

GAZZETTA  **UFFICIALE**
DELLA REPUBBLICA ITALIANA

PARTE PRIMA

Roma - Martedì, 20 febbraio 2018

**SI PUBBLICA TUTTI I
GIORNI NON FESTIVI**

DIREZIONE E REDAZIONE PRESSO IL MINISTERO DELLA GIUSTIZIA - UFFICIO PUBBLICAZIONE LEGGI E DECRETI - VIA ARENULA, 70 - 00186 ROMA
AMMINISTRAZIONE PRESSO L'ISTITUTO POLIGRAFICO E ZECCA DELLO STATO - VIA SALARIA, 691 - 00138 ROMA - CENTRALINO 06-85081 - LIBRERIA DELLO STATO
PIAZZA G. VERDI, 1 - 00198 ROMA

N. 8

**MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE
E DEI TRASPORTI**

DECRETO 17 gennaio 2018.

**Aggiornamento delle «Norme tecniche per
le costruzioni».**

S O M M A R I O

MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI

DECRETO 17 gennaio 2018.

Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni». (18A00716). *Pag.* 1

ALLEGATO. » 3

DECRETI, DELIBERE E ORDINANZE MINISTERIALI

MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI

DECRETO 17 gennaio 2018.

Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni».

IL MINISTRO DELLE INFRASTRUTTURE
E DEI TRASPORTI

DI CONCERTO CON

IL MINISTRO DELL'INTERNO
E

IL CAPO DIPARTIMENTO
DELLA PROTEZIONE CIVILE

Vista la legge 5 novembre 1971, n. 1086, recante «Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica»;

Vista la legge 2 febbraio 1974, n. 64, recante «Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche»;

Vista la legge 21 giugno 1986, n. 317, recante «Procedura di informazione nel settore delle norme e regolamentazioni tecniche delle regole relative ai servizi della società dell'informazione in attuazione della direttiva 98/34/CE del Parlamento europeo e del Consiglio del 22 giugno 1998, modificata dalla direttiva 98/48/CE del Parlamento europeo e del Consiglio del 20 luglio 1998»;

Visto il regolamento (UE) del Parlamento europeo e del Consiglio 9 marzo 2011, n. 305 che fissa condizioni armonizzate per la commercializzazione dei prodotti da costruzione e che abroga la direttiva 89/106/CEE del Consiglio;

Visto il decreto legislativo 31 marzo 1998, n. 112, recante «Conferimento di funzioni e compiti amministrativi allo Stato, alle regioni e agli enti locali in attuazione del capo I della legge 15 marzo 1997, n. 59»;

Visto il decreto del Presidente della Repubblica 6 giugno 2001, n. 380, recante «Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia»;

Visto il decreto-legge 28 maggio 2004, n. 136, convertito, con modificazioni, dalla legge 27 luglio 2004, n. 186, ed in particolare l'art. 5, comma 1, che prevede la redazione, da parte del Consiglio superiore dei lavori pubblici, di concerto con il Dipartimento della protezione civile, di normative tecniche, anche per la verifica sismica ed idraulica, relative alle costruzioni, nonché per la progettazione, la costruzione e l'adeguamento, anche sismico ed idraulico, delle dighe di ritenuta, dei ponti e delle opere di fondazione e sostegno dei terreni, per assicurare uniformi livelli di sicurezza;

Visto il decreto del Ministro delle infrastrutture e dei trasporti 14 gennaio 2008, con il quale sono state approvate le «Nuove norme tecniche per le costruzioni», pubblicato nel supplemento ordinario n. 30 della *Gazzetta Ufficiale* del 4 febbraio 2008, n. 29;

Visto il decreto del Ministro delle infrastrutture e dei trasporti 26 giugno 2014, recante «Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)», pubblicato nella *Gazzetta Ufficiale* Serie generale n. 156 dell'8 luglio 2014;

Considerata la necessità di procedere al previsto aggiornamento delle «Nuove Norme tecniche per le costruzioni» di cui al citato decreto ministeriale 14 gennaio 2008;

Visto il voto n. 53 con il quale l'Assemblea generale del Consiglio superiore dei lavori pubblici nella adunanza del 14 novembre 2014 si è espressa favorevolmente in ordine all'aggiornamento delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni», di cui al citato decreto ministeriale 14 gennaio 2008;

Vista la nota n. 7889, del 27 febbraio 2015, con la quale il Presidente del Consiglio superiore dei lavori pubblici ha trasmesso all'Ufficio legislativo del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti il suddetto aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni, licenziato dall'Assemblea generale del Consiglio superiore dei lavori pubblici;

Visto l'art. 52 del citato decreto del Presidente della Repubblica n. 380 del 2001, che dispone che in tutti i comuni della Repubblica le costruzioni, sia pubbliche, che private debbono essere realizzate in osservanza delle norme tecniche riguardanti i vari elementi costruttivi fissate con decreti del Ministro per le infrastrutture, di concerto con il Ministro dell'interno qualora le norme tecniche riguardino costruzioni in zone sismiche;

Considerato che il comma 2 dell'art. 5 del predetto decreto-legge n. 136 del 2004 prevede che le norme tecniche siano emanate con le procedure di cui all'art. 52 del citato decreto del Presidente della Repubblica n. 380 del 2001, di concerto con il Dipartimento della protezione civile;

Visto l'art. 54 del citato decreto legislativo n. 112 del 1998, il quale prevede che alcune funzioni mantenute in capo allo Stato, quali la predisposizione della normativa tecnica nazionale per le opere in cemento armato e in acciaio e le costruzioni in zone sismiche, siano esercitate di intesa con la Conferenza unificata;

Visto l'art. 93 del suddetto decreto legislativo n. 112 del 1998, il quale prevede che alcune funzioni mantenute in capo allo Stato, quali i criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e le norme tecniche per le costruzioni nelle medesime zone, siano esercitate sentita la Conferenza unificata;

Visto l'art. 83 del citato decreto del Presidente della Repubblica n. 380 del 2001, il quale prevede che tutte le costruzioni la cui sicurezza possa comunque interessare la pubblica incolumità, da realizzarsi in zone dichiarate sismiche, siano disciplinate, oltre che dalle disposizioni di cui a predetto art. 52 del medesimo decreto del Presidente della Repubblica n. 380 del 2001, da specifiche norme tecniche emanate con decreti del Ministro per le infrastrutture ed i trasporti, di concerto con il Ministro per l'interno, sentiti il Consiglio superiore dei lavori pubblici, il Consiglio nazionale delle ricerche e la Conferenza unificata;

Visto il concerto espresso dal capo del Dipartimento della protezione civile con nota prot. n. CG/0006287 del 26 gennaio 2017, ai sensi del citato art. 5, comma 2, del decreto-legge n. 136 del 2004;

Visto il concerto espresso dal Ministro dell'interno con nota prot. n. 0000808 del 17 gennaio 2017, ai sensi dell'art. 1, comma 1, del citato art. 52 del decreto del Presidente della Repubblica n. 380 del 2001;

Sentito il Consiglio nazionale delle ricerche con nota n. 73455 del 3 novembre 2016 ai sensi del citato art. 83 del decreto del Presidente della Repubblica n. 380 del 2001;

Acquisita l'intesa con la Conferenza unificata resa nella seduta del 22 dicembre 2016, ai sensi del citato art. 54 del decreto legislativo n. 112 del 1998;

Considerato, che lo schema di decreto è stato notificato, per il tramite del Ministero dello sviluppo economico, alla Commissione europea ai sensi della direttiva 2015/1535 del Parlamento europeo e del Consiglio del 9 settembre 2015 e che alla data dell'8 maggio 2017 è venuto a scadenza il termine di astensione obbligatoria di cui all'art. 6, paragrafo 1, della medesima direttiva;

Considerata la necessità di definire l'ambito di applicazione delle norme tecniche, anche in relazione alle opere con progetto definitivo o esecutivo approvato e alle opere con lavori in corso di esecuzione, in conformità al citato voto n. 53/2014 del Consiglio superiore dei lavori pubblici;

Accertato che sono stati adempiuti gli obblighi di notifica ai sensi degli articoli 15, paragrafo 7, e 39, paragrafo 5, della direttiva 2006/123/CEE del Parlamento europeo e del Consiglio, relativa ai servizi nel mercato interno, del 12 dicembre 2006;

Decreta:

Art. 1.

Approvazione

1. È approvato il testo aggiornato delle norme tecniche per le costruzioni, di cui alla legge 5 novembre 1971, n. 1086, alla legge 2 febbraio 1974, n. 64, al decreto del Presidente della Repubblica 6 giugno 2001, n. 380, ed al

decreto-legge 28 maggio 2004, n. 136, convertito, con modificazioni, dalla legge 27 luglio 2004, n. 186, allegato al presente decreto. Le presenti norme sostituiscono quelle approvate con il decreto ministeriale 14 gennaio 2008.

Art. 2.

Ambito di applicazione e disposizioni transitorie

1. Nell'ambito di applicazione del decreto legislativo 18 aprile 2016, n. 50, per le opere pubbliche o di pubblica utilità in corso di esecuzione, per i contratti pubblici di lavori già affidati, nonché per i progetti definitivi o esecutivi già affidati prima della data di entrata in vigore delle norme tecniche per le costruzioni di cui all'art. 1, si possono continuare ad applicare le previgenti norme tecniche per le costruzioni fino all'ultimazione dei lavori ed al collaudo statico degli stessi. Con riferimento alla seconda e alla terza fattispecie del precedente periodo, detta facoltà è esercitabile solo nel caso in cui la consegna dei lavori avvenga entro cinque anni dalla data di entrata in vigore delle norme tecniche per le costruzioni di cui all'art. 1. Con riferimento alla terza fattispecie di cui sopra, detta facoltà è esercitabile solo nel caso di progetti redatti secondo le norme tecniche di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008.

2. Per le opere private le cui opere strutturali siano in corso di esecuzione o per le quali sia già stato depositato il progetto esecutivo, ai sensi delle vigenti disposizioni, presso i competenti uffici prima della data di entrata in vigore delle Norme tecniche per le costruzioni di cui all'art. 1, si possono continuare ad applicare le previgenti Norme tecniche per le costruzioni fino all'ultimazione dei lavori ed al collaudo statico degli stessi.

Art. 3.

Entrata in vigore

1. Le norme tecniche di cui all'art. 1 entrano in vigore trenta giorni dopo la pubblicazione del presente decreto nella *Gazzetta Ufficiale* della Repubblica italiana.

Il presente decreto ed i relativi allegati sono pubblicati nella *Gazzetta Ufficiale* della Repubblica italiana.

Roma, 17 gennaio 2018

*Il Ministro delle infrastrutture
e dei trasporti*
DELRIO

Il Ministro dell'interno
MINNITI

*Il Capo Dipartimento
della protezione civile*
BORRELLI

NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI

Approvate con Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018

Testo aggiornato delle norme tecniche per le costruzioni, di cui alla legge 5 novembre 1971, n. 1086, alla legge 2 febbraio 1974, n. 64, al decreto del Presidente della Repubblica 6 giugno 2001, n. 380, ed al decreto-legge 28 maggio 2004, n. 136, convertito, con modificazioni, dalla legge 27 luglio 2004, n. 186.

Le presenti norme sostituiscono quelle approvate con il decreto ministeriale 14 gennaio 2008.

SOMMARIO

CAPITOLO 1 - OGGETTO

PREMESSA

1.1 OGGETTO

CAPITOLO 2 – SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE

2.1. PRINCIPI FONDAMENTALI

2.2. REQUISITI DELLE OPERE STRUTTURALI

- 2.2.1. STATI LIMITE ULTIMI (SLU)**
- 2.2.2. STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)**
- 2.2.3. SICUREZZA ANTINCENDIO**
- 2.2.4. DURABILITA'**
- 2.2.5. ROBUSTEZZA**
- 2.2.6. VERIFICHE**

2.3. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

2.4. VITA NOMINALE DI PROGETTO, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

- 2.4.1. VITA NOMINALE DI PROGETTO**
- 2.4.2. CLASSI D'USO**
- 2.4.3. PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA**

2.5. AZIONI SULLE COSTRUZIONI

- 2.5.1. CLASSIFICAZIONE DELLE AZIONI**
 - 2.5.1.1 CLASSIFICAZIONE DELLE AZIONI IN BASE AL MODO DI ESPLICARSI
 - 2.5.1.2 CLASSIFICAZIONE DELLE AZIONI SECONDO LA RISPOSTA STRUTTURALE
 - 2.5.1.3 CLASSIFICAZIONE DELLE AZIONI SECONDO LA VARIAZIONE DELLA LORO INTENSITÀ NEL TEMPO
- 2.5.2. CARATTERIZZAZIONE DELLE AZIONI ELEMENTARI**
- 2.5.3. COMBINAZIONI DELLE AZIONI**

CAPITOLO 3 – AZIONI SULLE COSTRUZIONI

- 3.1. OPERE CIVILI E INDUSTRIALI**
 - 3.1.1. GENERALITÀ**
 - 3.1.2. PESI PROPRI DEI MATERIALI STRUTTURALI**
 - 3.1.3. CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI**
 - 3.1.4. SOVRACCARICHI**
 - 3.1.4.1 SOVRACCARICHI VERTICALI UNIFORMEMENTE DISTRIBUITI
 - 3.1.4.2 SOVRACCARICHI VERTICALI CONCENTRATI
 - 3.1.4.3 SOVRACCARICHI ORIZZONTALI LINEARI

- 3.2. AZIONE SISMICA**
 - 3.2.1. STATI LIMITE E RELATIVE PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO**
 - 3.2.2. CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE**
 - 3.2.3. VALUTAZIONE DELL’AZIONE SISMICA**
 - 3.2.3.1 DESCRIZIONE DEL MOTO SISMICO IN SUPERFICIE E SUL PIANO DI FONDAZIONE
 - 3.2.3.2 SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE
 - 3.2.3.2.1 Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali
 - 3.2.3.2.2 Spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale
 - 3.2.3.2.3 Spettro di risposta elastico in spostamento delle componenti orizzontali
 - 3.2.3.3 SPOSTAMENTO ORIZZONTALE E VELOCITÀ ORIZZONTALE DEL TERRENO
 - 3.2.3.4 SPETTRI DI RISPOSTA DI PROGETTO PER LO STATO LIMITE DI OPERATIVITÀ (SLO)
 - 3.2.3.5 SPETTRI DI RISPOSTA DI PROGETTO PER GLI STATI LIMITE DI DANNO (SLD), DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV) E DI PREVENZIONE DEL COLLASSO (SLC)
 - 3.2.3.6 IMPIEGO DI STORIE TEMPORALI DEL MOTO DEL TERRENO
 - 3.2.4. EFFETTI DELLA VARIABILITÀ SPAZIALE DEL MOTO**
 - 3.2.4.1 VARIABILITÀ SPAZIALE DEL MOTO
 - 3.2.4.2 SPOSTAMENTO ASSOLUTO E RELATIVO DEL TERRENO

- 3.3. AZIONI DEL VENTO**
 - 3.3.1. VELOCITÀ BASE DI RIFERIMENTO**
 - 3.3.2. VELOCITÀ DI RIFERIMENTO**
 - 3.3.3. AZIONI STATICHE EQUIVALENTI**
 - 3.3.4. PRESSIONE DEL VENTO**
 - 3.3.5. AZIONE TANGENTE DEL VENTO**
 - 3.3.6. PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO**
 - 3.3.7. COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE**
 - 3.3.8. COEFFICIENTI AERODINAMICI**
 - 3.3.9. COEFFICIENTE DINAMICO**
 - 3.3.10. AVVERTENZE PROGETTUALI**

- 3.4. AZIONI DELLA NEVE**
 - 3.4.1. CARICO DELLA NEVE SULLE COPERTURE**
 - 3.4.2. VALORE DI RIFERIMENTO DEL CARICO DELLA NEVE AL SUOLO**
 - 3.4.3. COEFFICIENTE DI FORMA DELLE COPERTURE**
 - 3.4.3.1 GENERALITÀ
 - 3.4.3.2 COPERTURA AD UNA FALDA
 - 3.4.3.3 COPERTURA A DUE FALDE
 - 3.4.4. COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE**
 - 3.4.5. COEFFICIENTE TERMICO**

- 3.5. AZIONI DELLA TEMPERATURA**
 - 3.5.1. GENERALITÀ**
 - 3.5.2. TEMPERATURA DELL’ARIA ESTERNA**
 - 3.5.3. TEMPERATURA DELL’ARIA INTERNA**
 - 3.5.4. DISTRIBUZIONE DELLA TEMPERATURA NEGLI ELEMENTI STRUTTURALI**
 - 3.5.5. AZIONI TERMICHE SUGLI EDIFICI**
 - 3.5.6. PARTICOLARI PRECAUZIONI NEL PROGETTO DI STRUTTURE SOGGETTE AD AZIONI TERMICHE SPECIALI**
 - 3.5.7. EFFETTI DELLE AZIONI TERMICHE**

- 3.6. AZIONI ECCEZIONALI**
 - 3.6.1. INCENDIO**
 - 3.6.1.1 DEFINIZIONI
 - 3.6.1.2 RICHIESTE DI PRESTAZIONE

- 3.6.1.3 CLASSI DI RESISTENZA AL FUOCO
- 3.6.1.4 CRITERI DI PROGETTAZIONE
- 3.6.1.5 PROCEDURA DI ANALISI DELLA RESISTENZA AL FUOCO
- 3.6.1.5.1 Incendio di progetto
- 3.6.1.5.2 Analisi dell'evoluzione della temperatura
- 3.6.1.5.3 Analisi del comportamento meccanico
- 3.6.1.5.4 Verifiche di sicurezza
- 3.6.2. ESPLOSIONI**
- 3.6.2.1 GENERALITÀ
- 3.6.2.2 CLASSIFICAZIONE DELLE AZIONI DOVUTE ALLE ESPLOSIONI
- 3.6.2.3 MODELLAZIONE DELLE AZIONI DOVUTE ALLE ESPLOSIONI
- 3.6.2.4 CRITERI DI PROGETTAZIONE
- 3.6.3. URTI**
- 3.6.3.1 GENERALITÀ
- 3.6.3.2 CLASSIFICAZIONE DELLE AZIONI DOVUTE AGLI URTI
- 3.6.3.3 URTI DA TRAFFICO VEICOLARE
- 3.6.3.3.1 Traffico veicolare sotto ponti o altre strutture
- 3.6.3.3.2 Traffico veicolare sopra i ponti
- 3.6.3.4 URTI DA TRAFFICO FERROVIARIO

CAPITOLO 4 - COSTRUZIONI CIVILI E INDUSTRIALI

4.1. COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO

4.1.1. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA E METODI DI ANALISI

4.1.1.1 ANALISI ELASTICA LINEARE

4.1.1.2 ANALISI PLASTICA

4.1.1.3 ANALISI NON LINEARE

4.1.1.4 EFFETTI DELLE DEFORMAZIONI

4.1.2. VERIFICHE DEGLI STATI LIMITE

4.1.2.1 MATERIALI

4.1.2.1.1 Resistenze di calcolo dei materiali

4.1.2.1.1.1 *Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo*

4.1.2.1.1.2 *Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo*

4.1.2.1.1.3 *Resistenza di calcolo dell'acciaio*

4.1.2.1.1.4 *Tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo*

4.1.2.1.2 Diagrammi di calcolo dei materiali

4.1.2.1.2.1 *Diagrammi di calcolo tensione-deformazione del calcestruzzo*

Calcestruzzo confinato

4.1.2.1.2.2 *Diagrammi di calcolo tensione-deformazione dell'acciaio*

4.1.2.2 STATI LIMITE DI ESERCIZIO

4.1.2.2.1 Generalità

4.1.2.2.2 Stato limite di deformazione

4.1.2.2.3 Stato limite per vibrazioni

4.1.2.2.4 Stato limite di fessurazione

4.1.2.2.4.1 *Combinazioni di azioni*

4.1.2.2.4.2 *Condizioni ambientali*

4.1.2.2.4.3 *Sensibilità delle armature alla corrosione*

4.1.2.2.4.4 *Scelta degli stati limite di fessurazione*

4.1.2.2.4.5 *Verifica dello stato limite di fessurazione*

Stato limite di decompressione e di formazione delle fessure

Stato limite di apertura delle fessure

4.1.2.2.5 Stato limite di limitazione delle tensioni

4.1.2.2.5.1 *Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio*

4.1.2.2.5.2 *Tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio*

4.1.2.3 STATI LIMITE ULTIMI

4.1.2.3.1 Generalità

4.1.2.3.2 Stato limite di resistenza

4.1.2.3.3 Stato limite di duttilità

4.1.2.3.4 *Resistenza flessionale e duttilità massima in presenza e in assenza di sforzo assiale*

4.1.2.3.4.1 *Ipotesi di base*

4.1.2.3.4.2 *Verifiche di resistenza e duttilità*

4.1.2.3.5 *Resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti*

4.1.2.3.5.1 *Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio*

4.1.2.3.5.2 *Elementi con armature trasversali resistenti al taglio*

4.1.2.3.5.3 *Casi particolari*

Componenti trasversali

Carichi in prossimità degli appoggi

Carichi appesi o indiretti

4.1.2.3.5.4 *Verifica al punzonamento*

4.1.2.3.6 *Resistenza nei confronti di sollecitazioni torcenti*

Sollecitazioni composte

4.1.2.3.7 *Resistenza di elementi tozzi, nelle zone diffuse e nei nodi*

4.1.2.3.8 *Resistenza a fatica*

4.1.2.3.9 *Indicazioni specifiche relative a pilastri e pareti*

4.1.2.3.9.1 *Pilastri cerchiati*

4.1.2.3.9.2 *Verifiche di stabilità per elementi snelli*

Snellezza limite per pilastri singoli

Effetti globali negli edifici

4.1.2.3.9.3 *Metodi di verifica*

Analisi elastica lineare

- Analisi non lineare*
- 4.1.2.3.10 Verifica dell'aderenza delle barre di acciaio con il calcestruzzo
- 4.1.3. VERIFICHE PER SITUAZIONI TRANSITORIE**
- 4.1.4. VERIFICHE PER SITUAZIONI ECCEZIONALI**
- 4.1.5. PROGETTAZIONE INTEGRATA DA PROVE E VERIFICA MEDIANTE PROVE**
- 4.1.6. DETTAGLI COSTRUTTIVI**
- 4.1.6.1 ELEMENTI MONODIMENSIONALI: TRAVI E PILASTRI
- 4.1.6.1.1 Armatura delle travi
- 4.1.6.1.2 Armatura dei pilastri
- 4.1.6.1.3 Copriferro e interferro
- 4.1.6.1.4 Ancoraggio delle barre e loro giunzioni
- 4.1.7. ESECUZIONE**
- 4.1.8. NORME ULTERIORI PER IL CALCESTRUZZO ARMATO PRECOMPRESSO**
- 4.1.8.1 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA - NORME DI CALCOLO
- 4.1.8.1.1 Stati limite ultimi
- 4.1.8.1.2 Stati limite di esercizio
- 4.1.8.1.3 Tensioni di esercizio nel calcestruzzo a cadute avvenute
- 4.1.8.1.4 Tensioni iniziali nel calcestruzzo
- 4.1.8.1.5 Tensioni limite per gli acciai da precompressione
- 4.1.8.2 DETTAGLI COSTRUTTIVI PER IL CALCESTRUZZO ARMATO PRECOMPRESSO
- 4.1.8.2.1 Armatura longitudinale ordinaria
- 4.1.8.2.2 Staffe
- 4.1.8.3 ESECUZIONE DELLE OPERE IN CALCESTRUZZO ARMATO PRECOMPRESSO
- 4.1.9. NORME ULTERIORI PER I SOLAI**
- 4.1.9.1 SOLAI MISTI DI C.A. E C.A.P. E BLOCCHI FORATI IN LATERIZIO
- 4.1.9.2 SOLAI MISTI DI C.A. E C.A.P. E BLOCCHI DIVERSI DAL LATERIZIO O CALCESTRUZZO
- 4.1.9.3 SOLAI REALIZZATI CON L'ASSOCIAZIONE DI COMPONENTI PREFABBRICATI IN C.A. E C.A.P.
- 4.1.10. NORME ULTERIORI PER LE STRUTTURE PREFABBRICATE**
- 4.1.10.1 PRODOTTI PREFABBRICATI NON SOGGETTI A MARCATURA CE
- 4.1.10.2 PRODOTTI PREFABBRICATI IN SERIE
- 4.1.10.2.1 Prodotti prefabbricati in serie dichiarata
- 4.1.10.2.2 Prodotti prefabbricati in serie controllata
- 4.1.10.3 RESPONSABILITÀ E COMPETENZE
- 4.1.10.4 PROVE SU COMPONENTI
- 4.1.10.5 NORME COMPLEMENTARI
- 4.1.10.5.1 Appoggi
- 4.1.10.5.2 Realizzazione delle unioni
- 4.1.10.5.3 Tolleranze
- 4.1.11. CALCESTRUZZO A BASSA PERCENTUALE DI ARMATURA O NON ARMATO**
- 4.1.11.1 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA - NORME DI CALCOLO
- 4.1.12. CALCESTRUZZO DI AGGREGATI LEGGERI**
- 4.1.12.1 NORME DI CALCOLO
- 4.1.13. RESISTENZA AL FUOCO**
- 4.2. COSTRUZIONI DI ACCIAIO**
- 4.2.1. MATERIALI**
- 4.2.1.1 ACCIAIO LAMINATO
- 4.2.1.2 ACCIAIO INOSSIDABILE
- 4.2.1.3 SALDATURE
- 4.2.1.4 BULLONI E CHIODI
- 4.2.2. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA**
- 4.2.2.1 STATI LIMITE
- 4.2.3. ANALISI STRUTTURALE**
- 4.2.3.1 CLASSIFICAZIONE DELLE SEZIONI
- 4.2.3.2 CAPACITÀ RESISTENTE DELLE SEZIONI
- 4.2.3.3 METODI DI ANALISI GLOBALE
- 4.2.3.4 EFFETTI DELLE DEFORMAZIONI
- 4.2.3.5 EFFETTO DELLE IMPERFEZIONI
- 4.2.4. VERIFICHE**
- 4.2.4.1 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI
- 4.2.4.1.1 Resistenza di calcolo
- 4.2.4.1.2 Resistenza delle membrature
- Trazione*
- Compressione*
- Flessione monoassiale (retta)*

	Taglio
	Torsione
	Flessione e taglio
	Presso o tenso flessione retta
	Presso o tenso flessione biassiale
	Flessione, taglio e sforzo assiale
4.2.4.1.3	Stabilità delle membrature
4.2.4.1.3.1	<i>Aste compresse</i>
	Limitazioni della snellezza
4.2.4.1.3.2	<i>Travi inflesse</i>
4.2.4.1.3.3	<i>Membrature inflesse e compresse</i>
4.2.4.1.3.4	<i>Stabilità dei pannelli</i>
4.2.4.1.4	Stato limite di fatica
	<i>Verifica a vita illimitata.</i>
	<i>Verifica a danneggiamento</i>
4.2.4.1.5	Fragilità alle basse temperature
4.2.4.1.6	Resistenza di cavi, barre e funi
4.2.4.1.7	Resistenza degli apparecchi di appoggio
4.2.4.2	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO
4.2.4.2.1	Spostamenti verticali
4.2.4.2.2	Spostamenti laterali
4.2.4.2.3	Stato limite di vibrazioni
4.2.4.2.3.1	<i>Edifici</i>
4.2.4.2.3.2	<i>Strutture di elevata flessibilità e soggette a carichi ciclici</i>
4.2.4.2.3.3	<i>Oscillazioni prodotte dal vento</i>
4.2.4.2.4	Stato limite di plasticizzazioni locali
4.2.5.	VERIFICHE PER SITUAZIONI PROGETTUALI TRANSITORIE
4.2.6.	VERIFICHE PER SITUAZIONI PROGETTUALI ECCEZIONALI
4.2.7.	PROGETTAZIONE INTEGRATA DA PROVE E VERIFICA MEDIANTE PROVE
4.2.8.	UNIONI
4.2.8.1	UNIONI CON BULLONI, CHIODI E PERNI SOGGETTI A CARICHI STATICI
4.2.8.1.1	Unioni con bulloni e chiodi
	<i>Unioni con bulloni o chiodi soggette a taglio e/o a trazione</i>
	<i>Unioni a taglio per attrito con bulloni ad alta resistenza</i>
4.3.	COSTRUZIONI COMPOSTE DI ACCIAIO - CALCESTRUZZO
4.3.1.	VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA
4.3.1.1	STATI LIMITE ULTIMI
4.3.1.2	STATI LIMITE DI ESERCIZIO
4.3.1.3	FASI COSTRUTTIVE
4.3.2.	ANALISI STRUTTURALE
4.3.2.1	CLASSIFICAZIONE DELLE SEZIONI
4.3.2.2	METODI DI ANALISI GLOBALE
4.3.2.2.1	Analisi lineare elastica
4.3.2.2.2	Analisi plastica
4.3.2.2.3	Analisi non lineare
4.3.2.3	LARGHEZZE EFFICACI
4.3.2.4	EFFETTI DELLE DEFORMAZIONI
4.3.2.5	EFFETTI DELLE IMPERFEZIONI
4.3.3.	RESISTENZE DI CALCOLO
4.3.3.1	MATERIALI
4.3.3.1.1	Acciaio
4.3.3.1.2	Calcestruzzo
4.3.4.	TRAVI CON SOLETTA COLLABORANTE
4.3.4.1	TIPOLOGIA DELLE SEZIONI
4.3.4.2	RESISTENZA DELLE SEZIONI

- 4.3.4.2.1 Resistenza a flessione
- 4.3.4.2.1.1 *Metodo elastico*
- 4.3.4.2.1.2 *Metodo plastico*
- 4.3.4.2.1.3 *Metodo elasto-plastico*
- 4.3.4.2.2 Resistenza a taglio
- 4.3.4.3 SISTEMI DI CONNESSIONE ACCIAIO-CALCESTRUZZO
- 4.3.4.3.1 Connessioni a taglio con pioli
- 4.3.4.3.1.1 *Disposizione e limitazioni*
- 4.3.4.3.1.2 *Resistenza dei connettori*
- 4.3.4.3.2 Altri tipi di connettori
- 4.3.4.3.3 Valutazione delle sollecitazioni di taglio agenti sul sistema di connessione
- 4.3.4.3.4 Dettagli costruttivi della zona di connessione a taglio
- 4.3.4.3.5 Armatura trasversale
- 4.3.4.4 MODALITÀ ESECUTIVE
- 4.3.4.5 SPESSORI MINIMI
- 4.3.5. COLONNE COMPOSTE**
- 4.3.5.1 GENERALITÀ E TIPOLOGIE
- 4.3.5.2 RIGIDEZZA FLESSIONALE, SNELLEZZA E CONTRIBUTO MECCANICO DELL'ACCIAIO
- 4.3.5.3 RESISTENZA DELLE SEZIONI
- 4.3.5.3.1 Resistenza della sezione per tensioni normali
- 4.3.5.3.2 Resistenza a flessione e taglio della sezione
- 4.3.5.4 STABILITÀ DELLE MEMBRATURE
- 4.3.5.4.1 Colonne compresse
- 4.3.5.4.2 Instabilità locale 4.3.5.4.3 Colonne pressoinflesse
- 4.3.5.5 TRASFERIMENTO DEGLI SFORZI TRA COMPONENTE IN ACCIAIO E COMPONENTE IN CALCESTRUZZO
- 4.3.5.5.1 Resistenza allo scorrimento fra i componenti
- 4.3.5.6 COPRIFERRO E MINIMI DI ARMATURA
- 4.3.6. SOLETTE COMPOSTE CON LAMIERA GRECATA**
- 4.3.6.1 ANALISI PER IL CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI
- 4.3.6.1.1 Larghezza efficace per forze concentrate o lineari
- 4.3.6.2 VERIFICHE DI RESISTENZA ALLO STATO LIMITE ULTIMO
- 4.3.6.3 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO
- 4.3.6.3.1 Verifiche a fessurazione
- 4.3.6.3.2 Verifiche di deformazione
- 4.3.6.4 VERIFICHE DELLA LAMIERA GRECATA NELLA FASE DI GETTO
- 4.3.6.4.1 Verifica di resistenza
- 4.3.6.4.2 Verifiche agli stati limite di esercizio
- 4.3.6.5 DETTAGLI COSTRUTTIVI
- 4.3.6.5.1 Spessore minimo delle lamiere grecate
- 4.3.6.5.2 Spessore della soletta
- 4.3.6.5.3 Inerti
- 4.3.6.5.4 Appoggi
- 4.3.7. VERIFICHE PER SITUAZIONI TRANSITORIE**
- 4.3.8. VERIFICHE PER SITUAZIONI ECCEZIONALI**
- 4.3.9. RESISTENZA AL FUOCO**
- 4.3.10. PROGETTAZIONE INTEGRATA DA PROVE E VERIFICA MEDIANTE PROVE**

- 4.4. COSTRUZIONI DI LEGNO**
- 4.4.1. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA**
- 4.4.2. ANALISI STRUTTURALE**
- 4.4.3. AZIONI E LORO COMBINAZIONI**
- 4.4.4. CLASSI DI DURATA DEL CARICO**
- 4.4.5. CLASSI DI SERVIZIO**
- 4.4.6. RESISTENZA DI CALCOLO**
- 4.4.7. STATI LIMITE DI ESERCIZIO**
- 4.4.8. STATI LIMITE ULTIMI**
- 4.4.8.1 VERIFICHE DI RESISTENZA
- 4.4.8.1.1 Trazione parallela alla fibratura
- 4.4.8.1.2 Trazione perpendicolare alla fibratura
- 4.4.8.1.3 Compressione parallela alla fibratura
- 4.4.8.1.4 Compressione perpendicolare alla fibratura
- 4.4.8.1.5 Compressione inclinata rispetto alla fibratura
- 4.4.8.1.6 Flessione
- 4.4.8.1.7 Tensoflessione

- 4.4.8.1.8 Pressoflessione
- 4.4.8.1.9 Taglio
- 4.4.8.1.10 Torsione
- 4.4.8.1.11 Taglio e torsione
- 4.4.8.2 VERIFICHE DI STABILITÀ
- 4.4.8.2.1 Elementi inflessi (instabilità di trave)
- 4.4.8.2.2 Elementi compressi (instabilità di colonna)
- 4.4.9. COLLEGAMENTI**
- 4.4.10. ELEMENTI STRUTTURALI**
- 4.4.11. SISTEMI STRUTTURALI**
- 4.4.12. ROBUSTEZZA**
- 4.4.13. DURABILITÀ**
- 4.4.14. RESISTENZA AL FUOCO**
- 4.4.15. REGOLE PER L'ESECUZIONE**
- 4.4.16. VERIFICHE PER SITUAZIONI TRANSITORIE, CONTROLLI E PROVE DI CARICO**
- 4.4.17. VERIFICHE PER SITUAZIONI PROGETTUALI ECCEZIONALI**
- 4.4.18. PROGETTAZIONE INTEGRATA DA PROVE E VERIFICA MEDIANTE PROVE**

- 4.5. COSTRUZIONI DI MURATURA**
- 4.5.1. DEFINIZIONI**
- 4.5.2. MATERIALI E CARATTERISTICHE TIPOLOGICHE**
- 4.5.2.1 MALTE
- 4.5.2.2 ELEMENTI RESISTENTI IN MURATURA
 - Elementi artificiali*
 - Elementi naturali*
- 4.5.2.3 MURATURE
- 4.5.3. CARATTERISTICHE MECCANICHE DELLE MURATURE**
- 4.5.4. ORGANIZZAZIONE STRUTTURALE**
- 4.5.5. ANALISI STRUTTURALE**
- 4.5.6. VERIFICHE**
- 4.5.6.1 RESISTENZE DI PROGETTO
- 4.5.6.2 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI
- 4.5.6.3 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO
- 4.5.6.4 VERIFICHE SEMPLIFICATE
- 4.5.7. MURATURA ARMATA**
- 4.5.8. MURATURA CONFINATA**
- 4.5.9. VERIFICHE PER SITUAZIONI TRANSITORIE**
- 4.5.10. VERIFICHE PER SITUAZIONI ECCEZIONALI**
- 4.5.11. RESISTENZA AL FUOCO**
- 4.5.12. PROGETTAZIONE INTEGRATA DA PROVE E VERIFICA MEDIANTE PROVE**

- 4.6. ALTRI SISTEMI COSTRUTTIVI**

CAPITOLO 5 - PONTI

5.1. PONTI STRADALI

5.1.1. OGGETTO

5.1.2. PRESCRIZIONI GENERALI

5.1.2.1 GEOMETRIA DELLA SEDE STRADALE

5.1.2.2 ALTEZZA LIBERA

5.1.2.3 COMPATIBILITÀ IDRAULICA

5.1.3. AZIONI SUI PONTI STRADALI

5.1.3.1 AZIONI PERMANENTI

5.1.3.2 DISTORSIONI E DEFORMAZIONI IMPRESSE

5.1.3.3 AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO. CARICHI VERTICALI: q1

5.1.3.3.1 Premessa

5.1.3.3.2 Definizione delle corsie convenzionali

5.1.3.3.3 Schemi di Carico

5.1.3.3.4 Categorie Stradali

5.1.3.3.5 Disposizione dei carichi mobili per realizzare le condizioni di carico più gravose

5.1.3.3.6 Strutture secondarie di impalcato

Diffusione dei carichi locali

Calcolo delle strutture secondarie di impalcato

5.1.3.4 AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO. INCREMENTO DINAMICO ADDIZIONALE IN PRESENZA DI DISCONTINUITÀ STRUTTURALI:

q2

5.1.3.5 AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO. AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO O DI ACCELERAZIONE: q3

5.1.3.6 AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO. AZIONE CENTRIFUGA: q4

5.1.3.7 AZIONI DI NEVE E DI VENTO: q5

5.1.3.8 AZIONI IDRODINAMICHE: q6

5.1.3.9 AZIONI DELLA TEMPERATURA: q7

5.1.3.10 AZIONI SUI PARAPETTI E URTO DI VEICOLO IN SVIO: q8

5.1.3.11 RESISTENZE PASSIVE DEI VINCOLI: q9

5.1.3.12 AZIONI SISMICHE: E

5.1.3.13 AZIONI ECCEZIONALI: A

5.1.3.14 COMBINAZIONI DI CARICO

5.1.4. VERIFICHE DI SICUREZZA

5.1.4.1 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI

5.1.4.2 STATI LIMITE DI ESERCIZIO

5.1.4.3 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI FATICA

Verifiche per vita illimitata

Verifiche a danneggiamento

5.1.4.4 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

5.1.4.5 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI DEFORMAZIONE

5.1.4.6 VERIFICHE DELLE AZIONI SISMICHE

5.1.4.7 VERIFICHE IN FASE DI COSTRUZIONE

5.1.5. STRUTTURE PORTANTI

5.1.5.1 IMPALCATO

5.1.5.1.1 Spessori minimi

5.1.5.1.2 Strutture ad elementi prefabbricati

5.1.5.2 PILE

5.1.5.2.1 Spessori minimi

5.1.5.2.2 Schematizzazione e calcolo

5.1.6. VINCOLI

5.1.6.1 PROTEZIONE DEI VINCOLI

5.1.6.2 CONTROLLO, MANUTENZIONE E SOSTITUZIONE

5.1.6.3 VINCOLI IN ZONA SISMICA

5.1.7. OPERE ACCESSORIE

5.1.7.1 IMPERMEABILIZZAZIONE

5.1.7.2 PAVIMENTAZIONI

5.1.7.3 GIUNTI

5.1.7.4 SMALTIMENTO DEI LIQUIDI PROVENIENTI DALL'IMPALCATO

5.1.7.5 DISPOSITIVI PER L'ISPEZIONABILITÀ E LA MANUTENZIONE DELLE OPERE

5.1.7.6 VANI PER CONDOTTE E CAVIDOTTI

5.2. PONTI FERROVIARI

5.2.1. PRINCIPALI CRITERI PROGETTUALI E MANUTENTIVI

5.2.1.1 ISPEZIONABILITÀ E MANUTENZIONE

5.2.1.2 COMPATIBILITÀ IDRAULICA

5.2.1.3 ALTEZZA LIBERA

5.2.2. AZIONI SULLE OPERE

5.2.2.1 AZIONI PERMANENTI

5.2.2.1.1 Carichi permanenti portati

5.2.2.2 AZIONI VARIABILI VERTICALI

5.2.2.2.1 Modelli di carico

5.2.2.2.1.1 Modello di carico LM 71

5.2.2.2.1.2 Modelli di carico SW

5.2.2.2.1.3 Treno scarico

5.2.2.2.1.4 Ripartizione locale dei carichi.

5.2.2.2.1.5 Distribuzione dei carichi verticali per i rilevati a tergo delle spalle

5.2.2.2.2 Carichi sui marciapiedi

5.2.2.2.3 Effetti dinamici

5.2.2.3 AZIONI VARIABILI ORIZZONTALI

5.2.2.3.1 Forza centrifuga

5.2.2.3.2 Azione laterale (Serpeggio)

5.2.2.3.3 Azioni di avviamento e frenatura

5.2.2.4 AZIONI VARIABILI AMBIENTALI

5.2.2.4.1 Azione del vento

5.2.2.4.2 Temperatura

5.2.2.5 EFFETTI DI INTERAZIONE STATICA TRENO-BINARIO-STRUTTURA

5.2.2.6 EFFETTI AERODINAMICI ASSOCIATI AL PASSAGGIO DEI CONVOGLI FERROVIARI

5.2.2.6.1 Superfici verticali parallele al binario

5.2.2.6.2 Superfici orizzontali al di sopra del binario

5.2.2.6.3 Superfici orizzontali adiacenti il binario

5.2.2.6.4 Strutture con superfici multiple a fianco del binario sia verticali che orizzontali o inclinate

5.2.2.6.5 Superfici che circondano integralmente il binario per lunghezze inferiori a 20 m

5.2.2.7 AZIONI IDRODINAMICHE

5.2.2.8 AZIONI SISMICHE

5.2.2.9 AZIONI ECCEZIONALI

5.2.2.9.1 Rottura della catenaria

5.2.2.9.2 Deragliamenti al di sopra del ponte

5.2.2.9.3 Deragliamenti al di sotto del ponte

5.2.2.10 AZIONI INDIRETTE

5.2.2.10.1 Distorsioni

5.2.2.10.2 Ritiro e viscosità

5.2.2.10.3 Resistenze parassite nei vincoli

5.2.3. PARTICOLARI PRESCRIZIONI PER LE VERIFICHE

5.2.3.1 COMBINAZIONE DEI TRENI DI CARICO E DELLE AZIONI DA ESSI DERIVATE PER PIÙ BINARI

5.2.3.1.1 Numero di binari

5.2.3.1.2 Numero di treni contemporanei

5.2.3.1.3 Simultaneità delle azioni da traffico - valori caratteristici delle azioni combinate in gruppi di carichi

5.2.3.1.4 Valori rari e frequenti delle azioni da traffico ferroviario

5.2.3.1.5 Valori quasi-permanenti delle azioni da traffico ferroviario

5.2.3.1.6 Azioni da traffico ferroviario in situazioni transitorie

5.2.3.2 VERIFICHE AGLI SLU E SLE

5.2.3.2.1 Requisiti concernenti gli SLU

5.2.3.2.2 Requisiti concernenti gli SLE

5.2.3.2.2.1 Stati limite di esercizio per la sicurezza del traffico ferroviario

5.2.3.2.2.3 Verifiche allo stato limite di fatica

5.2.3.2.2.4 Verifiche allo stato limite di fessurazione

CAPITOLO 6 – PROGETTAZIONE GEOTECNICA

6.1. DISPOSIZIONI GENERALI

6.1.1. OGGETTO DELLE NORME

6.1.2. PRESCRIZIONI GENERALI

6.2. ARTICOLAZIONE DEL PROGETTO

6.2.1. CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO

6.2.2. INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA

6.2.3. FASI E MODALITA' COSTRUTTIVE

6.2.4. VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI

6.2.4.1 VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

6.2.4.1.1 Azioni

6.2.4.1.2 Resistenze

6.2.4.1.3 Verifiche SLU con l'analisi di interazione terreno-struttura

6.2.4.2 VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI IDRAULICI

6.2.4.3 VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

6.2.5. IMPIEGO DEL METODO OSSERVAZIONALE

6.2.6. MONITORAGGIO DEL COMPLESSO OPERA-TERRENO

6.3. STABILITÀ DEI PENDII NATURALI

6.3.1. PRESCRIZIONI GENERALI

6.3.2. MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL PENDIO

6.3.3. MODELLAZIONE GEOTECNICA DEL PENDIO

6.3.4. VERIFICHE DI SICUREZZA

6.3.5. INTERVENTI DI STABILIZZAZIONE

6.3.6. CONTROLLI E MONITORAGGIO

6.4. OPERE DI FONDAZIONE

6.4.1. CRITERI GENERALI DI PROGETTO

6.4.2. FONDAZIONI SUPERFICIALI

6.4.2.1 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

6.4.2.2 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

6.4.3. FONDAZIONI SU PALI

6.4.3.1 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

6.4.3.1.1 Resistenze di pali soggetti a carichi assiali

6.4.3.1.1.1 Resistenza a carico assiale di una palificata

6.4.3.1.2 Resistenze di pali soggetti a carichi trasversali

6.4.3.2 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

6.4.3.3 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU) DELLE FONDAZIONI MISTE

6.4.3.4 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE) DELLE FONDAZIONI MISTE

6.4.3.5 ASPETTI COSTRUTTIVI

6.4.3.6 CONTROLLI D'INTEGRITÀ DEI PALI

6.4.3.7 PROVE DI CARICO

6.4.3.7.1 Prove di progetto su pali pilota

6.4.3.7.2 Prove in corso d'opera

6.5. OPERE DI SOSTEGNO

6.5.1. CRITERI GENERALI DI PROGETTO

6.5.2. AZIONI

6.5.2.1 SOVRACCARICHI

6.5.2.2 MODELLO GEOMETRICO DI RIFERIMENTO

6.5.3. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

6.5.3.1 VERIFICHE DI SICUREZZA (SLU)

6.5.3.1.1 Muri di sostegno

6.5.3.1.2 Paratie

6.5.3.2 VERIFICHE DI ESERCIZIO (SLE)

6.6. TIRANTI DI ANCORAGGIO

- 6.6.1. CRITERI DI PROGETTO**
- 6.6.2. VERIFICHE DI SICUREZZA (SLU)**
- 6.6.3. ASPETTI COSTRUTTIVI**
- 6.6.4. PROVE DI CARICO**
 - 6.6.4.1. PROVE DI PROGETTO SU ANCORAGGI PRELIMINARI
 - 6.6.4.2. PROVE DI CARICO IN CORSO D'OPERA SUGLI ANCORAGGI

- 6.7. OPERE IN SOTTERRANEO**
 - 6.7.1. PRESCRIZIONI GENERALI**
 - 6.7.2. CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA**
 - 6.7.3. CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA**
 - 6.7.4. CRITERI DI PROGETTO**
 - 6.7.5. ANALISI PROGETTUALI E VERIFICHE DI SICUREZZA**
 - 6.7.6. CONTROLLO E MONITORAGGIO**

- 6.8. OPERE DI MATERIALI SCIOLTI E FRONTI DI SCAVO**
 - 6.8.1. CRITERI GENERALI DI PROGETTO**
 - 6.8.2. VERIFICHE DI SICUREZZA (SLU)**
 - 6.8.3. VERIFICHE DI ESERCIZIO (SLE)**
 - 6.8.4. ASPETTI COSTRUTTIVI**
 - 6.8.5. CONTROLLI E MONITORAGGIO**
 - 6.8.6. FRONTI DI SCAVO**
 - 6.8.6.1. INDAGINI GEOTECNICHE E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA
 - 6.8.6.2. CRITERI GENERALI DI PROGETTO E VERIFICHE DI SICUREZZA

- 6.9. MIGLIORAMENTO E RINFORZO DEI TERRENI E DEGLI AMMASSI ROCCIOSI**
 - 6.9.1. SCELTA DEL TIPO DI INTERVENTO E CRITERI GENERALI DI PROGETTO**
 - 6.9.2. MONITORAGGIO**

- 6.10. CONSOLIDAMENTO GEOTECNICO DI OPERE ESISTENTI**
 - 6.10.1. CRITERI GENERALI DI PROGETTO**
 - 6.10.2. INDAGINI GEOTECNICHE E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA**
 - 6.10.3. TIPI DI CONSOLIDAMENTO GEOTECNICO**
 - 6.10.4. CONTROLLI E MONITORAGGIO**

- 6.11. DISCARICHE CONTROLLATE DI RIFIUTI E DEPOSITI DI INERTI**
 - 6.11.1. DISCARICHE CONTROLLATE**
 - 6.11.1.1. CRITERI DI PROGETTO
 - 6.11.1.2. CARATTERIZZAZIONE DEL SITO
 - 6.11.1.3. MODALITÀ COSTRUTTIVE E DI CONTROLLO DEI DISPOSITIVI DI BARRIERA
 - 6.11.1.4. VERIFICHE DI SICUREZZA
 - 6.11.1.5. MONITORAGGIO
 - 6.11.2. DEPOSITI DI INERTI**
 - 6.11.2.1. CRITERI DI PROGETTO
 - 6.11.2.2. MONITORAGGIO

- 6.12. FATTIBILITÀ DI OPERE SU GRANDI AREE**
 - 6.12.1. INDAGINI SPECIFICHE**

CAPITOLO 7 – PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

7.0. GENERALITÀ

7.1. REQUISITI DELLE COSTRUZIONI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE

7.2. CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE E MODELLAZIONE

7.2.1. CARATTERISTICHE GENERALI DELLE COSTRUZIONI

7.2.2. CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE DEI SISTEMI STRUTTURALI

7.2.3. CRITERI DI PROGETTAZIONE DI ELEMENTI STRUTTURALI “SECONDARI” ED ELEMENTI COSTRUTTIVI NON STRUTTURALI

7.2.4. CRITERI DI PROGETTAZIONE DEGLI IMPIANTI

7.2.5. REQUISITI STRUTTURALI DEGLI ELEMENTI DI FONDAZIONE

7.2.6. CRITERI DI MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E DELL’AZIONE SISMICA

7.3. METODI DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA

7.3.1. ANALISI LINEARE O NON LINEARE

7.3.2. ANALISI DINAMICA O STATICA

7.3.3. ANALISI LINEARE DINAMICA O STATICA

7.3.3.1. ANALISI LINEARE DINAMICA

7.3.3.2. ANALISI LINEARE STATICA

7.3.3.3. Valutazione degli spostamenti della struttura

7.3.4. ANALISI NON LINEARE DINAMICA O STATICA

7.3.4.1. ANALISI NON LINEARE DINAMICA

7.3.4.2. ANALISI NON LINEARE STATICA

7.3.5. RISPOSTA ALLE DIVERSE COMPONENTI DELL’AZIONE SISMICA ED ALLA VARIABILITÀ SPAZIALE DEL MOTO

7.3.6. RISPETTO DEI REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE

7.3.6.1. ELEMENTI STRUTTURALI (ST)

7.3.6.2. ELEMENTI NON STRUTTURALI (NS)

7.3.6.3. IMPIANTI (IM)

7.4. COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO

7.4.1. GENERALITÀ

7.4.2. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

7.4.2.1. CONGLOMERATO

7.4.2.2. ACCIAIO

7.4.3. TIPOLOGIE STRUTTURALI E FATTORI DI COMPORTAMENTO

7.4.3.1. TIPOLOGIE STRUTTURALI

7.4.3.2. FATTORI DI COMPORTAMENTO

7.4.4. DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI PRIMARI E SECONDARI

7.4.4.1. TRAVI

7.4.4.1.1. Verifiche di resistenza (RES)

7.4.4.1.2. Verifiche di duttilità (DUT)

7.4.4.2. PILASTRI

7.4.4.2.1. Verifiche di resistenza (RES)

7.4.4.2.2. Verifiche di duttilità (DUT)

7.4.4.3. NODI TRAVE-PILASTRO

7.4.4.3.1. Verifiche di resistenza (RES)

7.4.4.4. DIAFRAMMI ORIZZONTALI

7.4.4.4.1. Verifiche di resistenza (RES)

7.4.4.5. PARETI

7.4.4.5.1. Verifiche di resistenza (RES)

7.4.4.5.2. Verifiche di duttilità (DUT)

7.4.4.6. TRAVI DI ACCOPPIAMENTO DEI SISTEMI A PARETI

7.4.5. COSTRUZIONI CON STRUTTURA PREFABBRICATA

7.4.5.1. TIPOLOGIE STRUTTURALI E FATTORI DI COMPORTAMENTO

7.4.5.2. COLLEGAMENTI

7.4.5.2.1. Indicazioni progettuali

7.4.5.2.2. Valutazione della resistenza

7.4.5.3. ELEMENTI STRUTTURALI

7.4.6. DETTAGLI COSTRUTTIVI

7.4.6.1. LIMITAZIONI GEOMETRICHE

7.4.6.1.1	Travi
7.4.6.1.2	Pilastri
7.4.6.1.3	Nodi trave-pilastro
7.4.6.1.4	Pareti
7.4.6.2	LIMITAZIONI DI ARMATURA
7.4.6.2.1	Travi
7.4.6.2.2	Pilastri
7.4.6.2.3	Nodi trave-pilastro
7.4.6.2.4	Pareti
7.4.6.2.5	Travi di accoppiamento

7.5. COSTRUZIONI DI ACCIAIO

7.5.1. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

7.5.2. TIPOLOGIE STRUTTURALI E FATTORI DI COMPORTAMENTO

7.5.2.1 TIPOLOGIE STRUTTURALI

7.5.2.2 FATTORI DI COMPORTAMENTO

7.5.3. REGOLE DI PROGETTO GENERALI PER ELEMENTI STRUTTURALI DISSIPATIVI

7.5.3.1 VERIFICHE DI RESISTENZA (RES) 7.5.3.2 VERIFICHE DI DUTTILITA' (DUT)

7.5.4. REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE PER STRUTTURE INTELAIATE

7.5.4.1 TRAVI

7.5.4.2 COLONNE

7.5.4.3 COLLEGAMENTI TRAVE-COLONNA

7.5.4.4 PANNELLI D'ANIMA DEI COLLEGAMENTI TRAVE-COLONNA

7.5.4.5 COLLEGAMENTI COLONNA-FONDAZIONE

7.5.5. REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE PER STRUTTURE CON CONTROVENTI CONCENTRICI

7.5.6. REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE PER STRUTTURE CON CONTROVENTI ECCENTRICI

7.6. COSTRUZIONI COMPOSTE DI ACCIAIO-CALCESTRUZZO

7.6.1. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

7.6.1.1 CALCESTRUZZO

7.6.1.2 ACCIAIO PER C.A.

7.6.1.3 ACCIAIO STRUTTURALE

7.6.2. TIPOLOGIE STRUTTURALI E FATTORI DI COMPORTAMENTO

7.6.2.1 TIPOLOGIE STRUTTURALI

7.6.2.2 FATTORI DI COMPORTAMENTO

7.6.3. RIGIDEZZA DELLA SEZIONE TRASVERSALE COMPOSTA

7.6.4. CRITERI DI PROGETTO E DETTAGLI PER STRUTTURE DISSIPATIVE

7.6.4.1 CRITERI DI PROGETTO PER STRUTTURE DISSIPATIVE

7.6.4.2 VERIFICHE DI RESISTENZA (RES)

7.6.4.3 VERIFICHE DI DUTTILITA' (DUT)

7.6.4.4 DETTAGLI COSTRUTTIVI

7.6.5. REGOLE SPECIFICHE PER LE MEMBRATURE

7.6.5.1 TRAVI CON SOLETTA COLLABORANTE

7.6.5.2 MEMBRATURE COMPOSTE PARZIALMENTE RIVESTITE DI CALCESTRUZZO

7.6.5.3 COLONNE COMPOSTE COMPLETAMENTE RIVESTITE DI CALCESTRUZZO

7.6.5.4 COLONNE COMPOSTE RIEMPIE DI CALCESTRUZZO

7.6.6. REGOLE SPECIFICHE PER STRUTTURE INTELAIATE

7.6.6.1 ANALISI STRUTTURALE

7.6.6.2 TRAVI E COLONNE

7.6.6.3 COLLEGAMENTI TRAVE-COLONNA

7.6.6.4 COLLEGAMENTI COLONNA-FONDAZIONE

7.6.6.5 CONDIZIONE PER TRASCURARE IL CARATTERE COMPOSTO DELLE TRAVI CON SOLETTA

7.6.7. REGOLE SPECIFICHE PER STRUTTURE CON CONTROVENTI CONCENTRICI

7.6.8. REGOLE SPECIFICHE PER STRUTTURE CON CONTROVENTI ECCENTRICI

7.7. COSTRUZIONI DI LEGNO

7.7.1. ASPETTI CONCETTUALI DELLA PROGETTAZIONE

7.7.2. MATERIALI E PROPRIETÀ DELLE ZONE DISSIPATIVE

7.7.3. TIPOLOGIE STRUTTURALI E FATTORI DI COMPORTAMENTO

7.7.3.1 PRECISAZIONI

7.7.4. ANALISI STRUTTURALE

7.7.5. DISPOSIZIONI COSTRUTTIVE

7.7.5.1 GENERALITÀ

7.7.5.2 DISPOSIZIONI COSTRUTTIVE PER I COLLEGAMENTI

7.7.5.3 DISPOSIZIONI COSTRUTTIVE PER GLI IMPALCATI

7.7.6.	VERIFICHE DI SICUREZZA
7.7.7.	REGOLE DI DETTAGLIO
7.7.7.1	DISPOSIZIONI COSTRUTTIVE PER I COLLEGAMENTI
7.7.7.2	DISPOSIZIONI COSTRUTTIVE PER GLI IMPALCATI
7.8.	COSTRUZIONI DI MURATURA
7.8.1.	REGOLE GENERALI
7.8.1.1	PREMESSA
7.8.1.2	MATERIALI
7.8.1.3	MODALITÀ COSTRUTTIVE E FATTORI DI COMPORTAMENTO
7.8.1.4	CRITERI DI PROGETTO E REQUISITI GEOMETRICI
7.8.1.5	METODI DI ANALISI
7.8.1.5.1	Generalità
7.8.1.5.2	Analisi lineare statica
7.8.1.5.3	Analisi dinamica modale
7.8.1.5.4	Analisi statica non lineare
7.8.1.5.5	Analisi dinamica non lineare
7.8.1.6	VERIFICHE DI SICUREZZA
7.8.1.7	PRINCIPI DI PROGETTAZIONE IN CAPACITÀ
7.8.1.8	FONDAZIONI
7.8.1.9	COSTRUZIONI SEMPLICI
7.8.2.	COSTRUZIONI DI MURATURA ORDINARIA
7.8.2.1	CRITERI DI PROGETTO
7.8.2.2	VERIFICHE DI SICUREZZA
7.8.2.2.1	Pressoflessione nel piano
7.8.2.2.2	Taglio
7.8.2.2.3	Pressoflessione fuori piano
7.8.2.2.4	Travi in muratura
7.8.3.	COSTRUZIONI DI MURATURA ARMATA
7.8.3.1	CRITERI DI PROGETTO
7.8.3.2	VERIFICHE DI SICUREZZA
7.8.3.2.1	Pressoflessione nel piano
7.8.3.2.2	Taglio
7.8.3.2.3	Pressoflessione fuori piano
7.8.4.	COSTRUZIONI DI MURATURA CONFINATA
7.8.5.	STRUTTURE MISTE
7.8.6.	REGOLE DI DETTAGLIO
7.8.6.1	COSTRUZIONI DI MURATURA ORDINARIA
7.8.6.2	COSTRUZIONI DI MURATURA ARMATA
7.8.6.3	COSTRUZIONI DI MURATURA CONFINATA
7.9.	PONTI
7.9.1.	CAMPO DI APPLICAZIONE
7.9.2.	CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE
7.9.2.1	VALORI DEL FATTORE DI COMPORTAMENTO
7.9.3.	MODELLO STRUTTURALE
7.9.3.1	INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA E ANALISI DI RISPOSTA SISMICA LOCALE
7.9.4.	ANALISI STRUTTURALE
7.9.4.1	ANALISI STATICA LINEARE
7.9.5.	DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI
7.9.5.1	PILE
7.9.5.1.1	Verifiche di resistenza (RES)
7.9.5.1.2	Verifiche di duttilità (DUT)
7.9.5.2	IMPALCATO
7.9.5.2.1	VERIFICHE DI RESISTENZA (RES)
7.9.5.3	APPARECCHI DI APPOGGIO E ZONE DI SOVRAPPOSIZIONE
7.9.5.3.1	Apparecchi d'appoggio o di vincolo fissi
7.9.5.2	Apparecchi d'appoggio mobili
7.9.5.3.3	Dispositivi di fine corsa
7.9.5.3.4	Zone di sovrapposizione
7.9.5.4	SPALLE
7.9.5.4.1	Collegamento mediante apparecchi d'appoggio mobili
7.9.5.4.2	Collegamento mediante apparecchi d'appoggio fissi

- 7.9.6. DETTAGLI COSTRUTTIVI PER ELEMENTI DI CALCESTRUZZO ARMATO**
- 7.9.6.1 PILE
- 7.9.6.1.1 Armature per il confinamento del nucleo di calcestruzzo
- 7.9.6.1.2 Armature per contrastare l'instabilità delle barre verticali compresse
- 7.9.6.1.3 Dettagli costruttivi per le zone dissipative
- 7.9.6.2 IMPALCATO, FONDAZIONI E SPALLE
- 7.10. COSTRUZIONI CON ISOLAMENTO E/O DISSIPAZIONE**
- 7.10.1. SCOPO**
- 7.10.2. REQUISITI GENERALI E CRITERI PER IL LORO SODDISFACIMENTO**
- 7.10.3. CARATTERISTICHE E CRITERI DI ACCETTAZIONE DEI DISPOSITIVI**
- 7.10.4. INDICAZIONI PROGETTUALI**
- 7.10.4.1 INDICAZIONI RIGUARDANTI I DISPOSITIVI
- 7.10.4.2 CONTROLLO DI MOVIMENTI INDESIDERATI
- 7.10.4.3 CONTROLLO DEGLI SPOSTAMENTI SISMICI DIFFERENZIALI DEL TERRENO
- 7.10.4.4 CONTROLLO DEGLI SPOSTAMENTI RELATIVI AL TERRENO E ALLE COSTRUZIONI CIRCOSTANTI
- 7.10.5. MODELLAZIONE E ANALISI STRUTTURALE**
- 7.10.5.1 PROPRIETÀ DEL SISTEMA DI ISOLAMENTO
- 7.10.5.2 MODELLAZIONE
- 7.10.5.3 ANALISI
- 7.10.5.3.1 Analisi lineare statica
- 7.10.5.3.2 Analisi lineare dinamica
- 7.10.6. VERIFICHE**
- 7.10.6.1 VERIFICHE DEGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO
- 7.10.6.2 VERIFICHE DEGLI STATI LIMITE ULTIMI
- 7.10.6.2.1 Verifiche dello SLV
- 7.10.6.2.2 Verifiche dello SLC
- 7.10.7. ASPETTI COSTRUTTIVI, MANUTENZIONE, SOSTITUIBILITÀ**
- 7.10.8. ACCORGIMENTI SPECIFICI IN FASE DI COLLAUDO**
- 7.11. OPERE E SISTEMI GEOTECNICI**
- 7.11.1. REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE**
- 7.11.2. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA AI FINI SISMICI**
- 7.11.3. RISPOSTA SISMICA E STABILITÀ DEL SITO**
- 7.11.3.1 RISPOSTA SISMICA LOCALE
- 7.11.3.2 FATTORI DI AMPLIFICAZIONE STRATIGRAFICA
- 7.11.3.3 FATTORI DI AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA
- 7.11.3.4 STABILITÀ NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE
- 7.11.3.4.1 Generalità
- 7.11.3.4.2 Esclusione della verifica a liquefazione
- 7.11.3.4.3 Metodologie di analisi
- 7.11.3.5 STABILITÀ DEI PENDII
- 7.11.3.5.1 Azione sismica
- 7.11.3.5.2 Metodi di analisi
- 7.11.4. FRONTI DI SCAVO E RILEVATI**
- 7.11.5. FONDAZIONI**
- 7.11.5.1 REGOLE GENERALI DI PROGETTAZIONE
- 7.11.5.2 INDAGINI E MODELLO GEOTECNICO
- 7.11.5.3 VERIFICHE DELLO STATO LIMITE ULTIMO (SLU) E DELLO STATO LIMITE DI DANNO (SLD)
- 7.11.5.3.1 Fondazioni superficiali
- 7.11.5.3.2 Fondazioni su pali
- 7.11.6. OPERE DI SOSTEGNO**
- 7.11.6.1 REQUISITI GENERALI
- 7.11.6.2 MURI DI SOSTEGNO
- 7.11.6.2.1 Metodi di analisi
- 7.11.6.2.2 Verifiche di sicurezza
- 7.11.6.3 PARATIE
- 7.11.6.3.1 Metodi pseudo-statici
- 7.11.6.3.2 Verifiche di sicurezza
- 7.11.6.4 SISTEMI DI VINCOLO
- 7.11.6.4.1 Verifiche di sicurezza

CAPITOLO 8 - COSTRUZIONI ESISTENTI

- 8.1. OGGETTO**
- 8.2. CRITERI GENERALI**
- 8.3. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA**
- 8.4. CLASSIFICAZIONE DEGLI INTERVENTI**
 - 8.4.1. RIPARAZIONE O INTERVENTO LOCALE**
 - 8.4.2. INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO**
 - 8.4.3. INTERVENTO DI ADEGUAMENTO**
- 8.5. DEFINIZIONE DEL MODELLO DI RIFERIMENTO PER LE ANALISI**
 - 8.5.1. ANALISI STORICO-CRITICA**
 - 8.5.2. RILIEVO**
 - 8.5.3. CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI**
 - 8.5.4. LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA**
 - 8.5.5. AZIONI**
- 8.6. MATERIALI**
- 8.7. PROGETTAZIONE DEGLI INTERVENTI IN PRESENZA DI AZIONI SISMICHE**
 - 8.7.1. COSTRUZIONI IN MURATURA**
 - 8.7.2. COSTRUZIONI IN CALCESTRUZZO ARMATO O IN ACCIAIO**
 - 8.7.3. COSTRUZIONI MISTE**
 - 8.7.4. CRITERI E TIPI D'INTERVENTO**
 - 8.7.5. ELABORATI DEL PROGETTO DELL'INTERVENTO**

CAPITOLO 9 – COLLAUDO STATICO

9.1. PRESCRIZIONI GENERALI

9.2 PROVE DI CARICO

9.2.1 STRUTTURE PREFABBRICATE

9.2.2 PONTI STRADALI

9.2.3 PONTI FERROVIARI

CAPITOLO 10 – REDAZIONE DEI PROGETTI STRUTTURALI ESECUTIVI E DELLE RELAZIONI DI CALCOLO

10.1. CARATTERISTICHE GENERALI

10.2. ANALISI E VERIFICHE SVOLTE CON L'AUSILIO DI CODICI DI CALCOLO

10.2.1. RELAZIONE DI CALCOLO

Tipo di analisi svolta

Origine e Caratteristiche dei Codici di Calcolo

Modalità di presentazione dei risultati.

Informazioni generali sull'elaborazione.

Giudizio motivato di accettabilità dei risultati.

10.2.2. VALUTAZIONE INDIPENDENTE DEL CALCOLO

CAPITOLO 11 – MATERIALI E PRODOTTI AD USO STRUTTURALE

11.1. GENERALITÀ

11.2. CALCESTRUZZO

11.2.1. SPECIFICHE PER IL CALCESTRUZZO

11.2.2. CONTROLLI DI QUALITÀ DEL CALCESTRUZZO

11.2.3. VALUTAZIONE PRELIMINARE

11.2.4. PRELIEVO E PROVA DEI CAMPIONI

11.2.5. CONTROLLO DI ACCETTAZIONE

11.2.5.1 CONTROLLO DI TIPO A

11.2.5.2 CONTROLLO DI TIPO B

11.2.5.3 PRESCRIZIONI COMUNI PER ENTRAMBI I CRITERI DI CONTROLLO

11.2.6. CONTROLLO DELLA RESISTENZA DEL CALCESTRUZZO IN OPERA

11.2.7. PROVE COMPLEMENTARI

11.2.8. PRESCRIZIONI RELATIVE AL CALCESTRUZZO CONFEZIONATO CON PROCESSO INDUSTRIALIZZATO

11.2.9. COMPONENTI DEL CALCESTRUZZO

11.2.9.1 LEGANTI

11.2.9.2 AGGREGATI

11.2.9.3 AGGIUNTE

11.2.9.4 ADDITIVI

11.2.9.5 ACQUA DI IMPASTO

11.2.9.6 MISCELE PRECONFEZIONATE DI COMPONENTI PER CALCESTRUZZO

11.2.10. CARATTERISTICHE DEL CALCESTRUZZO

11.2.10.1 RESISTENZA A COMPRESSIONE

11.2.10.2 RESISTENZA A TRAZIONE

11.2.10.3 MODULO ELASTICO

11.2.10.4 COEFFICIENTE DI POISSON

11.2.10.5 COEFFICIENTE DI DILATAZIONE TERMICA

11.2.10.6 RITIRO

11.2.10.7 VISCOSITÀ

11.2.11. DURABILITÀ

11.2.12. CALCESTRUZZO FIBRORINFORZATO (FRC)

11.3. ACCIAIO

11.3.1. PRESCRIZIONI COMUNI A TUTTE LE TIPOLOGIE DI ACCIAIO

11.3.1.1 CONTROLLI

11.3.1.2 CONTROLLI DI PRODUZIONE IN STABILIMENTO E PROCEDURE DI QUALIFICAZIONE

11.3.1.3 MANTENIMENTO E RINNOVO DELLA QUALIFICAZIONE

11.3.1.4 IDENTIFICAZIONE E RINTRACCIABILITÀ DEI PRODOTTI QUALIFICATI

11.3.1.5 FORNITURE E DOCUMENTAZIONE DI ACCOMPAGNAMENTO

11.3.1.6 PROVE DI QUALIFICAZIONE E VERIFICHE PERIODICHE DELLA QUALITÀ

11.3.1.7 CENTRI DI TRASFORMAZIONE

11.3.2. ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO

11.3.2.1 ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO B450C

11.3.2.2 ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO B450A

11.3.2.3 ACCERTAMENTO DELLE PROPRIETÀ MECCANICHE

11.3.2.4 CARATTERISTICHE DIMENSIONALI E DI IMPIEGO

11.3.2.5 RETI E TRALICCI ELETTROSALDATI

11.3.2.5.1 Identificazione delle reti e dei tralicci elettrosaldati

11.3.2.6 SALDABILITÀ

11.3.2.7 TOLLERANZE DIMENSIONALI

11.3.2.8 ALTRI TIPI DI ACCIAI

11.3.2.8.1 Acciai inossidabili

11.3.2.8.2 Acciai zincati

11.3.2.9 GIUNZIONI MECCANICHE

11.3.2.10 PROCEDURE DI CONTROLLO PER ACCIAI DA CEMENTO ARMATO NORMALE – BARRE E ROTOLI

11.3.2.10.1 Controlli sistematici in stabilimento

11.3.2.10.1.1 Generalità

11.3.2.10.1.2 Prove di qualificazione

- 11.3.2.10.1.3 *Procedura di valutazione*
- 11.3.2.10.1.4 *Prove periodiche di verifica della qualità*
- 11.3.2.10.2 Controlli su singole colate o lotti di produzione
- 11.3.2.10.3 Controlli nei centri di trasformazione
- 11.3.2.10.4 Prove di aderenza
- 11.3.2.11 PROCEDURE DI CONTROLLO PER ACCIAI DA CEMENTO ARMATO ORDINARIO – RETI E TRALICCI ELETTRISALDATI
- 11.3.2.11.1 Controlli sistematici in stabilimento
- 11.3.2.11.1.1 *Prove di qualificazione*
- 11.3.2.11.1.2 *Prove di verifica della qualità*
- 11.3.2.11.2 Controlli su singoli lotti di produzione
- 11.3.2.12 CONTROLLI DI ACCETTAZIONE IN CANTIERE
- 11.3.3. ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO PRECOMPRESSO**
- 11.3.3.1 CARATTERISTICHE DIMENSIONALI E DI IMPIEGO
- 11.3.3.2 CARATTERISTICHE DEI PRODOTTI
- 11.3.3.3 CADUTE DI TENSIONE PER RILASSAMENTO
- 11.3.3.4 CENTRI DI TRASFORMAZIONE
- 11.3.3.5 PROCEDURE DI CONTROLLO PER ACCIAI DA CEMENTO ARMATO PRECOMPRESSO
- 11.3.3.5.1 **Prescrizioni comuni – Modalità di prelievo**
- 11.3.3.5.2 **Controlli sistematici in stabilimento**
- 11.3.3.5.2.1 *Prove di qualificazione*
- 11.3.3.5.2.2 *Prove di verifica della qualità*
- 11.3.3.5.2.3 *Determinazione delle proprietà e tolleranze*
- 11.3.3.5.2.4 *Controlli su singoli lotti di produzione*
- 11.3.3.5.3 Controlli nei centri di trasformazione
- 11.3.3.5.4 Controlli di accettazione in cantiere
- 11.3.3.5.5 Prodotti inguainati o inguainati e cerati.
- 11.3.3.5.6 Prodotti zincati.
- 11.3.3.5.7 Certificati di prova rilasciati dal laboratorio di cui all'art. 59 del DPR 380/2001.
- 11.3.4. ACCIAIO PER STRUTTURE METALLICHE E PER STRUTTURE COMPOSTE**
- 11.3.4.1 GENERALITÀ
- 11.3.4.2 ACCIAI LAMINATI
- 11.3.4.2.1 Controlli sui prodotti laminati
- 11.3.4.2.2 Fornitura dei prodotti laminati
- 11.3.4.3 ACCIAIO PER GETTI
- 11.3.4.4 ACCIAIO PER STRUTTURE SALDATE
- 11.3.4.5 PROCESSO DI SALDATURA
- 11.3.4.6 BULLONI E CHIODI
- 11.3.4.6.1 Bulloni “non a serraggio controllato”
- 11.3.4.6.2 Bulloni “a serraggio controllato”
- 11.3.4.6.3 Elementi di collegamento in acciaio inossidabile
- 11.3.4.6.4 Chiodi
- 11.3.4.7 CONNETTORI A PIOLO
- 11.3.4.8 ACCIAI INOSSIDABILI
- 11.3.4.9 ACCIAI DA CARPENTERIA PER STRUTTURE SOGGETTE AD AZIONI SISMICHE
- 11.3.4.10 CENTRI DI TRASFORMAZIONE E CENTRI DI PRODUZIONE DI ELEMENTI SERIALI IN ACCIAIO
- 11.3.4.11 PROCEDURE DI CONTROLLO SU ACCIAI DA CARPENTERIA
- 11.3.4.11.1 **Controlli in stabilimento di produzione**
- 11.3.4.11.1.1 *Suddivisione dei prodotti*
- 11.3.4.11.1.2 *Prove di qualificazione*
- 11.3.4.11.1.3 *Controllo continuo della qualità della produzione*
- 11.3.4.11.1.4 *Verifica periodica della qualità*
- 11.3.4.11.1.5 *Controlli su singole colate*
- 11.3.4.11.2 **Controlli nei centri di trasformazione e nei centri di produzione di elementi tipologici in acciaio**
- 11.3.4.11.2.1 *Centri di produzione di lamiere grecate e profilati formati a freddo*
- 11.3.4.11.2.2 *Centri di prelaborazione di componenti strutturali*
- 11.3.4.11.2.3 *Officine per la produzione di carpenterie metalliche*
- 11.3.4.11.2.4 *Officine per la produzione di bulloni e chiodi*
- 11.3.4.11.3 **Controlli di accettazione in cantiere**
- 11.4. ANCORANTI PER USO STRUTTURALE E GIUNTI DI DILATAZIONE**
- 11.4.1. ANCORANTI PER USO STRUTTURALE**
- 11.4.2. GIUNTI DI DILATAZIONE STRADALE**

11.5. SISTEMI DI PRECOMPRESSIONE A CAVI POST-TESI E TIRANTI DI ANCORAGGIO
11.5.1. SISTEMI DI PRECOMPRESSIONE A CAVI POST TESI
11.5.2. TIRANTI DI ANCORAGGIO PER USO GEOTECNICO

11.6. APPOGGI STRUTTURALI

11.7. MATERIALI E PRODOTTI A BASE DI LEGNO

11.7.1. GENERALITÀ

11.7.1.1 PROPRIETÀ DEI MATERIALI

11.7.2. LEGNO MASSICCIO

11.7.3. LEGNO STRUTTURALE CON GIUNTI A DITA

11.7.4. LEGNO LAMELLARE INCOLLATO E LEGNO MASSICCIO INCOLLATO

11.7.5. PANNELLI A BASE DI LEGNO

11.7.6. ALTRI PRODOTTI DERIVATI DAL LEGNO PER USO STRUTTURALE

11.7.7. ADESIVI

11.7.7.1 ADESIVI PER ELEMENTI INCOLLATI IN STABILIMENTO

11.7.7.2 ADESIVI PER GIUNTI REALIZZATI IN CANTIERE

11.7.8. ELEMENTI MECCANICI DI COLLEGAMENTO

11.7.9. DURABILITÀ DEL LEGNO E DERIVATI

11.7.9.1 GENERALITÀ

11.7.9.2 REQUISITI DI DURABILITÀ NATURALE DEI MATERIALI A BASE DI LEGNO

11.7.10. PROCEDURE DI IDENTIFICAZIONE, QUALIFICAZIONE E ACCETTAZIONE

11.7.10.1 DISPOSIZIONI GENERALI

11.7.10.1.1 Identificazione e rintracciabilità dei prodotti qualificati

11.7.10.1.2 Forniture, documentazione di accompagnamento, controlli di accettazione in cantiere

11.7.10.2 CONTROLLO DI ACCETTAZIONE IN CANTIERE

11.8. COMPONENTI PREFABBRICATI IN C.A. E C.A.P.

11.8.1. GENERALITÀ

11.8.2. REQUISITI MINIMI DEGLI STABILIMENTI E DEGLI IMPIANTI DI PRODUZIONE

11.8.3. CONTROLLO DI PRODUZIONE

11.8.3.1 CONTROLLO SUI MATERIALI PER ELEMENTI DI SERIE

11.8.3.2 CONTROLLO DI PRODUZIONE IN SERIE CONTROLLATA

11.8.3.3 PROVE INIZIALI DI TIPO PER ELEMENTI IN SERIE CONTROLLATA

11.8.3.4 MARCHIATURA

11.8.4. PROCEDURE DI QUALIFICAZIONE

11.8.4.1 QUALIFICAZIONE DELLO STABILIMENTO

11.8.4.2 QUALIFICAZIONE DELLA PRODUZIONE IN SERIE DICHIARATA

11.8.4.3 QUALIFICAZIONE DELLA PRODUZIONE IN SERIE CONTROLLATA

11.8.4.4 SOSPENSIONI E REVOCHE

11.8.5. DOCUMENTI DI ACCOMPAGNAMENTO

11.8.6. DISPOSITIVI MECCANICI DI COLLEGAMENTO

11.9. DISPOSITIVI ANTISISMICI E DI CONTROLLO DELLE VIBRAZIONI

11.9.1. TIPOLOGIE DI DISPOSITIVI

11.9.2. PROCEDURA DI QUALIFICAZIONE

11.9.3. PROCEDURA DI ACCETTAZIONE

11.9.4. DISPOSITIVI A COMPORTAMENTO LINEARE

11.9.4.1 PROVE DI ACCETTAZIONE SUI DISPOSITIVI

11.9.5. DISPOSITIVI A COMPORTAMENTO NON LINEARE

11.9.5.1 PROVE DI ACCETTAZIONE SUI DISPOSITIVI

11.9.6. DISPOSITIVI A COMPORTAMENTO VISCOSO

11.9.6.1 PROVE DI ACCETTAZIONE SUI DISPOSITIVI

11.9.7. ISOLATORI ELASTOMERICI

11.9.7.1 PROVE DI ACCETTAZIONE SUI DISPOSITIVI

11.9.8. ISOLATORI A SCORRIMENTO

11.9.8.1 PROVE DI ACCETTAZIONE SUI DISPOSITIVI

11.9.9. DISPOSITIVI A VINCOLO RIGIDO DEL TIPO A "FUSIBILE"

11.9.9.1 PROVE DI ACCETTAZIONE SUI DISPOSITIVI

11.9.10. DISPOSITIVI (DINAMICI) DI VINCOLO PROVVISORIO

11.9.10.1 PROVE DI ACCETTAZIONE SUI DISPOSITIVI

11.10. MURATURA PORTANTE

11.10.1. ELEMENTI PER MURATURA

11.10.1.1 PROVE DI ACCETTAZIONE

11.10.1.1.1 Resistenza a compressione degli elementi resistenti artificiali o naturali

- 11.10.2. MALTE PER MURATURA**
- 11.10.2.1 MALTE A PRESTAZIONE GARANTITA
- 11.10.2.2 MALTE A COMPOSIZIONE PRESCRITTA
- 11.10.2.3 MALTE PRODOTTE IN CANTIERE
- 11.10.2.4 PROVE DI ACCETTAZIONE
- 11.10.3. DETERMINAZIONE DEI PARAMETRI MECCANICI DELLA MURATURA**
- 11.10.3.1 RESISTENZA A COMPRESSIONE
- 11.10.3.1.1 **Determinazione sperimentale della resistenza a compressione**
- 11.10.3.1.2 **Stima della resistenza a compressione**
- 11.10.3.2 RESISTENZA CARATTERISTICA A TAGLIO IN ASSENZA DI TENSIONI NORMALI
- 11.10.3.2.1 **Determinazione sperimentale della resistenza a taglio**
- 11.10.3.2.2 **Stima della resistenza a taglio**
- 11.10.3.3 RESISTENZA CARATTERISTICA A TAGLIO
- 11.10.3.4 MODULI DI ELASTICITÀ SECANTI

CAPITOLO 12 – RIFERIMENTI TECNICI

CAPITOLO 1.

OGGETTO

PREMESSA

Le presenti Norme tecniche per le costruzioni sono emesse ai sensi delle leggi 5 novembre 1971, n. 1086, e 2 febbraio 1974, n. 64, così come riunite nel Testo Unico per l'Edilizia di cui al DPR 6 giugno 2001, n. 380, e dell'art. 5 del DL 28 maggio 2004, n. 136, convertito in legge, con modificazioni, dall'art. 1 della legge 27 luglio 2004, n. 186 e ss. mm. ii..

1.1 OGGETTO

Le presenti Norme tecniche per le costruzioni definiscono i principi per il progetto, l'esecuzione e il collaudo delle costruzioni, nei riguardi delle prestazioni loro richieste in termini di requisiti essenziali di resistenza meccanica e stabilità, anche in caso di incendio, e di durabilità.

Esse forniscono quindi i criteri generali di sicurezza, precisano le azioni che devono essere utilizzate nel progetto, definiscono le caratteristiche dei materiali e dei prodotti e, più in generale, trattano gli aspetti attinenti alla sicurezza strutturale delle opere.

Circa le indicazioni applicative per l'ottenimento delle prescritte prestazioni, per quanto non espressamente specificato nel presente documento, ci si può riferire a normative di comprovata validità e ad altri documenti tecnici elencati nel Cap. 12. In particolare quelle fornite dagli Eurocodici con le relative Appendici Nazionali costituiscono indicazioni di comprovata validità e forniscono il sistematico supporto applicativo delle presenti norme.

CAPITOLO 2.

SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE

2.1. PRINCIPI FONDAMENTALI

Le opere e le componenti strutturali devono essere progettate, eseguite, collaudate e soggette a manutenzione in modo tale da consentirne la prevista utilizzazione, in forma economicamente sostenibile e con il livello di sicurezza previsto dalle presenti norme.

La sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale di progetto, di cui al § 2.4. Si definisce stato limite una condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze elencate nelle presenti norme.

In particolare, secondo quanto stabilito nei capitoli specifici, le opere e le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:

- *sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU)*: capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone oppure comportare la perdita di beni, oppure provocare gravi danni ambientali e sociali, oppure mettere fuori servizio l'opera;
- *sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE)*: capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;
- *sicurezza antincendio*: capacità di garantire le prestazioni strutturali previste in caso d'incendio, per un periodo richiesto;
- *durabilità*: capacità della costruzione di mantenere, nell'arco della vita nominale di progetto, i livelli prestazionali per i quali è stata progettata, tenuto conto delle caratteristiche ambientali in cui si trova e del livello previsto di manutenzione;
- *robustezza*: capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità di possibili cause innescanti eccezionali quali esplosioni e urti.

Il superamento di uno stato limite ultimo ha carattere irreversibile

Il superamento di uno stato limite di esercizio può avere carattere reversibile o irreversibile.

Per le opere esistenti è possibile fare riferimento a livelli di sicurezza diversi da quelli delle nuove opere ed è anche possibile considerare solo gli stati limite ultimi. Maggiori dettagli sono dati al Capitolo 8.

I materiali ed i prodotti, per poter essere utilizzati nelle opere previste dalle presenti norme, devono essere sottoposti a procedure e prove sperimentali di accettazione. Le prove e le procedure di accettazione sono definite nelle parti specifiche delle presenti norme riguardanti i materiali.

La fornitura di componenti, sistemi o prodotti, impiegati per fini strutturali, deve essere accompagnata da un manuale di installazione e di manutenzione da allegare alla documentazione dell'opera. I componenti, i sistemi e i prodotti edili od impiantistici, non facenti parte del complesso strutturale, ma che svolgono funzione statica autonoma, devono essere progettati ed installati nel rispetto dei livelli di sicurezza e delle prestazioni di seguito prescritti.

Le azioni da prendere in conto devono essere assunte in accordo con quanto stabilito nei relativi capitoli delle presenti norme. In mancanza di specifiche indicazioni, si dovrà fare ricorso ad opportune indagini, eventualmente anche sperimentali, o a documenti, normativi e non, di comprovata validità.

2.2. REQUISITI DELLE OPERE STRUTTURALI

2.2.1. STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

I principali Stati Limite Ultimi sono elencati nel seguito:

- a) perdita di equilibrio della struttura o di una sua parte, considerati come corpi rigidi;
- b) spostamenti o deformazioni eccessive;
- c) raggiungimento della massima capacità di parti di strutture, collegamenti, fondazioni;
- d) raggiungimento della massima capacità della struttura nel suo insieme;
- e) raggiungimento di una condizione di cinetismo irreversibile;
- f) raggiungimento di meccanismi di collasso nei terreni;
- g) rottura di membrature e collegamenti per fatica;
- h) rottura di membrature e collegamenti per altri effetti dipendenti dal tempo;
- i) instabilità di parti della struttura o del suo insieme;

Altri stati limite ultimi sono considerati in relazione alle specificità delle singole opere; in presenza di azioni sismiche, gli Stati Limite Ultimi comprendono gli Stati Limite di salvaguardia della Vita (SLV) e gli Stati Limite di prevenzione del Collasso (SLC), come precisato nel § 3.2.1.

2.2.2. STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

I principali Stati Limite di Esercizio sono elencati nel seguito:

- a) danneggiamenti locali (ad es. eccessiva fessurazione del calcestruzzo) che possano ridurre la durabilità della struttura, la sua efficienza o il suo aspetto;

- b) spostamenti e deformazioni che possano limitare l'uso della costruzione, la sua efficienza e il suo aspetto;
- c) spostamenti e deformazioni che possano compromettere l'efficienza e l'aspetto di elementi non strutturali, impianti, macchinari;
- d) vibrazioni che possano compromettere l'uso della costruzione;
- e) danni per fatica che possano compromettere la durabilità;
- f) corrosione e/o degrado dei materiali in funzione del tempo e dell'ambiente di esposizione che possano compromettere la durabilità.

Altri stati limite sono considerati in relazione alle specificità delle singole opere; in presenza di azioni sismiche, gli Stati Limite di Esercizio comprendono gli Stati Limite di Operatività (SLO) e gli Stati Limite di Danno (SLD), come precisato nel § 3.2.1.

2.2.3. SICUREZZA ANTINCENDIO

Quando necessario, i rischi derivanti dagli incendi devono essere limitati progettando e realizzando le costruzioni in modo tale da garantire la resistenza e la stabilità degli elementi portanti, nonché da limitare la propagazione del fuoco e dei fumi.

2.2.4. DURABILITA'

Un adeguato livello di durabilità può essere garantito progettando la costruzione, e la specifica manutenzione, in modo tale che il degrado della struttura, che si dovesse verificare durante la sua vita nominale di progetto, non riduca le prestazioni della costruzione al di sotto del livello previsto.

Tale requisito può essere soddisfatto attraverso l'adozione di appropriati provvedimenti stabiliti tenendo conto delle previste condizioni ambientali e di manutenzione ed in base alle peculiarità del singolo progetto, tra cui:

- a) scelta opportuna dei materiali;
- b) dimensionamento opportuno delle strutture;
- c) scelta opportuna dei dettagli costruttivi;
- d) adozione di tipologie costruttive e strutturali che consentano, ove possibile, l'ispezionabilità delle parti strutturali;
- e) pianificazione di misure di protezione e manutenzione; oppure, quando queste non siano previste o possibili, progettazione rivolta a garantire che il deterioramento della costruzione o dei materiali che la compongono non ne causi il collasso;
- f) impiego di prodotti e componenti chiaramente identificati in termini di caratteristiche meccanico-fisico-chimiche, indispensabili alla valutazione della sicurezza, e dotati di idonea qualificazione, così come specificato al Capitolo 11;
- g) applicazione di sostanze o ricoprimenti protettivi dei materiali, soprattutto nei punti non più visibili o difficilmente ispezionabili ad opera completata;
- h) adozione di sistemi di controllo, passivi o attivi, adatti alle azioni e ai fenomeni ai quali l'opera può essere sottoposta.

Le condizioni ambientali devono essere identificate in fase di progetto in modo da valutarne la rilevanza nei confronti della durabilità.

2.2.5. ROBUSTEZZA

Un adeguato livello di robustezza, in relazione all'uso previsto della costruzione ed alle conseguenze di un suo eventuale collasso, può essere garantito facendo ricorso ad una o più tra le seguenti strategie di progettazione:

- a) progettazione della struttura in grado di resistere ad azioni eccezionali di carattere convenzionale, combinando valori nominali delle azioni eccezionali alle altre azioni esplicite di progetto;
- b) prevenzione degli effetti indotti dalle azioni eccezionali alle quali la struttura può essere soggetta o riduzione della loro intensità;
- c) adozione di una forma e tipologia strutturale poco sensibile alle azioni eccezionali considerate;
- d) adozione di una forma e tipologia strutturale tale da tollerare il danneggiamento localizzato causato da un'azione di carattere eccezionale;
- e) realizzazione di strutture quanto più ridondanti, resistenti e/o duttili è possibile;
- f) adozione di sistemi di controllo, passivi o attivi, adatti alle azioni e ai fenomeni ai quali l'opera può essere sottoposta.

2.2.6. VERIFICHE

Le opere strutturali devono essere verificate, salvo diversa indicazione riportata nelle specifiche parti delle presenti norme:

- a) per gli stati limite ultimi che possono presentarsi;
- b) per gli stati limite di esercizio definiti in relazione alle prestazioni attese;
- c) quando necessario, nei confronti degli effetti derivanti dalle azioni termiche connesse con lo sviluppo di un incendio.

Le verifiche delle opere strutturali devono essere contenute nei documenti di progetto, con riferimento alle prescritte caratteristiche meccaniche dei materiali e alla caratterizzazione geotecnica del terreno, dedotta – ove specificato dalle presenti norme – in base a specifiche indagini. Laddove necessario, la struttura deve essere verificata nelle fasi intermedie, tenuto conto del processo costruttivo previsto; le verifiche per queste situazioni transitorie sono generalmente condotte nei confronti dei soli stati limite ultimi.

Per le opere per le quali nel corso dei lavori si manifestino situazioni significativamente difformi da quelle di progetto occorre effettuare le relative necessarie verifiche.

2.3. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

Nel seguito sono riportati i criteri del metodo semiprobabilistico agli stati limite basato sull'impiego dei coefficienti parziali, applicabili nella generalità dei casi; tale metodo è detto di primo livello. Per opere di particolare importanza si possono adottare metodi di livello superiore, tratti da documentazione tecnica di comprovata validità di cui al Capitolo 12.

Nel metodo agli stati limite, la sicurezza strutturale nei confronti degli stati limite ultimi deve essere verificata confrontando la capacità di progetto R_d , in termini di resistenza, duttilità e/o spostamento della struttura o della membratura strutturale, funzione delle caratteristiche meccaniche dei materiali che la compongono (X_d) e dei valori nominali delle grandezze geometriche interessate (a_d), con il corrispondente valore di progetto della domanda E_d , funzione dei valori di progetto delle azioni (F_d) e dei valori nominali delle grandezze geometriche della struttura interessate.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi (SLU) è espressa dall'equazione formale:

$$R_d \geq E_d \quad [2.2.1]$$

Il valore di progetto della resistenza di un dato materiale X_d è, a sua volta, funzione del valore caratteristico della resistenza, definito come frattile 5 % della distribuzione statistica della grandezza, attraverso l'espressione: $X_d = X_k/\gamma_M$, essendo γ_M il fattore parziale associato alla resistenza del materiale.

Il valore di progetto di ciascuna delle azioni agenti sulla struttura F_d è ottenuto dal suo valore caratteristico F_k , inteso come frattile 95% della distribuzione statistica o come valore caratterizzato da un assegnato periodo di ritorno, attraverso l'espressione: $F_d = \gamma_F F_k$ essendo γ_F il fattore parziale relativo alle azioni. Nel caso di concomitanza di più azioni variabili di origine diversa si definisce un valore di combinazione $\psi_0 F_k$, ove $\psi_0 \leq 1$ è un opportuno coefficiente di combinazione, che tiene conto della ridotta probabilità che più azioni di diversa origine si realizzino simultaneamente con il loro valore caratteristico.

Per grandezze caratterizzate da distribuzioni con coefficienti di variazione minori di 0,10, oppure per grandezze che non riguardino univocamente resistenze o azioni, si possono considerare i valori nominali, coincidenti con i valori medi.

I valori caratteristici dei parametri fisico-meccanici dei materiali sono definiti nel Capitolo 11. Per la sicurezza delle opere e dei sistemi geotecnici, i valori caratteristici dei parametri fisico-meccanici dei terreni sono definiti nel § 6.2.2.

La capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio (SLE) deve essere verificata confrontando il valore limite di progetto associato a ciascun aspetto di funzionalità esaminato (C_d), con il corrispondente valore di progetto dell'effetto delle azioni (E_d), attraverso la seguente espressione formale:

$$C_d \geq E_d \quad [2.2.2]$$

2.4. VITA NOMINALE DI PROGETTO, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

2.4.1. VITA NOMINALE DI PROGETTO

La vita nominale di progetto V_N di un'opera è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali.

I valori minimi di V_N da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati nella Tab. 2.4.I. Tali valori possono essere anche impiegati per definire le azioni dipendenti dal tempo.

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Non sono da considerarsi temporanee le costruzioni o parti di esse che possono essere smantellate con l'intento di essere riutilizzate. Per un'opera di nuova realizzazione la cui fase di costruzione sia prevista in sede di progetto di durata pari a P_N , la vita nominale relativa a tale fase di costruzione, ai fini della valutazione delle azioni sismiche, dovrà essere assunta non inferiore a P_N e comunque non inferiore a 5 anni.

Le verifiche sismiche di opere di tipo 1 o in fase di costruzione possono omettersi quando il progetto preveda che tale condizione permanga per meno di 2 anni.

2.4.2. CLASSI D'USO

Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

2.4.3. PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche sulle costruzioni vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale di progetto V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U \quad [2.4.1]$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tab. 2.4.II.

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Per le costruzioni a servizio di attività a rischio di incidente rilevante si adotteranno valori di C_U anche superiori a 2, in relazione alle conseguenze sull'ambiente e sulla pubblica incolumità determinate dal raggiungimento degli stati limite.

2.5. AZIONI SULLE COSTRUZIONI

2.5.1. CLASSIFICAZIONE DELLE AZIONI

Si definisce azione ogni causa o insieme di cause capace di indurre stati limite in una struttura.

2.5.1.1 CLASSIFICAZIONE DELLE AZIONI IN BASE AL MODO DI ESPLICARSI

a) *dirette:*

forze concentrate, carichi distribuiti, fissi o mobili;

b) *indirette:*

spostamenti impressi, variazioni di temperatura e di umidità, ritiro, precompressione, cedimenti di vincoli, ecc.

c) *degrado:*

- endogeno: alterazione naturale del materiale di cui è composta l'opera strutturale;

- esogeno: alterazione delle caratteristiche dei materiali costituenti l'opera strutturale, a seguito di agenti esterni.

2.5.1.2 CLASSIFICAZIONE DELLE AZIONI SECONDO LA RISPOSTA STRUTTURALE

a) *statiche:* azioni applicate alla struttura che non provocano accelerazioni significative della stessa o di alcune sue parti;

b) *pseudo statiche:* azioni dinamiche rappresentabili mediante un'azione statica equivalente;

c) *dinamiche:* azioni che causano significative accelerazioni della struttura o dei suoi componenti.

2.5.1.3 CLASSIFICAZIONE DELLE AZIONI SECONDO LA VARIAZIONE DELLA LORO INTENSITÀ NEL TEMPO

a) *permanenti (G):* azioni che agiscono durante tutta la vita nominale di progetto della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è molto lenta e di modesta entità:

- peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo) (G_1);
 - peso proprio di tutti gli elementi non strutturali (G_2);
 - spostamenti e deformazioni impressi, incluso il ritiro;
 - presollecitazione (P).
- b) *variabili* (Q): azioni che agiscono con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel corso della vita nominale della struttura:
- sovraccarichi;
 - azioni del vento;
 - azioni della neve;
 - azioni della temperatura.
- Le azioni variabili sono dette di lunga durata se agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura. Sono dette di breve durata se agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura. A seconda del sito ove sorge la costruzione, una medesima azione climatica può essere di lunga o di breve durata.
- c) *eccezionali* (A): azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura;
- incendi;
 - esplosioni;
 - urti ed impatti;
- d) *sismiche* (E): azioni derivanti dai terremoti.

Quando rilevante, nella valutazione dell'effetto delle azioni è necessario tenere conto del comportamento dipendente dal tempo dei materiali, come per la viscosità.

2.5.2. CARATTERIZZAZIONE DELLE AZIONI ELEMENTARI

Il valore di progetto di ciascuna delle azioni agenti sulla struttura F_d è ottenuto dal suo valore caratteristico F_k , come indicato nel §2.3.

In accordo con le definizioni del §2.3, il valore caratteristico G_k di azioni permanenti caratterizzate da distribuzioni con coefficienti di variazione minori di 0,10 si può assumere coincidente con il valore medio.

Nel caso di azioni variabili caratterizzate da distribuzioni dei valori estremi dipendenti dal tempo, si assume come valore caratteristico quello caratterizzato da un assegnato periodo di ritorno. Per le azioni ambientali (neve, vento, temperatura) il periodo di ritorno è posto uguale a 50 anni, corrispondente ad una probabilità di eccedenza del 2% su base annua; per le azioni da traffico sui ponti stradali il periodo di ritorno è convenzionalmente assunto pari a 1000 anni. Nella definizione delle combinazioni delle azioni, i termini Q_{kj} rappresentano le azioni variabili di diversa natura che possono agire contemporaneamente: Q_{k1} rappresenta l'azione variabile di base e Q_{k2}, Q_{k3}, \dots le azioni variabili d'accompagnamento, che possono agire contemporaneamente a quella di base.

Con riferimento alla durata relativa ai livelli di intensità di un'azione variabile, si definiscono:

- valore quasi permanente $\psi_{2j} \cdot Q_{kj}$: il valore istantaneo superato oltre il 50% del tempo nel periodo di riferimento. Indicativamente, esso può assumersi uguale alla media della distribuzione temporale dell'intensità;
- valore frequente $\psi_{1j} \cdot Q_{kj}$: il valore superato per un periodo totale di tempo che rappresenti una piccola frazione del periodo di riferimento. Indicativamente, esso può assumersi uguale al frattile 95% della distribuzione temporale dell'intensità;
- valore di combinazione $\psi_{0j} \cdot Q_{kj}$: il valore tale che la probabilità di superamento degli effetti causati dalla concomitanza con altre azioni sia circa la stessa di quella associata al valore caratteristico di una singola azione.

Nel caso in cui la caratterizzazione probabilistica dell'azione considerata non sia disponibile, ad essa può essere attribuito il valore nominale. Nel seguito sono indicati con pedice k i valori caratteristici; senza pedice k i valori nominali.

La Tab. 2.5.I riporta i coefficienti di combinazione da adottarsi per gli edifici civili e industriali di tipo corrente.

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6

Categoria G - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

2.5.3. COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite, si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.1]$$

- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.2]$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.3]$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.4]$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.5]$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.6]$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

Nelle combinazioni si intende che vengano omessi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .

Altre combinazioni sono da considerare in funzione di specifici aspetti (p. es. fatica, ecc.).

Nelle formule sopra riportate il simbolo "+" vuol dire "combinato con".

I valori dei coefficienti ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} sono dati nella Tab. 2.5.I oppure nella Tab. 5.1.VI per i ponti stradali e nella Tab. 5.2.VII per i ponti ferroviari. I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qi} sono dati nel § 2.6.1.

2.6. AZIONI NELLE VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

Le verifiche agli stati limite devono essere eseguite per tutte le più gravose condizioni di carico che possono agire sulla struttura, valutando gli effetti delle combinazioni definite nel § 2.5.3.

2.6.1. STATI LIMITE ULTIMI

Nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono:

- lo stato limite di equilibrio come corpo rigido: EQU
- lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione: STR
- lo stato limite di resistenza del terreno: GEO

Fatte salve tutte le prescrizioni fornite nei capitoli successivi delle presenti norme, la Tab. 2.6.I riporta i valori dei coefficienti parziali γ_F da assumersi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi.

Per le verifiche nei confronti dello stato limite ultimo di equilibrio come corpo rigido (EQU) si utilizzano i coefficienti γ_F riportati nella colonna EQU della Tabella 2.6.I.

Per la progettazione di componenti strutturali che non coinvolgano azioni di tipo geotecnico, le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) si eseguono adottando i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1 della Tabella 2.6.I.

Per la progettazione di elementi strutturali che coinvolgano azioni di tipo geotecnico (plinti, platee, pali, muri di sostegno, ...) le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) si eseguono adottando due possibili approcci progettuali, fra loro alternativi.

Nell'Approccio 1, le verifiche si conducono con due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (γ_F), per la resistenza dei materiali (γ_M) e, eventualmente, per la resistenza globale del sistema (γ_R). Nella *Combinazione 1* dell'Approccio 1, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1 della Tabella 2.6.I. Nella *Combinazione 2* dell'Approccio 1, si impiegano invece i coefficienti γ_F riportati nella colonna A2. In tutti i casi, sia nei confronti del dimensionamento strutturale, sia per quello geotecnico, si deve utilizzare la combinazione più gravosa fra le due precedenti.

Nell'Approccio 2 si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le Azioni (γ_F), per la resistenza dei materiali (γ_M) e, eventualmente, per la resistenza globale (γ_R). In tale approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1.

I coefficienti γ_M e γ_R sono definiti nei capitoli successivi.

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Nella Tab. 2.6.I il significato dei simboli è il seguente:

γ_{G1} coefficiente parziale dei carichi permanenti G_1 ;

γ_{G2} coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali G_2 ;

γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili Q.

Nel caso in cui l'azione sia costituita dalla spinta del terreno, per la scelta dei coefficienti parziali di sicurezza valgono le indicazioni riportate nel Capitolo 6.

Il coefficiente parziale della precompressione si assume pari a $\gamma_P = 1,0$.

Altri valori di coefficienti parziali sono riportati nei capitoli successivi con riferimento a particolari azioni specifiche.

2.6.2. STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Le verifiche agli stati limite di esercizio riguardano le voci riportate al § 2.2.2.

Nel Capitolo 4, per le condizioni non sismiche, e nel Capitolo 7, per le condizioni sismiche, sono date specifiche indicazioni sulle verifiche in questione, con riferimento ai diversi materiali strutturali.

CAPITOLO 3.

AZIONI SULLE COSTRUZIONI

3.1. OPERE CIVILI E INDUSTRIALI

3.1.1. GENERALITÀ

Nel presente paragrafo vengono definiti i carichi, nominali e/o caratteristici, relativi a costruzioni per uso civile o industriale. La descrizione e la definizione dei carichi devono essere espressamente indicate negli elaborati progettuali.

I carichi sono in genere da considerare come applicati staticamente, salvo casi particolari in cui gli effetti dinamici devono essere debitamente valutati. Oltre che nella situazione definitiva d'uso, si devono considerare le azioni agenti in tutte le fasi esecutive della costruzione.

3.1.2. PESI PROPRI DEI MATERIALI STRUTTURALI

Le azioni permanenti gravitazionali associate ai pesi propri dei materiali strutturali sono derivate dalle dimensioni geometriche e dai pesi dell'unità di volume dei materiali con cui sono realizzate le parti strutturali della costruzione. Per i materiali più comuni possono essere assunti i valori dei pesi dell'unità di volume riportati nella Tab. 3.1.I.

Tab. 3.1.I - Pesi dell'unità di volume dei principali materiali

MATERIALI	PESO UNITÀ DI VOLUME [kN/m ³]
Calcestruzzi cementizi e malte	
Calcestruzzo ordinario	24,0
Calcestruzzo armato (e/o precompresso)	25,0
Calcestruzzi "leggeri": da determinarsi caso per caso	14,0 ÷ 20,0
Calcestruzzi "pesanti": da determinarsi caso per caso	28,0 ÷ 50,0
Malta di calce	18,0
Malta di cemento	21,0
Calce in polvere	10,0
Cemento in polvere	14,0
Sabbia	17,0
Metalli e leghe	
Acciaio	78,5
Ghisa	72,5
Alluminio	27,0
Materiale lapideo	
Tufo vulcanico	17,0
Calcare compatto	26,0
Calcare tenero	22,0
Gesso	13,0
Granito	27,0
Laterizio (pieno)	18,0
Legnami	
Conifere e pioppo	4,0 ÷ 6,0
Latifoglie (escluso pioppo)	6,0 ÷ 8,0
Sostanze varie	
Acqua dolce (chiara)	9,81
Acqua di mare (chiara)	10,1
Carta	10,0
Vetro	25,0

Per materiali strutturali non compresi nella Tab. 3.1.I si potrà far riferimento a specifiche indagini sperimentali o a normative o documenti di comprovata validità, trattando i valori nominali come valori caratteristici.

3.1.3. CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI

Sono considerati carichi permanenti non strutturali i carichi presenti sulla costruzione durante il suo normale esercizio, quali quelli relativi a tamponature esterne, divisori interni, massetti, isolamenti, pavimenti e rivestimenti del piano di calpestio, intonaci, controsoffitti, impianti ed altro, ancorché in qualche caso sia necessario considerare situazioni transitorie in cui essi non siano presenti.

Le azioni permanenti gravitazionali associate ai pesi propri dei materiali non strutturali sono derivate dalle dimensioni geometriche e dai pesi dell'unità di volume dei materiali con cui sono realizzate le parti non strutturali della costruzione. I pesi dell'unità di volume dei materiali non strutturali possono essere ricavati dalla Tab. 3.1.I, oppure da specifiche indagini sperimentali o da normative o da documenti di comprovata validità, trattando i valori nominali come valori caratteristici.

In linea di massima, in presenza di orizzontamenti anche con orditura unidirezionale ma con capacità di ripartizione trasversale, i carichi permanenti non strutturali potranno assumersi, per le verifiche d'insieme, come uniformemente ripartiti. In caso contrario, occorre valutarne le effettive distribuzioni.

I tramezzi e gli impianti leggeri degli edifici per abitazioni e per uffici potranno assumersi, in genere, come carichi equivalenti distribuiti, purché i solai abbiano adeguata capacità di ripartizione trasversale.

Per gli orizzontamenti degli edifici per abitazioni e per uffici, il peso proprio di elementi divisorii interni potrà essere ragguagliato ad un carico permanente uniformemente distribuito g_2 , purché vengano adottate le misure costruttive atte ad assicurare una adeguata ripartizione del carico. Il carico uniformemente distribuito g_2 potrà essere correlato al peso proprio per unità di lunghezza G_2 delle partizioni nel modo seguente:

- per elementi divisorii con $G_2 \leq 1,00$ kN/m : $g_2 = 0,40$ kN/m²;
- per elementi divisorii con $1,00 < G_2 \leq 2,00$ kN/m : $g_2 = 0,80$ kN/m²;
- per elementi divisorii con $2,00 < G_2 \leq 3,00$ kN/m : $g_2 = 1,20$ kN/m²;
- per elementi divisorii con $3,00 < G_2 \leq 4,00$ kN/m : $g_2 = 1,60$ kN/m²;
- per elementi divisorii con $4,00 < G_2 \leq 5,00$ kN/m : $g_2 = 2,00$ kN/m².

Gli elementi divisorii interni con peso proprio maggiore di 5,00 kN/m devono essere considerati in fase di progettazione, tenendo conto del loro effettivo posizionamento sul solaio.

3.1.4. SOVRACCARICHI

I sovraccarichi, o carichi imposti, comprendono i carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera; i modelli di tali azioni possono essere costituiti da:

- carichi verticali uniformemente distribuiti q_k
- carichi verticali concentrati Q_k
- carichi orizzontali lineari H_k

I valori nominali e/o caratteristici di q_k , Q_k ed H_k sono riportati nella Tab. 3.1.II. Tali valori sono comprensivi degli effetti dinamici ordinari, purché non vi sia rischio di rilevanti amplificazioni dinamiche della risposta delle strutture.

Tab. 3.1.II - Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale			
	Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento), camere di degenza di ospedali	2,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00
B	Uffici			
	Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00
	Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	4,00	4,00	2,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento			
	Cat. C1 Aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento	3,00	3,00	1,00
	Cat. C2 Aree con posti a sedere fissi, quali chiese, teatri, cinema, sale per conferenze e attesa, aule universitarie e aule magne	4,00	4,00	2,00
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli al movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, aree d'accesso a uffici, ad alberghi e ospedali, ad atrii di stazioni ferroviarie	5,00	5,00	3,00
	Cat. C4. Aree con possibile svolgimento di attività fisiche, quali sale da ballo, palestre, palcoscenici.	5,00	5,00	3,00
	Cat. C5. Aree suscettibili di grandi affollamenti, quali edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune, gradinate e piattaforme ferroviarie.	5,00	5,00	3,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita, con le seguenti limitazioni		
	$\geq 4,00$	$\geq 4,00$	$\geq 2,00$	

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
	Ambienti ad uso commerciale			
D	Cat. D1 Negozi	4,00	4,00	2,00
	Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini	5,00	5,00	2,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita		
	Aree per immagazzinamento e uso commerciale ed uso industriale			
E	Cat. E1 Aree per accumulo di merci e relative aree d'accesso, quali biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	≥ 6,00	7,00	1,00*
	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale	da valutarsi caso per caso		
	Rimesse e aree per traffico di veicoli (esclusi i ponti)			
F-G	Cat. F Rimesse, aree per traffico, parcheggio e sosta di veicoli leggeri (peso a pieno carico fino a 30 kN)	2,50	2 x 10,00	1,00**
	Cat. G Aree per traffico e parcheggio di veicoli medi (peso a pieno carico compreso fra 30 kN e 160 kN), quali rampe d'accesso, zone di carico e scarico merci.	5,00	2 x 50,00	1,00**
	Coperture			
H-I-K	Cat. H Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0,50	1,20	1,00
	Cat. I Coperture praticabili di ambienti di categoria d'uso compresa fra A e D	secondo categorie di appartenenza		
	Cat. K Coperture per usi speciali, quali impianti, eliporti.	da valutarsi caso per caso		

* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati.

** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso.

I valori riportati nella Tab. 3.1.II sono riferiti a condizioni di uso corrente delle rispettive categorie. Altri regolamenti potranno imporre valori superiori, in relazione ad esigenze specifiche.

In presenza di carichi atipici (quali macchinari, serbatoi, depositi interni, impianti, ecc.) le intensità devono essere valutate caso per caso, in funzione dei massimi prevedibili: tali valori dovranno essere indicati esplicitamente nelle documentazioni di progetto e di collaudo statico.

3.1.4.1 SOVRACCARICHI VERTICALI UNIFORMEMENTE DISTRIBUITI

Analogamente ai carichi permanenti non strutturali definiti al § 3.1.3 ed in linea di massima, in presenza di orizzontamenti anche con orditura unidirezionale ma con capacità di ripartizione trasversale, i sovraccarichi potranno assumersi, per la verifica d'insieme, come uniformemente ripartiti. In caso contrario, occorre valutarne le effettive distribuzioni.

Per le categorie d'uso A, B, C, D, H e I, i sovraccarichi verticali distribuiti che agiscono su un singolo elemento strutturale facente parte di un orizzontamento (ad esempio una trave), possono essere ridotti in base all'estensione dell'area di influenza A [m²] di competenza dell'elemento stesso. Il coefficiente riduttivo α_A è dato da

$$\alpha_A = \frac{5}{7}\psi_0 + \frac{10}{A} \leq 1,0 \quad [3.1.1]$$

essendo ψ_0 il coefficiente di combinazione (Tab. 2.5.I). Per le categorie C e D, α_A non può essere minore di 0,6.

Analogamente, per le sole categorie d'uso da A a D, le componenti di sollecitazione indotte dai sovraccarichi agenti su membrature verticali, tra i quali pilastri o setti, facenti parte di edifici multipiano con più di 2 piani, possono essere ridotti in funzione del numero di piani caricati n, essendo il coefficiente riduttivo α_n dato da

$$\alpha_n = \frac{2 + (n - 2)\psi_0}{n} \quad [3.1.2]$$

I due coefficienti riduttivi α_A e α_n non possono essere combinati.

3.1.4.2 SOVRACCARICHI VERTICALI CONCENTRATI

I sovraccarichi verticali concentrati Q_k riportati nella Tab. 3.1.II formano oggetto di verifiche locali distinte e non si applicano contemporaneamente ai carichi verticali ripartiti utilizzati nelle verifiche dell'edificio nel suo insieme; essi devono essere applicati su impronte di carico appropriate all'utilizzo ed alla forma dell'orizzontamento; in assenza di precise indicazioni può essere considerata una forma dell'impronta di carico quadrata pari a 50 x 50 mm, salvo che per le rimesse, i parcheggi e le aree di transito (categorie F e G). Per le costruzioni di categoria F, i carichi si applicano su due impronte di 100 x 100 mm, distanti assialmente 1,80 m. Per le costruzioni di categoria G, i carichi si applicano su due impronte di 200 x 200 mm, distanti assialmente 1,80 m.

3.1.4.3 SOVRACCARICHI ORIZZONTALI LINEARI

I sovraccarichi orizzontali lineari H_k riportati nella Tab. 3.1.II devono essere utilizzati per verifiche locali e non si combinano con i carichi utilizzati nelle verifiche dell'edificio nel suo insieme.

I sovraccarichi orizzontali lineari devono essere applicati alle pareti alla quota di 1,20 m dal rispettivo piano di calpestio; devono essere applicati ai parapetti o ai mancorrenti alla quota del bordo superiore.

Le verifiche locali riguardano, in relazione alle condizioni d'uso, gli elementi verticali bidimensionali quali i tramezzi, le pareti, i tamponamenti esterni, comunque realizzati, con l'esclusione dei divisori mobili (che comunque devono garantire sufficiente stabilità in esercizio).

Il soddisfacimento di questa prescrizione può essere documentato anche per via sperimentale, e comunque mettendo in conto i vincoli che il manufatto possiede e tutte le risorse che il tipo costruttivo consente.

3.2. AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione e sono funzione delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche che determinano la risposta sismica locale.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A come definita al § 3.2.2), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{V_R} come definite nel § 3.2.1, nel periodo di riferimento V_R , come definito nel § 2.4. In alternativa è ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica locale dell'area della costruzione.

Ai fini della presente normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento P_{V_R} nel periodo di riferimento V_R , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

a_g accelerazione orizzontale massima al sito;

F_o valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T_C^* valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per i valori di a_g , F_o e T_C^* , necessari per la determinazione delle azioni sismiche, si fa riferimento agli Allegati A e B al Decreto del Ministro delle Infrastrutture 14 gennaio 2008, pubblicato nel S.O. alla Gazzetta Ufficiale del 4 febbraio 2008, n.29, ed eventuali successivi aggiornamenti.

3.2.1. STATI LIMITE E RELATIVE PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO

Nei confronti delle azioni sismiche, sia gli Stati limite di esercizio (SLE) che gli Stati limite ultimi (SLU) sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli Stati limite di esercizio (SLE) comprendono:

- **Stato Limite di Operatività (SLO):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti in relazione alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- **Stato Limite di Danno (SLD):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli Stati limite ultimi (SLU) comprendono:

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):** a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{V_R} cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella Tab. 3.2.I.

Tab. 3.2.I – Probabilità di superamento P_{V_R} in funzione dello stato limite considerato

Stati Limite	P_{V_R} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Qualora la protezione nei confronti degli stati limite di esercizio sia di prioritaria importanza, i valori di P_{V_R} forniti in tabella devono essere ridotti in funzione del grado di protezione che si vuole raggiungere.

Per ciascuno stato limite e relativa probabilità di eccedenza P_{V_R} nel periodo di riferimento V_R si ricava il periodo di ritorno T_R del sisma utilizzando la relazione:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - P_{V_R}) = -C_U V_N / \ln(1 - P_{V_R}) \quad [3.2.0]$$

3.2.2 CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Categorie di sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, l'effetto della risposta sismica locale si valuta mediante specifiche analisi, da eseguire con le modalità indicate nel § 7.11.3. In alternativa, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tab. 3.2.II, si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio, V_S . I valori dei parametri meccanici necessari per le analisi di risposta sismica locale o delle velocità V_S per l'approccio semplificato costituiscono parte integrante della caratterizzazione geotecnica dei terreni compresi nel volume significativo, di cui al § 6.2.2.

I valori di V_S sono ottenuti mediante specifiche prove oppure, con giustificata motivazione e limitatamente all'approccio semplificato, sono valutati tramite relazioni empiriche di comprovata affidabilità con i risultati di altre prove in sito, quali ad esempio le prove penetrometriche dinamiche per i terreni a grana grossa e le prove penetrometriche statiche.

La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, $V_{S,eq}$ (in m/s), definita dall'espressione:

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}} \quad [3.2.1]$$

con:

- h_i spessore dell' i -esimo strato;
- $V_{S,i}$ velocità delle onde di taglio nell' i -esimo strato;
- N numero di strati;
- H profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_S non inferiore a 800 m/s.

Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione.

Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{S,eq}$ è definita dal parametro $V_{S,30}$, ottenuto ponendo $H=30$ m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Le categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato sono definite in Tab. 3.2.II.

Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Per queste cinque categorie di sottosuolo, le azioni sismiche sono definibili come descritto al § 3.2.3 delle presenti norme. Per qualsiasi condizione di sottosuolo non classificabile nelle categorie precedenti, è necessario predisporre specifiche analisi di risposta locale per la definizione delle azioni sismiche.

Condizioni topografiche

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione (Tab. 3.2.III):

Tab. 3.2.III – Categorie topografiche

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Le suesposte categorie topografiche si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m.

3.2.3. VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

3.2.3.1 DESCRIZIONE DEL MOTO SISMICO IN SUPERFICIE E SUL PIANO DI FONDAZIONE

Ai fini delle presenti norme l'azione sismica è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X ed Y ed una verticale contrassegnata da Z, da considerare tra di loro indipendenti. Salvo quanto specificato nel § 7.11 per le opere e i sistemi geotecnici, la componente verticale verrà considerata ove espressamente specificato (Capitolo 7) e purché il sito nel quale sorge la costruzione sia caratterizzato da un'accelerazione al suolo, così come definita nel seguente §3.2.3.2, pari ad $a_g \geq 0,15g$.

Le componenti possono essere descritte, in funzione del tipo di analisi adottata, mediante una delle seguenti rappresentazioni:

- accelerazione massima in superficie;
- accelerazione massima e relativo spettro di risposta in superficie;
- storia temporale del moto del terreno.

Sulla base di apposite analisi di risposta sismica locale si può poi passare dai valori in superficie ai valori sui piani di riferimento definiti nel § 3.2.2; in assenza di tali analisi l'azione in superficie può essere assunta come agente su tali piani.

Le due componenti ortogonali indipendenti che descrivono il moto orizzontale sono caratterizzate dallo stesso spettro di risposta o dalle due componenti accelerometriche orizzontali del moto sismico.

La componente che descrive il moto verticale è caratterizzata dal suo spettro di risposta o dalla componente accelerometrica verticale. In mancanza di documentata informazione specifica, in via semplificata l'accelerazione massima e lo spettro di risposta della componente verticale attesa in superficie possono essere determinati sulla base dell'accelerazione massima e dello spettro di risposta delle due componenti orizzontali. La componente accelerometrica verticale può essere correlata alle componenti accelerometriche orizzontali del moto sismico.

Quale che sia la probabilità di superamento P_{V_R} nel periodo di riferimento V_R , la definizione degli spettri di risposta elastici, degli spettri di risposta di progetto e delle storie temporali del moto del terreno è fornita ai paragrafi successivi.

3.2.3.2 SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale che il valore di a_g variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{V_R} (vedi § 2.4 e § 3.2.1).

Gli spettri così definiti possono essere utilizzati per strutture con periodo fondamentale minore o uguale a 4,0 s. Per strutture con periodi fondamentali superiori lo spettro deve essere definito da apposite analisi oppure l'azione sismica deve essere descritta mediante storie temporali del moto del terreno.

3.2.3.2.1 Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente orizzontale del moto sismico, S_c , è definito dalle espressioni seguenti:

$$0 \leq T < T_B \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \quad [3.2.2]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T}\right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2}\right)$$

nelle quali:

T è il periodo proprio di vibrazione;

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente

$$S = S_S \cdot S_T \quad [3.2.3]$$

essendo S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafica (vedi Tab. 3.2.IV) e S_T il coefficiente di amplificazione topografica (vedi Tab. 3.2.V);

η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la relazione

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55, \quad [3.2.4]$$

dove ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base dei materiali, della tipologia strutturale e del terreno di fondazione;

F_o è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;

T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato dalla relazione

$$T_C = C_C \cdot T_C^*, \quad [3.2.5]$$

dove: T_C^* è definito al § 3.2 e C_C è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo (vedi Tab. 3.2.IV);

T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante, dato dalla relazione

$$T_B = T_C / 3 \quad [3.2.6]$$

T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6. \quad [3.2.7]$$

Per categorie speciali di sottosuolo, per determinati sistemi geotecnici o se si intenda aumentare il grado di accuratezza nella previsione dei fenomeni di amplificazione, le azioni sismiche da considerare nella progettazione possono essere determinate mediante più rigorose analisi di risposta sismica locale. Queste analisi presuppongono un'adeguata conoscenza delle proprietà geotecniche dei terreni e, in particolare, delle relazioni sforzi-deformazioni in campo ciclico, da determinare mediante specifiche indagini e prove.

In mancanza di tali determinazioni, per le componenti orizzontali del moto e per le categorie di sottosuolo di fondazione definite nel § 3.2.2, la forma spettrale su sottosuolo di categoria **A** è modificata attraverso il coefficiente stratigrafico S_S , il coefficiente topografico S_T e il coefficiente C_C che modifica il valore del periodo T_C .

Amplificazione stratigrafica

Per sottosuolo di categoria **A** i coefficienti S_S e C_C valgono 1.

Per le categorie di sottosuolo **B**, **C**, **D** ed **E** i coefficienti S_S e C_C possono essere calcolati, in funzione dei valori di F_o e T_C^* relativi al sottosuolo di categoria **A**, mediante le espressioni fornite nella Tab. 3.2.IV, nelle quali $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ è l'accelerazione di gravità e T_C^* è espresso in secondi.

Tab. 3.2.IV – Espressioni di S_S e di C_C

Categoria sottosuolo	S_S	C_C
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Amplificazione topografica

Per tener conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T riportati nella Tab. 3.2.V, in funzione delle categorie topografiche definite nel § 3.2.2 e dell'ubicazione dell'opera o dell'intervento.

Tab. 3.2.V – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

La variazione spaziale del coefficiente di amplificazione topografica è definita da un decremento lineare con l'altezza del pendio o del rilievo, dalla sommità o dalla cresta, dove S_T assume il valore massimo riportato nella Tab. 3.2.V, fino alla base, dove S_T assume valore unitario.

3.2.3.2.2 Spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale del moto sismico, S_{ve} , è definito dalle espressioni:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned} \tag{3.2.8}$$

nelle quali:

T è il periodo proprio di vibrazione (in direzione verticale);

F_v è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno a_g su sito di riferimento rigido orizzontale, mediante la relazione:

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0,5} \tag{3.2.9}$$

I valori di a_g , F_0 , S , η sono definiti nel § 3.2.3.2.1 per le componenti orizzontali del moto sismico; i valori di S_g , T_B , T_C e T_D , salvo più accurate determinazioni, sono riportati nella Tab. 3.2.VI.

Tab. 3.2.VI - Valori dei parametri dello spettro di risposta elastico della componente verticale

Categoria di sottosuolo	S_g	T_B	T_C	T_D
A, B, C, D, E	1,0	0,05 s	0,15 s	1,0 s

Per tener conto delle condizioni topografiche, in assenza di specifiche analisi si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T riportati in Tab. 3.2.V.

3.2.3.2.3 Spettro di risposta elastico in spostamento delle componenti orizzontali

Lo spettro di risposta elastico in spostamento delle componenti orizzontali $S_{De}(T)$ si ricava dalla corrispondente risposta in accelerazione $S_e(T)$ mediante la seguente espressione:

$$S_{De}(T) = S_e(T) \times \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 \tag{3.2.10}$$

purché il periodo proprio di vibrazione T non ecceda i valori T_E indicati in Tab. 3.2.VII.

Tab. 3.2.VII – Valori dei parametri T_E e T_F

Categoria sottosuolo	T_E [s]	T_F [s]
A	4,5	10,0
B	5,0	10,0
C, D, E	6,0	10,0

Per periodi di vibrazione eccedenti T_E , le ordinate dello spettro possono essere ottenute dalle formule seguenti:

$$T_E < T \leq T_F \quad S_{De}(T) = 0,025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \cdot \left[F_0 \cdot \eta + (1 - F_0 \cdot \eta) \cdot \frac{T - T_E}{T_F - T_E} \right] \quad [3.2.11]$$

$$T > T_F \quad S_{De}(T) = d_g$$

dove tutti i simboli sono già stati definiti, ad eccezione di d_g , definito nel § 3.2.3.3.

3.2.3.3 SPOSTAMENTO ORIZZONTALE E VELOCITÀ ORIZZONTALE DEL TERRENO

I valori dello spostamento orizzontale d_g e della velocità orizzontale v_g massimi del terreno sono dati dalle seguenti espressioni:

$$\begin{aligned} d_g &= 0,025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \\ v_g &= 0,16 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \end{aligned} \quad [3.2.12]$$

dove a_g , S , T_C , T_D assumono i valori già utilizzati al § 3.2.3.2.1.

3.2.3.4 SPETTRI DI RISPOSTA DI PROGETTO PER LO STATO LIMITE DI OPERATIVITÀ (SLO)

Per lo stato limite di operatività lo spettro di risposta di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali che per la componente verticale, è lo spettro di risposta elastico corrispondente, riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{V_R} considerata (v. §§ 2.4 e 3.2.1).

3.2.3.5 SPETTRI DI RISPOSTA DI PROGETTO PER GLI STATI LIMITE DI DANNO (SLD), DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV) E DI PREVENZIONE DEL COLLASSO (SLC)

Qualora le verifiche agli stati limite di danno, di salvaguardia della vita e di prevenzione al collasso non vengano effettuate tramite l'uso di opportune storie temporali del moto del terreno ed analisi non lineari dinamiche al passo, ai fini del progetto o della verifica delle costruzioni le capacità dissipative delle strutture possono essere considerate attraverso una riduzione delle forze elastiche, che tenga conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovraresistenza, dell'incremento del suo periodo proprio di vibrazione a seguito delle plasticizzazioni. In tal caso, lo spettro di risposta di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale, è lo spettro di risposta elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{V_R} considerata (v. §§ 2.4 e 3.2.1). Per valutare la domanda verrà utilizzato tale spettro, nel caso di analisi non lineare statica ponendo $\eta = 1$, nel caso di analisi lineare, statica o dinamica con le ordinate ridotte sostituendo nelle formule [3.2.2] (per le componenti orizzontali) e nelle formule [3.2.8] (per le componenti verticali) η con $1/q$, dove q è il fattore di comportamento definito nel Capitolo 7 (Tabella 7.3.1).

Si assumerà comunque $S_d(T) \geq 0,2a_g$.

3.2.3.6 IMPIEGO DI STORIE TEMPORALI DEL MOTO DEL TERRENO

Gli stati limite, ultimi e di esercizio, possono essere verificati mediante l'uso di storie temporali del moto del terreno artificiali o naturali. Ciascuna storia temporale descrive una componente, orizzontale o verticale, dell'azione sismica; l'insieme delle tre componenti (due orizzontali, tra loro ortogonali, ed una verticale) costituisce un gruppo di storie temporali del moto del terreno.

La durata delle storie temporali artificiali del moto del terreno deve essere stabilita sulla base della magnitudo e degli altri parametri fisici che determinano la scelta del valore di a_g e di S_S . In assenza di studi specifici, la parte pseudo-stazionaria dell'accelerogramma associato alla storia deve avere durata di 10 s e deve essere preceduta e seguita da tratti di ampiezza crescente da zero e decrescente a zero, in modo che la durata complessiva dell'accelerogramma sia non inferiore a 25 s.

Gli accelerogrammi artificiali devono avere uno spettro di risposta elastico coerente con lo spettro di risposta adottato nella progettazione. La coerenza con lo spettro di risposta elastico è da verificare in base alla media delle ordinate spettrali ottenute con i diversi accelerogrammi, per un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ del 5%. L'ordinata spettrale media non deve presentare uno scarto in difetto superiore al 10%, rispetto alla corrispondente componente dello spettro elastico, in alcun punto del maggiore tra gli intervalli $0,15s \div 2,0s$ e $0,15s \div 2T$, in cui T è il periodo proprio di vibrazione della struttura in campo elastico, per le verifiche agli stati limite ultimi, e $0,15s \div 1,5T$, per le verifiche agli stati limite di esercizio. Nel caso di costruzioni con isolamento sismico, il limite superiore dell'intervallo di coerenza è assunto pari a $1,2 T_{is}$, essendo T_{is} il periodo equivalente della struttura isolata, valutato per gli spostamenti del sistema d'isolamento prodotti dallo stato limite in esame.

L'uso di storie temporali del moto del terreno artificiali non è ammesso nelle analisi dinamiche di opere e sistemi geotecnici.

L'uso di storie temporali del moto del terreno generate mediante simulazione del meccanismo di sorgente e della propagazione è ammesso a condizione che siano adeguatamente giustificate le ipotesi relative alle caratteristiche sismogenetiche della sorgente e del mezzo di propagazione e che, negli intervalli di periodo sopraindicati, l'ordinata spettrale media non presenti uno scarto in difetto superiore al 20% rispetto alla corrispondente componente dello spettro elastico.

L'uso di storie temporali del moto del terreno naturali o registrate è ammesso a condizione che la loro scelta sia rappresentativa della sismicità del sito e sia adeguatamente giustificata in base alle caratteristiche sismogenetiche della sorgente, alle condizioni del sito di registrazione, alla magnitudo, alla distanza dalla sorgente e alla massima accelerazione orizzontale attesa al sito.

Le storie temporali del moto del terreno registrate devono essere selezionate e scalate in modo tale che i relativi spettri di risposta approssimino gli spettri di risposta elastici nel campo dei periodi propri di vibrazione di interesse per il problema in esame. Nello specifico la compatibilità con lo spettro di risposta elastico deve essere verificata in base alla media delle ordinate spettrali ottenute con i diversi accelerogrammi associati alle storie per un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ del 5%. L'ordinata spettrale media non deve presentare uno scarto in difetto superiore al 10% ed uno scarto in eccesso superiore al 30%, rispetto alla corrispondente componente dello spettro elastico in alcun punto dell'intervallo dei periodi propri di vibrazione di interesse per l'opera in esame per i diversi stati limite.

3.2.4. EFFETTI DELLA VARIABILITÀ SPAZIALE DEL MOTO

3.2.4.1 VARIABILITÀ SPAZIALE DEL MOTO

Nei punti di contatto con il terreno di opere con sviluppo planimetrico significativo, il moto sismico può avere caratteristiche differenti, a causa del carattere asincrono del fenomeno di propagazione, delle disomogeneità e delle discontinuità eventualmente presenti, e della diversa risposta locale del terreno.

Degli effetti sopra indicati deve tenersi conto quando essi possono essere significativi e in ogni caso quando le condizioni di sottosuolo siano così variabili lungo lo sviluppo dell'opera da richiedere l'uso di accelerogrammi o di spettri di risposta diversi.

In assenza di modelli fisicamente più accurati e adeguatamente documentati, un criterio di prima approssimazione per tener conto della variabilità spaziale del moto sismico consiste nel sovrapporre agli effetti dinamici, valutati ad esempio con lo spettro di risposta, gli effetti pseudo-statici indotti dagli spostamenti relativi.

Nel dimensionamento delle strutture in elevazione tali effetti possono essere trascurati quando il sistema fondazione-terreno sia sufficientemente rigido da rendere minimi gli spostamenti relativi. Negli edifici ciò avviene, ad esempio, quando si collegano in modo opportuno i plinti di fondazione.

Gli effetti dinamici possono essere valutati adottando un'unica azione sismica, corrispondente alla categoria di sottosuolo che induce le sollecitazioni più severe.

Qualora l'opera sia suddivisa in porzioni, ciascuna fondata su sottosuolo di caratteristiche ragionevolmente omogenee, per ciascuna di esse si adotterà l'appropriata azione sismica.

3.2.4.2 SPOSTAMENTO ASSOLUTO E RELATIVO DEL TERRENO

Il valore dello spostamento assoluto orizzontale massimo del suolo (d_g) può ottenersi utilizzando l'espressione [3.2.12].

Nel caso in cui sia necessario valutare gli effetti della variabilità spaziale del moto richiamati nel paragrafo precedente, il valore dello spostamento relativo tra due punti i e j caratterizzati dalle proprietà stratigrafiche del rispettivo sottosuolo ed il cui moto possa considerarsi indipendente, può essere stimato secondo l'espressione seguente:

$$d_{ij\max} = 1,25 \sqrt{d_{gi}^2 + d_{gj}^2} \quad [3.2.13]$$

dove d_{gi} e d_{gj} sono rispettivamente gli spostamenti massimi del suolo nei punti i e j , calcolati con riferimento alle caratteristiche locali del sottosuolo.

Il moto di due punti del terreno può considerarsi indipendente per punti posti a distanze notevoli, in relazione al tipo di sottosuolo; il moto è reso indipendente anche dalla presenza di forti variabilità orografiche tra i punti.

In assenza di forti discontinuità orografiche, lo spostamento relativo tra punti a distanza x (in m) si può valutare con l'espressione:

$$d_{ij}(x) = d_{ij0} + (d_{ij\max} - d_{ij0}) \left[1 - e^{-1,25(x/v_s)^{0,7}} \right] \quad [3.2.14]$$

dove v_s è la velocità di propagazione delle onde di taglio in m/s e d_{ij0} è dato dall'espressione

$$d_{ij0} = 1,25 |d_{gi} - d_{gj}| \quad [3.2.15]$$

Per punti che ricadano su sottosuoli differenti a distanza inferiore a 20 m, lo spostamento relativo è rappresentato da d_{ij0} ; se i punti ricadono su sottosuolo dello stesso tipo, lo spostamento relativo può essere stimato, anziché con l'espressione [3.2.14], con le espressioni

$$\begin{aligned} d_{ij}(x) &= \frac{d_{ij\max}}{v_s} \cdot 2,3x \quad \text{per sottosuolo tipo D,} \\ d_{ij}(x) &= \frac{d_{ij\max}}{v_s} \cdot 3,0x \quad \text{per sottosuolo di tipo diverso da D.} \end{aligned} \quad [3.2.16]$$

Per la determinazione delle sollecitazioni indotte nei ponti dagli spostamenti relativi del terreno, si possono utilizzare criteri riportati in documenti di comprovata validità.

3.3. AZIONI DEL VENTO

Il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici.

Per le costruzioni usuali tali azioni sono convenzionalmente ricondotte alle azioni statiche equivalenti definite al § 3.3.3. Per le costruzioni di forma o tipologia inusuale, oppure di grande altezza o lunghezza, o di rilevante snellezza e leggerezza, o di notevole flessibilità e ridotte capacità dissipative, il vento può dare luogo ad effetti la cui valutazione richiede l'uso di metodologie di calcolo e sperimentali adeguate allo stato dell'arte.

3.3.1. VELOCITÀ BASE DI RIFERIMENTO

La velocità base di riferimento v_b è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza sul suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II (vedi Tab. 3.3.II), riferito ad un periodo di ritorno $T_R = 50$ anni.

In mancanza di specifiche ed adeguate indagini statistiche, v_b è data dall'espressione:

$$v_b = v_{b,0} \cdot c_a \quad [3.3.1]$$

$v_{b,0}$ è la velocità base di riferimento al livello del mare, assegnata nella Tab. 3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione (Fig. 3.3.1);

c_a è il coefficiente di altitudine fornito dalla relazione:

$$c_a = 1 \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$c_a = 1 + k_s \left(\frac{a_s}{a_0} - 1 \right) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m} \quad [3.3.1.b]$$

dove:

a_0, k_s sono parametri forniti nella Tab. 3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione (Fig. 3.3.1);

a_s è l'altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione.

Tale zonazione non tiene conto di aspetti specifici e locali che, se necessario, dovranno essere definiti singolarmente.

Tab. 3.3.I - Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_s

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

Per altitudini superiori a 1500 m sul livello del mare, i valori della velocità base di riferimento possono essere ricavati da opportuna documentazione o da indagini statistiche adeguatamente comprovate, riferite alle condizioni locali di clima e di esposizione. Fatte salve tali valutazioni, comunque raccomandate in prossimità di vette e crinali, i valori utilizzati non dovranno essere minori di quelli previsti per 1500 m di altitudine.

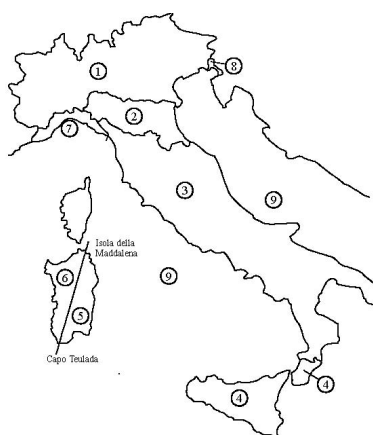


Fig. 3.3.1 - Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

3.3.2. VELOCITÀ DI RIFERIMENTO

La velocità di riferimento v_r è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza dal suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II (vedi Tab. 3.3.II), riferito al periodo di ritorno di progetto T_R . Tale velocità è definita dalla relazione:

$$v_r = v_b \cdot c_r \quad [3.3.2]$$

dove

v_b è la velocità base di riferimento, di cui al § 3.3.1;

c_r è il coefficiente di ritorno, funzione del periodo di ritorno di progetto T_R .

In mancanza di specifiche e adeguate indagini statistiche, il coefficiente di ritorno è fornito dalla relazione:

$$c_r = 0.75 \sqrt{1 - 0.2 \times \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right]} \quad [3.3.3]$$

dove T_R è il periodo di ritorno espresso in anni.

Ove non specificato diversamente, si assumerà $T_R = 50$ anni, cui corrisponde $c_r = 1$. Per un'opera di nuova realizzazione in fase di costruzione o per le fasi transitorie relative ad interventi sulle costruzioni esistenti, il periodo di ritorno dell'azione potrà essere ridotto come di seguito specificato:

- per fasi di costruzione o fasi transitorie con durata prevista in sede di progetto non superiore a tre mesi, si assumerà $T_R \geq 5$ anni;
- per fasi di costruzione o fasi transitorie con durata prevista in sede di progetto compresa fra tre mesi ed un anno, si assumerà $T_R \geq 10$ anni;

3.3.3. AZIONI STATICHE EQUIVALENTI

Le azioni del vento sono costituite da pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici, sia esterne che interne, degli elementi che compongono la costruzione (§ 3.3.4).

L'azione del vento sui singoli elementi che compongono la costruzione va determinata considerando la combinazione più gravosa delle pressioni agenti sulle due facce di ogni elemento.

Nel caso di costruzioni di grande estensione, si deve inoltre tenere conto delle azioni tangenti esercitate dal vento (§ 3.3.4).

L'azione d'insieme esercitata dal vento su una costruzione è data dalla risultante delle azioni sui singoli elementi, considerando come direzione del vento quella corrispondente ad uno degli assi principali della pianta della costruzione; in casi particolari, come ad esempio per le torri a base quadrata o rettangolare, si deve considerare anche l'ipotesi di vento spirante secondo la direzione di una delle diagonali.

3.3.4. PRESSIONE DEL VENTO

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$P = q_r c_e c_p c_d \quad [3.3.4]$$

dove

q_r è la pressione cinetica di riferimento di cui al § 3.3.6;

c_e è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.3.7;

c_p è il coefficiente di pressione di cui al § 3.3.8;

c_d è il coefficiente dinamico di cui al § 3.3.9.

3.3.5. AZIONE TANGENTE DEL VENTO

L'azione tangente per unità di superficie parallela alla direzione del vento è data dall'espressione:

$$P_t = q_r c_e c_f \quad [3.3.5]$$

dove

q_r è la pressione cinetica di riferimento di cui al § 3.3.6;

c_e è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.3.7;

c_f è il coefficiente d'attrito di cui al § 3.3.8.

3.3.6. PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO

La pressione cinetica di riferimento q_r è data dall'espressione:

$$q_r = \frac{1}{2} \rho v_r^2 \quad [3.3.6]$$

dove

v_r è la velocità di riferimento del vento di cui al § 3.3.2;

ρ è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1,25 kg/m³.

Esprimendo ρ in kg/m³ e v_r in m/s, q_r risulta espresso in N/m².

3.3.7. COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE

Il coefficiente di esposizione c_e dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. In assenza di analisi specifiche che tengano in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva scabrezza e topografia del terreno che circonda la costruzione, per altezze sul suolo non maggiori di $z = 200$ m, esso è dato dalla formula:

$$\begin{aligned} c_e(z) &= k_r^2 c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)] && \text{per } z \geq z_{\min} \\ c_e(z) &= c_e(z_{\min}) && \text{per } z < z_{\min} \end{aligned} \quad [3.3.7]$$

dove

k_r, z_0, z_{\min} sono assegnati in Tab. 3.3.II in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione;

c_t è il coefficiente di topografia.

Tab. 3.3.II - Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

Categoria di esposizione del sito	K_r	z_0 [m]	z_{\min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

La categoria di esposizione è assegnata nella Fig. 3.3.2 in funzione della posizione geografica del sito ove sorge la costruzione e della classe di rugosità del terreno definita in Tab. 3.3.III. Nelle fasce entro 40 km dalla costa, la categoria di esposizione è indipendente dall'altitudine del sito.

Il coefficiente di topografia c_t è posto generalmente pari a 1, sia per le zone pianeggianti sia per quelle ondulate, collinose e montane. In questo caso, la Fig. 3.3.3 riporta le leggi di variazione di c_e per le diverse categorie di esposizione.

Nel caso di costruzioni ubicate presso la sommità di colline o pendii isolati, il coefficiente di topografia c_t può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione.

Tab. 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate,)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Si può assumere che il sito appartenga alla Classe A o B, purché la costruzione si trovi nell'area relativa per non meno di 1 km e comunque per non meno di 20 volte l'altezza della costruzione, per tutti i settori di provenienza del vento ampi almeno 30°. Si deve assumere che il sito appartenga alla Classe D, qualora la costruzione sorga nelle aree indicate con le lettere a) o b), oppure entro un raggio di 1 km da essa vi sia un settore ampio 30°, dove il 90% del terreno sia del tipo indicato con la lettera c). Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, si deve assegnare la classe più sfavorevole (l'azione del vento è in genere minima in Classe A e massima in Classe D).

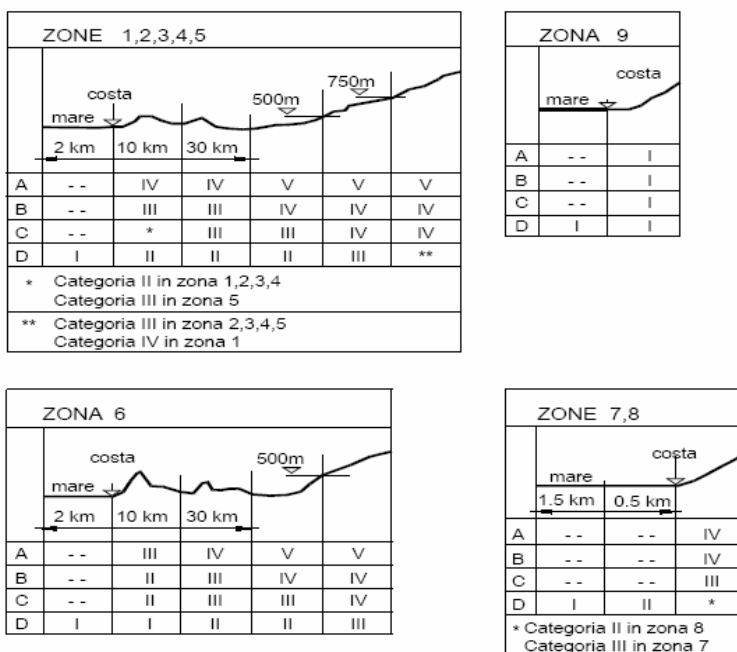


Fig. 3.3.2 - Definizione delle categorie di esposizione

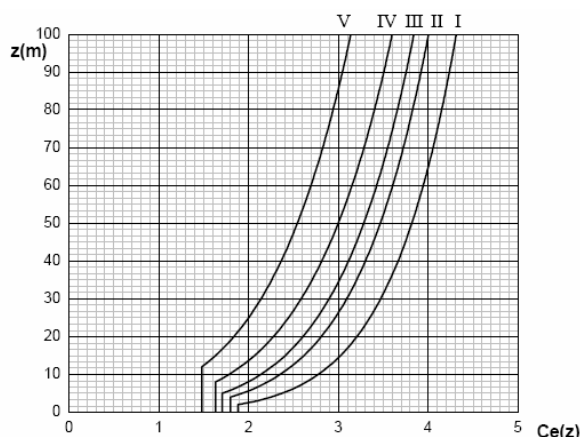


Fig. 3.3.3 - Andamento del coefficiente di esposizione c_e in funzione dell'altezza sul suolo (per $c_t = 1$)

3.3.8. COEFFICIENTI AERODINAMICI

Il coefficiente di pressione c_p dipende dalla tipologia e dalla geometria della costruzione e dal suo orientamento rispetto alla direzione del vento.

Il coefficiente d'attrito c_f dipende dalla scabrezza della superficie sulla quale il vento esercita l'azione tangente.

Entrambi questi coefficienti, definiti coefficienti aerodinamici, possono essere ricavati da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.

3.3.9. COEFFICIENTE DINAMICO

Il coefficiente dinamico tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alla risposta dinamica della struttura.

Esso può essere assunto cautelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

3.3.10. AVVERTENZE PROGETTUALI

Le azioni del vento sui ponti lunghi, sugli edifici alti e più in generale sulle costruzioni di grandi dimensioni o di forma non simmetrica, possono dare luogo a forze trasversali alla direzione del vento e a momenti torcenti di notevoli intensità. Tali azioni possono essere ulteriormente amplificate dalla risposta dinamica della struttura.

Agli ultimi piani degli edifici alti, le azioni del vento possono causare oscillazioni (soprattutto accelerazioni di piano) le cui conseguenze variano, nei riguardi degli occupanti, dalla non percezione sino al fastidio e, in alcuni casi, all'intollerabilità fisiologica.

Per strutture o elementi strutturali snelli di forma cilindrica, quali ciminiere, torri di telecomunicazioni o singoli elementi di carpenteria si deve tenere conto degli effetti dinamici indotti al distacco alternato dei vortici dal corpo investito dal vento. Tali effetti possono essere particolarmente severi quando la frequenza di distacco dei vortici uguaglia una frequenza propria della struttura, dando luogo a un fenomeno di risonanza. In questa situazione le vibrazioni sono tanto maggiori quanto più la struttura è leggera e poco smorzata. L'occorrenza di fenomeni di risonanza in corrispondenza di velocità del vento relativamente piccole e quindi frequenti richiede particolari attenzioni nei riguardi della fatica.

Per strutture particolarmente deformabili, leggere e poco smorzate, l'interazione del vento con la struttura può dare luogo ad azioni aeroelastiche, i cui effetti modificano le frequenze proprie e/o lo smorzamento della struttura sino a causare fenomeni di instabilità, fra i quali il galoppo, la divergenza torsionale ed il flutter. Il galoppo è tipico di cavi ghiacciati o percorsi da rivoli d'acqua, di elementi di carpenteria e più in generale di elementi strutturali di forma non circolare. La divergenza torsionale è tipica in generale di lastre molto sottili. Il flutter è tipico di ponti sospesi o strallati o di profili alari.

Per strutture o elementi strutturali ravvicinati e di analoga forma, ad esempio edifici alti, serbatoi, torri di refrigerazione, ponti, ciminiere, cavi, elementi di carpenteria e tubi, possono manifestarsi fenomeni di interferenza tali da modificare gli effetti che il vento causerebbe se agisse sulle stesse strutture o elementi strutturali isolati. Tali effetti possono incrementare le azioni statiche, dinamiche e aeroelastiche del vento in modo estremamente severo.

In tutti i casi sopra citati si raccomanda di fare ricorso a dati suffragati da opportuna documentazione, o ricavati per mezzo di metodi analitici, numerici e/o sperimentali adeguatamente comprovati.

3.4. AZIONI DELLA NEVE

3.4.1. CARICO DELLA NEVE SULLE COPERTURE

Il carico provocato dalla neve sulle coperture sarà valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_E \cdot C_t \quad [3.4.1]$$

dove:

q_{sk} è il valore di riferimento del carico della neve al suolo, di cui al § 3.4.2;

μ_i è il coefficiente di forma della copertura, di cui al § 3.4.3;

C_E è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.4.4;

C_t è il coefficiente termico di cui al § 3.4.5.

Si assume che il carico della neve agisca in direzione verticale e lo si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

3.4.2. VALORE DI RIFERIMENTO DEL CARICO DELLA NEVE AL SUOLO

Il carico della neve al suolo dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione, considerata la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona.

In mancanza di adeguate indagini statistiche e specifici studi locali, che tengano conto sia dell'altezza del manto nevoso che della sua densità, il carico di riferimento della neve al suolo, per località poste a quota inferiore a 1500 m sul livello del mare, non dovrà essere assunto minore di quello calcolato in base alle espressioni riportate nel seguito, cui corrispondono valori associati ad un periodo di ritorno pari a 50 anni per le varie zone indicate nella Fig. 3.4.1. Tale zonazione non tiene conto di aspetti specifici e locali che, se necessario, devono essere definiti singolarmente.

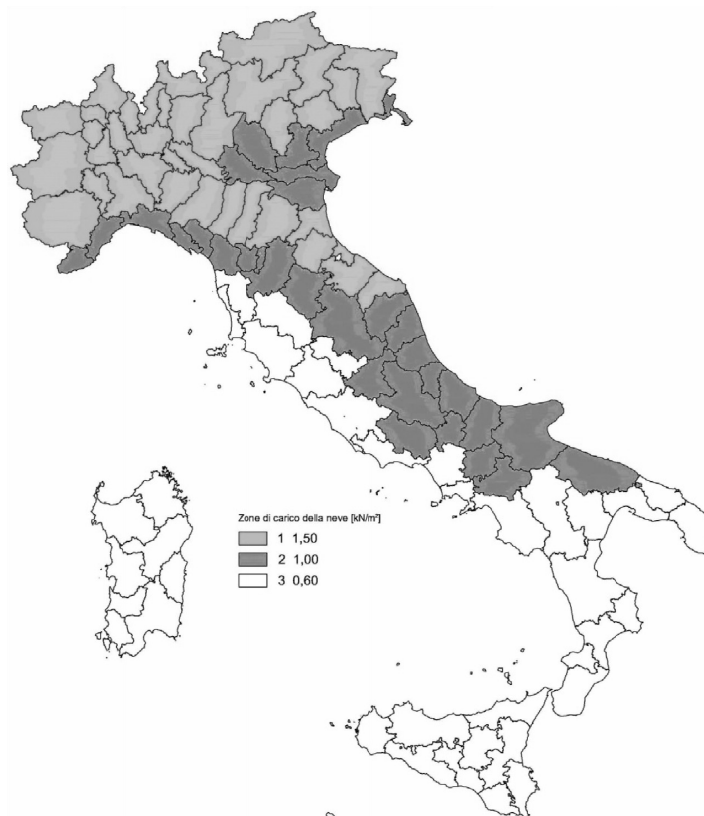


Fig. 3.4.1 – Zone di carico della neve

Nelle espressioni seguenti, l'altitudine di riferimento a_s (espressa in m) è la quota del suolo sul livello del mare nel sito dove è realizzata la costruzione.

Zona I - Alpina

Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbanico-Cusio-Ossola, Vercelli, Vicenza:

$$\begin{aligned} q_{sk} &= 1,50 \text{ kN/m}^2 & a_s &\leq 200 \text{ m} \\ q_{sk} &= 1,39 [1 + (a_s/728)^2] \text{ kN/m}^2 & a_s &> 200 \text{ m} \end{aligned} \quad [3.4.2]$$

Zona I - Mediterranea

Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Monza Brianza, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese:

$$\begin{aligned} q_{sk} &= 1,50 \text{ kN/m}^2 & a_s &\leq 200 \text{ m} \\ q_{sk} &= 1,35 [1 + (a_s/602)^2] \text{ kN/m}^2 & a_s &> 200 \text{ m} \end{aligned} \quad [3.4.3]$$

Zona II

Arezzo, Ascoli Piceno, Avellino, Bari, Barletta-Andria-Trani, Benevento, Campobasso, Chieti, Fermo, Ferrara, Firenze, Foggia, Frosinone, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, L'Aquila, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rieti, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona:

$$\begin{aligned} q_{sk} &= 1,00 \text{ kN/m}^2 & a_s &\leq 200 \text{ m} \\ q_{sk} &= 0,85 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2 & a_s &> 200 \text{ m} \end{aligned} \quad [3.4.4]$$

Zona III

Agrigento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Grosseto, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia-Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo:

$$\begin{aligned} q_{sk} &= 0,60 \text{ kN/m}^2 & a_s &\leq 200 \text{ m} \\ q_{sk} &= 0,51 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2 & a_s &> 200 \text{ m} \end{aligned} \quad [3.4.5]$$

Per altitudini superiori a 1500 m sul livello del mare si deve fare riferimento alle condizioni locali di clima e di esposizione utilizzando comunque valori di carico neve non inferiori a quelli previsti per 1500 m.

Per un'opera di nuova realizzazione in fase di costruzione o per le fasi transitorie relative ad interventi sulle costruzioni esistenti, il periodo di ritorno dell'azione può essere ridotto come di seguito specificato:

- per fasi di costruzione o fasi transitorie con durata prevista in sede di progetto non superiore a tre mesi, si assumerà $T_R \geq 5$ anni;
- per fasi di costruzione o fasi transitorie con durata prevista in sede di progetto compresa fra tre mesi e un anno, si assumerà $T_R \geq 10$ anni.

3.4.3. COEFFICIENTE DI FORMA DELLE COPERTURE

3.4.3.1 GENERALITÀ

I coefficienti di forma delle coperture dipendono dalla forma stessa della copertura e dall'inclinazione sull'orizzontale delle sue parti componenti e dalle condizioni climatiche locali del sito ove sorge la costruzione.

In assenza di dati suffragati da opportuna documentazione, i valori nominali del coefficiente di forma μ_1 delle coperture ad una o a due falde possono essere ricavati dalla Tab. 3.4.II, essendo α , espresso in gradi sessagesimali, l'angolo formato dalla falda con l'orizzontale.

Tab. 3.4.II – Valori del coefficiente di forma

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0

Si assume che alla neve non sia impedito di scivolare. Se l'estremità più bassa della falda termina con un parapetto, una barriera od altre ostruzioni, allora il coefficiente di forma non potrà essere assunto inferiore a 0,8 indipendentemente dall'angolo α .

Per coperture a più falde, per coperture con forme diverse, così come per coperture contigue a edifici più alti o per accumulo di neve contro parapetti o più in generale per altre situazioni ritenute significative dal progettista si deve fare riferimento a normative o documenti di comprovata validità.

3.4.3.2 COPERTURA AD UNA FALDA

Nel caso delle coperture ad una falda, si deve considerare la condizione di carico riportata in Fig. 3.4.2.

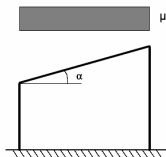


Fig. 3.4.2 - Condizioni di carico per coperture ad una falda

3.4.3.3 COPERTURA A DUE FALDE

Nel caso delle coperture a due falde, si devono considerare le tre condizioni di carico alternative, denominate *Caso I*, *Caso II* e *Caso III* in Fig. 3.4.3.

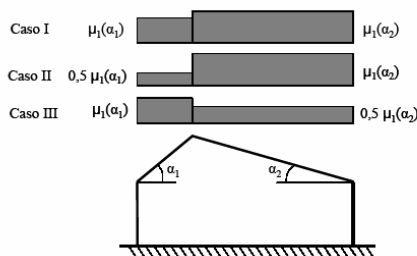


Fig. 3.4.3 - Condizioni di carico per coperture a due falde

3.4.4. COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE

Il coefficiente di esposizione C_E tiene conto delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Valori consigliati di questo coefficiente sono forniti in Tab. 3.4.I per diverse classi di esposizione. Se non diversamente indicato, si assumerà $C_E = 1$.

Tab. 3.4.I - Valori di C_E per diverse classi di esposizione

Topografia	Descrizione	C_E
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

3.4.5. COEFFICIENTE TERMICO

Il coefficiente termico tiene conto della riduzione del carico della neve, a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente dipende dalle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere posto $C_t = 1$.

3.5. AZIONI DELLA TEMPERATURA

3.5.1. GENERALITÀ

Variazioni giornaliere e stagionali della temperatura esterna, irraggiamento solare e convezione comportano variazioni della distribuzione di temperatura nei singoli elementi strutturali.

La severità delle azioni termiche è in generale influenzata da più fattori, quali le condizioni climatiche del sito, l'esposizione, la massa complessiva della struttura e la eventuale presenza di elementi non strutturali isolanti.

3.5.2. TEMPERATURA DELL'ARIA ESTERNA

La temperatura dell'aria esterna, T_{estv} può assumere il valore T_{max} o T_{min} , definite rispettivamente come temperatura massima estiva e minima invernale dell'aria nel sito della costruzione, con riferimento ad un periodo di ritorno di 50 anni.

Per un'opera di nuova realizzazione in fase di costruzione o per le fasi transitorie relative ad interventi sulle costruzioni esistenti, il periodo di ritorno dell'azione potrà essere ridotto come di seguito specificato:

- per fasi di costruzione o fasi transitorie con durata prevista in sede di progetto non superiore a tre mesi, si assumerà $T_R \geq 5$ anni;
- per fasi di costruzione o fasi transitorie con durata prevista in sede di progetto compresa fra tre mesi e un anno, si assumerà $T_R \geq 10$ anni;

In mancanza di adeguate indagini statistiche basate su dati specifici relativi al sito in esame, T_{max} o T_{min} dovranno essere calcolati in base alle espressioni riportate nel seguito, per le varie zone indicate nella Fig. 3.5.1. Tale zonazione non tiene conto di aspetti specifici e locali che, se necessario, dovranno essere definiti singolarmente.

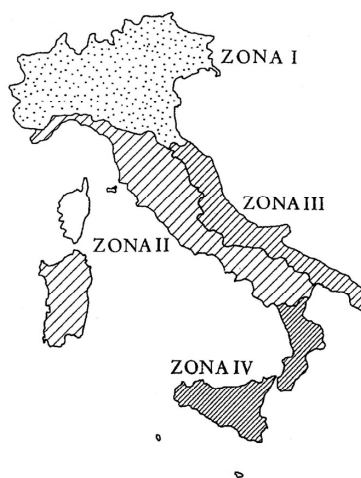


Fig. 3.5.1 – Zone della temperatura dell'aria esterna.

Nelle espressioni seguenti, T_{max} o T_{min} sono espressi in °C; l'altitudine di riferimento a_s (espressa in m) è la quota del suolo sul livello del mare nel sito dove è realizzata la costruzione.

Zona I

Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino-Alto Adige, Veneto, Friuli-Venezia Giulia, Emilia Romagna:

$$T_{min} = -15 - 4 \cdot a_s / 1000 \quad [3.5.1]$$

$$T_{max} = 42 - 6 \cdot a_s / 1000 \quad [3.5.2]$$

Zona II

Liguria, Toscana, Umbria, Lazio, Sardegna, Campania, Basilicata:

$$T_{min} = -8 - 6 \cdot a_s / 1000 \quad [3.5.3]$$

$$T_{max} = 42 - 2 \cdot a_s / 1000 \quad [3.5.4]$$

Zona III

Marche, Abruzzo, Molise, Puglia:

$$T_{min} = -8 - 7 \cdot a_s / 1000 \quad [3.5.5]$$

$$T_{max} = 42 - 0.3 \cdot a_s / 1000 \quad [3.5.6]$$

Zona IV

Calabria, Sicilia:

$$T_{min} = -2 - 9 \cdot a_s / 1000 \quad [3.5.7]$$

$$T_{max} = 42 - 2 \cdot a_s / 1000 \quad [3.5.8]$$

3.5.3. TEMPERATURA DELL'ARIA INTERNA

In mancanza di più precise valutazioni, legate alla tipologia della costruzione ed alla sua destinazione d'uso, la temperatura dell'aria interna, T_{int} , può essere assunta pari a 20 °C.

3.5.4. DISTRIBUZIONE DELLA TEMPERATURA NEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Il campo di temperatura sulla sezione di un elemento strutturale monodimensionale con asse longitudinale x può essere in generale descritto mediante:

- la componente uniforme $\Delta T_u = T - T_0$ pari alla differenza tra la temperatura media attuale T e quella iniziale alla data della costruzione T_0 ;
- le componenti variabili con legge lineare secondo gli assi principali y e z della sezione, ΔT_{My} e ΔT_{Mz} .

Nel caso di strutture soggette ad elevati gradienti termici si dovrà tener conto degli effetti indotti dall'andamento non lineare della temperatura all'interno delle sezioni.

La temperatura media attuale T può essere valutata come media tra la temperatura della superficie esterna $T_{sup,est}$ e quella della superficie interna dell'elemento considerato, $T_{sup,int}$.

Le temperature della superficie esterna, $T_{sup,est}$ e quella della superficie interna $T_{sup,int}$ dell'elemento considerato vengono valutate a partire dalla temperatura dell'aria esterna, T_{est} e di quella interna, T_{int} tenendo conto del trasferimento di calore per irraggiamento e per convezione all'interfaccia aria-costruzione e della eventuale presenza di materiale isolante (vedi Fig. 3.5.2).

In mancanza di determinazioni più precise, la temperatura iniziale può essere assunta $T_0=15$ °C.

Per la valutazione del contributo dell'irraggiamento solare si può fare riferimento alla Tab. 3.5.I.

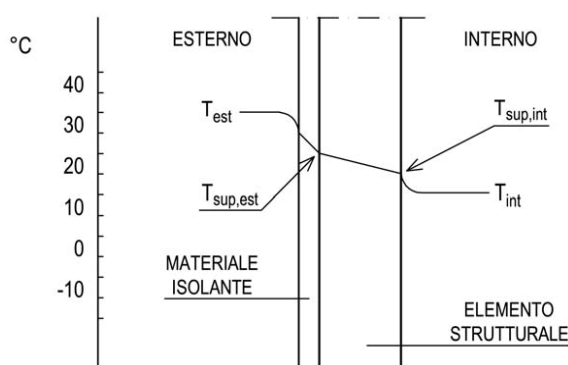


Fig. 3.5.2 - Andamento della temperatura all'interno di un elemento strutturale

Tab. 3.5.I - Contributo dell'irraggiamento solare

Stagione	Natura della superficie	Incremento di Temperatura	
		superfici esposte a Nord-Est	superfici esposte a Sud-Ovest od orizzontali
Estate	Superficie riflettente	0 °C	18 °C
	Superficie chiara	2 °C	30 °C
	Superficie scura	4 °C	42 °C
Inverno		0 °C	0 °C

3.5.5. AZIONI TERMICHE SUGLI EDIFICI

Nel caso in cui la temperatura non costituisca azione fondamentale per la sicurezza o per la efficienza funzionale della struttura è consentito tener conto, per gli edifici, della sola componente ΔT_u , ricavandola direttamente dalla Tab. 3.5.II.

Nel caso in cui la temperatura costituisca, invece, azione fondamentale per la sicurezza o per la efficienza funzionale della struttura, l'andamento della temperatura T nelle sezioni degli elementi strutturali deve essere valutato più approfonditamente studiando il problema della trasmissione del calore.

Tab. 3.5.II - Valori di ΔT_u per gli edifici

Tipo di struttura	ΔT_u
Strutture in c.a. e c.a.p. esposte	± 15 °C
Strutture in c.a. e c.a.p. protette	± 10 °C
Strutture in acciaio esposte	± 25 °C
Strutture in acciaio protette	± 15 °C

3.5.6. PARTICOLARI PRECAUZIONI NEL PROGETTO DI STRUTTURE SOGGETTE AD AZIONI TERMICHE SPECIALI

Strutture ed elementi strutturali in contatto con liquidi, aeriformi o solidi a temperature diverse, quali ciminiere, tubazioni, sili, serbatoi, torri di raffreddamento, ecc., devono essere progettati tenendo conto delle distribuzioni di temperatura corrispondenti alle specifiche condizioni di servizio.

3.5.7. EFFETTI DELLE AZIONI TERMICHE

Per la valutazione degli effetti delle azioni termiche, si può fare riferimento ai coefficienti di dilatazione termica a temperatura ambiente α_T riportati in Tab. 3.5.III.

Tab. 3.5.III - Coefficienti di dilatazione termica a temperatura ambiente

Materiale	α_T [$10^{-6}/^{\circ}\text{C}$]
Alluminio	24
Acciaio da carpenteria	12
Calcestruzzo strutturale	10
Strutture miste acciaio-calcestruzzo	12
Calcestruzzo alleggerito	7
Muratura	6 ÷ 10
Legno (parallelo alle fibre)	5
Legno (ortogonale alle fibre)	30 ÷ 70

3.6. AZIONI ECCEZIONALI

Le azioni eccezionali sono quelle che si presentano in occasione di eventi quali incendi, esplosioni ed urti.

E' opportuno che le costruzioni possiedano un grado adeguato di robustezza, in funzione dell'uso previsto della costruzione, individuando gli scenari di rischio e le azioni eccezionali rilevanti ai fini della sua progettazione, secondo quanto indicato al § 2.2.5.

Per le costruzioni in cui sia necessario limitare il rischio d'incendio per la salvaguardia dell'individuo e della collettività, nonché delle proprietà limitrofe e dei beni direttamente esposti al fuoco, devono essere eseguite verifiche specifiche del livello di prestazione strutturale antincendio.

Le strutture devono essere altresì verificate nei confronti delle esplosioni e degli urti per verosimili scenari di rischio o su richiesta del committente.

Le azioni eccezionali considerate nel progetto saranno combinate con le altre azioni mediante la regola di combinazione eccezionale di cui al § 2.5.3.

3.6.1. INCENDIO

3.6.1.1 DEFINIZIONI

Per *incendio*, si intende la combustione autoalimentata ed incontrollata di materiali combustibili presenti in un compartimento.

Ai fini della presente norma si fa riferimento ad un *incendio convenzionale di progetto* definito attraverso una *curva di incendio* che rappresenta l'andamento, in funzione del tempo, della temperatura media dei gas di combustione nell'intorno della superficie degli elementi strutturali.

La curva di incendio di progetto può essere:

nominale: curva adottata per la classificazione delle costruzioni e per le verifiche di resistenza al fuoco di tipo convenzionale;

naturale: curva determinata in base a modelli d'incendio e a parametri fisici che definiscono le variabili di stato all'interno del compartimento.

La *capacità di compartimentazione* in caso di incendio è l'attitudine di un elemento costruttivo a conservare, sotto l'azione del fuoco, oltre alla propria stabilità, un sufficiente isolamento termico ed una sufficiente tenuta ai fumi ed ai gas caldi della combustione, nonché tutte le altre prestazioni se richieste.

La *capacità portante in caso di incendio* è l'attitudine di una struttura, di una parte della struttura o di un elemento strutturale a conservare una sufficiente resistenza meccanica sotto l'azione del fuoco con riferimento alle altre azioni agenti.

La *resistenza al fuoco* riguarda la capacità portante in caso di incendio per una struttura, per una parte della struttura o per un elemento strutturale nonché la capacità di compartimentazione rispetto all'incendio per gli elementi di separazione sia strutturali, come muri e solai, sia non strutturali, come porte e tramezzi.

Per *compartimento antincendio* si intende una parte della costruzione delimitata da elementi costruttivi idonei a garantire, sotto l'azione del fuoco e per un dato intervallo di tempo, la capacità di compartimentazione.

Per *carico di incendio* si intende il potenziale termico netto della totalità dei materiali combustibili contenuti in uno spazio, corretto in base ai parametri indicativi della partecipazione alla combustione dei singoli materiali.

Per *carico d'incendio specifico* si intende il carico di incendio riferito all'unità di superficie lorda.

Per *carico di incendio specifico di progetto* si intende il carico di incendio specifico corretto in base ai parametri indicatori del rischio di incendio del compartimento e dei fattori relativi alle misure di protezione presenti.

I valori del carico d'incendio specifico di progetto ($q_{f,d}$) sono determinati mediante la relazione:

$$q_{f,d} = q_f \cdot \delta_{q1} \cdot \delta_{q2} \cdot \delta_n \quad [3.6.1]$$

dove:

- q_f è il valore nominale del carico d'incendio [MJ/m²].
- $\delta_{q1} \geq 1,00$ è un fattore che tiene conto del rischio di incendio in relazione alla superficie del compartimento
- $\delta_{q2} \geq 0,80$ è un fattore che tiene conto del rischio di incendio in relazione al tipo di attività svolta nel compartimento
- $\delta_n = \prod_{i=1}^{10} \delta_{n_i} \geq 0,20$ è un fattore che tiene conto delle differenti misure di protezione dall'incendio (sistemi automatici di estinzione, rivelatori, rete idranti, squadre antincendio, ecc.)

Qualora nel compartimento siano presenti elevate dissimmetrie nella distribuzione dei materiali combustibili il valore nominale q_f del carico d'incendio è calcolato anche con riferimento all'effettiva distribuzione dello stesso. Per distribuzioni molto concentrate del materiale combustibile si può fare riferimento all'incendio localizzato, valutando, in ogni caso, se si hanno le condizioni per lo sviluppo di un incendio generalizzato. Le indicazioni per il calcolo del carico di incendio specifico di progetto sono fornite nel decreto del Ministro dell'Interno 9 marzo 2007 e ss.mm.ii.

Per *incendio localizzato* deve intendersi un focolaio d'incendio che interessa una zona limitata del compartimento antincendio, con sviluppo di calore concentrato in prossimità degli elementi strutturali posti superiormente al focolaio o immediatamente adiacenti.

Nel caso di presenza di elementi strutturali lignei è possibile considerare solo una quota parte del loro contributo alla determinazione del carico di incendio, da definire con riferimento a riconosciute normative o documenti di comprovata validità.

3.6.1.2 RICHIESTE DI PRESTAZIONE

Le prestazioni richieste alle strutture di una costruzione, in funzione degli obiettivi definiti al § 2.2.3, sono individuate in termini di livello nella Tab. 3.5.IV.

Tab. 3.5.IV - Livelli di prestazione in caso di incendi

Livello I	Nessun requisito specifico di resistenza al fuoco dove le conseguenze del collasso delle strutture siano accettabili o dove il rischio di incendio sia trascurabile;
Livello II	Mantenimento dei requisiti di resistenza al fuoco delle strutture per un periodo sufficiente a garantire l'evacuazione degli occupanti in luogo sicuro all'esterno della costruzione;
Livello III	Mantenimento dei requisiti di resistenza al fuoco delle strutture per un periodo congruo con la gestione dell'emergenza;
Livello IV	Requisiti di resistenza al fuoco delle strutture per garantire, dopo la fine dell'incendio, un limitato danneggiamento delle strutture stesse;
Livello V	Requisiti di resistenza al fuoco delle strutture per garantire, dopo la fine dell'incendio, il mantenimento della totale funzionalità delle strutture stesse.

I livelli di prestazione comportano classi di resistenza al fuoco, da stabilire per i diversi tipi di costruzioni. In particolare, per le costruzioni nelle quali si svolgono attività soggette al controllo del Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco, oppure disciplinate da specifiche regole tecniche di prevenzione incendi, i livelli di prestazione e le connesse classi di resistenza al fuoco sono stabiliti dalle disposizioni emanate dal Ministero dell'Interno ai sensi del D. Lgs. 8 marzo 2006, n. 139 e successive modificazioni e integrazioni.

I livelli di prestazione e le connesse classi di resistenza al fuoco sono individuati in relazione alla destinazione d'uso dell'edificio, al tipo e al quantitativo di materiale combustibile in esso presente, alla sua estensione/altezza, al massimo affollamento ipotizzabile e alle misure di protezione antincendio presenti nell'opera.

3.6.1.3 CLASSI DI RESISTENZA AL FUOCO

Le *classi* di resistenza al fuoco sono: 15, 20, 30, 45, 60, 90, 120, 180, 240 e 360; esse esprimono il tempo, in minuti primi, durante il quale la resistenza al fuoco deve essere garantita.

Le classi di resistenza al fuoco sono riferite all'incendio convenzionale rappresentato dalle curve di incendio nominali.

3.6.1.4 CRITERI DI PROGETTAZIONE

La progettazione delle strutture in condizioni di incendio deve garantire il raggiungimento delle prestazioni indicate al § 3.6.1.2.

La sicurezza del sistema strutturale in caso di incendio si determina sulla base della resistenza al fuoco dei singoli elementi strutturali, di porzioni di struttura o dell'intero sistema costruttivo.

3.6.1.5 PROCEDURA DI ANALISI DELLA RESISTENZA AL FUOCO

L'analisi della resistenza al fuoco può essere così articolata:

- individuazione dell'incendio di progetto appropriato alla costruzione in esame;
- analisi della evoluzione della temperatura all'interno degli elementi strutturali;
- analisi del comportamento meccanico delle strutture esposte al fuoco;
- verifiche di sicurezza.

3.6.1.5.1 Incendio di progetto

Secondo l'incendio convenzionale di progetto adottato, l'andamento delle temperature viene valutato con riferimento a una delle due seguenti condizioni:

- curva nominale d'incendio, da individuare tra quelle indicate successivamente, per l'intervallo di tempo di esposizione pari alla classe di resistenza al fuoco prevista, senza alcuna fase di raffreddamento,
- curva naturale d'incendio, da individuare tenendo conto dell'intera durata dello stesso, compresa la fase di raffreddamento fino al ritorno alla temperatura ambiente.

Nel caso di incendio di materiali combustibili prevalentemente di natura cellulosa, la curva di incendio nominale di riferimento è la curva di incendio nominale standard definita come segue:

$$\theta_g = 20 + 345 \log_{10} (8t + 1) \text{ [}^\circ\text{C]} \quad [3.6.2]$$

dove θ_g è la temperatura dei gas caldi, espressa in $^\circ\text{C}$, e t è il tempo espresso in minuti primi.

Nel caso di incendi di quantità rilevanti di idrocarburi o altre sostanze con equivalente velocità di rilascio termico, la curva di incendio nominale standard può essere sostituita con la *curva nominale degli idrocarburi* seguente:

$$\theta_g = 1080 (1 - 0,325 \cdot e^{-0,167t} - 0,675 \cdot e^{-2,5t}) + 20 \text{ [}^\circ\text{C]} \quad [3.6.3]$$

Nel caso di incendi sviluppatasi all'interno del compartimento, ma che coinvolgono strutture poste all'esterno, per queste ultime la curva di incendio nominale standard può essere sostituita con la *curva nominale esterna* seguente:

$$\theta_g = 660 (1 - 0,687 \cdot e^{-0,32t} - 0,313 \cdot e^{-3,8t}) + 20 \text{ [}^\circ\text{C]} \quad [3.6.4]$$

Gli incendi convenzionali di progetto vengono generalmente applicati ad un compartimento dell'edificio alla volta.

Sono ammesse altresì specifiche curve nominali, per descrivere particolari scenari di incendio (tunnel curve, slow heating curve, ecc.), purché di comprovata validità.

3.6.1.5.2 Analisi dell'evoluzione della temperatura

Il campo termico all'interno dei componenti della struttura viene valutato risolvendo il corrispondente problema di propagazione del calore, tenendo conto del trasferimento di calore per irraggiamento e convezione dai gas di combustione alla superficie esterna degli elementi e considerando l'eventuale presenza di materiali protettivi.

3.6.1.5.3 Analisi del comportamento meccanico

Il comportamento meccanico della struttura viene analizzato tenendo conto della riduzione della resistenza meccanica dei componenti dovuta al danneggiamento dei materiali per effetto dell'aumento di temperatura.

L'analisi del comportamento meccanico deve essere effettuata per lo stesso periodo di tempo impiegato nell'analisi dell'evoluzione della temperatura.

Si deve tener conto della presenza delle azioni permanenti e di quelle azioni variabili che agiscono contemporaneamente all'incendio secondo la combinazione eccezionale.

Non si prende in considerazione la possibilità di concomitanza dell'incendio con altre azioni eccezionali e con le azioni sismiche.

Si deve tener conto, ove necessario, degli effetti delle sollecitazioni indirette dovute alle dilatazioni termiche contrastate, ad eccezione dei seguenti casi:

- è riconoscibile a priori che esse sono trascurabili o favorevoli;
- sono implicitamente tenute in conto nei modelli semplificati e conservativi di comportamento strutturale in condizioni di incendio.

Le sollecitazioni indirette, dovute agli elementi strutturali adiacenti a quello preso in esame, possono essere trascurate quando i requisiti di sicurezza all'incendio sono valutati in riferimento alla curva nominale d'incendio e alle classi di resistenza al fuoco.

3.6.1.5.4 Verifiche di sicurezza

La verifica della resistenza al fuoco viene eseguita controllando che la resistenza meccanica venga mantenuta per il tempo corrispondente alla classe di resistenza al fuoco della struttura con riferimento alla curva nominale di incendio.

Nel caso in cui si faccia riferimento a una curva naturale d'incendio, le analisi e le verifiche devono essere estese all'intera durata dell'incendio, inclusa la fase di raffreddamento.

Fermo restando il rispetto delle disposizioni legislative emanate ai sensi del D.Lgs. 139/2006, nel caso in cui i requisiti di resistenza al fuoco delle strutture debbano essere mantenuti per un periodo limitato (ad esempio, livello di prestazione II di Tab. 3.5.IV), la verifica della capacità portante delle strutture potrà essere limitata a un tempo di esposizione all'incendio naturale congruente con il livello di prestazione scelto.

3.6.2. ESPLOSIONI

3.6.2.1 GENERALITÀ

Gli effetti delle esplosioni possono essere tenuti in conto nella progettazione di quelle costruzioni in cui possono presentarsi miscele esplosive di polveri o gas in aria o in cui sono contenuti materiali esplosivi.

Sono escluse da questo capitolo le azioni derivanti da esplosioni che si verificano all'esterno della costruzione.

3.6.2.2 CLASSIFICAZIONE DELLE AZIONI DOVUTE ALLE ESPLOSIONI

Le azioni di progetto dovute alle esplosioni sono classificate, sulla base degli effetti che possono produrre sulle costruzioni, in tre categorie, come indicate in Tab. 3.6.I.

Tab. 3.6.I - Categorie di azione dovute alle esplosioni

Categoria di azione	Possibili effetti
1	Effetti trascurabili sulle strutture
2	Effetti localizzati su parte delle strutture
3	Effetti generalizzati sulle strutture

3.6.2.3 MODELLAZIONE DELLE AZIONI DOVUTE ALLE ESPLOSIONI

Le esplosioni esercitano sulle costruzioni onde di pressione. Per le costruzioni usuali, è ammesso che tali onde di pressione siano convenzionalmente ricondotte a distribuzioni di pressioni statiche equivalenti, purché comprovate da modelli teorici adeguati.

Per esplosioni di Categoria 1 non è richiesto alcun tipo di verifica.

Per esplosioni di Categoria 2, ove negli ambienti a rischio di esplosione siano presenti idonei pannelli di sfogo, si può utilizzare la pressione statica equivalente nominale, espressa in kN/m², data dal valore maggiore fra quelli forniti dalle espressioni:

$$p_d = 3 + p_v \quad [3.6.5a]$$

$$p_d = 3 + p_v / 2 + 0,04 / (A_v / V)^2 \quad [3.6.5b]$$

dove:

p_v è la pressione statica uniformemente distribuita in corrispondenza della quale le aperture di sfogo cedono, in kN/m²

A_v è l'area delle aperture di sfogo, in m²

V è il volume dell'ambiente, in m³

Il rapporto fra l'area dei componenti di sfogo e il volume da proteggere deve soddisfare la relazione:

$$0,05 \text{ m}^{-1} \leq A_v / V \leq 0,15 \text{ m}^{-1} \quad [3.6.6]$$

Queste espressioni sono valide in ambienti o in zone di edifici il cui volume totale non superi 1.000 m³.

La pressione dovuta all'esplosione è intesa agire simultaneamente su tutte le pareti dell'ambiente o del gruppo di ambienti considerati.

Comunque, tutti gli elementi chiave e le loro connessioni devono essere progettati per sopportare una pressione statica equivalente con valore di progetto $p_d = 20$ kN/m², applicata da ogni direzione, insieme con la reazione che ci si attende venga trasmessa direttamente alle membrature dell'elemento chiave da ogni elemento costruttivo, ad esso collegato, altresì soggetto alla stessa pressione.

Per esplosioni di Categoria 3 devono essere effettuati studi più approfonditi.

3.6.2.4 CRITERI DI PROGETTAZIONE

Sono considerati accettabili i danneggiamenti localizzati, anche gravi, dovuti ad esplosioni, a condizione che ciò non esponga al pericolo l'intera struttura o che la capacità portante sia mantenuta per un tempo sufficiente affinché siano prese le necessarie misure di emergenza.

Possono essere adottate, nella progettazione, opportune misure di protezione quali:

- la introduzione di superfici in grado di collassare sotto sovrappressioni prestabilite;
- la introduzione di giunti strutturali allo scopo di separare porzioni di edificio a rischio di esplosione da altre;
- la prevenzione di crolli significativi in conseguenza di cedimenti strutturali localizzati.

3.6.3. URTI**3.6.3.1 GENERALITÀ**

Nel seguito vengono definite le azioni dovute a:

- urti da traffico veicolare;
- urti da traffico ferroviario;
- urti da imbarcazioni ed aeromobili.

Non vengono prese in esame le azioni eccezionali dovute a fenomeni naturali, come la caduta di rocce, le frane o le valanghe.

3.6.3.2 CLASSIFICAZIONE DELLE AZIONI DOVUTE AGLI URTI

Le azioni di progetto dovute agli urti sono classificate, sulla base degli effetti che possono produrre sulle costruzioni, in tre categorie, come indicato nella Tab. 3.6.II.

Tab. 3.6.II – *Categorie di azione*

Categoria di azione	Possibili effetti
1	Effetti trascurabili sulle strutture
2	Effetti localizzati su parte delle strutture
3	Effetti generalizzati sulle strutture

Le azioni dovute agli urti devono essere applicate a quegli elementi strutturali, o ai loro sistemi di protezione, per i quali le relative conseguenze appartengono alle categorie 2 e 3.

3.6.3.3 URTI DA TRAFFICO VEICOLARE**3.6.3.3.1 Traffico veicolare sotto ponti o altre strutture**

Le azioni da urto hanno direzione parallela a quella del moto del veicolo al momento dell'impatto. Nelle verifiche si possono considerare, non simultaneamente, due azioni nelle direzioni parallela ($F_{d,x}$) e ortogonale ($F_{d,y}$) alla direzione di marcia normale, con

$$F_{d,y} = 0,50F_{d,x} \quad [3.6.7]$$

In assenza di determinazioni più accurate e trascurando la capacità dissipativa della struttura, si possono adottare le forze statiche equivalenti riportate in Tab. 3.6.III.

Tab. 3.6.III – *Forze statiche equivalenti agli urti di veicoli*

Tipo di strada	Tipo di veicolo	Forza $F_{d,x}$ [kN]
Autostrade, strade extraurbane	-	1000
Strade locali	-	750
Strade urbane	-	500
Aree di parcheggio e autorimesse	Automobili	50
	Veicoli destinati al trasporto di merci, aventi massa massima superiore a 3,5 t	150

Per urti di automobili su membrature verticali, la forza risultante di collisione F deve essere applicata sulla struttura 0,5 m al di sopra della superficie di marcia. L'area di applicazione della forza è pari a 0,25 m (in altezza) per il valore più piccolo tra 1,50 m e la larghezza della membratura (in larghezza).

Per urti sulle membrature verticali, la forza risultante di collisione F deve essere applicata sulla struttura 1,25 m al di sopra della superficie di marcia. L'area di applicazione della forza è pari a 0,5 m (in altezza) per il valore più piccolo tra 1,50 m e la larghezza della membratura (in larghezza).

Nel caso di urti su elementi strutturali orizzontali al di sopra della strada, la forza risultante di collisione F da utilizzare per le verifiche dell'equilibrio statico o della resistenza o della capacità di deformazione degli elementi strutturali è data da:

$$F = r F_{d,x} \quad [3.6.8]$$

dove il fattore r è pari ad 1,0 per altezze del sottovia fino a 5 m, decresce linearmente da 1,0 a 0 per altezze comprese fra 5 e 6 m ed è pari a 0 per altezze superiori a 6 m. La forza F è applicata sulle superfici verticali (prospetto dell'elemento strutturale).

Sull'intradosso dell'elemento strutturale si devono considerare gli stessi carichi da urto F di cui sopra, con un'inclinazione rispetto all'orizzontale di 10° verso l'alto.

L'area di applicazione della forza è assunta pari a 0,25 per 0,25 m.

Nelle costruzioni dove sono presenti con regolarità carrelli elevatori si può considerare equivalente agli urti accidentali un'azione orizzontale statica, applicata all'altezza di 0,75 m dal piano di calpestio, pari a

$$F = 5 W \quad [3.6.9]$$

essendo W il peso complessivo del carrello elevatore e del massimo carico trasportabile.

3.6.3.3.2 Traffico veicolare sopra i ponti

In assenza di specifiche prescrizioni, nel progetto strutturale dei ponti si può tener conto delle forze causate da collisioni accidentali sugli elementi di sicurezza attraverso una forza orizzontale equivalente di collisione pari a 100 kN. Essa rappresenta l'effetto dell'impatto da trasmettere ai vincoli e deve essere considerata agente trasversalmente ed orizzontalmente 100 mm sotto la sommità dell'elemento o 1,0 m sopra il livello del piano di marcia, a seconda di quale valore sia più piccolo.

Le azioni da considerare nelle verifiche locali dell'impalcato dovranno essere definite in accordo al § 5.1.3.10.

Le forze di collisione da veicoli sugli elementi strutturali eventualmente presenti al disopra del livello di carreggiata sono quelle specificate nel § 3.6.3.3.1

3.6.3.4 URTI DA TRAFFICO FERROVIARIO

Al verificarsi di un deragliamento può esservi il rischio di collisione fra i veicoli deragliati e le strutture adiacenti la ferrovia. Queste ultime dovranno essere progettate in modo da resistere alle azioni conseguenti ad una tale evenienza.

Dette azioni devono determinarsi sulla base di una specifica analisi di rischio, tenendo conto della presenza di eventuali elementi protettivi o sacrificali (respingenti) oppure di condizioni di impianto che possano ridurre il rischio di accadimento dell'evento (marciapiedi, controrotaie, ecc.). Queste azioni non si applicano sui sostegni di tettoie o di pensiline di impianti ferroviari.

In mancanza di specifiche analisi di rischio possono assumersi le seguenti azioni statiche equivalenti, in funzione della distanza d degli elementi esposti dall'asse del binario:

- per $d \leq 5$ m:
 - 4000 kN in direzione parallela alla direzione di marcia dei convogli ferroviari;
 - 1500 kN in direzione perpendicolare alla direzione di marcia dei convogli ferroviari;
- per $5 \text{ m} < d \leq 15$ m:
 - 2000 kN in direzione parallela alla direzione di marcia dei convogli ferroviari;
 - 750 kN in direzione perpendicolare alla direzione di marcia dei convogli ferroviari;
- per $d > 15$ m pari a zero in entrambe le direzioni.

Queste forze dovranno essere applicate a 1,80 m dal piano del ferro e non dovranno essere considerate agenti simultaneamente.

3.6.3.5 URTI DI IMBARCAZIONI ED AEROMOBILI

Le azioni derivanti da urti di imbarcazioni ed aeromobili vanno valutate sulla base delle indicazioni riportate in documenti di comprovata validità, di cui al Cap. 12.

CAPITOLO 4.

COSTRUZIONI CIVILI E INDUSTRIALI

4.1. COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO

Formano oggetto delle presenti norme le strutture di:

- calcestruzzo armato normale (cemento armato)
- calcestruzzo armato precompresso (cemento armato precompresso)
- calcestruzzo a bassa percentuale di armatura o non armato

con riferimento a calcestruzzi di peso normale e con esclusione di quelle opere per le quali vige una regolamentazione apposita a carattere particolare.

Al § 4.1.12 sono date inoltre le norme integrative per le strutture in calcestruzzo di inerte leggero.

Nel seguito si intendono per calcestruzzi ordinari i calcestruzzi conformi al presente § 4.1 ed al § 11.2, con esclusione dei calcestruzzi di aggregati leggeri (LC), di cui al §4.1.12, e di quelli fibrorinforzati (FRC), di cui al §11.2.12.

Ai fini della valutazione del comportamento e della resistenza delle strutture in calcestruzzo, questo viene titolato ed identificato mediante la classe di resistenza contraddistinta dai valori caratteristici delle resistenze cilindrica e cubica a compressione uniaxiale, misurate rispettivamente su provini cilindrici (o prismatici) e cubici, espressa in MPa (§ 11.2).

Per le classi di resistenza normalizzate per calcestruzzo normale si può fare utile riferimento a quanto indicato nelle norme UNI EN 206 e nella UNI 11104.

Sulla base della denominazione normalizzata vengono definite le classi di resistenza della Tab. 4.1.I.

Tab. 4.1.I – Classi di resistenza

Classe di resistenza
C8/10
C12/15
C16/20
C20/25
C25/30
C30/37
C35/45
C40/50
C45/55
C50/60
C55/67
C60/75
C70/85
C80/95
C90/105

Oltre alle classi di resistenza riportate in Tab. 4.1.I si possono prendere in considerazione le classi di resistenza già in uso C28/35 e C32/40.

I calcestruzzi delle diverse classi di resistenza trovano impiego secondo quanto riportato nella Tab. 4.1.II, fatti salvi i limiti derivanti dal rispetto della durabilità.

Per classi di resistenza superiore a C70/85 si rinvia al caso C) del § 11.1.

Per le classi di resistenza superiori a C45/55, la resistenza caratteristica e tutte le grandezze meccaniche e fisiche che hanno influenza sulla resistenza e durabilità del conglomerato devono essere accertate prima dell'inizio dei lavori tramite un'apposita sperimentazione preventiva e la produzione deve seguire specifiche procedure per il controllo di qualità.

Tab. 4.1.II – Impiego delle diverse classi di resistenza

Strutture di destinazione	Classe di resistenza minima
Per strutture non armate o a bassa percentuale di armatura (§ 4.1.11)	C8/10
Per strutture semplicemente armate	C16/20
Per strutture precomprese	C28/35

4.1.1. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA E METODI DI ANALISI

La valutazione della sicurezza va condotta secondo i principi fondamentali ed i metodi precisati al Capitolo 2.

In particolare per l'analisi strutturale, volta alla valutazione degli effetti delle azioni, si potranno adottare i metodi seguenti:

- a) analisi elastica lineare;
- b) analisi plastica;
- c) analisi non lineare.

Quando rilevante, nei diversi metodi di analisi sopra citati vanno considerati gli effetti del secondo ordine (§ 4.1.1.4).

Le analisi globali hanno lo scopo di stabilire la distribuzione delle forze interne, delle tensioni, delle deformazioni e degli spostamenti nell'intera struttura o in una parte di essa.

Analisi locali possono essere necessarie nelle zone singolari quali quelle poste:

- in prossimità degli appoggi;
- in corrispondenza di carichi concentrati;
- alle intersezioni travi-colonne;
- nelle zone di ancoraggio;
- in corrispondenza di variazioni della sezione trasversale.

4.1.1.1 ANALISI ELASTICA LINEARE

L'analisi elastica lineare può essere usata per valutare gli effetti delle azioni sia per gli stati limite di esercizio sia per gli stati limite ultimi.

Per la determinazione degli effetti delle azioni, le analisi saranno effettuate assumendo:

- sezioni interamente reagenti con rigidezze valutate riferendosi al solo calcestruzzo;
- relazioni tensione deformazione lineari;
- valori medi del modulo d'elasticità.

Per la determinazione degli effetti delle deformazioni termiche, degli eventuali cedimenti e del ritiro, le analisi saranno effettuate assumendo:

- per gli stati limite ultimi, rigidezze ridotte valutate ipotizzando che le sezioni siano fessurate (in assenza di valutazioni più precise la rigidezza delle sezioni fessurate potrà essere assunta pari alla metà della rigidezza delle sezioni interamente reagenti);
- per gli stati limite di esercizio, rigidezze intermedie tra quelle delle sezioni interamente reagenti e quelle delle sezioni fessurate.

Per le sole verifiche agli stati limite ultimi, i risultati dell'analisi elastica possono essere modificati con una ridistribuzione dei momenti, nel rispetto dell'equilibrio e delle capacità di rotazione plastica delle sezioni dove si localizza la ridistribuzione. In particolare la ridistribuzione non è ammessa per i pilastri e per i nodi dei telai, è consentita per le travi continue, le travi di telai in cui possono essere trascurati gli effetti del secondo ordine e le solette, a condizione che le sollecitazioni di flessione siano prevalenti ed i rapporti tra le luci di campate contigue siano compresi nell'intervallo 0,5-2,0.

Per le travi e le solette che soddisfano le condizioni dette, la ridistribuzione dei momenti flettenti può effettuarsi senza esplicite verifiche in merito alla duttilità delle membrature, purché il rapporto δ tra il momento dopo la ridistribuzione ed il momento prima della ridistribuzione risulti $1 \geq \delta \geq 0,70$.

I valori di δ si ricavano dalle espressioni:

$$\delta \geq 0,44 + 1,25 \cdot (0,6 + 0,0014/\epsilon_{cu})x / d \quad \text{per } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad [4.1.1]$$

$$\delta \geq 0,54 + 1,25 \cdot (0,6 + 0,0014/\epsilon_{cu})x / d \quad \text{per } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \quad [4.1.2]$$

dove x è l'altezza della zona compressa dopo la ridistribuzione, d è l'altezza utile della sezione (Fig.4.1.4) ed ϵ_{cu} è definita in § 4.1.2.1.2.1.

Per le travi continue, le travi di telai in cui possono essere trascurati gli effetti del secondo ordine e le solette, il rapporto x/d nelle sezioni critiche non deve comunque superare il valore 0,45 per $f_{ck} \leq 50$ MPa e 0,35 per $f_{ck} > 50$ MPa.

4.1.1.2 ANALISI PLASTICA

L'analisi plastica può essere usata per valutare gli effetti di azioni statiche e per i soli stati limite ultimi.

Al materiale si può attribuire un diagramma tensioni-deformazioni rigido-plastico verificando che la duttilità delle sezioni dove si localizzano le plasticizzazioni sia sufficiente a garantire la formazione del meccanismo previsto.

Nell'analisi si trascurano gli effetti di precedenti applicazioni del carico e si assume un incremento monotono dell'intensità delle azioni e la costanza del rapporto tra le loro intensità così da pervenire ad un unico moltiplicatore di collasso. L'analisi può essere del primo o del secondo ordine.

4.1.1.3 ANALISI NON LINEARE

L'analisi non lineare può essere usata per valutare gli effetti di azioni statiche e dinamiche, sia per gli stati limite di esercizio, sia per gli stati limite ultimi, a condizione che siano soddisfatti l'equilibrio e la congruenza.

Al materiale si può attribuire un diagramma tensioni-deformazioni che ne rappresenti adeguatamente il comportamento reale, verificando che le sezioni dove si localizzano le plasticizzazioni siano in grado di sopportare allo stato limite ultimo tutte le deformazioni non elastiche derivanti dall'analisi, tenendo in appropriata considerazione le incertezze.

Nell'analisi si trascurano gli effetti di precedenti applicazioni del carico e si assume un incremento monotono dell'intensità delle azioni e la costanza del rapporto tra le loro intensità. L'analisi può essere del primo o del secondo ordine.

4.1.1.4 EFFETTI DELLE DEFORMAZIONI

In generale, è possibile effettuare:

- l'analisi del primo ordine, imponendo l'equilibrio sulla configurazione iniziale della struttura,
- l'analisi del secondo ordine, imponendo l'equilibrio sulla configurazione deformata della struttura.

L'analisi globale può condursi con la teoria del primo ordine nei casi in cui possano ritenersi trascurabili gli effetti delle deformazioni sull'entità delle sollecitazioni, sui fenomeni di instabilità e su qualsiasi altro rilevante parametro di risposta della struttura.

Gli effetti del secondo ordine possono essere trascurati se sono inferiori al 10% dei corrispondenti effetti del primo ordine, oppure se sono rispettate le condizioni di cui al § 4.1.2.3.9.2.

4.1.2. VERIFICHE DEGLI STATI LIMITE

4.1.2.1 MATERIALI

4.1.2.1.1 Resistenze di progetto dei materiali

4.1.2.1.1.1 Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo

Per il calcestruzzo la resistenza di progetto a compressione, f_{cd} , è:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c \quad [4.1.3]$$

dove:

α_{cc} è il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata;

γ_c è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo;

f_{ck} è la resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni.

Il coefficiente γ_c è pari ad 1,5.

Il coefficiente α_{cc} è pari a 0,85.

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori minori di 50 mm, la resistenza di progetto a compressione va ridotta a $0,80 f_{cd}$.

Il coefficiente γ_c può essere ridotto da 1,5 a 1,4 per produzioni continuative di elementi o strutture, soggette a controllo continuativo del calcestruzzo dal quale risulti un coefficiente di variazione (rapporto tra scarto quadratico medio e valor medio) della resistenza non superiore al 10%. Le suddette produzioni devono essere inserite in un sistema di qualità di cui al § 11.8.3.

4.1.2.1.1.2 Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo

La resistenza di progetto a trazione, f_{ctd} , vale:

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c \quad [4.1.4]$$

dove:

γ_c è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo già definito al § 4.1.2.1.1.1;

f_{ctk} è la resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo (§ 11.2.10.2).

Il coefficiente γ_c assume il valore 1,5.

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori minori di 50 mm, la resistenza di progetto a trazione va ridotta a $0,80 f_{ctd}$.

Il coefficiente γ_c può essere ridotto, da 1,5 a 1,4 nei casi specificati al § 4.1.2.1.1.1.

4.1.2.1.1.3 Resistenza di progetto dell'acciaio

La resistenza di progetto dell'acciaio f_{yd} è riferita alla tensione di snervamento ed il suo valore è dato da:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s \quad [4.1.5]$$

dove:

γ_s è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio;

f_{yk} per armatura ordinaria è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio (§ 11.3.2), per armature da precompressione è la tensione convenzionale caratteristica di snervamento data, a seconda del tipo di prodotto, da f_{pyk} (barre), $f_{p(0,1)k}$ (fili), $f_{p(1)k}$ (tre-fole e trecce); si veda in proposito la Tab. 11.3.VIII.

Il coefficiente γ_s assume sempre, per tutti i tipi di acciaio, il valore 1,15.

4.1.2.1.1.4 Tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo

La resistenza tangenziale di aderenza di progetto f_{bd} vale:

$$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c \quad [4.1.6]$$

dove:

γ_c è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo, pari a 1,5;

f_{bk} è la resistenza tangenziale caratteristica di aderenza data da:

$$f_{bk} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctk} \quad [4.1.7]$$

in cui

$\eta_1 = 1,0$ in condizioni di buona aderenza;

$\eta_1 = 0,7$ in condizioni di non buona aderenza, quali nei casi di armature molto addensate, ancoraggi in zona tesa, ancoraggi in zone superiori di getto, in elementi strutturali realizzati con casseforme scorrevoli, a meno che non si adottino idonei provvedimenti;

$\eta_2 = 1,0$ per barre di diametro $\Phi \leq 32$ mm

$\eta_2 = (132 - \Phi)/100$ per barre di diametro superiore

La lunghezza di ancoraggio di progetto e la lunghezza di sovrapposizione sono influenzate dalla forma delle barre, dal copriferro, dall'effetto di confinamento dell'armatura trasversale, dalla presenza di barre trasversali saldate, dalla pressione trasversale lungo la lunghezza di ancoraggio e dalla percentuale di armatura sovrapposta rispetto all'armatura totale. Per le regole di dettaglio da adottare si potrà fare utile riferimento alla sezione 8 di UNI EN 1992-1-1:2015.

4.1.2.1.2 Diagrammi di progetto dei materiali'

4.1.2.1.2.1 Diagrammi di progetto tensione-deformazione del calcestruzzo

Per il diagramma tensione-deformazione del calcestruzzo è possibile adottare opportuni modelli rappresentativi del reale comportamento del materiale, definiti in base alla resistenza di progetto f_{cd} e alla deformazione ultima di progetto ϵ_{cu} .

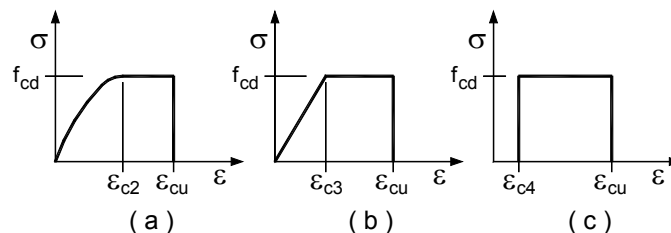


Fig. 4.1.1 – Modelli σ - ϵ per il calcestruzzo

In Fig. 4.1.1 sono rappresentati i modelli σ - ϵ per il calcestruzzo:

(a) parabola-rettangolo; (b) triangolo-rettangolo; (c) rettangolo (stress block).

In particolare, per le classi di resistenza pari o inferiore a C50/60 si può porre:

$$\epsilon_{c2} = 0,20\% \quad \epsilon_{cu} = 0,35\%$$

$$\epsilon_{c3} = 0,175\% \quad \epsilon_{c4} = 0,07\%$$

Per le classi di resistenza superiore a C50/60 si può porre:

$$\epsilon_{c2} = 0,20\% + 0,0085\% (f_{ck} - 50)^{0,53} \quad \epsilon_{cu} = 0,26\% + 3,5\% [(90 - f_{ck}) / 100]^4$$

$$\epsilon_{c3} = 0,175\% + 0,055\% [(f_{ck} - 50) / 40] \quad \epsilon_{c4} = 0,2 \cdot \epsilon_{cu}$$

purché si adottino opportune limitazioni quando si usa il modello (c).

Per sezioni o parti di sezioni soggette a distribuzioni di tensione di compressione approssimativamente uniformi, si assume per la deformazione ultima di progetto il valore ϵ_{c2} anziché ϵ_{cu} .

Calcestruzzo confinato

Per il diagramma tensione-deformazione del calcestruzzo confinato è possibile adottare opportuni modelli rappresentativi del reale comportamento del materiale in stato triassiale. Questi modelli possono essere adottati nel calcolo sia della resistenza ultima sia della duttilità delle sezioni e devono essere applicati alle sole zone confinate della sezione.

Il confinamento del calcestruzzo è normalmente generato da staffe chiuse e legature interne, che possono raggiungere la tensione di snervamento a causa della dilatazione laterale del calcestruzzo stesso a cui tendono ad opporsi. Il confinamento consente al calcestruzzo di raggiungere tensioni e deformazioni più elevate di quelle proprie del calcestruzzo non confinato. Le altre caratteristiche meccaniche si possono considerare inalterate.

In assenza di più precise determinazioni basate su modelli analitici di comprovata validità, è possibile utilizzare la relazione tensione-deformazione rappresentata in Fig. 4.1.2 (dove le deformazioni di compressione sono assunte positive), in cui la resistenza caratteristica e le deformazioni del calcestruzzo confinato sono valutate secondo le relazioni seguenti:

$$f_{ck,c} = f_{ck} \cdot (1,0 + 5,0 \cdot \sigma_2 / f_{ck}) \quad \text{per } \sigma_2 \leq 0,05 f_{ck} \quad [4.1.8]$$

$$f_{ck,c} = f_{ck} \cdot (1,125 + 2,5 \cdot \sigma_2 / f_{ck}) \quad \text{per } \sigma_2 > 0,05 f_{ck} \quad [4.1.9]$$

$$\epsilon_{c2,c} = \epsilon_{c2} \cdot (f_{ck,c} / f_{ck})^2 \quad [4.1.10]$$

$$\epsilon_{cu2,c} = \epsilon_{cu} + 0,2 \cdot \sigma_2 / f_{ck} \quad [4.1.11]$$

$$f_{cd,c} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck,c} / \gamma_c \quad [4.1.12]$$

essendo σ_2 la pressione laterale efficace di confinamento allo *SLV* mentre ϵ_{c2} ed ϵ_{cu} sono valutate in accordo al § 4.1.2.1.2.1.

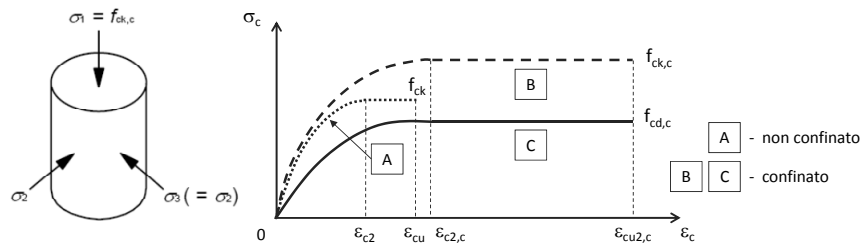


Fig. 4.1.2 - Modelli σ - ϵ per il calcestruzzo confinato

La pressione efficace di confinamento σ_2 può essere determinata attraverso la relazione seguente:

$$\sigma_2 = \alpha \cdot \sigma_l \quad [4.1.12.a]$$

dove α è un coefficiente di efficienza (≤ 1), definito come rapporto fra il volume $V_{c,eff}$ di calcestruzzo efficacemente confinato ed il volume V_c dell'elemento di calcestruzzo, depurato da quello delle armature longitudinali (generalmente trascurabile) e σ_l è la pressione di confinamento esercitata dalle armature trasversali.

La pressione laterale può essere valutata, per ogni direzione principale della sezione, direttamente da considerazioni di equilibrio sul nucleo confinato, in corrispondenza della tensione di snervamento dell'armatura trasversale, come di seguito indicato.

a) Per sezioni rettangolari

Per le due direzioni principali della sezione x e y valgono, rispettivamente, le relazioni:

$$\sigma_{l,x} = \frac{A_{st,x} \cdot f_{yk,st}}{b_y \cdot s}; \quad \sigma_{l,y} = \frac{A_{st,y} \cdot f_{yk,st}}{b_x \cdot s} \quad [4.1.12.b]$$

dove $A_{st,x}$ e $A_{st,y}$ sono il quantitativo totale (aree delle sezioni) di armatura trasversale in direzione parallela, rispettivamente, alle direzioni principali x e y , b_x e b_y sono le dimensioni del nucleo confinato nelle direzioni corrispondenti (con riferimento alla linea media delle staffe), s è il passo delle staffe, $f_{yk,st}$ è la tensione caratteristica dell'acciaio delle staffe.

La pressione laterale equivalente σ_l può essere determinata attraverso la relazione:

$$\sigma_l = \sqrt{\sigma_{l,x} \cdot \sigma_{l,y}} \quad [4.1.12.c]$$

b) Per sezioni circolari

$$\sigma_l = \frac{2A_{st} \cdot f_{yk,st}}{D_0 \cdot s} \quad [4.1.12.d]$$

dove: A_{st} è l'area della sezione della staffa, D_0 è il diametro del nucleo confinato (con riferimento alla linea media delle staffe).

Il coefficiente di efficienza α può essere valutato come prodotto di un termine relativo alla disposizione delle armature trasversali nel piano della sezione e di un termine relativo al passo delle staffe, attraverso la relazione:

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s \quad [4.1.12.e]$$

con:

a) per sezioni rettangolari

$$\alpha_n = 1 - \sum_n b_i^2 / (6 \cdot b_x \cdot b_y) \quad [4.1.12.f]$$

$$\alpha_s = [1 - s / (2 \cdot b_x)] \cdot [1 - s / (2 \cdot b_y)] \quad [4.1.12.g]$$

dove: n è il numero totale di barre longitudinali contenute lateralmente da staffe o legature, b_i è la distanza tra barre consecutive contenute.

b) per sezioni circolari

$$\alpha_n = 1 \quad [4.1.12.h]$$

$$\alpha_s = [1 - s / (2 \cdot D_0)]^\beta \quad [4.1.12.i]$$

dove: $\beta = 2$ per staffe circolari singole, $\beta = 1$ per staffa a spirale.

Nella valutazione della capacità della sezione il contributo del copriferro non deve essere considerato nelle zone esterne al nucleo confinato in cui la deformazione massima supera la deformazione ultima del calcestruzzo non confinato.

Nel caso di utilizzo di rinforzi appositamente progettati per il confinamento degli elementi è possibile considerare i modelli di comportamento riportati in riferimenti tecnici di comprovata validità.

4.1.2.1.2.2 Diagrammi di progetto tensione-deformazione dell'acciaio

Per il diagramma tensione-deformazione dell'acciaio è possibile adottare opportuni modelli rappresentativi del reale comportamento del materiale, modelli definiti in base al valore di progetto $\epsilon_{ud} = 0,9\epsilon_{uk}$ ($\epsilon_{uk} = (A_{gt})_k$) della deformazione uniforme ultima, al valore di progetto della tensione di snervamento f_{yd} ed al rapporto di sovreresistenza $k = (f_t / f_y)_k$ (Tab. 11.3.Ia-b).

In Fig. 4.1.3 sono rappresentati i modelli σ - ϵ per l'acciaio:

(a) bilineare finito con incrudimento; (b) elastico-perfettamente plastico indefinito.

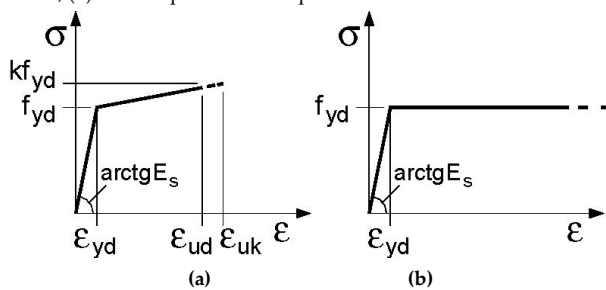


Fig. 4.1.3 – Modelli σ - ϵ per l'acciaio

4.1.2.2 STATI LIMITE DI ESERCIZIO

4.1.2.2.1 Generalità

Si deve verificare il rispetto dei seguenti stati limite:

- deformazione,
- vibrazione,
- fessurazione,
- tensioni di esercizio,
- fatica per quanto riguarda eventuali danni che possano compromettere la durabilità, per la quale sono definite regole specifiche nei punti seguenti.

4.1.2.2.2 Stato limite di deformazione

I limiti di deformabilità devono essere congruenti con le prestazioni richieste alla struttura anche in relazione alla destinazione d'uso, con riferimento alle esigenze statiche, funzionali ed estetiche.

I valori limite devono essere commisurati a specifiche esigenze e possono essere dedotti da documentazione tecnica di comprovata validità.

4.1.2.2.3 Stato limite per vibrazioni

Quando richiesto, devono essere individuati limiti per vibrazioni:

- al fine di assicurare accettabili livelli di benessere (dal punto di vista delle sensazioni percepite dagli utenti),
- al fine di prevenire possibili danni negli elementi secondari e nei componenti non strutturali,
- al fine di evitare possibili danni che compromettano il funzionamento di macchine e apparecchiature.

4.1.2.2.4 Stato limite di fessurazione

In ordine di severità decrescente, per la combinazione di azioni prescelta, si distinguono i seguenti stati limite:

- a) stato limite di decompressione, nel quale la tensione normale è ovunque di compressione ed al più uguale a 0;
- b) stato limite di formazione delle fessure, nel quale la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è:

$$\sigma_t = \frac{f_{ctm}}{1,2} \quad [4.1.13]$$

dove f_{ctm} è definito nel § 11.2.10.2;

- c) stato limite di apertura delle fessure, nel quale il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

$$w_1 = 0,2 \text{ mm} \qquad w_2 = 0,3 \text{ mm} \qquad w_3 = 0,4 \text{ mm}$$

Lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione, come descritto nel seguito.

4.1.2.2.4.1 Combinazioni di azioni

Si prendono in considerazione le seguenti combinazioni:

- combinazioni quasi permanenti;
- combinazioni frequenti.

4.1.2.2.4.2 Condizioni ambientali

Ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche e della protezione contro il degrado del calcestruzzo, le condizioni ambientali possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella Tab. 4.1.III con riferimento alle classi di esposizione definite nelle *Linee Guida per il calcestruzzo strutturale* emesse dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici nonché nella UNI EN 206:2016.

Tab. 4.1.III - Descrizione delle condizioni ambientali

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

4.1.2.2.4.3 Sensibilità delle armature alla corrosione

Le armature si distinguono in due gruppi:

- armature sensibili;
- armature poco sensibili.

Appartengono al primo gruppo gli acciai da precompresso.

Appartengono al secondo gruppo gli acciai ordinari.

Per gli acciai zincati e per quelli inossidabili, si può tener conto della loro minor sensibilità alla corrosione sulla base di documenti di comprovata validità.

4.1.2.2.4.4 Scelta degli stati limite di fessurazione

Nella Tab. 4.1.IV sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle esigenze sopra riportate.

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_k	Stato limite	w_k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

w_1, w_2, w_3 sono definiti al § 4.1.2.2.4, il valore w_k è definito al § 4.1.2.2.4.5.

4.1.2.2.4.5 Verifica dello stato limite di fessurazione

Stato limite di decompressione e di formazione delle fessure

Le tensioni sono calcolate in base alle caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione omogeneizzata non fessurata.

Stato limite di apertura delle fessure

Il valore caratteristico di apertura delle fessure (w_k) non deve superare i valori nominali w_1 , w_2 , w_3 secondo quanto riportato nella Tab. 4.1.IV.

L'ampiezza caratteristica delle fessure w_k è calcolata come 1,7 volte il prodotto della deformazione media delle barre d'armatura ϵ_{sm} per la distanza media tra le fessure Δ_{sm} :

$$w_k = 1,7 \epsilon_{sm} \Delta_{sm} \quad [4.1.14]$$

Per il calcolo di ϵ_{sm} e Δ_{sm} vanno utilizzati criteri consolidati riportati in documenti di comprovata validità.

La verifica dell'ampiezza di fessurazione può anche essere condotta senza calcolo diretto, limitando la tensione di trazione nell'armatura, valutata nella sezione parzializzata per la combinazione di carico pertinente, ad un massimo correlato al diametro delle barre ed alla loro spaziatura.

4.1.2.2.5 Stato limite di limitazione delle tensioni

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti di seguito riportati.

4.1.2.2.5.1 Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio

La massima tensione di compressione del calcestruzzo $\sigma_{c,max}$, deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_{c,max} \leq 0,60 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica} \quad [4.1.15]$$

$$\sigma_{c,max} \leq 0,45 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente.} \quad [4.1.16]$$

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori di calcestruzzo minori di 50 mm i valori limite sopra prescritti vanno ridotti del 20%.

4.1.2.2.5.2 Tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio

La tensione massima, $\sigma_{s,max}$, per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_{s,max} \leq 0,8 f_{yk} \quad [4.1.17]$$

4.1.2.3 STATI LIMITE ULTIMI**4.1.2.3.1 Generalità**

Si deve verificare il rispetto dei seguenti stati limite:

- resistenza,
- duttilità.

4.1.2.3.2 Stato limite di resistenza

Si deve verificare il rispetto dei seguenti stati limite:

- resistenza flessionale in presenza e in assenza di sforzo assiale,
- resistenza a taglio e punzonamento,
- resistenza a torsione,
- resistenza di elementi tozzi,
- resistenza a fatica,
- stabilità di elementi snelli.

4.1.2.3.3 Stato limite di duttilità

Si deve verificare, ove richiesto al § 7.4 delle presenti norme, il rispetto del seguente stato limite:

- duttilità flessionale in presenza e in assenza di sforzo assiale.

4.1.2.3.4 Resistenza flessionale e duttilità massima in presenza e in assenza di sforzo assiale**4.1.2.3.4.1 Ipotesi di base**

Per la valutazione della resistenza flessionale in presenza e in assenza di sforzo assiale delle sezioni di elementi monodimensionali, si adottano le seguenti ipotesi:

- conservazione delle sezioni piane;
- perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- deformazione iniziale dell'armatura di precompressione considerata nelle relazioni di congruenza della sezione.
- resistenza a trazione del calcestruzzo nulla.

4.1.2.3.4.2 Verifiche di resistenza e duttilità

Con riferimento alla sezione pressoinflessa, rappresentata in Fig. 4.1.4, la capacità, in termini di resistenza e duttilità, si determina in base alle ipotesi di calcolo e ai modelli σ - ϵ di cui al § 4.1.2.1.2.

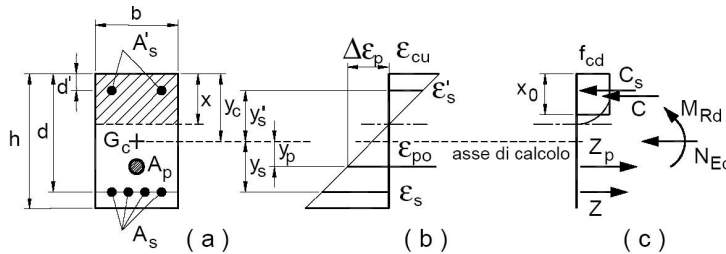


Fig. 4.1.4 - Sezione pressoinflessa

Le verifiche si eseguono confrontando la capacità, espressa in termini di resistenza e, quando richiesto al § 7.4 delle presenti norme, di duttilità, con la corrispondente domanda, secondo le relazioni:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed} \quad [4.1.18a]$$

$$\mu_\phi = \mu_\phi(N_{Ed}) \geq \mu_{Ed} \quad [4.1.18b]$$

dove

M_{Rd} è il valore di progetto del momento resistente corrispondente a N_{Ed} ;

N_{Ed} è il valore di progetto dello sforzo normale sollecitante;

M_{Ed} è il valore di progetto del momento di domanda;

μ_ϕ è il valore di progetto della duttilità di curvatura corrispondente a N_{Ed} ;

μ_{Ed} è la domanda in termini di duttilità di curvatura.

Nel caso di pilastri soggetti a compressione assiale, si deve comunque assumere una componente flettente $M_{Ed} = e \cdot N_{Ed}$ con eccentricità e pari almeno ad 1/200 dell'altezza libera di inflessione del pilastro, e comunque non minore di 20 mm.

Nel caso di pressoflessione deviata la verifica della sezione può essere posta nella forma

$$\left(\frac{M_{E_{yd}}}{M_{R_{yd}}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{E_{zd}}}{M_{R_{zd}}} \right)^\alpha \leq 1 \quad [4.1.19]$$

dove

$M_{E_{yd}}, M_{E_{zd}}$ sono i valori di progetto delle due componenti di flessione retta della sollecitazione attorno agli assi y e z ;

$M_{R_{yd}}, M_{R_{zd}}$ sono i valori di progetto dei momenti resistenti di pressoflessione retta corrispondenti a N_{Ed} valutati separatamente attorno agli assi y e z .

L'esponente α può dedursi in funzione della geometria della sezione e dei parametri

$$v = N_{Ed}/N_{Rcd} \quad [4.1.20]$$

$$\omega_t = A_t \cdot f_{yd}/N_{Rcd} \quad [4.1.21]$$

con $N_{Rcd} = A_c \cdot f_{cd}$.

In mancanza di una specifica valutazione, può assumersi:

- per sezioni rettangolari:

N_{Ed}/N_{Rcd}	0,1	0,7	1,0
α	1,0	1,5	2,0

con interpolazione lineare per valori diversi di N_{Ed}/N_{Rcd} ;

- per sezioni circolari ed ellittiche: $\alpha = 2$.

La capacità in termini di fattore di duttilità in curvatura μ_ϕ può essere calcolata, separatamente per le due direzioni principali di verifica, come rapporto tra la curvatura cui corrisponde una riduzione del 15% della massima resistenza a flessione – oppure il raggiungimento della deformazione ultima del calcestruzzo e/o dell'acciaio – e la curvatura convenzionale di prima plasticizzazione ϕ_{yd} espressa dalla relazione seguente:

$$\phi_{yd} = \frac{M_{Rd}}{M'_{yd}} \cdot \phi'_{yd}$$

dove:

ϕ'_{yd} è la minore tra la curvatura calcolata in corrispondenza dello snervamento dell'armatura tesa e la curvatura calcolata in corrispondenza della deformazione di picco (ϵ_{c2} se si usa il modello parabola-rettangolo oppure ϵ_{c3} se si usa il modello triangolo-rettangolo) del calcestruzzo compresso;

M_{Rd} è il momento resistente della sezione allo SLU;

M'_{yd} è il momento corrispondente a ϕ'_{yd} e può essere assunto come momento resistente massimo della sezione in campo sostanzialmente elastico.

4.1.2.3.5 Resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti

Senza escludere la possibilità di specifici studi, per la valutazione delle resistenze ultime di elementi monodimensionali nei confronti di sollecitazioni taglianti e delle resistenze ultime per punzonamento, si deve considerare quanto segue.

4.1.2.3.5.1 Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

Se, sulla base del calcolo, non è richiesta armatura al taglio, è comunque necessario disporre un'armatura minima secondo quanto previsto al punto 4.1.6.1.1. E' consentito omettere tale armatura minima in elementi quali solai, piastre e membrature a comportamento analogo, purché sia garantita una ripartizione trasversale dei carichi.

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad [4.1.22]$$

dove V_{Ed} è il valore di progetto dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \right\} \quad [4.1.23]$$

con

f_{ck} espresso in MPa

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{\min} = 0,035k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa ($\leq 0,02$) che si estende per non meno di $(l_{bd} + d)$ oltre la sezione considerata, dove l_{bd} è la lunghezza di ancoraggio;

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ [MPa] è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{ctd}$);

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

Nel caso di elementi in calcestruzzo armato precompresso disposti in semplice appoggio, nelle zone non fessurate da momento flettente (con tensioni di trazione non superiori a f_{ctd}) la resistenza di progetto può valutarsi, in via semplificativa, con la formula:

$$V_{Rd} = 0,7 \cdot b_w \cdot d (f_{ctd}^2 + \sigma_{cp} \cdot f_{ctd})^{1/2} \quad [4.1.24]$$

In presenza di significativi sforzi di trazione, la resistenza a taglio del calcestruzzo è da considerarsi nulla e, in tal caso, non è possibile adottare elementi sprovvisti di armatura trasversale.

Le armature longitudinali, oltre ad assorbire gli sforzi conseguenti alle sollecitazioni di flessione, devono assorbire quelli provocati dal taglio dovuti all'inclinazione delle fessure rispetto all'asse della trave, inclinazione assunta pari a 45°. In particolare, in corrispondenza degli appoggi, le armature longitudinali devono assorbire uno sforzo pari al taglio sull'appoggio.

4.1.2.3.5.2 Elementi con armature trasversali resistenti al taglio

La resistenza di progetto a taglio V_{Rd} di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature

longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq \operatorname{ctg} \theta \leq 2,5 \quad [4.1.25]$$

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad [4.1.26]$$

dove V_{Ed} è il valore di progetto dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha \quad [4.1.27]$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola con

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) / (1 + \operatorname{ctg}^2 \theta) \quad [4.1.28]$$

La resistenza di progetto a taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd}) \quad [4.1.29]$$

dove d , b_w e σ_{cp} hanno il significato indicato in § 4.1.2.3.5.1. e inoltre si è posto:

A_{sw} area dell'armatura trasversale;

s interasse tra due armature trasversali consecutive;

α angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;

$v f_{cd}$ resistenza di progetto a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($v = 0,5$);

α_c coefficiente maggiorativo pari a 1 per membrature non compresse

$1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$ per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$

1,25 per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$

2,5 ($1 - \sigma_{cp}/f_{cd}$) per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

Le armature longitudinali devono essere dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali ottenute traslando il diagramma dei momenti flettenti di

$$a_1 = (0,9 \cdot d \cdot \operatorname{ctg} \theta) / 2 \quad [4.1.30]$$

lungo l'asse della trave, nel verso meno favorevole.

4.1.2.3.5.3 Casi particolari

Componenti trasversali

Nel caso di elementi ad altezza variabile o con cavi da precompressione inclinati, il taglio di progetto viene assunto pari a:

$$V_{Ed} = V_d + V_{md} + V_{pd} \quad [4.1.31]$$

dove:

V_d = valore di progetto del taglio dovuto ai carichi esterni;

V_{md} = valore di progetto della componente di taglio dovuta all'inclinazione dei lembi della membratura;

V_{pd} = valore di progetto della componente di taglio dovuta alla precompressione.

Carichi in prossimità degli appoggi

Il taglio all'appoggio determinato da carichi applicati alla distanza $a_v \leq 2d$ dall'appoggio stesso si potrà ridurre del rapporto $a_v/2d$, con l'osservanza delle seguenti prescrizioni:

- nel caso di appoggio di estremità, l'armatura di trazione necessaria nella sezione ove è applicato il carico più vicino all'appoggio deve essere prolungata e ancorata al di là dell'asse teorico di appoggio;
- nel caso di appoggio intermedio, l'armatura di trazione all'appoggio deve essere prolungata sin dove necessario e comunque fino alla sezione ove è applicato il carico più lontano compreso nella zona con $a_v \leq 2d$.

Nel caso di elementi con armature trasversali resistenti al taglio, si deve verificare che lo sforzo di taglio V_{Edr} calcolato in questo modo, soddisfi la condizione

$$V_{Ed} \leq A_s \cdot f_{yd} \cdot \sin \alpha \quad [4.1.32]$$

dove $A_s f_{yd}$ è la resistenza dell'armatura trasversale contenuta nella zona di lunghezza $0,75 a_v$ centrata tra carico ed appoggio e che attraversa la fessura di taglio inclinata ivi compresa.

Lo sforzo di taglio V_{Ed} , calcolato senza la riduzione $a_v/2d$, deve comunque sempre rispettare la condizione:

$$V_{Ed} \leq 0,5 b_w d v f_{cd} \quad [4.1.33]$$

essendo $v = 0,5$ un coefficiente di riduzione della resistenza del calcestruzzo fessurato per taglio.

Carichi appesi o indiretti

Se per particolari modalità di applicazione dei carichi gli sforzi degli elementi tesi del traliccio risultano incrementati, le armature dovranno essere opportunamente adeguate.

4.1.2.3.5.4 Verifica al punzonamento

Solette piene, solette nervate a sezione piena sopra le colonne, e fondazioni devono essere verificate nei riguardi del punzonamento allo stato limite ultimo, in corrispondenza dei pilastri e di carichi concentrati.

In mancanza di un'armatura trasversale appositamente dimensionata, la resistenza al punzonamento deve essere valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo, intendendo la sollecitazione distribuita su di un perimetro efficace distante $2d$ dall'impronta caricata, con d altezza utile (media) della soletta.

Se, sulla base del calcolo, la resistenza a trazione del calcestruzzo sul perimetro efficace non è sufficiente per fornire la richiesta resistenza al punzonamento, vanno inserite apposite armature al taglio. Queste armature vanno estese fino al perimetro più esterno sul quale la resistenza a trazione del calcestruzzo risulta sufficiente. Per la valutazione della resistenza al punzonamento si può fare utile riferimento al § 6.4.4 della norma UNI EN1992-1-1 nel caso di assenza di armature al taglio, al § 6.4.5 della norma UNI EN1992-1-1 nel caso di presenza di armature al taglio.

Nel caso di fondazioni si adotteranno opportuni adattamenti del modello sopra citato.

4.1.2.3.6 Resistenza nei confronti di sollecitazioni torcenti

Qualora l'equilibrio statico di una struttura dipenda dalla resistenza torsionale degli elementi che la compongono, è necessario condurre la verifica di resistenza nei riguardi delle sollecitazioni torcenti. Qualora, invece, in strutture iperstatiche, la torsione insorga solo per esigenze di congruenza e la sicurezza della struttura non dipenda dalla resistenza torsionale, non sarà generalmente necessario condurre le verifiche. La verifica di resistenza (SLU) consiste nel controllare che

$$T_{Rd} \geq T_{Ed} \quad [4.1.34]$$

dove T_{Ed} è il valore di progetto del momento torcente agente.

Per elementi prismatici sottoposti a torsione semplice o combinata con altre sollecitazioni, che abbiano sezione piena o cava, lo schema resistente è costituito da un traliccio periferico in cui gli sforzi di trazione sono affidati alle armature longitudinali e trasversali ivi contenute e gli sforzi di compressione sono affidati alle bielle di calcestruzzo.

Con riferimento al calcestruzzo la resistenza di progetto si calcola con

$$T_{Rcd} = 2 \cdot A \cdot t \cdot f_{cd} \cdot \text{ctg}\theta / (1 + \text{ctg}^2\theta) \quad [4.1.35]$$

dove t è lo spessore della sezione cava; per sezioni piene $t = A_c/u$ dove A_c è l'area della sezione ed u è il suo perimetro; t deve essere assunta comunque ≥ 2 volte la distanza fra il bordo e il centro dell'armatura longitudinale.

Le armature longitudinali e trasversali del traliccio resistente devono essere poste entro lo spessore t del profilo periferico. Le barre longitudinali possono essere distribuite lungo detto profilo, ma comunque una barra deve essere presente su tutti i suoi spigoli.

Con riferimento alle staffe trasversali la resistenza di progetto si calcola con

$$T_{Rsd} = 2 \cdot A \cdot \frac{A_s}{s} \cdot f_{yd} \cdot \text{ctg}\theta \quad [4.1.36]$$

Con riferimento all'armatura longitudinale la resistenza di progetto si calcola con

$$T_{Rld} = 2 \cdot A \cdot \frac{\sum A_1}{u_m} \cdot f_{yd} / \text{ctg}\theta \quad [4.1.37]$$

dove si è posto

A area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico;

A_s area delle staffe;

u_m perimetro medio del nucleo resistente

s passo delle staffe;

$\sum A_1$ area complessiva delle barre longitudinali.

L'inclinazione θ delle bielle compresse di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti

$$1 \leq \operatorname{ctg} \theta \leq 2,5 \quad [4.1.38]$$

Entro questi limiti, nel caso di torsione pura, può porsi $\operatorname{ctg} \theta = (a_1/a_s)^{1/2}$

$$\text{con: } a_1 = \sum A_1 / u_m \quad a_s = A_s / s$$

La resistenza di progetto alla torsione della trave è la minore delle tre sopra definite:

$$T_{Rd} = \min (T_{Rcd}, T_{Rsd}, T_{Rld}) \quad [4.1.39]$$

Nel caso di elementi per i quali lo schema resistente di traliccio periferico non sia applicabile, quali gli elementi a pareti sottili a sezione aperta, dovranno utilizzarsi metodi di calcolo fondati su ipotesi teoriche e risultati sperimentali chiaramente comprovati.

Sollecitazioni composte

a) Torsione, flessione e sforzo normale

Le armature longitudinali, calcolate come sopra indicato per la resistenza nei riguardi della sollecitazione torcente, devono essere aggiunte a quelle calcolate nei riguardi delle verifiche per flessione.

Si applicano inoltre le seguenti regole:

- nella zona tesa, all'armatura longitudinale richiesta dalla sollecitazione di flessione e sforzo normale, deve essere aggiunta l'armatura richiesta dalla torsione;
- nella zona compressa, se la tensione di trazione dovuta alla torsione è minore della tensione di compressione nel calcestruzzo dovuta alla flessione e allo sforzo normale, non è necessaria armatura longitudinale aggiuntiva per torsione.

b) Torsione e taglio

Per quanto riguarda la crisi lato calcestruzzo, la resistenza massima di una membratura soggetta a torsione e taglio è limitata dalla resistenza delle bielle compresse di calcestruzzo. Per non eccedere tale resistenza deve essere soddisfatta la seguente condizione:

$$\frac{T_{ed}}{T_{Rcd}} + \frac{V_{ed}}{V_{Rcd}} \leq 1 \quad [4.1.40]$$

Per l'angolo θ delle bielle compresse di conglomerato cementizio deve essere assunto un unico valore per le due verifiche di taglio e torsione.

4.1.2.3.7 Resistenza di elementi tozzi, nelle zone diffuse e nei nodi

Per gli elementi per cui non valgono i modelli meccanici semplici, le verifiche di sicurezza possono essere condotte con riferimento a schematizzazioni basate sull'individuazione di tiranti e puntoni.

Le verifiche di sicurezza dovranno necessariamente essere condotte nei riguardi di:

- resistenza dei tiranti costituiti dalle sole armature (R_s)
- resistenza dei puntoni di calcestruzzo compresso (R_c)
- ancoraggio delle armature (R_b)
- resistenza dei nodi (R_n)

Deve risultare la seguente gerarchia delle resistenze $R_s < (R_n, R_b, R_c)$

Per la valutazione della resistenza dei puntoni di calcestruzzo, si terrà conto della presenza di stati di sforzo pluriassiali.

Le armature che costituiscono i tiranti devono essere adeguatamente ancorate nei nodi.

Le forze che agiscono sui nodi devono essere equilibrate; si deve tener conto delle forze trasversali perpendicolari al piano del nodo.

I nodi si localizzano nei punti di applicazione dei carichi, agli appoggi, nelle zone di ancoraggio dove si ha una concentrazione di armature ordinarie o da precompressione, in corrispondenza delle piegature delle armature, nelle connessioni e negli angoli delle membrature.

Particolare cautela deve essere usata nel caso di schemi iperstatici, che presentano meccanismi resistenti in parallelo.

4.1.2.3.8 Resistenza a fatica

In presenza di azioni cicliche che, per numero dei cicli e per ampiezza della variazione dello stato tensionale, possono provocare fenomeni di fatica, le verifiche di resistenza devono essere condotte secondo affidabili modelli tratti da documentazione di comprovata validità, verificando separatamente il calcestruzzo e l'acciaio.

4.1.2.3.9 Indicazioni specifiche relative a pilastri e pareti

4.1.2.3.9.1 Pilastri cerchiati

Per elementi prevalentemente compressi, armati con barre longitudinali disposte lungo una circonferenza e racchiuse da una spirale di passo non maggiore di 1/5 del diametro inscritto dal nucleo cerchiato, la resistenza allo stato limite ultimo si calcola sommando i contributi della sezione di calcestruzzo confinato del nucleo e dell'armatura longitudinale, dove la resistenza del nucleo

di calcestruzzo confinato può esprimersi come somma di quella del nucleo di calcestruzzo non confinato più il contributo di una armatura fittizia longitudinale di peso eguale alla spirale.

Il contributo dell'armatura fittizia non deve risultare superiore a quello dell'armatura longitudinale, mentre la resistenza globale così valutata non deve superare il doppio di quella del nucleo di calcestruzzo non confinato.

4.1.2.3.9.2 Verifiche di stabilità per elementi snelli

Le verifiche di stabilità degli elementi snelli devono essere condotte attraverso un'analisi del secondo ordine che tenga conto degli effetti flessionali delle azioni assiali sulla configurazione deformata degli elementi stessi.

Si deve tenere adeguatamente conto delle imperfezioni geometriche e delle deformazioni viscoso per carichi di lunga durata.

Si devono assumere legami fra azioni interne e deformazioni in grado di descrivere in modo adeguato il comportamento non lineare dei materiali e gli effetti della fessurazione delle sezioni. Cautelativamente il contributo del calcestruzzo teso può essere trascurato.

Snellezza limite per pilastri singoli

In via approssimata gli effetti del secondo ordine in pilastri singoli possono essere trascurati se la snellezza λ non supera il valore limite

$$\lambda_{\text{lim}} = \frac{25}{\sqrt{\nu}} \quad [4.1.41]$$

dove

$\nu = N_{\text{Ed}} / (A_c \cdot f_{\text{cd}})$ è l'azione assiale adimensionalizzata.

La snellezza è calcolata come rapporto tra la lunghezza libera di inflessione, l_0 , ed il raggio d'inerzia, i , della sezione di calcestruzzo non fessurato:

$$\lambda = l_0 / i \quad [4.1.42]$$

dove in particolare l_0 va definita in base ai vincoli d'estremità ed all'interazione con eventuali elementi contigui.

Per le pareti il calcolo di l_0 deve tenere conto delle condizioni di vincolo sui quattro lati e del rapporto tra le dimensioni principali nel piano.

Effetti globali negli edifici

Gli effetti globali del secondo ordine negli edifici possono essere trascurati se è verificata la seguente condizione:

$$P_{\text{Ed}} \leq 0,31 \frac{n}{n+1,6} \frac{\sum (E_{\text{cd}} I_c)}{L^2} \quad [4.1.43]$$

dove:

P_{Ed} è il carico verticale totale (su elementi controventati e di controvento);

n è il numero di piani;

L è l'altezza totale dell'edificio sopra il vincolo ad incastro di base;

E_{cd} è il valore di progetto del modulo elastico del calcestruzzo definito in § 4.1.2.3.9.3;

I_c è il momento di inerzia della sezione di calcestruzzo degli elementi di controvento, ipotizzata interamente reagente.

4.1.2.3.9.3 Metodi di verifica

Per la verifica di stabilità si calcolano le sollecitazioni sotto le azioni di progetto risolvendo il sistema delle condizioni di equilibrio compressive degli effetti del secondo ordine e si verifica la resistenza delle sezioni come precisato ai precedenti punti del presente § 4.1.2.3.

Per i pilastri compressi di telai a nodi fissi, non altrimenti soggetti ad esplicite azioni flettenti, va comunque inserito nel modello di calcolo un difetto di rettilineità pari a 1/300 della loro altezza.

Analisi elastica lineare

In via semplificata si può impostare il sistema risolvibile in forma pseudolineare, utilizzando i coefficienti elastici corretti con i contributi del 2° ordine e una rigidità flessionale delle sezioni data da

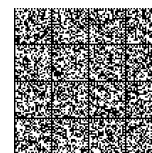
$$EI = \frac{0,3}{1 + 0,5\phi} E_{\text{cd}} I_c \quad [4.1.44]$$

dove I_c è il momento d'inerzia della sezione di calcestruzzo interamente reagente e ϕ è il coefficiente di viscosità del calcestruzzo (11.2.10.7).

Per i coefficienti elastici corretti si possono utilizzare le espressioni linearizzate nella variabile N_{Ed} (sforzo assiale dell'elemento).

Analisi non lineare

Il sistema risolvibile si imposta assumendo adeguati modelli non lineari di comportamento dei materiali basati sui seguenti parametri:



f_{ck}	resistenza caratteristica del calcestruzzo;
$E_{cd} = E_{cm} / \gamma_{CE}$	modulo elastico di progetto del calcestruzzo con $\gamma_{CE} = 1,2$;
ϕ	coefficiente di viscosità del calcestruzzo (§ 11.2.10.7);
f_{yk}	tensione di snervamento caratteristica dell'armatura;
E_s	modulo elastico dell'armatura.

Oltre al metodo generale basato sull'integrazione numerica delle curvature, si possono utilizzare metodi di elaborazione algebrizzati basati sulla concentrazione dell'equilibrio nelle sezioni critiche (per esempio il metodo della colonna modello), per i quali si rimanda a documenti di comprovata validità.

4.1.2.3.10 Verifica dell'ancoraggio delle barre di acciaio con il calcestruzzo

L'ancoraggio delle barre, sia tese che compresse, deve essere oggetto di specifica verifica.

La verifica di ancoraggio deve tenere conto, qualora necessario, dell'effetto d'insieme delle barre e della presenza di eventuali armature trasversali.

L'ancoraggio delle barre può essere utilmente migliorato mediante uncini terminali. Se presenti, gli uncini dovranno avere raggio interno adeguato, tale da evitare danni all'armatura e, ai fini dell'aderenza, essi possono essere computati nella effettiva misura del loro sviluppo in asse alla barra. In assenza degli uncini la lunghezza di ancoraggio deve essere in ogni caso non minore di 20 diametri, con un minimo di 150 mm.

Particolari cautele devono essere adottate quando si possono prevedere fenomeni di fatica e di sollecitazioni ripetute.

4.1.3. VERIFICHE PER SITUAZIONI TRANSITORIE

Per le situazioni costruttive transitorie, come quelle che si hanno durante le fasi della costruzione, dovranno adottarsi tecnologie costruttive e programmi di lavoro che non possano provocare danni permanenti alla struttura o agli elementi strutturali e che comunque non possano riverberarsi sulla sicurezza dell'opera.

Le entità delle azioni ambientali da prendere in conto saranno determinate in relazione al tempo dell'azione transitoria e della tecnologia esecutiva.

4.1.4. VERIFICHE PER SITUAZIONI ECCEZIONALI

Le resistenze di progetto dei materiali riferite ad una specifica situazione di verifica si ottengono con i seguenti coefficienti parziali di sicurezza:

- calcestruzzo e aderenza con le armature $\gamma_c = 1,0$
- acciaio d'armatura $\gamma_s = 1,0$

4.1.5. PROGETTAZIONE INTEGRATA DA PROVE E VERIFICA MEDIANTE PROVE

La resistenza e la funzionalità di strutture ed elementi strutturali può essere misurata attraverso prove su campioni di adeguata numerosità.

I risultati delle prove eseguite su opportuni campioni devono essere trattati con i metodi dell'analisi statistica, in modo tale da ricavare parametri significativi quali media, deviazione standard e fattore di asimmetria della distribuzione, si da caratterizzare adeguatamente un modello probabilistico descrittore delle quantità indagate (variabili aleatorie).

Indicazioni più dettagliate al riguardo e metodi operativi completi per la progettazione integrata da prove possono essere reperiti nella Appendice D della UNI EN 1990:2006.

4.1.6. DETTAGLI COSTRUTTIVI

4.1.6.1 ELEMENTI MONODIMENSIONALI: TRAVI E PILASTRI

Con riferimento ai dettagli costruttivi degli elementi strutturali in calcestruzzo vengono fornite le indicazioni applicative necessarie per l'ottenimento delle prescritte prestazioni.

Dette indicazioni si applicano se non sono in contrasto con più restrittive regole relative a costruzioni in zona sismica.

4.1.6.1.1 Armatura delle travi

L'area dell'armatura longitudinale in zona tesa non deve essere inferiore a

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t \cdot d \quad \text{e comunque non minore di } 0,0013 \cdot b_t \cdot d \quad [4.1.45]$$

dove:

b_t rappresenta la larghezza media della zona tesa; per una trave a T con piattabanda compressa, nel calcolare il valore di b_t si considera solo la larghezza dell'anima;

d è l'altezza utile della sezione;

f_{ctm} è il valore medio della resistenza a trazione assiale definita nel § 11.2.10.2;

f_{yk} è il valore caratteristico della resistenza a trazione dell'armatura ordinaria.

Negli appoggi di estremità, all'intradosso deve essere disposta un'armatura efficacemente ancorata, calcolata coerentemente con il modello a traliccio adottato per il taglio e quindi applicando la regola della traslazione della risultante delle trazioni dovute al momento flettente, in funzione dell'angolo di inclinazione assunto per le bielle compresse di calcestruzzo.

Al di fuori delle zone di sovrapposizione, l'area di armatura tesa o compressa non deve superare individualmente $A_{s,max} = 0,04 A_c$, essendo A_c l'area della sezione trasversale di calcestruzzo.

Le travi devono prevedere armatura trasversale costituita da staffe con sezione complessiva non inferiore ad $A_{st} = 1,5 b \text{ mm}^2/\text{m}$ essendo b lo spessore minimo dell'anima in millimetri, con un minimo di tre staffe al metro e comunque passo non superiore a 0,8 volte l'altezza utile della sezione.

In ogni caso almeno il 50% dell'armatura necessaria per il taglio deve essere costituita da staffe.

Eventuali armature longitudinali compresse di diametro Φ prese in conto nei calcoli di resistenza devono essere trattenute da armature trasversali con spaziatura non maggiore di 15Φ .

4.1.6.1.2 Armatura dei pilastri

Nel caso di elementi sottoposti a prevalente sforzo normale, le barre parallele all'asse devono avere diametro maggiore od uguale a 12 mm e non potranno avere interassi maggiori di 300 mm. Inoltre la loro area non deve essere inferiore a

$$A_{s,min} = (0,10 N_{Ed} / f_{yd}) \text{ e comunque non minore di } 0,003 A_c \quad [4.1.46]$$

dove:

f_{yd} è la resistenza di progetto dell'armatura (riferita allo snervamento)

N_{Ed} è la forza di compressione assiale di progetto

A_c è l'area di calcestruzzo.

Le armature trasversali devono essere poste ad interasse non maggiore di 12 volte il diametro minimo delle barre impiegate per l'armatura longitudinale, con un massimo di 250 mm. Il diametro delle staffe non deve essere minore di 6 mm e di $\frac{1}{4}$ del diametro massimo delle barre longitudinali.

Al di fuori delle zone di sovrapposizione, l'area di armatura non deve superare $A_{s,max} = 0,04 A_c$, essendo A_c l'area della sezione trasversale di calcestruzzo.

4.1.6.1.3 Copriferro e interferro

L'armatura resistente deve essere protetta da un adeguato ricoprimento di calcestruzzo. Gli elementi strutturali devono essere verificati allo stato limite di fessurazione secondo il § 4.1.2.2.4.

Al fine della protezione delle armature dalla corrosione, lo strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve essere dimensionato in funzione dell'aggressività dell'ambiente e della sensibilità delle armature alla corrosione, tenendo anche conto delle tolleranze di posa delle armature; a tale scopo si può fare utile riferimento alla UNI EN 1992-1-1.

Per consentire un omogeneo getto del calcestruzzo, il copriferro e l'interferro delle armature devono essere rapportati alla dimensione massima degli inerti impiegati.

Il copriferro e l'interferro delle armature devono essere dimensionati anche con riferimento al necessario sviluppo delle tensioni di aderenza con il calcestruzzo.

4.1.6.1.4 Ancoraggio delle barre e loro giunzione

Le armature longitudinali devono essere interrotte oppure sovrapposte preferibilmente nelle zone compresse o di minore sollecitazione.

La continuità fra le barre può effettuarsi mediante:

- sovrapposizione, calcolata in modo da assicurare l'ancoraggio di ciascuna barra. In ogni caso la lunghezza di sovrapposizione nel tratto rettilineo deve essere non minore di quanto prescritto al § 4.1.2.3.10. La distanza mutua (interferro) nella sovrapposizione non deve superare 4 volte il diametro;
- saldatura, eseguita in conformità alla norma UNI EN ISO 17660-1:2007. Devono essere accertate la saldabilità degli acciai che vengono impiegati, nonché la compatibilità fra metallo e metallo di apporto nelle posizioni o condizioni operative previste nel progetto esecutivo;
- giunzioni meccaniche per barre di armatura. Tali giunzioni sono qualificate secondo quanto indicato al § 11.3.2.9.

Per barre di diametro $\varnothing > 32$ mm occorrerà adottare particolari cautele negli ancoraggi e nelle sovrapposizioni.

Nell'assemblaggio o unione di due barre o elementi di armatura di acciaio per calcestruzzo armato possono essere usate giunzioni meccaniche mediante manicotti che garantiscano la continuità. Le giunzioni meccaniche possono essere progettate con riferimento a normative o documenti di comprovata validità.

4.1.7. ESECUZIONE

Tutti i progetti devono contenere la descrizione delle specifiche di esecuzione in funzione della particolarità dell'opera, del clima, della tecnologia costruttiva.

In particolare il documento progettuale deve contenere la descrizione dettagliata delle cautele da adottare per gli impasti, per la maturazione dei getti, per il disarmo e per la messa in opera degli elementi strutturali. Analoga attenzione dovrà essere posta nella progettazione delle armature per quanto riguarda: la definizione delle posizioni, le tolleranze di esecuzione e le modalità di piegatura.

Si potrà a tal fine fare utile riferimento alla norma UNI EN 13670.

4.1.8. NORME ULTERIORI PER IL CALCESTRUZZO ARMATO PRECOMPRESSO

I sistemi di precompressione con armature, previsti dalla presente norma, possono essere a cavi scorrevoli ancorati alle estremità (sistemi post-tesi) o a cavi aderenti (sistemi pre-tesi).

La condizione di carico conseguente alla precompressione si combinerà con le altre (peso proprio, carichi permanenti e variabili...) al fine di avere le più sfavorevoli condizioni di sollecitazione.

Nel caso della post-tensione, se le armature di precompressione non sono rese aderenti al conglomerato cementizio dopo la tesatura mediante opportune iniezioni di malta all'interno delle guaine (cavi non aderenti), si deve tenere conto delle conseguenze dello scorrimento relativo acciaio-calcestruzzo.

Le presenti norme non danno indicazioni su come trattare i casi di precompressione a cavi non aderenti per i quali si potrà fare utile riferimento ad UNI EN 1992-1-1.

Nel caso sia prevista la parzializzazione delle sezioni nelle condizioni di esercizio, particolare attenzione deve essere posta alla resistenza a fatica dell'acciaio in presenza di sollecitazioni ripetute.

4.1.8.1 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA - NORME DI CALCOLO

4.1.8.1.1 Stati limite ultimi

Per la valutazione della resistenza degli elementi strutturali vale quanto stabilito al § 4.1.2.3, tenendo presente che per la verifica delle sezioni si assumerà il valore di progetto della forza di precompressione con il coefficiente parziale $\gamma_P = 1$, secondo quanto previsto al punto § 2.6.1.

Per le verifiche di resistenza locale degli ancoraggi delle armature di precompressione, si assumerà, invece, un valore di progetto della forza di precompressione con $\gamma_P = 1,2$.

4.1.8.1.2 Stati limite di esercizio

Vale quanto stabilito al § 4.1.2.2. Per la valutazione degli stati di deformazione e di tensione si devono tenere in conto gli effetti delle cadute di tensione per i fenomeni reologici che comportano deformazioni differite dei materiali: ritiro e viscosità del calcestruzzo, rilassamento dell'acciaio.

Nella valutazione della precompressione nel caso di armatura post-tesa la tensione iniziale va calcolata deducendo dalla tensione al martinetto la perdita per rientro degli apparecchi di ancoraggio e scorrimento dei fili e le perdite per attrito lungo il cavo.

Nelle strutture ad armatura pre-tesa si deve considerare la caduta di tensione per deformazione elastica.

Per le limitazioni degli stati tensionali nelle condizioni di esercizio, per tutte le strutture precomprese, valgono le prescrizioni riportate al § 4.1.2.5.

4.1.8.1.3 Tensioni di esercizio nel calcestruzzo a cadute avvenute

Vale quanto stabilito al § 4.1.2.5.

Non sono ammesse tensioni di trazione ai lembi nelle strutture costruite per conci prefabbricati, quando non sia possibile disporre l'armatura ordinaria che assorbe lo sforzo di trazione.

4.1.8.1.4 Tensioni iniziali nel calcestruzzo

All'atto della precompressione le tensioni di compressione non debbono superare il valore:

$$\sigma_c < 0,60 f_{ckj} \quad [4.1.47]$$

essendo f_{ckj} la resistenza caratteristica del calcestruzzo all'atto del tiro.

Per elementi con armatura pre-tesa, la tensione del calcestruzzo al momento del trasferimento della pretensione può essere aumentata sino al valore $0,70 f_{ckj}$.

Nella zona di ancoraggio delle armature di precompressione si possono tollerare compressioni locali σ_c prodotte dagli apparecchi di ancoraggio pari a:

$$\sigma_c < c f_{cd} \quad [4.1.48]$$

dove

$\sigma_c = \gamma_p P / A_0$ è la pressione agente sull'impronta caricata di area A_0 ;

P è la forza iniziale di tesatura nel cavo ($\gamma_p = 1,2$);

$f_{cd} = f_{ckj} / \gamma_c$ è la resistenza cilindrica del calcestruzzo all'atto della precompressione;

$c \leq 3$ è un fattore di sovrarresistenza che dipende da:

- il rapporto A_0/A_1 tra l'area caricata e quella circostante interessata;
- la posizione dell'impronta caricata rispetto ai bordi della sezione;
- le eventuali interferenze con aree interessate vicine.

Per i valori di c si può far utile riferimento al §6.7 della norma UNI EN1992-1-1.

Si raccomanda di disporre idonee armature in grado di equilibrare le forze di trazione trasversali dovute all'effetto del carico. Qualora le aree di influenza di apparecchi vicini si sovrappongano, le azioni vanno sommate e riferite all'area complessiva.

4.1.8.1.5 Tensioni limite per gli acciai da precompressione

Per le tensioni in esercizio a perdite avvenute vale quanto stabilito al § 4.1.2.2.5.2 ove si sostituisca $f_{p(0,1)k}$, $f_{p(1)k}$ o f_{pyk} a f_{yk} .

Le tensioni iniziali devono rispettare le più restrittive delle seguenti limitazioni:

$$\begin{array}{ll} \sigma_{spi} < 0,85 f_{p(0,1)k} & \sigma_{spi} < 0,75 f_{ptk} \quad \text{per armatura post-tesa} \\ \sigma_{spi} < 0,90 f_{p(0,1)k} & \sigma_{spi} < 0,80 f_{ptk} \quad \text{per armatura pre-tesa} \end{array} \quad [4.1.49]$$

ove si sostituisca $f_{p(1)k}$ o f_{pyk} a $f_{p(0,1)k}$ se del caso.

In entrambi i casi è ammessa una sovratensione, in misura non superiore a $0,05 f_{p(0,1)k}$.

4.1.8.2 DETTAGLI COSTRUTTIVI PER IL CALCESTRUZZO ARMATO PRECOMPRESSO

Con riferimento ai dettagli costruttivi degli elementi strutturali in calcestruzzo armato precompresso, ai punti seguenti del presente paragrafo vengono fornite le indicazioni applicative necessarie per l'ottenimento delle prescritte prestazioni.

4.1.8.2.1 Armatura longitudinale ordinaria

Nelle travi precomprese con esclusione delle sezioni di giunto delle travi a conci prefabbricati, anche in assenza di tensioni di trazione in combinazione rara, la percentuale di armatura longitudinale ordinaria non dovrà essere inferiore allo 0,1% dell'area complessiva dell'anima e dell'eventuale ringrosso dal lato dei cavi.

Nel caso sia prevista la parzializzazione della sezione in esercizio, le barre longitudinali di armatura ordinaria devono essere disposte nella zona della sezione che risulta parzializzata.

4.1.8.2.2 Staffe

Nelle travi dovranno disporsi staffe aventi sezione complessiva non inferiore a quanto prescritto al punto § 4.1.6.1.1. In prossimità di carichi concentrati o delle zone d'appoggio valgono le prescrizioni di cui al § 4.1.2.3.5.

In presenza di torsione valgono le prescrizioni di cui al § 4.1.2.3.6.

4.1.8.3 ESECUZIONE DELLE OPERE IN CALCESTRUZZO ARMATO PRECOMPRESSO

Per quanto riguarda lo strato di ricoprimento di calcestruzzo necessario alla protezione delle armature dalla corrosione, si rimanda al § 4.1.6.1.3.

Nel caso di armature pre-tese, nella testata i trefoli devono essere ricoperti con adeguato materiale protettivo, o con getto in opera.

Nel caso di armature post-tese, gli apparecchi d'ancoraggio della testata devono essere protetti in modo analogo.

All'atto della messa in tiro si debbono misurare contemporaneamente la forza applicata e l'allungamento conseguito. Per prodotti marcati CE si applicano le procedure di controllo previste dalle pertinenti norme europee armonizzate.

La distanza minima netta tra le guaine deve essere commisurata sia alla massima dimensione dell'aggregato impiegato sia al diametro delle guaine stesse in relazione rispettivamente ad un omogeneo getto del calcestruzzo fresco ed al necessario sviluppo delle tensioni di aderenza con il calcestruzzo.

I risultati conseguiti nelle operazioni di tiro, le letture ai manometri e gli allungamenti misurati, vanno registrati in apposite tabelle e confrontate con le tensioni iniziali delle armature e gli allungamenti teorici previsti in progetto.

La protezione dei cavi scorrevoli va eseguita mediante l'iniezione di adeguati materiali atti a prevenire la corrosione ed a fornire la richiesta aderenza.

Per la buona esecuzione delle iniezioni è necessario che le stesse vengano eseguite secondo apposite procedure di controllo della qualità.

4.1.9. NORME ULTERIORI PER I SOLAI

Si intendono come solai le strutture bidimensionali piane caricate ortogonalmente al proprio piano, con prevalente comportamento resistente monodirezionale.

4.1.9.1 SOLAI MISTI DI C.A. E C.A.P. E BLOCCHI FORATI IN LATERIZIO O IN CALCESTRUZZO

Nei solai misti in calcestruzzo armato normale e precompresso e blocchi forati in laterizio o in calcestruzzo, i blocchi hanno funzione di alleggerimento e di aumento della rigidità flessionale del solaio. Essi si suddividono in blocchi collaboranti e non collaboranti.

Nel caso di blocchi non collaboranti la resistenza allo stato limite ultimo è affidata al calcestruzzo ed alle armature ordinarie e/o di precompressione. Nel caso di blocchi collaboranti questi partecipano alla resistenza in modo solidale con gli altri materiali.

4.1.9.2 SOLAI MISTI DI C.A. E C.A.P. E BLOCCHI DIVERSI DAL LATERIZIO O CALCESTRUZZO

Possano utilizzarsi per realizzare i solai misti di calcestruzzo armato e calcestruzzo precompresso anche blocchi diversi dal laterizio o dal calcestruzzo, con sola funzione di alleggerimento.

I blocchi in calcestruzzo leggero di argilla espansa, calcestruzzo normale sagomato, polistirolo, materie plastiche, elementi organici mineralizzati, ecc., devono essere dimensionalmente stabili e non fragili, e capaci di seguire le deformazioni del solaio.

4.1.9.3 SOLAI REALIZZATI CON L'ASSOCIAZIONE DI COMPONENTI PREFABBRICATI IN C.A. E C.A.P.

I componenti di questi tipi di solai devono rispettare le norme di cui al presente § 4.1.

Oltre a quanto indicato nei precedenti paragrafi relativamente allo stato limite di deformazione, devono essere tenute presenti le seguenti norme complementari.

I componenti devono essere provvisti di opportuni dispositivi e magisteri che assicurino la congruenza delle deformazioni tra i componenti stessi accostati, sia per i carichi ripartiti che per quelli concentrati. In assenza di soletta collaborante armata o in difformità rispetto alle prescrizioni delle specifiche norme tecniche europee, l'efficacia di tali dispositivi deve essere certificata mediante prove sperimentali.

Quando si voglia realizzare una ridistribuzione trasversale dei carichi è necessario che il solaio così composto abbia dei componenti strutturali ortogonali alla direzione dell'elemento resistente principale.

Qualora il componente venga integrato da un getto di completamento all'estradosso, questo deve avere uno spessore non inferiore a 40 mm ed essere dotato di una armatura di ripartizione a maglia incrociata e si deve verificare la trasmissione delle azioni di taglio fra elementi prefabbricati e getto di completamento, tenuto conto degli stati di coazione che si creano per le diverse caratteristiche reologiche dei calcestruzzi, del componente e dei getti di completamento.

4.1.10. NORME ULTERIORI PER LE STRUTTURE PREFABBRICATE

Formano oggetto del presente paragrafo i componenti strutturali prefabbricati in calcestruzzo armato, normale o precompresso (nel seguito detti componenti) che rispondono alle specifiche prescrizioni del presente § 4.1, ai metodi di calcolo di cui al § 2.6e che, singolarmente o assemblati tra di loro oppure con parti costruite in opera, siano utilizzati per la realizzazione di opere di ingegneria civile.

Rientrano nel campo di applicazione delle presenti norme i componenti prodotti in stabilimenti permanenti o in impianti temporanei allestiti per uno specifico cantiere, oppure realizzati a piè d'opera.

Componenti di serie devono intendersi unicamente quelli prodotti in stabilimenti permanenti, con tecnologia ripetitiva e processi industrializzati, in tipologie predefinite per campi dimensionali e tipi di armature.

Di produzione occasionale si intendono i componenti prodotti senza il presupposto della ripetitività tipologica.

Il componente deve garantire i livelli di sicurezza e prestazione sia come componente singolo, nelle fasi transitorie di sformatura, movimentazione, stoccaggio, trasporto e montaggio, sia come elemento di un più complesso organismo strutturale una volta installato in opera.

Nel caso di prodotti coperti da marcatura CE, devono essere comunque rispettati, laddove applicabili, i §§ 11.8.2, 11.8.3.4 e 11.8.5 delle presenti Norme Tecniche.

4.1.10.1 PRODOTTI PREFABBRICATI NON SOGGETTI A MARCATURA CE

Per gli elementi strutturali prefabbricati qui disciplinati, quando non soggetti a Dichiarazione di Prestazione e conseguente Marcatura CE secondo una specifica tecnica armonizzata elaborata ai sensi del Regolamento UE 305/2011 e i cui riferimenti sono pubblicati sulla Gazzetta Ufficiale dell'Unione Europea, sono previste due categorie di produzione:

- serie dichiarata
- serie controllata

I componenti per i quali non sia applicabile la marcatura CE, ai sensi del Regolamento UE 305/2011, devono essere realizzati attraverso processi sottoposti ad un sistema di controllo della produzione ed i produttori di componenti in serie dichiarata ed in serie controllata, devono altresì provvedere alla preventiva qualificazione del sistema di produzione, con le modalità indicate nel § 11.8.

4.1.10.2 PRODOTTI PREFABBRICATI IN SERIE

Rientrano tra i prodotti prefabbricati in serie:

- i componenti di serie per i quali è stato effettuato il deposito ai sensi dell'articolo 9 della legge 5 novembre 1971 n. 1086;
- i componenti per i quali è stata rilasciata la certificazione di idoneità ai sensi degli articoli 1 e 7 della legge 2 febbraio 1974 n. 64;
- ogni altro componente compreso nella definizione di cui al 3° comma del § 4.1.10.

4.1.10.2.1 Prodotti prefabbricati in serie dichiarata

Rientrano in serie dichiarata i componenti di serie che, pur appartenendo ad una tipologia predefinita, vengono progettati di volta in volta su commessa per dimensioni ed armature (serie tipologica).

Per le tipologie predefinite il produttore dovrà provvedere, nell'ambito delle modalità di qualificazione della produzione di cui al § 11.8, al deposito della documentazione tecnica relativa al processo produttivo ed al progetto tipo presso il Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Per ogni singolo impiego delle serie tipologiche la specifica documentazione tecnica dei componenti prodotti in serie dovrà essere allegata alla documentazione progettuale depositata presso l'Ufficio regionale competente, ai sensi della vigente legislazione in materia.

Rientrano altresì in serie dichiarata i componenti di serie costituiti da un tipo compiutamente determinato, predefinito in dimensioni ed armature sulla base di un progetto depositato (serie ripetitiva).

Per ogni tipo di componente, o per ogni famiglia omogenea di tipi, il produttore dovrà provvedere, nell'ambito delle modalità di qualificazione della produzione di cui al § 11.8, al deposito della documentazione tecnica relativa al processo produttivo ed al progetto specifico presso il Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Per ogni singolo impiego delle serie ripetitive, sarà sufficiente allegare alla documentazione progettuale depositata presso l'Ufficio regionale competente, ai sensi della vigente legislazione in materia, gli estremi del deposito presso il Servizio Tecnico Centrale.

4.1.10.2.2 Prodotti prefabbricati in serie controllata

Per serie controllata si intende la produzione di serie che, oltre ad avere i requisiti specificati per la serie dichiarata, sia eseguita con procedure che prevedono verifiche sperimentali su prototipo e controllo permanente della produzione, come specificato al § 11.8.

Devono essere prodotti in serie controllata:

- i componenti costituiti da assetti strutturali non consueti;
- i componenti realizzati con l'impiego di calcestruzzi speciali o di classe > C 45/55;
- i componenti armati o precompressi con spessori, anche locali, inferiori a 40 mm;
- i componenti il cui progetto sia redatto su modelli di calcolo non previsti dalle presenti Norme Tecniche.

Per i componenti ricadenti in uno dei casi sopra elencati, è obbligatorio il rilascio preventivo dell'autorizzazione alla produzione, secondo le procedure di cui al § 11.8.4.3.

4.1.10.3 RESPONSABILITÀ E COMPETENZE

Il Progettista e il Direttore tecnico dello stabilimento di prefabbricazione, ciascuno per le proprie competenze, sono responsabili della capacità portante e della sicurezza del componente, sia incorporato nell'opera, sia durante le fasi di trasporto fino a piè d'opera.

È responsabilità del progettista e del Direttore dei lavori del complesso strutturale di cui l'elemento fa parte, ciascuno per le proprie competenze, la verifica del componente durante il montaggio, la messa in opera e l'uso dell'insieme strutturale realizzato.

I componenti prodotti negli stabilimenti permanenti devono essere realizzati sotto la responsabilità di un Direttore tecnico dello stabilimento, dotato di adeguata abilitazione professionale, che assume le responsabilità proprie del Direttore dei lavori.

I componenti di produzione occasionale devono inoltre essere realizzati sotto la vigilanza del Direttore dei lavori dell'opera di destinazione.

I funzionari del Servizio Tecnico Centrale potranno accedere anche senza preavviso agli stabilimenti di produzione dei componenti prefabbricati per l'accertamento del rispetto delle presenti norme.

4.1.10.4 PROVE SU COMPONENTI

Per verificare le prestazioni di un nuovo prodotto o di una nuova tecnologia produttiva ed accertare l'affidabilità dei modelli di calcolo impiegati nelle verifiche di resistenza, prima di dare inizio alla produzione corrente è necessario eseguire delle prove di carico su di un adeguato numero di prototipi al vero, portati fino a rottura.

Tali prove sono obbligatorie, in aggiunta alle prove correnti sui materiali di cui al Capitolo 11, per le produzioni in serie controllata.

4.1.10.5 NORME COMPLEMENTARI

Le verifiche del componente vanno fatte con riferimento al livello di maturazione e di resistenza raggiunto, controllato mediante prove sui materiali di cui al § 11.8.3.1 ed eventuali prove su prototipo prima della movimentazione del componente e del cimento statico dello stesso.

I dispositivi di sollevamento e movimentazione debbono essere esplicitamente previsti nel progetto del componente strutturale e realizzati con materiali appropriati e dimensionati per le sollecitazioni previste.

Il copriferro degli elementi prefabbricati deve rispettare le regole generali di cui al presente § 4.1.

4.1.10.5.1 Appoggi

Per i componenti appoggiati in via definitiva, particolare attenzione va posta alla posizione e dimensione dell'apparecchio d'appoggio, sia rispetto alla geometria dell'elemento di sostegno, sia rispetto alla sezione terminale dell'elemento portato, tenendo nel dovuto conto le tolleranze dimensionali e di montaggio e le deformazioni per fenomeni reologici e/o termici.

I vincoli provvisori o definitivi devono essere progettati con particolare attenzione e, se necessario, validati attraverso prove sperimentali.

Gli appoggi scorrevoli devono essere dimensionati in modo da consentire gli spostamenti relativi previsti senza perdita della capacità portante.

4.1.10.5.2 Realizzazione delle unioni e dei collegamenti

Le unioni ed i collegamenti fra elementi prefabbricati devono avere resistenza e deformabilità coerenti con le ipotesi progettuali e devono essere qualificati secondo quanto previsto al pertinente paragrafo del Cap11.8.

4.1.10.5.3 Tolleranze

Il progetto deve indicare le tolleranze minime di produzione che dovrà rispettare il componente. Il componente che non rispetta tali tolleranze, sarà giudicato non conforme e quindi potrà essere consegnato in cantiere per l'utilizzo nella costruzione solo dopo preventiva accettazione da parte del Direttore dei lavori.

Il progetto dell'opera deve altresì tener conto delle tolleranze di produzione, tracciamento e montaggio assicurando un coerente funzionamento del complesso strutturale.

Il montaggio dei componenti ed il completamento dell'opera devono essere conformi alle previsioni di progetto. Nel caso si verificassero delle non conformità, queste devono essere analizzate dal Direttore dei lavori nei riguardi delle eventuali necessarie misure correttive.

4.1.11. CALCESTRUZZO A BASSA PERCENTUALE DI ARMATURA O NON ARMATO

Il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura è quello per il quale la percentuale di armatura messa in opera è minore di quella minima necessaria per il calcestruzzo armato o la quantità media in peso di acciaio per metro cubo di calcestruzzo è inferiore a 0,3 kN.

Sia il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura, sia quello non armato possono essere impiegati solo per elementi secondari o per strutture massicce o estese.

4.1.11.1 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA – NORME DI CALCOLO

Per le verifiche di resistenza delle sezioni sotto sforzi normali si adottano le competenti ipotesi tratte dal § 4.1.2.3.4.1. Per una sezione rettangolare di lati a e b soggetta ad una forza normale N_{Ed} con una eccentricità e e nella direzione del lato a la verifica di resistenza allo SLU, con il modello (c) di § 4.1.2.1.2.1, si pone con

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} = f_{cd} b x \quad [4.1.50]$$

con $x = a - 2e$.

La verifica di resistenza della stessa sezione rettangolare di lati a e b soggetta anche ad un sforzo di taglio V_{Ed} nella direzione del lato a si pone con

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = f_{cvd} b x / 1,5$$

con

$$f_{cvd} = \sqrt{f_{ct1d}^2 + \sigma_c f_{ct1d}} \quad \text{per } \sigma_c \leq \sigma_{clim}$$

$$f_{cvd} = \sqrt{f_{ct1d}^2 + \sigma_c f_{ct1d} - \delta^2 / 4} \quad \text{per } \sigma_c > \sigma_{clim}$$

dove

$$\sigma_c = N_{Ed} / (b x)$$

$$\delta = \sigma_c - \sigma_{clim}$$

$$\sigma_{clim} = f_{cd} - 2 \sqrt{f_{ct1d} + f_{cd} f_{ct1d}}$$

dove

$$f_{ct1d} = 0,85 f_{ctd}$$

è la resistenza a trazione di progetto per calcestruzzo non armato o debolmente armato.

4.1.12. CALCESTRUZZO DI AGGREGATI LEGGERI (LC)

Il presente capitolo si applica ai calcestruzzi di aggregati leggeri minerali, artificiali o naturali, con esclusione dei calcestruzzi aerati.

Per le classi di densità e di resistenza normalizzate può farsi utile riferimento a quanto riportato nella norma UNI EN 206:2016.

Sulla base della denominazione normalizzata come definita in § 4.1 per il calcestruzzo di peso normale, vengono ammesse classi di resistenza fino alla classe LC55/60.

I calcestruzzi delle diverse classi trovano impiego secondo quanto riportato nella Tab. 4.1.II.

Valgono le specifiche prescrizioni sul controllo della qualità date in § 4.1 e in § 11.1.

4.1.12.1 NORME DI CALCOLO

Al progetto delle strutture in calcestruzzo di aggregati leggeri si applicano le norme di cui ai §§ da 4.1.1 a 4.1.11, tenuto conto della specificità del materiale e comunque ponendo la resistenza a trazione di progetto pari a

$$f_{ctd} = 0,85 f_{ctk} / \gamma_c \quad [4.1.50]$$

Non possono impiegarsi barre di diametro maggiore di 32 mm. Per ogni indicazione applicativa si potrà fare utile riferimento alla sezione 11 di UNI EN 1992-1-1:2005.

4.1.13. RESISTENZA AL FUOCO

Le verifiche di resistenza al fuoco potranno eseguirsi con riferimento a UNI EN 1992-1-2, utilizzando i coefficienti γ_M (§ 4.1.4) relativi alle combinazioni eccezionali ed assumendo il coefficiente α_{cc} pari a 1,0.

4.2. COSTRUZIONI DI ACCIAIO

Le presenti norme definiscono i principi e le regole generali per soddisfare i requisiti di sicurezza delle costruzioni con struttura di acciaio.

I requisiti per l'esecuzione di strutture di acciaio, al fine di assicurare un adeguato livello di resistenza meccanica e stabilità, di efficienza e di durata, devono essere conformi alle UNI EN 1090-2:2011, "Esecuzione di strutture di acciaio e di alluminio - Parte 2: Requisiti tecnici per strutture di acciaio", per quanto non in contrasto con le presenti norme.

4.2.1. MATERIALI

4.2.1.1 ACCIAIO LAMINATO

Gli acciai per impiego strutturale devono appartenere ai gradi da S235 a S460 e le loro caratteristiche devono essere conformi ai requisiti di cui al § 11.3.4 delle presenti norme.

Per le applicazioni nelle zone dissipative delle costruzioni soggette ad azioni sismiche sono richiesti ulteriori requisiti specificati nel § 11.3.4.9 delle presenti norme.

In sede di progettazione, per gli acciai di cui alle norme europee armonizzate UNI EN 10025-1, UNI EN 10210-1 ed UNI EN 10219-1, si possono assumere nei calcoli i valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento f_{yk} e di rottura f_{tk} riportati nelle tabelle seguenti.

Tab. 4.2.I – Laminati a caldo con profili a sezione aperta piani e lunghi

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale "t" dell'elemento			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
	f_{yk} [N/mm ²]	f_{tk} [N/mm ²]	f_{yk} [N/mm ²]	f_{tk} [N/mm ²]
UNI EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	420	550
UNI EN 10025-3				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540
UNI EN 10025-4				
S 275 M/ML	275	370	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	540	430	530
S460 Q/QL/QL1	460	570	440	580
UNI EN 10025-5				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	510	335	490

Tab. 4.2.II - Laminati a caldo con profili a sezione cava

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale "t" dell'elemento			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
	f_{yk} [N/mm ²]	f_{tk} [N/mm ²]	f_{yk} [N/mm ²]	f_{tk} [N/mm ²]
UNI EN 10210-1				
S 235 H	235	360	215	340
S 275 H	275	430	255	410
S 355 H	355	510	335	490
S 275 NH/NLH	275	390	255	370
S 355 NH/NLH	355	490	335	470
S 420 NH/NLH	420	540	390	520
S 460 NH/NLH	460	560	430	550
UNI EN 10219-1				
S 235 H	235	360		
S 275 H	275	430		
S 355 H	355	510		
S 275 NH/NLH	275	370		
S 355 NH/NLH	355	470		
S 275 MH/MLH	275	360		
S 355 MH/MLH	355	470		
S 420 MH/MLH	420	500		
S460 MH/MLH	460	530		
S460 NH/NHL	460	550		

4.2.1.2 ACCIAIO INOSSIDABILE

Gli acciai inossidabili per impieghi strutturali devono essere conformi a quanto previsto nel § 11.3.4.8. Per quanto attiene alla progettazione strutturale con acciai inossidabili, le indicazioni e le regole indicate nella presente norma devono essere integrate da norme di comprovata validità, quali, ad esempio, la UNI EN 1993-1-4.

4.2.1.3 SALDATURE

I procedimenti di saldatura e i materiali di apporto devono essere conformi ai requisiti di cui al § 11.3.4.5 delle presenti norme. Per l'omologazione degli elettrodi da impiegare nella saldatura ad arco può farsi utile riferimento alla norma UNI EN ISO 2560. Per gli altri procedimenti di saldatura devono essere impiegati fili, flussi o gas di cui alle prove di qualifica del procedimento. Le caratteristiche dei materiali di apporto (tensione di snervamento, tensione di rottura, allungamento a rottura e resilienza) devono, salvo casi particolari precisati dal progettista, essere equivalenti o superiori alle corrispondenti caratteristiche delle parti collegate.

4.2.1.4 BULLONI E CHIODI

I bulloni e i chiodi per collegamenti di forza devono essere conformi ai requisiti di cui al § 11.3.4.6 delle presenti norme. I valori della tensione di snervamento f_{yb} e della tensione di rottura f_{tb} dei bulloni, da adottare nelle verifiche quali valori caratteristici, sono specificati nel § 11.3.4.6 delle presenti norme.

4.2.2. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

La valutazione della sicurezza è condotta secondo i principi fondamentali illustrati nel Capitolo 2. I requisiti richiesti di resistenza, funzionalità, durabilità e robustezza si garantiscono verificando il rispetto degli stati limite ultimi e degli stati limite di esercizio della struttura, dei componenti strutturali e dei collegamenti descritti nella presente norma.

4.2.2.1 STATI LIMITE

Gli stati limite ultimi da verificare, ove necessario, sono:

- *stato limite di equilibrio*, al fine di controllare l'equilibrio globale della struttura e delle sue parti durante tutta la vita nominale comprese le fasi di costruzione e di riparazione;
- *stato limite di collasso*, corrispondente al raggiungimento della tensione di snervamento oppure delle deformazioni ultime del materiale e quindi della crisi o eccessiva deformazione di una sezione, di una membratura o di un collegamento (escludendo fenomeni di fatica), o alla formazione di un meccanismo di collasso, o all'instaurarsi di fenomeni di instabilità dell'equilibrio negli elementi componenti o nella struttura nel suo insieme, considerando anche fenomeni locali d'instabilità dei quali si possa tener conto eventualmente con riduzione delle aree delle sezioni resistenti;
- *stato limite di fatica*, controllando le variazioni tensionali indotte dai carichi ripetuti in relazione alle caratteristiche dei dettagli strutturali interessati.

Per strutture o situazioni particolari, può essere necessario considerare altri stati limite ultimi.

Gli stati limite di esercizio da verificare, ove necessario, sono:

- *stati limite di deformazione e/o spostamento*, al fine di evitare deformazioni e spostamenti che possano compromettere l'uso efficiente della costruzione e dei suoi contenuti, nonché il suo aspetto estetico;
- *stato limite di vibrazione*, al fine di assicurare che le sensazioni percepite dagli utenti garantiscano accettabili livelli di comfort ed il cui superamento potrebbe essere indice di scarsa robustezza e/o indicatore di possibili danni negli elementi secondari;
- *stato limite di plasticizzazioni locali*, al fine di scongiurare deformazioni plastiche che generino deformazioni irreversibili ed inaccettabili;
- *stato limite di scorrimento dei collegamenti ad attrito con bulloni ad alta resistenza*, nel caso che il collegamento sia stato dimensionato a collasso per taglio dei bulloni.

4.2.3. ANALISI STRUTTURALE

Il metodo di analisi deve essere coerente con le ipotesi di progetto. L'analisi deve essere basata su modelli strutturali di calcolo appropriati, a seconda dello stato limite considerato.

Le ipotesi scelte ed il modello di calcolo adottato devono essere in grado di riprodurre il comportamento globale della struttura e quello locale delle sezioni adottate, degli elementi strutturali, dei collegamenti e degli appoggi.

Nell'analisi globale della struttura, in quella dei sistemi di controvento e nel calcolo delle membrature si deve tener conto delle imperfezioni geometriche e strutturali di cui al § 4.2.3.5.

4.2.3.1 CLASSIFICAZIONE DELLE SEZIONI

Le sezioni trasversali degli elementi strutturali si classificano in funzione della loro capacità rotazionale C_0 definita come:

$$C_0 = \vartheta_r / \vartheta_y - 1 \quad [4.2.0]$$

essendo ϑ_r e ϑ_y le rotazioni corrispondenti rispettivamente al raggiungimento della deformazione ultima ed allo snervamento.

La classificazione delle sezioni trasversali degli elementi strutturali si effettua in funzione della loro capacità di deformarsi in campo plastico. E' possibile distinguere le seguenti classi di sezioni:

- classe 1 se la sezione è in grado di sviluppare una cerniera plastica avente la capacità rotazionale richiesta per l'analisi strutturale condotta con il metodo plastico di cui al § 4.2.3.2 senza subire riduzioni della resistenza. Possono generalmente classificarsi come tali le sezioni con capacità rotazionale $C_s \geq 3$;
- classe 2 se la sezione è in grado di sviluppare il proprio momento resistente plastico, ma con capacità rotazionale limitata. Possono generalmente classificarsi come tali le sezioni con capacità rotazionale $C_s \geq 1,5$;
- classe 3 se nella sezione le tensioni calcolate nelle fibre estreme compresse possono raggiungere la tensione di snervamento, ma l'instabilità locale impedisce lo sviluppo del momento resistente plastico;
- classe 4 se, per determinarne la resistenza flettente, tagliante o normale, è necessario tener conto degli effetti dell'instabilità locale in fase elastica nelle parti compresse che compongono la sezione. In tal caso nel calcolo della resistenza la sezione geometrica effettiva può sostituirsi con una sezione efficace.

Le sezioni di classe 1 si definiscono duttili, quelle di classe 2 compatte, quelle di classe 3 semi-compatte e quelle di classe 4 snelle. Per i casi più comuni delle forme delle sezioni e delle modalità di sollecitazione, le seguenti Tabelle 4.2.III, 4.2.IV e 4.2.V forniscono indicazioni per la classificazione delle sezioni.


La classe di una sezione composta corrisponde al valore di classe più alto tra quelli dei suoi elementi componenti.

Tab. 4.2.III - Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse



		Parti interne compresse			
Classe	Parte soggetta a flessione	Parte soggetta a compressione		Parte soggetta a flessione e a compressione	
	Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)				
1	$c/t \leq 72\epsilon$	$c/t \leq 33\epsilon$	quando $\alpha > 0,5: c/t \leq \frac{396\epsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5: c/t \leq \frac{36\epsilon}{\alpha}$		
2	$c/t \leq 83\epsilon$	$c/t \leq 38\epsilon$	quando $\alpha > 0,5: c/t \leq \frac{456\epsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5: c/t \leq \frac{41,5\epsilon}{\alpha}$		
	Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)				
3	$c/t \leq 124\epsilon$	$c/t \leq 42\epsilon$	quando $\psi > -1: c/t \leq \frac{42\epsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ quando $\psi \leq -1: c/t \leq 62\epsilon(1 - \psi)\sqrt{f_{yk}}/E$		
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75
					0,71

*) $\psi \leq -1$ si applica se la tensione di compressione $\sigma \leq f_{yk}$ o la deformazione a trazione $\epsilon_y > f_{yk}/E$

Tab. 4.2.IV - Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse

<div style="text-align: center;">  <p>Piattabande esterne</p> <p>Profilati laminati a caldo Sezioni saldate</p> </div>						
Classe	Piattabande esterne soggette a compressione	Piattabande esterne soggette a flessione e a compressione				
		Con estremità in compressione		Con estremità in trazione		
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
1	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9c}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{9c}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10c}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{10c}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)		$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_e}$				
3	$c/t \leq 14\epsilon$	Per k_e vedere EN 1993-1-5				
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420	460
	e	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Tab. 4.2.V - Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse

<div style="text-align: center;">  <p>Angolari</p> </div>						
Riferirsi anche alle piattabande esterne (v. Tab 4.2.II) Non si applica agli angoli in contatto continuo con altri componenti						
Classe	Sezione in compressione					
Distribuzione delle tensioni sulla sezione (compressione positiva)						
3	$h/t \leq 15\epsilon$ $\frac{b+h}{2t} \leq 11,5\epsilon$					
<div style="text-align: center;">  <p>Sezioni Tubolari</p> </div>						
Classe	Sezione inflessa e/o compressa					
1	$d/t \leq 50\epsilon^2$					
2	$d/t \leq 70\epsilon^2$					
3	$d/t \leq 90\epsilon^2$ (Per $dt > 90 \epsilon^2$ vedere EN 1993-1-6)					
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420	460
	e	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	e^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

4.2.3.2 CAPACITÀ RESISTENTE DELLE SEZIONI

La capacità resistente delle sezioni deve essere valutata nei confronti delle sollecitazioni di trazione o compressione, flessione, taglio e torsione, determinando anche gli effetti indotti sulla resistenza dalla presenza combinata di più sollecitazioni.

La capacità resistente della sezione si determina con uno dei seguenti metodi.

Metodo elastico (E)

Si assume un comportamento elastico lineare del materiale, sino al raggiungimento della condizione di snervamento.

Il metodo può applicarsi a tutte le classi di sezioni, con l'avvertenza di riferirsi al metodo delle sezioni efficaci o a metodi equivalenti, nel caso di sezioni di classe 4.

Metodo plastico (P)

Si assume la completa plasticizzazione del materiale. Il metodo può applicarsi solo a sezioni di classe 1 e 2.

Metodo elasto-plastico (EP)

Si assumono legami costitutivi tensione-deformazione del materiale di tipo bilineare o più complessi.

Il metodo può applicarsi a qualsiasi tipo di sezione.

4.2.3.3 METODI DI ANALISI GLOBALE

L'analisi globale della struttura può essere condotta con uno dei seguenti metodi:

Metodo elastico (E)

Si valutano gli effetti delle azioni nell'ipotesi che il legame tensione-deformazione del materiale sia indefinitamente lineare.

Il metodo è applicabile a strutture composte da sezioni di classe qualsiasi.

La resistenza delle sezioni può essere valutata con il metodo elastico, plastico o elasto-plastico per le sezioni duttili o compatte (classe 1 o 2), con il metodo elastico o elasto-plastico per le sezioni semi-compatte o snelle (classe 3 o 4).

Metodo plastico (P)

Gli effetti delle azioni si valutano trascurando la deformazione elastica degli elementi strutturali e concentrando le deformazioni plastiche nelle sezioni di formazione delle cerniere plastiche.

Il metodo è applicabile a strutture interamente composte da sezioni di classe 1.

Metodo elasto-plastico (EP)

Gli effetti delle azioni si valutano introducendo nel modello il legame momento-curvatura delle sezioni ottenuto considerando un legame costitutivo tensione-deformazione di tipo bilineare o più complesso.

Il metodo è applicabile a strutture composte da sezioni di classe qualsiasi.

Le possibili alternative per i metodi di analisi strutturale e di valutazione della capacità resistente flessionale delle sezioni sono riassunte nella seguente Tab. 4.2.VI.

Tab. 4.2.VI - Metodi di analisi globali e relativi metodi di calcolo delle capacità e classi di sezioni ammesse

Metodo di analisi globale	Metodo di calcolo della capacità resistente della sezione	Tipo di sezione
(E)	(E)	tutte (*)
(E)	(P)	classi 1 e 2
(E)	(EP)	tutte (*)
(P)	(P)	classe 1
(EP)	(EP)	tutte (*)

(*) per le sezioni di classe 4 la capacità resistente può essere calcolata con riferimento alla sezione efficace.

4.2.3.4 EFFETTI DELLE DEFORMAZIONI

In generale, è possibile effettuare:

- l'analisi del primo ordine, imponendo l'equilibrio sulla configurazione iniziale della struttura,
- l'analisi del secondo ordine, imponendo l'equilibrio sulla configurazione deformata della struttura.

L'analisi globale può condursi con la teoria del primo ordine nei casi in cui possano ritenersi trascurabili gli effetti delle deformazioni sull'entità delle sollecitazioni, sui fenomeni di instabilità e su qualsiasi altro rilevante parametro di risposta della struttura.

Tale condizione si può assumere verificata se risulta soddisfatta la seguente relazione:

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 10 \quad \text{per l'analisi elastica} \quad [4.2.1]$$

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 15 \quad \text{per l'analisi plastica}$$

dove α_{cr} è il moltiplicatore dei carichi applicati che induce l'instabilità globale della struttura, F_{Ed} è il valore dei carichi di progetto e F_{cr} è il valore del carico instabilizzante calcolato considerando la rigidezza iniziale elastica della struttura.

4.2.3.5 EFFETTO DELLE IMPERFEZIONI

Nell'analisi della struttura, in quella dei sistemi di controvento e nel calcolo delle membrature si deve tener conto degli effetti delle imperfezioni geometriche e strutturali quali la mancanza di verticalità o di rettilineità, la mancanza di accoppiamento e le inevitabili eccentricità minori presenti nei collegamenti reali.

A tal fine possono adottarsi nell'analisi adeguate imperfezioni geometriche equivalenti, di valore tale da simulare i possibili effetti delle reali imperfezioni da esse sostituite, a meno che tali effetti non siano inclusi implicitamente nel calcolo della resistenza degli elementi strutturali.

Si devono considerare nel calcolo:

- le imperfezioni globali per i telai o per i sistemi di controvento;
- le imperfezioni locali per i singoli elementi strutturali.

Gli effetti delle imperfezioni globali per telai sensibili agli effetti del secondo ordine possono essere riprodotti introducendo un errore iniziale di verticalità della struttura ed una curvatura iniziale degli elementi strutturali costituenti.

L'errore iniziale di verticalità in un telaio può essere trascurato quando:

$$H_{Ed} \geq 0,15 \cdot Q_{Ed} \quad [4.2.2]$$

dove H_{Ed} è la somma delle reazioni orizzontali alla base delle colonne del piano considerato e Q_{Ed} è la somma delle reazioni verticali alla base delle colonne del piano stesso.

Nel caso di telai non sensibili agli effetti del secondo ordine, nell'esecuzione dell'analisi globale per il calcolo delle sollecitazioni da introdurre nelle verifiche di stabilità degli elementi strutturali, la curvatura iniziale degli elementi strutturali può essere trascurata.

Nell'analisi dei sistemi di controvento che devono garantire la stabilità laterale di travi inflesse o elementi compressi, gli effetti delle imperfezioni globali devono essere riprodotti introducendo, sotto forma di errore di rettilineità iniziale, un'imperfezione geometrica equivalente dell'elemento da vincolare.

Nella verifica di singoli elementi strutturali, quando non occorra tenere conto degli effetti del secondo ordine, gli effetti delle imperfezioni locali sono da considerarsi inclusi implicitamente nelle formule di verifica di stabilità.

4.2.4. VERIFICHE

Le azioni caratteristiche (carichi, distorsioni, variazioni termiche, ecc.) devono essere definite in accordo con quanto indicato nei Capitoli 3 e 5 delle presenti norme.

Per costruzioni civili o industriali di tipo corrente e per le quali non esistano regolamentazioni specifiche, le azioni di progetto si ottengono, per le verifiche statiche, secondo quanto indicato nel Capitolo 2.

Il calcolo deve condursi con appropriati metodi della meccanica strutturale, secondo i criteri indicati in § 4.2.3.

4.2.4.1 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI

4.2.4.1.1 Resistenza di progetto

La resistenza di progetto delle membrature R_d si pone nella forma:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M} \quad [4.2.3]$$

dove:

R_k è il valore caratteristico della resistenza (trazione, compressione, flessione, taglio e torsione) della membratura, determinata dai valori caratteristici delle resistenze dei materiali f_{yk} e dalle caratteristiche geometriche degli elementi strutturali, dipendenti dalla classe della sezione.

γ_M è il fattore parziale globale relativo al modello di resistenza adottato.

Nel caso in cui si abbiano elementi con sezioni di classe 4 può farsi riferimento alle caratteristiche geometriche "efficaci", area efficace A_{eff} , modulo di resistenza efficace W_{eff} , modulo di inerzia efficace J_{eff} , valutati seguendo il procedimento indicato in UNI EN 1993-1-5. Nel caso di elementi strutturali formati a freddo e lamiere sottili, per valutare le caratteristiche "efficaci" si può fare riferimento a quanto indicato in UNI EN 1993-1-3. In alternativa al metodo delle caratteristiche geometriche efficaci si potrà utilizzare il metodo delle tensioni ridotte, indicato in UNI EN 1993-1-5.

Per le verifiche di resistenza delle sezioni delle membrature, con riferimento ai modelli di resistenza esposti nella presente normativa ed utilizzando acciai dal grado S 235 al grado S 460 di cui al § 11.3, si adottano i fattori parziali γ_{M0} e γ_{M2} indicati nella Tab. 4.2.VII. Il coefficiente di sicurezza γ_{M2} , in particolare, deve essere impiegato qualora si eseguano verifiche di elementi tesi nelle zone di unione delle membrature indebolite dai fori.

Per valutare la stabilità degli elementi strutturali compressi, inflessi e presso-inflessi, si utilizza il coefficiente parziale di sicurezza γ_{M1} indicato nella seguente tabella.

Tab. 4.2.VII - Coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità

Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature	$\gamma_{M1} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari	$\gamma_{M1} = 1,10$
Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori)	$\gamma_{M2} = 1,25$

4.2.4.1.2 Resistenza delle membrature

Per la verifica delle travi la resistenza di progetto da considerare dipende dalla classificazione delle sezioni.

La verifica in campo elastico è ammessa per tutti i tipi di sezione, con l'avvertenza di tener conto degli effetti di instabilità locale per le sezioni di classe 4.

Le verifiche in campo elastico, per gli stati di sforzo piani tipici delle travi, si eseguono con riferimento al seguente criterio:

$$\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{z,Ed}^2 - \sigma_{z,Ed} \sigma_{x,Ed} + 3 \tau_{Ed}^2 \leq \left(f_{yk} / \gamma_{M0} \right)^2 \quad [4.2.4]$$

dove:

$\sigma_{x,Ed}$ è il valore di progetto della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione parallela all'asse della membratura;

$\sigma_{z,Ed}$ è il valore di progetto della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione ortogonale all'asse della membratura;

τ_{Ed} è il valore di progetto della tensione tangenziale nel punto in esame, agente nel piano della sezione della membratura.

La verifica in campo plastico richiede che si determini una distribuzione di tensioni interne "staticamente ammissibile", cioè in equilibrio con le sollecitazioni applicate (N, M, T, ecc.) e rispettosa della condizione di plasticità.

I modelli resistenti esposti nei paragrafi seguenti definiscono la resistenza delle sezioni delle membrature nei confronti delle sollecitazioni interne, agenti separatamente o contemporaneamente.

Per le sezioni di classe 4, in alternativa alle formule impiegate nel seguito, si possono impiegare altri procedimenti di comprovata validità.

4.2.4.1.2.1 Trazione

L'azione assiale di progetto N_{Ed} deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.5]$$

dove la resistenza di progetto a trazione $N_{t,Rd}$ di membrature con sezioni indebolite da fori per collegamenti bullonati o chiodati deve essere assunta pari al minore dei valori seguenti:

a) la resistenza plastica di progetto della sezione lorda, A ,

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad [4.2.6]$$

b) la resistenza di progetto a rottura della sezione netta, A_{net} in corrispondenza dei fori per i collegamenti

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} \quad [4.2.7]$$

Qualora il progetto preveda la gerarchia delle resistenze, come avviene in presenza di azioni sismiche, la resistenza di progetto plastica della sezione lorda, $N_{pl,Rd}$, deve risultare minore della resistenza di progetto a rottura delle sezioni indebolite dai fori per i collegamenti, $N_{u,Rd}$:

$$N_{pl,Rd} \leq N_{u,Rd} \quad [4.2.8]$$

4.2.4.1.2.2 Compressione

La forza di compressione di progetto N_{Ed} deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.9]$$

dove la resistenza di progetto a compressione della sezione $N_{c,Rd}$ vale:

$$N_{c,Rd} = A f_{yk} / \gamma_{M0} \quad \text{per le sezioni di classe 1, 2 e 3,} \quad [4.2.10]$$

$$N_{c,Rd} = A_{eff} f_{yk} / \gamma_{M0} \quad \text{per le sezioni di classe 4.}$$

Non è necessario dedurre l'area dei fori per i collegamenti bullonati o chiodati, purché in tutti i fori siano presenti gli elementi di collegamento e non siano presenti fori sovradimensionati o asolati.

4.2.4.1.2.3 Flessione monoassiale (retta)

Il momento flettente di progetto M_{Ed} deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.11]$$

dove la resistenza di progetto a flessione retta della sezione $M_{c,Rd}$ si valuta tenendo conto della presenza di eventuali fori in zona tesa per collegamenti bullonati o chiodati.

La resistenza di progetto a flessione retta della sezione $M_{c,Rd}$ vale:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad \text{per le sezioni di classe 1 e 2;} \quad [4.2.12]$$

in cui W_{pl} rappresenta il modulo di resistenza plastico della sezione

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad \text{per le sezioni di classe 3;} \quad [4.2.13]$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad \text{per le sezioni di classe 4;} \quad [4.2.14]$$

per le sezioni di classe 3, $W_{el,min}$ è il modulo resistente elastico minimo della sezione in acciaio; per le sezioni di classe 4, invece, il modulo $W_{eff,min}$ è calcolato eliminando le parti della sezione inattive a causa dei fenomeni di instabilità locali, secondo il procedimento esposto in UNI EN1993-1-5, e scegliendo il minore tra i moduli così ottenuti.

Per la flessione biassiale si veda oltre.

Negli elementi inflessi caratterizzati da giunti strutturali bullonati, la presenza dei fori nelle piattabande tese dei profili può essere trascurata nel calcolo del momento resistente se è verificata la relazione

$$\frac{0,9 \cdot A_{f,net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} \geq \frac{A_f \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad [4.2.15]$$

dove A_f è l'area lorda della piattabanda tesa, $A_{f,net}$ è l'area della piattabanda al netto dei fori e f_{tk} è la resistenza ultima dell'acciaio.

4.2.4.1.2.4 Taglio

Il valore di progetto dell'azione tagliante V_{Ed} deve rispettare la condizione

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.16]$$

dove la resistenza di progetto a taglio $V_{c,Rd}$ in assenza di torsione, vale

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \quad [4.2.17]$$

dove A_v è l'area resistente a taglio. Per profilati ad I e ad H caricati nel piano dell'anima si può assumere

$$A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f \quad [4.2.18]$$

per profilati a C o ad U caricati nel piano dell'anima si può assumere

$$A_v = A - 2 b t_f + (t_w + r) t_f \quad [4.2.19]$$

per profilati ad I e ad H caricati nel piano delle ali si può assumere

$$A_v = A - \sum (h_w \cdot t_w) \quad [4.2.20]$$

per profilati a T caricati nel piano dell'anima si può assumere

$$A_v = 0,9 (A - b t_f) \quad [4.2.21]$$

per profili rettangolari cavi "profilati a caldo" di spessore uniforme si può assumere

$$A_v = Ah/(b+h) \quad \text{quando il carico è parallelo all'altezza del profilo,} \\ A_v = Ab/(b+h) \quad \text{quando il carico è parallelo alla base del profilo;} \quad [4.2.22]$$

per sezioni circolari cave e tubi di spessore uniforme:

$$A_v = 2A/\pi \quad [4.2.23]$$

dove:

- A è l'area lorda della sezione del profilo,
- b è la larghezza delle ali per i profilati e la larghezza per le sezioni cave,
- h_w è l'altezza dell'anima,
- h è l'altezza delle sezioni cave,
- r è il raggio di raccordo tra anima ed ala,
- t_f è lo spessore delle ali,
- t_w è lo spessore dell'anima.

In presenza di torsione, la resistenza a taglio del profilo deve essere opportunamente ridotta. Per le sezioni ad I o H la resistenza di progetto a taglio ridotta è data dalla formula

$$V_{c,Rd,red} = V_{c,Rd} \sqrt{1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{1,25 \cdot f_{yk}/(\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})}} \quad [4.2.24]$$

dove $\tau_{t,Ed}$ è la tensione tangenziale massima dovuta alla torsione uniforme. Per sezioni cave, invece, la formula è

$$V_{c,Rd,red} = \left[1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{f_{yk}/(\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})} \right] V_{c,Rd} \quad [4.2.25]$$

La verifica a taglio della sezione può anche essere condotta in termini tensionali (verifica elastica) nel punto più sollecitato della sezione trasversale utilizzando la formula

$$\frac{\tau_{t,Ed}}{f_{yk}/(\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})} \leq 1,0 \quad [4.2.26]$$

dove τ_{Ed} è valutata in campo elastico lineare.

La verifica all'instabilità dell'anima della sezione soggetta a taglio e priva di irrigidimenti deve essere condotta in accordo con § 4.2.4.1.3.4 se

$$\frac{h_w}{t} > \frac{72}{\eta} \cdot \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}} \quad [4.2.27]$$

con η assunto cautelativamente pari a 1,00 oppure valutato secondo quanto previsto in norme di comprovata validità.

4.2.4.1.2.5 Torsione

Per gli elementi soggetti a torsione, quando possano essere trascurate le distorsioni della sezione, la sollecitazione torcente di progetto, T_{Ed} , deve soddisfare la relazione

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} \leq 1,0 \quad [4.2.28]$$

essendo T_{Rd} la resistenza torsionale di progetto della sezione trasversale. La torsione agente T_{Ed} può essere considerata come la somma di due contributi

$$T_{Ed} = T_{t,Ed} + T_{w,Ed} \quad [4.2.29]$$

dove $T_{t,Ed}$ è la torsione uniforme e $T_{w,Ed}$ è la torsione per ingobbamento impedito.

4.2.4.1.2.6 Flessione e taglio

Se il taglio di progetto V_{Ed} è inferiore a metà della resistenza di progetto a taglio $V_{c,Rd}$

$$V_{Ed} \leq 0,5 V_{c,Rd} \quad [4.2.30]$$

si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione, eccetto nei casi in cui l'instabilità per taglio riduca la resistenza a flessione della sezione. Se il taglio di progetto V_{Ed} è superiore a metà della resistenza di progetto a taglio $V_{c,Rd}$ bisogna tener conto dell'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

Posto

$$\rho = \left[\frac{2V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right]^2 \quad [4.2.31]$$

la resistenza a flessione si determina assumendo per l'area resistente a taglio A_v la tensione di snervamento ridotta $(1 - \rho) f_{yk}$.

Per le sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, soggette a flessione e taglio nel piano dell'anima, la corrispondente resistenza convenzionale di progetto a flessione retta può essere valutata come:

$$M_{y,v,Rd} = \frac{\left[W_{pl,y} - \frac{\rho \cdot A_w^2}{4t_w} \right] f_{yk}}{\gamma_{M0}} \leq M_{y,e,Rd} \quad [4.2.32]$$

in cui A_w rappresenta l'area dell'anima del profilo.

4.2.4.1.2.7 Presso o tenso-flessione retta

La presso- o tenso-flessione retta può essere trattata con riferimento a metodi di comprovata validità.

Per le sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, soggette a presso o tenso-flessione nel piano dell'anima, la corrispondente resistenza convenzionale di progetto a flessione retta può essere valutata come:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1 - n) / (1 - 0,5 a) \leq M_{pl,y,Rd} \quad [4.2.33]$$

Per le sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, soggette a presso o tenso-flessione nel piano delle ali, la corrispondente resistenza convenzionale di progetto a flessione retta può essere valutata come:

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \text{ per } n \leq a \quad [4.2.34]$$

o

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \left[1 - \left(\frac{n - a}{1 - a} \right)^2 \right] \text{ per } n > a \quad [4.2.35]$$

essendo

$M_{pl,y,Rd}$ il momento resistente plastico di progetto a flessione semplice nel piano dell'anima,

$M_{pl,z,Rd}$ il momento resistente plastico di progetto a flessione semplice nel piano delle ali,

e posto:

$$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} \quad [4.2.36]$$

$$a = \frac{(A - 2bt_f)}{A} \leq 0,5 \quad [4.2.37]$$

dove:

A è l'area lorda della sezione,

b è la larghezza delle ali,

t_f è lo spessore delle ali.

Per sezioni generiche di classe 1 e 2 la verifica si conduce controllando che il momento di progetto sia minore del momento plastico di progetto, ridotto per effetto dello sforzo normale di progetto, $M_{N,y,Rd}$.

4.2.4.1.2.8 Presso o tenso flessione biassiale

La presso- o tenso-flessione biassiale può essere trattata con riferimento a metodi di comprovata validità.

Per le sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, soggette a presso o tenso-flessione biassiale, la condizione di resistenza può essere valutata come:

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right)^2 + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right)^{5n} \leq 1 \quad [4.2.38]$$

con $n \geq 0,2$ essendo $n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$. Nel caso in cui $n < 0,2$, e comunque per sezioni generiche di classe 1 e 2, la verifica può essere condotta cautelativamente controllando che:

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right) + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right) \leq 1 \quad [4.2.39]$$

Per le sezioni di classe 3, in assenza di azioni di taglio, la verifica a presso o tenso-flessione retta o biassiale è condotta in termini tensionali utilizzando le verifiche elastiche; la tensione agente è calcolata considerando la eventuale presenza dei fori.

Per le sezioni di classe 4, le verifiche devono essere condotte con riferimento alla resistenza elastica (verifica tensionale); si possono utilizzare le proprietà geometriche efficaci della sezione trasversale considerando la eventuale presenza dei fori.

4.2.4.1.2.9 Flessione, taglio e sforzo assiale

Nel calcolo del momento flettente resistente devono essere considerati gli effetti di sforzo assiale e taglio, se presenti.

Nel caso in cui il taglio sollecitante di progetto, V_{Ed} , sia inferiore al 50% della resistenza di progetto a taglio, $V_{c,Rd}$, la resistenza a flessione della sezione può essere calcolata con le formule per la tenso/presso flessione. Se la sollecitazione di progetto a taglio, si assume una tensione di snervamento ridotta per l'interazione tra flessione e taglio: $f_{y,red} = (1 - \rho) f_{yk}$ dove:

$$\rho = \left[\frac{2V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right]^2 \quad [4.2.40]$$

Per le sezioni di classe 3 e classe 4 le verifiche devono essere condotte con riferimento alla resistenza elastica (verifica tensionale); per le sezioni di classe 4 si possono utilizzare le proprietà geometriche efficaci della sezione trasversale.

4.2.4.1.3 Stabilità delle membrature

4.2.4.1.3.1 Aste compresse

La verifica di stabilità di un'asta si effettua nell'ipotesi che la sezione trasversale sia uniformemente compressa. Deve essere

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.41]$$

dove

N_{Ed} è l'azione di compressione di progetto,

$N_{b,Rd}$ è la resistenza di progetto all'instabilità nell'asta compressa, data da

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_{yk}}{\gamma_{M1}} \quad \text{per le sezioni di classe 1, 2 e 3,} \quad [4.2.42]$$

e da

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_{eff} A f_{yk}}{\gamma_{M1}} \quad \text{per le sezioni di classe 4} \quad [4.2.43]$$

I coefficienti χ dipendono dal tipo di sezione e dal tipo di acciaio impiegato; essi si desumono, in funzione di appropriati valori della snellezza normalizzata $\bar{\lambda}$, dalla seguente formula

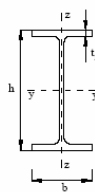
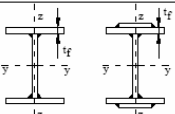
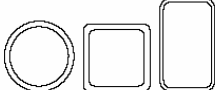
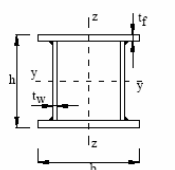
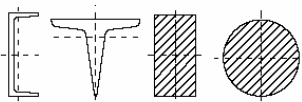

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0 \quad [4.2.44]$$

dove $\Phi = 0.5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right]$, α è il fattore di imperfezione ricavato dalla Tab. 4.2.VIII e la snellezza normalizzata $\bar{\lambda}$ è pari a

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} \quad \text{per le sezioni di classe 1, 2 e 3, e a} \quad [4.2.45]$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} \quad \text{per le sezioni di classe 4.} \quad [4.2.46]$$

Tab. 4.2.VIII - Curve d'instabilità per varie tipologie di sezioni e classi d'acciaio, per elementi compressi

Sezione trasversale	Limiti	Inflexione intorno all'asse	Curva di instabilità		
			S235, S275, S355, S420	S460	
Sezioni laminate 	$h/b > 1,2$	y-y z-z	$t_f \leq 40$ mm	a a ₀	
			$40 \text{ mm} < t_f \leq 100$ mm	b c a	
	$h/b \leq 1,2$	y-y z-z	$t_f \leq 100$ mm	b c a	
			$t_f > 100$ mm	d d c	
Sezioni ad I saldate 	$t_f \leq 40$ mm	y-y z-z	b c	b c	
	$t_f > 40$ mm	y-y z-z	c d	c d	
Sezioni cave 	Sezione formata "a caldo"	qualunque	a	a ₀	
	Sezione formata "a freddo"	qualunque	c	c	
Sezioni scatolari saldate 	In generale	qualunque	b	b	
	saldature "spesse": $a > 0,5t_f$; $b/t_f < 30$; $h/t_w < 30$	qualunque	c	c	
Sezioni piene, ad U e T 		qualunque	c	c	
Sezioni ad L 		qualunque	b	b	
Curva di instabilità	a ₀	a	b	c	d
Fattore di imperfezione α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

N_{cr} è il carico critico elastico basato sulle proprietà della sezione lorda e sulla lunghezza di libera inflessione l_0 dell'asta, calcolato per la modalità di collasso per instabilità appropriata (flessionale, torsionale o flesso-torsionale).

Nel caso in cui $\bar{\lambda}$ sia minore di 0,2 oppure nel caso in cui la sollecitazione di progetto N_{Ed} sia inferiore a $0,04N_{cr}$, gli effetti legati ai fenomeni di instabilità per le aste compresse possono essere trascurati.

Limitazioni della snellezza

Si definisce lunghezza d'inflessione la lunghezza $l_0 = \beta l$ da sostituire nel calcolo del carico critico elastico N_{cr} alla lunghezza l dell'asta quale risulta dallo schema strutturale. Il coefficiente β deve essere valutato tenendo conto delle effettive condizioni di vincolo dell'asta nel piano di inflessione considerato.

Si definisce snellezza di un'asta nel piano di verifica considerato il rapporto

$$\lambda = l_0 / i \tag{4.2.47}$$

dove

l_0 è la lunghezza d'inflessione nel piano considerato,

i è il raggio d'inerzia relativo.

È opportuno limitare la snellezza λ al valore di 200 per le membrature principali ed a 250 per le membrature secondarie.

4.2.4.1.3.2 Travi inflesse

Le travi inflesse con la piattabanda compressa non sufficientemente vincolata lateralmente, devono essere verificate nei riguardi dell'instabilità flesso-torsionale secondo la formula

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.48]$$

dove:

M_{Ed} è il massimo momento flettente di progetto

$M_{b,Rd}$ è il momento resistente di progetto per l'instabilità.

Nel caso di profilo inflesso secondo l'asse forte (asse y) il momento resistente di progetto per i fenomeni di instabilità di una trave lateralmente non vincolata può essere assunto pari a

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}} \quad [4.2.49]$$

dove

W_y è il modulo resistente della sezione, pari al modulo plastico W_{ply} per le sezioni di classe 1 e 2, al modulo elastico $W_{el,y}$ per le sezioni di classe 3 e che può essere assunto pari al modulo efficace $W_{eff,y}$ per le sezioni di classe 4.

Il fattore χ_{LT} è il fattore di riduzione per l'instabilità flettotorsionale, dipendente dal tipo di profilo impiegato e può essere determinato dalla formula

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\bar{f}} \cdot \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq K\chi \quad [4.2.50]$$

dove $\Phi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$

Il coefficiente di snellezza normalizzata $\bar{\lambda}_{LT}$ è dato dalla formula

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_{yk}}{M_{cr}}} \quad [4.2.51]$$

in cui M_{cr} è il momento critico elastico di instabilità flesso-torsionale, calcolato considerando la sezione lorda del profilo e tenendo in conto, le condizioni di carico ed i vincoli torsionali presenti, nell'ipotesi di diagramma di momento flettente uniforme.

Il fattore di imperfezione α_{LT} è ottenuto dalle indicazioni riportate nella Tab. 4.2.IX (a) in base alle curve di stabilità definite nella tabella Tab. 4.2.IX (b)

Il fattore f considera la reale distribuzione del momento flettente tra i ritegni torsionali dell'elemento inflesso ed è definito dalla formula

$$f = 1 - 0,5(1 - k_c) \left[1 - 2,0 (\bar{\lambda}_{LT} - 0,8)^2 \right] \quad [4.2.52]$$

in cui il fattore correttivo k_c assume i valori riportati in Tab. 4.2.X. In particolare nel caso di variazione lineare del momento flettente ψ ($-1 \leq \psi \leq 1$) rappresenta il rapporto tra il momento in modulo minimo ed il momento in modulo massimo presi entrambi con il loro segno.

Nel caso generale, si può assumere $f=1$, $\beta=1$, $K\chi=1$ e $\bar{\lambda}_{LT,0}=0,2$.

Tab. 4.2.IX (a) Valori raccomandati di α_{LT} per le differenti curve di stabilità.

Curva di stabilità	a	b	c	d
Fattore di imperfezione α_{LT}	0,21	0,34	0,49	0,76

Tab. 4.2.IX (b) - Definizione delle curve di stabilità per le varie tipologie di sezione e per gli elementi inflessi

Sezione trasversale	Limiti	Curva di instabilità da Tab. 4.2.VIII
Sezione laminata ad I	$h/b \leq 2$	b
	$h/b > 2$	c
Sezione composta saldata	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
Altre sezioni trasversali	-	d

Per i profili a I o a H, laminati o composti saldati, il coefficiente $\bar{\lambda}_{LT,0}$ non può mai essere assunto superiore a 0,4, il coefficiente β non può mai essere assunto inferiore a 0,75 e il termine K_χ è definito come:

$$K_\chi = \min\left(1, \frac{1}{f \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2}\right) \quad [4.2.53]$$

4.2.4.1.3.3 Membrature inflesse e compresse

Per elementi strutturali soggetti a compressione e flessione, si debbono studiare i relativi fenomeni di instabilità facendo riferimento a normative di comprovata validità.

4.2.4.1.3.4 Stabilità dei pannelli

Gli elementi strutturali in parete sottile (di classe 4) presentano problemi complessi d'instabilità locale, per la cui trattazione si deve fare riferimento a normative di comprovata validità.

4.2.4.1.4 Stato limite di fatica

Per le strutture soggette a carichi ciclici deve essere verificata la resistenza a fatica imponendo che:

$$\Delta_d \leq \Delta_R / \gamma_{Mf} \quad [4.2.54]$$

essendo






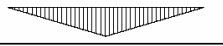
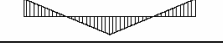

Δ_d l'escursione di tensione (effettiva o equivalente allo spettro di tensione) prodotta dalle azioni cicliche di progetto che inducono fenomeni di fatica con coefficienti parziali $\gamma_{Mf} = 1$;

Δ_R la resistenza a fatica per la relativa categoria dei dettagli costruttivi, come desumibile dalle curve S-N di resistenza a fatica, per il numero totale di cicli di sollecitazione N applicati durante la vita di progetto richiesta,

γ_{Mf} il coefficiente parziale definito nella Tab. 4.2.XI.

Nel caso degli edifici la verifica a fatica delle membrature non è generalmente necessaria, salvo per quelle alle quali sono applicati dispositivi di sollevamento dei carichi o macchine vibranti.

Tab. 4.2.X - Coefficiente correttivo del momento flettente per la verifica a stabilità delle travi inflesse

Distribuzione del momento flettente	Fattore correttivo k_c
 $\psi = M_{\min} / M_{\max} = 1$	1,0
 $-1 \leq \psi \leq 1$	$\frac{1}{1,33 - 0,33\psi}$
	0,94
	0,90
	0,91
	0,86
	0,77
	0,82

Nel caso dei ponti gli spettri dei carichi da impiegare per le verifiche a fatica sono fissati nel Capitolo 5 delle presenti norme.

Per valutare gli effetti della fatica è innanzitutto necessario classificare le strutture nei confronti della loro sensibilità al fenomeno.

Si definiscono strutture poco sensibili alla rottura per fatica quelle in cui si verificano tutte le seguenti circostanze:

- dettagli costruttivi, materiali e livelli di tensione tali che le eventuali lesioni presentino bassa velocità di propagazione e significativa lunghezza critica;
- disposizioni costruttive che permettano la redistribuzione degli sforzi;
- dettagli idonei ad arrestare la propagazione delle lesioni;
- dettagli facilmente ispezionabili e riparabili;
- prestabilite procedure di ispezione e di manutenzione atte a rilevare e riparare le eventuali lesioni.

Si definiscono strutture sensibili alla rottura per fatica quelle che non ricadono nei punti precedenti.

La resistenza a fatica di un dettaglio è individuata mediante una curva caratteristica, detta curva S-N, che esprime il numero di cicli a rottura N in funzione delle variazioni di tensione nel ciclo $\Delta\sigma$ o $\Delta\tau$.

Per indicazioni riguardanti le modalità di realizzazione dei dettagli costruttivi e la loro classificazione, con le rispettive curve S-N si può fare riferimento al documento UNI EN1993-1-9.

Tab. 4.2.XI - Coefficienti di sicurezza da assumere per le verifiche a fatica.

	Conseguenze della rottura	
	Conseguenze moderate	Conseguenze significative
Strutture poco sensibili alla rottura per fatica	$\gamma_{Mf} = 1,00$	$\gamma_{Mf} = 1,15$
Strutture sensibili alla rottura per fatica	$\gamma_{Mf} = 1,15$	$\gamma_{Mf} = 1,35$

Le verifiche a fatica possono essere a vita illimitata o a danneggiamento.

Verifica a vita illimitata.

La verifica a vita illimitata si esegue controllando che sia:

$$\Delta\sigma_{\max,d} = \gamma_{Mf} \cdot \Delta\sigma_{\max} \leq \Delta\sigma_D \quad [4.2.55]$$

oppure che :

$$\Delta\tau_{\max,d} = \gamma_{Mf} \cdot \Delta\tau_{\max} \leq \Delta\tau_D = \Delta\tau_L \quad [4.2.56]$$

dove $\Delta\sigma_{\max,d}$ e $\Delta\tau_{\max,d}$ sono, rispettivamente, i valori di progetto delle massime escursioni di tensioni normali e di tensioni tangenziali indotte nel dettaglio considerato dallo spettro di carico, e $\Delta\sigma_D$ e $\Delta\tau_D$ i limiti di fatica ad ampiezza costante.

La verifica a vita illimitata è esclusa per tutti i dettagli le cui curve S-N non presentino limite di fatica ad ampiezza costante (per es., i connettori a piolo).

Verifica a danneggiamento

La verifica a danneggiamento si esegue mediante la formula di Palmgren-Miner, controllando che il danneggiamento D risulti:

$$D = \sum_i \frac{n_i}{N_i} \leq 1,0 \quad [4.2.57]$$

dove n_i è il numero dei cicli di ampiezza $\Delta\sigma_{i,d}$ indotti dallo spettro di carico per le verifiche a danneggiamento nel corso della vita prevista per il dettaglio e N_i è il numero di cicli di ampiezza $\Delta\sigma_{i,d}$ a rottura, ricavato dalla curva S-N caratteristica del dettaglio.

La verifica a danneggiamento può essere eseguita anche con il metodo dei coefficienti di danneggiamento equivalente λ . Per l'impiego di tale metodo si deve fare riferimento a normative di comprovata validità, di cui al capitolo 12.

Nel caso di combinazioni di tensioni normali e tangenziali, la valutazione della resistenza a fatica dovrà considerare i loro effetti congiunti adottando idonei criteri di combinazione del danno.

Nella valutazione della resistenza a fatica dovrà tenersi conto dello spessore del metallo base nel quale può innescarsi una potenziale lesione.

Le curve S-N reperibili nella letteratura consolidata sono riferite ai valori nominali delle tensioni.

Per i dettagli costruttivi dei quali non sia nota la curva di resistenza a fatica, le escursioni tensionali potranno riferirsi alle tensioni geometriche o di picco, cioè alle tensioni principali nel metallo base in prossimità della potenziale lesione, secondo le modalità e le limitazioni specifiche del metodo, nell'ambito della meccanica della frattura.

Nelle verifiche a fatica è consentito tenere conto degli effetti favorevoli di eventuali trattamenti termici o meccanici, purché adeguatamente comprovati.

4.2.4.1.5 Fragilità alle basse temperature

La temperatura minima alla quale l'acciaio per impiego strutturale può essere utilizzato senza pericolo di rottura fragile, in assenza di dati più precisi, deve essere stimata sulla base della temperatura T alla quale per detto acciaio può essere garantita la resilienza KV, richiesta secondo le norme europee applicabili.

Per quanto riguarda le caratteristiche di tenacità, nel caso di strutture non protette, si assumono come temperatura di riferimento T_{Ed} quella minima del luogo di installazione della struttura, con un periodo di ritorno di cinquant'anni T_{min} definita al §3.5.2

$$T_{Ed} = T_{min} \quad [4.2.58]$$

Nel caso di strutture protette verrà invece adottata la temperatura T_{\min} aumentata di $15\text{ }^{\circ}\text{C}$

$$T_{\text{Ed}} = T_{\min} + 15\text{ }^{\circ}\text{C} \quad [4.2.59]$$

In assenza di dati statistici locali si potrà assumere come temperatura di riferimento il valore $T_{\text{Ed}} = -25\text{ }^{\circ}\text{C}$ per strutture non protette e $T_{\text{Ed}} = -10\text{ }^{\circ}\text{C}$ per strutture protette.

Per la determinazione dei massimi spessori di utilizzo degli acciai in funzione

- della temperatura minima di servizio,
- dei livelli di sollecitazione di progetto σ_{Ed} col metodo agli stati limiti,
- del tipo e del grado dell'acciaio,

può essere utilizzato il prospetto 2.1 di UNI EN 1993-1-10:2005.

Per membrane compresse valgono le prescrizioni del prospetto 2.1 della UNI EN 1993-1-10 con $\sigma_{\text{Ed}} = 0,25 f_y$.

Tale tabella è valida per velocità di deformazione non superiori a $\epsilon_0 = 4 \times 10^{-4}/\text{s}$ e per materiali che non abbiano subito incrudimenti e/o invecchiamenti tali da alterarne le caratteristiche di tenacità.

4.2.4.1.6 Resistenza di cavi, barre e funi

La verifica di cavi, barre e funi dovrà tener conto della specificità di tali elementi sia per quanto riguarda le caratteristiche dei materiali, sia per i dettagli costruttivi e potrà essere condotta con riferimento a specifiche indicazioni contenute in normative di comprovata validità, quali UNI EN 12385, UNI EN 10059 e UNI EN 10060, adottando fattori parziali γ_M che garantiscano i livelli di sicurezza stabiliti nelle presenti norme.

4.2.4.1.7 Resistenza degli apparecchi di appoggio

Le verifiche degli apparecchi di appoggio devono essere condotte tenendo conto della specificità dei materiali impiegati e della tipologia delle apparecchiature.

Si può fare riferimento a modelli di calcolo contenuti in normative di comprovata validità, quali le norme della serie UNI EN 1337, adottando fattori parziali γ_M che garantiscano i livelli di sicurezza stabiliti nelle presenti norme.

4.2.4.2 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

4.2.4.2.1 Spostamenti verticali

Il valore totale dello spostamento ortogonale all'asse dell'elemento (Fig. 4.2.3) è definito come

$$\delta_{\text{tot}} = \delta_1 + \delta_2 \quad [4.2.60]$$

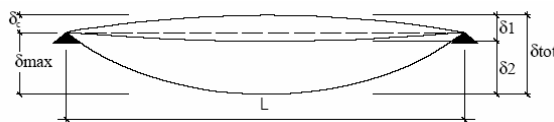


Fig. 4.2.3 - Definizione degli spostamenti verticali per le verifiche in esercizio

essendo:

δ_C la monta iniziale della trave,

δ_1 lo spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti,

δ_2 lo spostamento elastico dovuto ai carichi variabili,

δ_{max} lo spostamento nello stato finale, depurato della monta iniziale $= \delta_{\text{tot}} - \delta_C$.

Nel caso di coperture, solai e travi di edifici ordinari, i valori limite di δ_{max} e δ_2 , riferiti alle combinazioni caratteristiche delle azioni, sono espressi come funzione della luce L dell'elemento.

I valori di tali limiti sono da definirsi in funzione degli effetti sugli elementi portati, della qualità del comfort richiesto alla costruzione, delle caratteristiche degli elementi strutturali e non strutturali gravanti sull'elemento considerato, delle eventuali implicazioni di una eccessiva deformabilità sul valore dei carichi agenti.

In carenza di più precise indicazioni si possono adottare i limiti indicati nella Tab. 4.2.XII, dove L è la luce dell'elemento o, nel caso di mensole, il doppio dello sbalzo.

4.2.4.2.2 Spostamenti laterali

Negli edifici gli spostamenti laterali alla sommità delle colonne per le combinazioni caratteristiche delle azioni devono generalmente limitarsi ad una frazione dell'altezza della colonna e dell'altezza complessiva dell'edificio da valutarsi in funzione degli effetti sugli elementi portati, della qualità del comfort richiesto alla costruzione, delle eventuali implicazioni di una eccessiva deformabilità sul valore dei carichi agenti.

In assenza di più precise indicazioni si possono adottare i limiti per gli spostamenti orizzontali indicati in Tab. 4.2.XIII (Δ spostamento in sommità; δ spostamento relativo di piano – Fig. 4.2.4).

Tab. 4.2.XII - Limiti di deformabilità per gli elementi di impalcato delle costruzioni ordinarie

Elementi strutturali	Limiti superiori per gli spostamenti verticali	
	$\frac{\delta_{\max}}{L}$	$\frac{\delta_2}{L}$
Coperture in generale	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{250}$
Coperture praticabili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai in generale	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{350}$
Solai che supportano colonne	$\frac{1}{400}$	$\frac{1}{500}$
Nei casi in cui lo spostamento può compromettere l'aspetto dell'edificio	$\frac{1}{250}$	

In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.

Tab. 4.2.XIII - Limiti di deformabilità per costruzioni ordinarie soggette ad azioni orizzontali

Tipologia dell'edificio	Limiti superiori per gli spostamenti orizzontali	
	$\frac{\delta}{h}$	$\frac{\Delta}{H}$
Edifici industriali monopiano senza carroponte	$\frac{1}{150}$	/
Altri edifici monopiano	$\frac{1}{300}$	/
Edifici multipiano	$\frac{1}{300}$	$\frac{1}{500}$

In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.

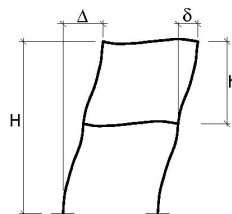


Fig. 4.2.4 - Definizione degli spostamenti orizzontali per le verifiche in esercizio

4.2.4.2.3 Stato limite di vibrazioni

Le verifiche devono essere condotte adottando le combinazioni frequenti di progetto e facendo riferimento a normative per la misura e la valutazione degli effetti indotti dalle vibrazioni quali: la UNI 9614, la UNI 9916 ed altre norme di comprovata validità.

4.2.4.2.3.1 Edifici

Nel caso di solai caricati regolarmente da persone, la frequenza naturale più bassa della struttura del solaio non deve in generale essere minore di 3 Hz.

Nel caso di solai soggetti a eccitazioni cicliche la frequenza naturale più bassa non deve in generale essere inferiore a 5 Hz.

In alternativa a tali limitazioni potrà condursi un controllo di accettabilità della percezione delle vibrazioni.

4.2.4.2.3.2 Strutture di elevata flessibilità e soggette a carichi ciclici

I controlli di accettabilità della percezione devono essere condotti seguendo metodologie e limitazioni suggerite da normative di comprovata validità.

4.2.4.2.3.3 Oscillazioni prodotte dal vento

Le strutture di elevata flessibilità, quali edifici alti e snelli, coperture molto ampie, ecc., devono essere verificate per gli effetti indotti dall'azione dinamica del vento sia per le vibrazioni parallele che per quelle perpendicolari all'azione del vento.

Le verifiche devono condursi per le vibrazioni indotte dalle raffiche e per quelle indotte dai vortici, utilizzando dati suffragati da opportuna documentazione, o tramite metodi analitici, numerici e/o sperimentali adeguatamente comprovati.

4.2.4.2.4 Stato limite di plasticizzazioni locali

Nelle strutture in acciaio è normale che la presenza di tensioni residue (dovute a processi di fabbricazione, tolleranze, particolarità di alcuni dettagli, variazioni localizzate della temperatura) produca concentrazioni di tensioni e conseguenti plasticizzazioni localizzate. Queste non influenzano la sicurezza dell'opera nei confronti degli stati limite ultimi. Inoltre i criteri di cui al § 4.2.4.1.3 tengono conto dell'influenza di questi parametri nei riguardi dell'instabilità delle membrature.

In presenza di fenomeni di fatica a basso numero di cicli ci si deve cautelare mediante specifiche verifiche.

4.2.5. VERIFICHE PER SITUAZIONI PROGETTUALI TRANSITORIE

Per le situazioni costruttive transitorie, come quelle che si hanno durante le fasi della costruzione, dovranno adottarsi tecnologie costruttive e programmi di lavoro che non possano provocare danni permanenti alla struttura o agli elementi strutturali e che comunque non possano riverberarsi sulla sicurezza dell'opera.

Le entità delle azioni ambientali da prendere in conto saranno determinate in relazione alla durata nel tempo della situazione transitoria e della tecnologia esecutiva.

4.2.6. VERIFICHE PER SITUAZIONI PROGETTUALI ECCEZIONALI

Per situazioni progettuali eccezionali, il progetto dovrà dimostrare la robustezza della costruzione mediante procedure di scenari di danno per i quali i fattori parziali γ_M dei materiali possono essere assunti pari all'unità.

4.2.7. PROGETTAZIONE INTEGRATA DA PROVE E VERIFICA MEDIANTE PROVE

La resistenza e la funzionalità di strutture ed elementi strutturali può essere misurata attraverso prove su campioni di adeguata numerosità.

I risultati delle prove eseguite su opportuni campioni devono essere trattati con i metodi dell'analisi statistica, in modo tale da ricavare parametri significativi quali media, deviazione standard e fattore di asimmetria della distribuzione, si da caratterizzare adeguatamente un modello probabilistico descrittore delle quantità indagate (variabili aleatorie).

Indicazioni più dettagliate al riguardo e metodi operativi completi per la progettazione integrata da prove possono essere reperiti nella Appendice D della UNI EN 1990:2006.

4.2.8. UNIONI

Nel presente paragrafo sono considerati sistemi di unione elementari, in quanto parti costituenti i collegamenti strutturali tra le membrature in acciaio. In particolare, sono presentati metodi per calcolare le prestazioni resistenti e le relative modalità e regole per la realizzazione dei vari tipi di unione esaminati. Le tipologie di unione analizzate sono quelle realizzate tramite bulloni, chiodi, perni e saldature.

Le sollecitazioni agenti nei collegamenti allo stato limite ultimo e allo stato limite di esercizio si devono valutare con i criteri indicati in § 4.2.2.

Le sollecitazioni così determinate possono essere distribuite, con criteri elastici oppure plastici, nei singoli elementi costituenti i collegamenti strutturali tra le membrature a condizione che:

- le azioni così ripartite fra gli elementi di unione elementari (unioni) del collegamento siano in equilibrio con quelle applicate e soddisfino la condizione di resistenza imposta per ognuno di essi;
- le deformazioni derivanti da tale distribuzione delle sollecitazioni all'interno degli elementi di unione non superino la loro capacità di deformazione.

Per il calcolo della resistenza a taglio delle viti e dei chiodi, per il rifollamento delle piastre collegate e per il precarico dei bulloni, si adottano i fattori parziali γ_M indicati in Tab. 4.2.XIV.

Tab. 4.2. XIV - Coefficienti di sicurezza per la verifica delle unioni.

Resistenza dei bulloni	$\gamma_{M2} = 1,25$
Resistenza dei chiodi	
Resistenza delle connessioni a perno	
Resistenza delle saldature a parziale penetrazione e a cordone d'angolo	
Resistenza dei piatti a contatto	
Resistenza a scorrimento: per SLU	$\gamma_{M3} = 1,25$
per SLE	$\gamma_{M3} = 1,10$
Resistenza delle connessioni a perno allo stato limite di esercizio	$\gamma_{M6,ser} = 1,0$
Precarico di bullone ad alta resistenza con serraggio controllato	$\gamma_{M7} = 1,0$
con serraggio non controllato	

4.2.8.1 UNIONI CON BULLONI, CHIODI E PERNI SOGGETTI A CARICHI STATICI

Le unioni realizzate con bulloni si distinguono in "non precaricate" e "precaricate".

Le unioni realizzate con chiodi si considerano sempre "non precaricate" e i chiodi devono essere preferibilmente impegnati a taglio.

I perni delle cerniere sono sollecitati a taglio e flessione.

4.2.8.1.1 Unioni con bulloni e chiodi

Nei collegamenti con bulloni "non precaricati" gli assiemi Vite/Dado/Rondella devono essere conformi a quanto specificato nel § 11.3.4.6.1.

Nei collegamenti con bulloni "precaricati" gli assiemi Vite/Dado/Rondella devono essere conformi a quanto specificato nel § 11.3.4.6.2.

Nelle unioni con bulloni ad alta resistenza delle classi 8.8 e 10.9, precaricati con serraggio controllato, per giunzioni ad attrito, le viti, i dadi e le rondelle devono essere forniti dal medesimo produttore. Il momento di serraggio M per tali unioni è pari a:

$$M = k \cdot d \cdot F_{p,c} = k \cdot d \cdot 0,7 \cdot A_{res} \cdot f_{tbk} \quad [4.2.61]$$

dove: d è il diametro nominale della vite, A_{res} è l'area resistente della vite e f_{tbk} è la resistenza a rottura del materiale della vite.

Il valore del fattore k è indicato sulle targhette delle confezioni (dei bulloni, oppure delle viti) per le tre classi funzionali specificate nella seguente Tabella 4.2.XV.

Tabella 4.2.XV - Classi funzionali per i bulloni

K0	Nessun requisito sul fattore k
K1	Campo di variabilità del fattore k_i del singolo elemento tra minimo e massimo dichiarati sulla confezione
K2	Valore medio k_m del fattore e suo coefficiente di variazione V_k dichiarati sulla confezione

Nel caso il momento di serraggio non sia riportato sulle targhette delle confezioni, ma compaia il solo fattore k secondo la classe funzionale, si può fare riferimento alle seguenti Tabelle 4.2.XVI e 4.2.XVII, che si riferiscono rispettivamente alle viti di classe 8.8 e 10.9.

Tabella 4.2.XVI – Coppie di serraggio per i bulloni 8.8

Viti 8.8 – Momento di serraggio M [N m]						
Vite	k=0.10	k=0.12	k=0.14	k=0.16	$F_{p,c}$ [kN]	A_{res} [mm ²]
M12	56.6	68.0	79.3	90.6	47.2	84.3
M14	90.2	108	126	144	64.4	115
M16	141	169	197	225	87.9	157
M18	194	232	271	310	108	192
M20	274	329	384	439	137	245
M22	373	448	523	597	170	303
M24	474	569	664	759	198	353
M27	694	833	972	1110	257	459
M30	942	1131	1319	1508	314	561
M36	1647	1976	2306	2635	457	817

Tabella 4.2.XVII Coppie di serraggio per bulloni 10.9

Viti 10.9 – Momento di serraggio M [N m]						
Vite	k=0.10	k=0.12	k=0.14	k=0.16	$F_{p,c}$ [kN]	A_{res} [mm ²]
M12	70.8	85.0	99.1	113	59.0	84.3
M14	113	135	158	180	80.5	115
M16	176	211	246	281	110	157
M18	242	290	339	387	134	192
M20	343	412	480	549	172	245
M22	467	560	653	747	212	303
M24	593	712	830	949	247	353
M27	868	1041	1215	1388	321	459
M30	1178	1414	1649	1885	393	561
M36	2059	2471	2882	3294	572	817

Nelle tabelle sono riportati: la dimensione della vite MXX, l'area resistente della vite A_{res} in mm^2 , la forza di precarico $F_{p,Cd}=0,7 \cdot A_{res} \cdot f_{tbk}$ in kN ed i valori del momento di serraggio M in Nm, corrispondenti a differenti valori del fattore k . Poiché il momento di serraggio è funzione lineare del fattore k , la interpolazione per righe è immediata.

E' consigliabile utilizzare, per quanto possibile, lotti di produzione di bulloni omogenei.

Nel caso di carichi dinamici e/o vibrazione è opportuno predisporre sistemi antisvitamento reperibili in norme di comprovata validità tecnica.

Nel caso di utilizzo di bulloneria con classe funzionale K1 o K2, tutti i bulloni "non precaricati" devono essere adeguatamente serrati.

Il serraggio dei bulloni deve essere eseguito in accordo alla norma UNI EN 1090-2:2011.

Nei giunti con bulloni ad alta resistenza "precaricati" la resistenza ad attrito dipende dalle modalità di preparazione delle superfici a contatto, dalle modalità di esecuzione e dal gioco foro-bullone. In via semplificativa la resistenza di progetto allo scorrimento di un bullone ad attrito si calcolerà assumendo una forza di precarico pari al 70% della resistenza ultima a trazione del bullone. Il valore della forza di "precarico" da assumere nelle unioni progettate ad attrito, per lo stato limite di servizio oppure per lo stato limite ultimo è pari quindi a

$$F_{p,Cd} = 0,7 \cdot \frac{f_{tbk} \cdot A_{res}}{\gamma_{M7}} \quad [4.2.62]$$

dove A_{res} è l'area resistente della vite del bullone

La posizione dei fori per le unioni bullonate o chiodate deve rispettare le limitazioni presentate nella Tab. 4.2.XVIII, che fa riferimento agli schemi di unione riportati nella Fig. 4.2.5.

Tab. 4.2.XVIII - Posizione dei fori per unioni bullonate e chiodate.

Distanze e interassi (Fig. 4.2.5)	Minimo	Massimo		
		Unioni esposte a fenomeni corrosivi o ambientali	Unioni non esposte a fenomeni corrosivi o ambientali	Unioni di elementi in acciaio resistente alla corrosione (UNI EN10025-5)
e_1	$1,2 d_0$	$4t+40$ mm	-	$\max(8t;12$ mm)
e_2	$1,2 d_0$	$4t+40$ mm	-	$\max(8t;125$ mm)
p_1	$2,2 d_0$	$\min(14t;200$ mm)	$\min(14t;200$ mm)	$\min(14t;175$ mm)
$p_{1,0}$	-	$\min(14t;200$ mm)	-	-
$p_{1,i}$	-	$\min(28t;400$ mm)	-	-
p_2	$2,4 d_0$	$\min(14t;200$ mm)	$\min(14t;200$ mm)	$\min(14t;175$ mm)

L'instabilità locale del piatto posto tra i bulloni/chiodi non deve essere considerata se $(p_1/t) < [9(235/f_y)^{0,5}]$: in caso contrario si assumerà una lunghezza di libera inflessione pari a $0,6 \cdot p_1$.

t è lo spessore minimo degli elementi esterni collegati.

I fori devono avere diametro uguale a quello del bullone maggiorato al massimo di 1 mm, per bulloni sino a 20 mm di diametro, e di 1,5 mm per bulloni di diametro maggiore di 20 mm. Si può derogare da tali limiti quando eventuali assestamenti sotto i carichi di servizio non comportino il superamento dei limiti di deformabilità o di servizio. Quando necessario, è possibile adottare "accoppiamenti di precisione" in cui il gioco foro-bullone non dovrà superare 0,3 mm per bulloni sino a 20 mm di diametro e 0,5 mm per bulloni di diametro superiore, o altri accorgimenti di riconosciuta validità.

Per fori asolati o maggiorati devono essere utilizzate le indicazioni riportate in UNI EN 1993-1-8.

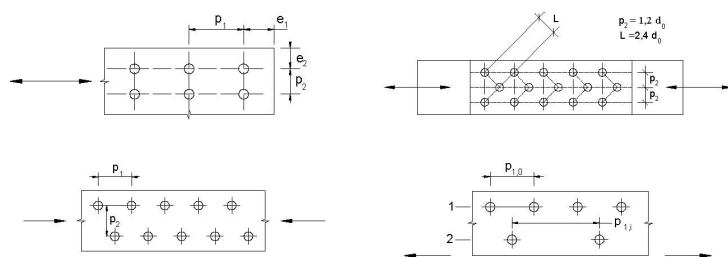


Fig. 4.2.5 - Disposizione dei fori per le realizzazioni di unioni bullonate o chiodate

Unioni con bulloni o chiodi soggette a taglio e/o a trazione

La resistenza di progetto a taglio dei bulloni e dei chiodi $F_{v,Rd}$ per ogni piano di taglio che interessa il gambo dell'elemento di connessione, può essere assunta pari a:

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{tbk} A_{res} / \gamma_{M2}, \text{ bulloni classe 4.6, 5.6 e 8.8;} \quad [4.2.63]$$

$$F_{v,Rd} = 0,5 f_{tbk} A_{res} / \gamma_{M2}, \text{ bulloni classe 6.8 e 10.9;} \quad [4.2.64]$$

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{trk} A_0 / \gamma_{M2}, \text{ per i chiodi.} \quad [4.2.65]$$

A_{res} indica l'area resistente della vite e si adotta quando il piano di taglio interessa la parte filettata della vite. Nei casi in cui il piano di taglio interessa il gambo non filettato della vite si ha

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{tbk} A / \gamma_{M2}, \text{ bulloni - tutte le classi di resistenza,} \quad [4.2.66]$$

dove A indica l'area nominale del gambo della vite e f_{tbk} invece, indica la resistenza a rottura del materiale impiegato per realizzare il bullone. Con f_{trk} è indicata la resistenza caratteristica del materiale utilizzato per i chiodi, mentre A_0 indica la sezione del foro.

La resistenza di progetto a rifollamento $F_{b,Rd}$ del piatto dell'unione, bullonata o chiodata, può essere assunta pari a

$$F_{b,Rd} = k \alpha f_{tk} d t / \gamma_{M2} \quad [4.2.67]$$

dove:

d è il diametro nominale del gambo del bullone,

t è lo spessore della piastra collegata,

f_{tk} è la resistenza caratteristica a rottura del materiale della piastra collegata,

$\alpha = \min \{ e_1 / (3 d_0) ; f_{tbk} / f_{tk} ; 1 \}$ per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato,

$\alpha = \min \{ p_1 / (3 d_0) - 0,25 ; f_{tbk} / f_{tk} ; 1 \}$ per bulloni interni nella direzione del carico applicato,

$k = \min \{ 2,8 e_2 / d_0 - 1,7 ; 2,5 \}$ per bulloni di bordo nella direzione perpendicolare al carico applicato,

$k = \min \{ 1,4 p_2 / d_0 - 1,7 ; 2,5 \}$ per bulloni interni nella direzione perpendicolare al carico applicato,

essendo e_1 , e_2 , p_1 e p_2 indicati in Fig. 4.2.5 e d_0 il diametro nominale del foro di alloggiamento del bullone.

La resistenza di progetto a trazione degli elementi di connessione $F_{t,Rd}$ può essere assunta pari a:

$$F_{t,Rd} = 0,9 f_{tbk} A_{res} / \gamma_{M2}, \text{ per i bulloni;} \quad [4.2.68]$$

$$F_{t,Rd} = 0,6 f_{trk} A_{res} / \gamma_{M2}, \text{ per i chiodi.} \quad [4.2.69]$$

Inoltre, nelle unioni bullonate soggette a trazione è necessario verificare la piastra a punzonamento; ciò non è richiesto per le unioni chiodate. La resistenza di progetto a punzonamento del piatto collegato è pari a

$$B_{p,Rd} = 0,6 \pi d_m t_p f_{tk} / \gamma_{M2} \quad [4.2.70]$$

dove d_m è il minimo tra il diametro del dado e il diametro medio della testa del bullone; t_p è lo spessore del piatto e f_{tk} è la tensione di rottura dell'acciaio del piatto.

La resistenza di progetto complessiva della singola unione a taglio è perciò data da $\min (F_{v,Rd}; F_{b,Rd})$, mentre la resistenza di progetto della singola unione a trazione è ottenuta come $\min (B_{p,Rd}; F_{t,Rd})$.

Nel caso di presenza combinata di trazione e taglio si può adottare la formula di interazione lineare:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 F_{t,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.71]$$

con la limitazione $\frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} \leq 1$, dove con $F_{v,Ed}$ ed $F_{t,Ed}$ si sono indicate rispettivamente le sollecitazioni di taglio e di trazione agenti sull'unione; per brevità, le resistenze a taglio ed a trazione dell'unione sono state indicate con $F_{v,Rd}$ ed $F_{t,Rd}$.

Unioni a taglio per attrito con bulloni ad alta resistenza

La resistenza di progetto allo scorrimento $F_{s,Rd}$ di un bullone di classe 8.8 o 10.9 precaricato può essere assunta pari a:

$$F_{s,Rd} = n \mu F_{p,Cd} / \gamma_{M3} \quad [4.2.72]$$

dove:

n è il numero delle superfici di attrito,

μ è il coefficiente di attrito,

$F_{p,Cd}$ è la forza di precarico del bullone data dalla espressione [4.2.62] che, in caso di serraggio controllato, può essere assunta pari a $0,7 f_{tbk} A_{res}$ invece che pari a $0,7 f_{tbk} A_{res} / \gamma_{M7}$.

Il coefficiente di attrito tra le piastre μ a contatto nelle unioni "precaricate" è in genere assunto pari a:

- $\mu = 0,5$ – superfici sabbiate meccanicamente o a graniglia, esenti da incrostazioni di ruggine e da vaiolature;
- $\mu = 0,4$ – superfici sabbiate meccanicamente o a graniglia, e verniciate a spruzzo con prodotti a base di alluminio o di zinco.
- superfici sabbiate meccanicamente o a graniglia, e verniciate con silicato di zinco alcalino applicando uno spessore dello strato di 50-80 μm ;
- $\mu = 0,3$ – superfici pulite mediante spazzolatura o alla fiamma, esenti da incrostazioni di ruggine;
- $\mu = 0,2$ – superfici non trattate.

Nel caso un collegamento ad attrito con bulloni ad alta resistenza precaricati sia soggetto a trazione $F_{t,Ed}$ (allo stato limite ultimo) la resistenza di progetto allo scorrimento $F_{s,Rd}$ si riduce rispetto al valore sopra indicato e può essere assunta pari a:

$$F_{s,Rd} = n \mu (F_{p,Cd} - 0,8 F_{t,Ed}) / \gamma_{M3} \quad [4.2.73]$$

Nel caso di verifica allo scorrimento nello stato limite di esercizio, in modo analogo si può assumere:

$$F_{s,Rd,eser} = n \mu (F_{p,Cd} - 0,8 F_{t,Ed,eser}) / \gamma_{M3} \quad [4.2.74]$$

dove $F_{t,Ed,eser}$ è la sollecitazione di progetto ottenuta dalla combinazione dei carichi per le verifiche in esercizio.

4.2.8.1.2 Collegamenti con perni

La resistenza di progetto a taglio del perno è pari a

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{upk} A / \gamma_{M2} \quad [4.2.75]$$

dove A è l'area della sezione del perno ed f_{upk} è la tensione a rottura del perno.

La resistenza di progetto a rifollamento dell'elemento in acciaio connesso dal perno è pari a

$$F_{b,Rd} = 1,5 t d f_y / \gamma_{M0} \quad [4.2.76]$$

dove t è lo spessore dell'elemento, d il diametro del perno, f_y è la minore tra la tensione di snervamento del perno (f_{ypk}) e quella delle piastre (f_{yk}).

Nella concezione delle connessioni con perni si deve aver cura di contenere le azioni flettenti. La resistenza a flessione del perno è data da

$$M_{Rd} = 1,5 W_{el} f_{ypk} / \gamma_{M0} \quad [4.2.77]$$

dove W_{el} è il modulo (resistente) elastico della sezione del perno.

Qualora si preveda la sostituzione del perno durante la vita della costruzione, bisogna limitare le sollecitazioni di flessione e taglio sul perno e di compressione sul contorno dei fori. Per cui la forza di taglio ed il momento agenti sul perno in esercizio, $F_{b,Ed,ser}$ e $M_{Ed,ser}$ devono essere limitate secondo le seguenti formule:

$$F_{b,Rd,ser} = 0,6 t d f_y / \gamma_{M6,ser} > F_{b,Ed,ser} \quad [4.2.78]$$

$$M_{Rd,ser} = 0,8 W_{el} f_{ypk} / \gamma_{M6,ser} > M_{Ed,ser} \quad [4.2.79]$$

Inoltre, affinché il perno possa essere sostituito, è necessario limitare le tensioni di contatto, $\sigma_{h,Ed}$, al valore limite, $f_{h,Ed} = 2,5 f_y / \gamma_{M6,ser}$. Le tensioni di contatto possono essere valutate con la formula seguente

$$\sigma_{h,Ed} = 0,591 \sqrt{\frac{E \cdot F_{Ed,ser} \cdot (d_0 - d)}{d^2 \cdot t}} \quad [4.2.80]$$

dove con d_0 si è indicato il diametro del foro di alloggiamento del perno, mentre $F_{Ed,ser}$ è la forza di taglio che il perno trasferisce a servizio ed E è il modulo elastico dell'acciaio.

4.2.8.2 UNIONI SALDATE

Nel presente paragrafo sono considerate unioni saldate a piena penetrazione, a parziale penetrazione, ed unioni realizzate con cordoni d'angolo. Per i requisiti riguardanti i procedimenti di saldatura, i materiali d'apporto e i controlli idonei e necessari per la realizzazione di saldature dotate di prestazioni meccaniche adeguate ai livelli di sicurezza richiesti dalla presente norma, si faccia riferimento al § 11.3.4.5.

4.2.8.2.1 Unioni con saldature a piena penetrazione

I collegamenti testa a testa, a T e a croce a piena penetrazione sono generalmente realizzati con materiali d'apporto aventi resistenza uguale o maggiore a quella degli elementi collegati. Pertanto la resistenza di progetto dei collegamenti a piena penetrazione

ne si assume eguale alla resistenza di progetto del più debole tra gli elementi connessi. Una saldatura a piena penetrazione è caratterizzata dalla piena fusione del metallo di base attraverso tutto lo spessore dell'elemento da unire con il materiale di apporto.

4.2.8.2.2 Unioni con saldature a parziale penetrazione

I collegamenti testa a testa, a T e a croce a parziale penetrazione vengono verificati con gli stessi criteri dei cordoni d'angolo (di cui al successivo § 4.2.8.2.4.).

L'altezza di gola dei cordoni d'angolo da utilizzare nelle verifiche è quella teorica, corrispondente alla preparazione adottata e specificata nei disegni di progetto, senza tenere conto della penetrazione e del sovrametallo di saldatura, in conformità con la norme UNI EN ISO 9692, parti 1, 2, 3 e 4.

4.2.8.2.3 Unioni con saldature a cordoni d'angolo

La resistenza di progetto, per unità di lunghezza, dei cordoni d'angolo si determina con riferimento all'altezza di gola "a", cioè all'altezza "a" del triangolo iscritto nella sezione trasversale del cordone stesso (Fig. 4.2.6).

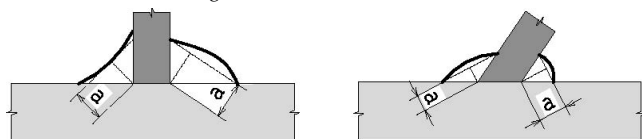


Fig. 4.2.6 - Definizione dell'area di gola per le saldature a cordone d'angolo

La lunghezza di calcolo L è quella intera del cordone, purché questo non abbia estremità palesemente mancanti o difettose.

Eventuali tensioni $\sigma_{//}$ definite al paragrafo successivo agenti nella sezione trasversale del cordone, inteso come parte della sezione resistente della membratura, non devono essere prese in considerazione ai fini della verifica del cordone stesso.

Per il calcolo della resistenza delle saldature con cordoni d'angolo, qualora si faccia riferimento ai modelli di calcolo presentati nel paragrafo seguente, si adottano i fattori parziali γ_M indicati in Tab. 4.2.XIV. È possibile utilizzare modelli contenuti in normative di comprovata validità, adottando fattori parziali γ_M che garantiscano i livelli di sicurezza stabiliti nelle presenti norme.

Ai fini della durabilità delle costruzioni, le saldature correnti a cordoni intermittenti, realizzati in modo non continuo lungo i lembi delle parti da unire, non sono ammesse in strutture non sicuramente protette contro la corrosione.

Per le verifiche occorre riferirsi alternativamente alla sezione di gola nella effettiva posizione o in posizione ribaltata, come indicato nel paragrafo successivo.

4.2.8.2.4 Resistenza delle saldature a cordoni d'angolo

Allo stato limite ultimo le azioni di progetto sui cordoni d'angolo si distribuiscono uniformemente sulla sezione di gola (definita al § 4.2.8.2.3).

Nel seguito si indicano con σ_{\perp} la tensione normale e con τ_{\perp} la tensione tangenziale perpendicolari all'asse del cordone d'angolo, agenti nella sezione di gola nella sua posizione effettiva, e con $\sigma_{//}$ la tensione normale e con $\tau_{//}$ la tensione tangenziale parallele all'asse del cordone d'angolo. La tensione normale $\sigma_{//}$ non influenza la resistenza del cordone.

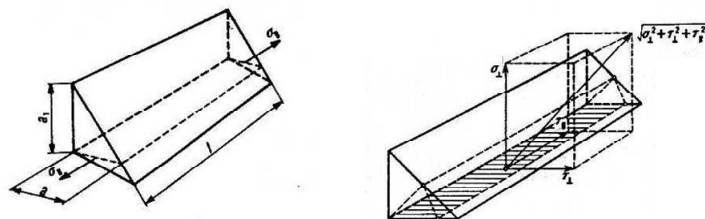


Figura 4.2.7

Considerando la sezione di gola nella sua effettiva posizione, si può assumere la seguente condizione di resistenza

$$\left[\sigma_{\perp}^2 + 3 (\tau_{\perp}^2 + \tau_{//}^2) \right]^{0,5} \leq f_{tk} / (\beta \gamma_{M2}) \quad [4.2.81]$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0,9 f_{tk} / \gamma_{M2}$$

dove:

f_{tk} è la resistenza caratteristica a trazione ultima nominale della più debole delle parti collegate; $\beta = 0,80$ per acciaio S235; $0,85$ per acciaio S275; $0,90$ per acciaio S355; $1,00$ per acciaio S420 e S460.

In alternativa, detta a l'altezza di gola, si può adottare cautelativamente il criterio semplificato

$$F_{w,Ed} / F_{w,Rd} \leq 1 \quad [4.2.82]$$

dove $F_{w,Ed}$ è la forza di progetto che sollecita il cordone d'angolo per unità di lunghezza e $F_{w,Rd}$ è la resistenza di progetto del cordone d'angolo per unità di lunghezza

$$F_{w,Rd} = a f_{tk} / (\sqrt{3} \beta \gamma_{M2}) \quad [4.2.83]$$

Considerando la sezione di gola in posizione ribaltata, si indicano con n_{\perp} e con t_{\perp} la tensione normale e la tensione tangenziale perpendicolari all'asse del cordone.

La verifica dei cordoni d'angolo si effettua controllando che siano soddisfatte simultaneamente le due condizioni

$$\sqrt{n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2} \leq \beta_1 \cdot f_{yk} \quad [4.2.84]$$

$$|n_{\perp}| + |t_{\perp}| \leq \beta_2 \cdot f_{yk} \quad [4.2.85]$$

dove f_{yk} è la tensione di snervamento caratteristica ed i coefficienti β_1 e β_2 sono dati, in funzione del grado di acciaio, in Tab. 4.2.XIX.

Tab. 4.2.XIX - Valori dei coefficienti β_1 e β_2

	S235	S275 - S355	S420 - S460
β_1	0,85	0,70	0,62
β_2	1,0	0,85	0,75

4.2.8.3 UNIONI SOGGETTE A CARICHI DA FATICA

La resistenza a fatica relativa ai vari dettagli dei collegamenti bullonati e saldati, con le relative curve S-N, può essere reperita in UNI EN 1993-1-9.

In ogni caso si adottano i coefficienti parziali indicati in Tab. 4.2.XI. In alternativa si possono utilizzare modelli contenuti in normative di comprovata validità, adottando fattori parziali γ_M che garantiscano i livelli di sicurezza stabiliti nelle presenti norme.

4.2.8.4 UNIONI SOGGETTE A VIBRAZIONI, URTI E/O INVERSIONI DI CARICO

Nei collegamenti soggetti a taglio e dinamicamente sollecitati, a causa di vibrazioni indotte da macchinari oppure a causa di improvvise variazioni delle sollecitazioni dovute a urti o altre azioni dinamiche, devono adottarsi apposite soluzioni tecniche che impediscano efficacemente lo scorrimento.

A tal proposito si consiglia l'utilizzo di giunzioni saldate, oppure, nel caso di unioni bullonate, l'utilizzo di dispositivi anti-svitamento, bulloni precaricati, bulloni in fori calibrati o altri tipi di bulloni idonei a limitare o eliminare lo scorrimento.

4.2.9. REQUISITI PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE

L'esecuzione delle strutture in acciaio deve essere conforme alla UNI EN 1090-2:2011, per quanto non in contrasto con le presenti norme.

4.2.9.1 SPESSORI LIMITE

È vietato l'uso di profilati con spessore $t < 4$ mm.

Una deroga a tale norma, fino ad uno spessore $t = 3$ mm, è consentita per opere sicuramente protette contro la corrosione, quali per esempio tubi chiusi alle estremità e profili zincati, od opere non esposte agli agenti atmosferici.

Le limitazioni di cui sopra non riguardano elementi e profili sagomati a freddo.

4.2.9.2 ACCIAIO INCRUDITO

Deve essere giustificato mediante specifica valutazione l'impiego di acciaio incrudito in ogni caso in cui si preveda la plasticizzazione del materiale (analisi plastica, azioni sismiche o eccezionali, ecc.) o prevalgano i fenomeni di fatica.

4.2.9.3 GIUNTI DI TIPO MISTO

In uno stesso giunto è vietato l'impiego di differenti metodi di collegamento di forza (ad esempio saldatura e bullonatura), a meno che uno solo di essi sia in grado di sopportare l'intero sforzo, oppure sia dimostrato, per via sperimentale o teorica, che la disposizione costruttiva è esente dal pericolo di collasso prematuro a catena.

4.2.9.4 PROBLEMATICHE SPECIFICHE

Per tutto quanto non trattato nelle presenti norme, in relazione a:

- Preparazione del materiale
- Tolleranze degli elementi strutturali di fabbricazione e di montaggio
- Impiego dei ferri piatti
- Variazioni di sezione

- Intersezioni
- Collegamenti a taglio con bulloni normali e chiodi
- Tolleranze foro-bullone. Interassi dei bulloni e dei chiodi. Distanze dai margini
- Collegamenti ad attrito con bulloni ad alta resistenza
- Collegamenti saldati
- Collegamenti per contatto

si può far riferimento a normative di comprovata validità.

4.2.9.5 APPARECCHI DI APPOGGIO

La concezione strutturale deve prevedere facilità di sostituzione degli apparecchi di appoggio, nel caso in cui questi abbiano vita nominale più breve di quella della costruzione alla quale sono connessi.

4.2.9.6 VERNICIATURA E ZINCATURA

Gli elementi delle strutture in acciaio, a meno che siano di comprovata resistenza alla corrosione, devono essere adeguatamente protetti mediante verniciatura o zincatura, tenendo conto del tipo di acciaio, della sua posizione nella struttura e dell'ambiente nel quale è collocato. Devono essere particolarmente protetti i collegamenti bullonati (precaricati e non precaricati), in modo da impedire qualsiasi infiltrazione all'interno del collegamento.

Anche per gli acciai con resistenza alla corrosione migliorata (per i quali può farsi utile riferimento alla norma UNI EN 10025-5) devono prevedersi, ove necessario, protezioni mediante verniciatura.

Nel caso di parti inaccessibili, o profili a sezione chiusa non ermeticamente chiusi alle estremità, dovranno prevedersi adeguati sovrassessori.

Gli elementi destinati ad essere incorporati in getti di calcestruzzo non devono essere verniciati: possono essere invece zincati a caldo.

4.2.10. CRITERI DI DURABILITÀ

La durabilità deve assicurare il mantenimento nel tempo della geometria e delle caratteristiche dei materiali della struttura, affinché questa conservi inalterate funzionalità, aspetto estetico e resistenza.

Al fine di garantire tale persistenza in fase di progetto devono essere presi in esame i dettagli costruttivi, la eventuale necessità di adottare sovrassessori, le misure protettive e deve essere definito un piano di manutenzione (ispezioni, operazioni manutentive e programma di attuazione delle stesse).

4.2.11. RESISTENZA AL FUOCO

Le verifiche di resistenza al fuoco potranno eseguirsi con riferimento a UNI EN 1993-1-2, utilizzando i coefficienti γ_M (§ 4.2.6) relativi alle combinazioni eccezionali.

4.3. COSTRUZIONI COMPOSTE DI ACCIAIO - CALCESTRUZZO

Le strutture composte sono costituite da parti realizzate in acciaio per carpenteria e da parti realizzate in calcestruzzo armato (normale o precompresso) rese collaboranti fra loro con un sistema di connessione appropriatamente dimensionato.

Le presenti norme definiscono i principi e le regole generali per soddisfare i requisiti di sicurezza delle costruzioni con strutture composte in acciaio e calcestruzzo.

Per tutto quanto non espressamente indicato nel presente capitolo, per la progettazione strutturale, l'esecuzione, i controlli e la manutenzione deve farsi riferimento ai precedenti §§ 4.1 e 4.2 relativi alle costruzioni di calcestruzzo armato ed alle costruzioni di acciaio, rispettivamente.

4.3.1. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

La valutazione della sicurezza è condotta secondo i principi fondamentali illustrati nel Capitolo 2.

I requisiti richiesti di resistenza, funzionalità, durabilità e robustezza si garantiscono verificando il rispetto degli stati limite ultimi e degli stati limite di esercizio della struttura, dei componenti strutturali e dei collegamenti descritti nella presente norma.

In aggiunta a quanto indicato in §§ 4.1 e 4.2 dovranno essere considerati gli ulteriori stati limite di seguito indicati.

4.3.1.1 STATI LIMITE ULTIMI

Stato limite di resistenza della connessione acciaio-calcestruzzo, al fine di evitare la crisi del collegamento tra elementi in acciaio ed elementi in calcestruzzo con la conseguente perdita del funzionamento composto della sezione.

4.3.1.2 STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Stato limite di esercizio della connessione acciaio-calcestruzzo, al fine di evitare eccessivi scorrimenti fra l'elemento in acciaio e l'elemento in calcestruzzo durante l'esercizio della costruzione.

4.3.1.3 FASI COSTRUTTIVE

Le fasi costruttive, quando rilevanti, devono essere considerate nella progettazione, nell'analisi e nella verifica delle strutture composte.

4.3.2. ANALISI STRUTTURALE

Il metodo di analisi deve essere coerente con le ipotesi di progetto.

L'analisi deve essere basata su modelli strutturali di calcolo appropriati, a seconda dello stato limite considerato.

4.3.2.1 CLASSIFICAZIONE DELLE SEZIONI

La classificazione delle sezioni composte è eseguita secondo lo schema introdotto per le sezioni in acciaio in § 4.2.3. Nel calcolo si possono adottare distribuzioni di tensioni plastiche o elastiche per le classi 1 e 2, mentre per le classi 3 e 4 si debbono utilizzare distribuzioni di tensioni elastiche.

In particolare, per le sezioni di classe 1 e 2, l'armatura di trazione A_s in soletta, posta all'interno della larghezza collaborante ed utilizzata per il calcolo del momento plastico, deve essere realizzata con acciaio B450C e rispettare la condizione:

$$A_s \geq \rho_s \cdot A_c \quad [4.3.1.a]$$

$$\rho_s = \delta \frac{f_{yk}}{235} \frac{f_{ctm}}{f_{sk}} \sqrt{\frac{1}{1 + h_c / (2z_0)}} + 0,3 \leq \delta \frac{f_{yk}}{235} \frac{f_{ctm}}{f_{sk}} \quad [4.3.1.b]$$

dove A_c è l'area collaborante della soletta di calcestruzzo, f_{ctm} è la resistenza media a trazione del calcestruzzo, f_{yk} e f_{sk} sono la resistenza caratteristica a snervamento dell'acciaio da carpenteria e di quello d'armatura rispettivamente, h_c è lo spessore della soletta di calcestruzzo, z_0 è la distanza tra il baricentro della soletta di calcestruzzo non fessurata e il baricentro della sezione composta non fessurata, δ è pari ad 1 per le sezioni in classe 2 e a 1,1 per le sezioni in classe 1.

4.3.2.2 METODI DI ANALISI GLOBALE

Gli effetti delle azioni possono essere valutati mediante l'analisi globale elastica anche quando si consideri la resistenza plastica, o comunque in campo non-lineare delle sezioni trasversali.

L'analisi lineare elastica può essere utilizzata per le verifiche agli stati limite di esercizio, introducendo opportune correzioni per tenere conto degli effetti non-lineari quali la fessurazione del calcestruzzo, e per le verifiche dello stato limite di fatica.

Gli effetti del trascinato da taglio e dell'instabilità locale devono essere tenuti in debito conto quando questi influenzino significativamente l'analisi.

4.3.2.2.1 Analisi lineare elastica

In questo tipo di analisi si devono anche considerare, se rilevanti, la viscosità, la fessurazione, gli effetti della temperatura, il ritiro e le fasi costruttive.

Per costruzioni poco sensibili ai fenomeni del secondo ordine e quindi non suscettibili di problemi di stabilità globale, è possibile tenere in conto la viscosità nelle travi di impalcato sostituendo l'area delle porzioni in calcestruzzo, A_c , con aree equivalenti ridotte in ragione del coefficiente di omogeneizzazione n , cioè del rapporto tra i moduli elastici dei materiali, calcolato per breve e lungo termine. Quando le tensioni di lunga durata non siano preponderanti si può adottare un unico coefficiente di omogeneizzazione assumendo un modulo elastico del calcestruzzo pari alla metà del modulo elastico istantaneo, sia per le analisi a breve termine che per quelle a lungo termine. Per tenere in conto la fessurazione delle travi composte è possibile utilizzare due metodi.

Il primo consiste nell'effettuare una prima "analisi non fessurata" in cui l'inerzia omogeneizzata di tutte le travi è pari a quella della sezione interamente reagente, EJ_1 . Individuate, alla conclusione dell'analisi, le sezioni soggette a momento flettente negativo, nelle quali si hanno fenomeni di fessurazione, si esegue una seconda "analisi fessurata". In tale analisi la rigidezza EJ_1 è assegnata alle porzioni di trave soggette a momento flettente positivo, mentre la rigidezza fessurata ottenuta trascurando il calcestruzzo teso, EJ_2 , è assegnata alle porzioni di trave soggette a momento flettente negativo. La nuova distribuzione delle rigidezze e delle sollecitazioni interne è utilizzata per le verifiche agli stati limite di servizio ed ultimo.

Il secondo metodo, applicabile alle travi continue in telai controventati in cui le luci delle campate non differiscono tra loro di più del 60%, considera una estensione della zona fessurata all'estremità di ogni campata, caratterizzata da rigidezza EJ_2 , pari al 15% della luce della campata; la rigidezza EJ_1 è assegnata a tutte le altre zone.

La rigidezza delle colonne deve essere assunta pari al valore indicato in § 4.3.5.2 della presente norma.

Gli effetti della temperatura devono essere considerati nel calcolo quando influenti. Tali effetti possono solitamente essere trascurati nella verifica allo stato limite ultimo, quando gli elementi strutturali siano in classe 1 o 2 e quando non vi siano pericoli di instabilità flessione-torsionale.

Il momento flettente ottenuto dall'analisi elastica può essere redistribuito in modo da soddisfare ancora l'equilibrio tenendo in conto gli effetti del comportamento non-lineare dei materiali e tutti i fenomeni di instabilità.

Per le verifiche allo stato limite ultimo, ad eccezione delle verifiche a fatica, il momento elastico può essere redistribuito quando la trave composta è continua o parte di un telaio controventato, è di altezza costante, non vi è pericolo di fenomeni di instabilità.

Nel caso di travi composte parzialmente rivestite di calcestruzzo, occorre anche verificare che la capacità rotazionale sia sufficiente per effettuare la redistribuzione, trascurando il contributo del calcestruzzo a compressione nel calcolo del momento resistente ridotto nella situazione redistribuita.

La riduzione del massimo momento negativo non deve eccedere le percentuali indicate nella Tab. 4.3.I.

Tab. 4.3.I - Limiti della redistribuzione del momento negativo sugli appoggi

Classe della sezione	1	2	3	4
"Analisi non-fessurata"	40	30	20	10
"Analisi fessurata"	25	15	10	0

Se si utilizzano profili di acciaio strutturale di grado S355 o superiore la redistribuzione può essere fatta solo con sezioni di classe 1 e classe 2, e non deve superare il 30% per le "analisi non fessurate" ed il 15% per le "analisi fessurate".

4.3.2.2 Analisi plastica

L'analisi plastica può essere utilizzata per eseguire le verifiche allo stato limite ultimo quando:

- tutti gli elementi sono in acciaio o composti acciaio-calcestruzzo;
- i materiali soddisfano i requisiti indicati in § 4.3.3.1;
- le sezioni sono di classe 1;
- i collegamenti tra le membrature sono a completo ripristino di resistenza plastica e sono dotati di adeguata capacità di rotazione o di adeguata sovrarresistenza.

Inoltre, nelle zone in cui è supposto lo sviluppo delle deformazioni plastiche (cerniere plastiche), è necessario che:

- i profili in acciaio siano simmetrici rispetto al piano dell'anima;
- la piattabanda compressa sia opportunamente vincolata;
- la capacità rotazionale della cerniera plastica sia sufficiente.

4.3.2.3 Analisi non lineare

L'analisi non lineare deve essere eseguita secondo le indicazioni in § 4.2.3.3.

I materiali devono essere modellati considerando tutte le loro non-linearità e deve essere tenuto in conto il comportamento della connessione a taglio tra gli elementi delle travi composte.

L'influenza delle deformazioni sulle sollecitazioni interne deve essere tenuta in conto quando rilevante.

4.3.2.3 LARGHEZZE EFFICACI

La distribuzione delle tensioni normali negli elementi composti deve essere determinata mediante un modello che tenga conto della diffusione degli sforzi nelle ali della trave metallica e nella soletta in calcestruzzo.

La larghezza efficace, b_{eff} , di una soletta in calcestruzzo può essere determinata mediante l'espressione:

$$b_{eff} = b_0 + b_{e1} + b_{e2} \quad [4.3.2]$$

dove b_0 è la distanza tra gli assi dei connettori e $b_{ei} = \min(L_e/8, b_i)$ è il valore della larghezza collaborante da ciascun lato della sezione composta (vedi fig. 4.3.1).

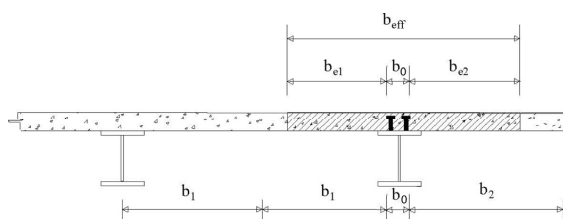


Fig. 4.3.1. - Definizione della larghezza efficace b_{eff} e delle aliquote b_{ei}

L_e indica approssimativamente la distanza tra due punti di nullo del diagramma dei momenti. Nel caso di travi continue con flessione determinata prevalentemente da carichi distribuiti uniformi si possono utilizzare le indicazioni di Fig.4.3.2

Per gli appoggi di estremità la formula diviene:

$$b_{\text{eff}} = b_0 + \beta_1 b_{e-1} + \beta_2 b_{e-2} \quad [4.3.3]$$

dove $\beta_i = \left(0,55 + 0,025 \cdot \frac{L_e}{b_{\text{eff},i}} \right) \leq 1,0$

essendo L_e e $b_{\text{eff},i}$ relativi alla campata di estremità.

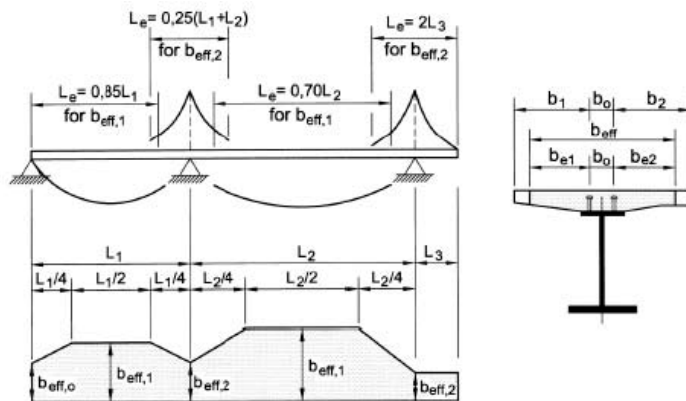


Fig. 4.3.2 - Larghezza efficace, b_{eff} , e luci equivalenti, L_e , per le travi continue

4.3.2.4 EFFETTI DELLE DEFORMAZIONI

In generale, è possibile effettuare:

- l'analisi del primo ordine, imponendo l'equilibrio sulla configurazione iniziale della struttura;
- l'analisi del secondo ordine, imponendo l'equilibrio sulla configurazione deformata della struttura.

Gli effetti della geometria deformata (effetti del secondo ordine) devono essere considerati se essi amplificano significativamente gli effetti delle azioni o modificano significativamente il comportamento strutturale. L'analisi del primo ordine può essere utilizzata quando l'incremento delle sollecitazioni dovuto agli effetti del secondo ordine è inferiore al 10%. Tale condizione è ritenuta soddisfatta se:

$$\alpha_{cr} \geq 10 \quad [4.3.4]$$

dove α_{cr} è il fattore amplificativo dei carichi di progetto necessario per causare fenomeni di perdita della stabilità dell'equilibrio elastico.

Per i telai il valore di α_{cr} può essere calcolato utilizzando l'espressione valida per le costruzioni in acciaio di cui al punto § 4.2.3.4.

4.3.2.5 EFFETTI DELLE IMPERFEZIONI

Nell'analisi strutturale si deve tenere conto, per quanto possibile, degli effetti delle imperfezioni.

A tal fine possono adottarsi adeguate imperfezioni geometriche equivalenti, a meno che tali effetti non siano inclusi implicitamente nel calcolo della resistenza degli elementi strutturali.

Si devono considerare nel calcolo:

- le imperfezioni globali per i telai o per i sistemi di controvento;
- le imperfezioni locali per i singoli elementi strutturali.

Nell'ambito dell'analisi globale della struttura, le imperfezioni degli elementi composti soggetti a compressione possono essere trascurate durante l'esecuzione dell'analisi del primo ordine. Le imperfezioni degli elementi strutturali possono essere trascurate anche nelle analisi al secondo ordine se:

$$\bar{\lambda} \leq 0,5 \cdot \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{Ed}}} \quad [4.3.5]$$

dove $\bar{\lambda}$ è la snellezza normalizzata dell'elemento, calcolata in § 4.3.5.2, $N_{pl,Rk}$ è la resistenza a compressione caratteristica dell'elemento, ottenuta considerando tutte le resistenze dei materiali senza coefficienti parziali di sicurezza e N_{Ed} è lo sforzo assiale di progetto.

Gli effetti delle imperfezioni globali devono essere tenuti in conto secondo quanto prescritto per le strutture in acciaio al punto § 4.2.3.5 della presente norma.

Le imperfezioni, rappresentate da una curvatura iniziale delle colonne composte e delle membrature composte in genere, sono già considerate nelle curve della Tab. 4.3.III. Per le travi di impalcato le imperfezioni sono riportate nella formula di verifica nei riguardi dell'instabilità flessione-torsionale.

Per gli elementi in acciaio le imperfezioni sono già considerate nelle formule di verifica per l'instabilità riportate in § 4.2.4.1.3 della presente norma.

4.3.3. RESISTENZE DI PROGETTO

La resistenza di progetto dei materiali f_d è definita mediante l'espressione:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M} \quad [4.3.6]$$

dove f_k è la resistenza caratteristica del materiale.

In particolare, nelle verifiche agli stati limite ultimi si assume γ_M pari a :

γ_C (calcestruzzo) = 1,5 ;

γ_A (acciaio da carpenteria) = 1,05 ;

γ_S (acciaio da armatura) = 1,15 ;

γ_V (connessioni) = 1,25 .

Nelle verifiche agli stati limite di esercizio si assume $\gamma_M = 1$.

Nelle verifiche in situazioni di progetto eccezionali si assume $\gamma_M = 1$.

Si assumono per i differenti materiali (acciaio da carpenteria, lamiera grecata, acciaio da armatura, calcestruzzo, ecc.) le resistenze caratteristiche f_k definite nel Capitolo 11 delle presenti norme. Nella presente sezione si indicano con f_{yk} , f_{sk} , f_{pk} e f_{ck} , rispettivamente, le resistenze caratteristiche dell'acciaio strutturale, delle barre d'armatura, della lamiera grecata e del calcestruzzo.

4.3.3.1 MATERIALI

4.3.3.1.1 Acciaio

Per le caratteristiche degli acciai (strutturali, da lamiera grecata e da armatura) utilizzati nelle strutture composte di acciaio e calcestruzzo si deve fare riferimento al § 11.3 delle presenti norme.

Le prescrizioni generali relative alle saldature, di cui al § 11.3 delle presenti norme, si applicano integralmente.

Per le procedure di saldatura dei connettori ed il relativo controllo si può fare riferimento a normative consolidate.

Nel caso si utilizzino connettori a piolo, l'acciaio deve rispettare le prescrizioni di cui al § 11.3.4.7.

4.3.3.1.2 Calcestruzzo

Le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo devono risultare da prove eseguite in conformità alle indicazioni delle presenti norme sulle strutture di calcestruzzo armato ordinario o precompresso.

Nei calcoli statici non può essere considerata né una classe di resistenza del calcestruzzo inferiore a C20/25 né una classe di resistenza superiore a C60/75; per i calcestruzzi con aggregati leggeri, la cui densità non può essere inferiore a 1800 kg/m³, le classi limite sono LC20/22 e LC55/60.

Per classi di resistenza del calcestruzzo superiori a C45/55 e LC 40/44 si richiede che prima dell'inizio dei lavori venga eseguito uno studio adeguato e che la produzione segua specifiche procedure per il controllo qualità.

Qualora si preveda l'utilizzo di calcestruzzi con aggregati leggeri, si deve considerare che i valori sia del modulo di elasticità sia dei coefficienti di viscosità, ritiro e dilatazione termica dipendono dalle proprietà degli aggregati utilizzati; pertanto i valori da utilizzare sono scelti in base alle proprietà del materiale specifico.

Nel caso si utilizzino elementi prefabbricati, si rinvia alle indicazioni specifiche delle presenti norme.

4.3.4. TRAVI CON SOLETTA COLLABORANTE

4.3.4.1 TIPOLOGIA DELLE SEZIONI

Le sezioni resistenti in acciaio delle travi composte, Fig. 4.3.3, si classificano secondo i criteri di cui in § 4.2.3.1.

Qualora la trave di acciaio sia rivestita dal calcestruzzo, le anime possono essere trattate come vincolate trasversalmente ai fini della classificazione della sezione purché il calcestruzzo sia armato, collegato meccanicamente alla sezione di acciaio e in grado di prevenire l'instabilità dell'anima e di ogni parte della piattabanda compressa nella direzione dell'anima.

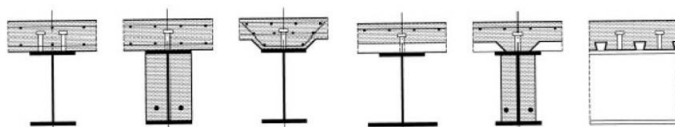


Fig. 4.3.3 - Tipologie di sezione composte per travi

4.3.4.2 RESISTENZA DELLE SEZIONI

Il presente paragrafo tratta sezioni composte realizzate con profili e soletta collaborante. Metodi e criteri di calcolo per la determinazione delle caratteristiche resistenti di sezione di travi composte rivestite possono essere trovati nel § 6.3 della UNI EN1994-1-1.

4.3.4.2.1 Resistenza a flessione

Il momento resistente della sezione composta può essere ricavato utilizzando differenti metodi analogamente a quanto indicato per le costruzioni in acciaio.

La larghezza di soletta collaborante da utilizzare per le verifiche di resistenza delle sezioni può essere determinata secondo le indicazioni del punto 4.3.2.3

La lamiera grecata utilizzata per la realizzazione dei solai collaboranti e disposta con le greche parallelamente all'asse del profilo in acciaio non deve essere considerata nel calcolo del momento resistente.

4.3.4.2.1.1 Metodo elastico

Il momento resistente elastico è calcolato sulla base di una distribuzione elastica delle tensioni nella sezione. Si deve trascurare il contributo del calcestruzzo teso. Il momento resistente elastico, M_{el} , è calcolato limitando le deformazioni al limite elastico della resistenza dei materiali: f_{cd} per il calcestruzzo, f_{yd} per l'acciaio strutturale e f_{sd} per le barre d'armatura.

4.3.4.2.1.2 Metodo plastico

Il momento plastico di progetto, $M_{pl,Rd}$, si valuta assumendo tutti i materiali completamente plasticizzati, una tensione di compressione nel calcestruzzo pari a $0,85f_{cd}$, e trascurando la resistenza a trazione del calcestruzzo.

4.3.4.2.1.3 Metodo elasto-plastico

Il momento resistente della sezione è ricavato attraverso una analisi non-lineare in cui sono impiegate le curve tensione-deformazioni dei materiali. È assunta la conservazione delle sezioni piane. Il metodo è applicabile a sezioni di qualunque classe; è necessario quindi tenere in conto tutte le non linearità presenti, gli eventuali fenomeni di instabilità e il grado di connessione a taglio.

4.3.4.2.2 Resistenza a taglio

La resistenza a taglio verticale della membratura è affidata interamente alla trave metallica, la cui resistenza è calcolata secondo le formule riportate in §4.2.4.1.2.

4.3.4.3 SISTEMI DI CONNESSIONE ACCIAIO-CALCESTRUZZO

Nelle strutture composte si definiscono sistemi di connessione i dispositivi atti ad assicurare la trasmissione delle forze di scorrimento tra acciaio e calcestruzzo.

Per le travi, sull'intera lunghezza devono essere previsti connettori a taglio ed armatura trasversale in grado di trasmettere la forza di scorrimento tra soletta e trave di acciaio, trascurando l'effetto dell'aderenza tra le due parti.

Il presente paragrafo fornisce indicazioni generali sui sistemi di connessione tra la trave metallica e la soletta in calcestruzzo, e indicazioni specifiche per il calcolo della connessione con connettori duttili.

Il sistema di connessione si definisce duttile se possiede capacità deformativa sufficiente per giustificare l'ipotesi di comportamento plastico ideale nella struttura considerata; i connettori possono essere classificati "duttili" secondo quanto esposto in § 4.3.4.3.1.

Il concetto di connessione a completo o parziale ripristino si applica solo a travi nelle quali la verifica di resistenza delle sezioni critiche è effettuata con il metodo plastico. Un sistema di connessione si definisce a completo ripristino quando un incremento di resistenza della connessione non produce un incremento di capacità portante della trave. In caso contrario la connessione viene definita a parziale ripristino.

Il grado di connessione η è inteso, perciò, come il rapporto tra il numero effettivo di connettori a taglio presenti, N , e il numero di connettori che assicurano il completo sviluppo del momento resistente plastico della sezione composta, N_i .

Quando le sezioni di solo acciaio sono duttili o compatte (classe 1 e 2, secondo quanto definito ai §§ 4.2.3.1. e 4.3.4.1.) e sono progettate utilizzando il metodo plastico, si può utilizzare una connessione a taglio a parziale ripristino di resistenza solo se il carico ultimo di progetto è minore di quello che potrebbe essere sopportato dallo stesso elemento progettato con connessioni a completo ripristino di resistenza.

Le diverse tipologie dei connettori possono essere classificate secondo le seguenti categorie:

- connessioni a taglio;
- connessioni a staffa;
- connessioni composte da connettori a taglio e a staffa;
- connessioni ad attrito.

Nel presente paragrafo sono esposti metodi di calcolo per connessioni a taglio che impiegano pioli con testa in cui la trazione agente sul singolo connettore a taglio risulta minore di 1/10 della sua resistenza ultima.

4.3.4.3.1 Connessioni a taglio con pioli

4.3.4.3.1.1 Disposizione e limitazioni

I connettori a piolo devono essere duttili per consentire l'adozione di un metodo di calcolo plastico della connessione e per applicare il calcolo plastico per la definizione del momento resistente della trave.

Tale requisito di duttilità della connessione si ritiene soddisfatto se essi hanno una capacità deformativa a taglio superiore a 6 mm, ma tale valore deve essere convalidato da apposite prove o comunque certificato dal produttore dei pioli. In alternativa, il comportamento dei pioli può essere assunto come "duttile" sull'intera luce di una trave d'impalcato se:

- i pioli hanno una altezza minima dopo la saldatura pari a 76 mm ed un diametro pari a 19 mm;
- la sezione in acciaio ad I o H è laminata a caldo;
- quando, nel caso si utilizzino lamiere grecate per il solaio, queste siano continue sulla trave;
- in ogni greca sia disposto un unico piolo;
- la lamiera grecata soddisfi le limitazioni $b_0/h_p \geq 2$ e $h_p \leq 60$ mm (vedi Figure 4.3.4.a e 4.3.4.b);
- la forza agente in soletta sia calcolata utilizzando il metodo per il calcolo del momento plastico.

In ogni caso il grado di connessione η , definito al § 4.3.4.3, deve soddisfare le seguenti limitazioni:

$$\eta \geq \max \left\{ \left[1 - \left(\frac{355}{f_{yk}} \right) \cdot (1,0 - 0,04 \cdot L_e) \right]; 0,4 \right\} \text{ per } L_e \leq 25\text{m} \quad [4.3.7]$$

$$\eta \geq 1 \quad \text{per } L_e > 25\text{m}$$

dove con L_e si è indicata la distanza, in metri, tra i punti di momento nullo nella parte di trave soggetta a momento positivo.

Alternativamente possono essere considerati come "duttili" i pioli aventi altezza non inferiore a 4 volte il loro diametro, un diametro compreso tra 16 mm e 25 mm, saldati su un profilo a piattabande uguali, ed un grado di connessione che rispetta le seguenti limitazioni:

$$\eta \geq \max \left\{ \left[1 - \left(\frac{355}{f_{yk}} \right) \cdot (0,75 - 0,03 \cdot L_e) \right]; 0,4 \right\} \text{ per } L_e \leq 25\text{m} \quad [4.3.8]$$

$$\eta \geq 1 \quad \text{per } L_e > 25\text{m}$$

Per una casistica più generale, si rimanda a normative di comprovata validità.

4.3.4.3.1.2 Resistenza dei connettori

La resistenza di progetto a taglio di un piolo dotato di testa, saldato in modo automatico, con collare di saldatura normale, posto in una soletta di calcestruzzo piena può essere assunta pari al minore dei seguenti valori:

$$P_{Rd,a} = 0,8 f_{tk} (\pi d^2 / 4) / \gamma_v \quad [4.3.9]$$

$$P_{Rd,c} = 0,29 \alpha d^2 (f_{ck} E_{cm})^{0,5} / \gamma_v \quad [4.3.10]$$

dove:

γ_v è il fattore parziale definito al § 4.3.3;

f_{tk} è la resistenza caratteristica a rottura dell'acciaio del piolo (comunque $f_{tk} \leq 500$ MPa);

f_{ck} è la resistenza cilindrica caratteristica del calcestruzzo della soletta;

E_{cm} è il valore medio del modulo elastico secante del calcestruzzo della soletta definito al § 11.2.10.3;

d è il diametro del piolo, compreso tra 16 e 25 mm;

h_{sc} è l'altezza del piolo dopo la saldatura;

$$\alpha = 0,2 (h_{sc} / d + 1) \quad \text{per } 3 \leq h_{sc} / d \leq 4, \quad [4.3.11 a]$$

$$\alpha = 1,0 \quad \text{per } h_{sc} / d > 4. \quad [4.3.11 b]$$

Nel caso di solette con lamiera grecata la resistenza di progetto dei connettori a piolo, calcolata per la soletta piena, deve essere convenientemente ridotta. Per lamiera disposta con le greche parallelamente all'asse del profilo, la resistenza della connessione a taglio è moltiplicata per il fattore riduttivo:

$$k_t = 0,6 \cdot b_0 \cdot (h_{sc} - h_p) / h_p^2 \leq 1,0 \quad [4.3.13]$$

dove h_{sc} è l'altezza del connettore, non maggiore di $h_p + 75$ mm, e h_{sc} , h_p e b_0 sono indicati in Fig. 4.3.4(a).

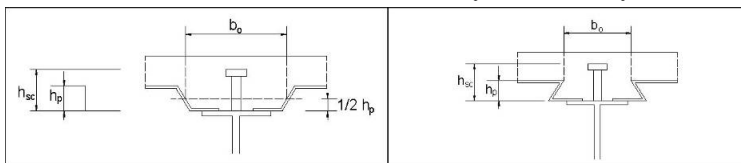


Fig. 4.3.4(a) - Disposizione della lamiera grecata rispetto al profilo in acciaio

Se le greche sono orientate trasversalmente al profilo (fig. 4.3.4(b)), il fattore riduttivo è

$$k_t = 0,7 \cdot b_0 \cdot (h_{sc} - h_p) / h_p^2 / \sqrt{n_r} \quad [4.3.14]$$

dove n_r è il numero dei pioli posti dentro ogni greca. La (4.3.14) può essere utilizzata solo se f_{tk} del connettore è inferiore a 450 MPa. Il valore di k_t deve essere sempre inferiore ai valori riportati nella Tab. 4.3.II; l'espressione di k_t è valida se $h_p \leq 85$ mm e $b_0 \geq h_p$ e con connettori di diametro massimo pari a 20 mm nel caso di saldatura attraverso la lamiera e pari a 22 mm nel caso di lamiera forata.

Tab. 4.3.II - Limiti superiori del coefficiente k_t

Numero di pioli per greca	Spessore della lamiera	Connettori con $\phi \leq 20$ mm e saldati attraverso la lamiera	Lamiera con fori e pioli saldati sul profilo - diametro pioli 19 o 22 mm
Nr=1	$\leq 1,0$	0,85	0,75
	$> 1,0$	1,00	0,75
Nr=2	$\leq 1,0$	0,70	0,60
	$> 1,0$	0,80	0,60

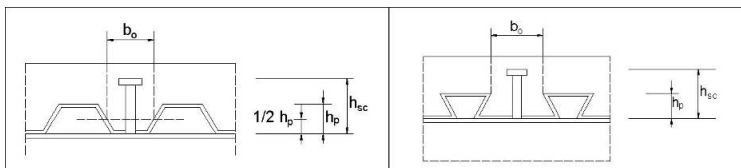


Fig. 4.3.4(b) - Disposizione della lamiera grecata rispetto al profilo in acciaio

4.3.4.3.2 Altri tipi di connettori

Per altri tipi di connettori, quali connettori a pressione, uncini e cappi, connettori rigidi nelle solette piene, la resistenza a taglio si deve valutare secondo normative di comprovata validità.

4.3.4.3.3 Valutazione delle sollecitazioni di taglio agenti sul sistema di connessione

Ai fini della progettazione della connessione, la forza di scorrimento per unità di lunghezza può essere calcolata impiegando l'analisi lineare elastica, l'analisi non lineare o, nel caso di connettori duttili, la teoria plastica.

Nel caso di analisi elastica, le verifiche devono essere condotte su ogni singolo connettore.

Per connessioni duttili a completo ripristino, la massima forza totale di scorrimento di progetto, V_{id} che deve essere contrastata da connettori distribuiti tra le sezioni critiche, si determina con equazioni di equilibrio plastico.

Se si utilizza per le sezioni trasversali la teoria elastica, anche la forza di scorrimento per unità di lunghezza deve essere calcolata utilizzando la teoria elastica. Le proprietà statiche della sezione trasversale devono essere uguali a quelle utilizzate nel calcolo delle tensioni normali.

4.3.4.3.4 Dettagli costruttivi della zona di connessione a taglio

Il copriferro al di sopra dei connettori a piolo deve essere almeno 20 mm. Lo spessore del piatto a cui il connettore è saldato deve essere sufficiente per l'esecuzione della saldatura e per una efficace trasmissione delle azioni di taglio. La distanza minima tra il connettore e il bordo della piattabanda cui è collegato deve essere almeno 20 mm.

L'altezza complessiva del piolo dopo la saldatura deve essere almeno 3 volte il diametro del gambo del piolo d . La testa del piolo deve avere diametro pari ad almeno $1,5 d$ e spessore pari ad almeno $0,4 d$. Quando i connettori a taglio sono soggetti ad azioni che inducono sollecitazioni di fatica, il diametro del piolo non deve eccedere 1,5 volte lo spessore del piatto a cui è collegato. Quando i connettori a piolo sono saldati sull'ala, in corrispondenza dell'anima del profilo in acciaio, il loro diametro non deve essere superiore a 2,5 volte lo spessore dell'ala.

Quando i connettori sono utilizzati con le lamiere grecate per la realizzazione degli impalcati negli edifici, l'altezza nominale del connettore deve sporgere non meno di 2 volte il diametro del gambo al di sopra della lamiera grecata. La larghezza minima della greca che può essere utilizzata negli edifici è di 50 mm.

4.3.4.3.5 Armatura trasversale

L'armatura trasversale della soletta deve essere progettata in modo da prevenire la rottura prematura per scorrimento o fessurazione longitudinale nelle sezioni critiche della soletta di calcestruzzo a causa delle elevate sollecitazioni di taglio create dai connettori. L'armatura deve essere dimensionata in modo da assorbire le tensioni di scorrimento agenti sulle superfici "critiche" di potenziale rottura, a-a, b-b, c-c, d-d, esemplificate in Fig. 4.3.5.

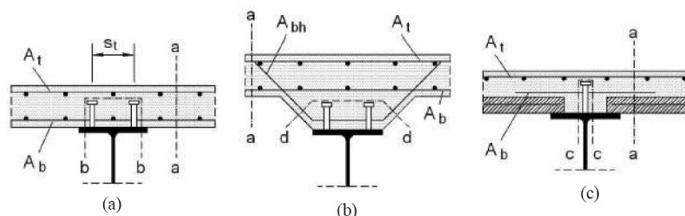


Fig. 4.3.5 - Tipiche superfici di collasso a taglio nelle piattabande di calcestruzzo

La sollecitazione di taglio agente lungo le superfici critiche deve essere determinata coerentemente con le ipotesi di calcolo assunte per la determinazione della resistenza della connessione.

L'area di armatura trasversale in una soletta piena non deve essere minore di 0,002 volte l'area del calcestruzzo e deve essere distribuita uniformemente. In solette con lamiera grecata aventi nervature parallele o perpendicolari all'asse della trave, l'area dell'armatura trasversale non deve essere minore di 0,002 volte l'area del calcestruzzo della soletta posta al di sopra dell'estradosso della lamiera grecata e deve essere uniformemente distribuita.

4.3.4.4 MODALITÀ ESECUTIVE

Le modalità esecutive devono essere conformi alle indicazioni di normative di comprovata validità.

4.3.4.5 SPESSORI MINIMI

Per gli elementi di acciaio della struttura composta valgono le regole stabilite al § 4.2.9.1. delle presenti norme.

Nelle travi composte da profilati metallici e soletta in c.a. lo spessore della soletta collaborante non deve essere inferiore a 50 mm e lo spessore della piattabanda della trave di acciaio cui è collegata la soletta non deve essere inferiore a 5 mm.

4.3.5. COLONNE COMPOSTE

4.3.5.1 GENERALITÀ E TIPOLOGIE

Si considerano colonne composte soggette a compressione centrata, presso-flessione e taglio, costituite dall'unione di profili metallici, armature metalliche e calcestruzzo:

- sezioni completamente rivestite di calcestruzzo;
- sezioni parzialmente rivestite di calcestruzzo;
- sezioni scatolari rettangolari riempite di calcestruzzo;
- sezioni circolari cave riempite di calcestruzzo.

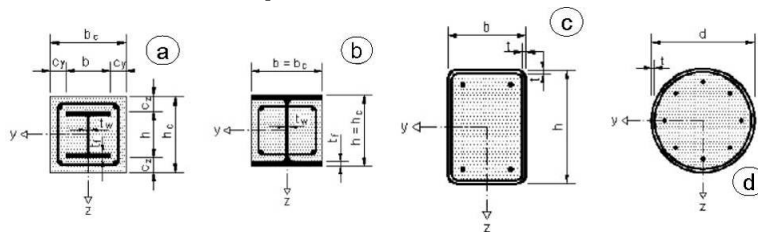


Fig. 4.3.6 - Tipi di sezioni per colonne composte, trattate nel presente paragrafo.

In generale è possibile concepire qualunque tipo di sezione trasversale, in cui gli elementi in acciaio e in calcestruzzo sono assemblati in modo da realizzare qualunque tipo di forma. Il progetto e le verifiche di tali elementi strutturali va eseguito utilizzando procedure numeriche affidabili che tengano in conto le non-linearità dei materiali e dei sistemi di connessione, i fenomeni di ritiro e viscosità, le non linearità legate alle imperfezioni.

Nel seguito vengono fornite indicazioni per verificare le colonne composte più comuni, vedi fig. 4.3.6, che rispettano i seguenti requisiti:

1. la sezione è doppiamente simmetrica;
2. la sezione è costante lungo l'altezza della colonna;
3. il contributo meccanico del profilato in acciaio δ , definito in § 4.3.5.2, è compreso tra 0,2 e 0,9;
4. la snellezza normalizzata $\bar{\lambda}$, definita in § 4.3.5.2, è inferiore a 2,0;
5. per le sezioni interamente rivestite, fig. 4.3.6, i copriferri massimi che si possono considerare nel calcolo sono $c_y=0,4 \cdot b$ e $c_z=0,3 \cdot h$;
6. il rapporto tra l'altezza h_c e la larghezza b_c della sezione deve essere $0,2 \leq h_c / b_c \leq 5,0$;
7. l'armatura longitudinale utilizzata nel calcolo non deve essere maggiore del 6% della sezione in calcestruzzo.

Nei criteri di verifica, inoltre, si deve distinguere il caso in cui le sollecitazioni siano affidate interamente alla struttura composta dal caso in cui la costruzione venga realizzata costruendo prima la parte in acciaio e poi completandola con il calcestruzzo.

4.3.5.2 RIGIDEZZA FLESSIONALE, SNELLEZZA E CONTRIBUTO MECCANICO DELL'ACCIAIO

Il contributo meccanico del profilato in acciaio è definito dalla formula:

$$\delta = \frac{A_a \cdot f_{yk}}{\gamma_A} \cdot \frac{1}{N_{pl,Rd}} \quad [4.3.15]$$

dove con A_a è indicata l'area del profilo in acciaio e con $N_{pl,Rd}$ la resistenza plastica di progetto a sforzo normale della sezione composta, definita in § 4.3.5.3.1.

La rigidezza flessionale efficace della sezione composta, EJ_{eff} , da utilizzarsi per la definizione del carico critico euleriano è data dalla formula:

$$(EJ)_{eff} = E_a J_a + E_s J_s + k_e E_{c,eff} \cdot J_c \quad [4.3.16]$$

dove k_e è un fattore correttivo pari a 0,6, mentre J_a , J_s e J_c sono i momenti di inerzia rispettivamente del profilo in acciaio, delle barre d'armature e del calcestruzzo ed $E_{c,eff}$ è il modulo elastico efficace del calcestruzzo ottenuto tenendo conto degli effetti della viscosità in base alla relazione:

$$E_{c,eff} = E_{cm} \frac{1}{1 + (N_{G,Ed} / N_{Ed}) \phi} \quad [4.3.17]$$

dove

E_{cm} è il modulo elastico istantaneo del calcestruzzo

ϕ è il coefficiente di viscosità definito al punto (11.2.10.7)

N_{Ed} è la massima azione assiale di progetto

$N_{G,Ed}$ è l'aliquota di azione assiale dovuta alle azioni permanenti

La snellezza normalizzata della colonna è definita come:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}} \quad [4.3.18]$$

dove N_{cr} è il carico critico euleriano definito in base alla rigidezza flessionale efficace della colonna composta e $N_{pl,Rk}$ è il valore caratteristico della resistenza a compressione dato da:

$$N_{pl,Rk} = A_a \cdot f_{yk} + 0,85 \cdot A_c \cdot f_{ck} + A_s \cdot f_{sk} \quad [4.3.19]$$

Nel calcolo delle sollecitazioni allo stato limite ultimo la rigidezza flessionale dovrebbe essere determinata in base alla relazione seguente per tenere conto degli effetti del secondo ordine:

$$(EJ)_{eff,II} = k_0 \cdot (E_a J_a + E_s J_s + k_{e,II} E_{cm} \cdot J_c) \quad [4.3.20]$$

dove k_0 vale 0,9 e $k_{e,II}$ è assunto pari a 0,5.

Quando una colonna è particolarmente snella, oppure quando la costruzione richiede particolari livelli di sicurezza, è necessario considerare anche i fenomeni a lungo termine.

4.3.5.3 RESISTENZA DELLE SEZIONI

4.3.5.3.1 Resistenza della sezione per tensioni normali

La resistenza plastica di progetto della sezione composta a sforzo normale può essere valutata secondo la formula

$$N_{pl,Rd} = \frac{A_a \cdot f_{yk}}{\gamma_A} + \frac{A_c \cdot 0,85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c} + \frac{A_s \cdot f_{sk}}{\gamma_s} \quad [4.3.21]$$

dove A_a , A_c , A_s sono, rispettivamente, le aree del profilo in acciaio, della parte in calcestruzzo e delle barre d'armatura. Nel caso in cui si adottino sezioni riempite (Fig.4.3.6 c, d) è possibile sostituire il coefficiente 0,85 con il coefficiente 1,0, (fig. 4.3.6 c). Nelle colonne composte riempite realizzate con profili a sezione cava di forma circolare (fig.4.3.6 d) è possibile tenere in conto, nel calcolo della sforzo normale plastico resistente, degli effetti prodotti dal confinamento che il tubo in acciaio esercita sul calcestruzzo. In particolare, è possibile fare riferimento a vari modelli di confinamento presenti nelle normative e nella documentazione tecnico/scientifica di comprovata validità. In mancanza di più precise analisi e per elementi strutturali del tipo rappresentato nella Figura 4.3.7 è possibile utilizzare il seguente modello di confinamento.

La resistenza plastica di progetto della colonna circolare riempita di calcestruzzo, tenendo conto del confinamento, assume la seguente forma:

$$N_{pl,Rd} = \eta_a \frac{A_a \cdot f_{yk}}{\gamma_A} + \frac{A_c \cdot f_{ck}}{\gamma_c} \left(1 + \eta_c \cdot \frac{t}{d} \cdot \frac{f_{yk}}{f_{ck}} \right) + \frac{A_s \cdot f_{sk}}{\gamma_s} \quad [4.3.22]$$

dove t è lo spessore del tubo di acciaio e d è il diametro esterno della colonna. Tale formula è valida nel caso in cui $\bar{\lambda} \leq 0,5$ e l'eccentricità massima del carico, $e = M_{Ed}/N_{Ed}$, sia minore di 0,1. I coefficienti η_a ed η_c sono dati dalle seguenti espressioni

$$\eta_a = \begin{cases} 0,25(3+2 \cdot \bar{\lambda}) \leq 1,0 & e = 0 \\ 0,25(3+2 \cdot \bar{\lambda}) + 10 \cdot (0,25 - 0,5 \cdot \bar{\lambda}) \cdot \frac{e}{d} & 0 < e/d \leq 0,1 \\ 1,0 & e > 0,1 \end{cases} \quad [4.3.23]$$

$$\eta_c = \begin{cases} (4,9 - 18,5 \bar{\lambda} + 17 \cdot \bar{\lambda}^2) \geq 0 & e = 0 \\ (4,9 - 18,5 \bar{\lambda} + 17 \cdot \bar{\lambda}^2) \cdot \left(1 - 10 \frac{e}{d} \right) & 0 < e/d \leq 0,1 \\ 0 & e > 0,1 \end{cases} \quad [4.3.24]$$

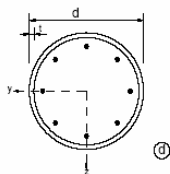


Figura 4.3.7 - Sezione tipo di colonna composta circolare riempita di calcestruzzo in cui è possibile considerare il confinamento del calcestruzzo

Il calcolo del momento resistente di progetto della colonna composta M_{Rd} in funzione dello sforzo normale N_{Ed} agente si ricava dal dominio di interazione M-N, che definisce la resistenza della sezione trasversale.

Per definire tale dominio di interazione N-M, è possibile utilizzare metodi presenti nelle normative e nella documentazione tecnica di comprovata validità oppure utilizzare apposite procedure e tecniche numeriche basate sull'integrazione dei legami costitutivi tensione-deformazione dell'acciaio e del calcestruzzo nella sezione composta.

È possibile, nel caso si utilizzino i tipi di sezione composta presentate nella Figura 4.3.6 e rispettose dei requisiti esposti in § 4.3.5.1, utilizzare un metodo semplificato per la definizione del dominio di interazione N-M (vedi Figura 4.3.8).

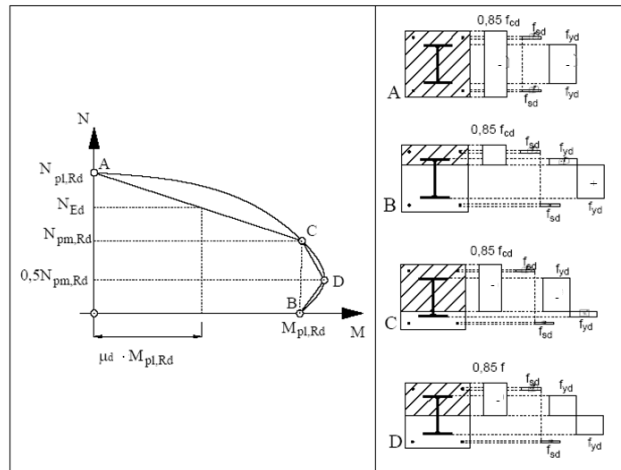


Figura 4.3.8 - Metodo semplificato per la valutazione del dominio di interazione N-M per le colonne composte

In tale metodo si assume il modello dello stress-block per il calcestruzzo, si trascura la resistenza a trazione del conglomerato e si adotta un metodo di calcolo plastico in cui le barre d'armatura sono assunte completamente snervate, così come il profilo in acciaio. Il dominio non è rappresentato completamente, ma approssimato secondo una poligonale passante per quattro punti: A, B, C e D.

I punti A e B corrispondono, rispettivamente, alle sollecitazioni di forza normale centrata e flessione pura.

I punti C e D sono ottenuti fissando lo sforzo normale al valore $N_{pm,Rd}$ e $0,5 N_{pm,Rd}$, essendo $N_{pm,Rd}$ lo sforzo normale resistente di progetto della sola porzione di calcestruzzo della sezione composta:

$$N_{pm,Rd} = 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot A_c \quad [4.3.25]$$

dove A_c è l'area compressiva di calcestruzzo della sezione composta.

Dal dominio resistente si ricava il momento resistente plastico di progetto associato allo sforzo normale N_{Ed} della combinazione di calcolo come:

$$M_{pl,Rd}(N_{Ed}) = \mu_d \cdot M_{pl,Rd} \quad [4.3.26]$$

dove $M_{pl,Rd}$ è il momento resistente plastico di progetto e μ_d è un coefficiente di progetto a presso-flessione uniassiale.

Nel caso in cui la colonna sia soggetta a sollecitazioni di presso-flessione deviata, la verifica della colonna composta è condotta calcolando i coefficienti di progetto μ_{dy} e μ_{dz} indipendentemente per i due piani di flessione delle colonne, secondo il metodo presentato nella Figura 4.3.8, e controllando che:

$$\frac{M_{y,Ed}}{\mu_{dy} \cdot M_{pl,y,Rd}} \leq \alpha_{M,y} \quad \frac{M_{z,Ed}}{\mu_{dz} \cdot M_{pl,z,Rd}} \leq \alpha_{M,z} \quad [4.3.27]$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{\mu_{dy} \cdot M_{pl,y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{\mu_{dz} \cdot M_{pl,z,Rd}} \leq 1,0$$

dove $M_{pl,y,Rd}$ e $M_{pl,z,Rd}$ sono i momenti resistenti plastici rispetto ai due piani di flessione, mentre $M_{y,Ed}$ ed $M_{z,Ed}$ sono i momenti sollecitanti derivanti dalle analisi strutturali, incrementati per tenere conto dei fenomeni del II ordine, come esposto in § 4.3.5.4.3 oppure calcolati secondo uno schema di calcolo in cui le imperfezioni dell'elemento sono state considerate utilizzando opportuni fattori di imperfezione. I coefficienti $\alpha_{M,y}$ e $\alpha_{M,z}$ sono quelli riportati in § 4.3.5.4.3.

4.3.5.3.2 Resistenza e taglio della sezione

La sollecitazione di taglio di progetto V_{Ed} agente sulla sezione deve essere distribuita tra la porzione in acciaio e la porzione in calcestruzzo in modo da risultare minore o uguale della resistenza di ognuna delle due parti della sezione. In assenza di analisi più accurate il taglio può essere suddiviso utilizzando la seguente formula:

$$V_{a,Ed} = V_{Ed} \cdot \frac{M_{pl,a,Rd}}{M_{pl,Rd}} \quad [4.3.28]$$

$$V_{c,Ed} = V_{Ed} - V_{a,Ed}$$

dove

$M_{pl,Rd}$ è il momento resistente di progetto della sezione composta mentre $M_{pl,a,Rd}$ è il momento resistente di progetto della sola sezione in acciaio. In generale la sollecitazione di taglio di progetto sulla parte in acciaio, $V_{a,Ed}$, non deve eccedere il 50% del taglio resistente di progetto della sola sezione in acciaio, $V_{a,Rd}$ (§ 4.2.4.1.2), per poterne così trascurare l'influenza sulla determinazione della curva di interazione N-M. In caso contrario è possibile tenerne in conto dell'interazione in base alle indicazioni del § 4.2.4.1.2.

Per semplicità è possibile procedere assegnando tutta l'azione di taglio V_{Ed} alla sola parte in acciaio.

4.3.5.4 STABILITÀ DELLE MEMBRATURE

4.3.5.4.1 Colonne compresse

La resistenza di progetto all'instabilità della colonna composta è data dalla formula:

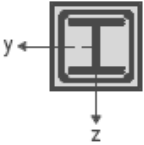
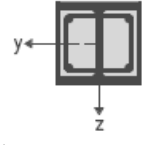
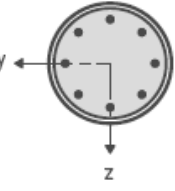
$$N_{b,Rd} = \chi \cdot N_{pl,Rd} \tag{4.3.29}$$

dove $N_{pl,Rd}$ è la resistenza definita in § 4.3.5.3.1 e χ è il coefficiente riduttivo che tiene conto dei fenomeni di instabilità, definito in funzione della snellezza normalizzata dell'elemento $\bar{\lambda}$ con la formula:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0 \tag{4.3.30}$$

dove $\Phi = 0.5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right]$ e α è il fattore di imperfezione, ricavato dalla Tab. 4.3.III.

Tab. 4.3.III - Curve di instabilità e fattori di imperfezione

Tipo sezione	Inflessione intorno all'asse	Curva di stabilità	Imperfezione
 (a)	y-y	b	L/200
	z-z	c	L/150
 (b)	y-y	b	L/200
	z-z	c	L/150
 (c)		a ($\rho_s < 3\%$)	L/300
		b ($3\% < \rho_s < 6\%$)	L/200
		$\rho_s = A_s/A_c$ (A_s area armature, A_c area calcestruzzo)	
Curva di stabilità	a	b	C
Fattore di imperfezione α	0,21	0,34	0,49

4.3.5.4.2 Instabilità locale

I fenomeni di instabilità locale possono essere trascurati nel calcolo delle colonne se sono rispettate le seguenti disuguaglianze:

$$\frac{d}{t} \leq 90 \cdot \frac{235}{f_y} \quad \text{per colonne circolari cave riempite;} \tag{4.3.31}$$

$$\frac{d}{t} \leq 52 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad \text{per colonne rettangolari cave riempite;} \tag{4.3.32}$$

$$\frac{b}{t_f} \leq 44 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad \text{per sezioni parzialmente rivestite;} \quad [4.3.33]$$

$$c \geq \max \left\{ 40 \text{ mm}; \frac{b}{6} \right\} \quad \text{per sezioni completamente rivestite;} \quad [4.3.34]$$

dove b e t_f sono rispettivamente la larghezza e lo spessore delle ali del profilo ad I o H; d e t sono invece il diametro e lo spessore della sezione dei profili cavi; c è il copriferro esterno delle sezioni interamente rivestite.

4.3.5.4.3 Colonne pressoinflesse

La verifica a presso-flessione della colonna composta è condotta controllando che:

$$M_{Ed} \leq \alpha_M \cdot M_{pl,Rd}(N_{Ed}) \quad [4.3.35]$$

dove M_{Ed} , associato allo sforzo normale N_{Ed} , è il massimo valore del momento flettente nella colonna, calcolato considerando, se rilevanti, i difetti di rettilineità della colonna, vedi Tab. 4.3. III, e gli effetti del secondo ordine e $M_{pl,Rd}(N_{Ed})$ il momento resistente di progetto disponibile, funzione di N_{Ed} .

Il coefficiente α_M è assunto pari a 0,9 per gli acciai compresi tra le classi S235 ed S355, mentre per l'S420 e l'S460 è posto pari a 0,8.

Gli effetti dei fenomeni del secondo ordine possono essere tenuti in conto incrementando i momenti ottenuti dall'analisi elastica tramite il coefficiente amplificativo:

$$k = \frac{\beta}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr}}} \geq 1,0 \quad [4.3.36]$$

in cui N_{cr} è il carico euleriano e β è un coefficiente che dipende dalla distribuzione del momento flettente lungo l'asse dell'elemento.

Il coefficiente β è assunto pari ad 1, quando l'andamento del momento flettente è parabolico o triangolare con valori nulli alle estremità della colonna, ed è dato da:

$$\beta = 0,66 + 0,44 \cdot \frac{M_{\min}}{M_{\max}} \geq 0,44 \quad [4.3.37]$$

quando l'andamento è lineare, con M_{\max} e M_{\min} i momenti alle estremità della colonna, concordi se tendono le fibre poste dalla stessa parte dell'elemento (se M è costante $M_{\max} = M_{\min}$ e $\beta = 1,1$).

4.3.5.5 TRASFERIMENTO DEGLI SFORZI TRA COMPONENTE IN ACCIAIO E COMPONENTE IN CALCESTRUZZO

La lunghezza di trasferimento degli sforzi tra acciaio e calcestruzzo non deve superare il doppio della dimensione minore della sezione trasversale oppure, se minore, un terzo dell'altezza della colonna.

Qualora, nel trasferimento degli sforzi, si faccia affidamento sulla resistenza dovuta all'aderenza ed all'attrito, il valore puntuale della tensione tangenziale può calcolarsi mediante un'analisi elastica in fase non fessurata. Il valore puntuale massimo non deve superare le tensioni tangenziali limite di aderenza fornite nel paragrafo successivo.

Se si realizza un collegamento meccanico, utilizzando connettori duttili di cui al § 4.3.4.3.1, si può effettuare una valutazione in campo plastico degli sforzi trasferiti, ripartendoli in modo uniforme fra i connettori.

Nelle sezioni parzialmente rivestite composte con profili metallici a doppio T, il calcestruzzo tra le ali deve essere collegato all'anima mediante connettori individuando un chiaro meccanismo di trasferimento tra il calcestruzzo e l'anima se vi è flessione secondo l'asse debole; inoltre, se la resistenza a taglio non è attribuita al solo profilo in acciaio, le staffe necessarie a raggiungere la resistenza a taglio della parte in calcestruzzo armato devono essere passanti o saldate all'anima.

4.3.5.5.1 Resistenza allo scorrimento fra i componenti

La resistenza allo scorrimento fra profili in acciaio e calcestruzzo è dovuta alle tensioni di aderenza, all'attrito all'interfaccia acciaio-calcestruzzo nonché al collegamento meccanico; la resistenza deve essere tale da evitare scorrimenti rilevanti che possano inficiare i modelli di calcolo considerati.

Nell'ambito del metodo di verifica agli stati limiti si può assumere una tensione tangenziale di progetto dovuta all'aderenza ed all'attrito, fino ai seguenti limiti:

- 0,30 MPa, per sezioni completamente rivestite;
- 0,55 MPa, per sezioni circolari riempite di calcestruzzo;
- 0,40 MPa, per sezioni rettangolari riempite di calcestruzzo;
- 0,20 MPa, per le ali delle sezioni parzialmente rivestite;
- 0 (zero), per l'anima delle sezioni parzialmente rivestite.

Se tali limiti vengono superati, l'intero sforzo va affidato a collegamenti meccanici. Il collegamento meccanico tra il profilo in acciaio a doppio T ed il calcestruzzo può essere realizzato mediante staffe saldate all'anima del profilo oppure passanti; un altro

meccanismo di connessione può essere realizzato con pioli a taglio. In ogni caso è necessario definire un sistema di connessione dal chiaro funzionamento meccanico per il trasferimento delle sollecitazioni.

Qualora vi siano connettori a piolo sull'anima di sezioni in acciaio a doppio T o similari, le ali limitano l'espansione laterale del calcestruzzo incrementando la resistenza allo scorrimento dei pioli. Questa resistenza aggiuntiva si può assumere pari a $\mu P_{Rd}/2$, vedi Fig. 4.3-9, su ogni ala per ogni fila di pioli, essendo P_{Rd} la resistenza di progetto del singolo connettore. Si può assumere $\mu = 0,5$. Tali valori delle resistenze meccaniche sono considerati validi se la distanza tra le ali rispetta le limitazioni (vedi Fig. 4.3.9):

- 300 mm, se è presente un connettore per fila;
- 400 mm, se sono presenti due connettori per fila;
- 600 mm, se sono presenti tre o più connettori per fila.

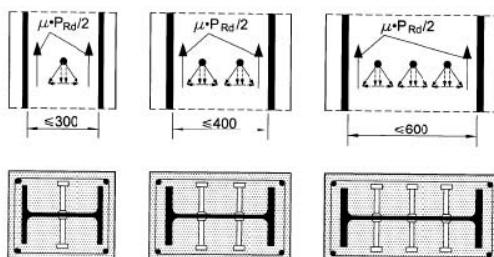


Fig. 4.3.9 - Disposizione dei pioli per la connessione meccanica acciaio-calcestruzzo

4.3.5.6 COPRIFERRO E MINIMI DI ARMATURA

Si devono rispettare le seguenti limitazioni:

- il copriferro dell'ala delle colonne completamente rivestite deve essere non minore di 40 mm, né minore di 1/6 della larghezza dell'ala;
- il copriferro delle armature deve essere in accordo con le disposizioni relative alle strutture in calcestruzzo armato ordinario.

Le armature devono essere realizzate rispettando le seguenti indicazioni:

- l'armatura longitudinale, nel caso che venga considerata nel calcolo, non deve essere inferiore allo 0,3% della sezione in calcestruzzo;
- l'armatura trasversale deve essere progettata seguendo le regole delle strutture in calcestruzzo armato ordinario;
- la distanza tra le barre ed il profilo può essere inferiore a quella tra le barre oppure nulla; in questi casi il perimetro efficace per l'aderenza acciaio-calcestruzzo deve essere ridotto alla metà o a un quarto, rispettivamente (fig. 4.3.10);
- le reti elettrosaldate possono essere utilizzate come staffe nelle colonne rivestite ma non possono sostituire l'armatura longitudinale.

Nelle sezioni riempite di calcestruzzo generalmente l'armatura non è necessaria.

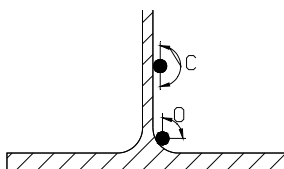


Fig. 4.3.10- Perimetro efficace delle barre di armatura.

4.3.6. SOLETTE COMPOSTE CON LAMIERA GRECATA

Si definisce come composta una soletta in calcestruzzo gettata su una lamiera grecata, in cui quest'ultima, ad avvenuto indurimento del calcestruzzo, partecipa alla resistenza dell'insieme costituendo interamente o in parte l'armatura inferiore.

La trasmissione delle forze di scorrimento all'interfaccia fra lamiera e calcestruzzo non può essere affidata alla sola aderenza, ma si devono adottare sistemi specifici che possono essere:

- a ingranamento meccanico fornito dalla deformazione del profilo metallico o ingranamento ad attrito nel caso di profili sagomati con forme rientranti, (a) e (b), Fig. 4.3.11;
- ancoraggi di estremità costituiti da pioli saldati o altri tipi di connettori, purché combinati a sistemi ad ingranamento (c), Fig. 4.3.11;
- ancoraggi di estremità ottenuti con deformazione della lamiera, purché combinati con sistemi a ingranamento per attrito, (d) Fig. 4.3.11.

Occorre in ogni caso verificare l'efficacia e la sicurezza del collegamento tra lamiera grecata e calcestruzzo.

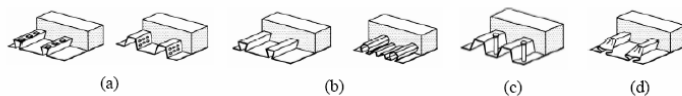


Fig. 4.3.11 -Tipiche forme di connessione per ingranamento delle solette composte

4.3.6.1 ANALISI PER IL CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

Nel caso in cui le solette siano calcolate come travi continue si possono utilizzare i seguenti metodi di analisi, già presentati nel paragrafo § 4.3.2.2:

- (a) analisi lineare con o senza redistribuzione;
- (b) analisi globale plastica, a condizione che, dove vi sono richieste di rotazione plastica, le sezioni abbiano sufficiente capacità rotazionale;
- (c) analisi elasto-plastica che tenga conto del comportamento non lineare dei materiali.

I metodi lineari di analisi sono idonei sia per gli stati limite ultimi, sia per gli stati limite di esercizio. I metodi plastici devono essere utilizzati solo nello stato limite ultimo.

Si può utilizzare, per lo stato limite ultimo, l'analisi plastica senza alcuna verifica diretta della capacità rotazionale se si utilizza acciaio da armatura B450C (di cui al § 11.3.2.1) e se le campate hanno luce minore di 3 m.

Se nell'analisi si trascurano gli effetti della fessurazione del calcestruzzo, i momenti flettenti negativi in corrispondenza degli appoggi interni possono essere ridotti fino al 30%, considerando i corrispondenti aumenti dei momenti flettenti positivi nelle campate adiacenti.

Una soletta continua può essere progettata come una serie di campate semplicemente appoggiate; in corrispondenza degli appoggi intermedi si raccomanda di disporre armature secondo le indicazioni del successivo § 4.3.6.3.1.

4.3.6.1.1 Larghezza efficace per forze concentrate o lineari

Forze concentrate o applicate lungo una linea parallela alle nervature della lamiera possono essere considerate ripartite su una larghezza b_m operando una diffusione a 45° sino al lembo superiore della lamiera, vedi Fig. 4.3.12, secondo la formula:

$$b_m = b_p + 2 (h_c + h_f) \quad [4.3.38]$$

dove:

b_p è la larghezza su cui agisce il carico,

h_c è lo spessore della soletta sopra la nervatura e h_f è lo spessore delle finiture. Per stese di carico lineari disposte trasversalmente all'asse della greca si può utilizzare la medesima formula considerando come b_p l'estensione della linea di carico. Possono assumersi differenti larghezze efficaci b_m in presenza di differenti dettagli di armatura nella soletta così come indicato in altri riferimenti tecnici di cui al Capitolo 12.

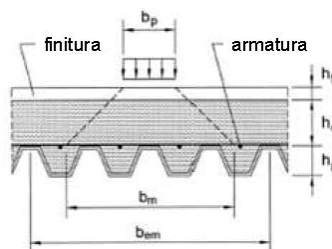


Fig. 4.3.12 - Diffusione del carico concentrato

4.3.6.2 VERIFICHE DI RESISTENZA ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Si considereranno di regola le seguenti verifiche:

- resistenza a flessione;
- resistenza allo scorrimento;
- resistenza al punzonamento ed al taglio.

Ai fini della verifica allo scorrimento occorre conoscere la resistenza a taglio longitudinale di progetto $\tau_{u,Rd}$ tipica della lamiera grecata prevista, determinata secondo i criteri di cui al Capitolo 11 delle presenti norme.

La resistenza di una soletta composta alle sollecitazioni di taglio-punzonamento è di regola valutata sulla base di una adeguata sperimentazione, condotta in modo da riprodurre le effettive condizioni della superficie di contatto tra lamiera e getto in calcestruzzo riscontrabili in cantiere.

Qualora si consideri efficace la sola lamiera grecata, attribuendo al calcestruzzo esclusivamente la funzione di contrasto all'imbozzamento locale, la resistenza può essere verificata in accordo con le indicazioni di normative di comprovata validità sui profilati sottili di acciaio formati a freddo.

4.3.6.3 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

4.3.6.3.1 Verifiche a fessurazione

L'ampiezza delle fessure del calcestruzzo nelle regioni di momento negativo di solette continue deve essere calcolata in accordo col § 4.1.2.2.4.

Qualora le solette continue siano progettate come semplicemente appoggiate in accordo con il precedente § 4.3.6.1, la sezione trasversale dell'armatura di controllo della fessurazione non deve essere minore di 0,2% dell'area della sezione trasversale del calcestruzzo posta al di sopra delle nervature nelle costruzioni non puntellate in fase di getto, e di 0,4% dell'area della sezione trasversale del calcestruzzo posta al di sopra delle nervature per le costruzioni puntellate in fase di getto.

4.3.6.3.2 Verifiche di deformazione

L'effetto dello scorrimento di estremità può essere trascurato se nei risultati sperimentali il carico che causa uno scorrimento di 0,5 mm è maggiore di 1,2 volte il carico della combinazione caratteristica considerata, oppure se la tensione tangenziale di scorrimento all'interfaccia è inferiore al 30% della tensione limite di aderenza $\tau_{u,Rd}$.

Il calcolo delle frecce può essere omesso se il rapporto tra luce ed altezza non supera i limiti indicati nel precedente § 4.1 relativo alle strutture di c.a. e risulta trascurabile l'effetto dello scorrimento di estremità.

4.3.6.4 VERIFICHE DELLA LAMIERA GRECATA NELLA FASE DI GETTO

4.3.6.4.1 Verifica di resistenza

La verifica della lamiera grecata deve essere svolta in accordo con le indicazioni della normativa UNI EN1993-1-3 in materia di profilati sottili di acciaio formati a freddo. Gli effetti delle dentellature o delle bugnature devono essere opportunamente considerati nella valutazione della resistenza.

4.3.6.4.2 Verifiche agli stati limite di esercizio

L'inflessione della lamiera sotto il peso proprio ed il peso del calcestruzzo fresco, escludendo i carichi di costruzione, non deve essere maggiore di $L/180$ o 20 mm, essendo L la luce effettiva della campata fra due appoggi definitivi o provvisori.

Tali limiti possono essere aumentati qualora inflessioni maggiori non inficino la resistenza o l'efficienza del solaio e sia considerato nella progettazione del solaio e della struttura di supporto il peso addizionale dovuto all'accumulo del calcestruzzo. Nel caso in cui l'inflessione dell'estradosso possa condurre a problemi legati ai requisiti di funzionalità della struttura, i limiti deformativi debbono essere ridotti.

4.3.6.5 DETTAGLI COSTRUTTIVI

4.3.6.5.1 Spessore minimo delle lamiere grecate

Lo spessore delle lamiere grecate impiegate nelle solette composte non deve essere inferiore a 0,8 mm. Lo spessore della lamiera potrà essere ridotto a 0,7 mm quando in fase costruttiva vengano studiati idonei provvedimenti atti a consentire il transito in sicurezza di mezzi d'opera e personale.

4.3.6.5.2 Spessore della soletta

L'altezza complessiva h del solaio composto non deve essere minore di 80 mm. Lo spessore del calcestruzzo h_c al di sopra dell'estradosso delle nervature della lamiera non deve essere minore di 40 mm.

Se la soletta realizza con la trave una membratura composta, oppure è utilizzata come diaframma orizzontale, l'altezza complessiva non deve essere minore di 90 mm ed h_c non deve essere minore di 50 mm.

4.3.6.5.3 Inerti

La dimensione nominale dell'inerte dipende dalla più piccola dimensione dell'elemento strutturale nel quale il calcestruzzo è gettato.

4.3.6.5.4 Appoggi

Le solette composte sostenute da elementi di acciaio o calcestruzzo devono avere una larghezza di appoggio minima di 75 mm, con una dimensione di appoggio del bordo della lamiera grecata di almeno 50 mm.

Nel caso di solette composte sostenute da elementi in diverso materiale, tali valori devono essere portati rispettivamente a 100 mm e 70 mm.

Nel caso di lamiere sovrapposte o continue che poggiano su elementi di acciaio o calcestruzzo, l'appoggio minimo deve essere 75 mm e per elementi in altro materiale 100 mm.

I valori minimi delle larghezze di appoggio riportati in precedenza possono essere ridotti, in presenza di adeguate specifiche di progetto circa tolleranze, carichi, campate, altezza dell'appoggio e requisiti di continuità per le armature.

4.3.7. VERIFICHE PER SITUAZIONI TRANSITORIE

Per le situazioni costruttive transitorie, come quelle che si hanno durante le fasi della costruzione, dovranno adottarsi tecnologie costruttive e programmi di lavoro che non possano provocare danni permanenti alla struttura o agli elementi strutturali e che comunque non possano riverberarsi sulla sicurezza dell'opera.

Le entità delle azioni ambientali da prendere in conto saranno determinate in relazione alla durata della situazione transitoria e della tecnologia esecutiva.

4.3.8. VERIFICHE PER SITUAZIONI ECCEZIONALI

Per situazioni progettuali eccezionali, il progetto dovrà dimostrare la robustezza della costruzione mediante procedure di scenari di danno per i quali i fattori parziali γ_M dei materiali possono essere assunti pari ai valori precisati per il calcestruzzo nel § 4.1.4 e per l'acciaio nel § 4.2.6.

4.3.9. RESISTENZA AL FUOCO

Le verifiche di resistenza al fuoco potranno eseguirsi con riferimento a UNI EN 1994-1-2, utilizzando i coefficienti γ_M (vedi § 4.3.8) relativi alle combinazioni eccezionali.

4.3.10. PROGETTAZIONE INTEGRATA DA PROVE E VERIFICA MEDIANTE PROVE

La resistenza e la funzionalità di strutture e elementi strutturali può essere misurata attraverso prove su campioni di adeguata numerosità.

I risultati delle prove eseguite su opportuni campioni devono essere trattati con i metodi dell'analisi statistica, in modo tale da ricavare parametri significativi quali media, deviazione standard e fattore di asimmetria della distribuzione, sì da caratterizzare adeguatamente un modello probabilistico descrittore delle quantità indagate (variabili aleatorie).

Indicazioni più dettagliate al riguardo e metodi operativi completi per la progettazione integrata da prove possono essere reperiti nella Appendice D della UNI EN 1990:2006.

4.4. COSTRUZIONI DI LEGNO

Formano oggetto delle presenti norme le opere costituite da strutture portanti realizzate con elementi di legno strutturale o con prodotti strutturali a base di legno.

I materiali e i prodotti devono rispondere ai requisiti indicati nel § 11.7.

Tutto il legno per impieghi strutturali deve essere classificato secondo la resistenza, prima della sua messa in opera.

La presente norma può essere usata anche per le verifiche di strutture in legno esistenti purché si provveda ad una corretta valutazione delle caratteristiche del legno e, in particolare, degli eventuali stati di degrado.

4.4.1. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

La valutazione della sicurezza deve essere effettuata secondo i principi fondamentali illustrati nel Capitolo 2.

La valutazione della sicurezza deve essere svolta secondo il metodo degli stati limite.

I requisiti richiesti di resistenza, rigidità, funzionalità, durabilità e robustezza si garantiscono verificando gli stati limite ultimi e gli stati limite di esercizio della struttura, dei singoli componenti strutturali e dei collegamenti.

4.4.2. ANALISI STRUTTURALE

L'analisi della struttura si può effettuare assumendo un comportamento elastico lineare dei materiali e dei collegamenti considerando i valori pertinenti (medi o caratteristici) del modulo elastico dei materiali e della rigidità delle unioni, in funzione dello stato limite e del tipo di verifica considerati.

I calcoli devono essere svolti usando appropriate schematizzazioni e, se necessario, supportati da prove. Lo schema adottato deve essere sufficientemente accurato per simulare con ragionevole precisione il comportamento strutturale della costruzione, anche in relazione alle modalità costruttive previste.

Nell'analisi globale della struttura, in quella dei sistemi di controvento e nel calcolo delle membrature si deve tener conto delle imperfezioni geometriche e strutturali.

A tal fine possono adottarsi adeguate imperfezioni geometriche equivalenti, il valore delle quali può essere reperito in normative di comprovata validità.

Per quelle tipologie strutturali in grado di ridistribuire le azioni interne, anche grazie alla presenza di giunti di adeguata duttilità, si può far uso di metodi di analisi non lineari.

In presenza di giunti meccanici si deve, di regola, considerare l'influenza della deformabilità degli stessi.

Per tutte le strutture, in particolare per quelle composte da parti con diverso comportamento reologico, le verifiche, per gli stati limite ultimi e di esercizio, devono essere effettuate con riferimento, oltre che alle condizioni iniziali, anche alle condizioni finali (a tempo infinito).

4.4.3. AZIONI E LORO COMBINAZIONI

Le azioni caratteristiche devono essere definite in accordo con quanto indicato nei Capitoli 3 e 2 delle presenti norme.

Per costruzioni civili o industriali per le quali non esistano regolamentazioni specifiche, le azioni di progetto si devono determinare secondo quanto indicato nel Capitolo 2.

4.4.4. CLASSI DI DURATA DEL CARICO

Le azioni di progetto devono essere assegnate ad una delle classi di durata del carico elencate nella Tab. 4.4.I.

Tab. 4.4.I - Classi di durata del carico

Classe di durata del carico	Durata del carico
Permanente	più di 10 anni
Lunga durata	6 mesi - 10 anni
Media durata	1 settimana - 6 mesi
Breve durata	meno di 1 settimana
Istantaneo	--

Le classi di durata del carico si riferiscono a un carico costante attivo per un certo periodo di tempo nella vita della struttura. Per un'azione variabile la classe appropriata deve essere determinata in funzione dell'interazione fra la variazione temporale tipica del carico nel tempo e le proprietà reologiche dei materiali.

Ai fini del calcolo in genere si può assumere quanto segue:

- il peso proprio e i carichi non rimovibili durante il normale esercizio della struttura, appartengono alla classe di durata permanente;
- i carichi permanenti suscettibili di cambiamenti durante il normale esercizio della struttura e i carichi variabili relativi a magazzini e depositi, appartengono alla classe di lunga durata;
- i carichi variabili degli edifici, ad eccezione di quelli relativi a magazzini e depositi, appartengono alla classe di media durata;
- il sovraccarico da neve riferito al suolo q_{sk} , calcolato in uno specifico sito ad una certa altitudine, è da attribuire ad una classe di durata del carico da considerarsi in funzione delle caratteristiche del sito per altitudini di riferimento a_s inferiori a 1000 m, mentre è da considerarsi almeno di media durata per altitudini a_s superiori o uguali a 1000 m;
- l'azione del vento medio appartiene alla classe di breve durata;
- l'azione di picco del vento e le azioni eccezionali in genere appartengono alla classe di durata istantanea;

4.4.5. CLASSI DI SERVIZIO

Le strutture (o parti di esse) devono essere assegnate ad una delle 3 classi di servizio elencate nella Tab. 4.4.II.

Il sistema delle classi di servizio ha lo scopo di definire la dipendenza delle resistenze di progetto e dei moduli elastici del legno e materiali da esso derivati dalle condizioni ambientali.

Tab. 4.4.II - Classi di servizio

Classe di servizio 1	È caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20 °C e un'umidità relativa dell'aria circostante che non superi il 65%, se non per poche settimane all'anno.
Classe di servizio 2	È caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20 °C e un'umidità relativa dell'aria circostante che superi l'85% solo per poche settimane all'anno.
Classe di servizio 3	È caratterizzata da umidità più elevata di quella della classe di servizio 2.

4.4.6. RESISTENZA DI PROGETTO

La durata del carico e l'umidità del legno influiscono sulle proprietà resistenti del legno.

I valori di progetto per le proprietà del materiale a partire dai valori caratteristici si assegnano quindi con riferimento combinato alle classi di servizio e alle classi di durata del carico.

Il valore di progetto X_d di una proprietà del materiale (o della resistenza di un collegamento) viene calcolato mediante la relazione:

$$X_d = \frac{k_{\text{mod}} X_k}{\gamma_M} \quad [4.4.1]$$

dove:

X_k è il valore caratteristico della proprietà del materiale, come specificato al § 11.7, o della resistenza del collegamento. Il valore caratteristico X_k può anche essere determinato mediante prove sperimentali sulla base di prove svolte in condizioni definite dalle norme europee applicabili, come riportato nel paragrafo 11.7;

γ_M è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale, i cui valori sono riportati nella Tab. 4.4.III;

k_{mod} è un coefficiente correttivo che tiene conto dell'effetto, sui parametri di resistenza, sia della durata del carico sia dell'umidità della struttura. I valori di k_{mod} sono forniti nella Tab. 4.4.IV.

Se una combinazione di carico comprende azioni appartenenti a differenti classi di durata del carico si dovrà scegliere un valore di k_{mod} che corrisponde all'azione di minor durata.

Il coefficiente γ_M è valutato secondo la colonna A della tabella 4.4.III. Si possono assumere i valori riportati nella colonna B della stessa tabella, per produzioni continuative di elementi o strutture, soggette a controllo continuativo del materiale dal quale risulti un coefficiente di variazione (rapporto tra scarto quadratico medio e valor medio) della resistenza non superiore al 15%. Le suddette produzioni devono essere inserite in un sistema di qualità di cui al § 11.7.

Tab. 4.4.III - Coefficienti parziali γ_M per le proprietà dei materiali

Stati limite ultimi	Colonna A γ_M	Colonna B γ_M
combinazioni fondamentali		
legno massiccio	1,50	1,45
legno lamellare incollato	1,45	1,35
pannelli di tavole incollate a strati incrociati	1,45	1,35
pannelli di particelle o di fibre	1,50	1,40
LVL, compensato, pannelli di scaglie orientate	1,40	1,30
unioni	1,50	1,40
combinazioni eccezionali	1,00	1,00
	Per i materiali non compresi nella Tabella si potrà fare riferimento ai pertinenti valori riportati nei riferimenti tecnici di comprovata validità indicati nel Capitolo 12, nel rispetto dei livelli di sicurezza delle presenti norme.	

4.4.7. STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Le deformazioni di una struttura, dovute agli effetti delle azioni applicate, degli stati di coazione, delle variazioni di umidità e degli scorrimenti nelle unioni, devono essere contenute entro limiti accettabili, sia in relazione ai danni che possono essere indotti ai materiali di rivestimento, ai pavimenti, alle tramezzature e, più in generale, alle finiture, sia in relazione ai requisiti estetici ed alla funzionalità dell'opera.

In generale nella valutazione delle deformazioni delle strutture si deve tener conto della deformabilità dei collegamenti.

Considerando il particolare comportamento reologico del legno e dei materiali derivati dal legno, si devono valutare sia la deformazione istantanea sia la deformazione a lungo termine.

La deformazione istantanea si calcola usando i valori medi dei moduli elastici per le membrature e il valore istantaneo del modulo di scorrimento dei collegamenti.

Tab. 4.4.IV - Valori di k_{mod} per legno e prodotti strutturali a base di legno

Materiale	Riferimento	Classe di servizio	Classe di durata del carico					
			Permanente	Lunga	Media	Breve	Istantanea	
Legno massiccio	UNI EN 14081-1	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10	
Legno lamellare incollato (*)	UNI EN 14080	2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10	
LVL	UNI EN 14374, UNI EN 14279	3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90	
Compensato	UNI EN 636:2015	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10	
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10	
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90	
Pannello di scaglie orientate (OSB)	UNI EN 300:2006	OSB/2	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
		OSB/3	1	0,40	0,50	0,70	0,90	1,10
		OSB/4	2	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90
Pannello di particelle (truciolare)	UNI EN 312 :2010	Parti 4, 5	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
		Parte 5	2	0,20	0,30	0,45	0,60	0,80
		Parti 6, 7	1	0,40	0,50	0,70	0,90	1,10
		Parte 7	2	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90
Pannello di fibre, pannelli duri	UNI EN 622-2:2005	HB.LA, HB.HLA 1 o 2	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
		HB.HLA 1 o 2	2	0,20	0,30	0,45	0,60	0,80
Pannello di fibre, pannelli semiduri	UNI EN 622-3:2005	MBH.LA1 o 2	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
		MBH.HLS1 o 2	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
		2	-	-	-	0,45	0,80	
Pannello di fibra di legno, ottenuto per via secca (MDF)	UNI EN 622-5:2010	MDF.LA, MDF.HLS	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
		MDF.HLS	2	-	-	-	0,45	0,80

Per i materiali non compresi nella Tabella si potrà fare riferimento ai pertinenti valori riportati nei riferimenti tecnici di comprovata validità indicati nel Capitolo 12, nel rispetto dei livelli di sicurezza delle presenti norme.

(*) I valori indicati si possono adottare anche per i pannelli di tavole incollate a strati incrociati, ma limitatamente alle classi di servizio 1 e 2.

La deformazione a lungo termine può essere calcolata utilizzando i valori medi dei moduli elastici ridotti opportunamente mediante il fattore $1/(1+k_{def})$, per le membrature, e utilizzando un valore ridotto nello stesso modo del modulo di scorrimento dei collegamenti.

Il coefficiente k_{def} tiene conto dell'aumento di deformabilità con il tempo causato dall'effetto combinato della viscosità, dell'umidità del materiale e delle sue variazioni. I valori di k_{def} sono riportati nella Tab. 4.4.V.

La freccia (valore dello spostamento ortogonale all'asse dell'elemento) netta di un elemento inflesso è data dalla somma della freccia dovuta ai soli carichi permanenti, della freccia dovuta ai soli carichi variabili, dedotta dalla eventuale controfreccia (qualora presente).

Nei casi in cui sia opportuno limitare la freccia istantanea dovuta ai soli carichi variabili nella combinazione di carico rara, in mancanza di più precise indicazioni, si raccomanda che essa sia inferiore a $L/300$, essendo L la luce dell'elemento o, nel caso di mensole, il doppio dello sbalzo.

Nei casi in cui sia opportuno limitare la freccia finale, in mancanza di più precise indicazioni, si raccomanda che essa sia inferiore a $L/200$, essendo L la luce dell'elemento o, nel caso di mensola, il doppio dello sbalzo.

Per il calcolo della freccia finale si potrà fare utile riferimento ai documenti di comprovata validità cui al capitolo 12.

I limiti indicati per la freccia costituiscono solo requisiti minimi indicativi. Limitazioni più severe possono rivelarsi necessarie in casi particolari, ad esempio in relazione ad elementi portati non facenti parte della struttura. In generale, nel caso di impalcati, si raccomanda la verifica della compatibilità della deformazione con la destinazione d'uso.

Tab. 4.4.V - Valori di k_{def} per legno e prodotti strutturali a base di legno

Materiale	Riferimento	Classe di servizio			
		1	2	3	
Legno massiccio	UNI EN 14081-1	0,60	0,80	2,00	
Legno lamellare incollato *	UNI EN 14080	0,60	0,80	2,00	
LVL	UNI EN 14374, UNI EN 14279	0,60	0,80	2,00	
Compensato	UNI EN 636:2015	0,80	-	-	
		0,80	1,00	-	
		0,80	1,00	2,50	
Pannelli di scaglie orientate (OSB)	UNI EN 300:2006	OSB/2	2,25	-	-
		OSB/3 OSB/4	1,50	2,25	-
Pannello di particelle (truciolare)	UNI EN 312:2010	Parte 4	2,25	-	-
		Parte 5	2,25	3,00	-
		Parte 6	1,50	-	-
		Parte 7	1,50	2,25	-
Pannello di fibre, pannelli duri	UNI EN 622-2:2005	HB.LA	2,25	-	-
		HB.HLA1, HB.HLA2	2,25	3,00	-
Pannello di fibre, pannelli semiduri	UNI EN 622-3:2005	MBH.LA1, MBH.LA2	3,00	-	-
		MBH.HLS1, MBH.HLS2	3,00	4,00	-
		MDF.LA	2,25	-	-
Pannello di fibra di legno, ottenuto per via secca (MDF)	UNI EN 622-5:2010	MDF.HLS	2,25	3,00	-

Per materiale posto in opera con umidità prossima al punto di saturazione delle fibre, e che possa essere soggetto a essiccazione sotto carico, il valore di k_{def} dovrà, in assenza di idonei provvedimenti, essere aumentato a seguito di opportune valutazioni, sommando ai termini della tabella un valore comunque non inferiore a 2,0.

Per i materiali non compresi nella Tabella si potrà fare riferimento ai pertinenti valori riportati nei riferimenti tecnici di comprovata validità indicati nel Capitolo 12, nel rispetto dei livelli di sicurezza delle presenti norme.

* I valori indicati si possono adottare anche per i pannelli di tavole incollate a strati incrociati, ma limitatamente alle classi di servizio 1 e 2.

4.4.8. STATI LIMITE ULTIMI

4.4.8.1 VERIFICHE DI RESISTENZA

Le tensioni interne si possono calcolare nell'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e di una relazione lineare tra tensioni e deformazioni fino alla rottura.

Le resistenze di progetto dei materiali X_d sono quelle definite al § 4.4.6.

Le prescrizioni del presente paragrafo si riferiscono alla verifica di resistenza di elementi strutturali in legno massiccio o di prodotti derivati dal legno aventi direzione della fibratura coincidente sostanzialmente con il proprio asse longitudinale e sezione trasversale costante, soggetti a sforzi agenti prevalentemente lungo uno o più assi principali dell'elemento stesso (Fig. 4.4.1).

A causa dell'anisotropia del materiale, le verifiche degli stati tensionali di trazione e compressione si devono eseguire tenendo conto dell'angolo tra direzione della fibratura e direzione della tensione.

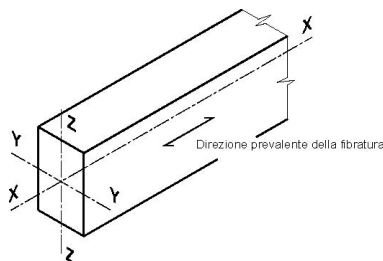


Fig. 4.4.1 - Assi dell'elemento

4.4.8.1.1 Trazione parallela alla fibratura

Deve essere soddisfatta la seguente condizione:

$$\sigma_{t,0,d} \leq f_{t,0,d} \quad [4.4.2]$$

dove:

$\sigma_{t,0,d}$ è la tensione di progetto a trazione parallela alla fibratura valutata sulla sezione netta;

$f_{t,0,d}$ è la corrispondente resistenza di progetto (formula 4.4.1), determinata tenendo conto anche delle dimensioni della sezione trasversale mediante il coefficiente k_{tr} come definito al § 11.7.1.1.

Nelle giunzioni di estremità si dovrà tener conto dell'eventuale azione flettente indotta dall'eccentricità dell'azione di trazione attraverso il giunto: tali azioni secondarie potranno essere computate, in via approssimata, attraverso una opportuna riduzione della resistenza di progetto a trazione.

4.4.8.1.2 Trazione perpendicolare alla fibratura

Nella verifica degli elementi si dovrà opportunamente tener conto del volume effettivamente sollecitato a trazione. Per tale verifica si dovrà far riferimento a normative di comprovata validità.

Particolare attenzione dovrà essere posta nella verifica degli elementi soggetti a forze trasversali applicate in prossimità dei bordi della sezione in direzione tale da indurre tensione di trazione perpendicolare alla fibratura.

4.4.8.1.3 Compressione parallela alla fibratura

Deve essere soddisfatta la seguente condizione:

$$\sigma_{c,0,d} \leq f_{c,0,d} \quad [4.4.3]$$

dove:

$\sigma_{c,0,d}$ è la tensione di progetto a compressione parallela alla fibratura;

$f_{c,0,d}$ è la corrispondente resistenza di progetto (formula 4.4.1).

Deve essere inoltre effettuata la verifica di stabilità per elementi compressi, come definita al § 4.4.8.2.2.

4.4.8.1.4 Compressione perpendicolare alla fibratura

Deve essere soddisfatta la seguente condizione:

$$\sigma_{c,90,d} \leq f_{c,90,d} \quad [4.4.4]$$

dove:

$\sigma_{c,90,d}$ è la tensione di progetto a compressione ortogonale alla fibratura;

$f_{c,90,d}$ è la corrispondente resistenza di progetto (formula 4.4.1).

Nella valutazione di $\sigma_{c,90,d}$ è possibile tenere conto della ripartizione del carico nella direzione della fibratura lungo l'altezza della sezione trasversale dell'elemento. È possibile, con riferimento a normative di comprovata validità, tener conto di una larghezza efficace maggiore di quella di carico.

4.4.8.1.5 Compressione inclinata rispetto alla fibratura

Nel caso di tensioni di compressione agenti lungo una direzione inclinata rispetto alla fibratura si deve opportunamente tener conto della sua influenza sulla resistenza, facendo riferimento a normative di comprovata validità.

4.4.8.1.6 Flessione

Devono essere soddisfatte entrambe le condizioni seguenti:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad [4.4.5a]$$

$$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad [4.4.5b]$$

dove:

$\sigma_{m,y,d}$ e $\sigma_{m,z,d}$ sono le tensioni di progetto massime per flessione rispettivamente nei piani xz e xy determinate assumendo una distribuzione elastico lineare delle tensioni sulla sezione (vedi Fig. 4.4.1);

$f_{m,y,d}$ e $f_{m,z,d}$ sono le corrispondenti resistenze di progetto a flessione (formula 4.4.1), determinate tenendo conto anche delle dimensioni della sezione trasversale mediante il coefficiente k_{ν} , come definito al § 11.7.1.1.

I valori da adottare per il coefficiente $k_{m\nu}$, che tiene conto convenzionalmente della redistribuzione delle tensioni e della disomogeneità del materiale nella sezione trasversale, sono:

- $k_m = 0,7$ per sezioni trasversali rettangolari;
- $k_m = 1,0$ per altre sezioni trasversali.

Deve essere inoltre effettuata la verifica di stabilità per elementi inflessi (svergolamento o instabilità flesso-torsionale), come definita al § 4.4.8.2.1.

4.4.8.1.7 Tensoflessione

Nel caso di sforzo normale di trazione accompagnato da sollecitazioni di flessione attorno ai due assi principali dell'elemento strutturale, devono essere soddisfatte entrambe le seguenti condizioni:

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad [4.4.6a]$$

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad [4.4.6b]$$

I valori di k_m da utilizzare sono quelli riportati al § 4.4.8.1.6.

Deve essere inoltre effettuata la verifica di stabilità per elementi inflessi (svergolamento o instabilità flesso-torsionale), come definita al § 4.4.8.2.1.

4.4.8.1.8 Pressoflessione

Nel caso di sforzo normale di compressione accompagnato da sollecitazioni di flessione attorno ai due assi principali dell'elemento strutturale, devono essere soddisfatte entrambe le seguenti condizioni:

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad [4.4.7a]$$

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad [4.4.7b]$$

I valori di k_m da utilizzare sono quelli riportati al precedente § 4.4.8.1.6.

Devono essere inoltre effettuate le verifiche di stabilità, come definite al § 4.4.8.2.

4.4.8.1.9 Taglio

Deve essere soddisfatta la condizione:

$$\tau_d \leq f_{v,d} \quad [4.4.8]$$

dove:

τ_d è la massima tensione tangenziale di progetto, valutata secondo la teoria di Jourawski, **considerando una larghezza di trave opportunamente ridotta per la presenza di eventuali fessurazioni**;

$f_{v,d}$ è la corrispondente resistenza di progetto a taglio (formula 4.4.1).

Alle estremità della trave si potrà effettuare la verifica sopra indicata valutando in modo convenzionale τ_d , considerando nullo, ai fini del calcolo dello sforzo di taglio di estremità, il contributo di eventuali forze agenti all'interno del tratto di lunghezza pari all'altezza h della trave, misurato a partire dal bordo interno dell'appoggio, o all'altezza effettiva ridotta h_{eff} nel caso di travi con intagli.

Per la verifica di travi con intagli o rastremazioni di estremità si farà riferimento a normative di comprovata validità.

La resistenza a taglio per rotolamento delle fibre (rolling shear) si può assumere non maggiore di due volte la resistenza a trazione in direzione ortogonale alla fibratura.

4.4.8.1.10 Torsione

Deve essere soddisfatta la condizione:

$$\tau_{\text{tor,d}} \leq k_{\text{sh}} f_{\text{v,d}} \quad [4.4.9]$$

dove:

$\tau_{\text{tor,d}}$ è la massima tensione tangenziale di progetto per torsione;

k_{sh} è un coefficiente che tiene conto della forma della sezione trasversale;

$f_{\text{v,d}}$ è la resistenza di progetto a taglio (formula 4.4.1).

Per il coefficiente k_{sh} si possono assumere i valori:

$k_{\text{sh}} = 1,2$ per sezioni circolari piene;

$k_{\text{sh}} = 1 + 0,15 h/b \leq 2$ per sezioni rettangolari piene, di lati b e h , $b \leq h$;

$k_{\text{sh}} = 1$ per altri tipi di sezione.

4.4.8.1.11 Taglio e torsione

Nel caso di torsione accompagnata da taglio si può eseguire una verifica combinata adottando la formula di interazione:

$$\frac{\tau_{\text{tor,d}}}{k_{\text{sh}} f_{\text{v,d}}} + \left(\frac{\tau_{\text{d}}}{f_{\text{v,d}}} \right)^2 \leq 1 \quad [4.4.10]$$

ove il significato dei simboli è quello riportato nei paragrafi corrispondenti alle verifiche a taglio e a torsione.

4.4.8.2 VERIFICHE DI STABILITÀ

Oltre alle verifiche di resistenza devono essere eseguite le verifiche necessarie ad accertare la sicurezza della struttura o delle singole membrature nei confronti di possibili fenomeni di instabilità, quali lo svergolamento delle travi inflesse (instabilità flessotorsionale) e lo sbandamento laterale degli elementi compressi o pressoinflessi.

Nella valutazione della sicurezza all'instabilità occorre tener conto, per il calcolo delle tensioni per flessione, anche della curvatura iniziale dell'elemento, dell'eccentricità del carico assiale e delle eventuali deformazioni (frecche o controfrecche) imposte.

Per queste verifiche si devono utilizzare i valori caratteristici al frattile 5% per i moduli elastici dei materiali.

4.4.8.2.1 Elementi inflessi (instabilità di trave)

Nel caso di flessione semplice, con momento flettente agente attorno all'asse forte y della sezione (cioè nel piano ortogonale a quello di possibile svergolamento), con riferimento alla tensione dovuta al massimo momento agente nel tratto di trave compreso tra due successivi ritegni torsionali, deve essere soddisfatta la relazione:

$$\frac{\sigma_{\text{m,d}}}{k_{\text{crit,m}} f_{\text{m,d}}} \leq 1 \quad [4.4.11]$$

$\sigma_{\text{m,d}}$ tensione di progetto massima per flessione;

$k_{\text{crit,m}}$ coefficiente riduttivo di tensione critica per instabilità di trave, per tener conto della riduzione di resistenza dovuta allo sbandamento laterale;

$f_{\text{m,d}}$ resistenza di progetto a flessione (formula 4.4.1), determinata tenendo conto anche delle dimensioni della sezione trasversale mediante il coefficiente k_{t} .

Per travi aventi una deviazione laterale iniziale rispetto alla rettilineità nei limiti di accettabilità del prodotto, si possono assumere i seguenti valori del coefficiente di tensione critica $k_{\text{crit,m}}$

$$k_{\text{crit,m}} = \begin{cases} 1 & \text{per } \lambda_{\text{rel,m}} \leq 0,75 \\ 1,56 - 0,75\lambda_{\text{rel,m}} & \text{per } 0,75 < \lambda_{\text{rel,m}} \leq 1,4 \\ 1/\lambda_{\text{rel,m}}^2 & \text{per } 1,4 < \lambda_{\text{rel,m}} \end{cases} \quad [4.4.12]$$

$\lambda_{\text{rel,m}} = \sqrt{f_{\text{m,k}} / \sigma_{\text{m,crit}}}$ snellezza relativa di trave;

$f_{\text{m,k}}$ resistenza caratteristica a flessione (paragrafo 11.7.1.1);

$\sigma_{\text{m,crit}}$ tensione critica per flessione calcolata secondo la teoria classica della stabilità, con i valori dei moduli elastici caratteristici (frattile 5%) (paragrafo 11.7.1.1).

4.4.8.2.2 Elementi compressi (instabilità di colonna)

Nel caso di asta soggetta solo a sforzo normale deve essere soddisfatta la condizione:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{crit,c} f_{c,0,d}} \leq 1 \quad [4.4.13]$$

$\sigma_{c,0,d}$ tensione di compressione di progetto per sforzo normale;

$f_{c,0,d}$ resistenza di progetto a compressione;

$k_{crit,c}$ coefficiente riduttivo di tensione critica per instabilità di colonna valutato per il piano in cui assume il valore minimo.

Il coefficiente riduttivo $k_{crit,c}$ si calcola in funzione della snellezza relativa di colonna $\lambda_{rel,c}$, che vale:

$$\lambda_{rel,c} = \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{\sigma_{c,crit}}} = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} \quad [4.4.14]$$

$f_{c,0,k}$ resistenza caratteristica a compressione parallela alla fibratura;

$\sigma_{c,crit}$ tensione critica calcolata secondo la teoria classica della stabilità, con i valori dei moduli elastici caratteristici (frattile 5%) (paragrafo 11.7.1.1);

λ snellezza dell'elemento strutturale valutata per il piano in cui essa assume il valore massimo.

Quando $\lambda_{rel,c} \leq 0,3$ si deve porre $k_{crit,c} = 1$, altrimenti

$$k_{crit,c} = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel,c}^2}} \quad [4.4.15]$$

con

$$k = 0,5 \left(1 + \beta_c (\lambda_{rel,c} - 0,3) + \lambda_{rel,c}^2 \right) \quad [4.4.16]$$

β_c coefficiente di imperfezione, che, se gli elementi rientrano nei limiti di rettilineità definiti al § 4.4.15, può assumere i seguenti valori:

- per legno massiccio $\beta_c = 0,2$;
- per legno lamellare $\beta_c = 0,1$.

4.4.9. COLLEGAMENTI

I collegamenti tra gli elementi strutturali devono essere progettati in numero, posizione, resistenza, rigidezza tali da garantire la trasmissione delle sollecitazioni di progetto allo stato limite considerato in coerenza ai criteri adottati nello svolgimento dell'analisi strutturale.

Le capacità portanti e le deformabilità dei mezzi di unione utilizzati nei collegamenti devono essere determinate sulla base di prove meccaniche, per il cui svolgimento può farsi utile riferimento alle norme UNI EN 1075, UNI EN 1380, UNI EN 1381, UNI EN 26891, UNI EN ISO 8970 e alle pertinenti norme europee.

La capacità portante e la deformabilità dei mezzi di unione possono essere valutate con riferimento a normative di comprovata validità.

Nel calcolo della capacità portante del collegamento realizzato con mezzi di unione del tipo a gambo cilindrico, si dovrà tener conto, tra l'altro, della tipologia e della capacità portante ultima del singolo mezzo d'unione, del tipo di unione (legno-legno, pannelli-legno, acciaio-legno), del numero di sezioni resistenti e, nel caso di collegamento organizzato con più unioni elementari, dell'allineamento dei singoli mezzi di unione.

È ammesso l'uso di sistemi di unione di tipo speciale purché il comportamento degli stessi sia chiaramente individuato su base teorica e/o sperimentale e purché sia comunque garantito un livello di sicurezza non inferiore a quanto previsto nella presente norma tecnica.

Giunti a dita incollati a tutta sezione non possono essere usati in classe di servizio 3.

In ogni caso i sistemi di unione devono essere verificati nelle reali condizioni di impiego in opera.

4.4.10. ELEMENTI STRUTTURALI

Ogni elemento strutturale, in legno massiccio o in materiali derivati dal legno, prevalentemente compresso, inflesso, teso o sottoposto a combinazioni dei precedenti stati di sollecitazione, può essere caratterizzato da un'unica sezione o da una sezione composta da più elementi, incollati o assemblati meccanicamente.

Le verifiche dell'elemento composto dovranno tener conto degli scorrimenti nelle unioni. A tale scopo è ammesso adottare per le unioni un legame lineare tra sforzo e scorrimento.

Nel caso di elementi strutturali realizzati mediante accoppiamento di elementi a base di legno o di altro materiale tramite connessioni o incollaggi, la verifica complessiva dell'elemento composto dovrà tenere conto dell'effettivo comportamento dell'unione,

definito con riferimento a normativa tecnica di comprovata validità ed eventualmente per via sperimentale. In ogni caso le sollecitazioni nei singoli elementi componenti dovranno essere confrontate con quelle specificate ai §§ 4.1, 4.2 in relazione a ciascun singolo materiale.

4.4.11. SISTEMI STRUTTURALI

Le strutture reticolari costituite da elementi lignei assemblati tramite collegamenti metallici, unioni di carpenteria o incollaggio, dovranno essere in genere analizzate come sistemi di travi, considerando la deformabilità e le effettive eccentricità dei collegamenti.

La stabilità delle singole membrature nelle strutture intelaiate deve essere verificata, in generale, tenendo conto delle effettive condizioni dei vincoli nonché della deformabilità dei nodi e della presenza di eventuali sistemi di controventamento.

La stabilità delle strutture intelaiate deve essere verificata considerando, oltre agli effetti instabilizzanti dei carichi verticali, anche le imperfezioni geometriche e strutturali, inquadrando le corrispondenti azioni convenzionali nella stessa classe di durata dei carichi che le hanno provocate.

Nei casi in cui la stabilità laterale è assicurata dal contrasto di controventamenti adeguati, la lunghezza di libera inflessione dei piedritti, in mancanza di un'analisi rigorosa, si può assumere pari all'altezza d'interpiano.

Per gli archi, oltre alle usuali verifiche, vanno sempre eseguite le verifiche nei confronti dell'instabilità anche al di fuori del piano.

Per gli archi, come per tutte le strutture spingenti, i vincoli devono essere idonei ad assorbire le componenti orizzontali delle reazioni.

Le azioni di progetto sui controventi e/o diaframmi devono essere determinate tenendo conto anche delle imperfezioni geometriche strutturali, nonché delle deformazioni indotte dai carichi applicati, se significative.

Qualora le strutture dei tetti e dei solai svolgano anche funzioni di controventamento nel loro piano (diaframmi per tetti e solai), la capacità di esplicare tale funzione con un comportamento a lastra deve essere opportunamente verificata, tenendo conto delle modalità di realizzazione e delle caratteristiche dei mezzi di unione.

Qualora gli elementi di parete svolgano anche funzioni di controventamento nel loro piano (diaframma per pareti), la capacità di esplicare tale funzione con un comportamento a mensola verticale deve essere opportunamente verificata, tenendo conto delle modalità di realizzazione e delle caratteristiche dei mezzi di unione.

4.4.12. ROBUSTEZZA

I requisiti di robustezza strutturale di cui ai §§ 2.1 e 3.1.1 possono essere raggiunti anche mediante l'adozione di opportune scelte progettuali e di adeguati provvedimenti costruttivi che, per gli elementi lignei, devono riguardare almeno:

- la protezione della struttura e dei suoi elementi componenti nei confronti dell'umidità;
- l'utilizzazione di mezzi di collegamento intrinsecamente duttili o di sistemi di collegamento a comportamento duttile;
- l'utilizzazione di elementi composti a comportamento globalmente duttile;
- la limitazione delle zone di materiale legnoso sollecitate a trazione perpendicolarmente alla fibratura, soprattutto nei casi in cui tali stati di sollecitazione si accompagnino a tensioni tangenziali (come nel caso degli intagli) e, in genere, quando siano da prevedere elevati gradienti di umidità nell'elemento durante la sua vita utile.

4.4.13. DURABILITÀ

In relazione alla classe di servizio della struttura e alle condizioni di carico, dovrà essere predisposto in sede progettuale un programma delle operazioni di manutenzione e di controllo da effettuarsi durante la vita della struttura.

4.4.14. RESISTENZA AL FUOCO

Le verifiche di resistenza al fuoco potranno eseguirsi con riferimento a UNI EN 1995-1-2, utilizzando i coefficienti γ_M (vedi § 4.4.6, Tab. 4.4.III) relativi alle combinazioni eccezionali.

4.4.15. REGOLE PER L'ESECUZIONE

In assenza di specifiche prescrizioni contenute nelle pertinenti norme di prodotto, le tolleranze di lavorazione così come quelle di esecuzione devono essere definite in fase progettuale.

In assenza di specifiche prescrizioni contenute nelle pertinenti norme di prodotto, al fine di limitare la variazione dell'umidità del materiale e dei suoi effetti sul comportamento strutturale, le condizioni di stoccaggio, montaggio e le fasi di carico parziali, devono essere definite in fase progettuale.

Per tutte le membrature per le quali sia significativo il problema della instabilità, lo scostamento dalla configurazione geometrica teorica non dovrà superare 1/500 della distanza tra due vincoli successivi, nel caso di elementi lamellari incollati, e 1/300 della medesima distanza, nel caso di elementi di legno massiccio.

Il legno, i componenti derivati dal legno e gli elementi strutturali non dovranno di regola essere esposti a condizioni atmosferiche più severe di quelle previste per la struttura finita e che comunque producano effetti che ne compromettano l'efficienza strutturale.

Prima della costruzione o comunque prima della messa in carico, il legno dovrà essere portato ad una umidità il più vicino possibile a quella appropriata alle condizioni ambientali in cui si troverà nell'opera finita.

Qualora si operi con elementi lignei per i quali assumano importanza trascurabile gli effetti del ritiro, o comunque della variazione della umidità, si potrà accettare durante la posa in opera una maggiore umidità del materiale, purché sia assicurata al legno la possibilità di un successivo asciugamento, fino a raggiungere l'umidità prevista in fase progettuale senza che ne venga compromessa l'efficienza strutturale.

I sistemi di collegamento non devono presentare distorsioni permanenti in opera.

4.4.16. VERIFICHE PER SITUAZIONI TRANSITORIE, CONTROLLI E PROVE DI CARICO

Per situazioni costruttive transitorie, come quelle che si hanno durante le fasi della costruzione, dovranno adottarsi tecnologie costruttive e programmi di lavoro che non possono provocare danni permanenti alla struttura o agli elementi strutturali e che comunque non possano riverberarsi sulla sicurezza dell'opera.

Le entità delle azioni ambientali da prendere in conto saranno determinate in relazione alla durata della situazione transitoria e della tecnologia esecutiva.

L'assegnazione delle azioni di progetto ad una delle classi di durata del carico e delle classi di servizio dovrà essere congruente con la effettiva durata della situazione transitoria in esame.

In aggiunta a quanto previsto al Capitolo 9, l'esecuzione delle prove di carico per le strutture con elementi portanti di legno o con materiali derivati dal legno, dovrà tener conto della temperatura ambientale e dell'umidità del materiale.

L'applicazione del carico dovrà essere in grado di evidenziare la dipendenza del comportamento del materiale dalla durata e dalla velocità di applicazione del carico.

A tal fine, si possono adottare metodi e protocolli di prova riportati in normative di comprovata validità.

4.4.17. VERIFICHE PER SITUAZIONI PROGETTUALI ECCEZIONALI

Per situazioni progettuali eccezionali, il progetto dovrà dimostrare la robustezza della costruzione mediante procedure di scenari di danno per i quali i fattori parziali γ_M dei materiali possono essere assunti pari all'unità.

4.4.18. PROGETTAZIONE INTEGRATA DA PROVE E VERIFICA MEDIANTE PROVE

La resistenza e la funzionalità di strutture e elementi strutturali può essere misurata attraverso prove su campioni di adeguata numerosità.

I risultati delle prove eseguite su opportuni campioni devono essere trattati con i metodi dell'analisi statistica, in modo tale da ricavare parametri significativi quali media, deviazione standard e fattore di asimmetria della distribuzione, sì da caratterizzare adeguatamente un modello probabilistico descrittore delle quantità indagate (variabili aleatorie).

Indicazioni più dettagliate al riguardo e metodi operativi completi per la progettazione integrata da prove possono essere reperiti nella Appendice D della UNI EN 1990:2006.

4.5. COSTRUZIONI DI MURATURA

4.5.1. DEFINIZIONI

Formano oggetto delle presenti norme le costruzioni con struttura portante verticale realizzata con sistemi di muratura in grado di sopportare azioni verticali ed orizzontali, collegati tra di loro da strutture di impalcato, orizzontali ai piani ed eventualmente inclinate in copertura, e da opere di fondazione.

Per l'impiego di tipologie murarie o materiali diversi rispetto a quanto di seguito specificato si applica quanto previsto ai §§ 4.6 o 11.1.

4.5.2. MATERIALI E CARATTERISTICHE TIPOLOGICHE

4.5.2.1 MALTE

Le prescrizioni riguardanti le malte per muratura sono contenute nel § 11.10.2.

4.5.2.2 ELEMENTI RESISTENTI IN MURATURA

4.5.2.2.1 Elementi artificiali

Per gli elementi resistenti artificiali da impiegare con funzione resistente si applicano le prescrizioni riportate al § 11.10.1.

Gli elementi resistenti artificiali possono essere dotati di fori in direzione normale al piano di posa (foratura verticale) oppure in direzione parallela (foratura orizzontale) con caratteristiche di cui al § 11.10. Gli elementi possono essere rettificati sulla superficie di posa.

Per l'impiego nelle opere trattate dalla presente norma, gli elementi sono classificati in base alla percentuale di foratura φ ed all'area media della sezione normale di ogni singolo foro f .

I fori sono di regola distribuiti pressoché uniformemente sulla faccia dell'elemento.

La percentuale di foratura è espressa dalla relazione $\varphi = 100 F/A$ dove:

F è l'area complessiva dei fori passanti e profondi non passanti;

A è l'area lorda della faccia dell'elemento di muratura delimitata dal suo perimetro.

Nel caso dei blocchi in laterizio estrusi la percentuale di foratura φ coincide con la percentuale in volume dei vuoti come definita dalla norma UNI EN 772-9:2007.

Le Tab. 4.5.Ia-b riportano la classificazione per gli elementi in laterizio e calcestruzzo rispettivamente.

Tab. 4.5.Ia - Classificazione elementi in laterizio

Elementi	Percentuale di foratura φ	Area f della sezione normale del foro
Pieni	$\varphi \leq 15\%$	$f \leq 9 \text{ cm}^2$
Semipieni	$15\% < \varphi \leq 45\%$	$f \leq 12 \text{ cm}^2$
Forati	$45\% < \varphi \leq 55\%$	$f \leq 15 \text{ cm}^2$

Gli elementi possono avere incavi di limitata profondità destinati ad essere riempiti dal letto di malta.

Elementi di laterizio di area lorda A maggiore di 300 cm^2 possono essere dotati di un foro di presa di area massima pari a 35 cm^2 , da computare nella percentuale complessiva della foratura, avente lo scopo di agevolare la presa manuale; per A superiore a 580 cm^2 sono ammessi due fori, ciascuno di area massima pari a 35 cm^2 , oppure un foro di presa o per l'eventuale alloggiamento della armatura la cui area non superi 70 cm^2 .

Tab. 4.5.Ib - Classificazione elementi in calcestruzzo

Elementi	Percentuale di foratura φ	Area f della sezione normale del foro	
		$A \leq 900 \text{ cm}^2$	$A > 900 \text{ cm}^2$
Pieni	$\varphi \leq 15\%$	$f \leq 0,10 A$	$f \leq 0,15 A$
Semipieni	$15\% < \varphi \leq 45\%$	$f \leq 0,10 A$	$f \leq 0,15 A$
Forati	$45\% < \varphi \leq 55\%$	$f \leq 0,10 A$	$f \leq 0,15 A$

Non sono soggetti a limitazione i fori degli elementi in laterizio e calcestruzzo destinati ad essere riempiti di calcestruzzo o malta.

Lo spessore minimo dei setti interni (distanza minima tra due fori) è il seguente:

elementi in laterizio e di silicato di calcio: 7 mm;
 elementi in calcestruzzo: 18 mm;

Spessore minimo dei setti esterni (distanza minima dal bordo esterno al foro più vicino al netto dell'eventuale rigatura) è il seguente:

elementi in laterizio e di silicato di calcio: 10 mm;
 elementi in calcestruzzo: 18 mm;

Per i valori di adesività malta/elemento resistente si può fare riferimento a indicazioni di normative di riconosciuta validità.

4.5.2.2 Elementi naturali

Gli elementi naturali sono ricavati da materiale lapideo non friabile o sfaldabile, e resistente al gelo; essi non devono contenere in misura sensibile sostanze solubili, o residui organici e devono essere integri, senza zone alterate o rimovibili.

Gli elementi devono possedere i requisiti di resistenza meccanica ed adesività alle malte determinati secondo le modalità descritte nel § 11.10.3.

4.5.2.3 MURATURE

Le murature costituite dall'assemblaggio organizzato ed efficace di elementi e malta possono essere a *singolo paramento*, se la parete è senza cavità o giunti verticali continui nel suo piano, o a *paramento doppio*. In questo ultimo caso, qualora siano presenti le connessioni trasversali previste dall'Eurocodice UNI EN 1996-1-1, si farà riferimento agli stessi Eurocodici UNI EN 1996-1-1, oppure, in assenza delle connessioni trasversali previste dall'Eurocodice, si applica quanto previsto al § 4.6.

Nel caso di elementi naturali, le pietre di geometria pressoché parallelepipedica, poste in opera in strati regolari, formano le murature di *pietra squadrata*. L'impiego di materiale di cava grossolanamente lavorato è consentito per le nuove costruzioni, purché posto in opera in strati pressoché regolari: in tal caso si parla di muratura di *pietra non squadrata*; se la muratura in pietra non squadrata è intercalata, ad interasse non superiore a 1,6 m e per tutta la lunghezza e lo spessore del muro, da fasce di calcestruzzo semplice o armato oppure da ricorsi orizzontali costituiti da almeno due filari di laterizio pieno, si parla di *muratura listata*.

L'uso di giunti di malta sottili (spessore compreso tra 0,5 mm e 3 mm) e/o di giunti verticali a secco va limitato ad edifici con numero di piani fuori terra non superiore a quanto specificato al § 7.8.1.2 ed altezza interpiano massima di 3,5 m.

4.5.3. CARATTERISTICHE MECCANICHE DELLE MURATURE

Le proprietà fondamentali in base alle quali si classifica una muratura sono la resistenza caratteristica a compressione f_k , la resistenza caratteristica a taglio in assenza di azione assiale f_{vk0} , il modulo di elasticità normale secante E , il modulo di elasticità tangenziale secante G .

Le resistenze caratteristiche f_k e f_{vk0} sono determinate o per via sperimentale su campioni di muro o, con alcune limitazioni, in funzione delle proprietà dei componenti. Le modalità per determinare le resistenze caratteristiche sono indicate nel § 11.10.3, dove sono anche riportate le modalità per la valutazione dei moduli di elasticità.

In ogni caso i valori delle caratteristiche meccaniche utilizzate per le verifiche devono essere indicati nel progetto delle opere.

In ogni caso, quando è richiesto un valore di f_k maggiore o uguale a 8 MPa si deve controllare il valore di f_k , mediante prove sperimentali come indicato nel § 11.10.

4.5.4. ORGANIZZAZIONE STRUTTURALE

L'edificio a muratura portante deve essere concepito come una struttura tridimensionale. I sistemi resistenti di pareti di muratura, gli orizzontamenti e le fondazioni devono essere collegati tra di loro in modo da resistere alle azioni verticali ed orizzontali.

I pannelli murari, di muratura non armata, sono considerati resistenti anche alle azioni orizzontali quando hanno una lunghezza non inferiore a 0,3 volte l'altezza di interpiano; i pannelli murari svolgono funzione portante, quando sono sollecitati prevalentemente da azioni verticali, e svolgono funzione di controvento, quando sollecitati prevalentemente da azioni orizzontali. Ai fini di un adeguato comportamento statico e dinamico dell'edificio, tutti le pareti devono assolvere, per quanto possibile, sia la funzione portante sia la funzione di controventamento.

Gli orizzontamenti sono generalmente solai piani, o con falde inclinate in copertura, che devono assicurare, per resistenza e rigidità, la ripartizione delle azioni orizzontali fra i muri di controventamento.

L'organizzazione dell'intera struttura e l'interazione ed il collegamento tra le sue parti devono essere tali da assicurare appropriata resistenza e stabilità, ed un comportamento d'insieme "scatolare".

Per garantire un comportamento scatolare, muri ed orizzontamenti devono essere opportunamente collegati fra loro. Tutte le pareti devono essere collegate al livello dei solai mediante cordoli di piano di calcestruzzo armato e, tra di loro, mediante ammortamenti lungo le intersezioni verticali. I cordoli di piano devono avere adeguata sezione ed armatura.

Devono inoltre essere previsti opportuni incatenamenti al livello dei solai, aventi lo scopo di collegare tra loro i muri paralleli della scatola muraria. Tali incatenamenti devono essere realizzati per mezzo di armature metalliche o altro materiale resistente a trazione, le cui estremità devono essere efficacemente ancorate ai cordoli. Per il collegamento nella direzione di tessitura del solaio possono essere omessi gli incatenamenti quando il collegamento è assicurato dal solaio stesso. Per il collegamento in direzione normale alla tessitura del solaio, si possono adottare opportuni accorgimenti che sostituiscano efficacemente gli incatenamenti costituiti da tiranti estranei al solaio.

Il collegamento fra la fondazione e la struttura in elevazione è generalmente realizzato mediante cordolo in calcestruzzo armato disposto alla base di tutte le murature verticali resistenti. È possibile realizzare la prima elevazione con pareti di calcestruzzo armato; in tal caso la disposizione delle fondazioni e delle murature sovrastanti deve essere tale da garantire un adeguato centraggio dei carichi trasmessi alle pareti della prima elevazione ed alla fondazione.

Lo spessore dei muri portanti non può essere inferiore ai seguenti valori:

– muratura in elementi resistenti artificiali pieni	150 mm
– muratura in elementi resistenti artificiali semipieni	200 mm
– muratura in elementi resistenti artificiali forati	240 mm
– muratura di pietra squadrata	240 mm
– muratura di pietra listata	400 mm
– muratura di pietra non squadrata	500 mm

I fenomeni del secondo ordine possono essere controllati mediante la *snellezza convenzionale* della parete, definita dal rapporto:

$$\lambda = h_0 / t \quad [4.5.1]$$

dove h_0 è la lunghezza libera di inflessione della parete valutata in base alle condizioni di vincolo ai bordi espresse dalla [4.5.5] e t è lo spessore della parete.

Il valore della snellezza λ non deve risultare superiore a 20.

4.5.5. ANALISI STRUTTURALE

La risposta strutturale è calcolata usando:

- analisi semplificate.
- analisi lineari, assumendo i valori secanti dei moduli di elasticità
- analisi non lineari

Per la valutazione di effetti locali è consentito l'impiego di modelli di calcolo relativi a parti isolate della struttura.

Per il calcolo dei carichi trasmessi dai solai alle pareti e per la valutazione su queste ultime degli effetti delle azioni fuori dal piano, è consentito l'impiego di modelli semplificati, basati sullo schema dell'articolazione completa alle estremità degli elementi strutturali.

4.5.6. VERIFICHE

Le verifiche sono condotte con l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e trascurando la resistenza a trazione per flessione della muratura.

Oltre alle verifiche sulle pareti portanti, si deve eseguire anche la verifica di travi di accoppiamento in muratura ordinaria, quando prese in considerazione dal modello della struttura. Tali verifiche si eseguono in analogia a quanto previsto per i pannelli murari verticali.

4.5.6.1 RESISTENZE DI PROGETTO

Le resistenze di progetto da impiegare, rispettivamente, per le verifiche a compressione, pressoflessione e a carichi concentrati (f_d), e a taglio (f_{vd}) valgono:

$$f_d = f_k / \gamma_M \quad [4.5.2]$$

$$f_{vd} = f_{vk} / \gamma_M \quad [4.5.3]$$

dove

f_k è la resistenza caratteristica a compressione della muratura;

f_{vk} è la resistenza caratteristica a taglio della muratura in presenza delle effettive tensioni di compressione, valutata secondo quanto indicato al §11.10.3.3, in cui γ_M è il coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza a compressione della muratura, comprensivo delle incertezze di modello e di geometria, fornito dalla Tab. 4.5.II, in funzione delle classi di esecuzione più avanti precisate, e a seconda che gli elementi resistenti utilizzati siano di categoria I o di categoria II (vedi § 11.10.1).

Tab. 4.5.II. Valori del coefficiente γ_M in funzione della classe di esecuzione e della categoria degli elementi resistenti

Materiale	Classe di esecuzione	
	1	2
Muratura con elementi resistenti di categoria I, malta a prestazione garantita	2,0	2,5
Muratura con elementi resistenti di categoria I, malta a composizione prescritta	2,2	2,7
Muratura con elementi resistenti di categoria II, ogni tipo di malta	2,5	3,0

L'attribuzione delle Classi di esecuzione 1 e 2 viene effettuata adottando quanto di seguito indicato.

In ogni caso occorre (Classe 2):

- disponibilità di specifico personale qualificato e con esperienza, dipendente dell'impresa esecutrice, per la supervisione del lavoro (capocantiere);
- disponibilità di specifico personale qualificato e con esperienza, indipendente dall'impresa esecutrice, per il controllo ispettivo del lavoro (direttore dei lavori).

La Classe 1 è attribuita qualora siano previsti, oltre ai controlli di cui sopra, le seguenti operazioni di controllo:

- controllo e valutazione in loco delle proprietà della malta e del calcestruzzo;
- dosaggio dei componenti della malta "a volume" con l'uso di opportuni contenitori di misura e controllo delle operazioni di miscelazione o uso di malta premiscelata certificata dal produttore.

4.5.6.2 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI

Gli stati limite ultimi da verificare sono:

- presso flessione per carichi laterali (resistenza e stabilità fuori dal piano);
- presso flessione nel piano del muro;
- taglio per azioni nel piano del muro;
- carichi concentrati;
- flessione e taglio di travi di accoppiamento.

Le verifiche vanno condotte con riferimento a normative di comprovata validità.

Per la verifica a presso flessione per carichi laterali, nel caso di adozione dell'ipotesi di articolazione completa delle estremità della parete (vedi § 4.5.5), è consentito far riferimento al metodo semplificato di seguito riportato.

La resistenza unitaria di progetto ridotta $f_{d,rid}$ riferita all'elemento strutturale si assume pari a

$$f_{d,rid} = \Phi f_d \quad [4.5.4]$$

in cui Φ è il coefficiente di riduzione della resistenza del materiale, riportato in Tab. 4.5.III in funzione della snellezza convenzionale λ e del coefficiente di eccentricità m definito più avanti (equazione [4.5.6]).

Per valori non contemplati in tabella è ammessa l'interpolazione lineare; in nessun caso sono ammesse estrapolazioni.

Tab. 4.5.III - Valori del coefficiente Φ con l'ipotesi della articolazione (a cerniera)

Snellezza λ	Coefficiente di eccentricità $m = 6 e/t$				
	0	0,5	1,0	1,5	2,0
0	1,00	0,74	0,59	0,44	0,33
5	0,97	0,71	0,55	0,39	0,27
10	0,86	0,61	0,45	0,27	0,16
15	0,69	0,48	0,32	0,17	
20	0,53	0,36	0,23		

Per la valutazione della snellezza convenzionale λ della parete secondo l'espressione [4.5.1] la lunghezza libera d'inflessione del muro h_0 è data dalla relazione

$$h_0 = \varrho h \quad [4.5.5]$$

in cui il fattore ϱ tiene conto dell'efficacia del vincolo fornito dai muri ortogonali e h è l'altezza interna di piano; ϱ assume il valore 1 per muro isolato, e i valori indicati nella Tab. 4.5.IV, quando il muro non ha aperture ed è irrigidito con efficace vincolo da due muri trasversali di spessore non inferiore a 200 mm, e di lunghezza l non inferiore a $1/5 h$, posti ad interasse a .

Tab. 4.5.IV - Fattore laterale di vincolo

h/a	ϱ
$h/a \leq 0,5$	1
$0,5 < h/a \leq 1,0$	$3/2 - h/a$
$1,0 < h/a$	$1/[1+(h/a)^2]$

Se un muro trasversale ha aperture, si ritiene convenzionalmente che la sua funzione di irrigidimento possa essere espletata quando lo stipite delle aperture disti dalla superficie del muro irrigidito almeno $1/5$ dell'altezza del muro stesso; in caso contrario si assume $\varrho = 1$.

Nella lunghezza l del muro di irrigidimento si intende compresa anche metà dello spessore del muro irrigidito. Il coefficiente di eccentricità m è definito dalla relazione:

$$m = 6 e/t \quad [4.5.6]$$

essendo e l'eccentricità totale e t lo spessore del muro. Le eccentricità dei carichi verticali sullo spessore della muratura sono dovute alle eccentricità totali dei carichi verticali, alle tolleranze di esecuzione ed alle azioni orizzontali. Esse possono essere determinate convenzionalmente con i criteri che seguono.

a) eccentricità totale dei carichi verticali:

$$e_{s1} = \frac{N_1 d_1}{N_1 + \sum N_2}; \quad e_{s2} = \frac{\sum N_2 d_2}{N_1 + \sum N_2} \quad [4.5.7]$$

dove:

e_{s1} eccentricità della risultante dei carichi trasmessi dai muri dei piani superiori rispetto al piano medio del muro da verificare;

e_{s2} eccentricità delle reazioni di appoggio dei solai soprastanti la sezione di verifica;

N_1 carico trasmesso dal muro sovrastante supposto centrato rispetto al muro stesso;

N_2 reazione di appoggio dei solai soprastanti il muro da verificare;

d_1 eccentricità di N_1 rispetto al piano medio del muro da verificare;

d_2 eccentricità di N_2 rispetto al piano medio del muro da verificare;

tali eccentricità possono essere positive o negative;

b) eccentricità dovuta a tolleranze di esecuzione, e_a .

Considerate le tolleranze morfologiche e dimensionali connesse alle tecnologie di esecuzione degli edifici in muratura si deve tener conto di una eccentricità e_a che è assunta almeno uguale a $e_a = h/200$ [4.5.8]

con h altezza interna di piano.

c) eccentricità e_v dovuta alle azioni orizzontali considerate agenti in direzione normale al piano della muratura,

$$e_v = M_v/N \quad [4.5.9]$$

dove M_v ed N sono, rispettivamente, il massimo momento flettente dovuto alle azioni orizzontali e lo sforzo normale nella relativa sezione di verifica. Il muro è supposto incernierato al livello dei piani e , in mancanza di aperture, anche in corrispondenza dei muri trasversali, se questi hanno interasse minore di 6 m.

Le eccentricità e_s , e_a e e_v vanno convenzionalmente combinate tra di loro secondo le due espressioni:

$$e_1 = |e_s| + e_a; \quad e_2 = \frac{e_1}{2} + |e_v| \quad [4.5.10]$$

Il valore di $e=e_1$ è adottato per la verifica dei muri nelle loro sezioni di estremità; il valore di $e=e_2$ è adottato per la verifica della sezione ove è massimo il valore di M_v . L'eccentricità di calcolo e non può comunque essere assunta inferiore ad e_a .

In ogni caso dove risultare:

$$e_1 \leq 0,33t; \quad e_2 \leq 0,33t \quad [4.5.11]$$

4.5.6.3 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Non è generalmente necessario eseguire verifiche nei confronti di stati limite di esercizio di strutture di muratura, quando siano soddisfatte le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi.

Nel caso della muratura armata, e per particolari situazioni della muratura non armata, si farà riferimento a norme tecniche di comprovata validità.

4.5.6.4 VERIFICHE SEMPLIFICATE

Per edifici semplici è consentito eseguire le verifiche, in via semplificativa, adottando le azioni previste nelle presenti Norme Tecniche, con resistenza del materiale di cui al § 4.5.6.1, ponendo il coefficiente $\gamma_M = 4,2$ ed utilizzando il dimensionamento semplificato di seguito riportato con le corrispondenti limitazioni:

- le pareti strutturali della costruzione siano continue dalle fondazioni alla sommità;
- nessuna altezza interpiano sia superiore a 3,5 metri;
- il numero di piani in muratura non sia superiore a 3 (entro e fuori terra) per costruzioni in muratura ordinaria ed a 4 per costruzioni in muratura armata;
- la planimetria dell'edificio sia inscritto in un rettangolo con rapporti fra lato minore e lato maggiore non inferiore a 1/3;
- la snellezza della muratura, secondo l'espressione [4.5.1], non sia in nessun caso superiore a 12;
- il carico variabile per i solai non sia superiore a 3,00 kN/m².
- devono essere rispettate le percentuali minime, calcolate coperta rispetto alla superficie totale in pianta dell'edificio, di sezione resistente delle pareti, calcolate nelle due direzioni ortogonali, specificate in Tab. 7.8.II.

La verifica si intende soddisfatta se risulta:

$$\sigma = N / (0,65 A) \leq f_k / \gamma_M \quad [4.5.12]$$

in cui N è il carico verticale totale alla base di ciascun piano dell'edificio corrispondente alla somma dei carichi permanenti e variabili (valutati ponendo $\gamma_G = \gamma_Q = 1$) della combinazione caratteristica e A è l'area totale dei muri portanti allo stesso piano.

4.5.7. MURATURA ARMATA

La muratura armata è costituita da elementi resistenti artificiali pieni e semipieni idonei alla realizzazione di pareti murarie incorporanti apposite armature metalliche verticali e orizzontali, annegate nella malta o nel conglomerato cementizio.

Le barre di armatura possono essere costituite da acciaio al carbonio, o da acciaio inossidabile o da acciaio con rivestimento speciale, conformi alle pertinenti indicazioni di cui al § 11.3.

È ammesso, per le armature orizzontali, l'impiego di armature a traliccio elettrosaldato o l'impiego di altre armature conformate in modo da garantire adeguata aderenza ed ancoraggio, nel rispetto delle pertinenti normative di comprovata validità.

In ogni caso dovrà essere garantita una adeguata protezione dell'armatura nei confronti della corrosione.

Le barre di armatura devono avere un diametro minimo di 5 mm. Nelle pareti che incorporano armatura nei letti di malta al fine di fornire un aumento della resistenza ai carichi fuori piano, per contribuire al controllo della fessurazione o per fornire duttilità, l'area totale dell'armatura non deve essere minore dello 0,03% dell'area lorda della sezione trasversale della parete (cioè 0,015% per ogni faccia nel caso della resistenza fuori piano).

Qualora l'armatura sia utilizzata negli elementi di muratura armata per aumentare la resistenza nel piano, o quando sia richiesta armatura a taglio, la percentuale di armatura orizzontale, calcolata rispetto all'area lorda della muratura, non potrà essere inferiore allo 0,04% né superiore allo 0,5%, e non potrà avere interasse superiore a 60 cm. La percentuale di armatura verticale, calcolata rispetto all'area lorda della muratura, non potrà essere inferiore allo 0,05%, né superiore allo 1,0%. In tal caso, armature verticali con sezione complessiva non inferiore a 2 cm² dovranno essere collocate a ciascuna estremità di ogni parete portante, ad ogni intersezione tra pareti portanti, in corrispondenza di ogni apertura e comunque ad interasse non superiore a 4 m.

La lunghezza d'ancoraggio, idonea a garantire la trasmissione degli sforzi alla malta o al calcestruzzo di riempimento, deve in ogni caso essere in grado di evitare la fessurazione longitudinale o lo sfaldamento della muratura. L'ancoraggio deve essere otte-

nuto mediante una barra rettilinea, mediante ganci, piegature o forcelle o, in alternativa, mediante opportuni dispositivi meccanici di comprovata efficacia.

La lunghezza di ancoraggio richiesta per barre dritte può essere calcolata in analogia a quanto usualmente fatto per le strutture di calcestruzzo armato.

L'ancoraggio dell'armatura a taglio, staffe incluse, deve essere ottenuto mediante ganci o piegature, con una barra d'armatura longitudinale inserita nel gancio o nella piegatura. Le sovrapposizioni devono garantire la continuità nella trasmissione degli sforzi di trazione, in modo che lo snervamento dell'armatura abbia luogo prima che venga meno la resistenza della giunzione. In mancanza di dati sperimentali relativi alla tecnologia usata, la lunghezza di sovrapposizione deve essere di almeno 60 diametri.

La malta o il conglomerato di riempimento dei vani o degli alloggi delle armature deve avvolgere completamente l'armatura. Lo spessore di ricoprimento deve essere tale da garantire la trasmissione degli sforzi tra la muratura e l'armatura e tale da costituire un idoneo copriferro ai fini della durabilità degli acciai. L'armatura verticale dovrà essere collocata in apposite cavità o recessi, di dimensioni tali che in ciascuno di essi risulti inscrivibile un cilindro di almeno 6 cm di diametro.

La resistenza a compressione minima richiesta per la malta è di 10 MPa, mentre la classe minima richiesta per il conglomerato cementizio è C12/15. Per i valori di resistenza di aderenza caratteristica dell'armatura si può fare riferimento a risultati di prove sperimentali o a indicazioni normative di comprovata validità.

La resistenza di progetto della muratura da impiegare per le verifiche a taglio (f_{vd}), può essere calcolata ignorando il contributo di qualsiasi armatura a taglio incorporata nell'elemento, qualora non sia fornita l'area minima di armatura sopra specificata per elementi di muratura armata atti ad aumentare la resistenza nel piano, oppure prendendo in considerazione il contributo dell'armatura a taglio, qualora sia presente almeno l'area minima prevista, secondo quanto riportato in normative di riconosciuta validità.

Le verifiche di sicurezza vanno condotte assumendo per l'acciaio $\gamma_s = 1,15$.

4.5.8. MURATURA CONFINATA

La muratura confinata è una muratura costituita da elementi resistenti artificiali pieni e semipieni, dotata di elementi di confinamento in calcestruzzo armato o muratura armata. Il progetto della muratura confinata può essere svolto applicando integralmente quanto previsto negli Eurocodici strutturali ed in particolare nelle norme della serie UNI EN 1996 e UNI EN 1998 con le relative appendici nazionali.

4.5.9. VERIFICHE PER SITUAZIONI TRANSITORIE

Per le situazioni costruttive transitorie, come quelle che si hanno durante le fasi della costruzione, dovranno adottarsi tecnologie costruttive e programmi di lavoro che non possano provocare danni permanenti alla struttura o agli elementi strutturali e che comunque non possano riverberarsi sulla sicurezza dell'opera.

Le entità delle azioni ambientali da prendere in conto saranno determinate in relazione al tempo della situazione transitoria e della tecnologia esecutiva.

4.5.10. VERIFICHE PER SITUAZIONI ECCEZIONALI

Per situazioni progettuali eccezionali, il progetto dovrà dimostrare la robustezza della costruzione mediante procedure di scenari di danno per i quali i fattori parziali γ_M dei materiali possono essere assunti pari a $\frac{1}{2}$ di quelli delle situazioni ordinarie (vedi Tab. 4.5.II).

4.5.11. RESISTENZA AL FUOCO

Le verifiche di resistenza al fuoco potranno eseguirsi con riferimento a UNI EN 1996-1-2, utilizzando i coefficienti γ_M (vedi § 4.5.10) relativi alle combinazioni eccezionali.

4.5.12. PROGETTAZIONE INTEGRATA DA PROVE E VERIFICA MEDIANTE PROVE

La resistenza e la funzionalità di strutture e elementi strutturali può essere misurata attraverso prove su campioni di adeguata numerosità.

I risultati delle prove eseguite su opportuni campioni devono essere trattati con i metodi dell'analisi statistica, in modo tale da ricavare parametri significativi quali media, deviazione standard e fattore di asimmetria della distribuzione, sì da caratterizzare adeguatamente un modello probabilistico descrittore delle quantità indagate (variabili aleatorie).

Indicazioni più dettagliate al riguardo e metodi operativi completi per la progettazione integrata da prove possono essere reperiti nella Appendice D della UNI EN 1990:2006.

4.6. ALTRI SISTEMI COSTRUTTIVI

Qualora vengano usati sistemi costruttivi diversi da quelli disciplinati dalle presenti norme tecniche, la loro idoneità deve essere comprovata da una dichiarazione rilasciata, ai sensi dell'articolo 52, comma 2, del D.P.R. 380/01, dal Presidente del Consiglio superiore dei lavori pubblici su conforme parere dello stesso Consiglio e previa istruttoria del Servizio Tecnico Centrale.

Si intendono per "sistemi costruttivi diversi da quelli disciplinati dalle presenti norme tecniche" quelli per cui le regole di progettazione ed esecuzione non siano previste nelle presenti norme tecniche o nei riferimenti tecnici e nei documenti di comprovata validità di cui al Capitolo 12, nel rispetto dei livelli di sicurezza previsti dalle presenti norme tecniche.

In ogni caso, i materiali o prodotti strutturali utilizzati nel sistema costruttivo devono essere conformi ai requisiti di cui al Capitolo 11.

Per singoli casi specifici le amministrazioni territorialmente competenti alla verifica dell'applicazione delle norme tecniche per le costruzioni ai sensi del DPR 380/2001 o le amministrazioni committenti possono avvalersi dell'attività consultiva, ai sensi dell'articolo 2, comma 1, lettera b), del D.P.R. 204/2006, del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, che si esprime previa istruttoria del Servizio Tecnico Centrale.

CAPITOLO 5.

PONTI

5.1. PONTI STRADALI

5.1.1. OGGETTO

Il presente capitolo contiene i criteri generali e le indicazioni tecniche per la progettazione e l'esecuzione dei ponti stradali.

Nel seguito col termine "ponti" si intendono anche tutte quelle opere che, in relazione alle loro diverse destinazioni, vengono normalmente indicate con nomi particolari, quali: viadotti, sottovia o cavalcavia, sovrappassi, sottopassi, strade sopraelevate, ecc.

Le prescrizioni fornite, per quanto applicabili, riguardano anche i ponti mobili.

5.1.2. PRESCRIZIONI GENERALI

5.1.2.1 GEOMETRIA DELLA SEDE STRADALE

Ai fini della presente normativa, per larghezza della sede stradale del ponte si intende la distanza misurata ortogonalmente all'asse stradale tra i punti più esterni dell'impalcato.

La sede stradale sul ponte è composta dalla piattaforma, eventualmente divisa da uno spartitraffico e composta dalle corsie e dalle banchine, dai cordoli e laddove previsti dai marciapiedi, a seconda dell'importanza, della funzione e delle caratteristiche della strada.

La superficie carrabile del ponte è composta dalla piattaforma e da eventuali marciapiedi sormontabili, di altezza inferiore a 20 cm e non protetti da barriere di sicurezza stradale o da altri dispositivi di ritenuta.

5.1.2.2 ALTEZZA LIBERA

Nel caso di un ponte che scavalchi una strada ordinaria, l'altezza libera al di sotto del ponte non deve essere in alcun punto minore di 5 m, tenendo conto anche delle pendenze della strada sottostante.

Nei casi di strada a traffico selezionato è ammesso, per motivi validi e comprovati, derogare da quanto sopra, purché l'altezza minima non sia minore di 4 m.

Eccezionalmente, ove l'esistenza di vincoli non eliminabili imponesse di scendere al di sotto di tale valore, si può adottare un'altezza minima, in ogni caso non inferiore a 3,20 m. Tale deroga è vincolata al parere favorevole dei Comandi Militare e dei Vigili del Fuoco competenti per territorio.

I ponti sui corsi d'acqua classificati navigabili devono avere il tirante corrispondente alla classe dei natanti previsti.

Per tutti i casi in deroga all'altezza minima prescritta di 5 m, si devono adottare opportuni dispositivi segnaletici di sicurezza (ad es. controsagome), collocati a conveniente distanza dall'imbocco dell'opera.

Nel caso di sottopassaggi pedonali l'altezza libera non deve essere inferiore a 2,50 m.

5.1.2.3 COMPATIBILITÀ IDRAULICA

Quando il ponte interessa un corso d'acqua naturale o artificiale, il progetto deve essere corredato da uno studio di compatibilità idraulica costituito da una relazione idrologica e da una relazione idraulica riguardante le scelte progettuali, la costruzione e l'esercizio del ponte.

L'ampiezza e l'approfondimento dello studio e delle indagini che ne costituiscono la base devono essere commisurati all'importanza del problema e al livello di progettazione. Deve in ogni caso essere definita una piena di progetto caratterizzata da un tempo di ritorno T_r pari a 200 anni ($T_r=200$).

Coerentemente al livello di progettazione, lo studio di compatibilità idraulica deve riportare:

- l'analisi idrologica degli eventi di massima piena e stima della loro frequenza probabile;
- la definizione dei mesi dell'anno durante i quali siano da attendersi eventi di piena, con riferimento alla prevista successione delle fasi costruttive;
- la definizione della scala delle portate nelle condizioni attuali, di progetto, e nelle diverse fasi costruttive previste, corredata dal calcolo del profilo di rigurgito indotto dalla presenza delle opere in alveo, tenendo conto della possibile formazione di ammassi di detriti galleggianti;
- la valutazione dello scavo localizzato con riferimento alle forme ed alle dimensioni di pile, spalle e relative fondazioni, nonché di altre opere in alveo provvisorie e definitive, tenendo conto della possibile formazione di ammassi di detriti galleggianti oltre che dei fenomeni erosivi generalizzati conseguenti al restringimento d'alveo;
- l'esame delle conseguenze di urti e abrasioni dovuti alla presenza di natanti e corpi flottanti.

Il manufatto non dovrà interessare con spalle, pile e rilevati la sezione del corso d'acqua interessata dalla piena di progetto e, se arginata, i corpi arginali.

Qualora fosse necessario realizzare pile in alveo, la luce netta minima tra pile contigue, o fra pila e spalla del ponte, non deve essere inferiore a 40 m misurati ortogonalmente al filone principale della corrente. Per i ponti esistenti, eventualmente interessati da luci nette di misura inferiore, è ammesso l'allargamento della piattaforma, a patto che questo non comporti modifiche dimensio-

nali delle pile, delle spalle o della pianta delle fondazioni di queste, e nel rispetto del franco idraulico come nel seguito precisato. In tutti gli altri casi deve essere richiesta l'autorizzazione all'Autorità competente, che si esprime previo parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Nel caso di pile e/o spalle in alveo, cura particolare è da dedicare al problema delle escavazioni in corrispondenza delle fondazioni e alla protezione delle fondazioni delle pile e delle spalle tenuto anche conto del materiale galleggiante che il corso d'acqua può trasportare. In tali situazioni, una stima anche speditiva dello scalzamento è da sviluppare fin dai primi livelli di progettazione.

Il franco idraulico, definito come la distanza fra la quota liquida di progetto immediatamente a monte del ponte e l'intradosso delle strutture, è da assumersi non inferiore a 1,50 m, e comunque dovrà essere scelto tenendo conto di considerazioni e previsioni sul trasporto solido di fondo e sul trasporto di materiale galleggiante, garantendo una adeguata distanza fra l'intradosso delle strutture e il fondo alveo.

Quando l'intradosso delle strutture non sia costituito da un'unica linea orizzontale tra gli appoggi, il franco idraulico deve essere assicurato per una ampiezza centrale di 2/3 della luce, e comunque non inferiore a 40 m.

Il franco idraulico necessario non può essere ottenuto con il sollevamento del ponte durante la piena.

Lo scalzamento e le azioni idrodinamiche associate al livello idrico massimo che si verifica mediamente ogni anno (si assuma $T_r = 1,001$) devono essere combinate con le altre azioni variabili adottando valori del coefficiente ψ_0 unitario.

Lo scalzamento e le azioni idrodinamiche associati all'evento di piena di progetto devono essere combinate esclusivamente con le altre azioni variabili da traffico, adottando per queste ultime i coefficienti di combinazione ψ_1 .

5.1.3. AZIONI SUI PONTI STRADALI

Le azioni da considerare nella progettazione dei ponti stradali sono:

- le azioni permanenti;
- distorsioni e deformazioni impresse;
- le azioni variabili da traffico;
- le azioni variabili (variazioni termiche, spinte idrodinamiche, vento, neve e le azioni sui parapetti);
- le resistenze passive dei vincoli;
- gli urti sulle barriere di sicurezza stradale di veicoli in svio;
- le azioni sismiche;
- le azioni eccezionali.

5.1.3.1 AZIONI PERMANENTI

1. Peso proprio degli elementi strutturali: g_1
2. Carichi permanenti portati: g_2 (pavimentazione stradale, marciapiedi, barriere acustiche, barriere di sicurezza stradale, parapetti, finiture, sistema di smaltimento acque, attrezzature stradali, rinfianchi e simili).
3. Altre azioni permanenti: g_3 (spinta delle terre, spinte idrauliche, ecc.).

5.1.3.2 DISTORSIONI E DEFORMAZIONI IMPRESSE

1. Distorsioni e presollecitazioni di progetto: ε_1 .
Ai fini delle verifiche si devono considerare gli effetti delle distorsioni e delle presollecitazioni eventualmente previste in progetto.
2. Effetti reologici: ritiro ε_2 e viscosità ε_3 .
Il calcolo degli effetti del ritiro del calcestruzzo e della viscosità deve essere effettuato in accordo al carattere ed all'intensità di tali distorsioni definiti nelle relative sezioni delle presenti Norme Tecniche.
3. Cedimenti vincolari: ε_4 .
Devono considerarsi gli effetti di cedimenti vincolari quando, sulla base delle indagini e delle valutazioni geotecniche, questi risultino significativi per le strutture.

5.1.3.3 AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO. CARICHI VERTICALI: q_1

5.1.3.3.1 Premessa

I carichi verticali da traffico sono definiti dagli Schemi di Carico descritti nel § 5.1.3.3.3, disposti su corsie convenzionali.

5.1.3.3.2 Definizione delle corsie convenzionali

Le larghezze w_i delle corsie convenzionali sulla superficie carrabile ed il massimo numero (intero) possibile di tali corsie su di essa sono indicati nel prospetto seguente (Fig. 5.1.1 e Tab. 5.1.I).

Se non diversamente specificato, qualora la piattaforma di un impalcato da ponte sia divisa in due parti separate da una zona spartitraffico centrale, si distinguono i casi seguenti:

- a) se le parti sono separate da una barriera di sicurezza fissa, ciascuna parte, incluse tutte le corsie di emergenza e le banchine, è autonomamente divisa in corsie convenzionali.
- b) se le parti sono separate da barriere di sicurezza mobili o da altro dispositivo di ritenuta, l'intera carreggiata, inclusa la zona spartitraffico centrale, è divisa in corsie convenzionali.

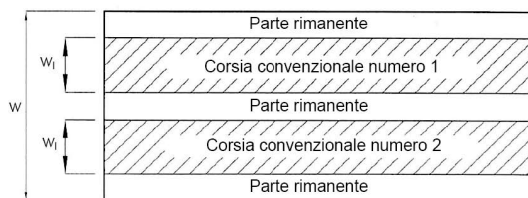


Fig. 5.1.1 - Esempio di numerazione delle corsie

Tab. 5.1.I - Numero e larghezza delle corsie

Larghezza della superficie carrabile "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40$ m	$n_1 = 1$	3,00	$(w - 3,00)$
$5,4 \leq w < 6,0$ m	$n_1 = 2$	$w/2$	0
$6,0 \text{ m} \leq w$	$n_1 = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_1)$

La disposizione e la numerazione delle corsie va determinata in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto. Per ogni singola verifica il numero di corsie da considerare caricate, la loro disposizione sulla superficie carrabile e la loro numerazione vanno scelte in modo che gli effetti della disposizione dei carichi risultino i più sfavorevoli. La corsia che, caricata, dà l'effetto più sfavorevole è numerata come corsia Numero 1; la corsia che dà il successivo effetto più sfavorevole è numerata come corsia Numero 2, ecc.

Quando la superficie carrabile è costituita da due parti separate portate da uno stesso impalcato, le corsie sono numerate considerando l'intera superficie carrabile, cosicché vi è solo una corsia 1, solo una corsia 2 ecc., che possono appartenere alternativamente ad una delle due parti.

Quando la superficie carrabile consiste di due parti separate portate da due impalcati indipendenti, per il progetto di ciascun impalcato si adottano numerazioni indipendenti. Quando, invece, gli impalcati indipendenti sono portati da una singola pila o da una singola spalla, per il progetto della pila o della spalla si adotta un'unica numerazione per le due parti.

Per ciascuna singola verifica e per ciascuna corsia convenzionale si applicano gli Schemi di Carico definiti nel seguito per una lunghezza e per una disposizione longitudinale tali da ottenere l'effetto più sfavorevole.

5.1.3.3 Schemi di Carico

Le azioni variabili del traffico, comprensive degli effetti dinamici, sono definite dai seguenti Schemi di Carico:

Schema di Carico 1: è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti come mostrato in Fig. 5.1.2. Questo schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. Il carico tandem, se presente, va considerato per intero.

Schema di Carico 2: è costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0,60 m ed altezza 0,35 m, come mostrato in Fig. 5.1.2. Questo schema va considerato autonomamente con asse longitudinale nella posizione più gravosa ed è da assumere a riferimento solo per verifiche locali. Qualora sia più gravoso si considererà il peso di una singola ruota di 200 kN.

Schema di Carico 3: è costituito da un carico isolato da 150 kN con impronta quadrata di lato 0,40 m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi non protetti da sicurvità.

Schema di Carico 4: è costituito da un carico isolato da 10 kN con impronta quadrata di lato 0,10 m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi protetti da sicurvità e sulle passerelle pedonali.

Schema di Carico 5: costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di 5,0 kN/m². Il valore di combinazione è invece di 2,5 kN/m². Il carico folla deve essere applicato su tutte le zone significative della superficie di influenza, inclusa l'area dello spartitraffico centrale, ove rilevante.

Schemi di Carico 6.a, b, c: In assenza di studi specifici ed in alternativa al modello di carico principale, generalmente cautelativo, per opere di luce maggiore di 300 m, ai fini della statica complessiva del ponte, si può far riferimento ai seguenti carichi $q_{L,a}$, $q_{L,b}$ e $q_{L,c}$

$$q_{L,a} = 128,95 \left(\frac{1}{L}\right)^{0,25} \quad [\text{KN/m}] \quad [5.1.1]$$

$$q_{L,b} = 88,71 \left(\frac{1}{L}\right)^{0,38} \quad [\text{KN/m}] \quad [5.1.2]$$

$$q_{L,c} = 77,12 \left(\frac{1}{L}\right)^{0,38} \quad [\text{KN/m}] \quad [5.1.3]$$

essendo L la lunghezza della zona caricata in m.

5.1.3.3.4 Categorie Stradali

Sulla base dei carichi mobili ammessi al transito, i ponti stradali si suddividono nelle due seguenti categorie:

 ponti per il transito dei carichi mobili sopra indicati con il loro intero valore;

 ponti per il transito dei soli carichi associati allo Schema 5 (ponti pedonali).

L'accesso ai ponti pedonali di carichi diversi da quelli di progetto deve essere materialmente impedito.

Se necessario, il progetto potrà specificatamente considerare uno o più veicoli speciali rappresentativi, per geometria e carichi-asse, dei veicoli eccezionali previsti sul ponte. Detti veicoli speciali e le relative regole di combinazione possono essere appositamente specificati caso per caso o dedotti da normative di comprovata validità.

5.1.3.3.5 Disposizione dei carichi mobili per realizzare le condizioni di carico più gravose

Il numero delle colonne di carichi mobili da considerare nel calcolo è quello massimo compatibile con la larghezza della superficie carrabile, tenuto conto che la larghezza di ingombro convenzionale è stabilita per ciascuna corsia in 3,00 m.

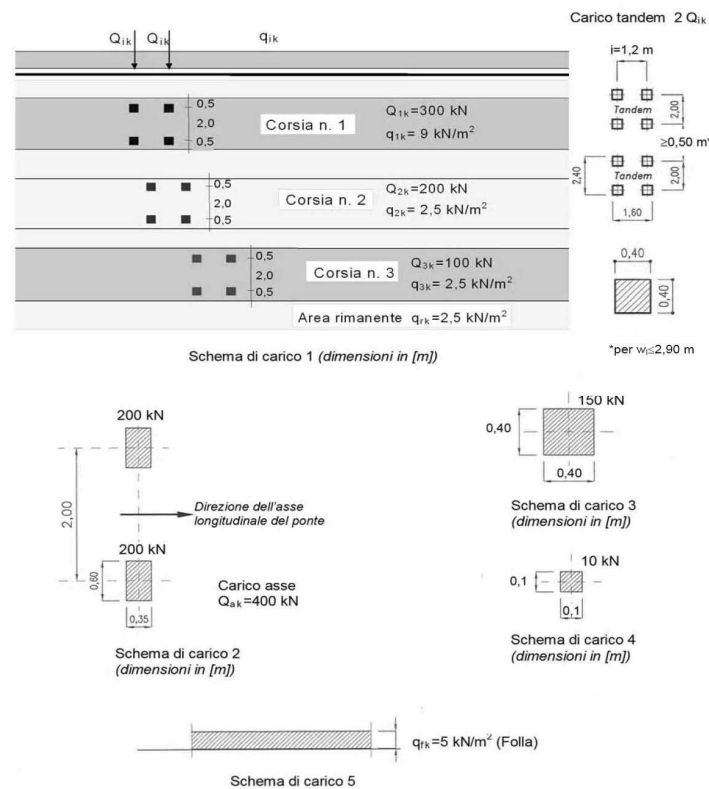


Fig. 5.1.2 - Schemi di carico 1 – 5 (dimensioni in m)

In ogni caso il numero delle corsie non deve essere inferiore a 2, a meno che la larghezza della superficie carrabile sia inferiore a 5,40 m.

La disposizione dei carichi ed il numero delle corsie sulla superficie carrabile saranno volta per volta quelli che determinano le condizioni più sfavorevoli di sollecitazione per la struttura, membratura o sezione considerata.

Si devono considerare, compatibilmente con le larghezze precedentemente definite, le seguenti intensità dei carichi (Tab. 5.1.II):

Tab. 5.1.II - Intensità dei carichi Q_{ik} e q_{ik} per le diverse corsie

Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
Corsia Numero 1	300	9,00
Corsia Numero 2	200	2,50
Corsia Numero 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50

Per i ponti pedonali si considera il carico associato allo Schema 5 (folla compatta) applicato con la disposizione più gravosa per le singole verifiche.

Ai fini delle verifiche globali di opere singole di luce maggiore di 300 m, in assenza di studi specifici ed in alternativa al modello di carico principale, si disporrà sulla corsia n. 1 un carico $q_{L,av}$, sulla corsia n. 2 un carico $q_{L,bv}$, sulla corsia n. 3 un carico $q_{L,c}$ e sulle altre corsie e sull'area rimanente un carico distribuito di intensità 2,5 kN/m².

I carichi $q_{L,av}$, $q_{L,b}$ e $q_{L,c}$ si dispongono in asse alle rispettive corsie convenzionali.

5.1.3.3.6 Strutture secondarie di impalcato

Diffusione dei carichi locali

I carichi concentrati da considerarsi ai fini delle verifiche locali ed associati agli Schemi di Carico 1, 2, 3 e 4 si assumono uniformemente distribuiti sulla superficie della rispettiva impronta. La diffusione attraverso la pavimentazione e lo spessore della soletta si considera avvenire secondo un angolo di 45°, fino al piano medio della struttura della soletta sottostante (Fig. 5.1.3.a). Nel caso di piastra ortotropa la diffusione va considerata fino al piano medio della lamiera superiore d'impalcato (Fig. 5.1.3.b).

Calcolo delle strutture secondarie di impalcato

Ai fini del calcolo delle strutture secondarie dell'impalcato (solette, marciapiedi, traversi, ecc.) si devono prendere in considerazione i carichi già definiti in precedenza, nelle posizioni di volta in volta più gravose per l'elemento considerato. In alternativa si considera, se più gravoso, il carico associato allo Schema 2, disposto nel modo più sfavorevole e supposto viaggiante in direzione longitudinale.

Per i marciapiedi non protetti da sicurvia si considera il carico associato allo Schema 3.

Per i marciapiedi protetti da sicurvia e per i ponti pedonali si considera il carico associato allo Schema 4.

Nella determinazione delle combinazioni di carico si indica come carico q_1 la disposizione dei carichi mobili che, caso per caso, risulta più gravosa ai fini delle verifiche.

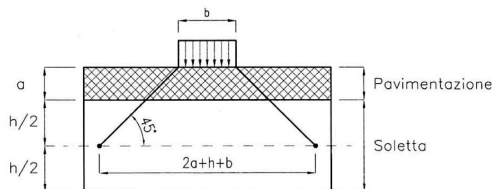


Fig. 5.1.3.a - Diffusione dei carichi concentrati nelle solette

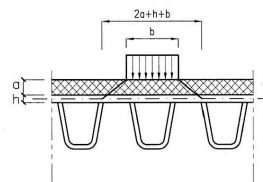


Fig. 5.1.3.b - Diffusione dei carichi concentrati negli impalcato a piastra ortotropa

5.1.3.4 AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO. INCREMENTO DINAMICO ADDIZIONALE IN PRESENZA DI DISCONTINUITÀ STRUTTURALI: q_2

I carichi mobili includono gli effetti dinamici per pavimentazioni di media rugosità. In casi particolari, come ad esempio in prossimità dei giunti di dilatazione, può essere necessario considerare un coefficiente dinamico addizionale q_2 , da valutare in riferimento alla specifica situazione considerata.

5.1.3.5 AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO. AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO O DI ACCELERAZIONE: q_3

La forza di frenamento o di accelerazione q_3 è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 ed è uguale a

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0,6 (2Q_{1k}) + 0,10q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN} \quad [5.1.4]$$

essendo w_1 la larghezza della corsia e L la lunghezza della zona caricata. La forza, applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia, è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata e include gli effetti di interazione.

5.1.3.6 AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO. AZIONE CENTRIFUGA: q_4

Nei ponti con asse curvo di raggio R (in metri) l'azione centrifuga corrispondente ad ogni colonna di carico si valuta convenzionalmente come indicato in Tab. 5.1.III, essendo $Q_v = \sum_i 2Q_{ik}$ il carico totale dovuto agli assi tandem dello schema di carico 1 agenti sul ponte.

Il carico concentrato q_4 , applicato a livello della pavimentazione, agisce in direzione normale all'asse del ponte.

Tab. 5.1.III - Valori caratteristici delle forze centrifughe

Raggio di curvatura [m]	q_4 [kN]
$R < 200$	$0,2 Q_v$
$200 \leq R \leq 1500$	$40 Q_v/R$
$1500 \leq R$	0

5.1.3.7 AZIONI DI NEVE E DI VENTO: q_5

Per le azioni da neve e vento vale quanto specificato al Capitolo 3.

L'azione del vento può essere convenzionalmente assimilata ad un sistema di carichi statici, la cui componente principale è orizzontale e diretta ortogonalmente all'asse del ponte e/o diretta nelle direzioni più sfavorevoli per alcuni dei suoi elementi (ad es. le pile). Tale componente principale si considera agente sulla proiezione nel piano verticale delle superfici investite, ivi compresi i parapetti, le barriere di sicurezza stradale e le barriere acustiche, ove previsti; al riguardo può farsi utile riferimento a documenti di comprovata validità di cui al Capitolo 12.

La superficie dei carichi transitanti sul ponte esposta al vento si assimila ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3 m a partire dal piano stradale.

L'azione del vento si può valutare come sopra specificato nei casi in cui essa non possa destare fenomeni dinamici nelle strutture del ponte o quando l'orografia non possa dar luogo ad azioni anomale del vento.

Per i ponti particolarmente sensibili all'eccitazione dinamica del vento si deve procedere alla valutazione della risposta strutturale in galleria del vento e, se necessario, alla formulazione di un modello matematico dell'azione del vento dedotto da misure sperimentali.

Il carico di neve si considera non concomitante con i carichi da traffico, salvo che per ponti coperti.

5.1.3.8 AZIONI IDRODINAMICHE: q_6

Le azioni idrodinamiche sulle pile poste nell'alveo dei fiumi devono essere calcolate secondo le prescrizioni del § 5.1.2.3 tenendo conto, oltre che dell'orientamento e della forma della pila, anche degli effetti di modificazioni locali dell'alveo, dovute, per esempio, allo scalzamento.

5.1.3.9 AZIONI DELLA TEMPERATURA: q_7

Il calcolo degli effetti delle variazioni termiche deve essere effettuato in accordo al carattere ed all'intensità di tali variazioni definite nel Capitolo 3. Per situazioni di particolare complessità può anche farsi utile riferimento a documenti di comprovata validità, di cui al Capitolo 12.

5.1.3.10 AZIONI SUI PARAPETTI E URTO DI VEICOLO IN SVIO: q_8

L'altezza dei parapetti non può essere inferiore a 1,10 m. I parapetti devono essere calcolati in base ad un'azione orizzontale di 1,5 kN/m applicata al corrimano.

Le barriere di sicurezza stradali e gli elementi strutturali ai quali sono collegate devono essere dimensionati in funzione della classe di contenimento richiesta, per l'impiego specifico, dalle norme nazionali applicabili.

Nel progetto dell'impalcato deve essere considerata una combinazione di carico nella quale al sistema di forze orizzontali, equivalenti all'effetto dell'azione d'urto sulla barriera di sicurezza stradale, si associa un carico verticale isolato sulla sede stradale costituito dallo Schema di Carico 2, posizionato in adiacenza alla barriera stessa e disposto nella posizione più gravosa.

Tale sistema di forze orizzontali potrà essere valutato dal progettista, alternativamente, sulla base:

- delle risultanze sperimentali ottenute nel corso di prove d'urto al vero, su barriere della stessa tipologia e della classe di contenimento previste in progetto, mediante l'utilizzo di strumentazione idonea a registrare l'evoluzione degli effetti dinamici;
- del riconoscimento di equivalenza tra il sistema di forze e le azioni trasmesse alla struttura, a causa di urti su barriere della stessa tipologia e della classe di contenimento previste in progetto, laddove tale equivalenza risulti da valutazioni teoriche e/o modellazioni numerico-sperimentali;

In assenza delle suddette valutazioni, il sistema di forze orizzontali può essere determinato con riferimento alla resistenza caratteristica degli elementi strutturali principali coinvolti nel meccanismo d'insieme della barriera e deve essere applicato ad una quota h , misurata dal piano viario, pari alla minore delle dimensioni h_1 e h_2 , dove $h_1 = (\text{altezza della barriera} - 0,10\text{m})$ e $h_2 = 1,00\text{m}$. Nel dimensionamento degli elementi strutturali ai quali è collegata la barriera si deve tener conto della eventuale sovrapposizione delle zone di diffusione di tale sistema di forze, in funzione della geometria della barriera e delle sue condizioni di vincolo. Per il dimen-

sionamento dell'impalcato, le forze orizzontali così determinate devono essere amplificate di un fattore pari a 1,50.

Il coefficiente parziale di sicurezza per la combinazione di carico agli SLU per l'urto di veicolo in svio deve essere assunto unitario.

5.1.3.11 RESISTENZE PASSIVE DEI VINCOLI: q_9

Nel calcolo delle pile, delle spalle, delle fondazioni, degli stessi apparecchi di appoggio e, se del caso, dell'impalcato, si devono considerare le forze che derivano dalle resistenze parassite dei vincoli.

Nel caso di appoggi in gomma dette forze devono essere valutate sulla base delle caratteristiche dell'appoggio e degli spostamenti previsti.

Le resistenze passive dei vincoli devono essere considerate associate a quelle azioni per le quali danno effetto.

Il coefficiente parziale di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU deve essere assunto come per le azioni variabili.

5.1.3.12 AZIONI SISMICHE: E

Per le azioni sismiche si devono rispettare le prescrizioni di cui ai §§ 2.5.3 e 3.2.

Nelle espressioni [2.5.5] e [2.5.7] si assume, di regola, per i carichi dovuti al transito dei mezzi $\psi_2 = 0,0$.

Ove necessario, per esempio per ponti in zona urbana di intenso traffico, si assume per i carichi dovuti al transito dei mezzi $\psi_2 = 0,2$, quando rilevante, sia nella combinazione delle azioni, sia per la definizione dell'effetto dell'azione sismica.

5.1.3.13 AZIONI ECCEZIONALI: A

Le azioni eccezionali da considerare nel progetto sono valutate sulla base delle indicazioni contenute nel § 3.6, in generale, ed al § 3.6.3, in particolare.

Con riferimento al § 3.6.3.1, si puntualizza che le azioni d'urto agenti sugli elementi strutturali orizzontali al disopra della strada, sono da impiegarsi per la verifica di sicurezza globale dell'impalcato nel suo insieme inteso come corpo rigido (sollevamento/ribaltamento); al verificarsi di tali eventi sono ammessi danni localizzati agli elementi strutturali che non comportino il collasso dell'impalcato.

I piedritti dei ponti ubicati a distanza $\leq 5,0$ m dalla sede stradale devono essere protetti contro il pericolo di urti di veicoli stradali mediante adeguate opere chiaramente destinate alla protezione dei piedritti stessi.

5.1.3.14 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico da considerare ai fini delle verifiche devono essere stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto al Cap. 2.

Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si devono considerare, generalmente, le combinazioni riportate in Tab. 5.1.IV.

Tab. 5.1.IV – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

Gruppo di azioni	Carichi sulla superficie carrabile					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili non sormontabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (schemi di carico 1, 2, 3, 4 e 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura	Forza centrifuga	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5KN/m ²
2a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m ²
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m ²			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m ²
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(*) Ponti pedonali
 (**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
 (***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

La Tab. 5.1.V, con riferimento al § 2.6.1, fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi.

Altri valori di coefficienti parziali sono riportati nel Capitolo 4 con riferimento a particolari azioni specifiche dei diversi materiali. I valori dei coefficienti di combinazione ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} per le diverse categorie di azioni sono riportati nella Tab. 5.1.VI.

Tab. 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g_2	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}$, $\gamma_{\epsilon 3}$, $\gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

⁽²⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Tab. 5.1.VI – Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

Per le opere di luce maggiore di 300 m è possibile modificare i coefficienti indicati in tabella previa autorizzazione del Servizio tecnico centrale del Consiglio superiore dei lavori pubblici, sentito lo stesso Consiglio.

5.1.4. VERIFICHE DI SICUREZZA

Le verifiche di sicurezza sulle varie parti dell'opera devono essere effettuate sulla base dei criteri definiti dalle presenti norme tecniche.

In particolare devono essere effettuate le verifiche allo stato limite ultimo, ivi compresa la verifica allo stato limite di fatica, ed agli stati limite di esercizio riguardanti gli stati di fessurazione e di deformazione.

Le combinazioni di carico da considerare ai fini delle verifiche devono essere stabilite in modo da garantire la sicurezza secondo quanto definito nei criteri generali enunciati al Capitolo 2 delle presenti norme tecniche.

5.1.4.1 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI

Si deve verificare che sia: $E_d \leq R_d$, dove E_d è il valore di progetto degli effetti delle azioni ed R_d è la corrispondente resistenza di progetto.

5.1.4.2 STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Per gli Stati Limite di Esercizio si dovrà verificare che sia: $E_d \leq C_d$, dove C_d è un valore nominale o una funzione di certe proprietà materiali legate agli effetti progettuali delle azioni considerate, E_d è il valore di progetto dell'effetto dell'azione determinato sulla base delle combinazioni di carico.

5.1.4.3 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI FATICA

Per strutture, elementi strutturali e dettagli sensibili a fenomeni di fatica devono essere eseguite opportune verifiche.

Le verifiche devono essere condotte considerando spettri di carico differenziati, a seconda che si conduca una verifica per vita illimitata o una verifica a danneggiamento.

In assenza di studi specifici, volti alla determinazione dell'effettivo spettro di carico che interessa il ponte, si può far riferimento ai modelli descritti nel seguito.

Verifiche per vita illimitata

Le verifiche a fatica per vita illimitata possono essere condotte, per dettagli caratterizzati da limite di fatica ad ampiezza costante, controllando che la massima differenza di tensione $\Delta\sigma_{\max}=(\sigma_{\max}-\sigma_{\min})$ indotta nel dettaglio stesso dallo spettro di carico significativo risulti minore del limite di fatica del dettaglio stesso. Ai fini del calcolo del $\Delta\sigma_{\max}$ si possono impiegare, in alternativa, i modelli di carico di fatica 1 e 2, disposti sul ponte nelle due configurazioni che determinano la tensione massima e minima, rispettivamente, nel dettaglio considerato.

Modello di carico 1

Il modello di carico di fatica 1 è costituito dallo Schema di Carico 1 assumendo il 70% dei carichi concentrati ed il 30% di quelli distribuiti (vedi fig. 5.1.4), applicati in asse alle corsie convenzionali individuate secondo i criteri individuati al §5.1.3.3.5

Per verifiche locali si deve considerare, se più gravoso, il modello costituito dall'asse singolo dello schema di carico 2, isolato e con carico al 70% (vedi fig.5.1.4).

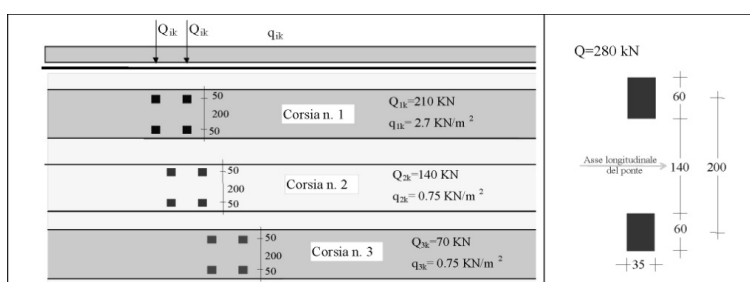







Fig. 5.1.4 - Modello di carico di fatica 1

Modello di carico 2

Quando siano necessarie valutazioni più precise, in alternativa al modello di carico di fatica semplificato 1, derivato dal modello di carico principale, si può impiegare il modello di carico di fatica 2, rappresentato nella Tab. 5.1.VII; applicato al centro della corsia convenzionale n. 1, che è quella che determina gli effetti più severi nel dettaglio in esame

Il modello di carico 2 non considera gli effetti di più corsie caricate sull'impalcato in esame. Nel caso in cui siano da prevedere significativi effetti di interazione tra veicoli, per l'applicazione di questo modello si deve disporre di dati supplementari, reperibili o da letteratura tecnica consolidata o a seguito di studi specifici.

Tab. 5.1.VII - Modello di carico di fatica 2 – veicoli frequenti

Sagoma del veicolo	Distanza tra gli assi (m)	Carico frequente per asse (kN)	Tipo di ruota (Tab. 5.1.IX)
	4,50	90 190	A B
	4,20 1,30	80 140 140	A B B
	3,20 5,20 1,30 1,30	90 180 120 120 120	A B C C C
	3,40 6,00 1,80	90 190 140 140	A B B B
	4,80 3,60 4,40 1,30	90 180 120 110 110	A B C C C

Verifiche a danneggiamento

Le verifiche a danneggiamento consistono nel verificare che nel dettaglio considerato lo spettro di carico produca un danneggiamento $D \leq 1$.

Il danneggiamento D è valutato mediante la legge di Palmgren-Miner, considerando la curva S-N caratteristica del dettaglio e la vita nominale dell'opera.

Le verifiche devono essere condotte considerando lo spettro di tensione indotto nel dettaglio dal modello di carico di fatica semplificato 3, riportato in Fig. 5.1.5, costituito da un veicolo di fatica simmetrico a 4 assi, ciascuno di peso 120 kN, o, in alternativa, quando siano necessarie valutazioni più precise, dallo spettro di carico equivalente costituente il modello di carico di fatica 4, riportato in Tab. 5.1.VIII, ove è rappresentata anche la percentuale di veicoli da considerare, in funzione del traffico interessante la strada servita dal ponte.

I veicoli dei modelli di carico di fatica 3 o 4 possono essere applicati in asse alle corsie convenzionali determinate in accordo con il §5.1.3.3.5. È possibile, tuttavia, adottare disposizioni più favorevoli dei veicoli, considerando che il flusso avvenga per il 10% sulle corsie convenzionali e per il 90% sulle corsie fisiche. La posizione dei veicoli sulle corsie fisiche dovrà essere tale da determinare gli effetti più severi nel dettaglio in esame.

I tipi di pneumatico da considerare per i diversi veicoli e le dimensioni delle relative impronte sono riportati nella Tab. 5.1.IX.

In assenza di studi specifici, per verifiche di danneggiamento, si deve considerare sulla corsia lenta il flusso annuo di veicoli di peso superiore a 100 kN, rilevanti ai fini della verifica a fatica, dedotto dalla Tab. 5.1.X.

Nel caso in cui siano da prevedere significativi effetti di interazione tra veicoli, si deve far riferimento a studi specifici o a metodologie consolidate.

Il modello di carico di fatica 3, considerato in asse alla corsia convenzionale, può essere utilizzato per le verifiche col metodo λ , o metodo dei coefficienti di danneggiamento equivalente. Per la determinazione dei coefficienti di danneggiamento equivalente, che devono essere specificamente calibrati sul predetto modello di carico di fatica 3, si può far riferimento alle norme UNI EN1992-2, UNI EN1993-2 ed UNI EN1994-2.

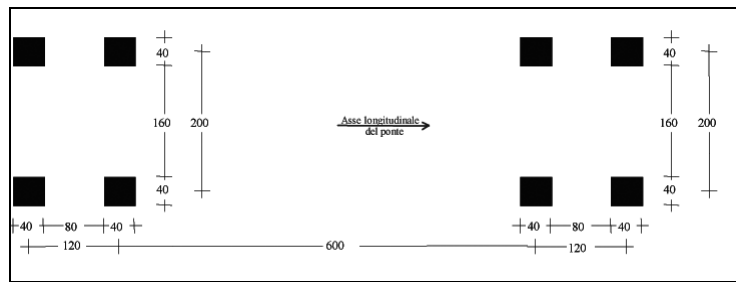


Fig. 5.1.5 - Modello di carico di fatica. 3

Tab. 5.1.VIII - Modello di carico di fatica 4 – veicoli equivalenti

Sagoma del veicolo	Tipo di pneumatico (Tab. 5.1-IX)	Interassi [m]	Valori equivalenti dei carichi asse [kN]	COMPOSIZIONE DEL TRAFFICO		
				Lunga percorrenza	Media percorrenza	Traffico locale
	A B	4,50	70 130	20,0	40,0	80,0
	A B B	4,20 1,30	70 120 120	5,0	10,0	5,0
	A B C C C	3,20 5,20 1,30 1,30	70 150 90 90 90	50,0	30,0	5,0
	A B B B	3,40 6,00 1,80	70 140 90 90	15,0	15,0	5,0
	A B C C C	4,80 3,60 4,40 1,30	70 130 90 80 80	10,0	5,0	5,0

Tab. 5.1.IX - Dimensioni degli assi e delle impronte per i veicoli equivalenti

Tipo di pneumatico	Dimensioni dell'asse e delle impronte
A	
B	
C	

Tab. 5.1.X - Flusso annuo di veicoli pesanti sulla corsia di marcia lenta

Categorie di traffico	Flusso annuo di veicoli di peso superiore a 100 kN sulla corsia di marcia lenta
1 - Strade ed autostrade con 2 o più corsie per senso di marcia, caratterizzate da intenso traffico pesante	2,0x10 ⁶
2 - Strade ed autostrade caratterizzate da traffico pesante di media intensità	0,5x10 ⁶
3 - Strade principali caratterizzate da traffico pesante di modesta intensità	0,125x10 ⁶
4 - Strade locali caratterizzate da traffico pesante di intensità molto ridotta	0,05x10 ⁶

5.1.4.4 Verifiche allo stato limite di fessurazione

Per assicurare la funzionalità e la durata delle strutture viene prefissato uno stato limite di fessurazione, commisurato alle condizioni ambientali e di sollecitazione, nonché alla sensibilità delle armature alla corrosione.

Strutture in calcestruzzo armato ordinario

Per le strutture in calcestruzzo armato ordinario, devono essere rispettate le limitazioni di cui alla Tab. 4.1.IV per armatura poco sensibile.

Strutture in calcestruzzo armato precompresso

Valgono le limitazioni della Tab. 4.1.IV per armature sensibili.

5.1.4.5 Verifiche allo stato limite di deformazione

L'assetto di una struttura, da valutarsi in base alle combinazioni di carico precedentemente indicate, deve risultare compatibile con la geometria della struttura stessa in relazione alle esigenze del traffico, nonché con i vincoli ed i dispositivi di giunto previsti in progetto.

Le deformazioni della struttura non devono arrecare disturbo al transito dei carichi mobili alle velocità di progetto della strada.

5.1.4.6 Verifiche delle azioni sismiche

Le verifiche nei riguardi delle azioni sismiche vanno svolte secondo i criteri ed i metodi esposti nelle relative sezioni delle presenti Norme.

5.1.4.7 Verifiche in fase di costruzione

Le verifiche di sicurezza vanno svolte anche per le singole fasi di costruzione dell'opera, tenendo conto dell'evoluzione dello schema statico e dell'influenza degli effetti differiti nel tempo.

Vanno verificate anche le eventuali centine e le altre attrezzature provvisorie previste per la realizzazione dell'opera.

5.1.5. STRUTTURE PORTANTI**5.1.5.1 IMPALCATO****5.1.5.1.1 Spessori minimi**

Gli spessori minimi delle diverse parti costituenti l'impalcato devono tener conto dell'influenza dei fattori ambientali sulla durabilità dell'opera e rispettare le prescrizioni delle norme relative ai singoli elementi strutturali.

5.1.5.1.2 Strutture ad elementi prefabbricati

Nelle strutture costruite in tutto o in parte con elementi prefabbricati, al fine di evitare sovratensioni, distorsioni o danneggiamenti dovuti a difetti esecutivi o di montaggio, deve essere assicurata la compatibilità geometrica tra le diverse parti assemblate, tenendo anche conto delle tolleranze costruttive.

Gli elementi di connessione tra le parti collegate devono essere conformati in modo da garantire la corretta trasmissione degli sforzi.

Nel caso di elementi in calcestruzzo armato normale e precompresso e di strutture miste acciaio-calcestruzzo vanno considerate le redistribuzioni di sforzo differite nel tempo che si manifestano tra parti realizzate o sottoposte a carico in tempi successivi e le analoghe redistribuzioni che derivano da variazioni dei vincoli.

5.1.5.2 PILE**5.1.5.2.1 Spessori minimi**

Vale quanto già indicato al comma precedente per le strutture dell'impalcato.

5.1.5.2.2 Schematizzazione e calcolo

Nella verifica delle pile snelle, particolare attenzione deve essere rivolta alla valutazione delle effettive condizioni di vincolo, specialmente riguardo l'interazione con le opere di fondazione.

Le sommità delle pile deve essere verificata nei confronti degli effetti locali derivanti dalle azioni concentrate trasmesse dagli apparecchi di appoggio.

Si deve verificare che gli spostamenti consentiti dagli apparecchi di appoggio siano compatibili con gli spostamenti massimi alla sommità delle pile, provocati dalle combinazioni delle azioni più sfavorevoli e, nelle pile alte, dalla differenza di temperatura tra le facce delle pile stesse.

5.1.6. VINCOLI

I dispositivi di vincolo dell'impalcato alle sottostrutture (pile, spalle, fondazioni) devono possedere le caratteristiche previste dallo schema statico e cinematico assunto in sede di progetto, sia con riferimento alle azioni, sia con riferimento alle distorsioni.

Per strutture realizzate in più fasi, i vincoli devono assicurare un corretto comportamento statico e cinematico in ogni fase dell'evoluzione dello schema strutturale, adeguandosi, se del caso, ai cambiamenti di schema.

Le singole parti del dispositivo di vincolo ed i relativi ancoraggi devono essere dimensionati in base alle forze vincolari trasmesse.

I dispositivi di vincolo devono essere tali da consentire tutti gli spostamenti previsti con un margine di sicurezza maggiore rispetto a quello assunto per gli altri elementi strutturali.

Particolare attenzione va rivolta al funzionamento dei vincoli in direzione trasversale rispetto all'asse longitudinale dell'impalcato, la cui configurazione deve corrispondere ad uno schema statico e cinematico ben definito.

La scelta e la disposizione dei vincoli nei ponti a pianta speciale (ponti in curva, ponti in obliquo, ponti con geometria in pianta irregolare) devono derivare da un adeguato studio di capacità statica e di compatibilità cinematica.

5.1.6.1 PROTEZIONE DEI VINCOLI

Le varie parti dei dispositivi di vincolo devono essere adeguatamente protette, al fine di garantirne il regolare funzionamento per il periodo di esercizio previsto.

5.1.6.2 CONTROLLO, MANUTENZIONE E SOSTITUZIONE

I vincoli del ponte devono essere accessibili al fine di consentirne il controllo, la manutenzione e l'eventuale sostituzione senza eccessiva difficoltà.

5.1.6.3 VINCOLI IN ZONA SISMICA

Per i ponti in zona sismica, i vincoli devono essere progettati in modo che, tenendo conto del comportamento dinamico dell'opera, risultino idonei:

- a trasmettere le forze conseguenti alle azioni sismiche
- ad evitare sconnessioni tra gli elementi componenti il dispositivo di vincolo
- ad evitare la fuoriuscita dei vincoli dalle loro sedi.

5.1.7. OPERE ACCESSORIE

Le opere di impermeabilizzazione e di pavimentazione, i giunti e tutte le opere accessorie, devono essere eseguiti con materiali di qualità e con cura esecutiva tali da garantire la massima durata e tali da ridurre interventi di manutenzione e rifacimenti.

5.1.7.1 IMPERMEABILIZZAZIONE

Le opere di impermeabilizzazione devono essere tali da evitare che infiltrazioni d'acqua possano arrecare danno alle strutture portanti.

5.1.7.2 PAVIMENTAZIONI

La pavimentazione stradale deve essere tale da sottrarre all'usura ed alla diretta azione del traffico l'estradosso del ponte e gli strati di impermeabilizzazione che proteggono le strutture portanti.

5.1.7.3 GIUNTI

In corrispondenza delle interruzioni strutturali si devono adottare dispositivi di giunto atti ad assicurare la continuità del piano viabile. Le caratteristiche dei giunti e le modalità del loro collegamento alla struttura devono essere tali da ridurre il più possibile le sovrassollecitazioni di natura dinamica dovute ad irregolarità locali e da assicurare la migliore qualità dei transiti.

In corrispondenza dei giunti si deve impedire la percolazione delle acque meteoriche o di lavaggio attraverso i giunti stessi. Nel caso di giunti che consentano il passaggio delle acque, queste devono confluire in appositi dispositivi di raccolta, collocati immediatamente sotto il giunto, e devono essere convogliate a scaricarsi senza possibilità di ristagni o dilavamenti che interessino le strutture.

5.1.7.4 SMALTIMENTO DEI LIQUIDI PROVENIENTI DALL'IMPALCATO

Lo smaltimento dei liquidi provenienti dall'impalcato deve effettuarsi in modo da non arrecare danni o pregiudizio all'opera stessa, alla sicurezza del traffico e ad eventuali opere ed esercizi sottostanti il ponte. A tale scopo il progetto del ponte deve essere corredato dallo schema delle opere di convogliamento e di scarico. Per opere di particolare importanza, o per la natura dell'opera stessa o per la natura dell'ambiente circostante, si deve prevedere la realizzazione di un apposito impianto di depurazione e/o di decantazione.

5.1.7.5 DISPOSITIVI PER L'ISPEZIONABILITÀ E LA MANUTENZIONE DELLE OPERE

In sede di progettazione e di esecuzione devono essere previste opere di camminamento (piattaforme, scale, passi d'uomo, ecc.) commisurate all'importanza del ponte e tali da consentire l'accesso alle parti più importanti sia ai fini ispettivi, sia ai fini manutentivi. Le zone nell'intorno di parti destinate alla sostituzione periodica, quali ad esempio gli appoggi, devono essere corredate di punti di forza, chiaramente individuabili e tali da consentire le operazioni di sollevamento e di vincolamento provvisorio.

5.1.7.6 VANI PER CONDOTTE E CAVIDOTTI

La struttura del ponte dovrà comunque prevedere la possibilità di passaggio di cavi e di una condotta di acquedotto; le dimensioni dei vani dovranno essere rapportate alle prevedibili esigenze da valutare con riferimento a quanto presente in prossimità del ponte.

5.2. PONTI FERROVIARI

Le presenti norme si applicano per la progettazione e l'esecuzione dei nuovi ponti ferroviari.

Il gestore dell'infrastruttura in base alle caratteristiche funzionali e strategiche delle diverse infrastrutture ferroviarie stabilisce i parametri indicati al Capitolo 2: vita nominale, classe d'uso.

5.2.1. PRINCIPALI CRITERI PROGETTUALI E MANUTENTIVI

La progettazione dei manufatti sotto binario deve essere eseguita in modo da conseguire il migliore risultato globale dal punto di vista tecnico-economico, con particolare riguardo alla durabilità dell'opera stessa.

5.2.1.1 ISPEZIONABILITÀ E MANUTENZIONE

Fin dalla fase di progettazione deve essere posta la massima cura nella concezione generale dell'opera e nella definizione delle geometrie e dei particolari costruttivi in modo da rendere possibile l'accessibilità e l'ispezionabilità, nel rispetto delle norme di sicurezza, di tutti gli elementi strutturali. Deve essere garantita la piena ispezionabilità degli apparecchi d'appoggio e degli eventuali organi di ritegno. Deve inoltre essere prevista la possibilità di sostituire questi elementi con la minima interferenza con

l'esercizio ferroviario; a tale scopo i disegni di progetto devono fornire tutte le indicazioni al riguardo (numero, posizione e portata dei martinetti per il sollevamento degli impalcati, procedure da seguire anche per la sostituzione degli stessi apparecchi, ecc.).

5.2.1.2 COMPATIBILITÀ IDRAULICA

Si rimanda integralmente al paragrafo 5.1.2.3.

5.2.1.3 ALTEZZA LIBERA

Si rimanda integralmente al paragrafo 5.1.2.2.

5.2.2. AZIONI SULLE OPERE

Nell'ambito della presente norma sono indicate tutte le azioni che devono essere considerate nella progettazione dei ponti ferroviari, secondo le combinazioni indicate nei successivi paragrafi.

Le azioni definite in questo documento si applicano alle linee ferroviarie a scartamento normale e ridotto.

5.2.2.1 AZIONI PERMANENTI

Le azioni permanenti che devono essere considerate sono: pesi propri, carichi permanenti portati, spinta delle terre, spinte idrauliche, ecc.

5.2.2.1.1 Carichi permanenti portati

Ove non si eseguano valutazioni più dettagliate, la determinazione dei carichi permanenti portati relativi al peso della massicciata, dell'armamento e della impermeabilizzazione (inclusa la protezione) potrà effettuarsi assumendo, convenzionalmente, per linea in rettilineo, un peso di volume pari a $18,0 \text{ kN/m}^3$ applicato su tutta la larghezza media compresa fra i muretti parabalast, per una altezza media fra piano del ferro (P.F.) ed estradosso impalcato pari a $0,80 \text{ m}$. Per ponti su linee in curva, oltre al peso convenzionale sopraindicato va aggiunto il peso di tutte le parti di massicciata necessarie per realizzare il sovrizzo, valutato con la sua reale distribuzione geometrica e con un peso di volume pari a 20 kN/m^3 .

Nel caso di armamento senza massicciata devono essere valutati i pesi dei singoli componenti e le relative distribuzioni.

Nella progettazione di nuovi ponti ferroviari dovranno essere sempre considerati i pesi, le azioni e gli ingombri associati all'introduzione delle barriere antirumore, anche nei casi in cui non sia originariamente prevista la realizzazione di questo genere di elementi.

Sono da considerare tra i carichi permanenti portati anche il peso delle eventuali finiture, il sistema di smaltimento acque, etc..

5.2.2.2 AZIONI VARIABILI VERTICALI

5.2.2.2.1 Modelli di carico

I carichi verticali associati al transito dei convogli ferroviari sono definiti per mezzo di diversi modelli di carico rappresentativi delle diverse tipologie di traffico ferroviario: normale e pesante.

I valori dei suddetti carichi dovranno essere moltiplicati per un coefficiente di adattamento "α", variabile in ragione della tipologia dell'infrastruttura (ferrovie ordinarie, ferrovie leggere, metropolitane, ecc.). Per le ferrovie ordinarie il valore del coefficiente di adattamento "α" da adottarsi per i diversi modelli di carico è definito nei relativi paragrafi; per le ferrovie leggere, metropolitane, ecc., il valore del coefficiente "α" è definito in funzione della specificità dell'infrastruttura stessa. Sono considerate tre tipologie di carico i cui valori caratteristici sono definiti nei successivi paragrafi. Nel seguito, i riferimenti ai modelli di carico LM 71, SW/0 e SW/2 ed alle loro componenti si intendono, in effetti, pari al prodotto dei coefficienti α per i carichi indicati nelle Fig. 5.2.1 e Fig. 5.2.2.

5.2.2.2.1.1 Modello di carico LM 71

Questo modello di carico schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario normale come mostrato nella Fig. 5.2.1 e risulta costituito da:

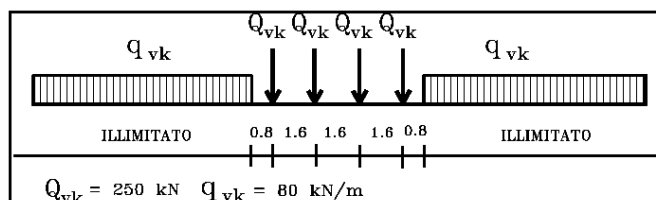


Fig. 5.2.1 - Modello di carico LM71

- quattro assi da 250 kN disposti ad interasse di $1,60 \text{ m}$;
- carico distribuito di 80 kN/m in entrambe le direzioni, a partire da $0,8 \text{ m}$ dagli assi d'estremità e per una lunghezza illimitata.

Per questo modello di carico è prevista una eccentricità del carico rispetto all'asse del binario, dipendente dallo scartamento s , per tenere conto dello spostamento dei carichi; pertanto, essa è indipendente dal tipo di struttura e di armamento. Tale eccentricità è calcolata sulla base del rapporto massimo fra i carichi afferenti a due ruote appartenenti al medesimo asse

$$Q_{v2}/Q_{v1}=1,25 \quad [5.2.1]$$

essendo Q_{v1} e Q_{v2} i carichi verticali delle ruote di un medesimo asse, e risulta quindi pari a $s/18$ con $s=1435$ mm; questa eccentricità deve essere considerata nella direzione più sfavorevole.

Il carico distribuito presente alle estremità del treno tipo LM 71 deve segmentarsi al di sopra dell'opera andando a caricare solo quelle parti che forniscono un incremento del contributo ai fini della verifica dell'elemento per l'effetto considerato. Questa operazione di segmentazione non va effettuata per i successivi modelli di carico SW che devono essere considerati sempre agenti per tutta la loro estensione. Il valore del coefficiente di adattamento "α" da adottarsi per il modello di carico LM71 nella progettazione di ferrovie ordinarie è pari a 1,1.

5.2.2.2.1.2 Modelli di carico SW

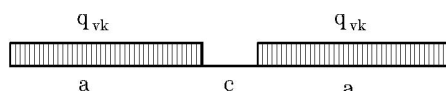


Fig. 5.2.2 - Modelli di carico SW

Il modello di carico SW è illustrato in Fig. 5.2.2; per tale modello di carico, sono considerate due distinte configurazioni denominate SW/0 ed SW/2.

Il modello di carico SW/0 schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario normale per travi continue (esso andrà utilizzato solo per le travi continue qualora più sfavorevole dell'LM71).

Il modello di carico SW/2 schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario pesante.

Le caratterizzazioni di entrambe queste configurazioni sono indicate in Tab. 5.2.1.

Tab. 5.2.1 - Caratteristiche Modelli di Carico SW

Tipo di Carico	q_{vk} [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0

Il valore del coefficiente di adattamento "α" da adottarsi nella progettazione delle ferrovie ordinarie è pari, rispettivamente, a 1,1 per il modello di carico SW/0 ed a 1,0 per il modello di carico SW/2.

5.2.2.2.1.3 Treno scarico

Per alcune particolari verifiche è previsto un ulteriore particolare modello di carico denominato "Treno scarico" rappresentato da un carico uniformemente distribuito pari a 10,0 kN/m.

5.2.2.2.1.4 Ripartizione locale dei carichi.

Distribuzione longitudinale del carico per mezzo del binario

Un carico assiale Q_{vi} può essere distribuito su tre traverse consecutive poste ad interasse uniforme "a", ripartendolo fra la traversa che la precede, quella su cui insiste e quella successiva, nelle seguenti proporzioni 25%, 50%, 25% (Fig. 5.2.3).

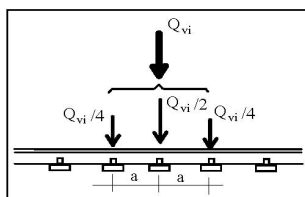


Fig. 5.2.3 - Distribuzione longitudinale dei carichi assiali

Distribuzione longitudinale del carico per mezzo delle traverse e del ballast

In generale, i carichi assiali del modello di carico LM71 possono essere distribuiti uniformemente nel senso longitudinale.

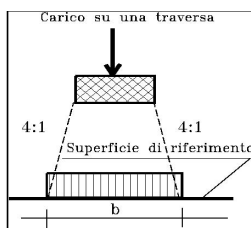


Fig. 5.2.4 - Distribuzione longitudinale dei carichi attraverso il ballast

Tuttavia, per il progetto di particolari elementi strutturali quali le solette degli impalcati da ponte, la distribuzione longitudinale del carico assiale al di sotto delle traverse è indicata in Fig. 5.2.4 ove, per superficie di riferimento è da intendersi la superficie di appoggio del ballast.

Per la ripartizione nella struttura sottostante valgono gli usuali criteri progettuali.

In particolare, per le solette, salvo diverse e più accurate determinazioni, potrà considerarsi una ripartizione a 45° dalla superficie di estradosso fino al piano medio delle stesse.

Distribuzione trasversale delle azioni per mezzo delle traverse e del ballast

Salvo più accurate determinazioni, per ponti con armamento su ballast in rettilineo, le azioni possono distribuirsi trasversalmente secondo lo schema di Fig. 5.2.5.

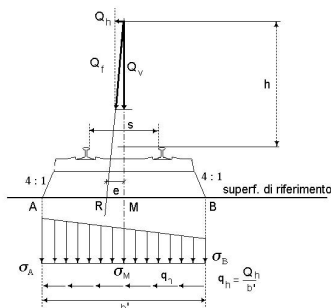


Fig. 5.2.5 - Distribuzione trasversale in rettilineo delle azioni per mezzo delle traverse e del ballast. In figura, Q_h rappresenta la forza centrifuga definita al successivo §5.2.2.3.1

Per ponti con armamento su ballast in curva, con sovralzato "u", le azioni possono distribuirsi trasversalmente secondo lo schema di Fig. 5.2.6.

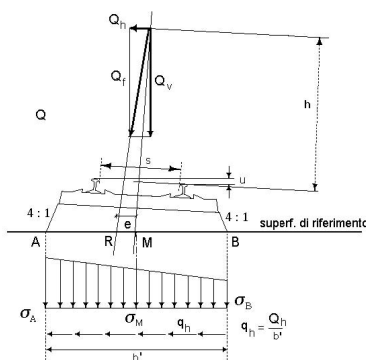


Fig. 5.2.6 - Distribuzione trasversale in curva delle azioni per mezzo delle traverse e del ballast. In figura, Q_h rappresenta la forza centrifuga definita al successivo §5.2.2.3.1

5.2.2.1.5 Distribuzione dei carichi verticali per i rilevati a tergo delle spalle

In assenza di calcoli più accurati, il carico verticale a livello del piano di regolamento (posto a circa 0,70 m al di sotto del piano del ferro) su rilevato a tergo della spalla può essere assunto uniformemente distribuito su una larghezza di 3,0 m.

Per questo tipo di carico distribuito non deve applicarsi l'incremento dinamico.

5.2.2.2 Carichi sui marciapiedi

I marciapiedi non aperti al pubblico possono essere utilizzati solo dal personale autorizzato.

I carichi accidentali devono essere schematizzati da un carico uniformemente ripartito del valore di 10 kN/m². Questo carico non deve considerarsi contemporaneo al transito dei convogli ferroviari e deve essere applicato sopra i marciapiedi in modo da dare luogo agli effetti locali più sfavorevoli.

Per questo tipo di carico distribuito non deve applicarsi l'incremento dinamico.

5.2.2.3 Effetti dinamici

Le sollecitazioni e gli spostamenti determinati sulle strutture del ponte dall'applicazione statica dei modelli di carico debbono essere incrementati per tenere conto della natura dinamica del transito dei convogli.

Nella progettazione dei ponti ferroviari gli effetti di amplificazione dinamica dovranno valutarsi nel modo seguente:

- per le usuali tipologie di ponti e per velocità di percorrenza non superiore a 200 km/h, quando la frequenza propria della struttura ricade all'interno del fuso indicato in Fig. 5.2.7, è sufficiente utilizzare i coefficienti dinamici Φ definiti nel presente paragrafo;
- per le usuali tipologie di ponti, ove la velocità di percorrenza sia superiore a 200 km/h e quando la frequenza propria della struttura non ricade all'interno del fuso indicato in Fig. 5.2.7 e comunque per le tipologie non convenzionali (ponti strallati, ponti sospesi, ponti di grande luce, ponti metallici difforni dalle tipologie in uso in ambito ferroviario, ecc.) dovrà effettuarsi una analisi dinamica adottando convogli "reali" e parametri di controllo specifici dell'infrastruttura e del tipo di traffico ivi previsto.

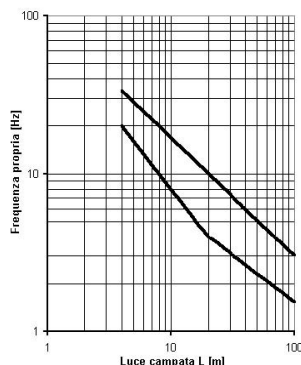


Fig. 5.2.7 - Limiti delle frequenze proprie n_0 in Hz in funzione della luce della campata

In Fig. 5.2.7 il "fuso" è caratterizzato da:

$$\text{un limite superiore pari a: } n_0 = 94,76 \cdot L^{-0,748} \quad [5.2.2]$$

$$\text{un limite inferiore pari a: } n_0 = 80/L \quad \text{per } 4 \text{ m} \leq L \leq 20 \text{ m} \quad [5.2.3]$$

$$n_0 = 23,58 \cdot L^{-0,592} \quad \text{per } 20 \text{ m} \leq L \leq 100 \text{ m} \quad [5.2.4]$$

Per una trave semplicemente appoggiata, sottoposta a flessione, la prima frequenza flessionale può valutarsi con la formula:

$$n_0 = \frac{17,75}{\sqrt{\delta_0}} \text{ [Hz]} \quad [5.2.5]$$

dove: δ_0 rappresenta la freccia, espressa in mm, valutata in mezzeria e dovuta alle azioni permanenti.

Per ponti in calcestruzzo δ_0 deve calcolarsi impiegando il modulo elastico secante, in accordo con la breve durata del passaggio del treno.

Per travi continue, salvo più precise determinazioni, L è da assumersi pari alla L_ϕ definita come di seguito.

I coefficienti di incremento dinamico Φ che aumentano l'intensità dei modelli di carico definiti in 5.2.2.2.1 si assumono pari a Φ_2 o Φ_3 , in dipendenza del livello di manutenzione della linea. In particolare, si assumerà:

(a) per linee con elevato standard manutentivo:

$$\Phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\phi - 0,2}} + 0,82 \quad \text{con la limitazione } 1,00 \leq \Phi_2 \leq 1,67 \quad [5.2.6]$$

(b) per linee con ridotto standard manutentivo:

$$\Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\phi - 0,2}} + 0,73 \quad \text{con la limitazione } 1,00 \leq \Phi_3 \leq 2,00 \quad [5.2.7]$$

dove:

L_ϕ rappresenta la lunghezza "caratteristica" in metri, così come definita in Tab. 5.2.II.

Tab. 5.2.II - Lunghezza caratteristica L_ϕ

Caso	Elemento strutturale	Lunghezza L_ϕ
IMPALCATO DI PONTE IN ACCIAIO CON BALLAST (LASTRA ORTOTROPA O STRUTTURA EQUIVALENTE)		
1	Piastra con nervature longitudinali e trasversali, o solo longitudinali:	
	1.1 Piastra (in entrambe le direzioni)	3 volte l'interasse delle travi trasversali
	1.2 Nervature longitudinali (comprese mensole fino a 0,50 m);	3 volte l'interasse delle travi trasversali
	1.3 Travi trasversali: intermedie e di estremità	2 volte la luce delle travi trasversali
2	Piastra con sole nervature trasversali	
	2.1 Piastra (per entrambe le direzioni)	2 volte l'interasse delle travi trasversali + 3 m
	2.2 Travi trasversali intermedie	2 volte la luce delle travi trasversali
	2.3 Travi trasversali d'estremità	luce della trave trasversale
IMPALCATO DI PONTE IN ACCIAIO SENZA BALLAST (PER TENSIONI LOCALI)		
3	3.1 Sostegni per rotaie (longherine) - come elemento di un grigliato - come elemento semplicemente appoggiato	3 volte l'interasse delle travi trasversali distanza fra le travi trasversali + 3 m
	3.2 Sostegni per rotaie a mensola (longherine a mensola) per travi trasversali di estremità	$\Phi_3 = 2,0$, ove non meglio specificato
	3.3 Travi trasversali intermedie	2 volte la luce delle travi trasversali
	3.4 Travi trasversali d'estremità	luce della trave trasversale
IMPALCATO DI PONTE IN CALCESTRUZZO CON BALLAST (PER IL CALCOLO DEGLI EFFETTI LOCALI E TRASVERSALI)		
4	4.1 Solette superiori e traversi di impalcato a sezione scatolare o a graticcio di travi - nella direzione trasversale alle travi principali - nella direzione longitudinale - mensole trasversali supportanti carichi ferroviari: se $e > 0,50$ m, essendo e la distanza fra l'asse della rotaia più esterna e il filo esterno dell'anima più esterna della struttura principale longitudinale, occorre uno studio specifico.	3 volte la luce della soletta 3 volte la luce della soletta d'impalcato o, se minore, la lunghezza caratteristica della trave principale 3 volte la distanza fra le anime della struttura principale longitudinale
	4.2 Soletta continua su travi trasversali (nella direzione delle travi principali)	2 volte l'interasse delle travi trasversali
	4.3 Solette per ponti a via inferiore: - ordinate perpendicolarmente alle travi principali - ordinate parallelamente alle travi principali	2 volte la luce della soletta 2 volte la luce della soletta o, se minore, la lunghezza caratteristica delle travi principali;
	4.4 Impalcato a travi incorporate tessute ortogonalmente all'asse del binario	2 volte la lunghezza caratteristica in direzione longitudinale
	4.5 Mensole longitudinali supportanti carichi ferroviari (per le azioni in direzione longitudinale)	se $e \leq 0,5$ m $\Phi_2 = 1,67$; per $e > 0,5$ m v.(4.1)

TRAVI PRINCIPALI		
5	5.1 Travi e solette semplicemente appoggiate (compresi i solettoni a travi incorporate)	luce nella direzione delle travi principali
	5.2 Travi e solette continue su n luci, indicando con: $L_m = 1/n \cdot (L_1 + L_2 + \dots + L_n)$	$L_\phi = kL_m$ dove: $n = 2 - 3 - 4 - 5$ $k = 1,2 - 1,3 - 1,4 - 1,5$
	5.3 Portali: - a luce singola - a luci multiple	da considerare come trave continua a tre luci (usando la 5.2 considerando le altezze dei piedritti e la lunghezza del traverso) da considerare come trave continua a più luci (usando la 5.2 considerando le altezze dei piedritti terminali e la lunghezza di tutti i traversi)
	5.4 Solette ed altri elementi di scatolari per uno o più binari (sottovia di altezza libera $\leq 5,0$ m e luce libera $\leq 8,0$ m). Per gli scatolari che non rispettano i precedenti limiti vale il punto 5.3, trascurando la presenza della soletta inferiore e considerando un coefficiente riduttivo del Φ pari a 0,9, da applicare al coefficiente Φ	$\Phi_2 = 1,20$; $\Phi_3 = 1,35$
	5.5 Travi ad asse curvilineo, archi a spinta eliminata, archi senza riempimento.	metà della luce libera
	5.6 Archi e serie di archi con riempimento	due volte la luce libera

	5.7 Strutture di sospensione (di collegamento a travi di irrigidimento)	4 volte la distanza longitudinale fra le strutture di sospensione
SUPPORTI STRUTTURALI		
6	6.1 Pile con snellezza $\lambda > 30$	somma delle lunghezze delle campate adiacenti la pila
	6.2 Appoggi, calcolo delle tensioni di contatto al di sotto degli stessi e tiranti di sospensione	lunghezza degli elementi sostenuti

I coefficienti di incremento dinamico sono stabiliti con riferimento a travi semplicemente appoggiate. La lunghezza L_ϕ permette di estendere l'uso di questi coefficienti anche ad altre tipologie strutturali.

Ove le sollecitazioni agenti in un elemento strutturale dipendessero da diversi termini ciascuno dei quali afferente a componenti strutturali distinti, ognuno di questi termini dovrà calcolarsi utilizzando la lunghezza caratteristica L_ϕ appropriata.

Questo coefficiente dinamico Φ non dovrà essere usato con i seguenti carichi:

- treno scarico;
- treni "reali".

Per i ponti metallici con armamento diretto occorrerà considerare un ulteriore coefficiente di adattamento dell'incremento dinamico β (inserito per tener conto del maggiore incremento dinamico dovuto al particolare tipo di armamento), variabile esclusivamente in funzione della lunghezza caratteristica L_ϕ dell'elemento, dato da:

$\beta = 1,0$ per $L_\phi \leq 8$ m ed $L_\phi > 90$ m

$\beta = 1,1$ per $8 \text{ m} < L_\phi \leq 90$ m

Nei casi di ponti ad arco o scatolari, con o senza solettone di fondo, aventi copertura "h" maggiore di 1,0 m, il coefficiente dinamico può essere ridotto nella seguente maniera:

$$\Phi_{rid} = \Phi - \frac{h - 1,00}{10} \geq 1,0 \quad [5.2.8]$$

dove h, in metri, è l'altezza della copertura dall'estradosso della struttura alla faccia superiore delle traverse.

Per le strutture dotate di una copertura maggiore di 2,50 m può assumersi un coefficiente di incremento dinamico unitario.

Pile con snellezza $\lambda \leq 30$, spalle, fondazioni, muri di sostegno e spinte del terreno possono essere calcolate assumendo coefficienti dinamici unitari.

Qualora debbano eseguirsi verifiche con treni reali, agli stessi dovranno essere associati coefficienti dinamici reali.

5.2.2.3 AZIONI VARIABILI ORIZZONTALI

5.2.2.3.1 Forza centrifuga

Nei ponti ferroviari al di sopra dei quali il binario presenta un tracciato in curva deve essere considerata la forza centrifuga agente su tutta l'estensione del tratto in curva.

La forza centrifuga si considera agente verso l'esterno della curva, in direzione orizzontale ed applicata alla quota di 1,80 m al di sopra del P.F..

I calcoli si basano sulla massima velocità compatibile con il tracciato della linea. Ove siano considerati gli effetti dei modelli di carico SW, si assumerà una velocità di 100 km/h.

Il valore caratteristico della forza centrifuga si determinerà in accordo con la seguente espressione:

$$Q_{fk} = \frac{v^2}{g \cdot r} \cdot (f \cdot \alpha Q_{vk}) = \frac{V^2}{127 \cdot r} \cdot (f \cdot \alpha Q_{vk}) \quad [5.2.9.a]$$

$$q_{fk} = \frac{v^2}{g \cdot r} \cdot (f \cdot \alpha q_{vk}) = \frac{V^2}{127 \cdot r} \cdot (f \cdot \alpha q_{vk}) \quad [5.2.9.b]$$

dove:

Q_{fk} - q_{fk} = valore caratteristico della forza centrifuga [kN -kN/m];

Q_{vk} - q_{vk} = valore caratteristico dei carichi verticali [kN -kN/m];

α = coefficiente di adattamento;

v = velocità di progetto espressa in m/s;

V = velocità di progetto espressa in km/h;

f = fattore di riduzione (definito in seguito nella 5.2.10);

g = accelerazione di gravità in m/s²;

r = raggio di curvatura in m.

Nel caso di curva policentrica come valore del raggio r dovrà essere assunto un opportuno valore medio fra i raggi di curvatura che interessano la campata in esame.

La forza centrifuga sarà sempre combinata con i carichi verticali supposti agenti nella generica configurazione di carico, e non sarà incrementata dai coefficienti dinamici.

f è un fattore di riduzione dato in funzione della velocità V e della lunghezza L_f di binario carico.

$$f = \left[1 - \frac{V - 120}{1000} \left(\frac{814}{V} + 1,75 \right) \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{2,88}{L_f}} \right) \right] \quad [5.2.10]$$

dove:

L_f = lunghezza di influenza, in metri, della parte curva di binario carico sul ponte, che è la più sfavorevole per il progetto del generico elemento strutturale;

$f = 1$ per $V \leq 120$ km/h o $L_f \leq 2,88$ m;

$f < 1$ per $120 \leq V \leq 300$ km/h e $L_f > 2,88$ m;

$f(V) = f(300)$ per $V > 300$ km/h.

Per il modello di carico LM 71 e per velocità di progetto superiori ai 120 km/h, saranno considerati due casi:

(a) Modello di carico LM 71 e forza centrifuga per $V = 120$ km/h in accordo con le formule precedenti dove $f = 1$;

(b) Modello di carico LM 71 e forza centrifuga calcolata secondo le precedenti espressioni per la massima velocità di progetto.

Inoltre, per ponti situati in curva, dovrà essere considerato anche il caso di assenza di forza centrifuga (convogli fermi).

Per i modelli di carico LM71 e SW/0 l'azione centrifuga si dovrà determinare partendo dalle equazioni [5.2.9] e [5.2.10] considerando i valori di V , α , e f definiti nella seguente Tab. 5.2 II.b.

Tab. 5.2.II.b. - Parametri per determinazione della forza centrifuga

Valore di α	Massima velocità della linea [Km/h]	Azione centrifuga basata su:				Carico verticale associato
		V	α	f		
SW/2	≥ 100	100	1	1	$1 \times 1 \times SW/2$	$\Phi \times 1 \times SW/2$
	< 100	V	1	1	$1 \times 1 \times SW/2$	
LM71 e SW/0	> 120	V	1	f	$1 \times f \times$ (LM71'+SW/0)	$\Phi \times 1 \times 1 \times$ (LM71'+SW/0)
		120	α	1	$\alpha \times 1 \times$ (LM71'+SW/0)	$\Phi \times \alpha \times 1 \times$ (LM71'+SW/0)
	≤ 120	V	α	1	$\alpha \times 1 \times$ (LM71'+SW/0)	

5.2.2.3.2 Azione laterale (Serpeggio)

La forza laterale indotta dal serpeggio si considera come una forza concentrata agente orizzontalmente, applicata alla sommità della rotaia più alta, perpendicolarmente all'asse del binario. Tale azione si applicherà sia in rettilineo che in curva.

Il valore caratteristico di tale forza sarà assunto pari a $Q_{sk} = 100$ kN. Tale valore deve essere moltiplicato per α , (se $\alpha > 1$), ma non per il coefficiente Φ .

Questa forza laterale deve essere sempre combinata con i carichi verticali.

5.2.2.3.3 Azioni di avviamento e frenatura

Le forze di frenatura e di avviamento agiscono sulla sommità del binario, nella direzione longitudinale dello stesso. Dette forze sono da considerarsi uniformemente distribuite su una lunghezza di binario L determinata per ottenere l'effetto più gravoso sull'elemento strutturale considerato.

I valori caratteristici da considerare sono i seguenti:

avviamento: $Q_{a,k} = 33$ [kN/m] · L [m] ≤ 1000 kN per modelli di carico LM 71, SW/0, SW/2

frenatura: $Q_{ib,k} = 20 \text{ [kN/m]} \cdot L[\text{m}] \leq 6000 \text{ kN}$ per modelli di carico LM 71, SW/0
 $Q_{ib,k} = 35 \text{ [kN/m]} \cdot L[\text{m}]$ per modelli di carico SW/2

Questi valori caratteristici sono applicabili a tutti i tipi di binario, sia con rotaie saldate, sia con rotaie giuntate, con o senza dispositivi di espansione.

Le azioni di frenatura ed avviamento saranno combinate con i relativi carichi verticali (per modelli di carico SW/0 e SW/2 saranno tenute in conto solo le parti di struttura che sono caricate in accordo con la Fig 5.2.2 e con la Tab. 5.2.1).

Quando la rotaia è continua ad una o ad entrambe le estremità del ponte solo una parte delle forze di frenatura ed avviamento è trasferita, attraverso l'impalcato, agli apparecchi di appoggio, la parte rimanente di queste forze è trasmessa, attraverso le rotaie, ai rilevati a tergo delle spalle. La percentuale di forze trasferite attraverso l'impalcato agli apparecchi di appoggio è valutabile con le modalità riportate nel paragrafo relativo agli effetti di interazione statica.

Nel caso di ponti a doppio binario si devono considerare due treni in transito in versi opposti, uno in fase di avviamento, l'altro in fase di frenatura.

Nel caso di ponti a più di due binari si deve considerare:

- un primo binario con la massima forza di frenatura;
- un secondo binario con la massima forza di avviamento nello stesso verso della forza di frenatura;
- un terzo ed un quarto binario con il 50% della forza di frenatura, concorde con le precedenti;
- altri eventuali binari privi di forze orizzontali.

Per il treno scarico la frenatura e l'avviamento possono essere trascurate.

Per lunghezze di carico superiori a 300 m dovranno essere eseguiti appositi studi per valutare i requisiti aggiuntivi da tenere in conto ai fini degli effetti di frenatura ed avviamento.

Per la determinazione delle azioni di frenatura e avviamento relative a ferrovie diverse da quelle ordinarie (ferrovie leggere, metropolitane, a scartamento ridotto, ecc.) dovranno essere eseguiti appositi studi in relazione alla singola tipologia di infrastruttura.

I valori caratteristici dell'azione di frenatura e di quella di avviamento devono essere moltiplicati per α e non devono essere moltiplicati per Φ .

5.2.2.4 AZIONI VARIABILI AMBIENTALI

5.2.2.4.1 Azione del vento

Le azioni del vento sono definite al § 3.3 delle presenti Norme Tecniche.

Nelle stesse norme sono individuate le metodologie per valutare l'effetto dell'azione sia come effetto statico che dinamico. Le strutture andranno progettate e verificate nel rispetto di queste azioni.

Nei casi ordinari il treno viene individuato come una superficie piana continua convenzionalmente alta 4 m dal P.F., indipendentemente dal numero dei convogli presenti sul ponte.

Nel caso in cui si consideri il ponte scarico, l'azione del vento dovrà considerarsi agente sulle barriere antirumore presenti, così da individuare la situazione più gravosa.

5.2.2.4.2 Temperatura

Le azioni della temperatura sono definite al § 3.5 delle presenti Norme Tecniche.

Nelle stesse norme sono individuate le metodologie per valutare l'effetto dell'azione. Le strutture andranno progettate e verificate nel rispetto di queste azioni.

Variazione termica non uniforme

In aggiunta alla variazione termica uniforme, andrà considerato un gradiente di temperatura di 5 °C fra estradosso ed intradosso di impalcato con verso da determinare caso per caso.

Nel caso di impalcato a cassone in calcestruzzo, andrà considerata una differenza di temperatura di 5 °C con andamento lineare nello spessore delle pareti e nei due casi di temperatura interna maggiore/minore dell'esterna.

Nei ponti a struttura mista acciaio-calcestruzzo, andrà considerata anche una differenza di temperatura di 5 °C tra la soletta in calcestruzzo e la trave in acciaio.

Anche per le pile si dovrà tenere conto degli effetti dovuti ai fenomeni termici e di ritiro differenziale.

Per le usuali tipologie di pile cave, salvo più accurate determinazioni, si potranno adottare le ipotesi approssimate di seguito descritte:

- differenza di temperatura tra interno ed esterno pari a 10 °C (con interno più caldo dell'esterno o viceversa), considerando un modulo elastico E non ridotto;
- variazione termica uniforme tra fusto, pila e zattera interrata pari a 5 °C (zattera più fredda della pila e viceversa) con variazione lineare tra l'estradosso zattera di fondazione ed una altezza da assumersi, in mancanza di determinazioni più precise, pari a 5 volte lo spessore della parete della pila.

Per la verifica delle deformazioni orizzontali e verticali degli impalcati, con l'esclusione delle analisi di comfort, dovranno considerarsi delle differenze di temperatura fra estradosso ed intradosso e fra le superfici laterali più esterne degli impalcati di 10 °C. Per tali differenze di temperatura potrà assumersi un andamento lineare fra i detti estremi, considerando gli stessi gradienti termici diretti sia in un verso che nell'altro.

Per il calcolo degli effetti di interazione statica binario-struttura, si potranno considerare i seguenti effetti termici sul binario:

- in assenza di apparecchi di dilatazione del binario, si potrà considerare nulla la variazione termica nel binario, essendo essa ininfluenza ai fini della valutazione delle reazioni nei vincoli fissi e delle tensioni aggiuntive nelle rotaie e non generando essa scorrimenti relativi binario impalcato;
- in presenza di apparecchi di dilatazione del binario, si assumeranno variazioni termiche del binario pari a +30 °C e -40 °C rispetto alla temperatura di regolazione del binario stesso. Nel caso di impalcato in acciaio esse dovranno essere applicate contemporaneamente alle variazioni termiche dell'impalcato e con lo stesso segno. Nel caso di impalcato in c.a.p. o misti in acciaio-calcestruzzo, occorrerà considerare, tra le due seguenti, la condizione più sfavorevole nella combinazione con le altre azioni: nella prima è nulla la variazione termica nell'impalcato e massima (positiva o negativa) quella nella rotaia, nella seconda è nulla la variazione termica nella rotaia e massima (positiva o negativa) quella nell'impalcato.

Ai fini delle verifiche di interazione, le massime variazioni termiche dell'impalcato rispetto alla temperatura dello stesso all'atto della regolazione del binario, possono essere assunte pari a quelle indicate in precedenza, in funzione dei materiali costituenti l'opera e della tipologia di armamento. Quanto innanzi esplicitato trova applicazione quando la regolazione del binario viene eseguita nei periodi stagionali nei quali il ponte viene a trovarsi approssimativamente in condizioni di temperatura media. In generale si possono ritenere trascurabili, e comunque in favore di sicurezza, gli effetti del gradiente termico lungo l'altezza dell'impalcato.

5.2.2.5 EFFETTI DI INTERAZIONE STATICA TRENO-BINARIO-STRUTTURA

Nei casi in cui si abbia continuità delle rotaie tra il ponte ed il rilevato a tergo delle spalle ad una o ad entrambe le estremità del ponte (ipotesi di assenza, ad uno o ad entrambi gli estremi del ponte, di apparecchi di dilatazione del binario) si dovrà tenere conto degli effetti di interazione tra binario e struttura che inducono forze longitudinali nella rotaia e nella sottostruttura del ponte (sistemi fondazione-pila-apparecchio di appoggio, fondazione-spalla-apparecchio di appoggio) e scorrimenti longitudinali tra binario e impalcato che interessano il mezzo di collegamento (ballast e/o attacco).

Le suddette azioni dovranno essere portate in conto nel progetto di tutti gli elementi della struttura (impalcato, apparecchi d'appoggio, pile, spalle, fondazioni, ecc.) e dovranno essere tali da non compromettere le condizioni di servizio del binario (tensioni nella rotaia, scorrimenti binario-impalcato).

Devono essere considerati gli effetti di interazione binario-struttura prodotti da:

- frenatura ed avviamento dei treni;
- variazioni termiche della struttura e del binario;
- deformazioni dovute ai carichi verticali.

Gli effetti di interazione prodotti da viscosità e ritiro nelle strutture in c.a. e c.a.p. dovranno essere presi in conto, ove rilevanti.

La rigidità del sistema appoggio/pile/fondazioni, da considerare per la valutazione degli effetti delle interazioni statiche, dovrà essere calcolata trascurando lo scalzamento nel caso di pile in alveo.

Al fine di garantire la sicurezza del binario rispetto a fenomeni di instabilità per compressione e rottura per trazione della rotaia, nonché rispetto ad eccessivi scorrimenti nel ballast, causa di un suo rapido deterioramento, occorre che vengano rispettati i limiti sull'incremento delle tensioni nel binario e sugli spostamenti relativi tra binario ed estradosso dell'impalcato o del rilevato forniti dal gestore dell'infrastruttura, che specificherà modalità e parametri di controllo in funzione delle caratteristiche dell'infrastruttura e della tipologia di armamento (rotaie, traverse, attacchi) e della presenza o meno del ballast.

La verifica di sicurezza del binario andrà condotta considerando la combinazione caratteristica (SLE), adottando per le azioni termiche coefficienti $\psi_{0i}=1,0$.

5.2.2.6 EFFETTI AERODINAMICI ASSOCIATI AL PASSAGGIO DEI CONVOGLI FERROVIARI

Il passaggio dei convogli ferroviari induce sulle superfici situate in prossimità della linea ferroviaria (per esempio barriere anti-rumore) onde di pressione e depressione secondo gli schemi riportati nel seguito.

Le azioni possono essere schematizzate mediante carichi equivalenti agenti nelle zone prossime alla testa ed alla coda del treno nei casi in cui, in ragione della velocità della linea, non si instaurino amplificazioni dinamiche significative per il comportamento degli elementi strutturali investiti dalle azioni aerodinamiche. Esse dovranno essere utilizzate per il progetto delle barriere e delle relative strutture di sostegno (cordoli, solette, fondazioni, ecc.).

I carichi equivalenti sono considerati valori caratteristici delle azioni.

In ogni caso le azioni aerodinamiche dovranno essere cumulate con l'azione del vento come indicato al punto 5.2.3.3.2.

5.2.2.6.1 Superfici verticali parallele al binario

I valori caratteristici dell'azione $\pm q_{1k}$ relativi a superfici verticali parallele al binario sono forniti in Fig. 5.2.8 in funzione della distanza a_g dall'asse del binario più vicino.

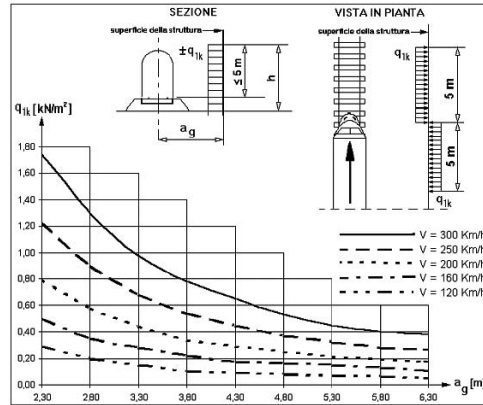


Fig. 5.2.8 - Valori caratteristici delle azioni q_{1k} per superfici verticali parallele al binario

I suddetti valori sono relativi a treni con forme aerodinamiche sfavorevoli; per i casi di forme aerodinamiche favorevoli, questi valori dovranno essere corretti per mezzo del fattore k_1 , ove:

$k_1 = 0,85$ per convogli formati da carrozze con sagoma arrotondata;

$k_1 = 0,60$ per treni aerodinamici.

Se l'altezza di un elemento strutturale (o parte della sua superficie di influenza) è $\leq 1,0$ m o se la larghezza è $\leq 2,50$ m, l'azione q_{1k} deve essere incrementata del fattore $k_2 = 1,3$.

5.2.2.6.2 Superfici orizzontali al di sopra del binario

I valori caratteristici dell'azione $\pm q_{2k}$, relativi a superfici orizzontali al di sopra del binario, sono forniti in Fig. 5.2.9 in funzione della distanza h_g della superficie inferiore della struttura dal P.F.

La larghezza d'applicazione del carico per gli elementi strutturali da considerare si estende sino a 10 m da ciascun lato a partire dalla mezzeria del binario.

Per convogli transitanti in due direzioni opposte le azioni saranno sommate. Nel caso di presenza di più binari andranno considerati solo due binari.

Anche l'azione q_{2k} andrà ridotta del fattore k_1 , in accordo a quanto previsto nel precedente § 5.2.2.6.1.

Le azioni agenti sul bordo di elementi nastriformi che attraversano i binari, come ad esempio le passerelle, possono essere ridotte con un fattore pari a 0,75 per una larghezza fino a 1,50 m.

5.2.2.6.3 Superfici orizzontali adiacenti il binario

I valori caratteristici dell'azione $\pm q_{3k}$, relativi a superfici orizzontali adiacenti il binario, sono forniti in Fig. 5.2.10 e si applicano indipendentemente dalla forma aerodinamica del treno.

Per tutte le posizioni lungo le superfici da progettare, q_{3k} si determinerà come una funzione della distanza a_g dall'asse del binario più vicino. Le azioni saranno sommate, se ci sono binari su entrambi i lati dell'elemento strutturale da calcolare.

Se la distanza h_g supera i 3,80 m l'azione q_{3k} può essere ridotta del fattore k_3 :

$$k_3 = \frac{(7,5 - h_g)}{3,7} \quad \text{per } 3,8 \text{ m} < h_g < 7,5 \text{ m};$$

$$k_3 = 0 \quad \text{per } h_g \geq 7,5 \text{ m}$$

dove h_g rappresenta la distanza dal P.F. alla superficie inferiore della struttura.

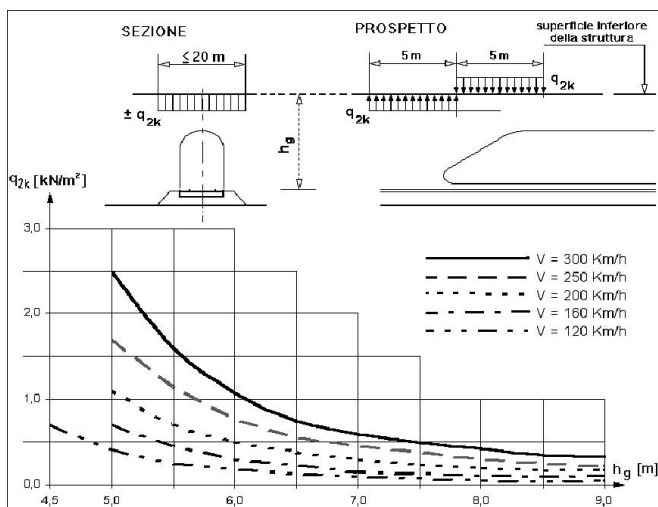


Fig. 5.2.9 - Valori caratteristici delle azioni q_{2k} per superfici orizzontali al di sopra del binario

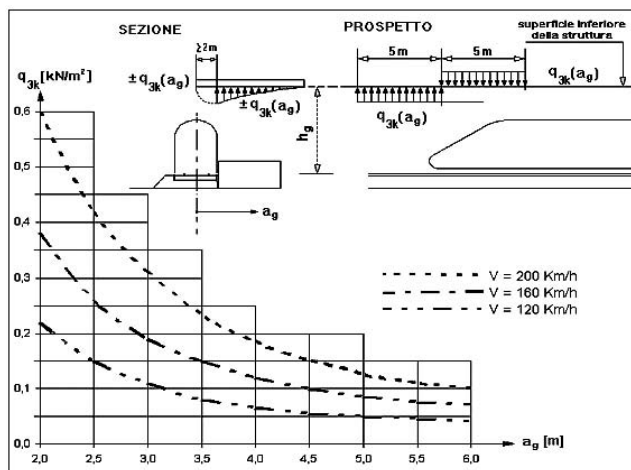


Fig. 5.2.10 - Valori caratteristici delle azioni q_{3k} per superfici orizzontali adiacenti il binario

5.2.2.6.4 Strutture con superfici multiple a fianco del binario sia verticali che orizzontali o inclinate

I valori caratteristici dell'azione $\pm q_{4k}$ sono forniti in Fig. 5.2.11 e si applicano ortogonalmente alla superficie considerata. Le azioni sono determinate secondo quanto detto nel precedente § 5.2.2.6.1 adottando una distanza fittizia dal binario pari a

$$a'_g = 0,6 \min a_g + 0,4 \max a_g \tag{5.2.10}$$

Le distanze $\min a_g$, $\max a_g$ sono indicate in Fig. 5.2.11.

Nei casi in cui $\max a_g > 6$ m si adotterà $\max a_g = 6,0$ m

I coefficienti k_1 e k_2 sono gli stessi definiti al precedente § 5.2.2.6.1.

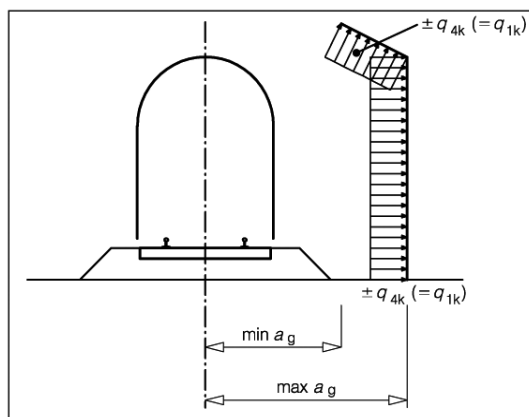


Fig. 5.2.11 - Definizione della distanza $\max a_g$ e $\min a_g$ dall'asse del binario

5.2.2.6.5 Superfici che circondano integralmente il binario per lunghezze inferiori a 20 m

In questo caso, tutte le azioni si applicheranno indipendentemente dalla forma aerodinamica del treno nel modo seguente:

- sulle superfici verticali $\pm k_4 \cdot q_{1k}$ per tutta l'altezza dell'elemento, con q_{1k} determinato in accordo con il punto 5.2.2.6.1 e $k_4 = 2$;
- sulla superficie orizzontale $\pm k_5 \cdot q_{2k}$, con:
 - q_{2k} determinato in accordo con il punto 5.2.2.6.2;
 - $k_5 = 2,5$ se la struttura racchiude un solo binario;
 - $k_5 = 3,5$ se la struttura racchiude due binari.

5.2.2.7 AZIONI IDRODINAMICHE

Le azioni idrauliche sulle pile poste nell'alveo dei fiumi andranno calcolate secondo le prescrizioni del § 5.2.1.2 tenendo conto, oltre che dell'orientamento e della forma della pila, anche degli effetti di modificazioni locali dell'alveo dovute, per esempio, allo scalzamento.

5.2.2.8 AZIONI SISMICHE

Per le azioni sismiche si devono rispettare le prescrizioni di cui al § 3.2. e al § 7.9.

Per la determinazione degli effetti di tali azioni si farà di regola riferimento alle sole masse corrispondenti ai pesi propri ed ai carichi permanenti e considerando con un coefficiente $\Psi_2 = 0,2$ il valore quasi permanente delle masse corrispondenti ai carichi da traffico ferroviario.

5.2.2.9 AZIONI ECCEZIONALI

Le azioni eccezionali da considerare nel progetto saranno valutate sulla base delle indicazioni contenute nel § 3.6 in generale e al § 3.6.3.1 in particolare.

Con riferimento al § 3.6.3.1 si puntualizza che le azioni d'urto agenti sugli elementi strutturali orizzontali al di sopra della strada, sono da impiegarsi per la verifica di sicurezza globale dell'impalcato nel suo insieme inteso come corpo rigido (sollevamento/ribaltamento); all'occorrenza di tali eventi sono ammessi danni localizzati agli elementi strutturali che non comportino il collasso dell'impalcato.

Sempre nell'ambito delle azioni eccezionali devono essere considerate quelle riportate nei seguenti paragrafi.

5.2.2.9.1 Rottura della catenaria

Si dovrà considerare l'eventualità che si verifichi la rottura della catenaria nel punto più sfavorevole per la struttura del ponte. La forza trasmessa alla struttura in conseguenza di un simile evento si considererà come una forza di natura statica agente in direzione parallela all'asse dei binari, di intensità pari a ± 20 kN e applicata sui sostegni alla quota del filo.

In funzione del numero di binari presenti sull'opera si assumerà la rottura simultanea di:

- 1 catenaria per ponti con un binario;
- 2 catenarie per ponti con un numero di binari compreso fra 2 e 6;
- 3 catenarie per ponti con più di sei binari.

Nelle verifiche saranno considerate rotte le catenarie che determinano l'effetto più sfavorevole.

5.2.2.9.2 Deragliamento al di sopra del ponte

Oltre a considerare i modelli di carico verticale da traffico ferroviario, ai fini della verifica della struttura si dovrà tenere conto della possibilità alternativa che un locomotore o un carro pesante deragli, esaminando separatamente le due seguenti situazioni di progetto:

Caso 1:

Si considerano due carichi verticali lineari $q_{A1d}=60$ kN/m (comprensivo dell'effetto dinamico) ciascuno.

Trasversalmente i carichi distano fra loro di S (scartamento del binario) e possono assumere tutte le posizioni comprese entro i limiti indicati in Fig. 5.2.12.

Per questa condizione sono tollerati danni locali, purché possano essere facilmente riparati, mentre sono da evitare danneggiamenti delle strutture portanti principali.

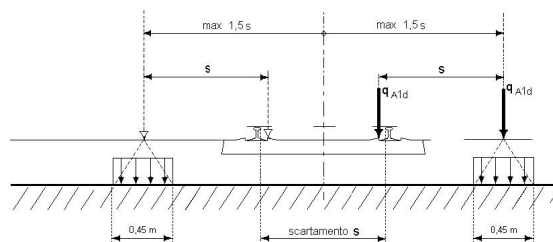


Fig. 5.2.12 - Caso 1

Caso 2:

Si considera un unico carico lineare $q_{A2d}=80$ kN/m-1,4 esteso per 20 m e disposto con una eccentricità massima, lato esterno, di 1,5 s rispetto all'asse del binario (Fig. 5.2.13). Per questa condizione convenzionale di carico andrà verificata la stabilità globale dell'opera, come il ribaltamento d'impalcato, il collasso della soletta, ecc.

Per impalcati metallici con armamento diretto, il caso 2 dovrà essere considerato solo per le verifiche globali.

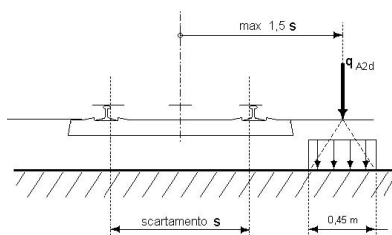


Fig. 5.2.13 - Caso 2

5.2.2.9.3 Deragliamento al di sotto del ponte

Nel posizionamento degli elementi strutturali in adiacenza della ferrovia, ad eccezione delle gallerie artificiali a parete continua, occorre tenere conto che per una zona di larghezza di 3,5 m misurata perpendicolarmente dall'asse del binario più vicino, vige il divieto di edificabilità.

A distanze superiori di 4,50 m è consentita la realizzazione di pilastri isolati. Per distanze intermedie dovranno essere previsti elementi strutturali aventi rigidità via via crescenti con il diminuire della distanza dal binario.

Le azioni prodotte dal treno deragliato sugli elementi verticali di sostegno adiacenti la sede ferroviaria sono indicate al § 3.6.3.4.

5.2.2.10 AZIONI INDIRETTE

5.2.2.10.1 Distorsioni

Le distorsioni, quali ad esempio i cedimenti vincolari artificialmente provocati e non, sono da considerarsi azioni permanenti. Nei ponti in c.a., c.a.p. e a struttura mista i loro effetti vanno valutati tenendo conto dei fenomeni di viscosità.

5.2.2.10.2 Ritiro e viscosità

I coefficienti di ritiro e viscosità finali, salvo sperimentazione diretta, sono quelli indicati rispettivamente nei §§ 11.2.10.6 e 11.2.10.7.

Qualora si debba provvedere al calcolo dell'ampiezza dei giunti e della corsa degli apparecchi di appoggio, gli effetti del ritiro e della viscosità dovranno essere valutati incrementando del 50% i valori di cui al precedente capoverso.

Nella progettazione delle pile di un viadotto ferroviario deve considerarsi il ritiro differenziale fusto-fondazione (fusto-pulvino), considerando un plinto (pulvino) parzialmente stagionato, che non ha, quindi, ancora esaurito la relativa deformazione da ritiro. Conseguentemente a tale situazione si potrà considerare un valore di ritiro differenziale pari al 50% di quello a lungo termine, considerando un valore convenzionale del modulo di elasticità del calcestruzzo pari ad 1/3 di quello misurato.

5.2.2.10.3 Resistenze parassite nei vincoli

Nel calcolo delle pile, delle spalle, delle fondazioni, degli stessi apparecchi d'appoggio e, se del caso, dell'impalcato, si devono considerare le forze che derivano dalle resistenze parassite dei vincoli. Le forze indotte dalla resistenza parassita nei vincoli saranno da esprimere in funzione del tipo di appoggio e del sistema di vincolo dell'impalcato.

5.2.3. PARTICOLARI PRESCRIZIONI PER LE VERIFICHE

5.2.3.1 COMBINAZIONE DEI TRENI DI CARICO E DELLE AZIONI DA ESSI DERIVATE PER PIÙ BINARI

5.2.3.1.1 Numero di binari

Salvo diversa prescrizione progettuale ciascun ponte dovrà essere progettato per il maggior numero di binari geometricamente compatibile con la larghezza dell'impalcato, a prescindere dal numero di binari effettivamente presenti.

5.2.3.1.2 Numero di treni contemporanei

Nella progettazione dei ponti andrà considerata l'eventuale contemporaneità di più treni, secondo quanto previsto nella Tab. 5.2.III considerando, in genere, sia il traffico normale che il traffico pesante.

Tab. 5.2.III - Carichi mobili in funzione del numero di binari presenti sul ponte

Numero di binari	Binari Carichi	Traffico normale		Traffico pesante ⁽²⁾
		caso a ⁽¹⁾	caso b ⁽¹⁾	
1	Primo	1,0 (LM 71"+SW/0)	-	1,0 SW/2
	Primo	1,0 (LM 71"+SW/0)	-	1,0 SW/2
2	secondo	1,0 (LM 71"+SW/0)	-	1,0 (LM 71"+SW/0)
	Primo	1,0 (LM 71"+SW/0)	0,75 (LM 71"+SW/0)	1,0 SW/2
≥3	secondo	1,0 (LM 71"+SW/0)	0,75 (LM 71"+SW/0)	1,0 (LM 71"+SW/0)
	Altri	-	0,75 (LM 71"+SW/0)	-

⁽¹⁾ LM71 "+ SW/0 significa considerare il più sfavorevole fra i treni LM 71, SW/0

⁽²⁾ Salvo i casi in cui sia esplicitamente escluso

Per strutture con 3 o più binari dovranno considerarsi due distinte condizioni: la prima che prevede carichi solo due binari (primo e secondo) considerando gli effetti più gravosi tra il caso "a" ed il traffico pesante; la seconda che prevede tutti i binari carichi con l'entità del carico corrispondente a quello fissato nel caso "b".

Come "primo" binario si intende quello su cui disporre il treno più pesante per avere i massimi effetti sulla struttura. Per "secondo" binario si intende quello su cui viene disposto il secondo treno per avere, congiuntamente con il primo, i massimi effetti sulla struttura; pertanto, il "primo" e il "secondo" binario possono anche non essere contigui nel caso di ponti con 3 o più binari.

Qualora la presenza del secondo treno o, eventualmente, dei successivi, riduca l'effetto in esame, essi non vanno considerati presenti. Tutti gli effetti delle azioni dovranno determinarsi con i carichi e le forze disposti nelle posizioni più sfavorevoli. Azioni che producano effetti favorevoli saranno trascurate (ad eccezione dei casi in cui si considerino i treni di carico SW i quali debbono considerarsi applicati per l'intera estensione del carico).

5.2.3.1.3 Simultaneità delle azioni da traffico - valori caratteristici delle azioni combinate in gruppi di carichi

Gli effetti dei carichi verticali dovuti alla presenza dei convogli vanno sempre combinati con le altre azioni derivanti dal traffico ferroviario, adottando i coefficienti indicati in Tab. 5.2.IV.

Il carico verticale, nel caso di ponti con più binari, è quello che si ottiene con i treni specificati nella Tab. 5.2.III.

Nella valutazione degli effetti di interazione, alle azioni conseguenti all'applicazione dei carichi da traffico ferroviario si adotteranno gli stessi coefficienti parziali dei carichi che li generano.

I valori fra parentesi indicati nella Tab. 5.2.IV vanno assunti quando l'azione risulta favorevole nei riguardi della verifica che si sta svolgendo.

Tab. 5.2.IV - Valutazione dei carichi da traffico

TIPO DI CARICO	Azioni verticali		Azioni orizzontali			Commenti
	Carico verticale (1)	Treno scarico	Frenatura e avviamento	Centrifuga	Serpeggio	
Gruppo 1 (2)	1,0	-	0,5 (0,0)	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	massima azione verticale e laterale
Gruppo 2 (2)	-	1,0	0,0	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	stabilità laterale
Gruppo 3 (2)	1,0 (0,5)	-	1,0	0,5 (0,0)	0,5 (0,0)	massima azione longitudinale
Gruppo 4	0,8 (0,6;0,4)	-	0,8 (0,6;0,4)	0,8 (0,6;0,4)	0,8 (0,6;0,4)	Fessurazione

(1) Includendo tutti i valori (F; a; etc..)

(2) La simultaneità di due o tre valori caratteristici interi (assunzione di diversi coefficienti pari ad 1.0), sebbene improbabile, è stata considerata come semplificazione per i gruppi di carico 1,2 e 3 senza che ciò abbia significative conseguenze progettuali

I valori campiti in grigio rappresentano l'azione dominante.

Il gruppo 4 è da considerarsi esclusivamente per le verifiche a fessurazione. I valori indicati fra parentesi si assumeranno pari a: (0,6) per impalcati con 2 binari caricati e (0,4) per impalcati con tre o più binari caricati.

5.2.3.1.4 Valori rari e frequenti delle azioni da traffico ferroviario

Le azioni derivanti da ciascuno dei gruppi di carico definiti nella Tab. 5.2.IV sono da intendersi come un'unica azione caratteristica da utilizzarsi nella definizione dei valori rari e frequenti.

5.2.3.1.5 Valori quasi-permanenti delle azioni da traffico ferroviario

I valori quasi permanenti delle azioni da traffico ferroviario possono assumersi uguali a zero ad eccezione delle combinazioni simiche.

5.2.3.1.6 Azioni da traffico ferroviario in situazioni transitorie

Nelle verifiche di progetto per situazioni transitorie dovute alla manutenzione dei binari o del ponte, i valori caratteristici delle azioni da traffico, caso per caso, sono da concordarsi con l'autorità ferroviaria.

5.2.3.2 VERIFICHE AGLI SLU E SLE

5.2.3.2.1 Requisiti concernenti gli SLU

Per le verifiche agli stati limite ultimi si adottano i valori dei coefficienti parziali γ in Tab. 5.2.V e i coefficienti di combinazione Ψ in Tab. 5.2.VI.

Tab. 5.2.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

Coefficiente			EQU ⁽¹⁾	A1	A2
			Azioni permanenti	favorevoli	γ_{G1}
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁵⁾	1,00 ⁽⁶⁾	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	γ_{Ce}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole	d	1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

⁽²⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

⁽³⁾ Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.

⁽⁴⁾ Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.

⁽⁵⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁶⁾ 1,20 per effetti locali

Nella Tab. 5.2.V il significato dei simboli è il seguente:

γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua, quando pertinente;

γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;

γ_B coefficiente parziale del peso proprio del ballast;

γ_Q coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;

γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili

γ_P coefficiente parziale delle azioni di precompressione

γ_{Ced} coefficiente parziale delle azioni di ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente.

Tab. 5.2.VI - Coefficienti di combinazione Ψ delle azioni

Azioni		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni singole	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
da traffico	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
	gr_1	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
Gruppi di	gr_2	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
carico	gr_3	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr_4	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F_{Wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	T_k	0,60	0,60	0,50

⁽¹⁾ 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

⁽²⁾ Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

5.2.3.2.2 Requisiti concernenti gli SLE

L'assetto di una struttura, da valutarsi in base alle combinazioni di carico previste dalla presente norma, deve risultare compatibile con la geometria della struttura stessa in relazione alle esigenze dei convogli ferroviari.

Per le verifiche agli stati limite d'esercizio si adottano i valori dei coefficienti parziali in Tab. 5.2.VI.

Ove necessario in luogo dei gruppi delle azioni da traffico ferroviario definiti in Tab. 5.2.IV possono considerarsi le singole azioni con i coefficienti di combinazione indicati in Tab. 5.2.VII.

Tab. 5.2.VII - Ulteriori coefficienti di combinazione ψ delle azioni

	Azioni	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni singole da traffico	Treno di carico LM 71	0,80 ⁽³⁾	⁽¹⁾	0,0
	Treno di carico SW /0	0,80 ⁽³⁾	0,80	0,0
	Treno di carico SW/2	0,00 ⁽³⁾	0,80	0,0
	Treno scarico	1,00 ⁽³⁾	-	-
	Centrifuga	⁽²⁾ ⁽³⁾	⁽²⁾	⁽²⁾
	Azione laterale (serpeggio)	1,00 ⁽³⁾	0,80	0,0

⁽¹⁾ 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

⁽²⁾ Si usano gli stessi coefficienti ψ adottati per i carichi che provocano dette azioni.

⁽³⁾ Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

Per la valutazione degli effetti dell'interazione si usano gli stessi coefficienti ψ adottati per le azioni che provocano dette interazioni e cioè: temperatura, carichi verticali da traffico ferroviario, frenatura.

In ogni caso le azioni aerodinamiche devono essere cumulate con l'azione del vento. L'azione risultante dovrà essere maggiore di un valore minimo, funzione della velocità della linea e comunque di 1,5 kN/m² sia nella verifica agli SLE (combinazione caratteristica) sia nella verifica agli SLU con $\gamma_Q = 1,00$ e $\gamma_{Q1} = 1,00$.

5.2.3. 2.2.1 Stati limite di esercizio per la sicurezza del traffico ferroviario

Accelerazioni verticali dell'impalcato

Questa verifica è richiesta per opere sulle quali la velocità di esercizio è superiore ai 200 km/h o quando la frequenza propria della struttura non è compresa nei limiti indicati nella Fig. 5.2.7. La verifica, quando necessaria, dovrà essere condotta considerando convogli reali.

In mancanza di ulteriori specificazioni, per ponti con armamento su ballast, non devono registrarsi accelerazioni verticali superiori a 3,5 m/s² nel campo di frequenze da 0 a 20 Hz.

Deformazioni torsionali dell'impalcato

La torsione dell'impalcato del ponte è calcolata considerando il treno di carico LM 71 incrementato con il corrispondente coefficiente dinamico.

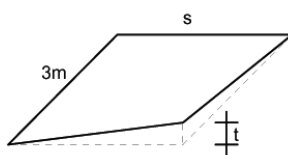


Fig. 5.2.14 - Sghembo ammissibile

Il massimo sghembo, misurato su una lunghezza di 3 m e considerando le rotaie solidali all'impalcato (Fig. 5.2.14), non deve eccedere i seguenti valori:

per $V \leq 120$ km/h; $t \leq 4,5$ mm/3m

per $120 < V \leq 200$ km/h; $t \leq 3,0$ mm/3m

per $V > 200$ km/h; $t \leq 1,5$ mm/3m

Per velocità $V > 200$ km/h si deve inoltre verificare che per convogli reali, moltiplicati per il relativo incremento dinamico, risulti $t \leq 1,2$ mm/3m.

In mancanza di ulteriori specifiche, lo sghembo complessivo dovuto alla geometria del binario (curve di transizione) e quello dovuto alla deformazione dell'impalcato, non deve comunque eccedere i 6 mm/3 m.

Inflessione nel piano orizzontale dell'impalcato

Considerando la presenza del treno di carico LM 71, incrementato con il corrispondente coefficiente dinamico, l'azione del vento, la forza laterale (serpeggio), la forza centrifuga e gli effetti della variazione di temperatura lineare fra i due lati dell'impalcato stabilita al § 5.2.2.4, l'inflessione nel piano orizzontale dell'impalcato non deve produrre:

- una variazione angolare maggiore di quella fornita nella successiva Tab. 5.2.VIII;
- un raggio di curvatura orizzontale minore dei valori di cui alla citata tabella.

Tab. 5.2.VIII - Massima variazione angolare e minimo raggio di curvatura

Velocità [km/h]	Variazione Angolare massima	Raggio minimo di curvatura	
		Singola campata	Più campate
$V \leq 120$	0,0035 rd	1700 m	3500 m
$120 < V \leq 200$	0,0020 rd	6000 m	9500 m
$200 < V$	0,0015 rd	14000 m	17500 m

Il raggio di curvatura, nel caso di impalcato a semplice appoggio, è dato dalla seguente espressione:

$$R = \frac{L^2}{8\delta_h} \quad [5.2.11]$$

dove δ_h rappresenta la freccia orizzontale.

La freccia orizzontale deve includere anche l'effetto della deformazione della sottostruttura del ponte (pile, spalle e fondazioni), qualora esso sia sfavorevole alla verifica.

5.2.3.2.3 Verifiche allo stato limite di fatica

Per strutture e elementi strutturali che presentano dettagli sensibili a fenomeni di fatica vanno effettuate opportune verifiche nei confronti di questo fenomeno.

Le verifiche saranno condotte considerando idonei spettri di carico. La determinazione dell'effettivo spettro di carico da considerare nella verifica del ponte dovrà essere effettuata in base alle caratteristiche funzionali e d'uso della infrastruttura ferroviaria cui l'opera appartiene.

5.2.3.2.4 Verifiche allo stato limite di fessurazione

Per assicurare la funzionalità e la durabilità delle strutture viene prefissato uno stato limite di fessurazione commisurato alle condizioni ambientali, di sollecitazione e di ispezionabilità, nonché alla sensibilità delle armature. Tali verifiche vengono condotte per le azioni da traffico gruppo 4, Tab. 5.2.IV.

CAPITOLO 6.

PROGETTAZIONE GEOTECNICA

6.1. DISPOSIZIONI GENERALI

6.1.1. OGGETTO DELLE NORME

Il presente capitolo riguarda gli aspetti geotecnici della progettazione e della esecuzione di opere ed interventi che interagiscono con il terreno ed in particolare tratta di :

- opere di fondazione;
- opere di sostegno;
- opere in sotterraneo;
- opere e manufatti di materiali sciolti naturali o di provenienza diversa;
- fronti di scavo;
- consolidamento;
- miglioramento e rinforzo dei terreni e degli ammassi rocciosi;
- consolidamento di opere esistenti.

Il presente capitolo riguarda, altresì, la sicurezza dei pendii naturali e la fattibilità di interventi che hanno riflessi su grandi aree.

6.1.2. PRESCRIZIONI GENERALI

Le scelte progettuali devono tener conto delle prestazioni attese delle opere, dei caratteri geologici del sito e delle condizioni ambientali. I risultati dello studio rivolto alla caratterizzazione e modellazione geologica, dedotti da specifiche indagini, devono essere esposti in una specifica relazione geologica di cui al § 6.2.1.

Le analisi di progetto devono essere basate su modelli geotecnici dedotti da specifiche indagini definite dal progettista in base alla tipologia dell'opera o dell'intervento e alle previste modalità esecutive.

Le scelte progettuali, il programma e i risultati delle indagini, la caratterizzazione e la modellazione geotecnica di cui al § 6.2.2, unitamente alle analisi per il dimensionamento geotecnico delle opere e alla descrizione delle fasi e modalità costruttive devono essere illustrati in una specifica relazione geotecnica.

6.2. ARTICOLAZIONE DEL PROGETTO

Il progetto delle opere e degli interventi si articola nelle seguenti fasi:

1. caratterizzazione e modellazione geologica del sito;
2. scelta del tipo di opera o di intervento e programmazione delle indagini geotecniche;
3. caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni e delle rocce presenti nel volume significativo e definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo (cfr. § 3.2.2);
4. definizione delle fasi e delle modalità costruttive;
5. verifiche della sicurezza e delle prestazioni
6. programmazione delle attività di controllo e monitoraggio.

6.2.1. CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO

Il modello geologico di riferimento è la ricostruzione concettuale della storia evolutiva dell'area di studio, attraverso la descrizione delle peculiarità genetiche dei diversi terreni presenti, delle dinamiche dei diversi termini litologici, dei rapporti di giustapposizione reciproca, delle vicende tettoniche subite e dell'azione dei diversi agenti morfogenetici.

La caratterizzazione e la modellazione geologica del sito deve comprendere la ricostruzione dei caratteri litologici, stratigrafici, strutturali, idrogeologici, geomorfologici e, più in generale, di pericolosità geologica del territorio, descritti e sintetizzati dal modello geologico di riferimento.

In funzione del tipo di opera, di intervento e della complessità del contesto geologico nel quale si inserisce l'opera, specifiche indagini saranno finalizzate alla documentata ricostruzione del modello geologico.

Il modello geologico deve essere sviluppato in modo da costituire elemento di riferimento per il progettista per inquadrare i problemi geotecnici e per definire il programma delle indagini geotecniche

La caratterizzazione e la modellazione geologica del sito devono essere esaurientemente espone e commentate in una relazione geologica, che è parte integrante del progetto. Tale relazione comprende, sulla base di specifici rilievi ed indagini, la identificazione delle formazioni presenti nel sito, lo studio dei tipi litologici, della struttura del sottosuolo e dei caratteri fisici degli ammassi, definisce il modello geologico del sottosuolo, illustra e caratterizza gli aspetti stratigrafici, strutturali, idrogeologici, geomorfologici, nonché i conseguenti livelli delle pericolosità geologiche.

6.2.2. INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA

Le indagini geotecniche devono essere programmate in funzione del tipo di opera e/o di intervento, devono riguardare il volume significativo e, in presenza di azioni sismiche, devono essere conformi a quanto prescritto ai §§ 3.2.2 e 7.11.2. Per volume significativo di terreno si intende la parte di sottosuolo influenzata, direttamente o indirettamente, dalla costruzione del manufatto e che influenza il manufatto stesso. Le indagini devono permettere la definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo necessari alla progettazione. Della definizione del piano delle indagini, della caratterizzazione e della modellazione geotecnica è responsabile il progettista.

Ai fini dell'analisi quantitativa di uno specifico problema, per modello geotecnico di sottosuolo si intende uno schema rappresentativo del volume significativo di terreno, suddiviso in unità omogenee sotto il profilo fisico-meccanico, che devono essere caratterizzate con riferimento allo specifico problema geotecnico. Nel modello geotecnico di sottosuolo devono essere definiti il regime delle pressioni interstiziali e i valori caratteristici dei parametri geotecnici.

Per valore caratteristico di un parametro geotecnico deve intendersi una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro per ogni stato limite considerato. I valori caratteristici delle proprietà fisiche e meccaniche da attribuire ai terreni devono essere dedotti dall'interpretazione dei risultati di specifiche prove di laboratorio su campioni rappresentativi di terreno e di prove e misure in sito.

Per gli ammassi rocciosi e per i terreni a struttura complessa, nella valutazione della resistenza caratteristica occorre tener conto della natura e delle caratteristiche geometriche e di resistenza delle discontinuità. Deve inoltre essere specificato se la resistenza caratteristica si riferisce alle discontinuità o all'ammasso roccioso.

Per la verifica delle condizioni di sicurezza e delle prestazioni di cui al successivo § 6.2.4, la scelta dei valori caratteristici delle quote piezometriche e delle pressioni interstiziali deve tenere conto della loro variabilità spaziale e temporale.

Le prove di laboratorio, sulle terre e sulle rocce, devono essere eseguite e certificate dai laboratori di prova di cui all'art. 59 del DPR 6 giugno 2001, n. 380. I laboratori su indicati fanno parte dell'elenco depositato presso il Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Nel caso di costruzioni o di interventi di modesta rilevanza, che ricadano in zone ben conosciute dal punto di vista geotecnico, la progettazione può essere basata su preesistenti indagini e prove documentate, ferma restando la piena responsabilità del progettista su ipotesi e scelte progettuali.

6.2.3. FASI E MODALITA' COSTRUTTIVE

Nel progetto devono essere individuate le diverse fasi esecutive per definire eventuali specifiche condizioni geotecniche anche a carattere temporaneo che possono verificarsi nel corso dei lavori. Queste fasi dovranno essere oggetto di specifiche analisi da condurre con i criteri e le procedure riportati nelle presenti norme.

6.2.4. VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI

Le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) e le analisi relative alle condizioni di esercizio (SLE) devono essere effettuate nel rispetto dei principi e delle procedure indicate al § 2.6.

6.2.4.1 VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Per ogni stato limite per perdita di equilibrio (EQU), come definito al §2.6.1, deve essere rispettata la condizione:

$$E_{inst,d} \leq E_{stb,d}$$

dove $E_{inst,d}$ è il valore di progetto dell'azione instabilizzante, $E_{stb,d}$ è il valore di progetto dell'azione stabilizzante.

La verifica della suddetta condizione deve essere eseguita impiegando come fattori parziali per le azioni i valori γ_F riportati nella colonna EQU della tabella 6.2.I.

Per ogni stato limite ultimo che preveda il raggiungimento della resistenza di un elemento strutturale (STR) o del terreno (GEO), come definiti al § 2.6.1, deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d \quad [6.2.1]$$

essendo E_d il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione, definito dalle relazioni [6.2.2a] o [6.2.2b]

$$E_d = E \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad [6.2.2a]$$

$$E_d = \gamma_E \cdot E \left[F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad [6.2.2b]$$

e R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico definito dalla relazione [6.2.3].

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad [6.2.3]$$

Effetto delle azioni e resistenza di progetto sono espresse nelle [6.2.2a] e [6.2.3] rispettivamente in funzione delle azioni di progetto $\gamma_F F_k$, dei parametri geotecnici di progetto X_k/γ_M e dei parametri geometrici di progetto a_d . Il coefficiente parziale di sicurezza γ_R opera direttamente sulla resistenza del sistema. L'effetto delle azioni di progetto può anche essere valutato direttamente con i valori caratteristici delle azioni come indicato dalla [6.2.2b] con $\gamma_E = \gamma_F$.

In accordo a quanto stabilito al §2.6.1, la verifica della condizione [6.2.1] deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nel primo approccio progettuale (Approccio 1) le verifiche si eseguono con due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti ognuna delle quali può essere critica per differenti aspetti dello stesso progetto.

Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) le verifiche si eseguono con un'unica combinazione di gruppi di coefficienti.

Per le verifiche nei confronti di stati limite ultimi non espressamente trattati nei successivi paragrafi, da 6.3 a 6.11, si utilizza l'Approccio 1 con le due combinazioni (A1+M1+R1) e (A2+M2+R2). I fattori parziali per il gruppo R1 sono sempre unitari; quelli del gruppo R2 possono essere maggiori o uguali all'unità e, in assenza di indicazioni specifiche per lo stato limite ultimo considerato, devono essere scelti dal progettista in relazione alle incertezze connesse con i procedimenti adottati.

6.2.4.1.1 Azioni

I coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni sono indicati nella Tab. 6.2.I. Ad essi deve essere fatto riferimento con le precisazioni riportate nel § 2.6.1. Si deve comunque intendere che il terreno e l'acqua costituiscono carichi permanenti (strutturali) quando, nella modellazione utilizzata, contribuiscono al comportamento dell'opera con le loro caratteristiche di peso, resistenza e rigidità.

Nella valutazione della combinazione delle azioni i coefficienti di combinazione ψ_{ij} devono essere assunti come specificato nel Capitolo 2.

Si fa salvo, comunque, quanto previsto nel Decreto del Ministro delle Infrastrutture e dei Trasporti del 26 giugno 2014 recante "Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)", ove applicabile

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qk}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

6.2.4.1.2 Resistenze

Il valore di progetto della resistenza R_d può essere determinato:

- in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M specificato nella successiva Tab. 6.2.II e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R specificati nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera.

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coazione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Per gli ammassi rocciosi e per i terreni a struttura complessa, nella valutazione della resistenza caratteristica occorre tener conto della natura e delle caratteristiche geometriche e di resistenza delle discontinuità strutturali. Il valore di progetto della resistenza si ottiene, per il caso (a), applicando al valore caratteristico della resistenza unitaria al taglio τ_R un coefficiente parziale $\gamma_{r,R}=1,0$ (M1) e $\gamma_{r,R}=1,25$ (M2) oppure procedendo come previsto ai punti b) e c) di cui sopra.

6.2.4.1.3. Verifiche strutturali con l'analisi di interazione terreno-struttura

Le analisi finalizzate al dimensionamento strutturale nelle quali si consideri l'interazione terreno-struttura si eseguono con i valori caratteristici dei parametri geotecnici, amplificando l'effetto delle azioni con i coefficienti parziali del gruppo A1.

6.2.4.2 Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi idraulici

Le opere geotecniche devono essere verificate nei confronti dei possibili stati limite di sollevamento o di sifonamento.

A tal fine, nella valutazione delle pressioni interstiziali e delle quote piezometriche caratteristiche, si devono assumere le condizioni più sfavorevoli, considerando i possibili effetti delle condizioni stratigrafiche.

Per la stabilità al sollevamento deve risultare che il valore di progetto dell'azione instabilizzante $V_{inst,d}$, ovvero la risultante delle pressioni idrauliche ottenuta considerando separatamente la parte permanente ($G_{inst,d}$) e quella variabile ($Q_{inst,d}$), sia non maggiore della combinazione dei valori di progetto delle azioni stabilizzanti ($G_{stb,d}$) e delle resistenze (R_d):

$$V_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d \quad [6.2.4]$$

dove

$$V_{inst,d} = G_{inst,d} + Q_{inst,d} \quad [6.2.5]$$

Per le verifiche di stabilità al sollevamento, i relativi coefficienti parziali sulle azioni sono indicati nella Tab. 6.2.III. Al fine del calcolo della resistenza di progetto R_d , tali coefficienti devono essere combinati in modo opportuno con quelli relativi ai parametri geotecnici (M2). Ove necessario, il calcolo della resistenza va eseguito in accordo a quanto indicato nei successivi paragrafi per le fondazioni su pali e per gli ancoraggi.

Tab. 6.2.III – Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	Sollevamento (UPL)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,1
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8
	Sfavorevole		1,5
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0
	Sfavorevole		1,5

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{ci}

In condizioni di flusso prevalentemente verticale:

- nel caso di frontiera di efflusso libera, la verifica a sifonamento si esegue controllando che il gradiente idraulico i risulti non superiore al gradiente idraulico critico i_c diviso per un coefficiente parziale $\gamma_R = 3$, se si assume come effetto delle azioni il gradiente idraulico medio, e per un coefficiente parziale $\gamma_R = 2$ nel caso in cui si consideri il gradiente idraulico di efflusso;
- in presenza di un carico imposto sulla frontiera di efflusso, la verifica si esegue controllando che la pressione interstiziale in eccesso rispetto alla condizione idrostatica risulti non superiore alla tensione verticale efficace calcolata in assenza di filtrazione, divisa per un coefficiente parziale $\gamma_R = 2$.

In tutti gli altri casi il progettista deve valutare gli effetti delle forze di filtrazione e garantire adeguati livelli di sicurezza, da prefissare e giustificare esplicitamente.

Si fa salvo, comunque, quanto previsto nel Decreto del Ministro delle Infrastrutture e dei Trasporti del 26 giugno 2014 recante "Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)", ove applicabile

6.2.4.3 VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

Le opere e i sistemi geotecnici di cui al § 6.1.1 devono essere verificati nei confronti degli stati limite di esercizio. A tale scopo, il progetto deve esplicitare le prescrizioni relative agli spostamenti compatibili e le prestazioni attese.

La verifica agli stati limite di esercizio implica l'analisi del problema di interazione terreno-struttura, al termine della costruzione e nel tempo, secondo quanto disposto al paragrafo § 2.2.2. Il grado di approfondimento dell'analisi di interazione terreno-struttura è funzione dell'importanza dell'opera.

Per ciascun stato limite di esercizio deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq C_d \quad [6.2.7]$$

dove E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni nelle combinazioni di carico per gli SLE specificate al §2.5.3 e C_d è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni. Quest'ultimo deve essere stabilito in funzione del comportamento della struttura in elevazione e di tutte le costruzioni che interagiscono con le opere geotecniche in progetto, tenendo conto della durata dei carichi applicati.

6.2.5. IMPIEGO DEL METODO OSSERVAZIONALE

La progettazione può fare ricorso anche al metodo osservazionale, nei casi in cui a causa della particolare complessità della situazione geologica e geotecnica e dell'importanza e impegno dell'opera, dopo estese ed approfondite indagini permangano documentate ragioni di incertezza risolvibili solo in fase di esecuzione dell'opera.

Nell'applicazione di tale metodo si deve utilizzare il seguente procedimento:

- devono essere stabiliti i limiti di accettabilità dei valori di alcune grandezze rappresentative del comportamento del complesso manufatto-terreno;
- si deve dimostrare che la soluzione prescelta è accettabile in rapporto a tali limiti;
- devono essere previste soluzioni alternative, congruenti con il progetto, e definiti i relativi oneri economici;
- deve essere istituito un adeguato sistema di monitoraggio in corso d'opera, con i relativi piani di controllo, tale da consentire tempestivamente l'adozione di una delle soluzioni alternative previste, qualora i limiti indicati siano raggiunti.

6.2.6. MONITORAGGIO DEL COMPLESSO OPERA-TERRENO

Il monitoraggio del complesso opera-terreno e degli interventi consiste nella installazione di un'appropriata strumentazione e nella misura di grandezze fisiche significative - quali spostamenti, tensioni, forze e pressioni interstiziali - prima, durante e/o dopo la costruzione del manufatto.

Il monitoraggio ha lo scopo di verificare la corrispondenza tra le ipotesi progettuali e i comportamenti osservati e di controllare la funzionalità dei manufatti nel tempo. Nell'ambito del metodo osservazionale, il monitoraggio ha lo scopo di confermare la validità della soluzione progettuale adottata o, in caso contrario, di individuare la più idonea tra le altre soluzioni previste in progetto.

Se previsto, il programma di monitoraggio deve essere definito e illustrato nella relazione geotecnica.

6.3. STABILITÀ DEI PENDII NATURALI

Le presenti norme si applicano allo studio delle condizioni di stabilità dei pendii naturali, anche in presenza di azioni sismiche (§ 7.11.3.5) e al progetto, alla esecuzione e al controllo degli interventi di stabilizzazione.

6.3.1. PRESCRIZIONI GENERALI

Lo studio della stabilità dei pendii naturali richiede osservazioni e rilievi di superficie, raccolta di notizie storiche sull'evoluzione dello stato del pendio e su eventuali danni subiti dalle strutture o infrastrutture esistenti, la constatazione di movimenti eventualmente in atto e dei loro caratteri geometrici e cinematici, la raccolta dei dati sulle precipitazioni meteoriche, sui caratteri idrogeologici della zona e sui precedenti interventi di consolidamento. Le verifiche di sicurezza, anche in relazione alle opere da eseguire, devono essere basate su dati acquisiti con specifiche indagini geotecniche.

6.3.2. MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL PENDIO

Il modello geologico di riferimento deve rappresentare le caratteristiche geologiche, geomorfologiche, geologico strutturali e idrogeologiche, con particolare riguardo alla genesi delle forme e dei processi, dei diversi litotipi, dell'ambiente deposizionale, del metamorfismo delle rocce, degli stili tettonici e geologico-strutturali dell'area; deve, inoltre, riconoscere e descrivere le criticità di natura geologica in relazione ai possibili processi di instabilità.

Le tecniche di studio, i rilievi e le indagini sono commisurati all'estensione dell'area, alle finalità progettuali e alle peculiarità dello scenario territoriale ed ambientale in cui si opera.

6.3.3. MODELLAZIONE GEOTECNICA DEL PENDIO

Tenendo conto del modello geologico ed evolutivo del versante, devono essere programmate specifiche indagini per la caratterizzazione geotecnica dei terreni e dell'ammasso roccioso, finalizzate alla definizione del modello geotecnico sulla base del quale effettuare lo studio delle condizioni di stabilità nonché al progetto di eventuali interventi di stabilizzazione.

Le indagini devono effettuarsi secondo i seguenti criteri:

- la superficie del pendio deve essere definita attraverso un rilievo plano-altimetrico in scala adeguata ed esteso ad una zona sufficientemente ampia a monte e valle del pendio stesso;
- lo studio geotecnico deve definire la successione stratigrafica e le caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni e degli ammassi rocciosi, l'entità e la distribuzione delle pressioni interstiziali nel terreno e nelle discontinuità, degli eventuali spostamenti plano-altimetrici di punti in superficie e in profondità.

La scelta delle tipologie di indagine e misura, dell'ubicazione del numero di verticali da esplorare, della posizione e del numero dei campioni di terreno da prelevare e sottoporre a prove di laboratorio dipende dall'estensione dell'area, dalla disponibilità di informazioni provenienti da precedenti indagini e dalla complessità delle condizioni idrogeologiche e stratigrafiche del sito in esame.

Il numero minimo di verticali di indagine e misura deve essere tale da permettere una descrizione accurata della successione stratigrafica dei terreni interessati da cinematismi di collasso effettivi e potenziali e, in caso di pendii in frana, deve consentire di accertare forma e posizione della superficie o delle superfici di scorrimento esistenti e definire i caratteri cinematici della frana.

La profondità e l'estensione delle indagini devono essere fissate in relazione alle caratteristiche geometriche del pendio, ai risultati dei rilievi di superficie nonché alla più probabile posizione della eventuale superficie di scorrimento.

Tutti gli elementi raccolti devono permettere la definizione di un modello geotecnico di sottosuolo (vedi § 6.2.2) che tenga conto della complessità della situazione stratigrafica e geotecnica, della presenza di discontinuità e dell'evidenza di movimenti pregressi e al quale fare riferimento per le verifiche di stabilità e per il progetto degli eventuali interventi di stabilizzazione.

6.3.4. VERIFICHE DI SICUREZZA

Le verifiche di sicurezza devono essere effettuate con metodi che tengano conto del tipo di frana e dei possibili cinematismi, considerando forma e posizione della eventuale superficie di scorrimento, le proprietà meccaniche dei terreni e degli ammassi rocciosi e il regime delle pressioni interstiziali.

Nel caso di pendii in frana le verifiche di sicurezza devono essere eseguite lungo le superfici di scorrimento che meglio approssimano quella/e riconosciuta/e con le indagini.

Negli altri casi, la verifica di sicurezza deve essere eseguita lungo superfici di scorrimento cinematicamente possibili, in numero sufficiente per ricercare la superficie critica alla quale corrisponde il grado di sicurezza più basso.

Quando sussistano condizioni tali da non consentire una agevole valutazione delle pressioni interstiziali, le verifiche di sicurezza devono essere eseguite assumendo le condizioni più sfavorevoli che ragionevolmente si possono prevedere.

La valutazione del coefficiente di sicurezza dei pendii naturali, espresso dal rapporto tra la resistenza al taglio disponibile (τ_i) e la tensione di taglio agente (τ) lungo la superficie di scorrimento, deve essere eseguita impiegando sia i parametri geotecnici, congruenti con i caratteri del cinematismo atteso o accertato, sia le azioni presi con il loro valore caratteristico.

L'adeguatezza del margine di sicurezza ritenuto accettabile dal progettista deve comunque essere giustificata sulla base del livello di conoscenze raggiunto, dell'affidabilità dei dati disponibili e del modello di calcolo adottato in relazione alla complessità geologica e geotecnica, nonché sulla base delle conseguenze di un'eventuale frana.

6.3.5. INTERVENTI DI STABILIZZAZIONE

Il progetto degli interventi di stabilizzazione deve comprendere la descrizione completa dell'intervento, l'influenza delle modalità costruttive sulle condizioni di stabilità, il piano di monitoraggio e un significativo piano di gestione e controllo nel tempo della funzionalità e dell'efficacia dei provvedimenti adottati. In ogni caso devono essere definiti l'entità del miglioramento delle condizioni di sicurezza del pendio e i criteri per verificarne il raggiungimento.

La scelta delle più idonee tipologie degli interventi di stabilizzazione deve tener conto delle cause promotrici della frana, del meccanismo di collasso ipotizzato o in atto, dei suoi caratteri cinematici e del regime delle pressioni interstiziali nel sottosuolo. Il progetto degli interventi deve essere basato su specifici modelli geotecnici di sottosuolo.

L'adeguatezza del margine di sicurezza raggiunto per effetto degli interventi di stabilizzazione deve essere giustificato dal progettista.

Oltre alla valutazione dell'incremento di sicurezza indotto dagli interventi di stabilizzazione nei confronti del meccanismo di collasso più critico, è necessario verificare le condizioni di sicurezza connesse con altri, diversi, meccanismi di collasso, compatibili con gli interventi ipotizzati.

6.3.6. CONTROLLI E MONITORAGGIO

Il monitoraggio di un pendio o di una frana interessa le diverse fasi che vanno dallo studio al progetto, alla realizzazione e gestione delle opere di stabilizzazione e al controllo della loro funzionalità e durabilità. Esso è riferito principalmente agli spostamenti di punti significativi del pendio, in superficie e/o in profondità, al controllo di eventuali manufatti presenti e alla misura delle pressioni interstiziali, da effettuare con periodicità e durata tali da consentire di definire le variazioni periodiche e stagionali.

Il controllo dell'efficacia degli interventi di stabilizzazione deve comprendere la definizione delle soglie di attenzione e di allarme e dei provvedimenti da assumere in caso del relativo superamento.

6.4. OPERE DI FONDAZIONE

6.4.1. CRITERI GENERALI DI PROGETTO

Le scelte progettuali per le opere di fondazione devono essere effettuate contestualmente e congruentemente con quelle delle strutture in elevazione.

Nel caso di opere situate su pendii o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere verificata anche la stabilità globale del pendio in assenza e in presenza dell'opera e di eventuali scavi, riporti o interventi di altra natura, necessari alla sua realizzazione.

Devono essere valutati gli effetti della costruzione dell'opera su manufatti attigui e sull'ambiente circostante.

Nel caso di fondazioni su pali, le indagini devono essere dirette anche ad accertare la fattibilità e l'idoneità del tipo di palo in relazione alle caratteristiche dei terreni e al regime delle pressioni interstiziali.

6.4.2. FONDAZIONI SUPERFICIALI

La profondità del piano di posa della fondazione deve essere scelta e giustificata in relazione alle caratteristiche e alle prestazioni della struttura in elevazione, alle caratteristiche del sottosuolo e alle condizioni ambientali.

Il piano di fondazione deve essere situato sotto la coltre di terreno vegetale nonché sotto lo strato interessato dal gelo e da significative variazioni stagionali del contenuto d'acqua.

In situazioni nelle quali sono possibili fenomeni di erosione o di scalzamento da parte di acque di scorrimento superficiale, le fondazioni devono essere poste a profondità tale da non risentire di questi fenomeni o devono essere adeguatamente difese.

In presenza di azioni sismiche, oltre a quanto previsto nel presente paragrafo, le fondazioni superficiali devono rispettare i criteri di verifica di cui al successivo § 7.11.5.3.1

6.4.2.1. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine.

Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere effettuata la verifica anche con riferimento alle condizioni di stabilità globale del pendio includendo nelle verifiche le azioni trasmesse dalle fondazioni.

Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite, accertando che la condizione [6.2.1] sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

- *SLU di tipo geotecnico (GEO)*
 - collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
 - collasso per scorrimento sul piano di posa;
 - stabilità globale.
- *SLU di tipo strutturale (STR)*
 - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata, analogamente a quanto previsto nel § 6.8, secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tab. 6.8.I per le resistenze globali.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I.

Nelle verifiche nei confronti di SLU di tipo strutturale (STR), il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

6.4.2.2 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

Al fine di assicurare che le fondazioni risultino compatibili con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione (§§ 2.2.2 e 2.6.2), si deve verificare il rispetto della condizione [6.2.7], calcolando i valori degli spostamenti e delle distorsioni nelle combinazioni di carico per gli SLE specificate al §2.5.3, tenendo conto anche dell'effetto della durata delle azioni.

Forma, dimensioni e rigidezza della struttura di fondazione devono essere stabilite nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo presente che le verifiche agli stati limite di esercizio possono risultare più restrittive di quelle agli stati limite ultimi.

6.4.3. FONDAZIONI SU PALI

Il progetto di una fondazione su pali deve comprendere la scelta del tipo di palo e delle relative tecnologie e modalità di esecuzione, il dimensionamento dei pali e delle relative strutture di collegamento, tenendo conto degli effetti di gruppo tanto nelle verifiche SLU quanto nelle verifiche SLE.

Le indagini geotecniche, oltre a soddisfare i requisiti riportati al § 6.2.2, devono essere dirette anche ad accertare l'effettiva realizzabilità e l'idoneità del tipo di palo in relazione alle caratteristiche dei terreni e del regime delle pressioni interstiziali.

In generale, le verifiche dovrebbero essere condotte a partire dai risultati di analisi di interazione tra il terreno e la fondazione costituita dai pali e dalla struttura di collegamento (fondazione mista a platea su pali) che portino alla determinazione dell'aliquota dell'azione di progetto trasferita al terreno direttamente dalla struttura di collegamento e di quella trasmessa dai pali.

Nei casi in cui l'interazione sia considerata non significativa o, comunque, si ometta la relativa analisi, le verifiche SLU e SLE, condotte con riferimento ai soli pali, dovranno soddisfare quanto riportato ai §§ 6.4.3.1 e 6.4.3.2.

Nei casi in cui si consideri significativa tale interazione e si svolga la relativa analisi, le verifiche SLU e SLE, condotte con riferimento alla fondazione mista, dovranno soddisfare quanto riportato ai §§ 6.4.3.3 e 6.4.3.4.

In ogni caso, in aggiunta a quanto riportato ai §§ 6.2.4.1.1 e 6.2.4.1.2, fra le azioni permanenti deve essere incluso il peso proprio del palo e l'effetto dell'attrito negativo, quest'ultimo valutato con i coefficienti γ_M del caso M1 della Tab. 6.2.II.

In presenza di azioni sismiche, oltre a quanto previsto nel presente paragrafo, le fondazioni su pali devono rispettare i criteri di verifica di cui al successivo § 7.11.5.3.2

6.4.3.1 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine.

Gli stati limite ultimi delle fondazioni su pali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere effettuata la verifica con riferimento alle condizioni di stabilità globale del pendio includendo nelle verifiche le azioni trasmesse dalle fondazioni.

Le verifiche delle fondazioni su pali devono essere effettuate con riferimento almeno ai seguenti stati limite, accertando che la condizione [6.2.1] sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

- *SLU di tipo geotecnico (GEO)*
 - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
 - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;
 - collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione;
 - stabilità globale;
- *SLU di tipo strutturale (STR)*
 - raggiungimento della resistenza dei pali;
 - raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali.

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1 tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici, e nella Tab. 6.8.I per le resistenze globali.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II, 6.4.II e 6.4.VI.

Nelle verifiche nei confronti di SLU di tipo strutturale, il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

6.4.3.1.1 Resistenze di pali soggetti a carichi assiali

Il valore di progetto R_d della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_R della Tab. 6.4.II.

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi (R3)	Pali trivellati (R3)	Pali ad elica continua (R3)
	γ_R			
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

La resistenza caratteristica R_k del palo singolo può essere dedotta da:

- a) risultati di prove di carico statico di progetto su pali pilota (§ 6.4.3.7.1);
- b) metodi di calcolo analitici, dove R_k è calcolata a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici, oppure con l'impiego di relazioni empiriche che utilizzino direttamente i risultati di prove in sito (prove penetrometriche, pressiometriche, ecc.);

c) risultati di prove dinamiche di progetto, ad alto livello di deformazione, eseguite su pali pilota (§ 6.4.3.7.1).

In dettaglio:

(a) Se il valore caratteristico della resistenza a compressione del palo, $R_{c,k}$, o a trazione, $R_{t,k}$, è dedotto dai corrispondenti valori $R_{c,m}$ o $R_{t,m}$, ottenuti elaborando i risultati di una o più prove di carico di progetto, il valore caratteristico della resistenza a compressione e a trazione è pari al minore dei valori ottenuti applicando al valore medio e al valore minimo delle resistenze misurate i fattori di correlazione ξ riportati nella Tab. 6.4.III, in funzione del numero n di prove di carico su pali pilota:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,m})_{\text{media}}}{\xi_1}; \frac{(R_{c,m})_{\text{min}}}{\xi_2} \right\} \quad [6.4.1]$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,m})_{\text{media}}}{\xi_1}; \frac{(R_{t,m})_{\text{min}}}{\xi_2} \right\} \quad [6.4.2]$$

Tab. 6.4.III - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica a partire dai risultati di prove di carico statico su pali pilota

Numero di prove di carico	1	2	3	4	≥ 5
ξ_1	1,40	1,30	1,20	1,10	1,0
ξ_2	1,40	1,20	1,05	1,00	1,0

(b) Con riferimento alle procedure analitiche che prevedano l'utilizzo dei parametri geotecnici o dei risultati di prove in sito, il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ (o $R_{t,k}$) è dato dal minore dei valori ottenuti applicando al valore medio e al valore minimo delle resistenze calcolate $R_{c,cal}$ ($R_{t,cal}$) i fattori di correlazione ξ riportati nella Tab. 6.4.IV, in funzione del numero n di verticali di indagine:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{\text{media}}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{\text{min}}}{\xi_4} \right\} \quad [6.4.3]$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{\text{media}}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,cal})_{\text{min}}}{\xi_4} \right\} \quad [6.4.4]$$

Tab. 6.4.IV - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Fatta salva la necessità di almeno una verticale di indagine per ciascun sistema di fondazione, nell'ambito dello stesso sistema di fondazione, ai fini del conteggio delle verticali di indagine per la scelta dei coefficienti ξ in Tab. 6.4.IV si devono prendere solo le verticali lungo le quali la singola indagine (sondaggio con prelievo di campioni indisturbati, prove penetrometriche, ecc.) sia stata spinta ad una profondità superiore alla lunghezza dei pali, in grado di consentire una completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo.

(c) Se il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ è dedotto dal valore $R_{c,m}$ ottenuto elaborando i risultati di una o più prove dinamiche di progetto ad alto livello di deformazione, il valore caratteristico della resistenza a compressione è pari al minore dei valori ottenuti applicando al valore medio e al valore minimo delle resistenze misurate i fattori di correlazione ξ riportati nella Tab. 6.4.V, in funzione del numero n di prove dinamiche eseguite su pali pilota:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,m})_{\text{media}}}{\xi_5}; \frac{(R_{c,m})_{\text{min}}}{\xi_6} \right\} \quad [6.4.5]$$

Tab. 6.4.V - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica a partire dai risultati di prove dinamiche su pali pilota

Numero di prove di carico	≥ 2	≥ 5	≥ 10	≥ 15	≥ 20
ξ_5	1,60	1,50	1,45	1,42	1,40
ξ_6	1,50	1,35	1,30	1,25	1,25

6.4.3.1.1.1 Resistenza a carico assiale di una palificata

Per una palificata, la verifica della condizione [6.2.1] dovrà essere fatta in base alla resistenza caratteristica che risulta dalla somma delle resistenze caratteristiche dei pali che la costituiscono. Sarà comunque necessario valutare possibili riduzioni della resistenza disponibile per effetto di gruppo, tenendo conto della tipologia dei pali, della natura dei terreni interessati e della configurazione geometrica della palificata.

6.4.3.1.2 Resistenze di pali soggetti a carichi trasversali

Per la determinazione del valore di progetto $R_{tr,d}$ della resistenza di pali soggetti a carichi trasversali valgono le indicazioni del § 6.4.3.1.1, applicando il coefficiente parziale γ_T della Tab. 6.4.VI.

Tab. 6.4.VI - Coefficiente parziale γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

Coefficiente parziale (R3)
$\gamma_T = 1,3$

Nel caso in cui la resistenza caratteristica $R_{tr,k}$ sia valutata a partire dalla resistenza $R_{tr,m}$ misurata nel corso di una o più prove di carico statico su pali pilota, è necessario che la prova sia eseguita riproducendo la retta di azione delle azioni di progetto.

Nel caso in cui la resistenza caratteristica sia valutata con metodi di calcolo analitici, i coefficienti riportati nella Tab. 6.4.IV devono essere scelti assumendo come verticali indagate solo quelle che consentano una completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo nell'ambito delle profondità interessate dal meccanismo di rottura.

La resistenza sotto carichi trasversali dell'intera fondazione su pali deve essere valutata tenendo conto delle condizioni di vincolo alla testa dei pali determinate dalla struttura di collegamento e di possibili riduzioni per effetto di gruppo.

6.4.3.2 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

Devono essere presi in considerazione almeno i seguenti stati limite di esercizio, quando pertinenti:

- eccessivi cedimenti o sollevamenti;
- eccessivi spostamenti trasversali.

Specificamente, si devono calcolare i valori degli spostamenti e delle distorsioni nelle combinazioni caratteristiche previste per gli stati limite di esercizio al § 2.5.3, per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione, come prescritto dalla condizione [6.2.7]. La geometria della fondazione (numero, lunghezza, diametro e interasse dei pali) deve essere stabilita nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo opportunamente conto degli effetti di interazione tra i pali e considerando i diversi meccanismi di mobilitazione della resistenza laterale rispetto alla resistenza alla base, soprattutto in presenza di pali di grande diametro.

6.4.3.3 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU) DELLE FONDAZIONI MISTE

Gli stati limite ultimi delle fondazioni miste si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere effettuata la verifica con riferimento alle condizioni di stabilità globale del pendio includendo nelle verifiche le azioni trasmesse dalle fondazioni.

Le verifiche delle fondazioni miste devono essere effettuate con riferimento almeno ai seguenti stati limite, accertando che la condizione [6.2.1] sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

- *SLU di tipo geotecnico (GEO)*
 - collasso per carico limite della fondazione mista nei riguardi dei carichi assiali;
 - collasso per carico limite della fondazione mista nei riguardi dei carichi trasversali;
 - stabilità globale;
- *SLU di tipo strutturale (STR)*
 - raggiungimento della resistenza dei pali;
 - raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali.

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata, analogamente a quanto previsto al § 6.8, secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1 tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici, e nella Tab. 6.8.I per le resistenze globali.

Nel caso in cui il soddisfacimento della condizione [6.2.1] sia garantito dalla sola struttura di collegamento posta a contatto con il terreno secondo quanto indicato al § 6.4.2.1, ai pali può essere assegnata la sola funzione di riduzione e regolazione degli spostamenti. In questo caso il dimensionamento dei pali deve garantire il soddisfacimento delle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) di tipo strutturale per tutti gli elementi della fondazione (struttura di collegamento e pali) e delle verifiche SLE secondo quanto riportato al paragrafo successivo.

Limitatamente alle azioni verticali, il soddisfacimento della condizione [6.2.1] può essere garantito portando in conto anche il contributo dei pali. In questo caso, la verifica deve essere svolta anche per stati limite ultimi di tipo GEO della fondazione mista, sia a breve sia a lungo termine, ottenendo la resistenza di progetto R_d dalla somma delle resistenze caratteristiche dei pali, deter-

minate come al § 6.4.3.1, e della struttura di collegamento, dividendo la resistenza totale per il coefficiente parziale di capacità portante (R_3) riportato nella Tab. 6.4.I (§ 6.4.2.1).

6.4.3.4 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE) DELLE FONDAZIONI MISTE

L'analisi di interazione tra il terreno e la fondazione mista deve garantire che i valori degli spostamenti e delle distorsioni siano compatibili con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione (§§ 2.2.2 e 2.6.2), nel rispetto della condizione [6.2.7].

La geometria della fondazione (numero, lunghezza, diametro e interasse dei pali) deve essere stabilita nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo opportunamente conto dei diversi meccanismi di mobilitazione della resistenza laterale rispetto alla resistenza alla base, soprattutto in presenza di pali di grande diametro.

6.4.3.5 ASPETTI COSTRUTTIVI

Nel progetto si deve tenere conto dei vari aspetti che possono influire sull'integrità strutturale, sulla durabilità e sul comportamento dei pali, quali la distanza relativa, la sequenza di installazione, i problemi di refluentamento e sifonamento nel caso di pali trivellati, l'addensamento del terreno nel caso di pali infissi, gli effetti della falda o di sostanze chimiche presenti nell'acqua o nel terreno sul conglomerato dei pali gettati in opera, la connessione dei pali alla struttura di collegamento. La durabilità dei pali di fondazione deve essere valutata in relazione ai materiali posti in opera ed alle specifiche condizioni ambientali del sito di progetto.

6.4.3.6 CONTROLLI D'INTEGRITÀ DEI PALI

In tutti i casi in cui la qualità dei pali dipenda in misura significativa dai procedimenti esecutivi e dalle caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione, devono essere effettuati controlli di integrità.

Il controllo dell'integrità, da effettuarsi con prove dirette o indirette di comprovata validità, deve interessare almeno il 5% dei pali della fondazione con un minimo di 2 pali.

Nel caso di gruppi di pali di grande diametro ($d \geq 80$ cm), il controllo dell'integrità deve essere effettuato su tutti i pali di ciascun gruppo se i pali del gruppo sono in numero inferiore o uguale a 4.

6.4.3.7 PROVE DI CARICO

6.4.3.7.1 Prove di progetto su pali pilota

Le prove per la determinazione della resistenza del singolo palo (prove di progetto) devono essere eseguite su pali appositamente realizzati (pali pilota) identici, per geometria e tecnologia esecutiva, a quelli da realizzare e ad essi sufficientemente vicini.

L'intervallo di tempo intercorrente tra la costruzione del palo pilota e l'inizio della prova di carico deve essere sufficiente a garantire che il materiale di cui è costituito il palo sviluppi la resistenza richiesta e che le pressioni interstiziali nel terreno si riportino ai valori iniziali.

Se si esegue una sola prova di carico statica di progetto, questa deve essere ubicata dove le condizioni del terreno sono più sfavorevoli.

Le prove di progetto devono essere spinte fino a valori del carico assiale tali da portare a rottura il complesso palo-terreno o comunque tali da consentire di ricavare diagrammi dei cedimenti della testa del palo in funzione dei carichi e dei tempi, significativi ai fini della valutazione della resistenza.

Il sistema di vincolo deve essere dimensionato per consentire un valore del carico di prova non inferiore a 2,5 volte l'azione di progetto utilizzata per le verifiche agli SLE.

La resistenza del complesso palo-terreno è assunta pari al valore del carico applicato corrispondente ad un cedimento della testa pari al 10% del diametro nel caso di pali di piccolo e medio diametro ($d < 80$ cm), non inferiori al 5% del diametro nel caso di pali di grande diametro ($d \geq 80$ cm).

Se tali valori di cedimento non sono raggiunti nel corso della prova, è possibile procedere all'estrapolazione della curva sperimentale a patto che essa evidenzii un comportamento del complesso palo-terreno marcatamente non lineare.

Per i pali di grande diametro si può ricorrere a prove statiche eseguite su pali aventi la stessa lunghezza dei pali da realizzare, ma diametro inferiore, purché tali prove siano adeguatamente motivate ed interpretate al fine di fornire indicazioni utili per i pali da realizzare. In ogni caso, la riduzione del diametro non può essere superiore al 50% e tale da restituire un palo ancora di grande diametro ($d \geq 80$ cm); il palo di prova deve essere opportunamente strumentato per consentire il rilievo separato delle curve di mobilitazione della resistenza laterale e della resistenza alla base.

Come prove di progetto possono essere eseguite prove dinamiche ad alto livello di deformazione, purché adeguatamente interpretate al fine di fornire indicazioni comparabili con quelle derivanti da una corrispondente prova di carico statica di progetto.

6.4.3.7.2 Prove in corso d'opera

Sui pali di fondazione, ad esclusione di quelli sollecitati prevalentemente da azioni orizzontali, devono essere eseguite prove di carico statiche per controllarne il comportamento sotto le azioni di progetto. Tali prove devono essere spinte ad un carico assiale pari a 1,5 volte l'azione di progetto utilizzata per le verifiche SLE.

In presenza di pali strumentati per il rilievo separato delle curve di mobilitazione delle resistenze lungo la superficie e alla base, il massimo carico assiale di prova può essere posto pari a 1,2 volte l'azione di progetto utilizzata per le verifiche SLE.

Il numero e l'ubicazione delle prove di carico devono essere stabiliti in base all'importanza dell'opera e al grado di omogeneità del terreno di fondazione. In ogni caso, per ciascun sistema di fondazione il numero complessivo di prove non deve essere inferiore a:

- 1 se il numero di pali è inferiore o uguale a 20,
- 2 se il numero di pali è compreso tra 21 e 50,
- 3 se il numero di pali è compreso tra 51 e 100,
- 4 se il numero di pali è compreso tra 101 e 200,
- 5 se il numero di pali è compreso tra 201 e 500,
- il numero intero più prossimo al valore $5 + n/500$, se il numero n di pali è superiore a 500.

Fermo restando il numero complessivo delle prove di carico minimo sopra indicato, il numero di prove di carico statiche può essere ridotto se sono eseguite prove di carico dinamiche sostitutive, da tarare con quelle statiche di progetto su pali pilota, e siano effettuati controlli non distruttivi su almeno il 50% dei pali, per verificarne lunghezza e integrità strutturale. In ogni caso, deve essere eseguita almeno una prova di carico statica.

Per fondazioni su pali di opere che ricadono in condizioni ambientali particolarmente severe, quali ad esempio le strutture offshore con elevato battente d'acqua, si può fare riferimento a specifiche normative di comprovata validità.

6.5. OPERE DI SOSTEGNO

Le norme si applicano a tutte le costruzioni e agli interventi atti a sostenere in sicurezza un corpo di terreno o di materiale con comportamento simile. In particolare :

- muri, per i quali la funzione di sostegno è affidata al peso proprio del muro e a quello del terreno direttamente agente su di esso (ad esempio muri a gravità, muri a mensola, muri a contrafforti);
- paratie, per le quali la funzione di sostegno è assicurata principalmente dalla resistenza del volume di terreno posto innanzi l'opera e da eventuali ancoraggi e puntoni;
- strutture miste, che esplicano la funzione di sostegno anche per effetto di trattamenti di miglioramento e per la presenza di particolari elementi di rinforzo e collegamento.

In presenza di azioni sismiche, oltre a quanto previsto nel presente paragrafo, le opere di sostegno devono rispettare i criteri di verifica di cui al successivo § 7.11.6.

6.5.1 CRITERI GENERALI DI PROGETTO

La scelta del tipo di opera di sostegno deve essere effettuata in base alle dimensioni e alle esigenze di funzionamento dell'opera, alle caratteristiche meccaniche dei terreni in sede e di riporto, al regime delle pressioni interstiziali, all'interazione con i manufatti circostanti, alle condizioni generali di stabilità del sito. Deve inoltre tener conto dell'incidenza sulla sicurezza di dispositivi complementari (quali rinforzi, drenaggi, tiranti e ancoraggi) e delle fasi costruttive.

Nei muri di sostegno, il terreno di riempimento a tergo del muro deve essere posto in opera con opportuna tecnica di costipamento ed avere granulometria tale da consentire un drenaggio efficace nel tempo. Si può ricorrere all'uso di geotessili, con funzione di separazione e filtrazione, da interporre fra il terreno in sede e quello di riempimento. Il drenaggio deve essere progettato in modo da risultare efficace in tutto il volume significativo a tergo del muro.

Devono essere valutati gli effetti derivanti da parziale perdita di efficacia di dispositivi particolari quali sistemi di drenaggio superficiali e profondi, tiranti ed ancoraggi. Per tutti questi interventi deve essere predisposto un dettagliato piano di controllo e monitoraggio nei casi in cui la loro perdita di efficacia configuri scenari di rischio.

In presenza di costruzioni preesistenti, il comportamento dell'opera di sostegno deve garantirne i previsti livelli di funzionalità e stabilità. In particolare, devono essere valutati gli spostamenti del terreno a tergo dell'opera e verificata la loro compatibilità con le condizioni di sicurezza e funzionalità delle costruzioni preesistenti. Inoltre, nel caso in cui in fase costruttiva o a seguito della adozione di sistemi di drenaggio si determini una modifica delle pressioni interstiziali nel sottosuolo se ne devono valutare gli effetti, anche in termini di stabilità e funzionalità delle costruzioni preesistenti.

Le indagini geotecniche devono avere estensione tale da consentire la verifica delle condizioni di stabilità locale e globale del complesso opera-terreno, tenuto conto anche di eventuali moti di filtrazione.

Devono essere prescritte le caratteristiche fisiche e meccaniche dei materiali di riempimento.

6.5.2 AZIONI

Si considerano azioni sull'opera di sostegno quelle dovute al peso proprio del terreno e del materiale di riempimento, ai sovraccarichi, all'acqua, ad eventuali ancoraggi presollecitati, al moto ondoso, ad urti e collisioni, alle variazioni di temperatura e al ghiaccio.

6.5.2.1 SOVRACCARICHI

Nel valutare il sovraccarico a tergo di un'opera di sostegno si deve tener conto della eventuale presenza di costruzioni, di depositi di materiale, di veicoli in transito, di apparecchi di sollevamento.

6.5.2.2 MODELLO GEOMETRICO DI RIFERIMENTO

Il modello geometrico deve tenere conto delle possibili variazioni del profilo del terreno a monte e a valle del paramento rispetto ai valori nominali.

Nel caso in cui la funzione di sostegno è affidata alla resistenza del volume di terreno a valle dell'opera, la quota di valle deve essere diminuita di una quantità pari al minore dei seguenti valori:

- 10% dell'altezza di terreno da sostenere nel caso di opere a sbalzo;
- 10% della differenza di quota fra il livello inferiore di vincolo e il fondo scavo nel caso di opere vincolate;
- 0,5 m.

Il livello della superficie libera dell'acqua deve essere scelto sulla base di misure e sulla possibile evoluzione del regime delle pressioni interstiziali anche legati a eventi di carattere eccezionale e a possibili malfunzionamenti dei sistemi di drenaggio. In assenza di particolari sistemi di drenaggio, nelle verifiche allo stato limite ultimo, si deve sempre ipotizzare che la superficie libera della falda non sia inferiore a quella del livello di sommità dei terreni con bassa permeabilità ($k < 10^{-6}$ m/s).

6.5.3 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

Le verifiche eseguite mediante analisi di interazione terreno-struttura o con metodi semplificati devono sempre rispettare le condizioni di equilibrio e congruenza e la compatibilità con i criteri di resistenza del terreno. È necessario inoltre portare in conto la dipendenza della spinta dei terreni dallo spostamento dell'opera.

6.5.3.1 VERIFICHE DI SICUREZZA (SLU)

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine. Gli stati limite ultimi delle opere di sostegno si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono le opere stesse.

6.5.3.1.1 Muri di sostegno

Per i muri di sostegno o per altre strutture miste ad essi assimilabili devono essere effettuate le verifiche con riferimento almeno ai seguenti stati limite, accertando che la condizione [6.2.1] sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

- *SLU di tipo geotecnico (GEO)*
 - scorrimento sul piano di posa;
 - collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno;
 - ribaltamento;
 - stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;
- *SLU di tipo strutturale (STR)*
 - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata, analogamente a quanto previsto al § 6.8, secondo l'Approccio 1, con la Combinazione 2 (A2+M2+R2), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tab. 6.8.I per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I.

Nella verifica a ribaltamento i coefficienti R3 della Tab. 6.5.I si applicano agli effetti delle azioni stabilizzanti.

Tab. 6.5.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

In generale, le ipotesi di calcolo delle spinte devono essere giustificate sulla base dei prevedibili spostamenti relativi manufatto-terreno, oppure determinate con un'analisi dell'interazione terreno-struttura. Le spinte devono tenere conto del sovraccarico e dell'inclinazione del piano campagna, dell'inclinazione del paramento rispetto alla verticale, delle pressioni interstiziali e degli effetti

della filtrazione nel terreno. Nel calcolo della spinta si può tenere conto dell'attrito che si sviluppa fra parete e terreno. I valori assunti per il relativo coefficiente di attrito devono essere giustificati in base alla natura dei materiali a contatto e all'effettivo grado di mobilitazione.

Ai fini della verifica alla traslazione sul piano di posa di muri di sostegno con fondazioni superficiali, non si deve in generale considerare il contributo della resistenza passiva del terreno antistante il muro. In casi particolari, da giustificare con considerazioni relative alle caratteristiche meccaniche dei terreni e alle modalità costruttive, la presa in conto di un'aliquota (comunque non superiore al 50%) di tale resistenza è subordinata all'assunzione di effettiva permanenza di tale contributo, nonché alla verifica che gli spostamenti necessari alla mobilitazione di tale aliquota siano compatibili con le prestazioni attese dell'opera.

Nel caso di strutture miste o composite, le verifiche di stabilità globale devono essere accompagnate da verifiche di stabilità locale e di funzionalità e durabilità degli elementi singoli.

6.5.3.1.2 Paratie

Per le paratie si devono considerare almeno i seguenti stati limite ultimi, accertando che la condizione [6.2.1] sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

- *SLU di tipo geotecnico (GEO) e di tipo idraulico (UPL e HYD)*
 - collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera (atto di moto rigido);
 - collasso per carico limite verticale;
 - sfilamento di uno o più ancoraggi;
 - instabilità del fondo scavo in terreni a grana fine in condizioni non drenate;
 - instabilità del fondo scavo per sollevamento;
 - sifonamento del fondo scavo;
 - instabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;
- *SLU di tipo strutturale (STR)*
 - raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi;
 - raggiungimento della resistenza in uno o più puntoni o di sistemi di contrasto;
 - raggiungimento della resistenza strutturale della paratia.

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I.

Le verifiche nei riguardi degli stati limite idraulici (*UPL* e *HYD*) devono essere eseguite come descritto nel § 6.2.4.2.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 1 considerando le due combinazioni di coefficienti:

– Combinazione 1: (A1+M1+R1)

– Combinazione 2: (A2+M2+R1)

tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II, con i coefficienti γ_R del gruppo R1 pari all'unità.

Per le paratie, i calcoli di progetto devono comprendere la verifica degli eventuali ancoraggi, puntoni o strutture di controventamento.

Fermo restando quanto specificato nel § 6.5.3.1.1 per il calcolo delle spinte, per valori dell'angolo d'attrito tra terreno e parete $\delta > \phi'/2$, ai fini della valutazione della resistenza passiva è necessario tener conto della non planarità delle superfici di scorrimento.

6.5.3.2 VERIFICHE DI ESERCIZIO (SLE)

In tutti i casi, nelle condizioni di esercizio, gli spostamenti dell'opera di sostegno e del terreno circostante devono essere valutati per verificarne la compatibilità con la funzionalità dell'opera e con la sicurezza e funzionalità di manufatti adiacenti, anche a seguito di modifiche indotte sul regime delle pressioni interstiziali.

In presenza di manufatti particolarmente sensibili agli spostamenti dell'opera di sostegno, deve essere sviluppata una specifica analisi dell'interazione tra opere e terreno, tenendo conto della sequenza delle fasi costruttive.

6.6. TIRANTI DI ANCORAGGIO

I tiranti di ancoraggio sono elementi strutturali opportunamente collegati al terreno, in grado di sostenere forze di trazione.

6.6.1. CRITERI DI PROGETTO

Ai fini del progetto, gli ancoraggi si distinguono in provvisori e permanenti.

Gli ancoraggi possono essere ulteriormente suddivisi in attivi o presollecitati, quando nell'armatura viene indotta una forza di tesatura iniziale, e passivi o non presollecitati.

Nella scelta del tipo di ancoraggio si deve tenere conto delle sollecitazioni prevedibili, delle caratteristiche del sottosuolo, dell'aggressività ambientale.

Nel progetto devono indicarsi l'orientazione, la lunghezza e il numero degli ancoraggi; la tecnica e le tolleranze di esecuzione; la resistenza di progetto R_{ad} e l'eventuale programma di tesatura.

Nel caso di ancoraggi attivi impiegati per una funzione permanente, devono essere adottati tutti gli accorgimenti costruttivi necessari a garantire la durabilità e l'efficienza del sistema di testata dei tiranti, soprattutto per quelli a trefoli, in particolare nei riguardi della corrosione, per tutta la vita nominale della struttura. Inoltre si devono prevedere efficaci dispositivi di contenimento locale dell'armatura nei confronti del possibile tranciamento in corso di esercizio.

Nel progetto deve essere definito un programma di manutenzione ordinaria che può comprendere anche successivi interventi di regolazione e/o sostituzione dei dispositivi di ancoraggio. Deve inoltre essere predisposto un piano di monitoraggio per verificare il comportamento dell'ancoraggio nel tempo.

Se la funzione di ancoraggio è esercitata da piastre, da pali accostati o simili, è necessario evitare ogni sovrapposizione tra la zona passiva di pertinenza dell'ancoraggio e quella attiva a tergo dell'opera di sostegno.

Per la valutazione della resistenza a sfilamento di un ancoraggio si può procedere in prima approssimazione con formule teoriche o con correlazioni empiriche. La conferma sperimentale con prove di trazione in sito nelle fasi di progetto e in corso d'opera è sempre necessaria.

6.6.2. VERIFICHE DI SICUREZZA (SLU)

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine.

Gli stati limite ultimi dei tiranti di ancoraggio si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che li compongono.

Per il dimensionamento geotecnico, deve risultare rispettata la condizione [6.2.1] con specifico riferimento ad uno stato limite di sfilamento della fondazione dell'ancoraggio. La verifica di tale condizione può essere effettuata con riferimento alla combinazione A1+M1+R3, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.6.I.

La verifica a sfilamento della fondazione dell'ancoraggio si esegue confrontando la massima azione di progetto E_d con la resistenza di progetto R_{ad} , determinata applicando alla resistenza caratteristica R_{ak} i coefficienti parziali γ_R riportati nella Tab. 6.6.I.

Tab. 6.6.I - Coefficienti parziali per la resistenza degli ancoraggi

	Simbolo	Coefficiente parziale
Temporanei	γ_R	1,1
Permanenti	γ_R	1,2

Il valore caratteristico della resistenza allo sfilamento dell'ancoraggio R_{ak} si può determinare:

- dai risultati di prove di progetto su ancoraggi di prova;
- con metodi di calcolo analitici, dai valori caratteristici dei parametri geotecnici dedotti dai risultati di prove in sito e/o di laboratorio.

Nel caso (a), il valore della resistenza caratteristica R_{ak} è il minore dei valori derivanti dall'applicazione dei fattori di correlazione ξ_{a1} e ξ_{a2} riportati nella Tabella 6.6.II rispettivamente al valor medio e al valor minimo delle resistenze $R_{a,m}$ misurate nel corso delle prove:

$$R_{ak} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{a,m})_{\text{medio}}}{\xi_{a1}}, \frac{(R_{a,m})_{\text{min}}}{\xi_{a2}} \right\} \quad [6.6.1]$$

Nel caso (b), il valore della resistenza caratteristica R_{ak} è il minore dei valori derivanti dall'applicazione dei fattori di correlazione ξ_{a3} e ξ_{a4} riportati nella Tabella 6.6.III rispettivamente al valor medio e al valor minimo delle resistenze $R_{a,c}$ ottenute dal calcolo. Per la valutazione dei fattori ξ_{a3} e ξ_{a4} si deve tenere conto che i profili di indagine sono solo quelli che consentono la completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo per il terreno di fondazione dell'ancoraggio.

$$R_{ak} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{a,c})_{\text{medio}}}{\xi_{a3}}, \frac{(R_{a,c})_{\text{min}}}{\xi_{a4}} \right\} \quad [6.6.2]$$

Nella valutazione analitica della resistenza allo sfilamento degli ancoraggi non si applicano coefficienti parziali di sicurezza sui valori caratteristici della resistenza del terreno; si fa quindi riferimento ai coefficienti parziali di sicurezza M1.

Tab. 6.6.II - Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica da prove di progetto, in funzione del numero degli ancoraggi di prova

Numero degli ancoraggi di prova	1	2	>2
ξ_{a1}	1,5	1,4	1,3
ξ_{a2}	1,5	1,3	1,2

Tab. 6.6.III - Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, in funzione del numero n di profili di indagine

Numero di profili di indagine	1	2	3	4	≥ 5
ξ_{a3}	1,80	1,75	1,70	1,65	1,60
ξ_{a4}	1,80	1,70	1,65	1,60	1,55

Nei tiranti di prova, l'armatura a trefoli dell'acciaio armonico del tratto libero deve essere dimensionata in modo che la resistenza caratteristica al limite di snervamento del tratto libero sia sempre maggiore del tiro massimo di prova.

6.6.3. ASPETTI COSTRUTTIVI

Per la realizzazione di ancoraggi di tipo attivo si devono impiegare sistemi qualificati, come previsto al § 11.5.2. La durabilità e la compatibilità con i terreni dei materiali impiegati per la costruzione dei tiranti, nonché i sistemi di protezione dalla corrosione, devono essere documentati.

Il diametro dei fori non deve essere inferiore ai diametri nominali previsti in progetto.

La tesatura dei tiranti deve essere effettuata in conformità al programma di progetto. In ogni caso, la tesatura può avere inizio non prima che siano praticamente esauriti i fenomeni di presa ed indurimento del materiale costituente la fondazione dell'ancoraggio.

6.6.4. PROVE DI CARICO

6.6.4.1. PROVE DI PROGETTO SU ANCORAGGI PRELIMINARI

Gli ancoraggi preliminari di prova (ancoraggi di progetto) - sottoposti a sollecitazioni più severe di quelle di verifica e non utilizzabili per l'impiego successivo - devono essere realizzati con lo stesso sistema costruttivo di quelli definitivi, nello stesso sito e nelle stesse condizioni ambientali.

Gli ancoraggi preliminari di prova devono essere realizzati dopo l'esecuzione di quelle operazioni, quali scavi e riporti, che possono influire sulla capacità portante della fondazione.

Nelle valutazioni si terrà conto della variazione della resistenza allo sfilamento nel tempo, per effetto del comportamento viscoso del terreno e dei materiali che costituiscono l'ancoraggio.

Il numero di prove di progetto non deve essere inferiore a:

- 1 se il numero degli ancoraggi è inferiore a 30,
- 2 se il numero degli ancoraggi è compreso tra 31 e 50,
- 3 se il numero degli ancoraggi è compreso tra 51 e 100,
- 7 se il numero degli ancoraggi è compreso tra 101 e 200,
- 8 se il numero degli ancoraggi è compreso tra 201 e 500,
- 10 se il numero degli ancoraggi è superiore a 500.

6.6.4.2. PROVE DI CARICO IN CORSO D'OPERA SUGLI ANCORAGGI

Le prove di carico in corso d'opera devono essere effettuate su tutti gli ancoraggi per controllarne il comportamento sotto le azioni di progetto. La prova consiste nell'applicazione di un ciclo semplice di carico e scarico; in questo ciclo il tirante viene sottoposto ad una forza pari a 1,2 l'azione di progetto P_a utilizzata per le verifiche SLE, verificando che gli allungamenti misurati siano nei limiti previsti e/o compatibili con le misure sugli ancoraggi preliminari di prova.

6.7. OPERE IN SOTTERRANEO

Le presenti norme definiscono le procedure tecniche per il progetto e la costruzione delle opere in sotterraneo quali le gallerie, le caverne ed i pozzi, che sono costruiti totalmente nel sottosuolo mediante operazioni coordinate di asportazione del terreno e/o della roccia in posto e l'esecuzione di eventuali interventi necessari alla stabilizzazione della cavità a breve e a lungo termine, nonché del rivestimento finale.

6.7.1. PRESCRIZIONI GENERALI

Il progetto delle opere in sotterraneo, per la loro peculiarità, deve svilupparsi ponendo particolare cura nella definizione del modello geologico e del modello geotecnico di riferimento.

L'approccio progettuale adottato deve prevedere l'impiego di metodi atti a prevenire o controllare, nelle fasi esecutive, gli effetti legati alla variazione dello stato tensionale preesistente nel terreno e/o nell'ammasso roccioso e alla variazione del regime idraulico del sottosuolo nell'intorno della cavità, conseguenti alle operazioni di scavo. Deve in particolare essere dimostrato il raggiungimento di condizioni di stabilità della stessa cavità ad opera ultimata, in relazione alle condizioni e alle caratteristiche del sito, nonché alle conseguenze che si possono comunque produrre nell'ambiente circostante. A tale scopo, in stretta dipendenza dai risultati delle indagini geologiche e geotecniche, nel progetto devono essere specificati e adeguatamente giustificati:

- geometria, ubicazione (per le opere puntuali quali le caverne ed i pozzi) e tracciato dell'opera (per le opere a sviluppo lineare quali le gallerie);
- metodi e tecniche di scavo, di tipo tradizionale o meccanizzato;
- eventuali interventi di stabilizzazione (quali il miglioramento e il rinforzo dei terreni e dell'ammasso roccioso) da adottare sul fronte e sulle pareti di scavo, le strutture di rivestimento, di prima fase o definitivi, ed eventuali opere di protezione degli imbocchi;
- modalità e metodi per l'intercettazione delle acque sotterranee ed il controllo del regime delle pressioni interstiziali
- provvedimenti per prevenire l'innescio e/o la riattivazione di eventuali fenomeni franosi, soprattutto per le gallerie parietali e nelle zone di imbocco;
- elementi utili a definire accorgimenti nei metodi e nelle tecniche di scavo, interventi, piani e norme di sicurezza, anche con riferimento a particolari situazioni di pericolo per presenza di gas tossici o esplosivi, di cavità (naturali e antropiche) o di vene improvvise di acqua;
- problemi relativi alla messa a dimora dei materiali di risulta dagli scavi, compresa la individuazione degli eventuali interventi di inertizzazione che si rendessero necessari, in relazione alla natura degli stessi materiali.

6.7.2. CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA

L'ampiezza e l'approfondimento degli studi e delle indagini di carattere geologico devono essere commisurati alla complessità geologica, alla vulnerabilità ambientale del sito, alla posizione e alle dimensioni dell'opera.

Il modello geologico di riferimento deve descrivere le caratteristiche geologiche generali dei terreni e dell'ammasso roccioso interessato dagli scavi indicando natura e distribuzione geometrica dei litotipi e caratteri strutturali, ponendo particolare attenzione al riconoscimento del contatto fra formazione di base e copertura, dei contatti stratigrafici, delle faglie in corrispondenza o in prossimità dell'opera e delle altre discontinuità. Devono essere accertate le caratteristiche sismotettoniche e la franosità della zona interessata dal progetto, particolarmente rilevante per gallerie parietali e per le zone di imbocco, e deve essere segnalata l'eventuale presenza di cavità carsiche.

Gli accertamenti devono riguardare inoltre le condizioni idrogeologiche, i caratteri degli acquiferi presenti nell'area, nonché i rischi di natura ambientale dovuti alla presenza di gas tossici ed esplosivi e di minerali nocivi.

6.7.3. CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA

Specifiche indagini, in sito e in laboratorio, devono permettere la caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni e delle rocce sia alla scala dell'elemento di volume sia alla scala dell'ammasso. Ove necessario la caratterizzazione deve essere rivolta a valutare potenzialità spingenti e/o rigonfianti e le caratteristiche meccaniche lungo le discontinuità. Deve inoltre essere accertato il regime delle pressioni interstiziali e l'eventuale presenza di moti di filtrazione.

Il modello geotecnico di sottosuolo deve permettere di eseguire le analisi di progetto e le verifiche di sicurezza di cui al successivo § 6.7.5. A tal fine, deve evidenziare le zone omogenee dal punto di vista fisico-meccanico e rappresentare il regime delle pressioni interstiziali nel sottosuolo interessato dallo scavo. Inoltre, la caratterizzazione fisico-meccanica dei materiali deve essere adeguata ai procedimenti analitici e/o numerici previsti.

Nel caso in cui la progettazione faccia riferimento al "metodo osservazionale", indagini e prove integrative possono essere svolte in corso d'opera purché previste per la valutazione dei parametri significativi per la scelta fra le soluzioni alternative già individuate in progetto.

6.7.4. CRITERI DI PROGETTO

Sulla base del modello geotecnico del sottosuolo, il progetto deve comprendere la previsione quantitativa degli effetti direttamente indotti dagli scavi al contorno della cavità e in superficie, con riferimento in particolare a scavi e gallerie poco profonde in ambienti urbanizzati, da cui deve derivare la scelta del metodo e delle tecniche di scavo e degli eventuali interventi di miglioramento e rinforzo in fase di avanzamento. Devono essere dimensionati i rivestimenti, di prima fase e definitivi, e quando appropriato, le opere di protezione agli imbocchi. Infine, nel caso di opere che ricadono in zona di versante, devono essere valutate le condizioni di stabilità globale dei pendii con cui l'opera interagisce, sia in corso di realizzazione sia in esercizio.

L'adozione di interventi di miglioramento e rinforzo dei terreni e dell'ammasso roccioso per garantire o migliorare la stabilità globale e locale dell'opera deve essere adeguatamente motivata, così come deve essere giustificato e illustrato il dimensionamento di tali interventi.

6.7.5. ANALISI PROGETTUALI E VERIFICHE DI SICUREZZA

Le analisi devono essere riferite alle diverse fasi di scavo e costruzione, nonché alle condizioni di esercizio.

Le verifiche devono essere svolte con riferimento agli stati limite ultimi (SLU) e agli stati limite di esercizio (SLE).

Si devono considerare gli stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza del terreno o dell'ammasso roccioso interessato dallo scavo (GEO) e gli stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che costituiscono gli interventi di stabilizzazione e di rivestimento, sia di prima fase sia definitivi (STR). Devono essere inoltre valutati quantitativamente gli effetti indotti dall'opera in sottoterraneo sui manufatti e sulle costruzioni esistenti. Devono essere considerati i possibili stati limite ultimi di tipo idraulico prodotti sia dalle spinte idrauliche al fronte e al contorno dello scavo in fase di avanzamento (UPL) sia da elevati gradienti idraulici nel caso di attraversamento di terreni suscettibili al sifonamento (HYD).

Le verifiche di stabilità globale dei versanti con cui l'opera interagisce e dei fronti di scavo agli imbocchi devono essere eseguite con i criteri indicati ai §§ 6.3 e 6.8 rispettivamente per i pendii naturali e per i fronti di scavo.

Le verifiche agli stati limite ultimi devono essere eseguite con l'Approccio 1, considerando le due combinazioni di coefficienti

– Combinazione 1: (A1+M1+R1)

– Combinazione 2: (A2+M2+R2)

con i valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e con i coefficienti γ_R dei gruppi R1 e R2 pari all'unità.

Le verifiche strutturali degli elementi di rinforzo, in avanzamento dal fronte e sulle pareti di scavo, e delle strutture di rivestimento, di prima fase e definitive, devono essere eseguite come specificato al § 6.2.4.1.3, utilizzando i valori caratteristici dei parametri geotecnici.

Le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi idraulici devono essere eseguite con i criteri indicati al § 6.2.4.2.

Nel caso di progettazione basata sul metodo osservazionale, di cui al § 6.2.5, le analisi devono permettere la valutazione quantitativa del comportamento dell'opera nelle diverse fasi di scavo e costruzione, in modo da poter formulare previsioni sui valori delle grandezze rappresentative del comportamento della cavità, con particolare riguardo ai valori di convergenza radiale, della deformazione longitudinale del fronte e, se pertinenti, degli spostamenti di superficie, per consentire il confronto delle previsioni con i valori misurati delle medesime grandezze.

6.7.6. CONTROLLO E MONITORAGGIO

Il monitoraggio deve permettere di verificare la validità delle previsioni progettuali in relazione al comportamento dell'opera in fase di costruzione e in esercizio, per il periodo di tempo indicato in progetto. Esso deve essere predisposto in modo da permettere la valutazione del comportamento del terreno o dell'ammasso roccioso interessato, delle strutture di rivestimento per ogni fase di scavo e costruzione e a opera ultimata, nonché del comportamento dei manufatti esistenti. In presenza di fenomeni franosi, potenziali o in atto, il monitoraggio deve riguardare le grandezze significative (tensioni, spostamenti e pressioni interstiziali) e gli effetti sulle opere per il controllo del fenomeno.

Nel caso di applicazione del metodo osservazionale, il monitoraggio deve essere specificamente progettato per consentire il controllo delle grandezze rappresentative del comportamento del complesso opera-terreno ai fini della scelta fra le soluzioni alternative previste.

6.8. OPERE DI MATERIALI SCIOLTI E FRONTI DI SCAVO

Le presenti norme si applicano ai manufatti di materiali sciolti, quali rilevati, argini di difesa per fiumi, canali e litorali, rinfianchi, rinterri, terrapieni e colmate, scavi per la formazione di piazzali e/o trincee. Le norme si applicano, inoltre, alle opere e alle parti di opere di materiali sciolti con specifiche funzioni di drenaggio, filtro, transizione, fondazione, tenuta, protezione ed altre. Gli sbarramenti di ritenuta idraulica di materiali sciolti sono oggetto di normativa specifica.

6.8.1. CRITERI GENERALI DI PROGETTO

Il progetto di un manufatto di materiali sciolti deve tenere conto dei requisiti prestazionali richiesti e delle caratteristiche dei terreni di fondazione. Esso deve comprendere la scelta dei materiali da costruzione, sia naturali che di provenienza diversa, e la loro modalità di posa in opera.

I criteri per la scelta dei materiali naturali devono essere definiti in relazione alle funzioni dell'opera, tenendo presenti i problemi di selezione, coltivazione delle cave, trasporto, trattamento e posa in opera.

Per i materiali di provenienza diversa, i criteri di selezione e impiego dovranno essere definiti di volta in volta, compatibilmente con i vincoli di natura ambientale.

Nel progetto devono essere indicate le prescrizioni relative alla qualificazione dei materiali e alla posa in opera precisando tempi e modalità di costruzione, in particolare lo spessore massimo degli strati in funzione dei materiali. Sono altresì da precisare i controlli da eseguire durante la costruzione e i limiti di accettabilità dei materiali, del grado di compattazione da raggiungere e della deformabilità degli strati.

6.8.2. VERIFICHE DI SICUREZZA (SLU)

Deve risultare rispettata la condizione [6.2.1], verificando che non si raggiunga una condizione di stato limite ultimo con i valori di progetto delle azioni e dei parametri geotecnici.

Le verifiche devono essere effettuate secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I.

Tab. 6.8.I - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

La stabilità globale dell'insieme manufatto-terreno di fondazione deve essere studiata nelle condizioni corrispondenti alle diverse fasi costruttive, al termine della costruzione e in esercizio.

Le verifiche locali devono essere estese agli elementi artificiali di rinforzo eventualmente presenti all'interno ed alla base del manufatto, con riferimento anche ai problemi di durabilità. Nel caso di manufatti su pendii si deve esaminare l'influenza dell'opera in terra sulle condizioni generali di sicurezza del pendio, anche in relazione alle variazioni indotte nel regime delle pressioni interstiziali nel sottosuolo.

Se l'opera ha funzioni di ritenuta idraulica, lo stato limite ultimo è da verificarsi con riferimento alla stabilità dei paramenti, in tutte le possibili condizioni di esercizio. Si deve porre particolare attenzione alle problematiche relative al sifonamento ed all'erosione, in relazione alle caratteristiche dei terreni di fondazione dei materiali con i quali è realizzata l'opera, tenendo conto di quanto indicato al § 6.2.4.2.

6.8.3. VERIFICHE DI ESERCIZIO (SLE)

Nelle condizioni di esercizio, devono essere valutati gli spostamenti del manufatto e del terreno circostante, dovuti alla deformazione dei terreni di fondazione e dell'opera, per verificarne la compatibilità con la funzionalità dell'opera e con la sicurezza e funzionalità dei manufatti adiacenti.

6.8.4. ASPETTI COSTRUTTIVI

I materiali costituenti il manufatto devono essere posti in opera in strati con metodologie idonee a garantire il raggiungimento delle proprietà fisiche e meccaniche richieste in progetto.

Le caratteristiche dei componenti artificiali, quali i materiali geosintetici, devono essere specificate e certificate in conformità alle relative norme europee armonizzate e verificate sulla base di risultati di prove sperimentali da eseguire nelle fasi di accettazione e di verifica delle prestazioni attese.

6.8.5. CONTROLLI E MONITORAGGIO

Durante la costruzione devono essere eseguite prove di controllo secondo un programma di prove commisurato alla tipologia ed importanza del manufatto, in modo da assicurare un congruo numero di misure significative. Con il monitoraggio si deve accertare che i valori delle grandezze misurate, quali ad esempio spostamenti e pressioni interstiziali, siano compatibili con i requisiti di sicurezza e funzionalità del manufatto e di quelli delle costruzioni contigue.

6.8.6. FRONTI DI SCAVO

6.8.6.1 INDAGINI GEOTECNICHE E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Ferme restando le prescrizioni di carattere generale di cui al § 6.2.2, le indagini geotecniche devono inoltre tener conto della profondità, dell'ampiezza, della destinazione e del carattere permanente o provvisorio dello scavo.

6.8.6.2 CRITERI GENERALI DI PROGETTO E VERIFICHE DI SICUREZZA

Il progetto deve definire un profilo di scavo tale che risultino rispettate le prescrizioni di cui al § 6.2.4 e la verifica di sicurezza deve essere condotta con modalità analoga a quella indicata per i manufatti di materiali sciolti.

Nel caso di scavi realizzati su pendio, deve essere verificata l'influenza dello scavo sulle condizioni di stabilità generale del pendio stesso.

Il progetto deve tener conto dell'esistenza di opere e sovraccarichi in prossimità dello scavo, deve esaminare l'influenza dello scavo sul regime delle pressioni interstiziali e deve garantire la stabilità e la funzionalità delle costruzioni preesistenti nell'area interessata dallo scavo.

Per scavi in trincea a fronte verticale di altezza superiore ai 2 m, nei quali sia prevista la permanenza di personale, e per scavi che ricadano in prossimità di manufatti esistenti, deve essere prevista una struttura di sostegno delle pareti di scavo. Le verifiche devono essere svolte nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) e nei confronti degli stati limite di servizio (SLE), quando pertinenti.

Le azioni dovute al terreno, all'acqua e ai sovraccarichi anche transitori devono essere calcolate in modo da pervenire, di volta in volta, alle condizioni più sfavorevoli.

Le ipotesi per il calcolo delle azioni del terreno e delle sollecitazioni della struttura di sostegno devono essere giustificate portando in conto la deformabilità relativa del terreno-struttura di sostegno, le modalità esecutive dello scavo, le caratteristiche meccaniche del terreno e il tempo di permanenza dello scavo.

6.9. MIGLIORAMENTO E RINFORZO DEI TERRENI E DEGLI AMMASSI ROCCIOSI

Le presenti norme riguardano la progettazione, la costruzione e il controllo degli interventi di miglioramento e rinforzo dei terreni e degli ammassi rocciosi, realizzati per diverse finalità applicative.

6.9.1. SCELTA DEL TIPO DI INTERVENTO E CRITERI GENERALI DI PROGETTO

La scelta del tipo di intervento deve derivare da una caratterizzazione geotecnica dei terreni e degli ammassi rocciosi da trattare e da un'analisi dei fattori tecnici, organizzativi e ambientali.

Gli interventi devono essere giustificati, indicando i fattori geotecnici che ci si propone di modificare e fornendo valutazioni quantitative degli effetti meccanici attesi.

Le indagini geotecniche devono riguardare anche l'accertamento dei risultati conseguiti, avvalendosi di misure e di appositi campi prova.

Nel progetto devono essere definiti il dimensionamento degli interventi, le caratteristiche degli eventuali elementi strutturali e dei materiali di apporto, le tecniche necessarie e le sequenze operative.

Il progetto deve indicare le modalità di accertamento dei risultati, specificando le misure e le indagini sperimentali più opportune in relazione alla tipologia ed agli obiettivi dell'intervento di miglioramento e/o rinforzo. Negli interventi di particolare importanza il progetto deve prevedere una fase preliminare di verifica sperimentale e messa a punto delle modalità esecutive dell'intervento (campi prova).

6.9.2. MONITORAGGIO

Il monitoraggio ha lo scopo di valutare l'efficacia degli interventi e di verificare la rispondenza dei risultati ottenuti con le ipotesi progettuali. Ha inoltre lo scopo di controllare il comportamento nel tempo del complesso opera-terreno trattato.

Il monitoraggio deve essere previsto nei casi in cui gli interventi di miglioramento e di rinforzo possano condizionare la sicurezza e la funzionalità dell'opera in progetto o di opere circostanti.

6.10. CONSOLIDAMENTO GEOTECNICO DI OPERE ESISTENTI

Le norme riguardano l'insieme dei provvedimenti tecnici con i quali si interviene sul sistema manufatto-terreno per eliminare o mitigare difetti di comportamento di un'opera esistente.

6.10.1. CRITERI GENERALI DI PROGETTO

Il progetto degli interventi di consolidamento deve derivare dalla individuazione delle cause che hanno prodotto il comportamento anomalo dell'opera. Tali cause possono riguardare singolarmente o congiuntamente la sovrastruttura, le strutture di fondazione, il terreno di fondazione.

In particolare, devono essere ricercate le cause di anomali spostamenti del terreno conseguenti al mutato stato tensionale indotto da modifiche del manufatto, da variazioni del regime delle pressioni interstiziali, dalla costruzione di altri manufatti in adiacenza, da modifiche del profilo topografico del terreno per cause antropiche o per movimenti di massa, oppure le cause alle quali è riconducibile il deterioramento dei materiali costituenti le strutture in elevazione e le strutture di fondazione.

Il progetto del consolidamento geotecnico deve essere sviluppato unitariamente con quello strutturale e gli interventi che si reputano necessari per migliorare il terreno o per rinforzare le fondazioni devono essere concepiti congiuntamente al risanamento della struttura in elevazione.

La descrizione delle modalità esecutive dell'intervento e delle opere provvisorie sono parte integrante del progetto. Per situazioni geotecniche, nelle quali sia documentata la complessità del sottosuolo e comprovata l'impossibilità di svolgere indagini esaustive, è possibile il ricorso al metodo osservazionale.

6.10.2. INDAGINI GEOTECNICHE E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Il progetto degli interventi di consolidamento deve essere basato su risultati di indagini sul terreno e sulle fondazioni esistenti, programmate dopo aver consultato tutta la documentazione eventualmente disponibile, relativa al manufatto da consolidare e al terreno.

In presenza di manufatti particolarmente sensibili agli spostamenti del terreno di fondazione, nell'ubicazione e nella scelta delle attrezzature e delle tecniche esecutive delle indagini si devono valutare le conseguenze di ogni disturbo che potrebbe indursi nel manufatto.

Le indagini devono anche comprendere la misura di grandezze significative per individuare i caratteri cinematici dei movimenti in atto e devono riguardare la variazione nel tempo di grandezze quali le pressioni interstiziali e gli spostamenti del terreno all'interno del volume significativo. Se è presumibile il carattere periodico dei fenomeni osservati, legato ad eventi stagionali, le misure devono essere adeguatamente protrate nel tempo.

6.10.3. TIPI DI CONSOLIDAMENTO GEOTECNICO

I principali metodi per il consolidamento geotecnico di una struttura esistente comprendono in genere:

- il miglioramento e il rinforzo dei terreni di fondazione;
- il miglioramento e il rinforzo dei materiali costituenti la fondazione;
- l'ampliamento della base della fondazione, se superficiale;
- il trasferimento del carico a strati più profondi;
- l'introduzione di sostegni laterali;
- la rettifica degli spostamenti del piano di posa.

Nella scelta del metodo di consolidamento si deve tener conto della circostanza che i terreni di fondazione del manufatto siano stati da tempo sottoposti all'azione di carichi permanenti e ad altre azioni eccezionali. Si devono valutare gli effetti di un'eventuale redistribuzione delle sollecitazioni nel terreno per effetto dell'intervento sulla risposta meccanica dell'intero manufatto, sia a breve che a lungo termine.

Interventi a carattere provvisorio o definitivo che comportino variazioni di volume, quali il congelamento, le iniezioni, la gettinizzazione, e modifiche del regime delle pressioni interstiziali, richiedono particolari cautele e possono essere adottati solo dopo averne valutato gli effetti sul comportamento del manufatto stesso e di quelli adiacenti.

Le funzioni dell'intervento di consolidamento devono essere chiaramente identificate e definite in progetto.

6.10.4. CONTROLLI E MONITORAGGIO

Il controllo dell'efficacia del consolidamento geotecnico è obbligatorio quando agli interventi consegue una redistribuzione delle sollecitazioni al contatto terreno-manufatto. I controlli assumono diversa ampiezza e si eseguono con strumentazioni e modalità diverse in relazione all'importanza dell'opera, al tipo di difetto del manufatto e ai possibili danni per le persone e le cose.

Il monitoraggio degli interventi di consolidamento deve essere previsto in progetto e descritto in dettaglio - indicando le grandezze da misurare, gli strumenti impiegati e la cadenza temporale delle misure - nel caso di ricorso al metodo osservazionale. Gli esiti delle misure e dei controlli possono costituire elemento di collaudo dei singoli interventi.

6.11. DISCARICHE CONTROLLATE DI RIFIUTI E DEPOSITI DI INERTI

6.11.1. DISCARICHE CONTROLLATE

6.11.1.1. CRITERI DI PROGETTO

Oltre a quanto stabilito nelle specifiche norme vigenti, il progetto delle discariche deve essere basato sulla caratterizzazione del sito, con una chiara definizione delle modalità costruttive e di controllo dei diversi dispositivi di barriera, tenendo conto della natura dei rifiuti, della vulnerabilità ambientale del territorio e dei rischi connessi con eventuali malfunzionamenti.

6.11.1.2. CARATTERIZZAZIONE DEL SITO

La caratterizzazione geologica e geotecnica deve essere finalizzata alla identificazione della natura dei terreni e degli ammassi rocciosi presenti nell'area e dello schema di circolazione idrica del sottosuolo, nonché alla valutazione di tutte le grandezze fisico-meccaniche che contribuiscono alla scelta della localizzazione dell'opera (comprensiva delle aree di deposito, di servizio e di quelle di rispetto), alla sua progettazione e al suo esercizio. È in particolare necessario il preventivo accertamento della presenza di falde acquifere, di zone di protezione naturale, del rischio sismico e di inondazione, del rischio di frane o di valanghe e di fenomeni di subsidenza.

6.11.1.3. MODALITÀ COSTRUTTIVE E DI CONTROLLO DEI DISPOSITIVI DI BARRIERA

Il progetto dovrà definire in dettaglio le modalità costruttive e di controllo delle barriere previste dalla specifica normativa di settore. In particolare, devono essere definite le prove di qualificazione del materiale impiegato e le modalità costruttive in termini di spessore degli strati da porre in opera e metodi di compattazione. Il progetto deve inoltre definire il numero e la frequenza delle prove di controllo da eseguire in sito e in laboratorio durante la costruzione delle barriere. In ogni caso, sulla barriera finita dovranno essere previste specifiche prove di controllo della permeabilità, in numero adeguato da consentire la valutazione del raggiungimento o meno dei requisiti richiesti dalla specifica normativa di settore.

6.11.1.4. VERIFICHE DI SICUREZZA

La stabilità del manufatto e dei terreni di fondazione deve essere valutata mediante specifiche analisi geotecniche, riferite alle diverse fasi della vita dell'opera. In particolare deve essere verificata la stabilità e la deformabilità del fondo, per garantire nel tempo l'efficacia e la funzionalità del sistema di raccolta del percolato, la stabilità globale e la stabilità delle pareti laterali.

In particolare, nel caso di barriere composite, devono essere valutate le condizioni di stabilità lungo superfici di scorrimento che comprendano anche le interfacce tra i diversi materiali utilizzati.

Nelle verifiche che interessano il corpo della discarica, si devono attribuire ai materiali di rifiuto parametri che tengano conto della composizione del rifiuto medesimo e dei metodi di pretrattamento e costipamento adottati nonché dei risultati di specifiche prove in sito o di laboratorio.

6.11.1.5 MONITORAGGIO

Il monitoraggio geotecnico del complesso discarica-terreno deve in generale comprendere la misura di grandezze significative – quali, ad esempio, spostamenti, pressioni interstiziali, caratteristiche del percolato e di eventuale biogas .

6.11.2. DEPOSITI DI INERTI

6.11.2.1 CRITERI DI PROGETTO

Il progetto deve definire modalità e caratteristiche del deposito in modo che risultino rispettate le prescrizioni di cui al § 6.2.4 e la verifica di sicurezza deve essere condotta con modalità analoga a quella indicata al § 6.8 per i manufatti di materiali sciolti.

Nelle verifiche che interessano il corpo del deposito, si devono attribuire parametri che tengano conto della natura e delle modalità di compattazione del materiale nonché dei risultati di specifiche prove in sito o di laboratorio.

Per i bacini di decantazione a servizio di attività estrattive consistenti in invasi delimitati almeno da un lato da argini di terra in cui i solidi sono separati dai liquidi, devono essere determinate le caratteristiche del materiale di decantazione per diverse possibili condizioni di consolidazione.

Al fine di garantire condizioni adeguate di stabilità, devono essere previsti dispositivi per la raccolta e l'allontanamento dal deposito delle acque di ruscellamento superficiale e dispositivi per la riduzione e il controllo delle pressioni interstiziali all'interno del materiale del deposito. È da prevedersi un dispositivo per evitare comunque la tracimazione.

Nel progetto devono essere definite le modalità di posa in opera dei materiali e i provvedimenti per evitare dissesti del materiale del deposito.

6.11.2.2 MONITORAGGIO

Il monitoraggio geotecnico del complesso deposito-terreno consiste nella installazione di appropriata strumentazione e nella misura di grandezze significative – quali, ad esempio, spostamenti e pressioni interstiziali.

Deve essere altresì effettuato un controllo delle acque di ruscellamento superficiale al fine di limitarne la penetrazione nel corpo del deposito.

6.12. FATTIBILITÀ DI OPERE SU GRANDI AREE

Le presenti norme definiscono i criteri di carattere geologico e geotecnico da adottare nell'elaborazione di piani urbanistici e nel progetto di insiemi di manufatti e interventi che interessano ampie superfici, quali:

- a) nuovi insediamenti urbani civili o industriali;
- b) ristrutturazione di insediamenti esistenti, reti idriche e fognarie urbane e reti di sottoservizi di qualsiasi tipo;
- c) strade, ferrovie ed idrovie;
- d) opere marittime e difese costiere;
- e) aeroporti;
- f) bacini idrici artificiali e sistemi di derivazione da corsi d'acqua;
- g) sistemi di impianti per l'estrazione di liquidi o gas dal sottosuolo;
- h) bonifiche e sistemazione del territorio;
- i) attività estrattive di materiali da costruzione.

6.12.1. INDAGINI SPECIFICHE

Gli studi geologici e la caratterizzazione geotecnica devono essere estesi a tutta la zona di possibile influenza degli interventi previsti, al fine di accertare che la destinazione d'uso sia compatibile con il territorio in esame.

In particolare, le indagini e gli studi devono caratterizzare la zona di interesse in termini di vulnerabilità ambientale, per processi geodinamici interni (sismicità, vulcanismo,...) ed esterni (stabilità dei pendii, erosione, subsidenza,...) e devono consentire di individuare gli eventuali limiti imposti al progetto di insiemi di manufatti e interventi (ad esempio: modifiche del regime delle acque superficiali e sotterranee, subsidenza per emungimento di fluido dal sottosuolo).

CAPITOLO 7.

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

7.0. GENERALITÀ

Il presente capitolo disciplina la progettazione e la costruzione delle nuove opere soggette anche all'azione sismica. Le sue indicazioni sono da considerarsi aggiuntive e non sostitutive di quelle riportate nei Capitoli 4, 5 e 6; si deve inoltre far sempre riferimento a quanto indicato nel Capitolo 2, per la valutazione della sicurezza, e nel Capitolo 3, per la valutazione dell'azione sismica.

Le costruzioni caratterizzate, nei confronti dello *SLV*, da $a_g S \leq 0,075g$, in cui *S* è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2, e a_g è l'accelerazione orizzontale massima per il suddetto *SLV* su sito di riferimento rigido, possono essere progettate e verificate come segue:

- si considera la combinazione di azioni definita nel § 2.5.3, applicando, in due direzioni ortogonali, il sistema di forze orizzontali definito dall'espressione [7.3.7] assumendo $F_h = 0,10 W \lambda$ per tutte le tipologie strutturali, essendo λ definito al §7.3.3.2;
- si richiede la sola verifica nei confronti dello *SLV*;
- si utilizza in generale una "progettazione per comportamento strutturale non dissipativo", quale definita nel § 7.2.2; qualora si scelga una "progettazione per comportamento strutturale dissipativo", quale definita nel § 7.2.2, si possono impiegare, in classe di duttilità CD"B", valori unitari per i coefficienti γ_{Rd} di cui alla Tab. 7.2.I;
- ad eccezione del caso di edifici fino a due piani, considerati al di sopra della fondazione o della struttura scatolare rigida di cui al § 7.2.1, gli orizzontamenti devono rispettare i requisiti di rigidezza e resistenza di cui al § 7.2.2.

7.1. REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE

S'intende per:

- *capacità di un elemento strutturale o di una struttura*: l'insieme delle caratteristiche di rigidezza, resistenza e duttilità da essi manifestate, quando soggetti ad un prefissato insieme di azioni;
- *domanda su un elemento strutturale o su una struttura*: l'insieme delle caratteristiche di rigidezza, resistenza e duttilità ad essi richieste da un prefissato insieme di azioni.

Sotto l'effetto delle azioni definite nel § 3.2, deve essere garantito il rispetto degli stati limite ultimi e di esercizio, quali definiti al § 3.2.1 e individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso che include, oltre agli elementi strutturali in elevazione e di fondazione, agli elementi non strutturali e agli impianti, il volume significativo di terreno definito al § 6.2.2.

La verifica nei confronti dei vari stati limite si effettua confrontando capacità e domanda; in mancanza di specifiche indicazioni in merito, la verifica si considera svolta positivamente quando sono soddisfatti i requisiti di rigidezza, resistenza e duttilità, per gli elementi strutturali, e di stabilità e funzionalità, per gli elementi non strutturali e gli impianti, secondo quanto indicato al § 7.3.6.

Per tutti gli stati limite, le strutture di fondazione devono resistere agli effetti risultanti dalla risposta del terreno e delle strutture sovrastanti, senza spostamenti permanenti incompatibili con lo stato limite di riferimento. Al riguardo, deve essere valutata la risposta sismica e la stabilità del sito, secondo quanto indicato nel § 7.11.5.

7.2. CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE E MODELLAZIONE

7.2.1. CARATTERISTICHE GENERALI DELLE COSTRUZIONI

REGOLARITÀ

Le costruzioni devono avere, quanto più possibile, struttura iperstatica caratterizzata da *regolarità in pianta e in altezza*. Se necessario, ciò può essere conseguito suddividendo la struttura, mediante giunti, in unità tra loro dinamicamente indipendenti.

Per quanto riguarda gli edifici, una costruzione è *regolare in pianta* se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

- a) la distribuzione di masse e rigidezze è approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali e la forma in pianta è compatta, ossia il contorno di ogni orizzontamento è convesso; il requisito può ritenersi soddisfatto, anche in presenza di rientranze in pianta, quando esse non influenzano significativamente la rigidezza nel piano dell'orizzontamento e, per ogni rientranza, l'area compresa tra il perimetro dell'orizzontamento e la linea convessa circoscritta all'orizzontamento non supera il 5% dell'area dell'orizzontamento;
- b) il rapporto tra i lati del rettangolo circoscritto alla pianta di ogni orizzontamento è inferiore a 4;
- c) ciascun orizzontamento ha una rigidezza nel proprio piano tanto maggiore della corrispondente rigidezza degli elementi strutturali verticali da potersi assumere che la sua deformazione in pianta influenzi in modo trascurabile la distribuzione delle azioni sismiche tra questi ultimi e ha resistenza sufficiente a garantire l'efficacia di tale distribuzione.

Sempre riferendosi agli edifici, una costruzione è *regolare in altezza* se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

- d) tutti i sistemi resistenti alle azioni orizzontali si estendono per tutta l'altezza della costruzione o, se sono presenti parti aventi differenti altezze, fino alla sommità della rispettiva parte dell'edificio;

- e) massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25%, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o di pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base;
- f) il rapporto tra la capacità e la domanda allo *SLV* non è significativamente diverso, in termini di resistenza, per orizzontamenti successivi (tale rapporto, calcolato per un generico orizzontamento, non deve differire più del 30% dall'analogo rapporto calcolato per l'orizzontamento adiacente); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti;
- g) eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengano con continuità da un orizzontamento al successivo; oppure avvengano in modo che il rientro di un orizzontamento non superi il 10% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante, né il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro orizzontamenti, per il quale non sono previste limitazioni di restringimento.

Qualora, immediatamente al di sopra della fondazione, sia presente una struttura scatolare rigida, purché progettata con comportamento non dissipativo, i controlli sulla regolarità in altezza possono essere riferiti alla sola struttura soprastante la scatolare, a condizione che quest'ultima abbia rigidezza rispetto alle azioni orizzontali significativamente maggiore di quella della struttura ad essa soprastante. Tale condizione si può ritenere soddisfatta se gli spostamenti della struttura soprastante la scatolare, valutati su un modello con incastri al piede, e gli spostamenti della struttura soprastante, valutati tenendo conto anche della deformabilità della struttura scatolare, sono sostanzialmente coincidenti.

Per i ponti le condizioni di regolarità sono definite nel § 7.9.2.1.

DISTANZA TRA COSTRUZIONI CONTIGUE

La distanza tra costruzioni contigue deve essere tale da evitare fenomeni di martellamento e comunque non può essere inferiore alla somma degli spostamenti massimi determinati per lo *SLV*, calcolati per ciascuna costruzione secondo il § 7.3.3 (analisi lineare) o il § 7.3.4 (analisi non lineare) e tenendo conto, laddove significativo, dello spostamento relativo delle fondazioni delle due costruzioni contigue, secondo quanto indicato ai §§ 3.2.4.1, 3.2.4.2 e 7.3.5;

La distanza tra due punti di costruzioni che si fronteggiano non potrà in ogni caso essere inferiore a 1/100 della quota dei punti considerati, misurata dallo spiccatto della fondazione o dalla sommità della struttura scatolare rigida di cui al § 7.2.1, moltiplicata per $2a_g S/g \leq 1$.

Qualora non si possano eseguire calcoli specifici, lo spostamento massimo di una costruzione non isolata alla base può essere stimato in 1/100 della sua altezza, misurata come sopra, moltiplicata per $a_g S/g$; in questo caso, la distanza tra costruzioni contigue non potrà essere inferiore alla somma degli spostamenti massimi di ciascuna di esse. Il presente capoverso non si applica ai ponti.

Se le costruzioni hanno dispositivi d'isolamento sismico e/o dissipazione, particolare attenzione va posta al dimensionamento dei distacchi e/o giunti, tenendo in conto le indicazioni riportate nel § 7.10.4 e nel § 7.10.6.

ALTEZZA MASSIMA DEI NUOVI EDIFICI

L'altezza massima degli edifici deve essere opportunamente limitata, in funzione della loro capacità in rigidezza, resistenza e duttilità, in aggiunta ai limiti imposti dalle normative urbanistiche locali.

LIMITAZIONE DELL'ALTEZZA IN FUNZIONE DELLA LARGHEZZA STRADALE

I regolamenti e le norme di attuazione degli strumenti urbanistici possono introdurre limitazioni all'altezza degli edifici in funzione della larghezza stradale.

Per ciascun fronte dell'edificio verso strada, i regolamenti e le norme definiranno la distanza minima tra la proiezione in pianta del fronte stesso ed il ciglio opposto della strada. S'intende per strada l'area di uso pubblico aperta alla circolazione dei pedoni e dei veicoli, e lo spazio inedificabile non cintato aperto alla circolazione pedonale.

7.2.2. CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE DEI SISTEMI STRUTTURALI

Le costruzioni devono essere dotate di sistemi strutturali che garantiscano rigidezza, resistenza e duttilità nei confronti delle due componenti orizzontali delle azioni sismiche, tra loro ortogonali.

I sistemi strutturali sono composti di elementi strutturali primari ed eventuali elementi strutturali secondari. Agli elementi strutturali primari è affidata l'intera capacità antisismica del sistema; gli elementi strutturali secondari sono progettati per resistere ai soli carichi verticali (v. § 7.2.3).

La componente verticale deve essere considerata, in aggiunta a quanto indicato al § 3.2.3.1, anche in presenza di elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m, elementi precompressi (con l'esclusione dei solai di luce inferiore a 8 m), elementi a mensola di luce superiore a 4 m, strutture di tipo spingente, pilastri in falso, edifici con piani sospesi, ponti e costruzioni con isolamento nei casi specificati in § 7.10.5.3.2.

Nei casi precisati in § 3.2.4.1 si deve inoltre tener conto della variabilità spaziale del moto sismico.

Gli orizzontamenti, ove presenti, devono essere dotati di rigidezza e resistenza tali da consentire la redistribuzione delle forze orizzontali tra i diversi sistemi resistenti a sviluppo verticale.

Il sistema di fondazione deve essere dotato di elevata rigidezza estensionale nel piano orizzontale e di adeguata rigidezza flessionale. Eccetto che per i ponti, deve essere adottata un'unica tipologia di fondazione per una data struttura in elevazione, salvo che questa non consista di unità indipendenti. In particolare, nella stessa struttura, deve essere evitato l'uso contestuale di fondazioni su pali e di fondazioni dirette o miste, salvo che uno studio specifico non ne dimostri l'accettabilità.

COMPORTEMENTO STRUTTURALE

Le costruzioni soggette all'azione sismica, non dotate di appositi dispositivi d'isolamento e/o dissipativi, devono essere progettate in accordo con uno dei seguenti comportamenti strutturali:

a) *comportamento strutturale non dissipativo*,

oppure

b) *comportamento strutturale dissipativo*.

Per *comportamento strutturale non dissipativo*, nella valutazione della domanda tutte le membrature e i collegamenti rimangono in campo elastico o sostanzialmente elastico; la domanda derivante dall'azione sismica e dalle altre azioni è calcolata, in funzione dello stato limite cui ci si riferisce, ma indipendentemente dalla tipologia strutturale e senza tener conto delle non linearità di materiale, attraverso un modello elastico (v. § 7.2.6)

Per *comportamento strutturale dissipativo*, nella valutazione della domanda un numero elevato di membrature e/o collegamenti evolvono in campo plastico, mentre la restante parte della struttura rimane in campo elastico o sostanzialmente elastico; la domanda derivante dall'azione sismica e dalle altre azioni è calcolata, in funzione dello stato limite cui ci si riferisce e della tipologia strutturale, tenendo conto della capacità dissipativa legata alle non linearità di materiale. Se la capacità dissipativa è presa in conto implicitamente attraverso il fattore di comportamento q (v. § 7.3), si adotta un modello elastico; se la capacità dissipativa è presa in conto esplicitamente, si adotta un'adeguata legge costitutiva (v. § 7.2.6).

CLASSI DI DUTTILITÀ

Una costruzione a comportamento strutturale dissipativo deve essere progettata per conseguire una delle due Classi di Duttività (CD):

- Classe di Duttività Alta (CD "A"), ad elevata capacità dissipativa;
- Classe di Duttività Media (CD "B"), a media capacità dissipativa.

La differenza tra le due classi risiede nell'entità delle plasticizzazioni previste, in fase di progettazione, sia a livello locale sia a livello globale.

PROGETTAZIONE IN CAPACITÀ E FATTORI DI SOVRARESISTENZA

Sia per la CD "A" sia per la CD "B", s'impiegano i procedimenti tipici della progettazione in capacità. Nelle sole costruzioni di muratura, essi s'impiegano dove esplicitamente specificato.

Questa progettazione ha lo scopo di assicurare alla struttura dissipativa un comportamento duttile ed opera come segue:

- distingue gli elementi e i meccanismi, sia locali sia globali, in duttili e fragili;
- mira ad evitare le rotture fragili locali e l'attivazione di meccanismi globali fragili o instabili;
- mira a localizzare le dissipazioni di energia per isteresi in zone degli elementi duttili a tal fine individuate e progettate, dette "dissipative" o "duttili", coerenti con lo schema strutturale adottato.

Tali fini possono ritenersi conseguiti progettando la capacità in resistenza allo SLV degli elementi/meccanismi fragili, locali e globali, in modo che sia maggiore di quella degli elementi/meccanismi duttili ad essi alternativi. Per assicurare il rispetto di tale disequaglianza, a livello sia locale sia globale, l'effettiva capacità in resistenza degli elementi/meccanismi duttili è incrementata mediante un opportuno coefficiente γ_{Rd} , detto "fattore di sovrarresistenza"; a partire da tale capacità maggiorata si dimensiona la capacità degli elementi/meccanismi fragili indesiderati, alternativi ai duttili.

Per ogni tipologia strutturale:

- occorre assicurare, anche solo su base deduttiva a partire dai fattori di sovrarresistenza γ_{Rd} da utilizzare nella progettazione in capacità a livello locale, un adeguato fattore di sovrarresistenza γ_{Rd} dei meccanismi globali fragili. Ove non esplicitamente specificato nella presente norma, tale fattore deve essere almeno pari a 1,25;
- i fattori di sovrarresistenza γ_{Rd} da utilizzare nella progettazione in capacità a livello locale per i diversi elementi strutturali e le singole verifiche, sono riassunti nella tabella seguente:

Tab. 7.2.1 - Fattori di sovrarresistenza γ_{Ra} (fra parentesi quadre è indicato il numero dell'equazione corrispondente)

Tipologia strutturale	Elementi strutturali	Progettazione in capacità	γ_{Ra}	
			CD"A"	CD"B"
C.a. gettata in opera	Travi (§ 7.4.4.1.1)	Taglio	1,20	1,10
	Pilastrì (§ 7.4.4.2.1)	Pressoflessione [7.4.4]	1,30	1,30
		Taglio [7.4.5]	1,30	1,10
	Nodi trave-pilastro (§ 7.4.4.3.1)	Taglio [7.4.6-7, 7.4.11-12]	1,20	1,10
Pareti (§ 7.4.4.5.1)	Taglio [7.4.13-14]	1,20	-	
C.a. prefabbricata a struttura intelaiata	Collegamenti di tipo a) (§ 7.4.5.2.1)	Flessione e taglio	1,20	1,10
	Collegamenti di tipo b) (§ 7.4.5.2.1)	Flessione e taglio	1,35	1,20
C.a. prefabbricata con pilastrì incastrati alla base e orizzontamenti incernierati	Collegamenti di tipo fisso (§ 7.4.5.2.1)	Taglio	1,35	1,20
Acciaio	Si impiega il fattore di sovrarresistenza γ_{ov} definito al § 7.5.1			
	Colonne (§ 7.5.4.2)	Pressoflessione [7.5.10]	1,30	1,30
Composta acciaio-calcestruzzo	Si impiega il fattore di sovrarresistenza γ_{ov} definito al § 7.5.1			
	Colonne (§ 7.6.6.2)	Pressoflessione [7.6.7]	1,30	1,30
Legno	Collegamenti		1,60	1,30
Muratura armata con progettazione in capacità	Pannelli murari (§ 7.8.1.7)	Taglio	1,50	
Ponti	Si impiegano i fattori di sovrarresistenza definiti al § 7.9.5			

La domanda di resistenza valutata con i criteri della progettazione in capacità può essere assunta non superiore alla domanda di resistenza valutata per il caso di comportamento strutturale non dissipativo.

Le strutture di fondazione e i relativi elementi strutturali devono essere progettati sulla base della domanda ad essi trasmessa dalla struttura sovrastante (si veda § 7.2.5) attribuendo loro comportamento strutturale non dissipativo, indipendentemente dal comportamento attribuito alla struttura su di essi gravante.

I collegamenti realizzati con dispositivi di vincolo temporaneo, di cui al § 11.9, devono sostenere la domanda allo *SLV* (vedi § 7.3) maggiorata di un coefficiente γ_{Ra} almeno pari a 1,5.

SPOSTAMENTI RELATIVI IN APPOGGI MOBILI

Gli appoggi mobili devono essere dimensionati per consentire, sotto l'azione sismica corrispondente allo *SLC*, uno spostamento relativo nella direzione d'interesse tra le due parti della struttura che essi collegano, valutato come:

$$\Delta = d_{Es} + d_{Eg}$$

dove:

d_{Es} è lo spostamento relativo tra le due parti della struttura, valutato come radice quadrata della somma dei quadrati dei massimi spostamenti orizzontali nella direzione d'interesse delle due parti; tali massimi spostamenti sono calcolati, nel caso di analisi lineare, secondo il § 7.3.3.3 o, nel caso di analisi non lineare, secondo il § 7.3.4; per i ponti, lo spostamento relativo così ottenuto deve essere moltiplicato per 1,25,

d_{Eg} è lo spostamento relativo tra il terreno alla base delle due parti della struttura collegate dall'appoggio mobile, calcolato come indicato al § 3.2.4.2.

Per la trasmissione di forze orizzontali tra parti della struttura non è mai consentito confidare sull'attrito conseguente ai carichi gravitazionali, salvo per dispositivi espressamente progettati per tale scopo.

ZONE DISSIPATIVE E RELATIVI DETTAGLI COSTRUTTIVI

Nel caso di comportamento strutturale dissipativo il comportamento sismico della struttura è largamente dipendente dal comportamento delle sue zone dissipative, esse devono formarsi ove previsto e mantenere, in presenza di azioni cicliche, la capacità di trasmettere le necessarie sollecitazioni e di dissipare energia, garantendo la capacità in duttilità relativa alla classe di duttilità scelta.

I dettagli costruttivi delle zone dissipative e delle connessioni tra queste zone e le restanti parti della struttura, nonché dei diversi elementi strutturali tra loro, sono fondamentali per un corretto comportamento sismico e devono essere esaurientemente specificati negli elaborati di progetto.

7.2.3. CRITERI DI PROGETTAZIONE DI ELEMENTI STRUTTURALI SECONDARI ED ELEMENTI COSTRUTTIVI NON STRUTTURALI**ELEMENTI SECONDARI**

Alcuni elementi strutturali possono essere considerati "secondari"; nell'analisi della risposta sismica, la rigidezza e la resistenza alle azioni orizzontali di tali elementi possono essere trascurate. Tali elementi sono progettati per resistere ai soli carichi verticali e per seguire gli spostamenti della struttura senza perdere capacità portante. Gli elementi secondari e i loro collegamenti devono quindi essere progettati e dotati di dettagli costruttivi per sostenere i carichi gravitazionali, quando soggetti a spostamenti causati dalla più sfavorevole delle condizioni sismiche di progetto allo *SLC*, valutati, nel caso di analisi lineare, secondo il § 7.3.3.3, oppure, nel caso di analisi non lineare, secondo il § 7.3.4.

In nessun caso la scelta degli elementi da considerare secondari può determinare il passaggio da struttura "irregolare" a struttura "regolare" come definite al § 7.2.1, né il contributo totale alla rigidezza ed alla resistenza sotto azioni orizzontali degli elementi secondari può superare il 15% dell'analogo contributo degli elementi primari.

ELEMENTI COSTRUTTIVI NON STRUTTURALI

Per elementi costruttivi non strutturali s'intendono quelli con rigidezza, resistenza e massa tali da influenzare in maniera significativa la risposta strutturale e quelli che, pur non influenzando la risposta strutturale, sono ugualmente significativi ai fini della sicurezza e/o dell'incolumità delle persone.

La capacità degli elementi non strutturali, compresi gli eventuali elementi strutturali che li sostengono e collegano, tra loro e alla struttura principale, deve essere maggiore della domanda sismica corrispondente a ciascuno degli stati limite da considerare (v. § 7.3.6). Quando l'elemento non strutturale è costruito in cantiere, è compito del progettista della struttura individuare la domanda e progettare la capacità in accordo a formulazioni di comprovata validità ed è compito del direttore dei lavori verificarne la corretta esecuzione; quando invece l'elemento non strutturale è assemblato in cantiere, è compito del progettista della struttura individuare la domanda, è compito del fornitore e/o dell'installatore fornire elementi e sistemi di collegamento di capacità adeguata ed è compito del direttore dei lavori verificarne il corretto assemblaggio.

Se la distribuzione degli elementi non strutturali è fortemente irregolare in pianta, gli effetti di tale irregolarità debbono essere valutati e tenuti in conto. Questo requisito si intende soddisfatto qualora si incrementi di un fattore 2 l'eccentricità accidentale di cui al § 7.2.6.

Se la distribuzione degli elementi non strutturali è fortemente irregolare in altezza, deve essere considerata la possibilità di forti concentrazioni di danno ai livelli caratterizzati da significative riduzioni degli elementi non strutturali rispetto ai livelli adiacenti. Questo requisito s'intende soddisfatto qualora si incrementi di un fattore 1,4 la domanda sismica sugli elementi verticali (pilastri e pareti) dei livelli con significativa riduzione degli elementi non strutturali.

La domanda sismica sugli elementi non strutturali può essere determinata applicando loro una forza orizzontale F_a definita come segue:

$$F_a = (S_a \cdot W_a) / q_a \quad [7.2.1]$$

dove

F_a è la forza sismica orizzontale distribuita o agente nel centro di massa dell'elemento non strutturale, nella direzione più sfavorevole, risultante delle forze distribuite proporzionali alla massa;

S_a è l'accelerazione massima, adimensionalizzata rispetto a quella di gravità, che l'elemento non strutturale subisce durante il sisma e corrisponde allo stato limite in esame (v. § 3.2.1);

W_a è il peso dell'elemento;

q_a è il fattore di comportamento dell'elemento.

In assenza di specifiche determinazioni, per S_a e q_a può farsi utile riferimento a documenti di comprovata validità.

7.2.4. CRITERI DI PROGETTAZIONE DEGLI IMPIANTI

Il presente paragrafo fornisce indicazioni utili per la progettazione e l'installazione antisismica degli impianti, intesi come insieme di: impianto vero e proprio, dispositivi di alimentazione dell'impianto, collegamenti tra gli impianti e la struttura principale. A meno di contrarie indicazioni della legislazione nazionale di riferimento, della progettazione antisismica degli impianti è responsabile il produttore, della progettazione antisismica degli elementi di alimentazione e collegamento è responsabile l'installatore, della progettazione antisismica degli orizzontamenti, delle tamponature e dei tramezzi a cui si ancorano gli impianti è responsabile il progettista strutturale.

La capacità dei diversi elementi funzionali costituenti l'impianto, compresi gli elementi strutturali che li sostengono e collegano, tra loro e alla struttura principale, deve essere maggiore della domanda sismica corrispondente a ciascuno degli stati limite da considerare (v. § 7.3.6). È compito del progettista della struttura individuare la domanda, mentre è compito del fornitore e/o dell'installatore fornire impianti e sistemi di collegamento di capacità adeguata.

Non ricadono nelle prescrizioni successive e richiedono uno specifico studio gli impianti che eccedano il 30% del carico permanente totale del campo di solaio su cui sono collocati o del pannello di tamponatura o di tramezzatura a cui sono appesi o il 10% del carico permanente totale dell'intera struttura.

In assenza di più accurate valutazioni, la domanda sismica agente per la presenza di un impianto sul pannello di tamponatura o di tramezzatura a cui l'impianto è appeso, si può assimilare ad un carico uniformemente distribuito di intensità $2F_a/S$, dove F_a è la forza di competenza di ciascuno degli elementi funzionali componenti l'impianto applicata al baricentro dell'elemento e calcolata utilizzando l'equazione [7.2.1] e S è la superficie del pannello di tamponatura o di tramezzatura. Tale carico distribuito deve intendersi agente sia ortogonalmente sia tangenzialmente al piano medio del pannello.

In accordo con i criteri della progettazione in capacità gli eventuali componenti fragili devono avere capacità doppia di quella degli eventuali componenti duttili ad essi contigui, ma non superiore a quella richiesta da un'analisi eseguita con modello elastico e fattore di comportamento q pari ad 1,5. La domanda valutata con i criteri della progettazione in capacità può essere assunta non superiore alla domanda valutata per il caso di comportamento strutturale non dissipativo.

Gli impianti non possono essere vincolati alla costruzione contando sull'effetto dell'attrito, bensì devono essere collegati ad essa con dispositivi di vincolo rigidi o flessibili; gli impianti a dispositivi di vincolo flessibili sono quelli che hanno periodo di vibrazione $T \geq 0,1s$ valutato tenendo conto della sola deformabilità del vincolo. Se si adottano dispositivi di vincolo flessibili, i collegamenti di servizio dell'impianto devono essere flessibili e non possono far parte del meccanismo di vincolo.

Deve essere limitato il rischio di fuoriuscite incontrollate di gas o fluidi, particolarmente in prossimità di utenze elettriche e materiali infiammabili, anche mediante l'utilizzo di dispositivi d'interruzione automatica della distribuzione. I tubi per la fornitura di gas o fluidi, al passaggio dal terreno alla costruzione, devono essere progettati per sopportare senza rotture i massimi spostamenti relativi costruzione-terreno dovuti all'azione sismica corrispondente a ciascuno degli stati limite considerati (v. § 7.3.6)

7.2.5. REQUISITI STRUTTURALI DEGLI ELEMENTI DI FONDAZIONE

Le azioni trasmesse in fondazione derivano dall'analisi del comportamento dell'intera opera, in genere condotta esaminando la sola struttura in elevazione alla quale sono applicate le pertinenti combinazioni delle azioni di cui al § 2.5.3.

Sia per CD "A" sia per CD "B" il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno devono essere eseguiti assumendo come azione in fondazione, trasmessa dagli elementi soprastanti, una tra le seguenti:

- quella derivante dall'analisi strutturale eseguita ipotizzando comportamento strutturale non dissipativo (v. § 7.3);
- quella derivante dalla capacità di resistenza a flessione degli elementi (calcolata per la forza assiale derivante dalla combinazione delle azioni di cui al § 2.5.3), congiuntamente al taglio determinato da considerazioni di equilibrio;
- quella trasferita dagli elementi soprastanti nell'ipotesi di comportamento strutturale dissipativo, amplificata di un coefficiente pari a 1,30 in CD "A" e 1,10 in CD "B";

FONDAZIONI SUPERFICIALI

Le strutture delle fondazioni superficiali devono essere progettate per le azioni definite al precedente capoverso, assumendo un comportamento non dissipativo; non sono quindi necessarie armature specifiche per ottenere un comportamento duttile.

Le platee di fondazione in calcestruzzo armato devono avere armature longitudinali, secondo due direzioni ortogonali e per l'intera estensione, in percentuale non inferiore allo 0,1% dell'area della sezione trasversale della platea, sia inferiormente sia superiormente.

Le travi di fondazione in calcestruzzo armato devono avere, per l'intera lunghezza, armature longitudinali in percentuale non inferiore allo 0,2% dell'area della sezione trasversale della trave, sia inferiormente sia superiormente.

FONDAZIONI SU PALI

I pali in calcestruzzo devono essere armati, per tutta la lunghezza, con una armatura longitudinale in percentuale non inferiore allo 0,3% dell'area della sezione trasversale del palo e un'armatura trasversale costituita da staffe o da spirali di diametro non inferiore a 8 mm, passo non superiore a 8 volte il diametro delle barre longitudinali.

Qualora non fosse possibile escludere il raggiungimento della capacità dei pali, devono essere soddisfatte le seguenti condizioni:

- se la capacità è raggiunta in prossimità della testa del palo, deve considerarsi una zona dissipativa estesa fino a una profondità pari ad almeno dieci volte il diametro del palo; se la capacità è raggiunta in profondità, per esempio in corrispondenza di contatti tra strati di terreno di rigidità molto diversa (§7.11.5.3.2), deve considerarsi una zona dissipativa a cavallo dei contatti avente estensione pari ad almeno cinque diametri;
- nelle zone dissipative le sezioni devono essere progettate per esibire un comportamento duttile per effetto delle azioni di calcolo;

In tali zone dissipative l'armatura longitudinale deve avere area non inferiore all'1% dell'area della sezione trasversale del palo, mentre l'armatura trasversale deve essere costituita da staffe singole di passo non superiore a 6 volte il diametro delle barre longitudinali.

In assenza di specifiche valutazioni della capacità di duttilità, devono essere rispettate le seguenti prescrizioni:

- la capacità per taglio deve essere almeno pari ad 1,3 volte della corrispondente domanda;
- nelle zone dissipative la tensione normale media agente su ciascuna sezione, in corrispondenza delle combinazioni sismiche delle azioni, deve essere inferiore a $0,45 f_{ct}$;
- il momento flettente calcolato in campo elastico deve essere inferiore a $1,5 M_{Rd}$, dove M_{Rd} è la capacità a flessione di progetto del palo, calcolata per i livelli di sollecitazione assiale presenti nelle combinazioni sismiche delle azioni.

L'uso di pali inclinati deve essere esplicitamente giustificato. Il dimensionamento di questi pali deve derivare, con un adeguato margine di sicurezza, da una specifica analisi d'interazione del complesso fondazione-terreno in condizioni sismiche.

COLLEGAMENTI ORIZZONTALI TRA GLI ELEMENTI DI FONDAZIONE

Si deve tenere conto della presenza di spostamenti relativi del terreno sul piano di fondazione, calcolati come specificato nel § 3.2.4.2 e applicati alla fondazione, e dei possibili effetti da essi indotti nella struttura sovrastante.

Tali spostamenti relativi possono essere trascurati se le strutture di fondazione sono collegate tra loro da un reticolo di travi, o da una piastra dimensionata in modo adeguato, in grado di assorbire le forze assiali conseguenti. In assenza di valutazioni più accurate, si possono prudenzialmente assumere le seguenti azioni assiali:

$\pm 0,2 N_{Sd} a_{max} / g$ per il profilo stratigrafico di tipo A

$\pm 0,3 N_{Sd} a_{max} / g$ per il profilo stratigrafico di tipo B

$\pm 0,4 N_{Sd} a_{max} / g$ per il profilo stratigrafico di tipo C

$\pm 0,6 N_{Sd} a_{max} / g$ per il profilo stratigrafico di tipo D

dove N_{Sd} è il valore medio delle forze verticali agenti sugli elementi collegati, e a_{max} è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale l'accelerazione massima attesa al sito può essere valutata con la relazione: $a_{max} = a_g S$ in cui S è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2, e a_g è l'accelerazione orizzontale massima per lo *SLC* su sito di riferimento rigido.

Ai fini dell'applicazione delle precedenti relazioni, il profilo stratigrafico di tipo E è assimilato a quello di tipo C se i terreni posti sul substrato di riferimento sono mediamente addensati (terreni a grana grossa) o mediamente consistenti (terreni a grana fina) e a quello di tipo D se i terreni posti su substrato di riferimento sono scarsamente addensati (terreni a grana grossa) o scarsamente consistenti (terreni a grana fine).

Travi o piastre di piano e travi porta pannello possono essere assimilate a elementi di collegamento solo se realizzate ad una distanza $\leq 1,00$ m dall'estradosso delle fondazioni dirette o del plinto di collegamento dei pali.

7.2.6. CRITERI DI MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E DELL'AZIONE SISMICA

MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

Il modello della struttura deve essere tridimensionale e rappresentare in modo adeguato le effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidezza e resistenza, con particolare attenzione alle situazioni nelle quali componenti orizzontali dell'azione sismica possono produrre forze d'inerzia verticali (travi di grande luce, sbalzi significativi, ecc.).

Qualora si adotti un modello di comportamento non dissipativo, oppure un modello dissipativo che utilizza il coefficiente di comportamento q , si impiegheranno per i materiali leggi costitutive elastiche.

Qualora si adotti un modello di comportamento dissipativo tenendo esplicitamente conto della capacità dissipativa, il legame costitutivo utilizzato per modellare la non linearità di materiale dovrà essere giustificato, anche in relazione alla corretta rappresentazione dell'energia dissipata nei cicli di isteresi.

Delle non linearità geometriche, se significative, si terrà conto per ambedue i comportamenti.

Nel rappresentare la rigidezza degli elementi strutturali si deve tener conto della fessurazione. In caso non siano effettuate analisi specifiche, la rigidezza flessionale e a taglio di elementi in muratura, calcestruzzo armato, acciaio-calcestruzzo, può essere ridotta sino al 50% della rigidezza dei corrispondenti elementi non fessurati, tenendo debitamente conto dello stato limite considerato e dell'influenza della sollecitazione assiale permanente.

A meno di specifiche valutazioni e purché le aperture presenti non ne riducano significativamente la rigidezza, gli orizzontamenti piani possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano medio a condizione che siano realizzati in calcestruzzo armato, oppure in latero-cemento con soletta in calcestruzzo armato di almeno 40 mm di spessore, o in struttura mista con soletta in calcestruzzo armato di almeno 50 mm di spessore collegata agli elementi strutturali in acciaio o in legno da connettori a taglio opportunamente dimensionati.

Nella definizione del modello, gli elementi non strutturali non appositamente progettati come collaboranti (quali tamponature e tramezzi) possono essere rappresentati unicamente in termini di massa; il loro contributo al comportamento del sistema strutturale in termini di rigidezza e resistenza sarà considerato solo qualora abbia effetti negativi ai fini della sicurezza.

MODELLAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Le azioni conseguenti al moto sismico possono essere modellate sia attraverso forze statiche equivalenti o spettri di risposta, sia attraverso storie temporali del moto del terreno, opportunamente selezionate.

La domanda sismica può essere valutata considerando gli effetti di interazione terreno-struttura di tipo sia inerziale sia cinematico, nonché definendo l'input sismico di progetto tramite analisi di risposta sismica locale. Per le relative procedure dovranno essere utilizzati metodi e modelli di comprovata validità.

Non è ammesso l'uso di storie temporali del moto del suolo artificiali o con componenti artificiali per le analisi di risposta sismica locale e per analisi di interazione terreno struttura che prevedano legami costitutivi isteretici per la modellazione del sottosuolo, coerentemente con le indicazioni del § 3.2.3.6.

In quanto alla domanda sismica ed alla risposta strutturale valgono le seguenti limitazioni:

- I valori dello spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti dell'azione sismica di progetto, valutato assumendo il 5 % di smorzamento ed ottenuto tramite analisi di risposta sismica locale e/o di interazione terreno struttura, devono essere almeno pari al 70 % di quelli del corrispondente spettro di risposta elastico in accelerazione per sottosuolo di tipo A, come definito al § 3.2.3.2.
- Ove si effettuino analisi di interazione terreno-struttura, la risultante globale di taglio e sforzo normale trasmessa all'estradosso della fondazione della costruzione deve essere almeno pari al 70 % di quella ottenuta da identico modello strutturale con vincoli fissi all'estradosso della fondazione e con input sismico corrispondente allo spettro di risposta per sottosuolo tipo A, come definito al § 3.2.3.2.

E' possibile considerare la deformabilità del complesso fondazione-terreno e la sua capacità dissipativa, utilizzando ad esempio vincoli viscoelastici caratterizzati da un'opportuna impedenza dinamica. In tal caso, è necessario tener conto della dipendenza delle caratteristiche di rigidezza e smorzamento dal livello deformativo nel terreno.

Per le fondazioni miste, come specificato al § 6.4.3, l'interazione fra terreno, pali e struttura di collegamento deve essere studiata con appropriate modellazioni, allo scopo di pervenire alla determinazione dell'aliquota dell'azione di progetto trasferita al terreno direttamente dalla struttura di collegamento e dell'aliquota trasmessa ai pali.

Per tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze, deve essere attribuita al centro di massa un'eccentricità accidentale rispetto alla sua posizione quale deriva dal calcolo. Per i soli edifici e in assenza di più accurate determinazioni, l'eccentricità accidentale in ogni direzione non può essere considerata inferiore a 0,05 volte la dimensione media dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica. Detta eccentricità è assunta costante, per entità e direzione, su tutti gli orizzontamenti.

7.3. METODI DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA

L'entità della domanda con la quale confrontare la capacità della struttura, secondo i criteri definiti al § 7.3.6, può essere valutata utilizzando una delle modellazioni descritte in precedenza ed adottando uno fra i metodi di analisi illustrati nel seguito.

I metodi di analisi si articolano in lineari e non lineari, in funzione delle caratteristiche della struttura e del modello di comportamento adottato.

Nel caso di analisi lineare, la domanda sismica per strutture a comportamento sia non dissipativo, sia dissipativo, può essere ridotta utilizzando un opportuno fattore di comportamento q . I valori attribuibili a q variano in funzione del comportamento strutturale (dissipativo o non dissipativo) e dello stato limite considerati, legandosi all'entità delle plasticizzazioni, che a ciascuno stato limite si accompagnano.

Per ciascuno degli stati limite e dei metodi di analisi considerati, nella tabella successiva sono riportati:

- per l'analisi lineare, il comportamento strutturale, le modalità di modellazione dell'azione sismica e i limiti da attribuire al fattore di comportamento q , a seconda dello stato limite considerato;

- per l'analisi non lineare, il comportamento strutturale, le modalità di modellazione dell'azione sismica.

Tab. 7.3.I – Limiti su q e modalità di modellazione dell'azione sismica

STATI LIMITE		Lineare (Dinamica e Statica)		Non Lineare	
		Dissipativo	Non Dissipativo	Dinamica	Statica
SLE	SLO	$q = 1,0$ § 3.2.3.4	$q = 1,0$ § 3.2.3.4	§ 7.3.4.1	§ 7.3.4.2
	SLD	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5		
SLU	SLV	$q \geq 1,5$ § 3.2.3.5	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5		
	SLC	---	---		

Il limite superiore del fattore q allo SLV è specificato, per tutte le tipologie strutturali, nel § 7.3.1, richiamandolo poi, per i diversi materiali, nei successivi paragrafi specifici.

7.3.1. ANALISI LINEARE O NON LINEARE

L'analisi delle strutture soggette ad azione sismica può essere lineare o non lineare.

ANALISI LINEARE

L'analisi lineare può essere utilizzata per calcolare la domanda sismica nel caso di comportamento strutturale sia non dissipativo sia dissipativo (§ 7.2.2). In entrambi i casi, la domanda sismica è calcolata, quale che sia la modellazione utilizzata per l'azione sismica, riferendosi allo spettro di progetto (§ 3.2.3.4 e § 3.2.3.5) ottenuto, per ogni stato limite, assumendo per il fattore di comportamento q , i limiti riportati nella tabella 7.3.I con i valori dei fattori di base q_0 riportati in Tab. 7.3.II.

Valori del fattore di comportamento q

Nel caso di comportamento strutturale dissipativo (§ 7.2.2), il valore del fattore di comportamento q , da utilizzare per lo stato limite considerato e nella direzione considerata per l'azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e tiene conto, convenzionalmente, delle capacità dissipative del materiale. Le strutture possono essere classificate come appartenenti ad una tipologia in una direzione orizzontale e ad un'altra tipologia nella direzione orizzontale ortogonale alla precedente, utilizzando per ciascuna direzione il fattore di comportamento corrispondente.

Il limite superiore q_{lim} del fattore di comportamento relativo allo SLV è calcolato tramite la seguente espressione:

$$q_{lim} = q_0 \cdot K_R \quad [7.3.1]$$

dove:

q_0 è il valore base del fattore di comportamento allo SLV, i cui massimi valori sono riportati in tabella 7.3.II in dipendenza della Classe di Duttilità, della tipologia strutturale, del coefficiente λ di cui al § 7.9.2.1 e del rapporto α_u/α_1 tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la plasticizzazione in un numero di zone dissipative tale da rendere la struttura un meccanismo e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione; la scelta di q_0 deve essere esplicitamente giustificata;

K_R è un fattore che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

Tab. 7.3.II – Valori massimi del valore di base q_0 del fattore di comportamento allo SLV per diverse tecniche costruttive ed in funzione della tipologia strutturale e della classe di duttilità CD

Tipologia strutturale	q_0	
	CD" A"	CD" B"
Costruzioni di calcestruzzo (§ 7.4.3.2)		
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste (v. § 7.4.3.1)	4,5 α_u/α_1	3,0 α_u/α_1
Strutture a pareti non accoppiate (v. § 7.4.3.1)	4,0 α_u/α_1	3,0
Strutture deformabili torsionalmente (v. § 7.4.3.1)	3,0	2,0
Strutture a pendolo inverso (v. § 7.4.3.1)	2,0	1,5
Strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano (v. § 7.4.3.1)	3,5	2,5
Costruzioni con struttura prefabbricata (§ 7.4.5.1)		
Strutture a pannelli	4,0 α_u/α_1	3,0
Strutture monolitiche a cella	3,0	2,0
Strutture con pilastri incastrati e orizzontamenti incernierati	3,5	2,5
Costruzioni d'acciaio (§ 7.5.2.2) e composte di acciaio-calcestruzzo (§ 7.6.2.2)		
Strutture intelaiate	5,0 α_u/α_1	4,0
Strutture con controventi eccentrici		
Strutture con controventi concentrici a diagonale tesa attiva	4,0	4,0
Strutture con controventi concentrici a V	2,5	2,0
Strutture a mensola o a pendolo inverso	2,0 α_u/α_1	2,0
Strutture intelaiate con controventi concentrici	4,0 α_u/α_1	4,0
Strutture intelaiate con tamponature in murature	2,0	2,0
Costruzioni di legno (§ 7.7.3)		
Pannelli di parete a telaio leggero chiodati con diaframmi incollati, collegati mediante chiodi, viti e bulloni	3,0	2,0
Strutture reticolari iperstatiche con giunti chiodati		
Portali iperstatici con mezzi di unione a gambo cilindrico	4,0	2,5
Pannelli di parete a telaio leggero chiodati con diaframmi chiodati, collegati mediante chiodi, viti e bulloni.	5,0	3,0
Pannelli di tavole incollate a strati incrociati, collegati mediante chiodi, viti, bulloni		2,5
Strutture reticolari con collegamenti a mezzo di chiodi, viti, bulloni o spinotti		

Strutture cosiddette miste, con intelaiatura (sismo-resistente) in legno e tamponature non portanti		
Strutture isostatiche in genere, compresi portali isostatici con mezzi di unione a gambo cilindrico, e altre tipologie strutturali		1,5
Costruzioni di muratura (§ 7.8.1.3)		
Costruzioni di muratura ordinaria		1,75 α_w/α_1
Costruzioni di muratura armata		2,5 α_w/α_1
Costruzioni di muratura armata con progettazione in capacità		3,0 α_w/α_1
Costruzioni di muratura confinata		2,0 α_w/α_1
Costruzioni di muratura confinata con progettazione in capacità		3,0 α_w/α_1
Ponti (§ 7.9.2.1)		
Pile in calcestruzzo armato		
Pile verticali inflesse	3,5 λ	1,5
Elementi di sostegno inclinati inflessi	2,1 λ	1,2
Pile in acciaio:		
Pile verticali inflesse	3,5	1,5
Elementi di sostegno inclinati inflessi	2,0	1,2
Pile con controventi concentrici	2,5	1,5
Pile con controventi eccentrici	3,5	-
Spalle		
In genere	1,5	1,5
Se si muovono col terreno	1,0	1,0

Per le costruzioni *regolari in pianta*, qualora non si proceda a un'analisi non lineare finalizzata alla sua valutazione, per il rapporto α_w/α_1 , possono essere adottati i valori indicati nei paragrafi successivi per le diverse tipologie costruttive.

Per le costruzioni *non regolari in pianta*, si possono adottare valori di α_w/α_1 pari alla media tra 1,0 e i valori di volta in volta forniti per le diverse tipologie costruttive.

Qualora nella costruzione siano presenti pareti di calcestruzzo armato, per prevenirne il collasso fragile, i valori di q_0 devono essere ridotti mediante il fattore k_w , con:

$$k_w = \begin{cases} 1,00 & \text{per strutture a telaio e miste equivalenti a telai} \\ 0,5 \leq (1 + \alpha_0)/3 \leq 1 & \text{per strutture a pareti, miste equivalenti a pareti, torsionalmente deformabili} \end{cases}$$

dove α_0 è il valore assunto in prevalenza dal rapporto tra altezza totale (dalle fondazioni o dalla struttura scatolare rigida di base di cui al § 7.2.1, fino alla sommità) e lunghezza delle pareti; nel caso in cui gli α_0 delle pareti non differiscano significativamente tra di loro, il valore di α_0 per l'insieme delle pareti può essere calcolato assumendo, come altezza, la somma delle altezze delle singole pareti, come lunghezza, la somma delle lunghezze.

Qualora la domanda in resistenza allo *SLV* risulti inferiore a quella allo *SLD*, si può scegliere di progettare la capacità in resistenza sulla base della domanda allo *SLD* invece che allo *SLV*. In tal caso il fattore di comportamento allo *SLV* deve essere scelto in modo che le ordinate dello spettro di progetto per lo *SLV* siano non inferiori a quelle dello spettro di progetto per lo *SLD*.

Il valore di q utilizzato per la componente verticale dell'azione sismica allo *SLV*, a meno di adeguate analisi giustificative, è $q = 1,5$ per qualunque tipologia strutturale e di materiale, tranne che per i ponti per i quali è $q = 1$.

Per le strutture a comportamento strutturale non dissipativo si adotta un fattore di comportamento q_{ND} , ridotto rispetto al valore minimo relativo alla *CD" B"* (Tab. 7.3.II) secondo l'espressione:

$$1 \leq q_{ND} = \frac{2}{3} q_{CD" B"} \leq 1,5 \quad [7.3.2]$$

Effetti delle non linearità geometriche

Le non linearità geometriche sono prese in conto attraverso il fattore θ che, in assenza di più accurate determinazioni, può essere definito come:

$$\theta = \frac{P \cdot d_{gr}}{V \cdot h} \quad [7.3.3]$$

dove:

P è il carico verticale totale dovuto all'orizzontamento in esame e alla struttura ad esso sovrastante;

d_{ER} è lo spostamento orizzontale medio d'interpiano allo SLV , ottenuto come differenza tra lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento considerato e lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento immediatamente sottostante, entrambi valutati come indicato al § 7.3.3.3;

V è la forza orizzontale totale in corrispondenza dell'orizzontamento in esame, derivante dall'analisi lineare con fattore di comportamento q ;

h è la distanza tra l'orizzontamento in esame e quello immediatamente sottostante.

Gli effetti delle non linearità geometriche:

- possono essere trascurati, quando θ è minore di 0,1;
- possono essere presi in conto incrementando gli effetti dell'azione sismica orizzontale di un fattore pari a $1/(1-\theta)$, quando θ è compreso tra 0,1 e 0,2;
- devono essere valutati attraverso un'analisi non lineare, quando θ è compreso tra 0,2 e 0,3.

Il fattore θ non può comunque superare il valore 0,3.

ANALISI NON LINEARE

L'analisi non lineare può essere utilizzata sia per sistemi strutturali a comportamento non dissipativo, sia per sistemi strutturali a comportamento dissipativo (§ 7.2.2) e tiene conto delle non linearità di materiale e geometriche. Nei sistemi strutturali a comportamento dissipativo i legami costitutivi utilizzati devono tener conto anche della riduzione di resistenza e della resistenza residua, se significative.

7.3.2. ANALISI DINAMICA O STATICA

Oltre che in relazione al fatto che l'analisi sia lineare o non lineare, i metodi d'analisi sono articolati anche in relazione al fatto che l'equilibrio sia trattato dinamicamente o staticamente.

Il metodo d'analisi lineare di riferimento per determinare gli effetti dell'azione sismica, per comportamenti strutturali sia dissipativi sia non dissipativi, è l'analisi modale con spettro di risposta o "analisi lineare dinamica". In essa l'equilibrio è trattato dinamicamente e l'azione sismica è modellata attraverso lo spettro di progetto definito al § 3.2.3.5.

In alternativa all'analisi modale si possono adottare tecniche di analisi più raffinate, quali l'integrazione al passo, modellando l'azione sismica attraverso storie temporali del moto del terreno.

Per le sole costruzioni la cui risposta sismica, in ogni direzione principale, non dipenda significativamente dai modi di vibrare superiori, è possibile utilizzare, per comportamenti strutturali sia dissipativi sia non dissipativi, il metodo delle forze laterali o "analisi lineare statica". In essa l'equilibrio è trattato staticamente, l'analisi della struttura è lineare e l'azione sismica è modellata attraverso lo spettro di progetto definito al § 3.2.3.5.

Infine, per determinare gli effetti dell'azione sismica si possono eseguire analisi non lineari; in esse l'equilibrio è trattato, alternativamente:

- a) dinamicamente ("analisi non lineare dinamica"), modellando l'azione sismica, mediante storie temporali del moto del terreno;
- b) staticamente ("analisi non lineare statica"), modellando l'azione sismica, mediante forze statiche fatte crescere monotonamente.

7.3.3. ANALISI LINEARE DINAMICA O STATICA

Sia per analisi lineare dinamica, sia per analisi lineare statica, si deve tenere conto dell'eccentricità accidentale del centro di massa.

Per gli edifici, gli effetti di tale eccentricità possono essere determinati mediante l'applicazione di carichi statici costituiti da momenti torcenti di valore pari alla risultante orizzontale della forza agente al piano, determinata come in § 7.3.3.2, moltiplicata per l'eccentricità accidentale del baricentro delle masse rispetto alla sua posizione di calcolo, determinata come in § 7.2.6.

7.3.3.1 ANALISI LINEARE DINAMICA

L'analisi lineare dinamica consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale);
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- nella combinazione di questi effetti.

Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore allo 85%.

Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi deve essere utilizzata una combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo, quale quella indicata nell'espressione [7.3.4]:

$$E = \sqrt{\sum_j \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j} \quad [7.3.4]$$

con:

E_j valore dell'effetto relativo al modo j ;

ρ_{ij} coefficiente di correlazione tra il modo i e il modo j , calcolato con formule di comprovata validità quale:

$$\rho_{ij} = \frac{8\sqrt{\xi_i \cdot \xi_j} \cdot (\beta_{ij} \cdot \xi_i + \xi_j) \cdot \beta_{ij}^{3/2}}{(1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4 \cdot \xi_i \cdot \xi_j \cdot \beta_{ij} (1 + \beta_{ij}^2) + 4 \cdot (\xi_i^2 + \xi_j^2) \cdot \beta_{ij}^2} \quad [7.3.5a]$$

$\xi_{i,j}$ smorzamento viscoso dei modi i e j ;

β_{ij} rapporto tra l'inverso dei periodi di ciascuna coppia i - j di modi ($\beta_{ij} = T_j / T_i$).

La [7.3.5a], nel caso di uguale smorzamento ξ dei modi i e j , si esprime come:

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2 \beta_{ij}^{3/2}}{(1 + \beta_{ij}) \cdot [(1 - \beta_{ij})^2 + 4\xi^2 \beta_{ij}]} \quad [7.3.5b]$$

7.3.3.2 ANALISI LINEARE STATICA

L'analisi lineare statica consiste nell'applicazione di forze statiche equivalenti alle forze d'inerzia indotte dall'azione sismica e può essere effettuata per costruzioni che rispettino i requisiti specifici riportati nei paragrafi successivi, a condizione che il periodo del modo di vibrare principale nella direzione in esame (T_1) non superi $2,5 T_C$ o T_D e che la costruzione sia regolare in altezza.

Per costruzioni civili o industriali che non superino i 40 m di altezza e la cui massa sia distribuita in modo approssimativamente uniforme lungo l'altezza, T_1 (in secondi) può essere stimato, in assenza di calcoli più dettagliati, utilizzando la formula seguente:

$$T_1 = 2\sqrt{d} \quad [7.3.6]$$

dove d è lo spostamento laterale elastico del punto più alto dell'edificio, espresso in metri, dovuto alla combinazione di carichi [2.5.7] applicata nella direzione orizzontale.

L'entità delle forze si ottiene dall'ordinata dello spettro di progetto corrispondente al periodo T_1 e la loro distribuzione sulla struttura segue la forma del modo di vibrare principale nella direzione in esame, valutata in modo approssimato.

La forza da applicare a ciascuna massa della costruzione è data dalla formula seguente:

$$F_i = F_h \cdot z_i \cdot \frac{W_i}{\sum z_j W_j} \quad [7.3.7]$$

dove:

$F_h = S_d(T_1) W \lambda / g$

F_i è la forza da applicare alla massa i -esima;

W_i e W_j sono i pesi, rispettivamente, della massa i e della massa j ;

z_i e z_j sono le quote, rispetto al piano di fondazione (v. § 3.2.3.1), delle masse i e j ;

$S_d(T_1)$ è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto definito al § 3.2.3.5;

W è il peso complessivo della costruzione;

λ è un coefficiente pari a 0,85 se $T_1 < 2T_C$ e la costruzione ha almeno tre orizzontamenti, uguale a 1,0 in tutti gli altri casi;

g è l'accelerazione di gravità.

7.3.3.3 VALUTAZIONE DEGLI SPOSTAMENTI DELLA STRUTTURA

Gli spostamenti d_E sotto l'azione sismica di progetto relativa allo SLV si ottengono moltiplicando per il fattore di duttilità in spostamento μ_d i valori d_{Ee} ottenuti dall'analisi lineare, dinamica o statica, secondo l'espressione seguente:

$$d_E = \pm \mu_d \cdot d_{Ee} \quad [7.3.8]$$

Dove:

$$\mu_d = q \quad \text{se } T_1 \geq T_C$$

$$\mu_d = 1 + (q - 1) \cdot \frac{T_C}{T_1} \quad \text{se } T_1 < T_C \quad [7.3.9]$$

In ogni caso $\mu_d \leq 5q - 4$.

Gli spostamenti allo *SLC* si possono ottenere, in assenza di più accurate valutazioni che considerino l'effettivo rapporto delle ordinate spettrali in spostamento, moltiplicando per 1,25 gli spostamenti allo *SLV*.

7.3.4. ANALISI NON LINEARE DINAMICA O STATICA

L'analisi non lineare, dinamica o statica, si può utilizzare, tra gli altri, per gli scopi e nei casi seguenti:

- valutare gli spostamenti relativi allo *SL* di interesse;
- eseguire le verifiche di duttilità relative allo *SLC*;
- individuare la distribuzione della domanda inelastica nelle costruzioni progettate con il fattore di comportamento q ;
- valutare i rapporti di sovrarresistenza α_w/α_1 di cui ai §§ 7.4.3.2, 7.4.5.1, 7.5.2.2, 7.6.2.2, 7.7.3, 7.8.1.3 e 7.9.2.1;
- come metodo di progetto per gli edifici di nuova costruzione, in alternativa ai metodi di analisi lineare;
- come metodo per la valutazione della capacità di edifici esistenti.

7.3.4.1 ANALISI NON LINEARE DINAMICA

L'analisi non lineare dinamica consiste nel calcolo della risposta sismica della struttura mediante integrazione delle equazioni del moto, utilizzando un modello non lineare della struttura e le storie temporali del moto del terreno definite al § 3.2.3.6. Essa ha lo scopo di valutare il comportamento dinamico della struttura in campo non lineare, consentendo il confronto tra duttilità richiesta e duttilità disponibile allo *SLC* e le relative verifiche, nonché di verificare l'integrità degli elementi strutturali nei confronti di possibili comportamenti fragili.

L'analisi non lineare dinamica deve essere confrontata con un'analisi modale con spettro di risposta di progetto, al fine di controllare le differenze in termini di sollecitazioni globali alla base della struttura.

Nel caso delle costruzioni con isolamento alla base l'analisi dinamica non lineare è obbligatoria quando il sistema d'isolamento non può essere rappresentato da un modello lineare equivalente, come stabilito nel § 7.10.5.2. Gli effetti torsionali sul sistema d'isolamento sono valutati come precisato nel § 7.10.5.3.1, adottando valori delle rigidità equivalenti coerenti con gli spostamenti risultanti dall'analisi. In proposito si può fare riferimento a documenti di comprovata validità.

7.3.4.2 ANALISI NON LINEARE STATICA

L'analisi non lineare statica richiede che al sistema strutturale reale sia associato un sistema strutturale equivalente non lineare.

Nel caso in cui il sistema equivalente sia ad un grado di libertà, a detto sistema strutturale equivalente si applicano i carichi gravitazionali e, per la direzione considerata dell'azione sismica, in corrispondenza degli orizzontamenti della costruzione, forze orizzontali proporzionali alle forze d'inerzia aventi risultante (taglio alla base) F_b . Tali forze sono scalate in modo da far crescere monotonamente, sia in direzione positiva che negativa e fino al raggiungimento delle condizioni di collasso locale o globale, lo spostamento orizzontale d_c di un punto di controllo coincidente con il centro di massa dell'ultimo livello della costruzione (sono esclusi eventuali torrioni). Vanno considerati anche punti di controllo alternativi, come le estremità della pianta dell'ultimo livello, quando sia significativo l'accoppiamento di traslazioni e rotazioni.

Il diagramma $F_b - d_c$ rappresenta la curva di capacità della struttura.

Si devono considerare almeno due distribuzioni di forze d'inerzia, ricadenti l'una nelle distribuzioni principali (Gruppo 1) e l'altra nelle distribuzioni secondarie (Gruppo 2) appresso illustrate.

Gruppo 1 - Distribuzioni principali:

- se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75% si applica una delle due distribuzioni seguenti:
 - distribuzione proporzionale alle forze statiche di cui al § 7.3.3.2, utilizzando come seconda distribuzione la a) del Gruppo 2,
 - distribuzione corrispondente a un andamento di accelerazioni proporzionale alla forma del modo fondamentale di vibrare nella direzione considerata;
- in tutti i casi può essere utilizzata la distribuzione corrispondente all'andamento delle forze di piano agenti su ciascun orizzontamento calcolate in un'analisi dinamica lineare, includendo nella direzione considerata un numero di modi con partecipazione di massa complessiva non inferiore allo 85%. L'utilizzo di questa distribuzione è obbligatorio se il periodo fondamentale della struttura è superiore a $1,3 T_C$.

Gruppo 2 - Distribuzioni secondarie:

- a) distribuzione di forze, desunta da un andamento uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione;
- b) distribuzione adattiva, che cambia al crescere dello spostamento del punto di controllo in funzione della plasticizzazione della struttura;
- c) distribuzione multimodale, considerando almeno sei modi significativi.

7.3.5. RISPOSTA ALLE DIVERSE COMPONENTI DELL'AZIONE SISMICA ED ALLA VARIABILITÀ SPAZIALE DEL MOTO

ANALISI DINAMICA O STATICA, LINEARE O NON LINEARE

La risposta è calcolata unitariamente per le tre componenti, applicando l'espressione:

$$1,00 \cdot E_x + 0,30 \cdot E_y + 0,30 \cdot E_z \quad [7.3.10]$$

Gli effetti più gravosi si ricavano dal confronto tra le tre combinazioni ottenute permutando circolarmente i coefficienti moltiplicativi.

In ogni caso:

- la componente verticale deve essere tenuta in conto unicamente nei casi previsti al § 7.2.2.
- la risposta deve essere combinata con gli effetti pseudo-statici indotti dagli spostamenti relativi prodotti dalla variabilità spaziale del moto unicamente nei casi previsti al § 3.2.4.1, utilizzando, salvo per quanto indicato al § 7.2.2 in merito agli appoggi mobili, la radice quadrata della somma dei quadrati (SRSS).

ANALISI DINAMICA, LINEARE O NON LINEARE, CON INTEGRAZIONE AL PASSO

La risposta è valutata applicando simultaneamente le due componenti orizzontali della storia temporale del moto del terreno (e quella verticale, ove necessario). Si devono adottare almeno 3 storie temporali; si valutano gli effetti sulla struttura utilizzando i valori più sfavorevoli. Impiegando invece almeno 7 diverse storie temporali, gli effetti sulla struttura sono rappresentati dalla media dei valori più sfavorevoli.

Nel caso in cui sia necessario valutare gli effetti della variabilità spaziale del moto, l'analisi può essere eseguita imponendo alla base della costruzione storie temporali del moto del terreno differenziate, ma coerenti tra loro e generate in accordo con lo spettro di risposta appropriato per ciascun vincolo. In alternativa, si potranno eseguire analisi dinamiche con moto sincrono tenendo in dovuto conto gli effetti pseudo-statici di cui al § 3.2.4.

7.3.6. RISPETTO DEI REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE

Per tutti gli elementi strutturali primari e secondari, gli elementi non strutturali e gli impianti si deve verificare che il valore di ciascuna domanda di progetto, definito dalla tabella 7.3.III per ciascuno degli stati limite richiesti, sia inferiore al corrispondente valore della capacità di progetto.

Le verifiche degli elementi strutturali primari (ST) si eseguono, come sintetizzato nella tabella 7.3.III, in dipendenza della Classe d'Uso (CU):

- nel caso di comportamento strutturale non dissipativo, in termini di rigidezza (RIG) e di resistenza (RES), senza applicare le regole specifiche dei dettagli costruttivi e della progettazione in capacità;
- nel caso di comportamento strutturale dissipativo, in termini di rigidezza (RIG), di resistenza (RES) e di duttilità (DUT) (quando richiesto), applicando le regole specifiche dei dettagli costruttivi e della progettazione in capacità.

Le verifiche degli elementi strutturali secondari si effettuano solo in termini di duttilità.

Le verifiche degli elementi non strutturali (NS) e degli impianti (IM) si effettuano in termini di funzionamento (FUN) e stabilità (STA), come sintetizzato nella tabella 7.3.III, in dipendenza della Classe d'Uso (CU).

Tab. 7.3.III – Stati limite di elementi strutturali primari, elementi non strutturali e impianti

STATI LIMITE		CU I		CU II			CU III e IV		
		ST	ST	NS	IM	ST	NS	IM ^(*)	
SLE	SLO					RIG		FUN	
	SLD	RIG	RIG			RES			
SLU	SLV	RES	RES	STA	STA	RES	STA	STA	
	SLC		DUT ^(**)			DUT ^(**)			

(*) Per le sole CU III e IV, nella categoria Impianti ricadono anche gli arredi fissi.

(**) Nei casi esplicitamente indicati dalle presenti norme.

Le verifiche allo stato limite di prevenzione del collasso (SLC), a meno di specifiche indicazioni, si svolgono soltanto in termini di duttilità e solo qualora le verifiche in duttilità siano espressamente richieste (v.§7.3.6.1)

7.3.6.1 ELEMENTI STRUTTURALI (ST)

VERIFICHE DI RIGIDEZZA (RIG)

La condizione in termini di rigidezza sulla struttura si ritiene soddisfatta qualora la conseguente deformazione degli elementi strutturali non produca sugli elementi non strutturali danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile.

Nel caso delle costruzioni civili e industriali, qualora la temporanea inagibilità sia dovuta a spostamenti di interpiano eccessivi, questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti di interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto corrispondente allo SL e alla CU considerati siano inferiori ai limiti indicati nel seguito.

Per le CU I e II ci si riferisce allo *SLD* (v. Tab. 7.3.III) e deve essere:

a) per tamponature collegate rigidamente alla struttura, che interferiscono con la deformabilità della stessa:

$$qd_r \leq 0,0050 \cdot h \quad \text{per tamponature fragili} \quad [7.3.11a]$$

$$qd_r \leq 0,0075 \cdot h \quad \text{per tamponature duttili} \quad [7.3.11b]$$

b) per tamponature progettate in modo da non subire danni a seguito di spostamenti d'interpiano d_{rp} , per effetto della loro deformabilità intrinseca oppure dei collegamenti alla struttura:

$$qd_r \leq d_{rp} \leq 0,0100 \cdot h \quad [7.3.12]$$

c) per costruzioni con struttura portante di muratura ordinaria

$$qd_r \leq 0,0020 \cdot h \quad [7.3.13]$$

d) per costruzioni con struttura portante di muratura armata

$$qd_r \leq 0,0030 \cdot h \quad [7.3.14]$$

e) per costruzioni con struttura portante di muratura confinata

$$qd_r < 0,0025 \cdot h \quad [7.3.15]$$

dove:

d_r è lo spostamento di interpiano, cioè la differenza tra gli spostamenti del solaio superiore e del solaio inferiore, calcolati, nel caso di analisi lineare, secondo il § 7.3.3.3 o, nel caso di analisi non lineare, secondo il § 7.3.4, sul modello di calcolo non comprensivo delle tamponature,

h è l'altezza del piano.

Per le CU III e IV ci si riferisce allo *SLO* (v. Tab. 7.3.III) e gli spostamenti d'interpiano devono essere inferiori ai 2/3 dei limiti in precedenza indicati.

In caso di coesistenza di diversi tipi di tamponamento o struttura portante nel medesimo piano della costruzione, deve essere assunto il limite di spostamento più restrittivo. Qualora gli spostamenti di interpiano siano superiori a $0,005 h$ (caso b), le verifiche della capacità di spostamento degli elementi non strutturali vanno estese a tutte le tamponature, alle tramezzature interne ed agli impianti.

VERIFICHE DI RESISTENZA (RES)

Si deve verificare che i singoli elementi strutturali e la struttura nel suo insieme possiedano una capacità in resistenza sufficiente a soddisfare la domanda allo *SLV*.

La capacità in resistenza delle membrature e dei collegamenti è valutata in accordo con le regole contenute nei capitoli precedenti, integrate dalle regole di progettazione definite di volta in volta nei successivi paragrafi.

Per le strutture a comportamento dissipativo, la capacità delle membrature è calcolata con riferimento al loro comportamento ultimo, come definito di volta in volta nei successivi paragrafi.

Per le strutture a comportamento non dissipativo, la capacità delle membrature è calcolata con riferimento al loro comportamento elastico o sostanzialmente elastico, come definito di volta in volta nei successivi paragrafi.

La resistenza dei materiali può essere ridotta per tener conto del degrado per deformazioni cicliche, giustificandolo sulla base di apposite prove sperimentali. In tal caso, ai coefficienti parziali di sicurezza sui materiali γ_M si attribuiscono i valori precisati nel Cap. 4 per le situazioni eccezionali.

VERIFICHE DI DUTTILITÀ (DUT)

Si deve verificare che i singoli elementi strutturali e la struttura nel suo insieme possiedano una capacità in duttilità:

- nel caso di analisi lineare, coerente con il fattore di comportamento q adottato e i relativi spostamenti, quali definiti in 7.3.3.3;
- nel caso di analisi non lineare, sufficiente a soddisfare la domanda in duttilità evidenziata dall'analisi.

Nel caso di analisi lineare la verifica di duttilità si può ritenere soddisfatta, rispettando per tutti gli elementi strutturali, sia primari sia secondari, le regole specifiche per i dettagli costruttivi precisate nel presente capitolo per le diverse tipologie costruttive; tali regole sono da considerarsi aggiuntive rispetto a quanto previsto nel Cap. 4 e a quanto imposto dalle regole della progettazione in capacità, il cui rispetto è comunque obbligatorio per gli elementi strutturali primari delle strutture a comportamento dissipativo.

Per strutture a comportamento dissipativo, qualora non siano rispettate le regole specifiche dei dettagli costruttivi, quali precisate nel presente capitolo, occorrerà procedere a verifiche di duttilità.

Per le sezioni allo spicco dalle fondazioni o dalla struttura scatolare rigida di base di cui al § 7.2.1 degli elementi strutturali verticali primari la verifica di duttilità, indipendentemente dai particolari costruttivi adottati, è necessaria qualora non

diversamente specificato nei paragrafi successivi relativi alle diverse tipologie costruttive, accertando che la capacità in duttilità della costruzione sia almeno pari:

- a 1,2 volte la domanda in duttilità locale, valutata in corrispondenza dello *SLV*, nel caso si utilizzino modelli lineari,
- alla domanda in duttilità locale e globale allo *SLC*, nel caso si utilizzino modelli non lineari.

Le verifiche di duttilità non sono dovute nel caso di progettazione con $q \leq 1,5$.

7.3.6.2 ELEMENTI NON STRUTTURALI (NS)

VERIFICHE DI STABILITÀ (STA)

Per gli elementi non strutturali devono essere adottati magisteri atti ad evitare la possibile espulsione sotto l'azione della F_a (v. § 7.2.3) corrispondente allo *SL* e alla *CU* considerati.

7.3.6.3 IMPIANTI (IM)

VERIFICHE DI FUNZIONAMENTO (FUN)

Per gli impianti, si deve verificare che gli spostamenti strutturali o le accelerazioni (a seconda che gli impianti siano più vulnerabili all'effetto dei primi o delle seconde) prodotti dalle azioni relative allo *SL* e alla *CU* considerati non siano tali da produrre interruzioni d'uso degli impianti stessi.

VERIFICHE DI STABILITÀ (STA)

Per ciascuno degli impianti principali, i diversi elementi funzionali costituenti l'impianto, compresi gli elementi strutturali che li sostengono e collegano, tra loro e alla struttura principale, devono avere capacità sufficiente a sostenere la domanda corrispondente allo *SL* e alla *CU* considerati.

7.4. COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO

7.4.1. GENERALITÀ

Nel caso di comportamento strutturale non dissipativo, la capacità delle membrature deve essere valutata in accordo con le regole di cui al § 4.1, senza nessun requisito aggiuntivo, a condizione che in nessuna sezione si superi il momento resistente massimo in campo sostanzialmente elastico, come definito al § 4.1.2.3.4.2. Per i nodi trave-pilastro di strutture a comportamento non dissipativo si devono applicare le regole di progetto relative alla *CD "B"* contenute nel § 7.4.4.3. Per le strutture prefabbricate a comportamento non dissipativo si devono applicare anche le regole generali contenute nel § 7.4.5.

Nel caso di comportamento strutturale dissipativo, la struttura deve essere concepita e dimensionata in modo tale che, sotto l'azione sismica relativa allo *SLV*, essa dia luogo alla formazione di un meccanismo dissipativo stabile fino allo *SLC*, nel quale la dissipazione sia limitata alle zone a tal fine previste. La capacità delle membrature e dei collegamenti deve essere valutata in accordo con le regole di cui dal § 7.1 al § 7.3, integrate dalle regole di progettazione e di dettaglio fornite dal § 7.4.4 al § 7.4.6.

Nel valutare la capacità, si può tener conto dell'effetto del confinamento (v. § 4.1.2.1.2.1), purché si consideri la perdita dei copriferri al raggiungimento, in essi, della deformazione ultima di compressione del calcestruzzo non confinato (0,35%).

Al riguardo, nel valutare la capacità degli elementi strutturali, sono ammesse tre diverse strategie di progettazione:

- 1) si trascura l'effetto del confinamento;
- 2) si considera l'effetto del confinamento per tutti gli elementi strutturali;
- 3) si considera l'effetto del confinamento per tutti gli elementi verticali secondari e per le zone dissipative allo spiccato dalle fondazioni o dalla struttura scatolare rigida di base di cui al § 7.2.1 degli elementi primari verticali (pilastri e pareti).

Le strutture devono essere progettate in maniera tale che i fenomeni di degrado e riduzione di rigidezza che si manifestano nelle zone dissipative non pregiudichino la stabilità globale della struttura.

Gli elementi non dissipativi delle strutture dissipative e i collegamenti tra le parti dissipative ed il resto della struttura devono possedere una capacità sufficiente a consentire lo sviluppo della plasticizzazione ciclica delle parti dissipative. Il rispetto delle presenti norme è volto a garantire tali principi.

Se tamponature di muratura appositamente progettate come collaboranti costituiscono parte del sistema strutturale resistente al sisma, si raccomanda che la loro progettazione e realizzazione siano eseguite in accordo con documenti di comprovata validità.

7.4.2. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

7.4.2.1 CONGLOMERATO

Non è ammesso l'uso di conglomerati di classe inferiore a C20/25 (v. § 4.1) o LC20/22.

7.4.2.2 ACCIAIO

Per le strutture si deve utilizzare acciaio B450C (v. § 11.3.2.1).

E' consentito l'utilizzo di acciai di tipo B450A, con diametri compresi tra 5 e 10 mm, per le reti e i tralicci; se ne consente inoltre l'uso per l'armatura trasversale unicamente se è rispettata almeno una delle seguenti condizioni: elementi in cui è impedita la plasticizzazione mediante il rispetto del criterio di gerarchia delle resistenze, elementi secondari di cui al §7.2.3, strutture con comportamento non dissipativo di cui al §7.2.2.

7.4.3. TIPOLOGIE STRUTTURALI E FATTORI DI COMPORTAMENTO**7.4.3.1 TIPOLOGIE STRUTTURALI**

Le strutture sismo-resistenti in calcestruzzo armato previste dalle presenti norme possono essere classificate nelle seguenti tipologie:

- **strutture a telaio**, nelle quali la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata principalmente a telai spaziali, aventi resistenza a taglio alla base $\geq 65\%$ della resistenza a taglio totale;
- **strutture a pareti**, nelle quali la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata principalmente a pareti (v. § 7.4.4.5), aventi resistenza a taglio alla base $\geq 65\%$ della resistenza a taglio totale; le pareti, a seconda della forma in pianta, si definiscono semplici o composte (v. § 7.4.4.5), a seconda della assenza o presenza di opportune "travi di accoppiamento" duttili distribuite in modo regolare lungo l'altezza, si definiscono singole o accoppiate;
- **strutture miste telaio-pareti**, nelle quali la resistenza alle azioni verticali è affidata prevalentemente ai telai, la resistenza alle azioni orizzontali è affidata in parte ai telai ed in parte alle pareti, singole o accoppiate; se più del 50% dell'azione orizzontale è assorbita dai telai si parla di **strutture miste equivalenti a telai**, altrimenti si parla di **strutture miste equivalenti a pareti**;
- **strutture a pendolo inverso**, nelle quali almeno il 50% della massa è nel terzo superiore dell'altezza della costruzione e nelle quali la dissipazione d'energia avviene alla base di un singolo elemento strutturale;
- **strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano**, nelle quali almeno il 50% della massa è nel terzo superiore dell'altezza della costruzione, in cui i pilastri sono incastrati in sommità alle travi lungo entrambe le direzioni principali dell'edificio. In ogni caso, per questo tipo di strutture, la forza assiale non può eccedere il 30% della resistenza a compressione della sola sezione di calcestruzzo;
- **strutture deformabili torsionalmente**, composte da telai e/o pareti, la cui rigidezza torsionale non soddisfa ad ogni piano la condizione $r^2/l_s^2 \geq 1$, nella quale:

r^2 = raggio torsionale al quadrato è, per ciascun piano, il rapporto tra la rigidezza torsionale rispetto al centro di rigidezza laterale e la maggiore tra le rigidezze laterali, tenendo conto dei soli elementi strutturali primari, per strutture a telaio o a pareti (purché snelle e a deformazione prevalentemente flessionale), r^2 può essere valutato, per ogni piano, riferendosi ai momenti d'inerzia flessionali delle sezioni degli elementi verticali primari.

l_s^2 = per ogni piano, è il rapporto fra il momento d'inerzia polare della massa del piano rispetto ad un asse verticale passante per il centro di massa del piano e la massa stessa del piano; nel caso di piano a pianta rettangolare $l_s^2 = (L^2 + B^2)/12$, essendo L e B le dimensioni in pianta del piano.

Una struttura a pareti, nei termini sopra definiti, è da considerarsi come **struttura a pareti estese debolmente armate** se le pareti sono caratterizzate da un'estensione a buona parte del perimetro della pianta strutturale e sono dotate di idonei provvedimenti per garantire la continuità strutturale così da produrre un efficace comportamento scatolare. Inoltre, nella direzione orizzontale d'interesse, la struttura deve avere un periodo fondamentale, in condizioni non fessurate e calcolato nell'ipotesi di assenza di rotazioni alla base, non superiore a T_C .

7.4.3.2 FATTORI DI COMPORTAMENTO

Il fattore di comportamento q da utilizzare per ciascuna direzione dell'azione sismica orizzontale è calcolato come riportato nel § 7.3.1 e nella tabella 7.3.II.

Ai fini della determinazione del fattore di comportamento q , una struttura si considera a **pareti accoppiate** se è verificata la condizione che il momento totale alla base, prodotto dalle azioni orizzontali, è equilibrato, per almeno il 20%, dalla coppia prodotta dagli sforzi verticali indotti nelle pareti dall'azione sismica.

Le strutture a pareti possono essere progettate sia in CD "A" sia in CD "B", mentre le strutture a pareti estese debolmente armate solo in CD "B".

Le strutture aventi i telai resistenti all'azione sismica realizzati, anche in una sola delle direzioni principali, con travi a spessore devono essere progettate in CD "B" salvo che tali travi non si possano considerare elementi strutturali "secondari".

Per strutture regolari in pianta, possono essere adottati i seguenti valori di α_u/α_1 :

- | | |
|--|---------------------------|
| a) Strutture a telaio o miste equivalenti a telai | |
| - strutture a telaio di un piano | $\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$ |
| - strutture a telaio con più piani ed una sola campata | $\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$ |
| - strutture a telaio con più piani e più campate | $\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$ |

- b) Strutture a pareti o miste equivalenti a pareti
- strutture con solo due pareti non accoppiate per direzione orizzontale $\alpha_w/\alpha_1 = 1,0$
 - altre strutture a pareti non accoppiate $\alpha_w/\alpha_1 = 1,1$
 - strutture a pareti accoppiate o miste equivalenti a pareti $\alpha_w/\alpha_1 = 1,2$

Per tipologie strutturali diverse da quelle sopra definite, ove s'intenda adottare un valore $q > 1,5$ il valore adottato deve essere adeguatamente giustificato dal progettista mediante l'impiego di analisi non lineari.

7.4.4 DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI PRIMARI E SECONDARI

Le indicazioni successive si applicano solo agli elementi strutturali primari delle strutture in elevazione. Per essi si eseguono verifiche di resistenza e di duttilità nei modi indicati nel § 7.3.6.1.

I fattori di sovrarresistenza γ_{Rd} da utilizzare nelle singole verifiche, secondo le regole della progettazione in capacità, sono riportati nella Tab. 7.2.I.

Per le strutture di fondazione vale quanto indicato nel § 7.2.5.

Per gli elementi strutturali secondari delle strutture in elevazione vale quanto indicato nel § 7.2.3.

Per le strutture, o parti di esse, progettate con comportamento strutturale non dissipativo, la capacità delle membrature soggette a flessione o pressoflessione deve essere calcolata, a livello di sezione, al raggiungimento della curvatura di prima plasticizzazione ϕ_{yd} di cui al § 7.4.4.1.2.

7.4.4.1 TRAVI

7.4.4.1.1 Verifiche di resistenza (RES)

In ogni sezione la capacità deve essere superiore o uguale alla corrispondente domanda.

Flessione

La domanda a flessione è quella ottenuta dall'analisi globale della struttura per le combinazioni di carico di cui al § 2.5.3.

La capacità a flessione deve essere valutata come indicato nel § 4.1.2.3.4 sulla base delle armature flessionali effettivamente presenti, compreso il contributo di quelle poste all'interno della larghezza collaborante di eventuali solette piene, se ancorate al di fuori della campata in esame (vedi Fig. 7.4.1).

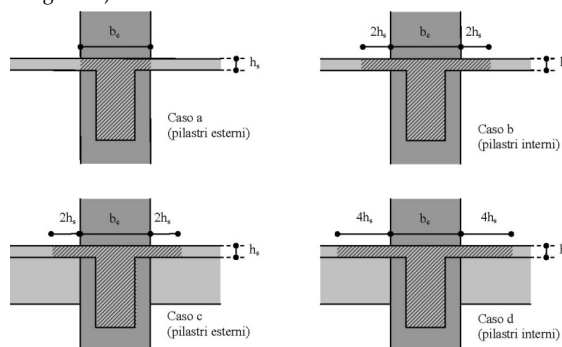


Fig. 7.4.1 – Larghezza collaborante delle travi

La larghezza collaborante è da assumersi uguale alla larghezza del pilastro b_c (vedi Fig. 7.4.1a) su cui la trave confluisce, più:

- due volte l'altezza della soletta da ciascun lato, nel caso di travi confluenti in pilastri interni (vedi Fig. 7.4.1b);
- due o quattro volte l'altezza della soletta da ciascun lato in cui è presente una trave trasversale di altezza simile, nel caso di travi confluenti rispettivamente in pilastri esterni o interni (vedi Fig. 7.4.1c e 7.4.1d).

Nel caso di travi perimetrali si considera unicamente la soletta collaborante dal lato interno.

Taglio

La domanda a taglio, per ciascuna direzione e ciascun verso di applicazione delle azioni sismiche, si ottiene dalla condizione di equilibrio della trave, considerata incernierata agli estremi, soggetta ai carichi gravitazionali e all'azione della capacità flessionale di progetto nelle due sezioni di plasticizzazione (generalmente quelle di estremità) determinati come indicato in § 4.1.2.3.4 e amplificati del fattore di sovrarresistenza γ_{Rd} di cui alla Tab. 7.2.I.

La domanda a taglio, nei casi in cui le zone dissipative non si localizzino nella trave ma negli elementi che la sostengono, è calcolata sulla base della capacità flessionale di progetto di tali elementi.

Per le strutture in CD''B'', la capacità a taglio è valutata come indicato nel § 4.1.2.3.5.

Per le strutture in CD "A", vale quanto segue:

- la capacità a taglio si valuta come indicato in § 4.1.2.3., assumendo nelle zone dissipative $\text{ctg}\theta = 1$;
- se nelle zone dissipative il rapporto tra le domande a taglio, minima e massima, risulta inferiore a -0,5, e se il maggiore tra i valori assoluti delle due domande supera il valore:

$$V_{R1} = \left(2 - \frac{V_{Ed,\min}}{V_{Ed,\max}} \right) \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \quad [7.4.1]$$

dove b_w è la larghezza dell'anima della trave e d è l'altezza utile della sua sezione, allora nel piano verticale di inflessione della trave devono essere disposti due ordini di armature diagonali, l'uno inclinato di $+45^\circ$ e l'altro di -45° rispetto all'asse della trave. In tal caso, la capacità a taglio deve essere affidata per metà alle staffe e per metà ai due ordini di armature inclinate, per le quali deve risultare:

$$V_{Ed,\max} \leq \frac{A_s \cdot f_{yd}}{\sqrt{2}} \quad [7.4.2]$$

dove A_s è l'area di ciascuno dei due ordini di armature inclinate.

7.4.4.1.2 Verifiche di duttilità (DUT)

La duttilità si quantifica mediante il fattore di duttilità che, per ciascuno dei parametri abitualmente considerati (curvatura, spostamento), è il rapporto tra il valore massimo raggiunto dal parametro in esame e il valore del parametro stesso all'atto della prima plasticizzazione.

Qualora sia necessario verificare (ai sensi del § 7.3.6.1) che la struttura possieda una capacità in duttilità, locale e globale, superiore alla corrispondente domanda si deve operare come segue, riferendosi alla duttilità in curvatura (locale) e alla duttilità in spostamento (globale).

La domanda in duttilità di curvatura allo SLC nelle zone dissipative, espressa mediante il fattore di duttilità in curvatura μ_ϕ , qualora non si proceda ad una determinazione diretta mediante analisi non lineare, può essere valutata in via approssimata come:

$$\mu_\phi = \begin{cases} 1,2 \cdot (2q_0 - 1) & \text{per } T_1 \geq T_c \\ 1,2 \cdot \left(1 + 2(q_0 - 1) \frac{T_c}{T_1} \right) & \text{per } T_1 < T_c \end{cases} \quad [7.4.3]$$

dove T_1 è il periodo proprio fondamentale della struttura.

La capacità in duttilità di curvatura può essere calcolata come indicato al § 4.1.2.3.4.2.

Tra il fattore di duttilità in spostamento μ_d (v. § 7.3.3.3) e il fattore di duttilità in curvatura μ_ϕ sussiste la relazione $\mu_\phi = 2\mu_d - 1$ (usualmente conservativa per le strutture in c.a.), mentre tra il fattore di duttilità in spostamento μ_d e il fattore di comportamento q sussistono le relazioni [7.3.9] (v. § 7.3.3.3).

7.4.4.2 PILASTRI

7.4.4.2.1 Verifiche di resistenza (RES)

In ogni sezione la capacità deve essere superiore o uguale alla corrispondente domanda.

Presso-flessione

Per le strutture in CD "A" e in CD "B" la domanda a compressione non deve eccedere, rispettivamente, il 55% e il 65% della capacità massima a compressione della sezione di solo calcestruzzo, per tutte le combinazioni considerate.

Ai fini della progettazione in capacità, per ciascuna direzione e ciascun verso di applicazione delle azioni sismiche, per ogni nodo trave-pilastro (ad eccezione dei nodi in corrispondenza della sommità dei pilastri dell'ultimo orizzontamento), la capacità a flessione complessiva dei pilastri deve essere maggiore della capacità a flessione complessiva delle travi amplificata del coefficiente γ_{Rd} , in accordo con la formula:

$$\sum M_{c,Rd} \geq \gamma_{Rd} \cdot \sum M_{b,Rd} \quad [7.4.4]$$

dove:

per il valore di γ_{Rd} si veda la Tab. 7.2.I;

$M_{c,Rd}$ è la capacità a flessione del pilastro convergente nel nodo, calcolata per i livelli di sollecitazione assiale presenti nelle combinazioni sismiche delle azioni;

$M_{b,Rd}$ è la capacità a flessione della trave convergente nel nodo.

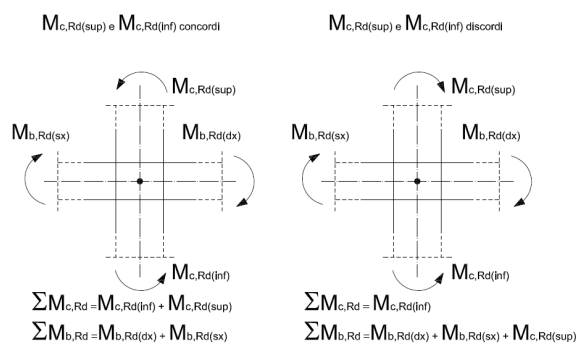


Fig. 7.4.2 – Progettazione in capacità dei pilastri

Nella [7.4.4] si assume il nodo in equilibrio ed i momenti, sia nei pilastri sia nelle travi, tra loro concordi. Nel caso in cui i momenti nel pilastro al di sopra e al di sotto del nodo siano tra loro discordi, al primo membro della formula [7.4.4] va posto il momento maggiore in valore assoluto, mentre il minore va sommato ai momenti resistenti delle travi (v. fig. 7.4.2).

Per la sezione di base dei pilastri del piano terreno si adotta come domanda a flessione il maggiore tra il momento risultante dall'analisi e la capacità a flessione $M_{c,Rd}$ della sezione di sommità del pilastro.

Il confronto capacità-domanda a presso-flessione può essere condotto in maniera semplificata eseguendo, per ciascuna direzione di applicazione del sisma, una verifica a presso-flessione retta con la capacità a flessione del pilastro ridotta del 30%.

Nel caso in cui si sia adottato il modello elastico incrudente di fig. 4.1.3.a, le capacità a flessione $M_{c,Rd}$ e $M_{b,Rd}$ si determinano come specificato nel § 4.1.2.3.4.

Taglio

Ai fini della progettazione in capacità, per ciascuna direzione di applicazione del sisma la domanda a taglio V_{Ed} si ottiene imponendo l'equilibrio con i momenti delle sezioni di estremità (superiore e inferiore) del pilastro $M_{i,d}^s$, $M_{i,d}^i$, determinate come appresso indicato ed amplificate del fattore di sovrarresistenza γ_{Rd} , secondo l'espressione:

$$V_{Ed} l_p = \gamma_{Rd} (M_{i,d}^s + M_{i,d}^i) \quad [7.4.5]$$

dove:

per il valore di γ_{Rd} si veda la Tab. 7.2.I;

$M_{i,d} = M_{c,Rd} \cdot \min(1, \frac{\sum M_{b,Rd}}{\sum M_{c,Rd}})$ è il momento nella sezione di estremità (superiore o inferiore) in corrispondenza della

formazione delle cerniere nelle travi, dove i valori in sommatoria sono quelli impiegati nella [7.4.4];

$M_{c,Rd}$ è la capacità a flessione nella sezione di estremità (superiore o inferiore);

l_p è la lunghezza del pilastro.

Nel caso in cui le tamponature non si estendano per l'intera altezza dei pilastri adiacenti, la domanda a taglio da considerare per la parte del pilastro priva di tamponamento è valutata utilizzando la relazione [7.4.5], dove l'altezza l_p è assunta pari all'estensione della parte di pilastro priva di tamponamento.

La capacità a taglio delle sezioni dei pilastri è calcolata come indicato nel § 4.1.2.3.5.

7.4.4.2 Verifiche di duttilità (DUT)

Vale quanto enunciato al § 7.4.4.1.2.

7.4.4.3 NODI TRAVE-PILASTRO

Si definisce nodo la zona del pilastro che si sovrappone alle travi in esso concorrenti.

Si distinguono due tipi di nodi:

- **interamente confinati**: quando in ognuna delle quattro facce verticali si innesta una trave; il confinamento si considera realizzato quando, su ogni faccia del nodo, la sezione della trave copre per almeno i 3/4 la larghezza del pilastro e, su entrambe le coppie di facce opposte del nodo, le sezioni delle travi si ricoprono per almeno i 3/4 dell'altezza;
- **non interamente confinati**: quando non appartenenti alla categoria precedente.

7.4.4.3.1 Verifiche di resistenza (RES)

Il nodo deve essere progettato in maniera tale da evitare una sua rottura anticipata rispetto alle zone delle travi e dei pilastri in esso concorrenti.

In ogni nodo la capacità a taglio deve essere superiore o uguale alla corrispondente domanda.

La domanda a taglio in direzione orizzontale deve essere calcolata tenendo conto delle sollecitazioni più gravose che, per effetto dell'azione sismica, si possono verificare negli elementi che vi confluiscono. In assenza di più accurate valutazioni, la domanda a taglio agente nel nucleo di calcestruzzo del nodo può essere calcolata, per ciascuna direzione dell'azione sismica, come:

$$V_{jbd} = \gamma_{Rd} \cdot (A_{S1} + A_{S2}) \cdot f_{yd} - V_C \quad \text{per nodi interni} \quad [7.4.6]$$

$$V_{jbd} = \gamma_{Rd} \cdot A_{S1} \cdot f_{yd} - V_C \quad \text{per nodi esterni} \quad [7.4.7]$$

in cui per il valore di γ_{Rd} si veda la Tab. 7.2.I, A_{S1} ed A_{S2} sono rispettivamente l'area dell'armatura superiore ed inferiore della trave e V_C è la forza di taglio nel pilastro al di sopra del nodo, derivante dall'analisi in condizioni sismiche.

Le forze di taglio che agiscono sui nodi devono corrispondere alla più avversa direzione di provenienza dell'azione sismica, la quale si riflette sulla scelta dei valori di A_{S1} , A_{S2} e V_C da utilizzare nelle espressioni [7.4.6] e [7.4.7].

La capacità a taglio del nodo è fornita da un meccanismo a traliccio che, a seguito della fessurazione diagonale, vede operare contemporaneamente un meccanismo di taglio compressione ed un meccanismo di taglio trazione. Si devono pertanto soddisfare requisiti atti a garantire l'efficacia dei due meccanismi.

La compressione nel puntone diagonale indotta dal meccanismo a traliccio non deve eccedere la resistenza a compressione del calcestruzzo. In assenza di modelli più accurati, il requisito può ritenersi soddisfatto se:

$$V_{jbd} \leq \eta \cdot f_{cd} \cdot b_j \cdot h_{jc} \cdot \sqrt{1 - \frac{v_d}{\eta}} \quad [7.4.8]$$

in cui

$$\eta = \alpha_j \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad \text{con } f_{ck} \text{ espresso in MPa} \quad [7.4.9]$$

ed α_j è un coefficiente che vale 0,6 per nodi interni e 0,48 per nodi esterni, v_d è la forza assiale nel pilastro al di sopra del nodo, normalizzata rispetto alla resistenza a compressione della sezione di solo calcestruzzo, h_{jc} è la distanza tra le giaciture più esterne delle armature del pilastro, b_j è la larghezza effettiva del nodo. Quest'ultima è assunta pari alla minore tra:

- la maggiore tra le larghezze della sezione del pilastro e della sezione della trave;
- la minore tra le larghezze della sezione del pilastro e della sezione della trave, ambedue aumentate di metà altezza della sezione del pilastro.

Per evitare che la massima trazione diagonale del calcestruzzo ecceda la f_{ctd} deve essere previsto un adeguato confinamento. In assenza di modelli più accurati, si possono disporre nel nodo staffe orizzontali di diametro non inferiore a 6 mm, in modo che:

$$\frac{A_{sh} \cdot f_{ywd}}{b_j \cdot h_{jw}} \geq \frac{[V_{jbd} / (b_j \cdot h_{jc})]^2}{f_{ctd} + v_d \cdot f_{cd}} - f_{ctd} \quad [7.4.10]$$

in cui i simboli già utilizzati hanno il significato in precedenza illustrato, A_{sh} è l'area totale della sezione delle staffe e h_{jw} è la distanza tra le giaciture di armature superiori e inferiori della trave.

In alternativa, l'integrità del nodo a seguito della fessurazione diagonale può essere garantita integralmente dalle staffe orizzontali se:

$$A_{sh} \cdot f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} \cdot (A_{S1} + A_{S2}) \cdot f_{yd} \cdot (1 - 0,8v_d) \quad \text{per nodi interni} \quad [7.4.11]$$

$$A_{sh} \cdot f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} \cdot A_{S2} \cdot f_{yd} \cdot (1 - 0,8v_d) \quad \text{per nodi esterni} \quad [7.4.12]$$

dove per il valore di γ_{Rd} si veda la Tab. 7.2.I, A_{S1} ed A_{S2} hanno il valore visto in precedenza, v_d è la forza assiale normalizzata agente al di sopra del nodo, per i nodi interni, al di sotto del nodo, per i nodi esterni.

7.4.4.4 DIAFRAMMI ORIZZONTALI

7.4.4.4.1 Verifiche di resistenza (RES)

Gli orizzontamenti devono essere in grado di trasmettere le forze ottenute dall'analisi, aumentate del 30%.

7.4.4.5 PARETI

Si definisce parete un elemento strutturale di supporto per altri elementi che abbia una sezione trasversale rettangolare o ad essa assimilabile, anche per tratti, caratterizzata in ciascun tratto da un rapporto tra dimensione massima l_w e dimensione minima b_w in pianta $l_w/b_w > 4$ (v. fig. 7.4.3). Le pareti possono avere sezione orizzontale composta da uno (parete semplice) o più (parete composta) segmenti rettangolari. Pareti semplici possono avere appendici con $l_w/b_w \leq 4$. Si raccomanda che pareti composte da

più segmenti rettangolari collegati o che si intersecano (sezioni a L, T, U o simili) siano considerate unità intere, che consistono di una o più anime parallele, o approssimativamente parallele, alla direzione della forza di taglio sismica agente e di una o più flange normali o approssimativamente normali ad essa. Le pareti si definiscono snelle se il rapporto $h_w/l_w > 2$, tozze in caso contrario, essendo h_w l'altezza totale della parete (v. fig. 7.4.3) misurata a partire dalla sua base

7.4.4.5.1 Verifiche di resistenza (RES)

La capacità deve essere superiore o uguale alla corrispondente domanda.

Nel caso di pareti semplici, la verifica di resistenza si esegue con riferimento al rettangolo di base avente dimensione maggiore l_w e dimensione minore b_w . A tal fine si intende per base della parete l'estradosso del suo piano di fondazione o la sommità della struttura scatolare interrata avente diaframmi rigidi e pareti perimetrali; in quest'ultimo caso la verifica della struttura scatolare di base è comunque necessaria.

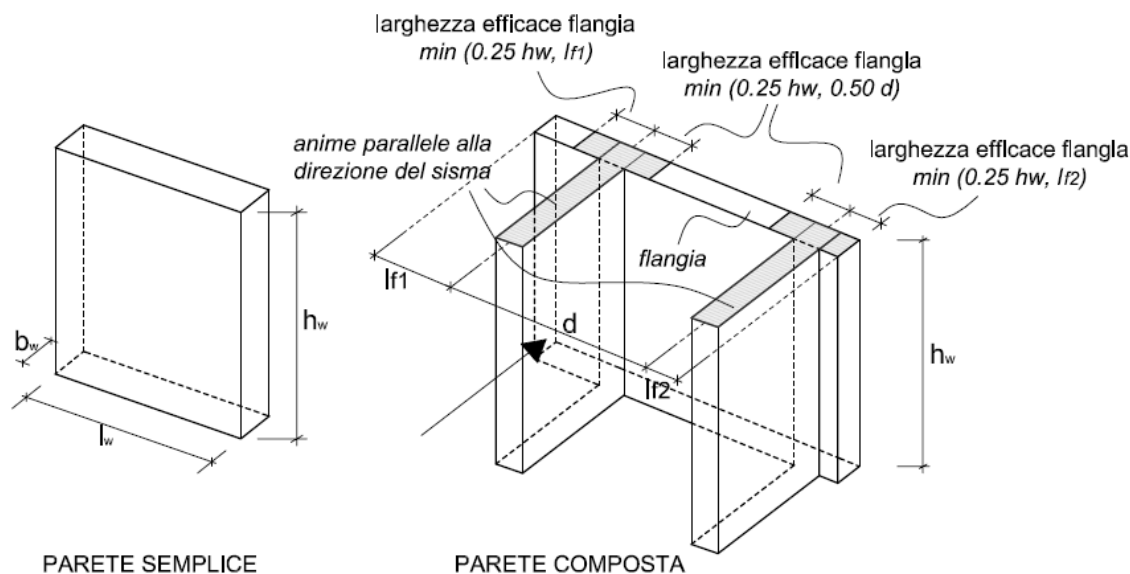


Fig. 7.4.3 – Sezioni resistenti delle pareti semplici e composte (la freccia indica la direzione del sisma)

Nel caso di pareti composte, la verifica di resistenza si esegue considerando la parte di sezione costituita dalle anime parallele, o approssimativamente parallele, alla direzione dell'azione sismica esaminata ed assumendo che la larghezza efficace della flangia su ciascun lato dell'anima considerata si estenda, dalla faccia dell'anima, del valore minimo tra (v. fig. 7.4.3):

- la larghezza reale (l_f) della flangia;
- il 25% dell'altezza totale della parete (h_w) al di sopra del livello considerato;
- la metà della distanza (d) tra anime adiacenti.

Tra pareti sismiche primarie (v. §7.2.3) è permessa, per la singola parete, una redistribuzione degli effetti dell'azione sismica fino al 30%, purché non si verifichi una riduzione della domanda totale di resistenza delle pareti. Si raccomanda che le forze di taglio siano ridistribuite insieme con i momenti flettenti, in modo tale che nelle singole pareti il rapporto tra i momenti flettenti e le forze di taglio non vari in maniera apprezzabile. Nelle pareti soggette a grandi variazioni dell'azione assiale, come per esempio nelle pareti accoppiate, si raccomanda che i momenti e i tagli siano ridistribuiti dalle pareti soggette a modesta compressione o a trazione semplice a quelle soggette a un'elevata compressione assiale.

Tra travi di collegamento di pareti accoppiate è permessa, per la singola trave, una redistribuzione degli effetti dell'azione sismica fino al 20%, purché non vari l'azione assiale sismica alla base di ogni singola parete.

In mancanza di analisi più accurate, la domanda di progetto nelle pareti può essere determinata mediante le procedure semplificate illustrate nel seguito.

Presso-flessione

Per le sole pareti snelle, sia in CD"A" sia in CD"B", la domanda in termini di momenti flettenti lungo l'altezza della parete (linea c di fig. 7.4.4) è ottenuta per traslazione verso l'alto dell'involuppo del diagramma dei momenti (linea b di fig. 7.4.4) derivante dai momenti forniti dall'analisi (linea a di fig. 7.4.4); l'involuppo può essere assunto lineare se la struttura non presenta significative discontinuità in termini di massa, rigidezza e resistenza lungo l'altezza.

La traslazione deve essere in accordo con l'inclinazione degli elementi compressi nel meccanismo resistente a taglio e può essere assunta pari ad h_{CT} (altezza della zona inelastica dissipativa di base).

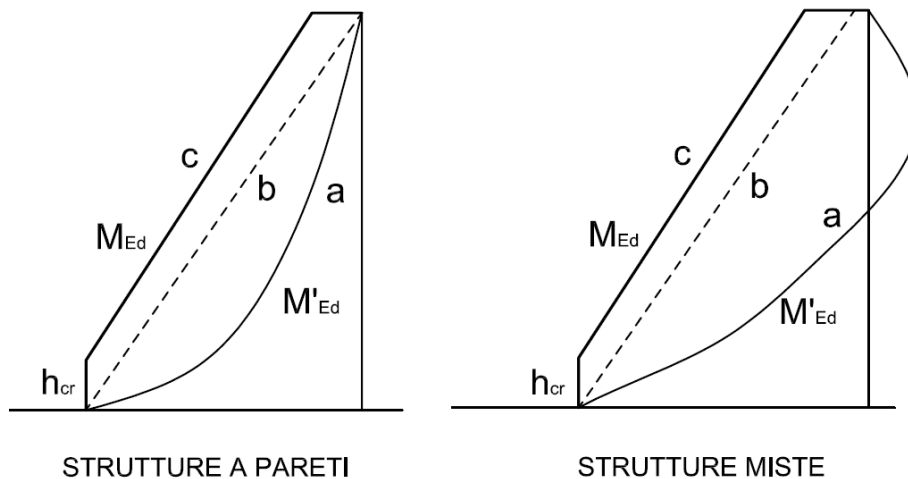


Fig. 7.4.4 – Traslazione del diagramma dei momenti flettenti per strutture a pareti e strutture miste

In assenza di analisi più accurate, si può assumere che l'altezza della zona dissipativa h_{cr} al di sopra della base della parete, possa essere valutata rispettando le condizioni seguenti:

$$h_{cr} = \max(l_w, h_w/6) \text{ purch\`e } h_{cr} \leq \begin{cases} 2 \cdot l_w & \text{per } n \leq 6 \text{ piani} \\ h_s & \text{per } n \geq 7 \text{ piani} \\ 2 \cdot h_s & \text{per } n \geq 7 \text{ piani} \end{cases} \quad [7.4.13]$$

dove l_w e h_w hanno il significato mostrato in fig. 7.4.3, n è il numero di piani della costruzione, h_s è l'altezza libera di piano.

Per tutte le pareti, la domanda in forza normale di compressione non deve eccedere rispettivamente il 35% in CD''A'' e il 40% in CD''B'' della capacità massima a compressione della sezione di solo calcestruzzo, per tutte le combinazioni considerate.

Le verifiche devono essere condotte nel modo indicato per i pilastri nel § 7.4.4.2.1 tenendo conto, nella determinazione della capacità, di tutte le armature longitudinali presenti nella parete.

Per le *pareti estese debolmente armate*, occorre limitare le tensioni di compressione nel calcestruzzo per prevenire l'instabilità fuori dal piano, secondo quanto indicato nel § 4.1.2.3.9.2 per i pilastri singoli. Se il fattore di comportamento q è superiore a 2, si deve tener conto della domanda in forza assiale dinamica aggiuntiva che si genera nelle pareti per effetto dell'apertura e chiusura di fessure orizzontali e del sollevamento dal suolo. In assenza di più accurate analisi essa può essere assunta pari al $\pm 50\%$ della domanda in forza assiale dovuta ai carichi gravitazionali relativi alla combinazione sismica di progetto.

Taglio

Per le pareti si deve tener conto del possibile incremento delle forze di taglio a seguito della formazione della cerniera plastica alla base della parete. A tal fine, la domanda di taglio di progetto deve essere incrementata del fattore:

$$1,5 \leq q \cdot \sqrt{\left(\frac{\gamma_{rd}}{q} \cdot \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}}\right)^2 + 0,1 \cdot \left(\frac{S_e(T_c)}{S_e(T_1)}\right)^2} \leq q \text{ per pareti snelle} \quad [7.4.14]$$

$$\gamma_{rd} \cdot \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} \leq q \text{ per pareti tozze} \quad [7.4.15]$$

dove per γ_{Rd} si veda la Tab. 7.2.I, e con M_{Ed} ed M_{Rd} si indicano i momenti flettenti di progetto, rispettivamente, di domanda e di capacità alla base della parete, con T_1 il periodo fondamentale di vibrazione dell'edificio nella direzione dell'azione sismica, con $S_e(T)$ l'ordinata dello spettro di risposta elastico corrispondente all'ascissa T .

Nelle strutture miste, il taglio nelle pareti snelle deve tener conto delle sollecitazioni dovute ai modi di vibrare superiori. A tal fine, il taglio derivante dall'analisi (linea **a** di fig. 7.4.5) può essere sostituito dal taglio incrementato (linea **b** di fig. 7.4.5) e quest'ultimo dal diagramma involucro (linea **c** di fig. 7.4.5); h_w è l'altezza della parete, V_A è il taglio alla base già incrementato, V_B è il taglio ad $1/3$ dell'altezza h_w , che comunque deve essere assunto almeno pari a $V_A/2$.

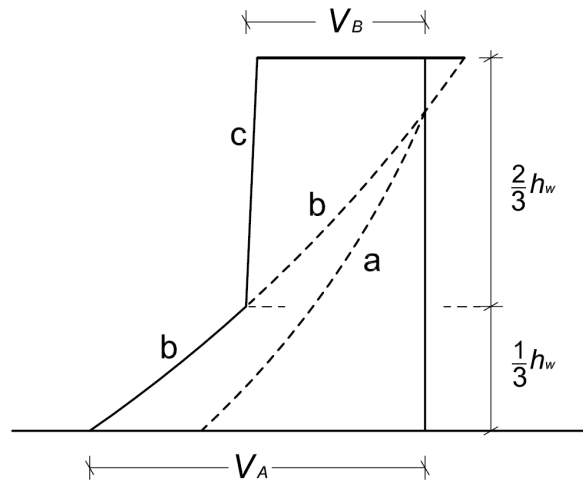


Fig. 7.4.5 – Diagramma di involuppo delle forze di taglio nelle pareti di strutture miste

Nelle *pareti estese debolmente armate*, per garantire che lo snervamento a flessione preceda il raggiungimento dello stato limite ultimo per taglio, il taglio derivante dall'analisi deve essere amplificato, ad ogni piano, del fattore $(q+1)/2$.

Nelle verifiche delle pareti, sia in CD "A" sia in CD "B", si deve considerare: la possibile rottura a taglio-compressione del calcestruzzo dell'anima, la possibile rottura a taglio-trazione delle armature dell'anima e la possibile rottura per scorrimento nelle zone dissipative.

Verifica a taglio-compressione del calcestruzzo dell'anima

La determinazione della resistenza è condotta in accordo con il § 4.1.2.3.5, assumendo un braccio delle forze interne z pari a $0,8 l_w$ ed un'inclinazione delle diagonali compresse pari a 45° . Nelle zone dissipative tale resistenza va moltiplicata per un fattore riduttivo $0,4$.

Verifica a taglio-trazione dell'armatura dell'anima

Il calcolo dell'armatura d'anima deve tener conto del rapporto di taglio $\alpha_s = M_{Ed} / (V_{Ed} l_w)$. Per la verifica va considerato, ad ogni piano, il massimo valore di α_s .

Se $\alpha_s \geq 2$, la determinazione della resistenza è condotta in accordo con il § 4.1.2.3.5, assumendo un braccio delle forze interne z pari a $0,8 l_w$ ed un'inclinazione delle diagonali compresse pari a 45° . Altrimenti si utilizzano le seguenti espressioni:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} + 0,75 \cdot Q_h \cdot f_{y,d,h} \cdot b_w \cdot \alpha_s \cdot l_w \quad [7.4.16]$$

$$Q_h \cdot f_{y,d,h} \cdot b_w \cdot z \leq Q_v \cdot f_{y,d,v} \cdot b_w \cdot z + \min N_{Ed} \quad [7.4.17]$$

in cui Q_h e Q_v sono i rapporti tra l'area della sezione dell'armatura orizzontale o verticale d'anima, rispettivamente, e l'area della relativa sezione di calcestruzzo, $f_{y,d,h}$ e $f_{y,d,v}$ sono i valori di progetto della resistenza delle armature orizzontali e verticali, N_{Ed} è la forza assiale di progetto (positiva se di compressione), $V_{Rd,c}$ è la resistenza a taglio degli elementi non armati, determinata in accordo con il § 4.1.2.3.5.1, da assumersi nulla nelle zone dissipative quando N_{Ed} è di trazione.

Verifica a scorrimento nelle zone dissipative

Sui possibili piani di scorrimento (per esempio le riprese di getto o i giunti costruttivi) posti all'interno delle zone dissipative deve risultare:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,S} \quad [7.4.18]$$

dove $V_{Rd,S}$ è il valore di progetto della resistenza a taglio nei confronti dello scorrimento

$$V_{Rd,S} = V_{dd} + V_{id} + V_{fd} \quad [7.4.19]$$

nella quale V_{dd} , V_{id} e V_{fd} rappresentano, rispettivamente, il contributo dell'effetto "spinotto" delle armature verticali, il contributo delle armature inclinate presenti alla base, il contributo della resistenza per attrito, e sono dati dalle espressioni:

$$V_{dd} = \min \begin{cases} 1,3 \cdot \sum A_{sj} \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}} \\ 0,25 \cdot f_{yd} \cdot \sum A_{sj} \end{cases} \quad [7.4.20]$$

$$V_{id} = f_{yd} \cdot \sum A_{si} \cdot \cos(\phi_i) \quad [7.4.21]$$

$$V_{fd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \mu_f \cdot \left[\left(\sum A_{sj} \cdot f_{yd} + N_{Ed} \right) \cdot \xi + M_{Ed}/z \right] \\ 0,5 \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot \xi \cdot l_w \cdot b_{wo} \end{array} \right. \quad [7.4.22]$$

dove η è dato dall'espressione [7.4.9] (in cui $\alpha_j = 0,60$), μ_f è il coefficiente d'attrito calcestruzzo-calcestruzzo sotto azioni cicliche (può essere assunto pari a 0,60), $\sum A_{sj}$ è la somma delle aree delle barre verticali intersecanti il piano contenente la potenziale superficie di scorrimento, ξ è l'altezza della parte compressa della sezione normalizzata all'altezza della sezione, A_{sj} è l'area di ciascuna armatura inclinata che attraversa il piano detto formando con esso un angolo ϕ_i .

Per le pareti tozze deve risultare $V_{fd} > V_{Ed}/2$.

La presenza di armature inclinate comporta un incremento della resistenza a flessione alla base della parete che deve essere considerato quando si determina il taglio di progetto V_{Ed} .

7.4.4.5.2 Verifiche di duttilità (DUT)

La domanda in duttilità di curvatura nelle zone dissipative delle pareti può essere espressa mediante il fattore di duttilità in curvatura μ_ϕ ; qualora non si proceda ad una determinazione diretta mediante analisi non lineare, tale domanda può essere valutata attribuendo a μ_ϕ i valori forniti dalle [7.4.3] del § 7.4.4.1.2 con il valore di q in queste espressioni ridotto del fattore M_{Ed}/M_{Rd} , dove M_{Ed} è il momento flettente di progetto alla base della parete fornito dall'analisi nella situazione sismica di progetto e M_{Rd} è la resistenza flessionale di progetto.

La capacità in duttilità di curvatura può essere calcolata, in termini di fattore di duttilità in curvatura μ_ϕ , come rapporto tra la curvatura ϕ_u cui corrisponde una riduzione del 15% della massima resistenza a flessione – oppure il raggiungimento della deformazione ultima del calcestruzzo e/o dell'acciaio – e la curvatura convenzionale ϕ_{yd} di prima plasticizzazione quale definita nel § 4.1.2.3.4.2.

Nelle sole regioni di estremità della sezione trasversale, dette "elementi di bordo", si può tener conto, nel calcolo della capacità, dell'effetto del confinamento purché congiuntamente all'espulsione dei copriferri al raggiungimento, in essi, della deformazione ultima di compressione del calcestruzzo non confinato (0,35%); gli elementi di bordo (zone campite di fig. 7.4.6) si assumono di larghezza b_o pari alla larghezza b_w della sezione diminuita dello spessore dei copriferri e di lunghezza l_c pari all'estensione della zona nella quale la deformazione a compressione del calcestruzzo supera $\epsilon_{cu2} = 0,35\%$. In ogni caso: $l_c \geq \max(0,15 \cdot l_w, 0,15 \cdot b_w)$.

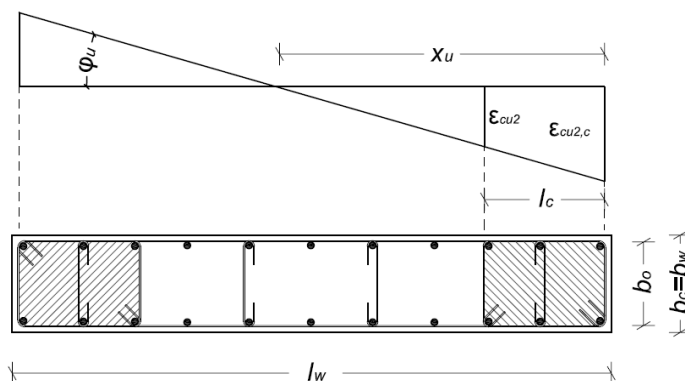


Fig. 7.4.6 – Elementi di bordo di una parete, diagramma delle corrispondenti curvature, schema esemplificativo delle armature di confinamento

Il valore di x_u si ricava dalla condizione di equilibrio della sezione nella combinazione di progetto sismica facendo riferimento, per la valutazione della deformazione ultima del calcestruzzo $\epsilon_{cu2,c}$, alla quantità di armatura di confinamento effettivamente presente (v. § 4.1.2.1.2.1).

Nel caso si utilizzi la formulazione semplificata indicata al § 7.4.6.2.4 per eseguire la verifica di duttilità, si può porre $l_c \geq \max(0,20 \cdot l_w, 1,5 \cdot b_w)$.

7.4.4.6 TRAVI DI ACCOPIAMENTO DEI SISTEMI A PARETI

La verifica delle travi di accoppiamento è da eseguire con i procedimenti contenuti nel § 7.4.4.1 se è soddisfatta almeno una delle due condizioni seguenti:

- il rapporto tra luce netta e altezza è uguale o superiore a 3;

– la sollecitazione di taglio di progetto risulta:

$$V_{Ed} \leq f_{ctd} \cdot b \cdot d \quad [7.4.23]$$

essendo b la larghezza e d l'altezza utile della sezione.

Se le condizioni precedenti non sono soddisfatte la sollecitazione di taglio deve essere assorbita da due ordini di armature diagonali, opportunamente staffate, disposte ad X sulla trave che si ancorano nelle pareti adiacenti, con sezione pari, per ciascuna diagonale, ad A_s tale da soddisfare la relazione:

$$V_{IE} \leq 2 \cdot A_s \cdot f_{yd} \cdot \sin(\phi) \quad [7.4.24]$$

essendo ϕ l'angolo minimo tra ciascuna delle due diagonali e l'asse orizzontale.

Travi aventi altezza pari allo spessore del solaio non sono da considerare efficaci ai fini dell'accoppiamento.

7.4.5 COSTRUZIONI CON STRUTTURA PREFABBRICATA

La prefabbricazione di parti di una struttura progettata per rispondere alle prescrizioni relative agli edifici in calcestruzzo armato richiede la dimostrazione che il collegamento in opera delle parti sia tale da conferire alla struttura stessa le prestazioni assunte, in termini di resistenza, rigidezza e duttilità, nel modello di calcolo.

Per la trasmissione di forze orizzontali tra parti della struttura non è mai consentito confidare sull'attrito conseguente ai carichi gravitazionali, salvo in presenza di dispositivi espressamente progettati per tale scopo.

Le prescrizioni di cui al presente § 7.4.5 sono aggiuntive rispetto a quelle contenute nei capitoli precedenti, per quanto applicabili e non esplicitamente modificate.

7.4.5.1 TIPOLOGIE STRUTTURALI E FATTORI DI COMPORTAMENTO

Si considerano le tipologie di sistemi strutturali già definite al § 7.4.3.1 con, in aggiunta, le seguenti:

- strutture a pannelli;
- strutture monolitiche a cella;
- strutture con pilastri incastrati alla base ed orizzontamenti ad essi incernierati.

I valori massimi di q_0 per queste ultime categorie sono contenuti nella tabella 7.3.II.

Altre tipologie possono essere utilizzate giustificando i fattori di comportamento adottati e impiegando regole di dettaglio tali da garantire i requisiti generali di sicurezza di cui alle presenti norme.

Nelle strutture prefabbricate il meccanismo di dissipazione energetica è associato prevalentemente alle rotazioni plastiche nelle zone dissipative. In aggiunta, la dissipazione può avvenire attraverso meccanismi plastici a taglio nelle connessioni, purché le forze di richiamo non diminuiscano significativamente al susseguirsi dei cicli dell'azione sismica e si evitino fenomeni d'instabilità. Nella scelta del fattore di comportamento complessivo q possono essere considerate le capacità di dissipazione per meccanismi a taglio, specialmente nei sistemi a pareti prefabbricate, tenendo conto dei valori di duttilità locali a scorrimento μ_s .

Nelle strutture con pilastri incastrati alla base e orizzontamenti collegati ad essi mediante cerniere fisse, la dissipazione di energia avviene unicamente nelle sezioni dei pilastri allo spiccato dalle fondazioni o dalla struttura scatolare rigida di base di cui al § 7.2.1. Per assicurare l'efficacia di tale dissipazione, in tali zone è richiesta la verifica di duttilità, indipendentemente dai particolari costruttivi adottati. A tal fine, non è consentito il ricorso alla [7.4.29] di cui al § 7.4.6.2.2.

7.4.5.2 COLLEGAMENTI

I collegamenti tra gli elementi prefabbricati - e tra questi e le fondazioni - condizionano in modo sostanziale il comportamento statico dell'organismo strutturale e la sua risposta sotto azioni sismiche.

I collegamenti tra gli elementi prefabbricati, strutturali e non, devono essere appositamente progettati per garantire le condizioni di vincolo previste dallo schema strutturale adottato e per possedere capacità di spostamento e di resistenza maggiori delle corrispondenti domande.

I dispositivi meccanici che realizzano tali collegamenti devono essere qualificati secondo le procedure di cui al § 11.8.

Per le strutture a pannelli l'idoneità dei collegamenti tra i pannelli realizzati con giunti gettati o saldati deve essere adeguatamente dimostrata mediante le prove sperimentali di idoneità.

Per strutture a telaio i collegamenti tra elementi monodimensionali (trave-pilastro) devono garantire la congruenza degli spostamenti verticali e orizzontali, e il trasferimento delle sollecitazioni deve essere assicurato da dispositivi meccanici. A questo vincolo può accoppiarsi, all'altro estremo della trave, un appoggio mobile. L'ampiezza del piano di scorrimento deve risultare, con ampio margine, maggiore dello spostamento dovuto all'azione sismica.

Per strutture a pilastri incastrati alla base e orizzontamenti collegati ad essi, il collegamento tra pilastro ed elemento orizzontale deve essere di tipo cerniera (rigida o elastica). Appoggi mobili sono possibili in corrispondenza di giunti. Le travi prefabbricate in semplice appoggio devono essere strutturalmente connesse ai pilastri o alle pareti (di supporto). Le connessioni devono assicurare la trasmissione delle forze orizzontali nella situazione sismica di progetto senza fare affidamento sull'attrito. Ciò vale anche per le connessioni tra gli elementi secondari dell'impalcato e le travi portanti.

Per gli elementi di collegamento va controllato che non diano luogo a dissesti locali sul conglomerato sotto l'applicazione di cicli di carico ripetuti.

In tutti i casi, i collegamenti devono essere in grado di assorbire gli spostamenti relativi e di trasferire le forze risultanti dall'analisi, con adeguati margini di sicurezza.

In aggiunta alle precedenti regole generali, nelle strutture a comportamento dissipativo si applicano anche le seguenti regole specifiche.

Negli elementi prefabbricati e nei loro collegamenti si deve tener conto del possibile degrado a seguito delle deformazioni cicliche in campo plastico. Quando necessario, la resistenza di progetto dei collegamenti prefabbricati valutata per carichi non ciclici deve essere opportunamente ridotta per le verifiche sotto azioni sismiche.

In caso di collegamenti tra elementi prefabbricati di natura non monolitica, che influenzino in modo sostanziale il comportamento statico dell'organismo strutturale, e quindi anche la sua risposta sotto azioni sismiche, sono possibili le tre situazioni seguenti, a ciascuna delle quali deve corrispondere un opportuno criterio di dimensionamento:

- a) collegamenti situati al di fuori delle previste zone dissipative, che quindi non influiscono sulle capacità dissipative della struttura;
- b) collegamenti situati in prossimità delle previste zone dissipative alle estremità degli elementi prefabbricati, ma sovradimensionati in modo tale da non pregiudicare la plasticizzazione delle zone dissipative stesse;
- c) collegamenti situati nelle previste zone dissipative alle estremità degli elementi prefabbricati, dotati delle necessarie caratteristiche in termini di duttilità e di quantità di energia dissipabile.

7.4.5.2.1 Regole di progetto

STRUTTURE INTELAIATE

Alle strutture intelaiate a comportamento dissipativo si applicano le seguenti regole di progetto.

Collegamenti lontani dalle zone dissipative o di tipo a)

Il collegamento deve essere posizionato ad una distanza dalla estremità dell'elemento, trave o pilastro, dove si ha la zona dissipativa, pari almeno alla lunghezza del tratto ove è prevista armatura trasversale di contenimento, ai sensi del § 7.4.4.1.2 e del § 7.4.4.2.2, aumentata di una volta l'altezza utile della sezione.

La resistenza del collegamento deve essere non inferiore alla sollecitazione locale di progetto. Per il momento di domanda si assume il maggiore tra il valore derivante dall'analisi e il valore ricavato, con la progettazione in capacità, dai momenti di capacità delle zone dissipative adiacenti moltiplicati per il fattore di sovrarresistenza γ_{Rd} di cui alla Tab. 7.2.I. Il taglio di progetto è determinato con le regole della progettazione in capacità di cui al § 7.4.4.1.1 (travi) e § 7.4.4.2.1 (pilastri), utilizzando il fattore di sovrarresistenza γ_{Rd} di cui alla Tab. 7.2.I.

Collegamenti sovradimensionati o di tipo b)

Le parti degli elementi adiacenti alle unioni devono essere dimensionate con gli stessi procedimenti della progettazione in capacità previsti nel § 7.4.4 per le strutture gettate in opera, in funzione della classe di duttilità adottata, e dotate dei relativi dettagli di armatura che ne assicurino la prevista duttilità. Si utilizza il fattore di sovrarresistenza di cui alla Tab. 7.2.I.

Le armature longitudinali delle connessioni devono essere completamente ancorate prima delle sezioni terminali delle zone dissipative. Le armature delle zone dissipative devono essere completamente ancorate fuori delle connessioni.

Per strutture in CD "A" non è ammessa la giunzione dei pilastri all'interno dei nodi e delle zone dissipative.

Collegamenti che dissipano energia o di tipo c)

Previa dimostrazione analitica che il funzionamento del collegamento è equivalente a quello di uno interamente realizzato in opera e che soddisfi le prescrizioni di cui al § 7.4.4, la struttura è assimilabile ad una di tipo monolitico.

L'idoneità di giunzioni atte a realizzare il meccanismo plastico previsto per le strutture a telaio e a soddisfare le richieste globali e locali di duttilità ciclica nella misura corrispondente alle CD "A" e "B" può essere desunta da normative di comprovata validità oppure da prove sperimentali in scala reale che includano almeno tre cicli completi di deformazione di ampiezza corrispondente al fattore di comportamento q , eseguite su sotto-insiemi strutturali significativi.

STRUTTURE A PILASTRI INCASTRATI ALLA BASE E ORIZZONTAMENTI AD ESSI INCERNIERATI

I collegamenti ad appoggio mobile sono consentiti per le sole strutture monopiano e devono essere dimensionati come indicato al § 7.2.2.

In aggiunta alle precedenti regole generali, nelle strutture a comportamento dissipativo si applicano anche le seguenti regole specifiche.

Per le strutture monopiano, la resistenza a taglio dei collegamenti a cerniera non deve essere inferiore alla forza orizzontale necessaria per indurre nella sezione di base del pilastro un momento flettente pari al momento resistente ultimo, moltiplicata per un fattore di sovrarresistenza γ_{Rd} di cui alla Tab. 7.2.I.

Per le strutture pluripiano, i collegamenti a cerniera devono essere dimensionati nei confronti della forza di piano in equilibrio con il diagramma del taglio risultante dalle indicazioni fornite nella sezione "Pilastri" del § 7.4.5.3.

7.4.5.2 Valutazione della resistenza

La resistenza delle connessioni tra elementi prefabbricati deve essere valutata con gli stessi coefficienti parziali di sicurezza applicabili alle situazioni non sismiche, come indicato nei §§ 4.1.2.1.1, 4.2.4.1.1, 4.2.4.1.4 o 4.2.8 secondo quanto di competenza.

Nella valutazione della resistenza allo scorrimento si deve trascurare l'attrito dovuto agli sforzi esterni di compressione.

Nelle strutture a comportamento dissipativo gli elementi di acciaio utilizzati per realizzare la connessione devono possedere caratteristiche di resistenza, duttilità e dissipazione conformi a quanto previsto nel progetto.

7.4.5.3 ELEMENTI STRUTTURALI

Per gli elementi strutturali si applicano le regole progettuali degli elementi non prefabbricati.

Pilastri

Per strutture a pilastri incastrati alla base e orizzontamenti ad essi incernierati, le colonne devono essere fissate in fondazione con vincoli d'incastro.

Per le strutture a comportamento dissipativo, connessioni pilastro-pilastro all'interno delle zone dissipative sono permesse solo per strutture in CD"B".

Per strutture a comportamento dissipativo con pilastri pluripiano incastrati alla base e con travi incernierate ai pilastri stessi, deve essere considerato l'incremento del taglio, da valutarsi in accordo alla [7.4.14].

Pareti di pannelli prefabbricati

Deve essere evitato il degrado della resistenza delle connessioni. Tale requisito si ritiene soddisfatto se tutte le connessioni verticali sono ruvide o provviste di connettori a taglio e verificate a taglio.

Nella verifica delle connessioni orizzontali la forza assiale di trazione deve essere portata da un'armatura longitudinale verticale disposta nella zona tesa del pannello e ancorata completamente nel corpo dei pannelli soprastanti e sottostanti. Per le connessioni che sono solo parzialmente tese sotto le azioni sismiche, la verifica di resistenza a taglio deve essere fatta considerando esclusivamente la zona compressa; in questo caso come valore della forza assiale si deve considerare il valore della risultante di compressione su questa zona.

Diaframmi

Il comportamento a diaframma è reso più efficace se nelle zone di collegamento degli orizzontamenti sono predisposti appositi supporti. Un'appropriata cappa di calcestruzzo armato gettato in opera può migliorare significativamente la rigidezza dei diaframmi.

Le forze di trazione devono essere portate da apposite armature disposte lungo il perimetro del diaframma e nelle connessioni interne con gli altri elementi prefabbricati. Se si prevede una cappa di calcestruzzo armato gettato in opera, dette armature possono essere posizionate nella cappa stessa.

Gli elementi di sostegno, sia al di sotto sia al di sopra del diaframma, devono essere adeguatamente connessi ad esso; a tal fine non si considerano le forze di attrito dovute alle forze di compressione esterne. Per le strutture a comportamento dissipativo, le forze di taglio lungo le connessioni piastra-piastra o piastra-trave devono essere moltiplicate per un fattore maggiorativo pari a 1,30.

7.4.6 DETTAGLI COSTRUTTIVI PER LE STRUTTURE A COMPORTAMENTO DISSIPATIVO

Le indicazioni fornite nel seguito in merito ai dettagli costruttivi si applicano alle strutture in c.a. a comportamento dissipativo, sia gettate in opera sia prefabbricate. I dettagli costruttivi sono articolati in termini di:

- limitazioni geometriche,
- limitazioni di armatura.

7.4.6.1 LIMITAZIONI GEOMETRICHE

7.4.6.1.1 Travi

La larghezza b della trave deve essere ≥ 20 cm e, per le travi "a spessore di solaio", deve essere non maggiore della larghezza del pilastro, aumentata da ogni lato di metà dell'altezza della sezione trasversale della trave stessa, risultando comunque non maggiore di due volte b_c , essendo b_c la larghezza del pilastro misurata ortogonalmente all'asse della trave.

Il rapporto b/h tra larghezza e altezza della trave deve essere $\geq 0,25$.

Non deve esserci eccentricità tra l'asse delle travi che sostengono pilastri in falso e l'asse dei pilastri che li sostengono. Le travi devono avere almeno due supporti, costituiti da pilastri o pareti.

Le zone dissipative si estendono, per CD"A" e CD"B", per una lunghezza pari rispettivamente a 1,5 e 1,0 volte l'altezza della sezione della trave, misurata a partire dalla faccia del nodo trave-pilastro o da entrambi i lati a partire dalla sezione di prima plasticizzazione. Per travi che sostengono un pilastro in falso, si assume una lunghezza pari a 2 volte l'altezza della sezione misurata da entrambe le facce del pilastro. Le pareti non possono appoggiarsi in falso su travi o solette.

7.4.6.1.2 Pilastri

La dimensione minima della sezione trasversale non deve essere inferiore a 25 cm.

Se θ , quale definito nel § 7.3.1, risulta $> 0,1$, la dimensione della sezione trasversale nella direzione parallela al piano d'inflessione non deve essere inferiore ad un ventesimo della maggiore tra le distanze tra il punto in cui si annulla il momento flettente e le estremità del pilastro. Quest'ultima limitazione geometrica non si applica quando gli effetti del secondo ordine siano presi in conto incrementando gli effetti dell'azione sismica di un fattore pari a $1/(1-\theta)$ quando θ è compreso tra 0,1 e 0,2 o computati attraverso un'analisi non lineare quando θ è compreso tra 0,2 e 0,3.

In assenza di analisi più accurate, si può assumere che la lunghezza della zona dissipativa sia la maggiore tra: l'altezza della sezione, 1/6 dell'altezza libera del pilastro, 45 cm, l'altezza libera del pilastro se questa è inferiore a 3 volte l'altezza della sezione.

7.4.6.1.3 Nodi trave-pilastro

Sono da evitare, per quanto possibile, eccentricità tra l'asse della trave e l'asse del pilastro concorrenti in un nodo. Qualora tale eccentricità superi 1/4 della larghezza del pilastro, la trasmissione degli sforzi deve essere assicurata da armature adeguatamente dimensionate allo scopo.

7.4.6.1.4 Pareti

Le pareti non possono appoggiarsi in falso su travi o solette.

Lo spessore delle pareti, anche se estese debolmente armate, deve essere non inferiore al massimo tra 15 cm (20 cm nel caso in cui nelle travi di collegamento siano da prevedersi, ai sensi del § 7.4.4.6, armature inclinate) e 1/20 dell'altezza libera d'interpiano.

Possono derogare a tale limite, su motivata indicazione del progettista, le strutture a funzionamento scatolare a un solo piano non destinate ad uso abitativo.

Devono essere evitate aperture distribuite irregolarmente, salvo che la loro presenza non sia specificamente considerata nell'analisi, nel dimensionamento e nella disposizione delle armature.

7.4.6.2 LIMITAZIONI DI ARMATURA

Le giunzioni di barre mediante saldatura o dispositivi meccanici sono vietate in corrispondenza delle zone dissipative degli elementi strutturali. Nelle colonne e nelle pareti, la giunzione di barre mediante dispositivi meccanici di collegamento è concessa se dispositivi ed elementi, qualificati secondo quanto indicato al § 11.3.2.9, sono oggetto di prove appropriate in condizioni compatibili con la classe di duttilità scelta.

7.4.6.2.1 Travi**Armature longitudinali**

Almeno due barre di diametro non inferiore a 14 mm devono essere presenti superiormente e inferiormente, per tutta la lunghezza della trave.

In ogni sezione della trave, salvo giustificazioni che dimostrino che le modalità di collasso della sezione sono coerenti con la classe di duttilità adottata, il rapporto geometrico ρ relativo all'armatura tesa, indipendentemente dal fatto che l'armatura tesa sia quella al lembo superiore della sezione A_s o quella al lembo inferiore della sezione A_i , deve essere compreso entro i seguenti limiti:

$$\frac{1,4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{comp} + \frac{3,5}{f_{yk}} \quad [7.4.26]$$

dove:

ρ è il rapporto geometrico relativo all'armatura tesa, pari ad $A_s/(b \cdot h)$ oppure ad $A_i/(b \cdot h)$;

ρ_{comp} è il rapporto geometrico relativo all'armatura compressa;

f_{yk} è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio (in MPa).

Inoltre deve essere $\rho_{comp} \geq 0,25 \rho$ ovunque e nelle zone dissipative $\rho_{comp} \geq 1/2 \rho$.

L'armatura superiore, disposta per il momento negativo alle estremità delle travi, deve essere contenuta, per almeno il 75%, entro la larghezza dell'anima e comunque, per le sezioni a T o ad L, entro una fascia di soletta pari, rispettivamente, alla larghezza del pilastro, od alla larghezza del pilastro aumentata di 2 volte lo spessore della soletta da ciascun lato del pilastro, a seconda che nel nodo manchi o sia presente una trave ortogonale. Almeno 1/4 della suddetta armatura deve essere mantenuta per tutta la lunghezza della trave.

Le armature longitudinali delle travi, sia superiori sia inferiori, devono attraversare, di regola, i nodi senza ancorarsi o giuntarsi per sovrapposizione in essi. Quando ciò non risulti possibile, sono da rispettare le seguenti prescrizioni:

- le barre vanno ancorate oltre la faccia opposta a quella di intersezione con il nodo, oppure rivoltate verticalmente in corrispondenza di tale faccia, a contenimento del nodo;
- la lunghezza di ancoraggio delle armature tese va calcolata in modo da sviluppare una tensione nelle barre pari a $1,25 f_{yk}$, e misurata a partire da una distanza pari a 6 diametri dalla faccia del pilastro verso l'interno.

La parte dell'armatura longitudinale della trave che si ancora oltre il nodo non può terminare all'interno di una zona dissipativa, ma deve ancorarsi oltre di essa.

La parte dell'armatura longitudinale della trave che si ancora nel nodo, deve essere collocata all'interno delle staffe del pilastro. Per prevenire lo sfilamento di queste armature il diametro delle barre non inclinate deve essere $\leq \alpha_{bl}$ volte l'altezza della sezione del pilastro, essendo

$$\alpha_{bl} = \begin{cases} \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot \frac{1 + 0,8v_d}{1 + 0,75k_D \cdot \rho_{comp}/\rho} & \text{per nodi interni} \\ \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot (1 + 0,8v_d) & \text{per nodi esterni} \end{cases} \quad [7.4.27]$$

dove:

v_d è la forza assiale di progetto normalizzata;

k_D vale 1 o 2/3, rispettivamente per CD "A" e per CD "B";

γ_{Rd} vale 1,2 o 1, rispettivamente per CD "A" e per CD "B".

Se per nodi esterni non è possibile soddisfare tale limitazione, si può prolungare la trave oltre il pilastro, si possono usare piastre saldate alla fine delle barre, si possono piegare le barre per una lunghezza minima pari a 10 volte il loro diametro disponendo un'apposita armatura trasversale dietro la piegatura.

Armature trasversali

Nelle zone dissipative devono essere previste staffe di contenimento. La prima staffa di contenimento deve distare non più di 5 cm dalla sezione a filo pilastro; le successive devono essere disposte ad un passo non superiore alla minore tra le grandezze seguenti:

– un quarto dell'altezza utile della sezione trasversale;

– 175 mm e 225 mm, rispettivamente per CD "A" e CD "B";

– 6 volte e 8 volte il diametro minimo delle barre longitudinali considerate ai fini delle verifiche, rispettivamente per CD "A" e CD "B";

– 24 volte il diametro delle armature trasversali.

Per staffa di contenimento si intende una staffa rettangolare, circolare o a spirale, di diametro minimo 6 mm, con ganci a 135° prolungati, alle due estremità, per almeno 10 diametri. I ganci devono essere assicurati alle barre longitudinali.

7.4.6.2.2 Pilastri

Nel caso in cui le tamponature non si estendano per l'intera altezza dei pilastri adiacenti, l'armatura risultante deve essere estesa per una distanza pari alla profondità del pilastro oltre la zona priva di tamponamento. Nel caso in cui l'altezza della zona priva di tamponamento fosse inferiore a 1,5 volte la profondità del pilastro, devono essere utilizzate armature bi-diagonali.

Nel caso precedente, qualora il tamponamento sia presente su un solo lato di un pilastro, l'armatura trasversale da disporre alle estremità del pilastro ai sensi del § 7.4.5.3. deve essere estesa all'intera altezza del pilastro.

Armature longitudinali

Per tutta la lunghezza del pilastro, l'interasse tra le barre non deve essere superiore a 25 cm.

Nella sezione corrente del pilastro, la percentuale geometrica q di armatura longitudinale, con q rapporto tra l'area dell'armatura longitudinale e l'area della sezione del pilastro, deve essere compresa entro i seguenti limiti:

$$1\% \leq q \leq 4\% \quad [7.4.28]$$

Se sotto l'azione del sisma la forza assiale su un pilastro è di trazione, la lunghezza di ancoraggio delle barre longitudinali deve essere incrementata del 50%.

Armature trasversali

Alle estremità di tutti i pilastri primari e secondari per una lunghezza pari a quella delle zone dissipative devono essere rispettate le condizioni seguenti: le barre disposte sugli angoli della sezione devono essere contenute dalle staffe; la distanza tra due barre vincolate consecutive, deve essere non superiore a 15 cm e 20 cm, rispettivamente per CD "A" e CD "B".

A tal fine si intendono barre vincolate quelle direttamente trattenute da staffe o da legature.

Il diametro delle staffe di contenimento e legature deve essere non inferiore a:

$\max[6 \text{ mm}; (0,4 \cdot d_{bl,max} \cdot \sqrt{f_{yd,l}/f_{yd,st}})]$ per CD "A" e 6 mm per CD "B", dove $d_{bl,max}$ è il diametro massimo delle barre longitudinali, $f_{yd,l}$ e $f_{yd,st}$ sono, rispettivamente, la tensione di snervamento di progetto delle barre longitudinali e delle staffe.

Il passo delle staffe di contenimento e legature deve essere non superiore alla più piccola delle quantità seguenti:

– 1/3 e 1/2 del lato minore della sezione trasversale, rispettivamente per CD "A" e CD "B";

– 12,5 cm e 17,5 cm, rispettivamente per CD "A" e CD "B";

– 5 e 8 volte il diametro delle barre longitudinali che collegano, rispettivamente per CD "A" e CD "B".

In ogni caso alle estremità di tutti i pilastri primari, per una lunghezza pari a quella delle zone dissipative, il rapporto ω_{wd} definito in [7.4.30] deve essere non minore di 0,08.

Dettagli costruttivi per la duttilità

Per le zone dissipative allo spiccatto dei pilastri primari e per le zone terminali di tutti i pilastri secondari devono essere eseguite le verifiche di duttilità indicate al § 7.4.4.2.2. In alternativa, tali verifiche possono ritenersi soddisfatte se, per ciascuna zona dissipativa, si rispettano le limitazioni seguenti:

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \mu_{\phi} \cdot v_d \cdot \epsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035 \quad [7.4.29]$$

$$\omega_{wd} = \frac{\text{volume delle staffe di confinamento}}{\text{volume del nucleo di calcestruzzo}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad [7.4.30]$$

dove:

ω_{wd} è il rapporto meccanico dell'armatura trasversale di confinamento all'interno della zona dissipativa (il nucleo di calcestruzzo è individuato con riferimento alla linea media delle staffe) che deve essere non minore di 0,12 in CD "A".

μ_{ϕ} è la domanda in duttilità di curvatura allo SLC;

v_d è la forza assiale adimensionalizzata di progetto relativa alla combinazione sismica SLV ($v_d = N_{Ed}/A_c \cdot f_{cd}$);

$\epsilon_{sy,d}$ è la deformazione di snervamento dell'acciaio;

h_c è la profondità della sezione trasversale lorda;

h_0 è la profondità del nucleo confinato (con riferimento alla linea media delle staffe);

b_c è la larghezza minima della sezione trasversale lorda;

b_0 è la larghezza del nucleo confinato corrispondente a b_c (con riferimento alla linea media delle staffe);

α è il coefficiente di efficacia del confinamento, uguale a $\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s$, con:

a) per sezioni trasversali rettangolari

$$\alpha_n = 1 - \sum_n b_i^2 / (6 \cdot b_0 \cdot h_0) \quad [7.4.31a]$$

$$\alpha_s = [1 - s / (2 \cdot b_0)] \cdot [1 - s / (2 \cdot h_0)] \quad [7.4.31b]$$

dove: n è il numero totale di barre longitudinali contenute lateralmente da staffe o legature, b_i è la distanza tra barre consecutive contenute e s è il passo delle staffe;

b) per sezioni trasversali circolari con diametro del nucleo confinato D_0 (con riferimento alla linea media delle staffe)

$$\alpha_n = 1 \quad [7.4.31c]$$

$$\alpha_s = [1 - s / (2 \cdot D_0)]^\beta \quad [7.4.31d]$$

dove: n è il numero totale di barre longitudinali contenute lateralmente da staffe o legature, b_i è la distanza tra barre consecutive contenute, $\beta = 2$ per staffe circolari singole, $\beta = 1$ per staffa a spirale.

7.4.6.2.3 Nodi trave-pilastro

Oltre a quanto richiesto dalla verifica nel § 7.4.4.3.1, lungo le armature longitudinali del pilastro che attraversano i nodi devono essere disposte staffe di contenimento in quantità almeno pari alla maggiore prevista nelle zone adiacenti al nodo del pilastro inferiore e superiore; nel caso di nodi interamente confinati il passo risultante dell'armatura di confinamento orizzontale nel nodo può essere raddoppiato, ma non può essere maggiore di 15 cm.

7.4.6.2.4 Pareti

Nelle parti della parete, in pianta ed in altezza, al di fuori di una zona dissipativa, vanno seguite le regole del Capitolo 4, con un'armatura minima verticale e orizzontale, finalizzata a controllare la fessurazione da taglio, avente rapporto geometrico q riferito, rispettivamente, all'area della sezione orizzontale e verticale almeno pari allo 0,2%. Tuttavia, in quelle parti della sezione dove, nella situazione sismica di progetto, la deformazione a compressione ϵ_c è maggiore dello 0,2%, si raccomanda di fornire un rapporto geometrico di armatura verticale $q \geq 0,5\%$.

Le armature, sia orizzontali sia verticali, devono avere diametro non superiore ad 1/10 dello spessore della parete, devono essere disposte su entrambe le facce della parete, ad un passo non superiore a 30 cm, devono essere collegate con legature, in ragione di almeno 9 legature ogni metro quadrato.

Armature longitudinali

Negli elementi di bordo delle zone dissipative l'armatura longitudinale deve rispettare le prescrizioni fornite per le zone dissipative dei pilastri primari nel § 7.4.6.2.2.

Armature trasversali

Negli elementi di bordo delle zone dissipative l'armatura trasversale deve rispettare le prescrizioni fornite per le zone dissipative dei pilastri primari nel § 7.4.6.2.2.

Armature inclinate

Le armature inclinate che attraversano potenziali superfici di scorrimento devono essere efficacemente ancorate al di sopra e al di sotto della superficie di scorrimento ed attraversare tutte le sezioni della parete poste al di sopra di essa e distanti da essa meno della minore tra $\frac{1}{2}h_w$ e $\frac{1}{2}l_w$.

Dettagli costruttivi per la duttilità

Per le zone dissipative di base delle pareti primarie devono essere eseguite le verifiche di duttilità indicate al § 7.4.4.5.2. In alternativa, tali verifiche possono ritenersi soddisfatte se, per ciascuna zona dissipativa, il rapporto volumetrico di armatura trasversale negli elementi di bordo rispetta le limitazioni seguenti:

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30\mu_\phi \cdot (v_d + \omega_v) \cdot \epsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035 \quad [7.4.32]$$

$$\omega_{wd} = \frac{\text{volume delle staffe di confinamento}}{\text{volume del nucleo di calcestruzzo degli elementi di bordo}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad [7.4.33]$$

dove i simboli hanno il significato della [7.4.29] e $\omega_v = \rho_v \cdot f_{yd,v} / f_{cd}$, essendo ρ_v e $f_{yd,v}$, rispettivamente, il rapporto geometrico e la resistenza di snervamento di progetto dell'armatura verticale al di fuori degli elementi di bordo.

7.4.6.2.5 Travi di accoppiamento

Nel caso di armatura ad X, ciascuno dei due fasci di armatura deve essere racchiuso da armatura a spirale o da staffe di contenimento con passo non superiore a 100 mm.

In questo caso, in aggiunta all'armatura diagonale deve essere disposta nella trave armatura di diametro almeno 10 mm distribuita a passo 10 cm in direzione sia longitudinale che trasversale ed armatura corrente di 2 barre da 16 mm ai bordi superiore ed inferiore.

Gli ancoraggi delle armature nelle pareti devono essere del 50% più lunghi di quanto previsto per il dimensionamento in condizioni non sismiche.

7.5. COSTRUZIONI DI ACCIAIO

Nel caso di comportamento strutturale non dissipativo la capacità delle membrature e dei collegamenti deve essere valutata in accordo con le regole di cui al § 4.2 delle presenti norme, senza nessun requisito aggiuntivo.

Nel caso di comportamento strutturale dissipativo la capacità delle membrature e dei collegamenti deve essere valutata in accordo con le regole di cui dal § 7.1 al § 7.3 delle presenti norme, integrate dalle regole di progettazione e di dettaglio fornite dal § 7.5.3 al § 7.5.6. Le strutture devono essere progettate in maniera tale che i fenomeni di degrado e riduzione di rigidità che si manifestano nelle zone dissipative non pregiudichino la stabilità globale della struttura.

Nelle zone dissipative, al fine di assicurare che le stesse si formino in accordo con quanto previsto in progetto, la possibilità che il reale limite di snervamento dell'acciaio sia maggiore del limite nominale deve essere tenuta in conto attraverso un opportuno coefficiente γ_{ov} definito al § 7.5.1.

Gli elementi non dissipativi delle strutture dissipative e i collegamenti tra le parti dissipative ed il resto della struttura devono possedere una capacità sufficiente a consentire lo sviluppo della plasticizzazione ciclica delle parti dissipative.

7.5.1. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

L'acciaio strutturale deve essere conforme ai requisiti del § 11.3.4.9.

La distribuzione delle proprietà del materiale, nella struttura, quali la tensione di snervamento e la tenacità deve essere tale che le zone dissipative si formino dove stabilito nella progettazione.

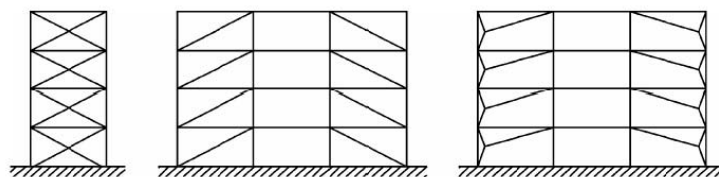
Ai fini della progettazione, il fattore di sovrarresistenza del materiale, γ_{ov} è assunto pari a 1,25 per gli acciai tipo S235, S275 ed S355 e pari a 1,15 per gli acciai tipo S420 e S460.

7.5.2. TIPOLOGIE STRUTTURALI E FATTORI DI COMPORTAMENTO**7.5.2.1 TIPOLOGIE STRUTTURALI**

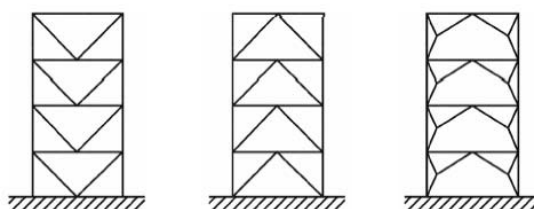
Le strutture sismo-resistenti d'acciaio possono essere distinte, in accordo con il loro comportamento, nelle seguenti tipologie strutturali:

- a) **Strutture intelaiate:** sono composte da telai che resistono alle forze orizzontali con un comportamento prevalentemente flessionale. In queste strutture le zone dissipative sono principalmente collocate alle estremità delle travi, in prossimità dei collegamenti trave-colonna, dove si possono formare le cerniere plastiche e l'energia è dissipata per mezzo della flessione ciclica plastica.

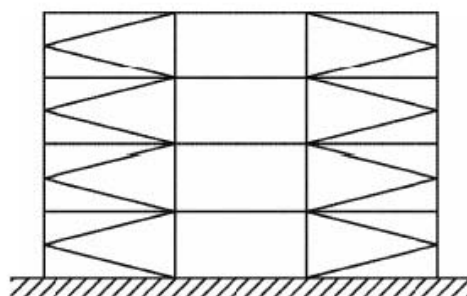
- b) **Strutture con controventi concentrici:** in esse le forze orizzontali sono assorbite principalmente da membrature soggette a forze assiali. In queste strutture le zone dissipative sono principalmente collocate nelle diagonali tese. Pertanto, possono essere considerati in questa tipologia solo quei controventi per cui lo snervamento delle diagonali tese precede il raggiungimento della resistenza delle aste strettamente necessarie ad equilibrare i carichi esterni. I controventi reticolari concentrici possono essere distinti nelle seguenti tre categorie (Fig. 7.5.1):
- b1) **controventi con diagonale tesa attiva**, in cui la resistenza alle forze orizzontali e le capacità dissipative sono affidate alle aste diagonali soggette a trazione;
- b2) **controventi a V**, in cui le forze orizzontali devono essere assorbite considerando sia le diagonali tese che quelle compresse. Il punto d'intersezione di queste diagonali giace su di una membratura orizzontale che deve essere continua;
- b3) **controventi a K**, in cui il punto d'intersezione delle diagonali giace su una colonna. Questa categoria non deve essere considerata dissipativa, poiché il meccanismo di collasso coinvolge la colonna.
- c) **Strutture con controventi eccentrici:** in esse le forze orizzontali sono principalmente assorbite da membrature caricate assialmente, ma la presenza di eccentricità di schema permette la dissipazione di energia nei traversi per mezzo del comportamento ciclico a flessione e/o a taglio. I controventi eccentrici possono essere classificati come dissipativi quando la plasticizzazione dei traversi dovuta alla flessione e/o al taglio precede il raggiungimento della resistenza ultima delle altre parti strutturali.
- d) **Strutture a mensola o a pendolo inverso:** in esse almeno il 50% della massa è nel terzo superiore dell'altezza della costruzione oppure la dissipazione di energia è localizzata principalmente alla base. Strutture ad un solo piano che posseggano più di una colonna, con le estremità superiori delle colonne collegate nelle direzioni principali dell'edificio e con il valore del carico assiale normalizzato della colonna non maggiore di 0,3 in alcun punto, possono essere considerate strutture a telaio.
- e) **Strutture intelaiate con controventi concentrici:** in esse le azioni orizzontali sono assorbite sia da telai sia da controventi agenti nel medesimo piano verticale.
- f) **Strutture intelaiate con tamponature:** sono costituite da strutture intelaiate con le quali le tamponature in muratura o calcestruzzo sono in contatto, non collegate.



b1) Strutture con controventi concentrici a diagonale tesa attiva



b2) Strutture con controventi concentrici a V



b3) Strutture con controventi concentrici a K

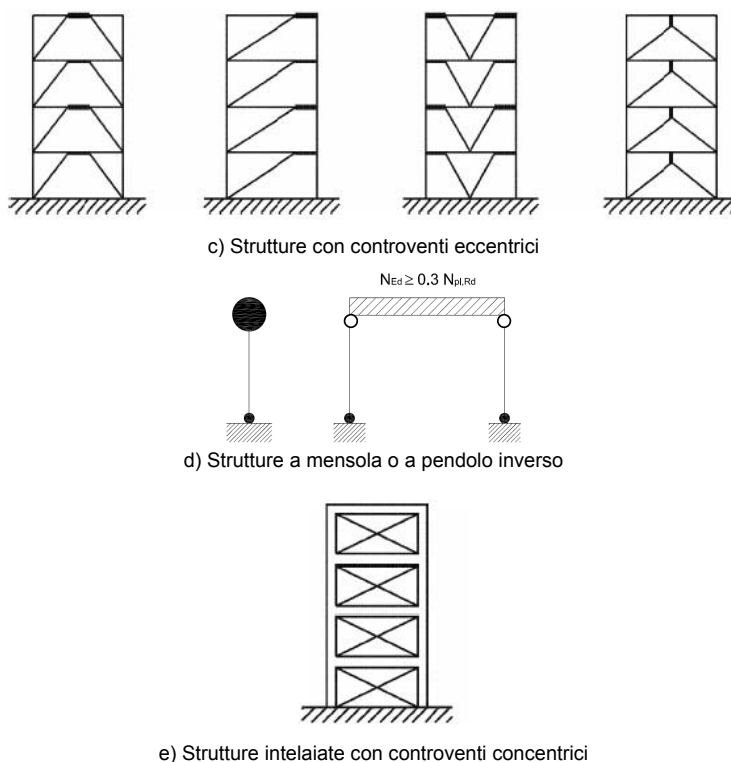


Fig. 7.5.1. - Tipologie strutturali

Da tale classificazione sono escluse le strutture di acciaio in cui la dissipazione di energia è realizzata mediante l'impiego di appositi dispositivi antisismici.

Per le strutture di acciaio in cui le forze orizzontali sono assorbite da nuclei o pareti di controvento in calcestruzzo armato si rimanda al § 7.4.

Tipologie strutturali diverse da quelle sopraelencate possono essere utilizzate basandosi su criteri di progettazione non difforni da quelli considerati nella presente norma. Il grado di sicurezza raggiunto utilizzando tali criteri deve essere comunque non inferiore a quello garantito dalla presente norma.

7.5.2 FATTORI DI COMPORTAMENTO

Per ciascuna tipologia strutturale il valore massimo per q_0 è indicato in Tab. 7.3.II.

Per le strutture regolari in pianta possono essere adottati i seguenti valori di α_0/α_1 :

– edifici a un piano	$\alpha_0/\alpha_1 = 1,1$
– edifici a telaio a più piani, con una sola campata	$\alpha_0/\alpha_1 = 1,2$
– edifici a telaio con più piani e più campate	$\alpha_0/\alpha_1 = 1,3$
– edifici con controventi eccentrici a più piani	$\alpha_0/\alpha_1 = 1,2$
– edifici con strutture a mensola o a pendolo inverso	$\alpha_0/\alpha_1 = 1,0$

Tali valori di q_0 sono da intendersi validi a patto che vengano rispettate le regole di progettazione e di dettaglio fornite nei paragrafi dal § 7.5.3 al § 7.5.6.

7.5.3. REGOLE DI PROGETTO GENERALI PER ELEMENTI STRUTTURALI DISSIPATIVI

Le regole di progetto seguenti si applicano alle parti delle strutture sismo-resistenti progettate per avere un comportamento strutturale dissipativo. Le zone dissipative devono avere un'adeguata duttilità ed una sufficiente capacità.

Nelle disposizioni di cui al presente capitolo, le zone dissipative sono localizzate nelle membrature; pertanto i collegamenti e tutte le componenti non dissipative della struttura devono essere dotate di adeguata capacità.

7.5.3.1 VERIFICHE DI RESISTENZA (RES)

I collegamenti in zone dissipative devono consentire la plasticizzazione delle parti dissipative collegate, garantendo il soddisfacimento del seguente requisito:

$$R_{j,d} \geq 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot R_{pl,Rd} = R_{U,Rd} \quad [7.5.1]$$

dove:

$R_{j,d}$ è la capacità di progetto del collegamento;

$R_{pl,Rd}$ è la capacità al limite plastico della membratura dissipativa collegata;

$R_{U,Rd}$ è il limite superiore della capacità della membratura collegata.

Nel caso di membrane tese con collegamenti bullonati, la capacità corrispondente al raggiungimento della tensione di snervamento della sezione deve risultare inferiore alla capacità corrispondente al raggiungimento della tensione di rottura della sezione netta in corrispondenza dei fori per i dispositivi di collegamento; si deve quindi verificare che:

$$\frac{A_{res}}{A} \geq 1,1 \cdot \frac{\gamma_{M2}}{\gamma_{M0}} \cdot \frac{f_{yk}}{f_{tk}} \quad [7.5.2]$$

essendo A l'area lorda e A_{res} l'area resistente costituita dall'area netta in corrispondenza dei fori, integrata da un'eventuale area di rinforzo. I fattori parziali γ_{M0} e γ_{M2} sono definiti nella Tab. 4.2.V del § 4.2.3.1.1. delle presenti norme.

7.5.3.2 VERIFICHE DI DUTTILITA' (DUT)

In ogni zona o elemento dissipativo si deve garantire una capacità in duttilità superiore alla corrispondente domanda in duttilità. La verifica deve essere effettuata adottando le misure di deformazione adeguate ai meccanismi duttili previsti per le diverse tipologie strutturali.

Per le tipologie indicate in § 7.5.2.1, si possono utilizzare le seguenti misure di deformazione locale θ :

- elementi inflessi o presso inflessi di strutture intelaiate: rotazione alla corda;
- elementi prevalentemente tesi e compressi di strutture controventate: allungamento complessivo della diagonale;
- elementi sottoposti a taglio e flessione di strutture con controventi eccentrici (elementi di collegamento): rotazione rigida tra l'elemento di connessione e l'elemento contiguo.

La duttilità locale è definita come segue:

$$\mu = \theta_u / \theta_y$$

La domanda in duttilità locale è definita dal rapporto tra il valore di deformazione θ_u misurato mediante analisi non lineare e il valore di deformazione θ_y al limite elastico. Nel caso di analisi strutturale lineare con fattore di comportamento, la domanda di deformazione può essere dedotta dal campo di spostamenti ultimi ottenuti come in § 7.3.3.3.

La capacità in duttilità locale è data dal rapporto tra la misura di deformazione al collasso θ_u , valutata in corrispondenza della riduzione del 15% della massima resistenza dell'elemento, e la deformazione θ_y corrispondente al raggiungimento della prima plasticizzazione.

La capacità in duttilità locale, quando non sia determinata mediante sperimentazione diretta, deve essere valutata utilizzando metodi di calcolo che descrivano in modo adeguato il comportamento in campo non-lineare, inclusi i fenomeni di instabilità dell'equilibrio, e tengano conto dei fenomeni di degrado connessi al comportamento ciclico.

La verifica di duttilità si ritiene comunque soddisfatta qualora siano rispettate, in funzione della classe di duttilità e del valore di base del fattore di comportamento q_0 utilizzato in fase di progetto, le prescrizioni relative alle classi di sezioni trasversali per le zone/elementi dissipativi riportate in Tab. 7.5.I nonché le prescrizioni specifiche di cui ai successivi paragrafi relativi a ciascuna tipologia strutturale e sia soddisfatta, per le sezioni delle colonne primarie delle strutture a telaio in cui si prevede la formazione di zone dissipative, la relazione:

$$N_{Ed} / N_{pl,Rd} \leq 0,3 \quad [7.5.3]$$

dove N_{Ed} è il valore della domanda a sforzo normale e $N_{pl,Rd}$ è il valore della capacità a sforzo normale determinata secondo criteri di cui al § 4.2.4.1.2.

Tab. 7.5.I - Classe della sezione trasversale di elementi dissipativi in funzione della classe di duttilità e di q_0

Classe di duttilità	Valore di base q_0 del fattore di comportamento	Classe di sezione trasversale richiesta
CD "B"	$2 < q_0 \leq 4$	Classe 1 o 2
CD "A"	$q_0 > 4$	Classe 1

7.5.4. REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE PER STRUTTURE INTELAIATE

Al fine di conseguire un comportamento duttile, i telai devono essere progettati in modo che le zone dissipative si formino nelle travi piuttosto che nelle colonne.

Questo requisito non è richiesto per le sezioni delle colonne alla base ed alla sommità dei telai multipiano e per gli edifici monopiano.

7.5.4.1 TRAVI**Verifiche di resistenza (RES)**

Nelle sezioni in cui è attesa la formazione delle zone dissipative devono essere verificate le seguenti relazioni:

$$M_{Ed}/M_{pl,Rd} \leq 1 \quad [7.5.4]$$

$$N_{Ed}/N_{pl,Rd} \leq 0,15 \quad [7.5.5]$$

$$(V_{Ed,G} + V_{Ed,M})/V_{pl,Rd} \leq 0,50 \quad [7.5.6]$$

dove:

M_{Ed} , N_{Ed} e V_{Ed} sono i valori della domanda a flessione, sforzo normale e taglio;

$M_{pl,Rd}$, $N_{pl,Rd}$ e $V_{pl,Rd}$ sono i valori della capacità a flessione, sforzo normale e taglio determinate secondo criteri di cui al § 4.2.4.1.2;

$V_{Ed,G}$ è la domanda a taglio dovuta alle azioni non-sismiche;

$V_{Ed,M}$ è la domanda a taglio dovuta all'applicazione di momenti plastici equiversi $M_{pl,Rd}$ nelle sezioni in cui è attesa la formazione delle zone dissipative.

Le travi devono avere capacità sufficiente nei confronti dell'instabilità flessionale e flessio-torsionale, determinata come in §4.2.4.1.3. ed assumendo la formazione delle zone dissipative nella sezione caratterizzata dalla domanda più elevata in condizioni sismiche.

7.5.4.2 COLONNE**Verifiche di resistenza (RES)**

La capacità delle colonne deve essere confrontata con la combinazione più sfavorevole della domanda a flessione ed a sforzo normale.

La domanda deve essere determinata come segue:

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} \quad [7.5.7]$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E} \quad [7.5.8]$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E} \quad [7.5.9]$$

in cui

M_{Ed} , N_{Ed} e V_{Ed} sono i valori della domanda a flessione, sforzo normale e taglio;

$N_{Ed,G}$, $M_{Ed,G}$ e $V_{Ed,G}$ sono i valori della domanda a sforzo normale, flessione e taglio dovuta alle azioni non sismiche incluse nella combinazione delle azioni per la condizione sismica di progetto;

$N_{Ed,E}$, $M_{Ed,E}$ e $V_{Ed,E}$ sono i valori della domanda a sforzo normale, flessione e taglio dovuta alle azioni sismiche di progetto;

γ_{ov} è il fattore di sovraresistenza relativo al materiale di cui al § 7.5.1;

Ω è il minimo valore tra gli $\Omega_i = (M_{pl,Rd,i} - M_{Ed,G,i}) / M_{Ed,E,i}$ valutati per tutte le travi in cui si attende la formazione di zone dissipative, essendo $M_{Ed,E,i}$ la domanda a flessione dovuta alle azioni sismiche di progetto, $M_{Ed,G,i}$ la domanda a flessione dovuta alle azioni non sismiche incluse nella combinazione delle azioni per la condizione sismica di progetto e $M_{pl,Rd,i}$ il valore della capacità a flessione dalla i-esima trave.

Nelle colonne in cui si attende la formazione di zone dissipative, la domanda deve essere calcolata nell'ipotesi che in corrispondenza di tali zone sia raggiunta la capacità a flessione $M_{pl,Rd}$.

Il rapporto tra la domanda e la capacità a taglio deve rispettare la seguente limitazione:

$$V_{Ed} / V_{pl,Rd} \leq 0,50 \quad [7.5.10]$$

Per assicurare lo sviluppo del meccanismo globale dissipativo, deve inoltre essere rispettata la seguente disequaglianza per ogni nodo trave-colonna del telaio

$$\sum M_{C,pl,Rd} \geq \gamma_{Rd} \cdot \sum M_{b,pl,Rd} \quad [7.5.11]$$

dove γ_{Rd} è dato in Tab. 7.2.I, $M_{C,pl,Rd}$ è la capacità a flessione della colonna calcolata per i livelli di domanda a sforzo normale valutata nelle combinazioni sismiche delle azioni ed $M_{b,pl,Rd}$ è la capacità delle travi che convergono nel nodo trave-colonna.

Nella [7.5.11] si assume il nodo in equilibrio ed i momenti, sia nelle colonne sia nelle travi, tra loro concordi. Nel caso in cui i momenti nella colonna al di sopra e al di sotto del nodo siano tra loro discordi, al primo membro della formula [7.5.11] va posta la maggiore tra le capacità a flessione delle colonne, mentre la minore va sommata alle capacità a flessione delle travi.

7.5.4.3 COLLEGAMENTI TRAVE-COLONNA

Verifiche di resistenza (RES)

I collegamenti trave-colonna devono essere progettati in modo da consentire la formazione delle zone dissipative alle estremità delle travi secondo le indicazioni di cui al § 7.5.3.1. In particolare, la capacità a flessione del collegamento trave-colonna, $M_{j,Rd}$, deve soddisfare la seguente relazione

$$M_{j,Rd} \geq 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot M_{b,pl,Rd} \quad [7.5.12]$$

dove $M_{b,pl,Rd}$ è la capacità a flessione della trave collegata e γ_{ov} è il coefficiente di sovraresistenza.

7.5.4.4 PANNELLI D'ANIMA DEI COLLEGAMENTI TRAVE-COLONNA

Verifiche di resistenza (RES)

I pannelli d'anima devono essere progettati in modo da consentire lo sviluppo del meccanismo dissipativo della struttura, cioè la plasticizzazione delle sezioni delle travi convergenti nel nodo trave-colonna evitando fenomeni di plasticizzazione e instabilizzazione a taglio.

Tale requisito si può ritenere soddisfatto quando:

$$V_{vp,Ed} / \min(V_{vp,Rd}, V_{vb,Rd}) < 1 \quad [7.5.13]$$

essendo $V_{vp,Ed}$, $V_{vp,Rd}$ e $V_{vb,Rd}$ rispettivamente la domanda a taglio, la capacità a taglio per plasticizzazione del pannello e la capacità a taglio per instabilità del pannello, queste ultime valutate come in § 4.2.4.1.2 e 4.2.4.1.3.

La domanda a taglio $V_{vp,Ed}$ deve essere determinata assumendo il raggiungimento della capacità a flessione nelle sezioni delle travi convergenti nel nodo trave-colonna, secondo lo schema e le modalità previste in fase di progetto.

7.5.4.5 COLLEGAMENTI COLONNA-FONDAZIONE

Verifiche di resistenza (RES)

Il collegamento colonna-fondazione deve essere progettato in modo tale che la sua capacità sia maggiore della capacità della colonna ad esso collegata.

In particolare, la capacità a flessione del collegamento deve rispettare la seguente disequaglianza

$$M_{C,Rd} \geq 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot M_{c,pl,Rd}(N_{Ed}) \quad [7.5.14]$$

dove $M_{c,pl,Rd}$ è la capacità a flessione della colonna, valutata per la domanda a sforzo normale N_{Ed} che fornisce la condizione più gravosa per il collegamento di base. Il coefficiente γ_{ov} è fornito nel § 7.5.1.

7.5.5. REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE PER STRUTTURE CON CONTROVENTI CONCENTRICI

Nelle strutture con controventi concentrici le membrature costituenti le travi e le colonne ed i collegamenti devono possedere una capacità sufficiente a consentire lo sviluppo delle zone dissipative nelle diagonali.

Le diagonali di controvento hanno essenzialmente funzione portante nei confronti delle azioni sismiche e, a tal fine, tranne che per i controventi a V, devono essere considerate le sole diagonali tese.

La risposta carico-spostamento laterale deve essere sostanzialmente indipendente dal verso dell'azione sismica.

Per edifici con più di due piani, la snellezza adimensionale delle diagonali deve rispettare le seguenti condizioni:

$1,3 \leq \bar{\lambda} \leq 2$ in telai con controventi ad X;

$\bar{\lambda} \leq 2$ in telai con controventi a V.

Verifiche di Resistenza (RES)

Travi e colonne considerate soggette prevalentemente a sforzi assiali in condizioni di sviluppo del meccanismo dissipativo previsto per tale tipo di struttura devono rispettare la condizione

$$N_{Ed}/N_{b,Rd} (M_{Ed}) \leq 1 \quad [7.5.15]$$

essendo

$N_{b,Rd}$ la capacità nei confronti dell'instabilità, calcolata come in § 4.2.4.1.3.1 tenendo conto dell'interazione con il momento flettente M_{Ed} ,

N_{Ed} ed M_{Ed} i valori della domanda a sforzo normale e flessione dovuta alle combinazioni sismiche di progetto, valutate rispettivamente mediante le espressioni 7.5.7 e 7.5.8, ponendo Ω il minimo valore tra gli $\Omega_i = N_{pl,Rd,i} / N_{Ed,i}$ dove $N_{pl,Rd,i}$ è la capacità a sforzo normale della i-esima diagonale e $N_{Ed,i}$ la domanda a sforzo normale per la combinazione sismica, calcolati per tutti gli elementi di controvento in cui si attende la formazione di zone dissipative.

Per garantire un comportamento dissipativo omogeneo delle diagonali all'interno della struttura, i valori massimo e minimo dei coefficienti $\Omega_i = N_{pl,Rd,i} / N_{Ed,i}$ dove $N_{pl,Rd,i}$ è la capacità a sforzo normale della i-esima diagonale e $N_{Ed,i}$ la domanda a sforzo normale per la combinazione sismica, calcolati per tutti gli elementi di controvento in cui si attende la formazione di zone dissipative, devono differire non più del 25%.

Nei telai con controventi a V le travi devono avere capacità sufficiente a rispondere alla domanda relativa alle azioni di natura non sismica senza considerare il contributo fornito dalle diagonali.

Le travi devono inoltre avere capacità sufficiente per rispondere alla domanda che si sviluppa a seguito della plasticizzazione delle diagonali tese e dell'instabilizzazione delle diagonali compresse in condizioni sismiche. Per determinare il valore di tale domanda si può considerare la presenza, nelle diagonali tese, di una sollecitazione pari alla capacità a sforzo normale $N_{pl,Rd}$ e, nelle diagonali compresse, di una sollecitazione pari a $\gamma_{pb} \cdot N_{pl,Rd}$ essendo $\gamma_{pb} = 0,30$ il fattore che permette di stimare la capacità residua dopo l'instabilizzazione della diagonale.

I collegamenti delle diagonali alle altre parti strutturali devono garantire il rispetto dei requisiti di cui al § 7.5.3.1.

Verifiche di Duttilità (DUT)

Qualora non si eseguano le specifiche verifiche di duttilità di cui al § 7.5.3.2, le membrature di controvento devono appartenere alla prima o alla seconda classe di cui al § 4.2.3.1 secondo la Tab. 7.5.1. Qualora esse siano costituite da sezioni circolari cave, il rapporto tra il diametro esterno d e lo spessore t deve soddisfare la limitazione $d/t \leq 36$. Nel caso in cui le aste di controvento siano costituite da profili tubolari a sezione rettangolare, i rapporti larghezza/spessore delle parti che costituiscono la sezione non devono eccedere 18, a meno che le pareti del tubo non siano irrigidite.

7.5.6 REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE PER STRUTTURE CON CONTROVENTI ECCENTRICI

I controventi eccentrici dividono le travi dei telai in due o più parti. Ad una di queste parti, chiamata «elemento di connessione», è affidato il compito di dissipare l'energia sismica attraverso deformazioni plastiche cicliche taglianti e/o flessionali. Gli elementi di connessione possono essere componenti orizzontali o verticali.

Gli elementi di connessione vengono denominati «corti» quando la plasticizzazione avviene per taglio, «lunghi» quando la plasticizzazione avviene per flessione e «intermedi» quando la plasticizzazione è un effetto combinato di taglio e flessione. In relazione alla lunghezza «e» dell'elemento di connessione, si adotta la classificazione seguente:

$$\text{"corti":} \quad e \leq 0,8(1 + \alpha) \frac{M_{1,Rd}}{V_{1,Rd}} \quad [7.5.16a]$$

$$\text{"intermedi":} \quad 0,8(1 + \alpha) \frac{M_{1,Rd}}{V_{1,Rd}} < e < 1,5(1 + \alpha) \frac{M_{1,Rd}}{V_{1,Rd}} \quad [7.5.16b]$$

$$\text{"lunghi":} \quad e \geq 1,5(1 + \alpha) \frac{M_{1,Rd}}{V_{1,Rd}} \quad [7.5.16c]$$

dove $M_{1,Rd}$ e $V_{1,Rd}$ sono, rispettivamente, la capacità a flessione e la capacità a taglio dell'elemento di connessione, α è il rapporto tra il valore minore ed il maggiore della domanda a flessione attesa alle due estremità dell'elemento di connessione.

Verifiche di Resistenza (RES)

Per le sezioni ad I la capacità a flessione, $M_{I,Rd}$, e la capacità a taglio, $V_{I,Rd}$, dell'elemento di connessione sono definiti, in assenza di domanda a sforzo normale, rispettivamente dalle formule:

$$M_{I,Rd} = f_y \cdot b \cdot t_f \cdot (h - t_f) \quad [7.5.17]$$

$$V_{I,Rd} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} \cdot t_w \cdot (h - t_f) \quad [7.5.18]$$

essendo b e t_f la larghezza e lo spessore della flangia, h l'altezza della sezione e t_w lo spessore dell'anima del profilo costituente la sezione.

Quando sia soddisfatta la relazione $N_{Ed}/N_{pl,Rd} < 0,15$ occorre che ad entrambe le estremità del collegamento la capacità a taglio ed a flessione siano maggiori della corrispondente domanda:

$$V_{Ed} \leq V_{I,Rd} \quad [7.5.19]$$

$$M_{Ed} \leq M_{I,Rd} \quad [7.5.20]$$

essendo N_{Ed} , V_{Ed} , e M_{Ed} i valori della domanda a sforzo normale, taglio e flessione agenti in corrispondenza delle estremità dell'elemento di connessione e $N_{pl,Rd}$ la capacità a sforzo normale della sezione costituente l'elemento di connessione.

Quando il valore di progetto della domanda a sforzo normale N_{Ed} agente sull'elemento di connessione supera il 15% della corrispondente capacità della sezione costituente l'elemento $N_{pl,Rd}$, tale domanda va tenuta opportunamente in conto riducendo la capacità a taglio, $V_{I,Rd}$, e a flessione, $M_{I,Rd}$, dell'elemento di connessione stesso, adottando le seguenti espressioni

$$V_{I,Rd,r} = V_{I,Rd} \left[1 - \left(N_{Ed} / N_{pl,Rd} \right)^2 \right]^{0,5} \quad [7.5.21]$$

$$M_{I,Rd,r} = M_{I,Rd} \left[1 - \left(N_{Ed} / N_{pl,Rd} \right) \right] \quad [7.5.22]$$

Se $N_{Ed}/N_{pl,Rd} \geq 0,15$ occorre anche che sia:

$$e \leq 1,6 \cdot M_{I,Rd} / V_{I,Rd} \quad \text{se } R < 0,3 \quad [7.5.23]$$

$$e \leq (1,15 - 0,5 \cdot R) 1,6 \cdot M_{I,Rd} / V_{I,Rd} \quad \text{se } R \geq 0,3 \quad [7.5.24]$$

dove $R = N_{Ed} t_w (d - 2t_f) / (V_{Ed} A)$, in cui A è l'area lorda del collegamento.

Le membrature non contenenti elementi di connessione, come le colonne e gli elementi diagonali, se sono utilizzati elementi di connessione orizzontali, e le travi, se sono utilizzati elementi di connessione verticali, devono possedere una capacità tale da soddisfare la combinazione più sfavorevole della domanda a sforzo normale e della domanda a flessione:

$$N_{Rd} (M_{Ed}, V_{Ed}) \leq N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} \quad [7.5.25]$$

dove:

$N_{Rd} (M_{Ed}, V_{Ed})$ è la capacità a sforzo normale di progetto della colonna o dell'elemento diagonale valutata tenendo conto dell'interazione con la domanda a flessione ed a taglio, M_{Ed} e V_{Ed} nella combinazione sismica;

$N_{Ed,G}$ è la domanda a sforzo normale nella colonna o nell'elemento diagonale, dovuta ad azioni di tipo non-sismico incluse nella combinazione sismica di progetto;

$N_{Ed,E}$ è la domanda a sforzo normale nella colonna o nell'elemento diagonale per l'azione sismica di progetto;

γ_{ov} è il coefficiente di sovrarresistenza del materiale di cui al § 7.5.1;

Ω è pari al valore minimo dei coefficienti $\Omega_i = 1,5 V_{I,Rd,i} / V_{Ed,i}$ per elementi di connessione corti in cui si localizzano le zone dissipative e $\Omega_i = 1,5 M_{I,Rd,i} / M_{Ed,i}$ per tutti gli elementi di connessione lunghi e intermedi in cui si localizzano le zone dissipative, dove $V_{Ed,i}$ e $M_{Ed,i}$ sono i valori della domanda a taglio e flessione dell' i -esimo elemento di connessione per la combinazione sismica di progetto, $V_{I,Rd,i}$ e $M_{I,Rd,i}$ sono le capacità a taglio e flessione dell' i -esimo elemento di connessione.

I collegamenti degli elementi di connessione devono avere una capacità sufficiente a soddisfare una domanda pari a:

$$E_d = E_{d,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_i \cdot E_{d,E} \quad [7.5.26]$$

dove:

$E_{d,G}$ è la domanda agente sul collegamento per le azioni di tipo non-sismico incluse nella combinazione sismica di progetto;

$E_{d,E}$ è la domanda agente sul collegamento per l'azione sismica di progetto;

γ_{ov} è il coefficiente di sovrarresistenza;

Ω_i è il coefficiente relativo all'elemento di connessione considerato e calcolato come indicato nel presente paragrafo.

Per garantire un comportamento dissipativo omogeneo degli elementi di collegamento all'interno della struttura, i coefficienti Ω_i calcolati per tutti gli elementi di connessione come indicato in precedenza nel presente paragrafo, devono differire tra il massimo ed il minimo di non più del 25%.

Verifiche di Duttilità (DUT)

Qualora non si effettuino specifiche verifiche di duttilità di cui al § 7.5.3.2:

- gli elementi di collegamento lunghi e intermedi devono appartenere alla prima o alla seconda classe di cui al § 4.2.3.1 secondo la Tab. 7.5.1;
- negli elementi di collegamento intermedi e corti devono essere evitati i fenomeni di instabilità locale fino al raggiungimento della completa plasticizzazione della sezione;
- devono essere soddisfatte le prescrizioni sui dettagli costruttivi di cui al presente paragrafo;
- la domanda di rotazione rigida θ_p tra l'elemento di connessione e l'elemento contiguo non deve eccedere i seguenti valori:

$$\text{elementi corti: } \theta_p \leq 0,08 \text{ rad} \quad [7.5.26a]$$

$$\text{elementi lunghi: } \theta_p \leq 0,02 \text{ rad} \quad [7.5.26a]$$

Per gli elementi di connessione «intermedi» si interpola linearmente tra i valori precedenti.

Dettagli costruttivi

Il comportamento degli elementi di connessione lunghi è dominato dalla plasticizzazione per flessione. Le modalità di collasso tipiche di tali elementi di connessione sono rappresentate dalla instabilità locale della piattabanda compressa e dalla instabilità flessio-torsionale. Al fine di evitare tali fenomeni, occorre disporre irrigidimenti ad una distanza massima pari a $1.5 b$, essendo b la larghezza della flangia del profilo costituente l'elemento di connessione, dall'estremità dell'elemento di connessione stesso.

In tutti i casi, gli irrigidimenti d'anima devono essere disposti da ambo i lati in corrispondenza delle estremità delle diagonali. Nel caso di elementi di connessione corti e travi di modesta altezza (minore di 600 mm) è sufficiente che gli irrigidimenti siano disposti da un solo lato dell'anima, impegnando almeno i $3/4$ della altezza dell'anima stessa. Tali irrigidimenti devono avere spessore non inferiore a t_w , e comunque non inferiore a 10 mm, e larghezza pari a $(b/2)-t_w$, essendo t_w lo spessore dell'anima del profilo costituente l'elemento di connessione.

Nel caso degli elementi di connessione lunghi e degli elementi di connessione intermedi, gli irrigidimenti hanno lo scopo di ritardare l'instabilità locale e, pertanto, devono impegnare l'intera altezza dell'anima.

Le saldature che collegano il generico elemento di irrigidimento all'anima devono possedere una capacità tale da soddisfare una domanda pari a $A_{st} f_y$, essendo A_{st} l'area dell'elemento di irrigidimento; le saldature che lo collegano alle piattabande devono possedere una capacità superiore a $A_{st} f_y/4$.

7.6. COSTRUZIONI COMPOSTE DI ACCIAIO-CALCESTRUZZO

Gli edifici con struttura sismo-resistente composta acciaio-calcestruzzo devono essere progettati assumendo uno dei seguenti comportamenti strutturali:

- a) comportamento strutturale non dissipativo.
- b) comportamento strutturale dissipativo, con zone dissipative localizzate in componenti e membrature composte acciaio-calcestruzzo;
- c) comportamento strutturale dissipativo, con zone dissipative localizzate in componenti e membrature in acciaio;

Nel caso di comportamento strutturale non dissipativo, la capacità delle membrature e dei collegamenti deve essere valutata in accordo con le regole di cui al § 4.3. delle presenti norme, senza nessun requisito aggiuntivo.

Nel caso di comportamento strutturale dissipativo, la capacità delle membrature e dei collegamenti deve essere valutata in accordo con le regole di cui al § 4.3. delle presenti norme, integrate dalle regole di progettazione e di dettaglio fornite dal § 7.6.4 al § 7.6.8. Le strutture devono essere progettate in maniera tale che le zone dissipative si sviluppino ove la plasticizzazione o l'instabilità locale o altri fenomeni di degrado dovuti al comportamento isteretico non influenzino la stabilità globale della struttura.

L'assunzione del comportamento strutturale tipo c) è subordinata all'adozione di misure specifiche atte a prevenire l'eventualità che componenti in calcestruzzo contribuiscano alla capacità delle zone dissipative.

Pertanto durante l'evento sismico le zone dissipative devono essere localizzate esclusivamente nei componenti in acciaio strutturale; deve essere quindi garantita l'integrità dei componenti di calcestruzzo soggetti a compressione.

Gli elementi non dissipativi delle strutture dissipative ed i collegamenti tra le parti dissipative ed il resto della struttura devono possedere una capacità sufficiente a consentire lo sviluppo della plasticizzazione ciclica delle parti dissipative.

7.6.1. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI**7.6.1.1 CALCESTRUZZO**

Non è ammesso l'impiego di calcestruzzo di classe inferiore a C20/25 o LC20/22.

Nella progettazione, nel campo di applicazione delle presenti norme, non è consentito l'impiego di calcestruzzi di classe superiore alla C40/50 o LC40/44.

7.6.1.2 ACCIAIO PER C.A.

L'acciaio per c.a. deve essere del tipo B450C, di cui al § 11.3.2.1 delle presenti norme; l'uso dell'acciaio B450A è consentito nei casi previsti nel § 7.4.2.2.

7.6.1.3 ACCIAIO STRUTTURALE

L'acciaio strutturale deve corrispondere alle qualità di cui al § 7.5 e al § 11.3.4. delle presenti norme.

7.6.2. TIPOLOGIE STRUTTURALI E FATTORI DI COMPORTAMENTO**7.6.2.1 TIPOLOGIE STRUTTURALI**

Le costruzioni composte acciaio-calcestruzzo possono essere realizzate con riferimento alle tipologie strutturali seguenti, il cui funzionamento è descritto nel § 7.5.2:

- a) strutture intelaiate;
- b) strutture con controventi concentrici realizzati in acciaio strutturale;
- c) strutture con controventi eccentrici nelle quali gli elementi di connessione, dove si localizzano le zone dissipative, devono essere realizzati in acciaio strutturale;
- d) strutture a mensola o a pendolo inverso;
- e) strutture intelaiate controventate.

Per strutture con pareti o nuclei in c.a., nelle quali la resistenza all'azione sismica è affidata agli elementi strutturali di calcestruzzo armato, si rimanda al § 7.4. Le pareti possono essere accoppiate mediante travi in acciaio o composte acciaio-calcestruzzo.

7.6.2.2 FATTORI DI COMPORTAMENTO

Si applicano le prescrizioni di cui al § 7.5.2 e, per quanto riguarda il valore massimo del valore di base q_0 del fattore di comportamento, si applica la tabella 7.3.II, a condizione che siano rispettate le prescrizioni e le regole esposte nel presente capitolo.

7.6.3. RIGIDEZZA DELLA SEZIONE TRASVERSALE COMPOSTA

La rigidezza elastica delle sezioni in cui il calcestruzzo è in compressione deve essere valutata utilizzando un coefficiente di omogeneizzazione $n = E_s/E_{cm} = 7$, essendo E_{cm} il modulo di elasticità secante del calcestruzzo. Inoltre il calcolo del momento d'inerzia non fessurato, I_v , delle travi composte con calcestruzzo in compressione deve essere valutato includendo nel calcolo la porzione della soletta di calcestruzzo compresa nella larghezza efficace, determinata come al § 7.6.5.1.

Nei casi in cui il calcestruzzo è in trazione, la rigidezza della sezione composta dipende dal momento d'inerzia della sezione fessurata I_2 , calcolato assumendo il calcestruzzo non reagente e come attive le sole componenti metalliche della sezione, profilo strutturale ed armatura, collocate nella larghezza efficace.

7.6.4. CRITERI DI PROGETTO E DETTAGLI PER STRUTTURE DISSIPATIVE**7.6.4.1 CRITERI DI PROGETTO PER STRUTTURE DISSIPATIVE**

Le regole di progetto seguenti si applicano agli elementi composti acciaio-calcestruzzo delle strutture sismo-resistenti progettati per avere un comportamento strutturale dissipativo. Tali elementi devono avere un'adeguata capacità in termini di resistenza e duttilità. La duttilità è ottenuta rispettando i criteri di progetto e i dettagli costruttivi.

Nel caso di comportamento tipo *b*) di cui al § 7.6, la capacità deve essere valutata per gli elementi in acciaio secondo quanto indicato nel § 7.5.

Nelle disposizioni di cui al presente capitolo, le zone dissipative sono localizzate nelle membrature, pertanto i collegamenti e tutte le componenti non dissipative della struttura devono essere dotati di adeguata capacità.

7.6.4.2 VERIFICHE DI RESISTENZA (RES)

La progettazione sismica delle strutture composte acciaio-calcestruzzo è basata sulla valutazione del limite inferiore ($E_{pl,Rd}$) e del limite superiore ($E_{U,Rd}$) della capacità.

Il limite inferiore della capacità delle zone dissipative, $E_{pl,Rd}$, deve essere confrontato con la domanda ottenuta dalla combinazione sismica delle azioni $E_{s,d}$, per cui deve risultare $E_{s,d} < E_{pl,Rd}$.

Il limite superiore della capacità delle zone dissipative ($E_{U,Rd}$) deve essere utilizzato nella verifica della capacità delle altre componenti strutturali coinvolte nello sviluppo dei meccanismi di collasso prescelti. Tale valore deve essere assunto analogamente a quanto previsto nelle strutture in acciaio pari a $E_{U,Rd} = 1,1 \gamma_{ov} E_{pl,Rd}$ con γ_{ov} definito nel § 7.5.1.

In particolare per il progetto dei collegamenti adiacenti le zone dissipative deve risultare:

$$R_{j,d} \geq R_{U,Rd} \quad [7.6.1]$$

dove:

$R_{j,d}$ è la capacità del collegamento;

$R_{U,Rd}$ è il limite superiore della capacità della membratura collegata, valutata come indicato nel presente paragrafo.

Nei nodi trave-colonna adiacenti le zone dissipative di telai con colonne costituite da profili rivestiti completamente o parzialmente di calcestruzzo, la capacità a taglio del pannello d'anima della colonna può essere calcolata come la somma dei contributi del calcestruzzo e del pannello in acciaio. In particolare, se l'altezza della sezione della trave non differisce da quella del pilastro di più del 40%, la capacità a taglio si ottiene sommando i due contributi forniti, rispettivamente, dall'acciaio e dal calcestruzzo:

$$V_{wp,Rd} = 0,8(V_{wp,s,Rd} + V_{wp,c,Rd}) \quad [7.6.2]$$

dove $V_{wp,s,Rd}$ è la capacità del pannello d'anima in acciaio calcolato secondo i metodi indicati nel § 4.2, $V_{wp,c,Rd}$ è la capacità a taglio fornito dal calcestruzzo che deve essere determinato utilizzando appropriati modelli tirante-puntone tipici delle strutture in calcestruzzo. La domanda a taglio, $V_{wp,Sd}$, con cui confrontare la capacità $V_{wp,Rd}$ è calcolata considerando il raggiungimento della capacità a flessione nelle sezioni delle travi convergenti nel nodo trave-colonna secondo lo schema e le modalità previste in fase di progetto.

7.6.4.3 VERIFICHE DI DUTTILITÀ' (DUT)

In ogni zona o elemento dissipativo si deve garantire una capacità in duttilità superiore alla corrispondente domanda in duttilità. La verifica deve essere effettuata adottando le misure di deformazione adeguate ai meccanismi duttili previsti per le diverse tipologie strutturali.

Per le tipologie indicate in § 7.5.2.1, si possono utilizzare le seguenti misure di deformazione locale q :

- elementi inflessi o presso inflessi di strutture intelaiate: rotazione alla corda;
- elementi prevalentemente tesi e compressi di strutture controventate: allungamento complessivo del diagonale;
- elementi sottoposti a taglio e flessione di strutture con controventi eccentrici (elementi di collegamento): rotazione rigida tra l'elemento di connessione e l'elemento contiguo.

La duttilità locale è definita come segue: $\mu = q_u / q_y$.

La domanda di prestazione in duttilità locale è definita dal rapporto tra il valore di deformazione q_u misurato mediante analisi non lineare e il valore di deformazione q_y al limite elastico. Nel caso di analisi strutturale lineare con fattore di comportamento, la domanda di deformazione può essere dedotta dal campo di spostamenti ultimi ottenuti come in § 7.3.3.3.

La capacità in duttilità locale è data dal rapporto tra la misura di deformazione al collasso q_u valutato in corrispondenza della riduzione del 15% della massima resistenza dell'elemento, e la deformazione q_y corrispondente al raggiungimento della prima plasticizzazione. La capacità in duttilità, quando non sia determinata mediante sperimentazione diretta, deve essere valutata utilizzando metodi di calcolo che descrivano in modo adeguato il comportamento in campo non-lineare, inclusi i fenomeni di instabilità dell'equilibrio, e tengano conto dei fenomeni di degrado connessi al comportamento ciclico.

La verifica di duttilità si ritiene comunque soddisfatta qualora siano rispettate, le prescrizioni ed i dettagli costruttivi per le zone dissipative riportati nel seguito nel presente paragrafo, le prescrizioni ed i dettagli costruttivi riportati nei paragrafi successivi per ciascuna tipologia ed elemento strutturale e sia soddisfatta, per le sezioni delle colonne primarie delle strutture a telaio in cui si prevede la formazione di zone dissipative, la relazione:

$$N_{Ed} / N_{pl,Rd} \leq 0,3 \quad [7.6.3]$$

dove N_{Ed} è il valore della domanda a sforzo normale e $N_{pl,Rd}$ è il valore della capacità a sforzo normale determinata secondo criteri di cui al § 4.2.4.1.2.

Nelle zone dissipative, il rapporto tra la larghezza e lo spessore dei pannelli d'anima e delle ali deve rispettare i seguenti limiti:

- per le zone dissipative in solo acciaio (non rivestite in calcestruzzo) valgono le indicazioni di cui al precedente § 7.5.6;
- per le zone dissipative rivestite in calcestruzzo i valori dei rapporti larghezza-spessore per le facce dei profilati metallici impiegati devono rispettare le limitazioni di cui alla Tab. 7.6.I.

Tab. 7.6.I - Valori limite della snellezza per i profilati metallici

Valore di base q_0 del fattore di comportamento	$1,5 \div 2 \leq q_0 \leq 4$	$q_0 > 4$
Sezione ad H o I parzialmente o totalmente rivestita in calcestruzzo: limiti per le sporgenze delle ali c/t_f	14 ε	9 ε
Sezione rettangolare cava riempita di calcestruzzo: h/t limite	38 ε	24 ε
Sezione circolare cava riempita di calcestruzzo: d/t limite	85 ε^2	80 ε^2

Essendo:

$$\varepsilon = (235/f_{yk})^{0,5}$$

c/t_f : il rapporto tra la larghezza e lo spessore della parte in aggetto dell'ala definita nella Fig. 7.6.1

d/t ed h/t : i rapporti tra massima dimensione esterna e spessore.

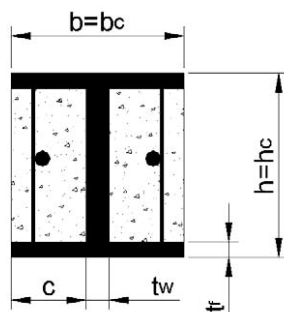
7.6.4.4 DETTAGLI COSTRUTTIVI

La plasticizzazione delle barre di armatura della soletta di calcestruzzo delle travi composte è ammessa solo quando esse soddisfano le prescrizioni di cui al § 7.6.5.2 circa la profondità dell'asse neutro adimensionalizzato a rottura (Tab. 7.6.II).

Nelle zone di intersezione tra trave e colonna apposite armature metalliche devono essere disposte nella soletta di calcestruzzo al fine di governare gli effetti locali di diffusione delle tensioni. Il dimensionamento di tali armature longitudinali deve essere effettuata con modelli che soddisfino l'equilibrio.

7.6.5 REGOLE SPECIFICHE PER LE MEMBRATURE

Nel progetto delle colonne composte si può tener conto della resistenza della sola sezione in acciaio o della sezione composta acciaio-calcestruzzo. La dimensione minima delle colonne completamente rivestite di calcestruzzo, base o altezza per le sezioni rettangolari o diametro minimo per le sezioni circolari, deve essere non inferiore a 250 mm.

**Fig. 7.6.1** - Rapporti dimensionali

Le colonne non devono essere progettate per dissipare energia, con l'esclusione delle zone al piede della struttura in specifiche tipologie strutturali. Per compensare le incertezze connesse all'effettiva risposta dell'organismo strutturale alle azioni sismiche, è necessario predisporre armatura trasversale per il confinamento delle zone in cui potrebbero localizzarsi imprevisti fenomeni di plasticizzazione.

Quando è necessario sfruttare interamente la capacità di una colonna composta per soddisfare la progettazione in capacità o le verifiche di resistenza, si deve garantire la completa collaborazione tra la componente in acciaio e quella in calcestruzzo.

In tutti i casi in cui è insufficiente il trasferimento degli sforzi tangenziali per aderenza ed attrito, è richiesto l'uso di connettori a taglio per il trasferimento mediante interazione meccanica e il ripristino dell'azione composta, calcolati secondo quanto indicato in § 4.3.

7.6.5.1 TRAVI CON SOLETTA COLLABORANTE

Verifiche di resistenza (RES)

Nelle travi con soletta collaborante il grado di connessione N/N_f , definito al § 4.3.4.3., deve risultare non inferiore a 0,8 e la complessiva capacità a taglio dei connettori nella zona in cui il calcestruzzo della soletta è teso non deve essere inferiore alla capacità delle armature longitudinali.

La capacità dei connettori a piolo si ottiene, a partire da quella indicata al § 4.3.4.3.1, applicando un fattore di riduzione pari a 0,75.

La determinazione delle caratteristiche geometriche della sezione composta va effettuata considerando un'adeguata larghezza collaborante della soletta e delle relative armature longitudinali.

La larghezza collaborante b_{eff} si determina con le modalità indicate nel § 4.3.2.3 e si ottiene come somma delle due aliquote b_{e1} e b_{e2} ai due lati dell'asse della trave e della larghezza b_c impegnata direttamente dai connettori.

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2} + b_c \quad [7.6.4]$$

Ciascuna aliquota b_{e1} , b_{e2} deve essere calcolata sulla base delle indicazioni contenute nelle Tabelle 7.6.III e 7.6.IV e non deve superare, rispettivamente, la metà dell'interasse tra le travi o l'intera distanza del bordo libero della soletta dall'asse della trave adiacente.

Nelle Tab. 7.6.III e 7.6.IV, con riferimento alla diversa collocazione delle membrature nell'ambito del telaio, sono rispettivamente riportati i valori della larghezza efficace parziale b_{ei} da utilizzare nella analisi elastica della struttura (momento d'inerzia/rigidezza flessionale) e per il calcolo dei momenti plastici.

I termini utilizzati sono definiti nella Fig. 7.6.2. Nella Tab. 7.6.IV con b_{magg} è individuata la larghezza di eventuali piastre addizionali saldate alle piattabande delle colonne con lo scopo di aumentare la capacità portante del calcestruzzo in prossimità dell'area nodale; qualora queste non siano installate, tale parametro coincide con la larghezza b_c della colonna.

Verifiche di duttilità (DUT)

Qualora non si effettuino specifiche verifiche di duttilità di cui al § 7.5.3.2, nelle zone dissipative soggette a momento positivo deve essere verificato il rapporto x/d dato da:

$$x/d < \epsilon_{cu} / (\epsilon_{cu} + \epsilon_a) \quad [7.6.5]$$

nella quale:

x è la profondità dell'asse neutro a rottura;

d è l'altezza totale della sezione composta;

ϵ_{cu} è la deformazione a rottura del calcestruzzo, valutata tenendo conto degli effetti di degrado ciclico del materiale;

ϵ_a è la deformazione totale al lembo teso del profilo metallico.

Il suddetto requisito di duttilità può ritenersi soddisfatto quando il rapporto x/d soddisfa i limiti riportati in Tab. 7.6.II.

Tab. 7.6.II - Valori limite del rapporto x/d per le travi composte, al variare del fattore q_0

f_y (N/mm ²)	$1,5 < q_0 \leq 4$ (x/d)limite	$q_0 > 4$ (x/d)limite
235	0,36	0,27
275	0,32	0,24
355	0,27	0,20

7.6.5.2 MEMBRATURE COMPOSTE PARZIALMENTE RIVESTITE DI CALCESTRUZZO

Criteri di dettaglio

L'adozione dei dettagli d'armatura trasversale riportati in Fig. 7.6.1 può ritardare l'innesco dei fenomeni di instabilità locale nelle zone dissipative. In particolare i limiti riportati in Tab. 7.6.I per le piattabande possono essere incrementati se tali barre sono caratterizzate da un interasse longitudinale, s_v , minore della lunghezza netta, c , della piattabanda, $s_v/c < 1,0$:

– per $s_v/c \leq 0,5$, i limiti di Tab. 7.6.I possono essere moltiplicati per un coefficiente 1,50;

– per $0,5 < s_v/c < 1,0$ si può interpolare linearmente tra i coefficienti 1,50 e 1,00.

Deve essere inoltre garantito uno spessore del copriferro netto di almeno 20 mm e non superiore a 40 mm.

I valori minimi dell'interasse delle staffe sono devono essere ricavati dalle limitazioni di cui al § 7.6.5.3

Tab. 7.6.III - Definizione della larghezza efficace parziale per il calcolo della rigidezza flessionale

	Membratura trasversale	Larghezza efficace parziale b_{ei}
Nodo/Colonna interni	Presente o non presente	Per M : 0,05 L Per M' : 0,0375 L
Nodo/Colonna esterni	Presente	
Nodo/Colonna esterni	Non presente/Armatura non ancorata	Per M : 0 Per M' : 0,025 L

Tab. 7.6.IV - Definizione della larghezza efficace parziale per il calcolo del momento plastico

Segno del momento flettente	Posizione	Membratura trasversale	Larghezza efficace parziale b_{ei}
Negativo, M^-	Colonna interna	Armatura sismica incrociata	0,10 L
Negativo, M^-	Colonna esterna	Armature ancorate alle travi di facciata o al cordolo di estremità	0,10 L
Negativo, M^-	Colonna esterna	Armature non ancorate alle travi di facciata o al cordolo di estremità	0
Positivo, M^+	Colonna interna	Armatura sismica incrociata	0,075 L
Positivo, M^+	Colonna esterna	Trave in acciaio trasversale dotata di connettori; Soletta disposta in modo da raggiungere o superare il filo esterno della colonna disposta in asse forte	0,075 L
Positivo, M^+	Colonna esterna	Trave trasversale assente o priva di connettori; Soletta disposta in modo da raggiungere o superare il filo esterno della colonna disposta in asse forte	$b_{mag}/2 + 0,7 h_c/2$
Positivo, M^+	Colonna esterna	Disposizioni differenti	$b_{mag}/2 \leq 0,05 L$

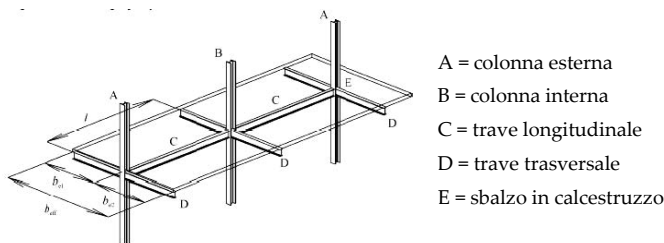


Fig. 7.6.2 - Definizione degli elementi in una struttura intelaiata

7.6.5.3 COLONNE COMPOSTE COMPLETAMENTE RIVESTITE DI CALCESTRUZZO

Criteri di dettaglio

La dimensione minima, base o altezza per le sezioni rettangolari o diametro per le sezioni circolari, delle colonne completamente rivestite di calcestruzzo deve essere non inferiore a 250 mm.

Nelle strutture intelaiate le zone dissipative delle colonne si localizzano in corrispondenza di entrambe le estremità dei tratti di lunghezza libera delle colonne stesse, e nei sistemi di controventi eccentrici nelle porzioni di colonna adiacenti agli elementi di connessione. Per la determinazione della loro lunghezza si rimanda al § 7.4.6.1.2.

Quando l'armatura trasversale nelle zone dissipative sia disposta secondo un interasse s minore della larghezza c della piattabanda del profilo, possono essere seguite le indicazioni fornite in § 7.6.5.2 che modificano i valori limite della snellezza delle piattabande dei profilati metallici.

Nelle zone dissipative deve essere disposta un'armatura trasversale, in grado di produrre un'efficace effetto di confinamento sul calcestruzzo, con un interasse che non deve eccedere il minimo dei seguenti valori: metà della dimensione minima del nucleo di calcestruzzo contenuto nelle staffe, 175 mm oppure 8 volte il diametro minimo dell'armatura longitudinale disposta lungo la colonna. Tale interasse nei pilastri del livello più basso è da assumere pari al minimo dei seguenti valori: metà della dimensione minima del nucleo di calcestruzzo contenuto nelle staffe, 150 mm oppure 6 volte il diametro minimo dell'armatura longitudinale disposta lungo la colonna.

Il diametro minimo delle armature trasversali non deve essere inferiore a 6 mm e comunque pari al maggiore dei seguenti valori: 6 mm e 0,35 volte il diametro massimo delle armature longitudinali moltiplicato per $(f_{ydf}/f_{ydw})^{0.5}$, essendo f_{ydf} e f_{ydw} le tensioni di progetto della piattabanda e dell'armatura.

7.6.5.4 COLONNE COMPOSTE RIEMPITE DI CALCESTRUZZO

Verifiche di resistenza (RES)

La capacità a taglio nelle zone dissipative può essere valutata facendo riferimento alla sola sezione di acciaio o sulla base di quella in calcestruzzo armato. In quest'ultimo caso, il rivestimento in acciaio può essere utilizzato come armatura a taglio.

7.6.6. REGOLE SPECIFICHE PER STRUTTURE INTELAIATE

7.6.6.1 ANALISI STRUTTURALE

Nelle travi composte è possibile assumere un momento d'inerzia equivalente costante lungo l'intera trave, I_{eq} , dato dalla relazione:

$$I_{eq} = 0,6 \cdot I_1 + 0,4 \cdot I_2 \quad [7.6.6]$$

La rigidezza flessionale delle colonne composte può essere assunta pari a:

$$(E \cdot I)_C = 0,9 \cdot (E \cdot I_a + r \cdot E_{cm} \cdot I_c + E \cdot I_s) \quad [7.6.7]$$

nella quale E e E_{cm} sono i moduli di elasticità dell'acciaio e del calcestruzzo; I_a , I_c e I_s sono i momenti di inerzia della sezione in acciaio, del calcestruzzo e delle armature, rispettivamente. Il coefficiente di riduzione r dipende dal tipo di sezione trasversale; in assenza di più accurate determinazioni, può essere assunto pari a 0.5.

7.6.6.2 TRAVI E COLONNE

I tralicci composti non possono essere usati come elementi dissipativi.

Verifiche di resistenza (RES)

Per le travi si applicano le prescrizioni di cui al § 7.5.4.1 mentre per le colonne si applicano le regole di cui al § 7.5.4.2.

La capacità delle travi deve essere verificata nei confronti della domanda per instabilità flessionale e flessione-torsionale in accordo con il § 4.3.4 assumendo il raggiungimento della capacità per flessione, con soletta di calcestruzzo tesa, ad una estremità dell'elemento.

Per assicurare lo sviluppo del meccanismo globale dissipativo, deve inoltre essere rispettata la seguente diseuguaglianza per ogni nodo trave-colonna del telaio:

$$\sum M_{C,pl,Rd} \geq \gamma_{Rd} \cdot \sum M_{b,pl,Rd} \quad [7.6.8]$$

dove γ_{Rd} è dato in Tab. 7.2.I, $M_{C,pl,Rd}$ è la capacità a flessione della colonna calcolata per i livelli di domanda a sforzo normale valutata nelle combinazioni sismiche delle azioni e $M_{b,pl,Rd}$ è la capacità delle travi che convergono nel nodo trave-colonna.

7.6.6.3 COLLEGAMENTI TRAVE-COLONNA

I collegamenti trave-colonna devono essere progettati secondo le indicazioni contenute al § 7.5.4.3.

7.6.6.4 COLLEGAMENTI COLONNA-FONDAZIONE

I collegamenti colonna-fondazione devono essere progettati secondo le indicazioni contenute al punto § 7.5.4.5.

7.6.6.5 CONDIZIONE PER TRASCURARE IL CARATTERE COMPOSTO DELLE TRAVI CON SOLETTA

La capacità plastica di una sezione composta di una trave con soletta (limite superiore o inferiore della capacità plastica delle zone dissipative) può essere calcolata tenendo conto del solo contributo della sezione di acciaio (progettazione in conformità al principio b) di cui al § 7.6) se la soletta è non collegata al telaio di acciaio in corrispondenza della colonna cui la trave è collegata per una zona circolare di diametro $2 b_{eff}$, essendo b_{eff} la maggiore delle larghezze efficaci delle travi collegate a quella colonna.

A tal fine, occorre che non vi sia contatto tra la soletta e qualsiasi lato verticale di qualsiasi elemento di acciaio (per esempio colonne, connettori a taglio, piastre di collegamento, flangia ondulata, lamiera di acciaio collegata con chiodi alla flangia della sezione di acciaio).

Si raccomanda che nelle travi parzialmente rivestite sia tenuto in conto il contributo del calcestruzzo tra le flange della sezione di acciaio.

7.6.7. REGOLE SPECIFICHE PER STRUTTURE CON CONTROVENTI CONCENTRICI

I telai composti con controventi concentrici devono essere progettati secondo le regole di progetto e di dettaglio di cui al § 7.5.5.

7.6.8. REGOLE SPECIFICHE PER STRUTTURE CON CONTROVENTI ECCENTRICI

I telai composti con controventi eccentrici devono essere progettati in modo tale che la dissipazione di energia sia localizzata nell'elemento di collegamento.

A tal proposito devono essere seguite le regole di cui al § 7.5.6.

7.7. COSTRUZIONI DI LEGNO

Per le costruzioni di legno, si definiscono i seguenti termini:

- **duttilità statica:** si intende il rapporto tra lo spostamento ultimo e lo spostamento al limite del comportamento elastico, valutati con prove quasi-statiche in accordo alle pertinenti normative sui metodi di prova per le strutture di legno;
- **nodi semi-rigidi:** giunzioni con deformabilità significativa, tale da dovere essere presa in considerazione nelle analisi strutturali e da valutarsi secondo documenti di comprovata validità;
- **nodi rigidi:** giunzioni con deformabilità trascurabile ai fini del comportamento strutturale, da valutarsi secondo documenti di comprovata validità;
- **unioni con mezzi di unione a gambo cilindrico:** unioni realizzate con mezzi meccanici a gambo cilindrico (chiodi, viti, spinotti, bulloni ecc.), sollecitati perpendicolarmente al loro asse;
- **nodi di carpenteria:** collegamenti nei quali le azioni sono trasferite per mezzo di zone di contatto, e senza l'utilizzo di mezzi di unione meccanici; esempi di giunzioni di questo tipo sono: l'incastro a dente semplice, il giunto tenone-mortasa, il giunto a mezzo legno ed altri tipi frequentemente utilizzati nelle costruzioni tradizionali.

7.7.1. ASPETTI CONCETTUALI DELLA PROGETTAZIONE

Gli edifici sismoresistenti di legno devono essere progettati con una concezione strutturale in accordo a uno dei seguenti comportamenti, anche tenuto conto delle disposizioni di cui al § 7.7.7:

- a) comportamento strutturale dissipativo;
- b) comportamento strutturale non dissipativo.

Le strutture progettate secondo il comportamento strutturale dissipativo devono appartenere alla CD "A" o alla CD "B", nel rispetto dei requisiti di cui al § 7.7.3, in relazione a: tipologia strutturale, tipologia di connessione e duttilità della connessione.

Le zone dissipative devono essere localizzate, in accordo al meccanismo di collasso duttile globale prescelto, in alcuni dei collegamenti o in elementi specificatamente progettati; le membrature lignee devono essere considerate a comportamento elastico, salvo che non siano adottati per gli elementi strutturali provvedimenti tali da soddisfare i requisiti di duttilità di cui al § 7.7.3.

Ai fini dell'applicazione dei criteri della progettazione in capacità, per assicurare la plasticizzazione delle zone dissipative (i collegamenti prescelti e/o gli elementi specificatamente progettati), queste devono possedere una capacità almeno pari alla domanda mentre le componenti non dissipative (gli altri collegamenti e gli elementi strutturali) adiacenti, debbono possedere una capacità pari alla capacità della zona dissipativa amplificata del fattore di sovrarresistenza γ_{RD} , di cui alla Tab. 7.2.I; valori inferiori del fattore di sovrarresistenza ed in ogni caso maggiori o uguali a 1,3 per CD "A" e a 1,1 per CD "B" devono essere giustificati sulla base di idonee evidenze teorico-sperimentali.

Le proprietà dissipative devono essere valutate sulla base di comprovata documentazione tecnico-scientifica, basata su sperimentazione dei singoli collegamenti o dell'intera struttura o di parte di essa, in accordo con normative di comprovata validità.

Nel caso di comportamento strutturale non dissipativo, la capacità delle membrature e dei collegamenti deve essere valutata in accordo con le regole di cui al § 4.4 delle presenti norme, senza nessun requisito aggiuntivo

7.7.2. MATERIALI E PROPRIETÀ DELLE ZONE DISSIPATIVE

Si applica, per quanto riguarda il legno, quanto previsto al § 4.4; con riferimento alle altre parti strutturali, si applica quanto contenuto nel Capitolo 4 per gli altri materiali.

Qualora si faccia affidamento a comportamenti strutturali dissipativi (CD "A" o "B"), in mancanza di più precise valutazioni teoriche e sperimentali, si devono applicare le seguenti regole:

- a) nelle zone considerate dissipative possono essere utilizzati solamente materiali e mezzi di unione che garantiscono un adeguato comportamento di tipo oligociclico;
- b) le unioni incollate devono essere considerate, in generale, come non dissipative, a meno che non siano poste in serie con un elemento duttile applicando i criteri della progettazione in capacità;
- c) i nodi di carpenteria possono essere utilizzati solamente quando possono garantire una sufficiente dissipazione energetica, senza presentare rischi di rottura fragile per taglio o per trazione ortogonale alla fibratura, e con la presenza di dispositivi atti ad evitarne la sconnessione.

Quanto richiesto nel precedente capoverso a) può considerarsi soddisfatto se è rispettato quanto riportato nel successivo § 7.7.3.

Per l'utilizzo nelle pareti di taglio e nei diaframmi orizzontali, i pannelli strutturali di rivestimento devono rispettare le seguenti condizioni:

- a) i pannelli di particelle (UNI EN 312) devono avere uno spessore non inferiore a 13 mm e massa volumica caratteristica in accordo a UNI EN 12369-1);
- b) i pannelli di compensato (UNI EN 636) devono avere spessore non inferiore a 9 mm;
- c) i pannelli di OSB (UNI EN 300) devono avere spessore non inferiore ai 12 mm se disposti a coppia, non inferiore a 15 mm se disposti singolarmente.

I mezzi di unione meccanici devono soddisfare i seguenti requisiti:

- a) i connettori a gambo cilindrico devono essere conformi ai requisiti di cui al § 11.7.8 delle presenti norme;
- b) gli elementi di carpenteria metallica, realizzati in composizione anche saldata, devono rispettare le prescrizioni riportate nella presente normativa relativamente alle costruzioni di acciaio.

7.7.3. TIPOLOGIE STRUTTURALI E FATTORI DI COMPORTAMENTO

In funzione del loro comportamento duttile e della capacità di dissipazione di energia sotto carichi ciclici, con riferimento a quanto definito nel § 7.2.2, le costruzioni di legno possono avere comportamento strutturale non dissipativo o comportamento strutturale dissipativo (CD "A" o CD "B").

Nel caso di strutture con comportamento dissipativo, è obbligo del Progettista giustificare la scelta dei valori assunti nei calcoli per il fattore q_0 sulla base della capacità dissipativa del sistema strutturale nonché dei criteri di dimensionamento dei collegamenti, che devono essere in grado di garantire una adeguata capacità, prevenendo rotture fragili mediante una puntuale applicazione dei principi della progettazione in capacità.

Nella Tab. 7.3.II sono riportati, per ciascuna classe di duttilità, alcuni esempi di strutture con i valori massimi del fattore di comportamento q_0 . Nel caso in cui il controventamento della struttura sia affidato a materiali diversi (calcestruzzo armato, acciaio), si deve fare riferimento ai pertinenti paragrafi della presente norma.

7.7.3.1 PRECISAZIONI

Le zone considerate dissipative devono essere in grado di deformarsi plasticamente per almeno tre cicli a inversione completa, con un rapporto di duttilità statica pari a 4, per le strutture in CD "B", e pari a 6, per le strutture in CD "A", senza che si verifichi una riduzione della loro resistenza maggiore del 20%.

Le disposizioni di cui al precedente capoverso possono considerarsi soddisfatte nelle zone dissipative di ogni tipologia strutturale se si rispettano le seguenti prescrizioni:

- a) i collegamenti legno-legno o legno-acciaio sono realizzati con perni o con chiodi presentanti diametro d non maggiore di 12 mm ed uno spessore delle membrature lignee collegate non minore di 10d;
- b) nelle pareti e nei diaframmi con telaio in legno, il diametro d dei chiodi non è superiore a 3,1 mm e il materiale di rivestimento strutturale è di legno o di materiale da esso derivato, con uno spessore minimo pari a 4d.

Qualora alcune o tutte le precedenti prescrizioni non siano rispettate, ma sia almeno assicurato lo spessore minimo degli elementi collegati pari, rispettivamente, a 8d per il caso a) e a 3d per il caso b), le zone dissipative saranno da considerare in classe di duttilità CD "B".

In alternativa alle prescrizioni di cui sopra, per le zone dissipative di classe CD "B", i collegamenti meccanici a gambo cilindrico possono essere progettati per garantire lo sviluppo di almeno una cerniera plastica nel gambo dei connettori metallici in accordo ai meccanismi di collasso riportati nelle normative e documenti tecnici di comprovata validità di cui al Capitolo 12. Particolare attenzione dovrà essere rivolta a impedire rotture fragili tipo fessure da spacco longitudinale, espulsione di tasselli di legno, rotture a taglio e a trazione del materiale base.

7.7.4. ANALISI STRUTTURALE

Nell'analisi della struttura si deve tener conto, di regola, della deformabilità dei collegamenti.

Si devono utilizzare i valori di modulo elastico per "azioni istantanee", ricavati a partire dai valori medi di modulo elastico degli elementi resistenti.

Nel modello strutturale gli impalcati devono essere, in generale, assunti con la loro deformabilità; essi possono essere assunti come rigidi, senza necessità di ulteriori verifiche, se:

- a) per gli impalcati sono rispettate le disposizioni costruttive date nel successivo § 7.7.5.3 o, in alternativa e se pertinente, nel § 7.7.2;
- b) eventuali aperture presenti non influenzano significativamente la rigidezza globale di lastra nel proprio piano.

Travi e solette su cui poggiano elementi in falso (pilastri o pareti) devono essere sempre dimensionate tenendo in considerazione l'influenza delle componenti verticali dell'azione sismica, in accordo con quanto riportato in § 7.2.2.

7.7.5. DISPOSIZIONI COSTRUTTIVE**7.7.5.1 GENERALITÀ**

Le strutture a comportamento dissipativo devono essere progettate in modo che le zone dissipative siano localizzate principalmente in quei punti della struttura dove eventuali plasticizzazioni, instabilità locali o altri fenomeni dovuti al comportamento isteretico non compromettano la stabilità globale della struttura.

Le disposizioni costruttive date nei successivi § 7.7.5.2 e 7.7.5.3 si applicano alle zone di struttura progettate per sviluppare un comportamento dissipativo.

7.7.5.2 DISPOSIZIONI COSTRUTTIVE PER I COLLEGAMENTI

Le membrature compresse e i loro collegamenti (come per esempio i giunti di carpenteria), per cui possa essere prevedibile il collasso a causa dell'inversione di segno della sollecitazione, devono essere progettati in modo tale che non si verifichino separazioni, dislocazioni, disassamenti.

Perni e bulloni devono essere serrati e correttamente inseriti nei loro alloggiamenti (nel rispetto delle tolleranze previste).

7.7.5.3 DISPOSIZIONI COSTRUTTIVE PER GLI IMPALCATI

Per quanto riguarda gli impalcati, si applica in generale quanto previsto al § 4.4, con le variazioni seguenti:

- a) eventuali fattori di incremento della capacità portante dei mezzi di unione ai bordi dei rivestimenti strutturali non devono essere utilizzati; nel caso di bordi discontinui dei pannelli non si deve incrementare l'interasse dei chiodi lungo i bordi medesimi;
- b) la distribuzione delle forze di taglio negli impalcati deve essere valutata tenendo conto della disposizione effettiva, in pianta, degli elementi di controvento verticali;
- c) i vincoli nel piano orizzontale tra impalcato e pareti portanti verticali devono essere di tipo bilatero.

Tutti i bordi dei rivestimenti strutturali devono essere collegati agli elementi del telaio: i rivestimenti strutturali che non terminano su elementi del telaio devono essere sostenuti e collegati da appositi elementi di bloccaggio taglio-resistenti. Dispositivi con funzione analoga devono essere inoltre disposti nei diaframmi orizzontali posti al di sopra di elementi verticali di controvento (ad esempio le pareti).

La continuità delle travi deve essere assicurata, specialmente in corrispondenza delle zone di impalcato che risultano perturbate dalla presenza di aperture.

Quando gli impalcati sono considerati, ai fini dell'analisi strutturale, come rigidi nel loro piano, in corrispondenza delle zone nelle quali si attua il trasferimento delle forze orizzontali agli elementi verticali (per esempio le pareti di controvento) si deve assicurare il mantenimento della direzione di tessitura delle travi di impalcato.

7.7.6. VERIFICHE DI SICUREZZA

I valori di resistenza degli elementi di legno fanno riferimento a carichi di tipo "istantaneo", nelle condizioni di servizio assunte per la struttura.

Al fine di garantire lo sviluppo del comportamento ciclico dissipativo in corrispondenza delle zone assunte come dissipative, tutti gli altri elementi strutturali e/o connessioni devono essere progettati con adeguati valori di sovrarresistenza, come indicato nel § 7.7.3. Tale requisito di sovrarresistenza si applica, in particolare, a:

- a) collegamenti di elementi tesi o qualsiasi collegamento alle strutture di fondazione;
- b) collegamenti tra diaframmi orizzontali ed elementi verticali di controvento.

I giunti di carpenteria non presentano rischi di rottura fragile se la verifica per tensioni tangenziali, condotta in accordo con il §4.4, è soddisfatta utilizzando un ulteriore coefficiente parziale di sicurezza pari a 1,3.

Le verifiche di duttilità (DUT) si intendono soddisfatte quando siano rispettate le regole disposizioni costruttive di cui al § 7.7.5 e le regole di dettaglio di cui al § 7.7.7.

Per la verifica di strutture progettate in conformità al concetto di comportamento strutturale dissipativo (classe di duttilità CD "A" o CD "B"), può considerarsi valido quanto riportato nelle verifiche di resistenza (RES) del § 7.3.6.1. quando siano soddisfatti i requisiti di cui al § 7.7.3 per le zone dissipative (anche sulla base di apposite prove sperimentali) e la resistenza del materiale sia opportunamente ridotta del 20% per tener conto del degrado per deformazioni cicliche.

7.7.7. REGOLE DI DETTAGLIO**7.7.7.1 DISPOSIZIONI COSTRUTTIVE PER I COLLEGAMENTI**

Le regole e disposizioni riportate nel presente paragrafo 7.7.7.1 e nel successivo 7.7.7.2 si applicano alle strutture progettate in CD "A" o CD "B", relativamente alle zone considerate e progettate come dissipative.

Perni e bulloni di diametro d superiore a 16 mm non devono essere utilizzati nei collegamenti legno-legno e legno-acciaio, tranne quando essi siano utilizzati come elementi di chiusura dei connettori e tali, quindi, da non influenzare la resistenza a taglio.

Il collegamento realizzato mediante spinotti o chiodi a gambo liscio non deve essere utilizzato senza accorgimenti aggiuntivi volti ad evitare l'apertura del giunto.

Nel caso di tensioni perpendicolari alla fibratura, si devono osservare disposizioni aggiuntive al fine di evitare l'innescio di fratture parallele alla fibratura (splitting).

7.7.7.2 DISPOSIZIONI COSTRUTTIVE PER GLI IMPALCATI

In assenza di elementi di controvento trasversali intermedi lungo la trave, il rapporto altezza/spessore per una trave a sezione rettangolare deve rispettare la condizione $h/b \leq 4$.

In siti caratterizzati da un valore $a_g S \geq 0,2 g$, particolare attenzione deve essere posta alla spaziatura degli elementi di fissaggio in zone di discontinuità.

7.8. COSTRUZIONI DI MURATURA

7.8.1. REGOLE GENERALI

7.8.1.1 PREMESSA

Le costruzioni di muratura devono essere realizzate nel rispetto di quanto contenuto nelle presenti Norme Tecniche ai §§ 4.5 e 11.10. Il rispetto di tali requisiti consente di classificare le costruzioni in muratura come moderatamente dissipative e quindi appartenenti alla classe di duttilità CD"B".

In particolare, ai predetti paragrafi deve farsi riferimento per ciò che concerne le caratteristiche fisiche, meccaniche e geometriche degli elementi resistenti naturali e artificiali, nonché per i relativi controlli di produzione e di accettazione in cantiere.

Il presente paragrafo divide le costruzioni di muratura in: ordinaria, armata e confinata. Al riguardo si precisa che, per quanto attiene all'acciaio d'armatura, vale tutto quanto specificato dalle presenti Norme Tecniche relativamente alle costruzioni in calcestruzzo armato.

Ai fini delle verifiche di sicurezza, è in ogni caso obbligatorio l'utilizzo del "metodo semiprobabilistico agli stati limite", salvo quanto previsto al § 7.8.1.9.

I coefficienti parziali di sicurezza per la resistenza del materiale forniti nel Capitolo 4 possono essere ridotti del 20% e comunque fino ad un valore non inferiore a 2.

7.8.1.2 MATERIALI

Gli elementi da utilizzare per costruzioni di muratura portante devono essere tali da evitare rotture fragili. A tal fine gli elementi devono possedere i requisiti indicati nel § 4.5.2 e, fatta eccezione per le costruzioni caratterizzate, allo SLV, da $a_g S \leq 0,075g$, rispettare le seguenti ulteriori indicazioni:

- percentuale volumetrica degli eventuali vuoti, non superiore al 45% del volume totale del blocco;
- eventuali setti, disposti parallelamente al piano del muro, continui e rettilinei; le uniche interruzioni ammesse sono quelle in corrispondenza dei fori di presa o per l'alloggiamento delle armature;
- resistenza caratteristica a rottura nella direzione portante (f_{bk}), calcolata sull'area al lordo delle forature, non inferiore a 5 MPa o, in alternativa, resistenza media normalizzata nella direzione portante (f_b) non inferiore a 6 MPa ;
- resistenza caratteristica a rottura nella direzione perpendicolare a quella portante ossia nel piano di sviluppo della parete (\bar{f}_{bk}), calcolata nello stesso modo, non inferiore a 1,5 MPa.

La malta di allettamento per la muratura ordinaria deve avere resistenza media non inferiore a 5 MPa.

Nel caso di utilizzo di elementi per muratura che fanno affidamento a tasche per riempimento di malta, i giunti verticali possono essere considerati riempiti se la malta è posta su tutta l'altezza del giunto su di un minimo del 40% della larghezza dell'elemento murario.

L'uso di giunti sottili (spessore compreso tra 0.5 mm e 3 mm) è consentito esclusivamente per edifici caratterizzati allo SLV, da $a_g S \leq 0,15 g$, con le seguenti limitazioni:

- altezza massima, misurata in asse allo spessore della muratura: 10,5 m se $a_g S \leq 0,075 g$; 7 m se $0,075 g < a_g S \leq 0,15 g$;
- numero dei piani in muratura da quota campagna: ≤ 3 per $a_g S \leq 0,075 g$; ≤ 2 per $0,075 g < a_g S \leq 0,15 g$.

L'uso di giunti verticali non riempiti è consentito esclusivamente per edifici caratterizzati, allo SLV, da $a_g S \leq 0,075g$, costituiti da un numero di piani in muratura da quota campagna non maggiore di due e altezza massima, misurata in asse allo spessore della muratura di 7 m.

Gli elementi per murature con giunti sottili e/o giunti verticali a secco debbono soddisfare le seguenti limitazioni:

- spessore minimo dei setti interni: 7 mm;
- spessore minimo dei setti esterni: 10 mm;
- percentuale massima di foratura: 55% ;

Sono ammesse murature realizzate con elementi artificiali o elementi in pietra squadrata.

È consentito utilizzare la muratura di pietra non squadrata o la muratura listata solo per costruzioni caratterizzate, allo *SLV*, da $a_g S \leq 0,075g$.

7.8.1.3 MODALITÀ COSTRUTTIVE E FATTORI DI COMPORTAMENTO

In funzione del tipo di tecnica costruttiva utilizzata, la costruzione può essere considerata di muratura ordinaria, di muratura armata o di muratura confinata. I valori massimi del valore di base q_0 , del fattore di comportamento con cui individuare lo spettro di progetto (vedi § 3.2.3.5) da utilizzare nelle analisi lineari, sono indicati in Tab. 7.3.II.

Nel caso della muratura armata, valori compresi tra $2,0 \alpha_u/\alpha_1$ e $2,5 \alpha_u/\alpha_1$ possono essere applicati in funzione del sistema costruttivo prescelto, senza verificare quale sia il meccanismo di collasso della costruzione. Il valore $3,0 \alpha_u/\alpha_1$ può essere utilizzato solo applicando i principi della progettazione in capacità descritti al § 7.8.1.7.

Si assume sempre $q = q_0 \cdot K_R$, attribuendo a K_R i valori indicati nel § 7.3.1.

I coefficienti α_1 e α_u sono definiti come segue:

α_1 è il moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, il primo pannello murario raggiunge la sua resistenza ultima (a taglio o a pressoflessione);

α_u è il 90% del moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, la costruzione raggiunge la massima forza resistente.

Il valore di α_u/α_1 può essere calcolato per mezzo di un'analisi statica non lineare (§ 7.3.4.2) e non può in ogni caso essere assunto superiore a 2,5.

Qualora non si proceda a un'analisi non lineare, possono essere adottati i seguenti valori di α_u/α_1 :

- costruzioni di muratura ordinaria $\alpha_u/\alpha_1 = 1,7$
- costruzioni di muratura armata $\alpha_u/\alpha_1 = 1,5$
- costruzioni di muratura armata progettate con la progettazione in capacità $\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$
- costruzioni di muratura confinata $\alpha_u/\alpha_1 = 1,6$
- costruzioni di muratura confinata progettate con la progettazione in capacità $\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$.

7.8.1.4 CRITERI DI PROGETTO E REQUISITI GEOMETRICI

Le piante delle costruzioni devono essere quanto più possibile compatte e simmetriche rispetto ai due assi ortogonali. Le pareti strutturali, al lordo delle aperture, devono avere continuità in elevazione fino alla fondazione, evitando pareti in falso. Le strutture costituenti orizzontamenti e coperture non devono essere spingenti. Eventuali spinte orizzontali, valutate tenendo conto l'azione sismica, devono essere assorbite per mezzo di idonei elementi strutturali.

I solai devono assolvere funzione di ripartizione delle azioni orizzontali tra le pareti strutturali e di vincolo nei confronti delle azioni fuori del piano delle pareti, pertanto devono essere ben collegati ai muri e garantire un adeguato funzionamento a diaframma. La distanza massima tra due solai successivi non deve essere superiore a 5 m.

La geometria delle pareti resistenti al sisma, deve rispettare i requisiti indicati nella Tab. 7.8.I, in cui t indica lo spessore della parete al netto dell'intonaco, h_0 l'altezza di libera inflessione della parete come definito al § 4.5.6.2, h' l'altezza massima delle aperture adiacenti alla parete, l la lunghezza della parete.

Tab. 7.8.I – Requisiti geometrici delle pareti resistenti al sisma

Tipologie costruttive	t_{\min}	$(\lambda=h_0/t)_{\max}$	$(l/h')_{\min}$
Muratura ordinaria, realizzata con elementi in pietra squadrata	300 mm	10	0,5
Muratura ordinaria, realizzata con elementi artificiali	240 mm	12	0,4
Muratura armata, realizzata con elementi artificiali	240 mm	15	Qualsiasi
Muratura confinata	240 mm	15	0,3
Muratura ordinaria, realizzata con elementi in pietra squadrata, in siti caratterizzati, allo <i>SLV</i> , da $a_g S \leq 0,15g$	240 mm	12	0,3
Muratura realizzata con elementi artificiali semipieni, in siti caratterizzati, allo <i>SLV</i> , da $a_g S \leq 0,075 g$	200 mm	20	0,3
Muratura realizzata con elementi artificiali pieni, in siti caratterizzati, allo <i>SLV</i> , da $a_g S \leq 0,075 g$	150 mm	20	0,3

7.8.1.5 METODI DI ANALISI**7.8.1.5.1 Generalità**

I metodi di analisi di cui al § 7.3 devono essere applicati con le seguenti precisazioni e restrizioni.

7.8.1.5.2 Analisi lineare statica

È applicabile nei casi previsti al § 7.3.3.2, anche per le costruzioni irregolari in altezza, purché si ponga $\lambda = 1,0$.

Le rigidità degli elementi murari devono essere calcolate considerando sia il contributo flessionale sia quello tagliante. L'utilizzo di rigidità fessurate è da preferirsi; in assenza di valutazioni più accurate le rigidità fessurate possono essere assunte pari alla metà di quelle non fessurate.

Il modello può essere costituito dai soli elementi murari continui dalle fondazioni alla sommità, collegati ai soli fini traslazionali alle quote dei solai.

In alternativa, gli elementi di accoppiamento fra pareti diverse, quali travi o cordoli in calcestruzzo armato e travi in muratura (qualora efficacemente ammorsate alle pareti), possono essere considerati nel modello, a condizione che le verifiche di sicurezza siano eseguite anche su tali elementi. Per gli elementi di accoppiamento in muratura si seguono i criteri di verifica di cui ai §§ 7.8.1.6, 7.8.2.2 e 7.8.3.2. Possono essere considerate nel modello travi di accoppiamento in muratura ordinaria solo se sorrette da un cordolo di piano o da un architrave resistente a flessione efficacemente ammorsato alle estremità. Per elementi di accoppiamento in calcestruzzo armato si seguono i criteri di cui al § 7.4.4.6, considerando efficaci per l'accoppiamento elementi aventi altezza almeno pari allo spessore del solaio. In presenza di elementi di accoppiamento l'analisi può essere effettuata utilizzando modelli a telaio, in cui le parti di intersezione tra elementi verticali e orizzontali possono essere considerate infinitamente rigide.

Nel caso di solai rigidi, la distribuzione delle forze di taglio nei diversi pannelli ottenuta dall'analisi lineare può essere modificata con una ridistribuzione limitata, facendo sì che l'equilibrio globale di piano sia rispettato (il modulo e la posizione della forza risultante di piano restino invariati) e a condizione che la variazione del taglio in ciascun pannello, ΔV , soddisfi la relazione

$$|\Delta V| \leq \max\{0,25|V|, 0,1|V_{\text{piano}}|\} \quad [7.8.0]$$

dove V è il taglio nel pannello e V_{piano} è il taglio totale al piano nella direzione parallela al pannello. Tale ridistribuzione non è ammessa nel caso in cui il rapporto α_w/α_1 necessario per il calcolo del fattore comportamento q sia stato ottenuto dal progettista direttamente da un'analisi non lineare. Viceversa, se nella determinazione di α_w/α_1 ci si è avvalsi dei valori prudenziali suggeriti al § 7.8.1.3, la ridistribuzione è ammessa.

Nel caso di solai deformabili la ridistribuzione può essere eseguita solamente tra pannelli complanari collegati da cordoli o incatenamenti oppure appartenenti alla stessa parete. In tal caso, nel calcolo dei limiti per la ridistribuzione, V_{piano} è da intendersi come la somma dei tagli nei pannelli complanari oppure appartenenti alla stessa parete.

Le verifiche fuori piano possono essere eseguite separatamente, e possono essere adottate le forze equivalenti indicate al § 7.2.3 per gli elementi non strutturali, assumendo $q_a = 3$. Più precisamente l'azione sismica ortogonale alla parete può essere rappresentata da una forza orizzontale distribuita, pari a (S_a/q_a) volte il peso della parete nonché da forze orizzontali concentrate pari a (S_a/q_a) volte il peso trasmesso dagli orizzontamenti che si appoggiano sulla parete, qualora queste forze non siano efficacemente trasmesse a muri trasversali disposti parallelamente alla direzione del sisma. Per le pareti resistenti al sisma, che rispettano i limiti di Tab. 7.8.II, si può assumere per S_a la seguente espressione:

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot [1,5 \cdot (1 + Z/H) - 0,5] \geq \alpha \cdot S$$

dove:

α è il rapporto tra accelerazione massima del terreno a_g su sottosuolo tipo A per lo stato limite in esame (vedi § 3.2.1) e l'accelerazione di gravità g ;

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche secondo quanto riportato nel § 3.2.3.2.1;

Z è la quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di fondazione (vedi § 3.2.2);

H è l'altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione;

Per le strutture con isolamento sismico si assume sempre $Z=0$.

Per le pareti non resistenti al sisma la verifica fuori piano va comunque condotta facendo ricorso a formulazioni di comprovata validità.

7.8.1.5.3 Analisi dinamica modale

È applicabile in tutti i casi, con le limitazioni di cui al § 7.3.3.1. Quanto specificato per modellazione e possibilità di ridistribuzione nel caso di analisi statica lineare si applica anche in questo caso.

Le verifiche fuori piano possono essere eseguite separatamente, adottando le forze equivalenti specificate al punto precedente per l'analisi statica lineare.

7.8.1.5.4 Analisi statica non lineare

L'analisi statica non lineare è applicabile agli edifici in muratura secondo le modalità descritte al § 7.3.4.2, con la possibilità di estendere quanto ivi indicato per le strutture in cui il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75%, anche ai casi in cui la partecipazione di massa sia non inferiore al 60%.

Il modello geometrico della struttura può essere conforme a quanto indicato nel caso di analisi statica lineare. In alternativa si possono utilizzare modelli più sofisticati purché idonei e adeguatamente documentati.

I pannelli murari possono essere caratterizzati da un comportamento bilineare elastico perfettamente plastico, con resistenza equivalente al limite elastico e spostamenti al limite elastico e ultimo corrispondenti alla risposta flessionale e a taglio di cui ai §§ 7.8.2.2 e 7.8.3.2. Gli elementi lineari in c.a. (cordoli, travi di accoppiamento) possono essere caratterizzati da un comportamento bilineare elastico perfettamente plastico, con resistenza equivalente al limite elastico e spostamenti al limite elastico e ultimo definiti per mezzo della risposta flessionale o a taglio.

7.8.1.5.5 Analisi dinamica non lineare

Si applica integralmente il § 7.3.4.1 facendo uso di modelli meccanici non lineari di comprovata e documentata efficacia nel riprodurre il comportamento dinamico e ciclico della muratura.

7.8.1.6 VERIFICHE DI SICUREZZA

In caso di analisi lineare, al fine della verifica di sicurezza nei confronti dello stato limite ultimo, la capacità di ogni elemento strutturale resistente al sisma deve essere non inferiore alla domanda agente per ciascuna delle seguenti modalità di collasso: pressoflessione, taglio nel piano della parete, pressoflessione fuori piano. Devono essere comunque soggette a verifica a pressoflessione fuori del piano tutte le pareti aventi funzione strutturale, in particolare quelle portanti carichi verticali, anche quando considerate non resistenti al sisma in base ai requisiti di Tab. 7.8.II.

In caso di applicazione di principi della progettazione in capacità (muratura armata) l'azione da applicare per la verifica a taglio è derivata dalla resistenza a pressoflessione, secondo quanto indicato al § 7.8.1.7.

Le modalità di verifica sono descritte ai § 7.8.2.2, 7.8.3.2.

Non è richiesta alcuna verifica di sicurezza per le costruzioni che rientrano nella definizione di costruzione semplice (§ 7.8.1.9).

Nel caso di analisi statica non lineare, la verifica di sicurezza consiste nel confronto tra la capacità di spostamento ultimo della costruzione e la domanda di spostamento ottenute applicando il procedimento di cui al § 7.3.4.2, salvo quanto specificato di seguito. La rigidità elastica del sistema bilineare equivalente si individua tracciando la secante alla curva di capacità nel punto corrispondente ad un taglio alla base pari a 0,7 volte il valore massimo (taglio massimo alla base). Il tratto orizzontale della curva bilineare si individua tramite l'uguaglianza delle aree sottese dalle curve tracciate fino allo spostamento ultimo del sistema.

In ogni caso, sia per le costruzioni in muratura ordinaria sia per le costruzioni in muratura armata senza progettazione in capacità, la verifica di sicurezza non è soddisfatta qualora il rapporto tra taglio totale agente alla base del sistema equivalente a un grado di libertà, calcolato con lo spettro di risposta elastico, e taglio alla base resistente del sistema equivalente a un grado di libertà ottenuto dall'analisi non lineare, ecceda il valore 4,0.

Nel caso di analisi dinamica non lineare, la verifica di sicurezza consiste nel confronto tra la capacità di spostamento e la domanda di spostamento.

7.8.1.7 PRINCIPI DI PROGETTAZIONE IN CAPACITÀ

I principi di progettazione in capacità si applicano esclusivamente al caso di muratura armata.

Per ogni pannello murario, il principio fondamentale è finalizzato ad evitare il collasso per taglio, assicurandosi che sia preceduto dal collasso per flessione. Tale principio è rispettato quando ciascun pannello murario è verificato a flessione rispetto alle azioni agenti ed è verificato a taglio rispetto alle azioni risultanti dalla resistenza a collasso per flessione, amplificate del fattore γ_{Rd} di cui alla Tab. 7.2.I.

7.8.1.8 FONDAZIONI

Le strutture di fondazione devono essere realizzate in calcestruzzo armato, secondo quanto indicato al § 7.2.5, continue, senza interruzioni in corrispondenza di aperture nelle pareti soprastanti.

Qualora sia presente un piano cantinato o seminterrato in pareti di calcestruzzo armato, esso può essere considerato quale struttura di fondazione dei soprastanti piani in muratura portante, nel rispetto dei requisiti di continuità delle fondazioni, e non è computato nel numero dei piani complessivi in muratura.

7.8.1.9 COSTRUZIONI SEMPLICI

Si definiscono "costruzioni semplici" quelle che rispettano le condizioni di cui al § 4.5.6.4 integrate con le caratteristiche descritte nel seguito, oltre a quelle di regolarità in pianta e in elevazione definite al § 7.2.1 e quelle definite ai successivi § 7.8.6.1, 7.8.6.2 e 7.8.6.3, rispettivamente per le costruzioni di muratura ordinaria, di muratura armata e di muratura confinata. Per le costruzioni

semplici per cui, allo SLV , $a_g S \leq 0,35g$ non è obbligatorio eseguire alcuna analisi e verifica di sicurezza, ma è richiesto il soddisfacimento delle seguenti condizioni integrative:

- in ciascuna delle due direzioni siano previsti almeno due sistemi di pareti di lunghezza complessiva, al netto delle aperture, ciascuno non inferiore al 50% della dimensione della costruzione nella medesima direzione. Nel conteggio della lunghezza complessiva possono essere inclusi solamente setti murari che rispettano i requisiti geometrici della Tab. 7.8.II. La distanza tra questi due sistemi di pareti in direzione ortogonale al loro sviluppo longitudinale in pianta sia non inferiore al 75% della dimensione della costruzione nella medesima direzione (ortogonale alle pareti). Almeno il 75% dei carichi verticali sia portato da pareti che facciano parte del sistema resistente alle azioni orizzontali;
- in ciascuna delle due direzioni siano presenti pareti resistenti alle azioni orizzontali con interasse non superiore a 7 m, elevabili a 9 m per costruzioni in muratura armata;
- per ciascun piano il rapporto tra area della sezione resistente delle pareti e superficie lorda del piano non sia inferiore ai valori indicati nella Tab. 7.8.II, in funzione del numero di piani della costruzione e della sismicità del sito, per ciascuna delle due direzioni ortogonali:

Tabella 7.8.II – Area pareti resistenti in ciascuna direzione ortogonale per costruzioni semplici.

Accelerazione di picco del terreno $a_g S$ ⁽¹⁾		$\leq 0,07g$	$\leq 0,10g$	$\leq 0,15g$	$\leq 0,20g$	$\leq 0,25g$	$\leq 0,30g$	$\leq 0,35g$	$\leq 0,40g$	$\leq 0,45g$	$\leq 0,50g$
Tipo di struttura	Numero piani										
Muratura ordinaria	1	3,5%	3,5%	4,0%	4,5%	5,5%	6,0%	6,0%	6,0%	6,0%	6,5%
	2	4,0%	4,0%	4,5%	5,0%	6,0%	6,5%	6,5%	6,5%	6,5%	7,0%
	3	4,5%	4,5%	5,0%	6,0%	6,5%	7,0%	7,0%			
Muratura armata	1	2,5%	3,0%	3,0%	3,0%	3,5%	3,5%	4,0%	4,0%	4,5%	4,5%
	2	3,0%	3,5%	3,5%	3,5%	4,0%	4,0%	4,5%	5,0%	5,0%	5,0%
	3	3,5%	4,0%	4,0%	4,0%	4,5%	5,0%	5,5%	5,5%	6,0%	6,0%
	4	4,0%	4,5%	4,5%	5,0%	5,5%	5,5%	5,5%	6,0%	6,5%	6,5%

⁽¹⁾ S_T si applica solo nel caso di strutture di Classe d'uso III e IV (v. § 2.4.2)

Per le costruzioni semplici il numero di piani non può essere superiore a 3 per le costruzioni in muratura ordinaria ed a 4 per costruzioni in muratura armata.

Deve inoltre risultare, per ogni piano:

$$\sigma = \frac{N}{A} \leq 0,25 \frac{f_k}{\gamma_M} \quad [7.8.1]$$

in cui N è il carico verticale totale alla base di ciascun piano dell'edificio corrispondente alla somma dei carichi permanenti e variabili (valutati ponendo $\gamma_G = \gamma_Q = 1$), A è l'area totale dei muri portanti allo stesso piano e f_k è la resistenza caratteristica a compressione in direzione verticale della muratura.

Il dimensionamento delle fondazioni può essere effettuato in modo semplificato tenendo conto delle tensioni normali medie e delle sollecitazioni sismiche globali determinate con l'analisi statica lineare.

7.8.2. COSTRUZIONI DI MURATURA ORDINARIA

7.8.2.1 CRITERI DI PROGETTO

Oltre ai criteri definiti al § 4.5.4 e al § 7.8.1.4, le costruzioni di muratura ordinaria è opportuno che abbiano le aperture praticate nei muri verticalmente allineate. Se così non fosse, deve essere prestata particolare attenzione sia alla definizione di un adeguato modello strutturale sia alle verifiche, in quanto il disallineamento delle aperture comporta discontinuità ed irregolarità nella trasmissione delle azioni interne. In assenza di valutazioni più accurate, si prendono in considerazione nel modello strutturale e nelle verifiche esclusivamente le porzioni di muro che presentino continuità verticale dal piano oggetto di verifica fino alle fondazioni.

7.8.2.2 VERIFICHE DI SICUREZZA

7.8.2.2.1 Pressoflessione nel piano

La verifica a pressoflessione di una sezione di un elemento strutturale si esegue confrontando il momento agente di progetto con il momento ultimo resistente calcolato assumendo la muratura non reagente a trazione e un'opportuna distribuzione non lineare delle compressioni. Nel caso di una sezione rettangolare e diagramma delle compressioni rettangolare con valore della resistenza pari a $0,85 f_d$, tale momento ultimo può essere calcolato come:

$$M_u = \left(I^2 \cdot t \cdot \frac{\sigma_0}{2} \right) \left(1 - \frac{\sigma_0}{0,85 f_d} \right) \quad [7.8.2]$$

dove:

M_u è il momento corrispondente al collasso per pressoflessione;

- l è la lunghezza complessiva della parete (comprensiva della zona tesa);
 t è lo spessore della zona compressa della parete;
 σ_0 è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione, $\sigma_0 = N/(l \cdot t)$, con N forza assiale agente positiva se di compressione); se N è di trazione, $M_u = 0$

$f_d = f_k / \gamma_M$ è la resistenza a compressione di progetto della muratura.

In caso di analisi statica non lineare, la capacità a pressoflessione può essere calcolata ponendo f_d pari al valore medio della capacità a compressione della muratura e lo spostamento ultimo allo *SLC*, a meno di moti rigidi del pannello, può essere assunto pari all'1,0% dell'altezza del pannello.

7.8.2.2.2 Taglio

La capacità a taglio di ciascun elemento strutturale è valutata per mezzo della relazione seguente:

$$V_t = l' \cdot t \cdot f_{vd} \quad [7.8.3]$$

dove:

l' è la lunghezza della parte compressa della parete ottenuta sulla base di un diagramma lineare delle compressioni ed in assenza di resistenza a trazione;

t è lo spessore della parete;

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_M$ è definito al § 4.5.6.1 e al § 11.3.3, calcolando la tensione normale media (indicata con σ_n nei paragrafi citati) sulla parte compressa della sezione ($\sigma_n = N/(l' \cdot t)$).

In caso di analisi statica non lineare, la resistenza a taglio può essere calcolata ponendo $f_{yd} = f_{vm0} + 0,4 \sigma_n \leq f_{y,lim}$ con f_{vm0} resistenza media a taglio della muratura (in assenza di determinazione diretta si può porre $f_{vm0} = f_{vk0}/0,7$ e $f_{y,lim} = f_{yk,lim}/0,7$), e lo spostamento ultimo allo *SLC*, a meno di moti rigidi del pannello, può essere assunto pari allo 0,5% dell'altezza del pannello.

7.8.2.2.3 Pressoflessione fuori piano

Il valore del momento di collasso per azioni perpendicolari al piano della parete è calcolato assumendo un diagramma delle compressioni rettangolare, un valore della resistenza pari a $0,85 f_d$ e trascurando la resistenza a trazione della muratura. Per la verifica si può fare utile riferimento al 7.8.2.2.1.

7.8.2.2.4 Travi in muratura

La verifica di travi di accoppiamento in muratura ordinaria, in presenza di azione assiale orizzontale nota, viene effettuata in analogia a quanto previsto per i pannelli murari verticali. Qualora l'azione assiale non sia nota dal modello di calcolo (ad es. quando l'analisi è svolta su modelli a telaio con l'ipotesi di solai infinitamente rigidi nel piano), ma siano presenti, in prossimità della trave in muratura, elementi orizzontali dotati di resistenza a trazione (catene, cordoli), i valori delle resistenze possono essere assunti non superiori ai valori di seguito riportati ed associati ai meccanismi di rottura per taglio o per pressoflessione.

La capacità a taglio V_t di travi di accoppiamento in muratura ordinaria in presenza di un cordolo di piano o di un architrave resistente a flessione efficacemente ammortato alle estremità, può essere calcolata in modo semplificato come

$$V_t = h \cdot t \cdot f_{vd0} \quad [7.8.4]$$

dove:

h è l'altezza della sezione della trave

$f_{vd0} = f_{vk0} / \gamma_M$ è la resistenza di progetto a taglio in assenza di compressione; nel caso di analisi statica non lineare può essere posta pari al valore medio ($f_{vd0} = f_{vm0}$).

La capacità massima a flessione, associata al meccanismo di pressoflessione, sempre in presenza di elementi orizzontali resistenti a trazione in grado di equilibrare una compressione orizzontale nelle travi in muratura, può essere valutata come

$$M_u = H_p \cdot \frac{h}{2} \cdot \left[1 - \frac{H_p}{(0,85 \cdot f_{bd} \cdot h \cdot t)} \right] \quad [7.8.5]$$

dove

H_p è il minimo tra la capacità a trazione dell'elemento teso disposto orizzontalmente ed il valore $0,4 f_{hd} h t$

$f_{hd} = f_{hk} / \gamma_M$ è la resistenza di progetto a compressione della muratura in direzione orizzontale (nel piano della parete). Nel caso di analisi statica non lineare essa può essere posta uguale al valore medio ($f_{hd} = f_{hm}$).

La capacità a taglio, associata a tale meccanismo, può essere calcolata come:

$$V_p = 2 M_f / l \quad [7.8.6]$$

dove l è la luce libera della trave in muratura.

Il valore della capacità a taglio per l'elemento trave in muratura ordinaria è assunto pari al minimo tra V_t e V_p .

7.8.3. COSTRUZIONI DI MURATURA ARMATA**7.8.3.1 CRITERI DI PROGETTO**

L'insieme strutturale risultante deve essere in grado di reagire alle azioni esterne orizzontali con un comportamento di tipo globale, al quale contribuisce soltanto la resistenza delle pareti nel loro piano.

7.8.3.2 VERIFICHE DI SICUREZZA**7.8.3.2.1 Pressoflessione nel piano**

Per la verifica di sezioni pressoinflesse può essere assunto un diagramma delle compressioni rettangolare, con profondità pari a 0,8 la profondità dell'asse neutro e tensione pari a $0,85 f_d$. Le deformazioni massime da considerare sono pari a $\epsilon_m = 0,0035$ per la muratura compressa e $\epsilon_s = 0,01$ per l'acciaio teso.

In caso di analisi statica non lineare si adottano come valori di progetto le resistenze medie dei materiali e lo spostamento ultimo può essere assunto pari all'1,6% dell'altezza del pannello.

7.8.3.2.2 Taglio

La resistenza a taglio (V_t) è calcolata come somma dei contributi della muratura ($V_{t,M}$) e dell'armatura ($V_{t,S}$), secondo le relazioni seguenti:

$$V_t = V_{t,M} + V_{t,S} \quad [7.8.7]$$

$$V_{t,M} = d \cdot t \cdot f_{vd} \quad [7.8.8]$$

dove:

d è la distanza tra il lembo compresso e il baricentro dell'armatura tesa;

t è lo spessore della parete;

$f_{vd} = f_{yk} / \gamma_M$ è definito al § 4.5.6.1 calcolando la tensione normale media (indicata con σ_n nel paragrafo citato) sulla sezione lorda di larghezza d ($\sigma_n = P/dt$).

$$V_{t,S} = (0,6 \cdot d \cdot A_{sw} \cdot f_{yd})/s \quad [7.8.9]$$

dove:

d è la distanza tra il lembo compresso e il baricentro dell'armatura tesa;

A_{sw} è l'area dell'armatura a taglio disposta in direzione parallela alla forza di taglio, con passo s misurato ortogonalmente alla direzione della forza di taglio;

f_{yd} è la tensione di snervamento di progetto dell'acciaio;

s è la distanza tra i livelli di armatura.

Deve essere altresì verificato che il taglio agente non superi il seguente valore:

$$V_{t,c} = 0,3 \cdot f_d \cdot t \cdot d \quad [7.8.10]$$

dove:

t è lo spessore della parete

f_d è la resistenza a compressione di progetto della muratura.

In caso di analisi statica non lineare si adottano come valori di progetto le resistenze medie dei materiali e lo spostamento ultimo può essere assunto pari allo 0,8% dell'altezza del pannello.

7.8.3.2.3 Pressoflessione fuori piano

Nel caso di azioni agenti perpendicolarmente al piano della parete, la verifica si esegue adottando, per muratura e acciaio, il diagramma delle compressioni e i valori di deformazione limite utilizzati per la verifica nel piano.

7.8.4. COSTRUZIONI DI MURATURA CONFINATA

La progettazione e la realizzazione di costruzioni di muratura confinata deve essere eseguita in accordo con i criteri e le regole date nella UNI EN 1998-1, con le precisazioni riportate negli Annessi tecnici nazionali agli Eurocodici ed applicando le regole di dettaglio di cui al § 7.8.6.3.

7.8.5. STRUTTURE MISTE

Nell'ambito delle costruzioni di muratura è consentito utilizzare strutture di diversa tecnologia per sopportare i carichi verticali, purché la resistenza all'azione sismica sia integralmente affidata agli elementi di identica tecnologia. Nel caso in cui si affidi integralmente la resistenza alle pareti in muratura, per esse devono essere rispettate le prescrizioni di cui ai punti precedenti. Nel caso si affidi integralmente la resistenza alle strutture di altra tecnologia (ad esempio pareti in c.a.), devono essere seguite le regole di progettazione riportate nei relativi capitoli della presente norma. In casi in cui si ritenesse necessario considerare la

collaborazione delle pareti in muratura e dei sistemi di diversa tecnologia nella resistenza al sisma, quest'ultima deve essere verificata utilizzando i metodi di analisi non lineare.

I collegamenti fra elementi di tecnologia diversa devono essere espressamente verificati. Particolare attenzione deve essere prestata alla verifica dell'efficace trasmissione dei carichi verticali. Inoltre è necessario verificare la compatibilità delle deformazioni per tutte le parti strutturali.

È consentito altresì realizzare costruzioni costituite da struttura muraria nella parte inferiore e sormontate da un piano con struttura in calcestruzzo armato o acciaio o legno o altra tecnologia, alle seguenti condizioni:

- i limiti all'altezza delle costruzioni previsti per le strutture in muratura si intendono comprensivi delle parti in muratura e di quelle in altra tecnologia;
- la parte superiore di diversa tecnologia sia efficacemente ancorata al cordolo di coronamento della parte muraria;
- nel caso di metodo di analisi lineare, l'uso dell'analisi statica (nei limiti di applicabilità riportati al § 7.8.1.5.2) è consentito a condizione di utilizzare una distribuzione di forze compatibile con la prima forma modale elastica in ciascuna direzione, calcolata con metodi sufficientemente accurati che tengano conto della distribuzione irregolare di rigidità in elevazione. A tal fine, in assenza di metodi più accurati, la prima forma modale può essere stimata dagli spostamenti ottenuti applicando staticamente alla costruzione la distribuzione di forze definita nel § 7.3.3.2;
- nel caso di analisi statica non lineare, si utilizzino le distribuzioni di forze orizzontali previste al § 7.3.4.2, dove la prima forma modale elastica è stata calcolata con metodi sufficientemente accurati.
- nel caso di analisi lineare, per la verifica della parte in muratura si utilizzi il fattore di comportamento q prescritto al § 7.8.1.3; per la verifica della parte superiore di altra tecnologia si utilizzi il fattore di comportamento adatto alla tipologia costruttiva e alla configurazione (regolarità) della parte superiore, comunque non superiore a 2,5;
- tutti i collegamenti fra la parte di diversa tecnologia e la parte in muratura siano localmente verificati in base alle forze trasmesse calcolate nell'analisi, maggiorate del 30%.

7.8.6. REGOLE DI DETTAGLIO

7.8.6.1 COSTRUZIONI DI MURATURA ORDINARIA

Ad ogni piano deve essere realizzato un cordolo continuo all'intersezione tra solai e pareti.

I cordoli devono avere altezza minima pari all'altezza del solaio e larghezza almeno pari a quella del muro; è consentito un arretramento massimo non superiore a 60 mm e a $0,25t$ dal filo esterno per murature di spessore t fino a 300 mm. Per murature di spessore t superiore, l'arretramento può essere maggiore di 60 mm, ma non superiore a $0,2t$. L'area dell'armatura corrente non deve essere inferiore a 8 cm^2 , le staffe devono avere diametro non inferiore a 6 mm ed interasse non superiore a 250 mm. Travi metalliche o prefabbricate costituenti i solai devono essere prolungate nel cordolo per almeno la metà della sua larghezza e comunque per non meno di 120 mm ed adeguatamente ancorate ad esso.

A meno di idonei provvedimenti atti a garantire un efficace collegamento fra le pareti ed il comportamento scatolare della struttura, in corrispondenza di incroci d'angolo tra due pareti perimetrali sono prescritte, su entrambe le pareti, zone di parete muraria di lunghezza non inferiore ad un terzo dell'altezza e comunque non inferiore ad a 1 m, compreso lo spessore del muro trasversale.

Al di sopra di ogni apertura deve essere realizzato un architrave resistente a flessione efficacemente ammortato alla muratura.

7.8.6.2 COSTRUZIONI DI MURATURA ARMATA

Quanto indicato al § 7.8.6.1 per la muratura ordinaria si applica anche alla muratura armata, con le seguenti eccezioni e le pertinenti prescrizioni di cui al § 4.5.7.

Gli architravi soprastanti le aperture possono essere realizzati in muratura armata.

Le barre di armatura devono essere esclusivamente del tipo ad aderenza migliorata e devono essere ancorate in modo adeguato alle estremità mediante piegature attorno alle barre verticali. In alternativa possono essere utilizzate, per le armature orizzontali, armature a traliccio o conformate in modo da garantire adeguata aderenza ed ancoraggio.

La percentuale di armatura orizzontale, calcolata rispetto all'area lorda della sezione verticale della parete, non può essere inferiore allo 0,04%, né superiore allo 0,5%.

Parapetti ed elementi di collegamento tra pareti diverse devono essere ben collegati alle pareti adiacenti, garantendo la continuità dell'armatura orizzontale e, ove possibile, di quella verticale.

Agli incroci delle pareti perimetrali è possibile derogare al requisito di avere su entrambe le pareti zone di parete muraria di lunghezza non inferiore a 1 m.

7.8.6.3 COSTRUZIONI DI MURATURA CONFINATA

Le costruzioni di muratura confinata dovranno essere progettate rispettando i seguenti requisiti:

- gli elementi di confinamento orizzontale e verticali dovranno essere collegati fra loro e ancorati agli elementi del sistema strutturale principale;

- per garantire un collegamento efficace fra gli elementi di confinamento e la muratura, il calcestruzzo degli elementi di confinamento dovrà essere gettato dopo la realizzazione della muratura;
- la minima dimensione trasversale degli elementi di confinamento orizzontali e verticali non dovrà essere inferiore a 150 mm. Nelle pareti a doppio foglio lo spessore degli elementi di confinamento deve garantire la connessione dei due fogli ed il loro confinamento;
- gli elementi di confinamento verticali dovranno essere posizionati:
 - a) lungo i bordi liberi di ogni parete strutturale,
 - b) su entrambi i lati delle aperture aventi area maggiore di 1,5 m²,
 - c) all'interno delle pareti con passo non maggiore di 5 m,
 - d) alle intersezioni delle pareti strutturali, in tutti i casi in cui gli elementi di confinamento più vicini siano ad una distanza superiore a 1,5 m;
- gli elementi di confinamento orizzontali dovranno essere posizionati nel piano della parete ad ogni piano e, in ogni caso, ad un passo non maggiore di 4 m;
- l'armatura longitudinale degli elementi di confinamento deve avere un'area non inferiore a 300 mm² o all'1% della sezione dell'elemento di confinamento;
- le staffe dovranno avere diametro non inferiore a 5 mm e passo non maggiore di 15 cm;
- le lunghezze di sovrapposizione delle barre longitudinali non dovranno essere minori di 60 diametri.

7.9. PONTI

7.9.1. CAMPO DI APPLICAZIONE

Il presente capitolo tratta il progetto di ponti a pile e travate; queste ultime possono essere del tipo continuo su più pile, o semplicemente appoggiate ad ogni campata.

Le pile s'intendono a fusto unico, con sezione trasversale di forma generica, piena o cava, mono o multicellulare. Anche pile in forma di portale sono trattabili con i criteri e le regole contenute in questo capitolo. Pile a geometria più complessa, ad es. a telaio spaziale, richiedono in generale criteri di progetto e metodi di analisi e verifica specifici.

Per ponti di tipologia diversa da quella indicata, le ipotesi e i metodi di calcolo devono essere adeguatamente documentati, fermi restando i fattori di comportamento riportati in tabella 7.3.II.

7.9.2 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE

Nel caso di comportamento strutturale non dissipativo, la capacità delle membrature e dei collegamenti deve essere valutata in accordo con le regole di cui al Capitolo 4, senza nessun requisito aggiuntivo, a condizione che: per le strutture di calcestruzzo armato, nessuna sezione superi la curvatura convenzionale di prima plasticizzazione, come definita al § 7.4.4.1.2; per le strutture di calcestruzzo armato precompresso e per le strutture in carpenteria metallica, nessun materiale superi la deformazione di snervamento di progetto.

Nel caso di comportamento strutturale dissipativo, la struttura del ponte deve essere concepita e dimensionata in modo tale che, sotto l'azione sismica relativa allo *SLV*, essa dia luogo alla formazione di un meccanismo dissipativo stabile nel quale la dissipazione sia limitata alle pile.

Ai soli fini del progetto dei pali di fondazione, con riferimento al § 7.2.5, è possibile considerare una limitata capacità dissipativa, dividendo per 1,5 le sollecitazioni sismiche sui pali derivanti dall'analisi strutturale con comportamento non dissipativo. In questo caso, per una lunghezza pari a 10 diametri dalla sommità del palo, devono applicarsi i dettagli costruttivi di cui al § 7.9.6.1 relativi alla CD"B".

La capacità delle membrature e dei collegamenti deve essere valutata in accordo con le regole di cui dal § 7.1 al § 7.3, integrate dalle regole di progettazione e di dettaglio fornite ai paragrafi successivi.

Nel valutare la capacità delle sezioni in calcestruzzo armato, si può tener conto dell'effetto del confinamento (v. § 4.1.2.1.2.1), purché si consideri la perdita dei copriferri al raggiungimento, in essi, della deformazione ultima di compressione del calcestruzzo non confinato (0,35%).

Il proporzionamento della struttura deve essere tale da favorire l'impegno plastico del maggior numero possibile di pile. Il comportamento inelastico dissipativo deve essere di tipo flessionale, con esclusione di possibili meccanismi di rottura per taglio. Per quanto possibile, le zone dissipative devono essere posizionate in punti accessibili, pur con ragionevole difficoltà, per facilitarne l'ispezione e la riparazione.

In genere, il comportamento sismico di ponti con impalcato continuo è migliore di quello di ponti a travata appoggiata, purché si riesca ad assicurare una formazione delle cerniere plastiche pressoché simultanea sotto tutte le pile scelte come elementi dissipativi.

Gli elementi ai quali non è mai richiesta capacità dissipativa devono mantenere un comportamento sostanzialmente elastico; essi sono: gli elementi progettati per avere un comportamento non dissipativo, le porzioni esterne alle zone dissipative delle pile, l'impalcato, gli apparecchi di appoggio, le strutture di fondazione, le spalle, le pile che non scambiano azioni orizzontali con l'impalcato. A tal fine si adotta il criterio della "progettazione in capacità" descritto nel seguito per ogni caso specifico.

7.9.2.1 VALORI DEL FATTORE DI COMPORTAMENTO

Nel caso di comportamento strutturale non dissipativo, per le due componenti orizzontali dell'azione sismica, q_0 è assunto pari a 1,0.

Nel caso di comportamento strutturale dissipativo, per le due componenti orizzontali dell'azione sismica, i valori massimi del valore di base q_0 del fattore di comportamento sono riportati in Tab. 7.3.II; in essa: $\lambda(\alpha)=1$, se $\alpha \geq 3$, $\lambda(\alpha)=(\alpha/3)^{0.5}$, se $3 > \alpha \geq 1$, essendo $\alpha = L/H$, dove L è la distanza della sezione di cerniera plastica dalla sezione di momento nullo ed H è la dimensione della sezione nel piano di inflessione della cerniera plastica.

Per gli elementi duttili di calcestruzzo armato i valori di q_0 della Tab. 7.3.II valgono solo se la sollecitazione di compressione normalizzata v_k , ottenuta dividendo lo sforzo di progetto N_{Ed} per la resistenza a compressione semplice della sezione ($v_k = N_{Ed}/A_c f_{ck}$), non eccede il valore 0,3.

La sollecitazione di compressione normalizzata non può superare il valore $v_k = 0,6$.

Per valori di v_k intermedi tra 0,3 e 0,6, il valore di q_0 è dato da:

$$q_0(v_k) = q_0 - \left[\frac{v_k}{0,3} - 1 \right] \cdot (q_0 - 1) \quad [7.9.1]$$

essendo q_0 il valore applicabile per $v_k \leq 0,3$.

Nella tabella 7.3.II sono riportate anche le strutture che si muovono con il terreno. Esse non subiscono amplificazione dell'accelerazione del suolo poiché sono caratterizzate da periodi naturali di vibrazione in direzione orizzontale molto bassi ($T \leq 0,03$ s). Appartengono a questa categoria anche le spalle connesse all'impalcato mediante collegamenti flessibili o appoggi mobili.

Per ciascuna delle due direzioni principali, i valori massimi q_0 del fattore di comportamento sono da applicare, nel caso di ponti isostatici, alle singole pile, nel caso di ponti a travata continua, all'intera opera.

Nel caso di ponti con elementi strutturali duttili di diverso tipo si adotta, per ciascuna delle due direzioni, il fattore di comportamento degli elementi di ugual tipo che contribuiscono in misura maggiore alla resistenza nei confronti delle azioni sismiche.

Il requisito di regolarità, quindi l'applicabilità di un valore $K_R = 1$, può essere verificato a posteriori mediante il seguente procedimento:

- per ciascun elemento duttile si calcoli il rapporto: $r_i = q_0 M_{Ed,i} / M_{Rd,i}$, dove $M_{Ed,i}$ è il momento alla base dell'elemento duttile i-esimo prodotto dalla combinazione sismica di progetto, $M_{Rd,i}$ è il corrispondente momento resistente;
- la geometria del ponte si considera "regolare" se il rapporto tra il massimo ed il minimo dei rapporti r_i , calcolati per le pile facenti parte del sistema resistente al sisma nella direzione considerata, risulta inferiore a 2 ($\tilde{r} = r_{i,max} / r_{i,min} < 2$).

Nel caso risulti $\tilde{r} \geq 2$, l'analisi deve essere ripetuta utilizzando il seguente valore ridotto di K_R

$$K_R = 2 / \tilde{r} \quad [7.9.2]$$

e comunque assumendo sempre $q = q_0 K_R \geq 1$.

Ai fini della determinazione di r_{max} e r_{min} nella direzione orizzontale considerata si possono escludere le pile la cui resistenza a taglio non ecceda il 20% della resistenza sismica totale diviso il numero degli elementi resistenti.

Per ponti a geometria irregolare (ad esempio con angolo di obliquità maggiore di 45° , con raggio di curvatura molto ridotto, ecc.) si adotta un fattore di comportamento q pari a 1,5. Valori maggiori di 1,5, e comunque non superiori a 3,5, possono essere adottati solo qualora le richieste di duttilità siano verificate mediante analisi non lineare.

7.9.3. MODELLO STRUTTURALE

Il modello strutturale deve poter descrivere tutti i gradi di libertà significativi caratterizzanti la risposta dinamica e riprodurre fedelmente le caratteristiche di inerzia e di rigidezza della struttura, e di vincolo degli impalcati.

Quando l'impalcato abbia angolo di obliquità $\varphi > 20^\circ$ (vedi Fig. 7.9.1) o sia particolarmente largo rispetto alla lunghezza (rapporto tra larghezza B e lunghezza L , $B/L > 2,0$) particolare attenzione deve essere dedicata ai moti rigidi del ponte intorno all'asse verticale, in particolare per le travi continue avendo cura che il meccanismo resistente non sia affidato alla torsione di una pila unica e per le travi appoggiate prevedendo una opportuna disposizione degli apparecchi di appoggio.

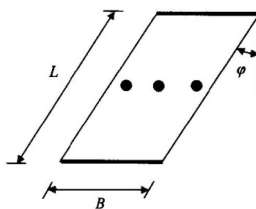


Fig. 7.9.1 - Ponte obliquo

La rigidezza degli elementi in calcestruzzo armato deve essere valutata tenendo conto del loro effettivo stato di fessurazione, che è in generale diverso per l'impalcato (spesso interamente reagente) e per le pile.

In assenza di più accurate determinazioni, l'eccentricità accidentale di cui al § 7.2.6 è riferita all'impalcato e può essere assunta pari a 0,03 volte la dimensione dell'impalcato stesso, misurata perpendicolarmente alla direzione dell'azione sismica.

7.9.3.1 INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA E ANALISI DI RISPOSTA SISMICA LOCALE

Fermo restando quanto riportato al §7.2.6 in merito alla modellazione dell'azione sismica, nel caso in cui la deformabilità e la capacità dissipativa del complesso fondazione-terreno siano schematizzate con vincoli viscoelastici, le matrici d'impedenza dinamica utilizzate per la modellazione degli effetti di interazione terreno-struttura devono essere valutate per ogni pila e per ogni spalla in corrispondenza di appropriati intervalli di frequenza.

Nelle analisi modali con spettro elastico di risposta, le matrici d'impedenza dinamica devono contenere solo la parte reale, ossia i termini di rigidezza. La capacità dissipativa del complesso fondazione-terreno può essere portata in conto riducendo le ordinate degli spettri di progetto, sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale, mediante fattori ottenuti con metodi di comprovata validità.

Nelle analisi nel dominio del tempo, il complesso fondazione-terreno sarà descritto dalle matrici di impedenza dinamica considerando sia i termini di rigidezza sia i termini di smorzamento.

La modellazione del ponte dovrà includere le caratteristiche inerziali dei plinti e del terreno gravante sopra di essi e tener conto della rigidezza degli elementi in calcestruzzo armato nel loro effettivo stato di fessurazione.

7.9.4. ANALISI STRUTTURALE

Per i metodi di analisi si fa riferimento al § 7.3, salvo quanto specificato al successivo § 7.9.4.1. Quando si utilizzano i metodi lineari, l'incremento delle sollecitazioni flettenti nelle zone dissipative per effetto delle non linearità geometriche può essere preso in conto mediante l'espressione semplificata:

$$\Delta M = d_{Ed} \cdot N_{Ed} \quad [7.9.3]$$

dove d_{Ed} è lo spostamento valutato nella situazione sismica di progetto in accordo con quanto specificato nel § 7.3.3.3 ed N_{Ed} è la forza assiale di progetto.

7.9.4.1 ANALISI STATICA LINEARE

I requisiti necessari per applicare l'analisi statica lineare possono ritenersi soddisfatti nei casi seguenti:

- per entrambe le direzioni longitudinale e trasversale, in ponti a travate semplicemente appoggiate e purché la massa efficace di ciascuna pila non sia superiore ad 1/5 della massa di impalcato da essa portata;
- nella direzione longitudinale, per ponti rettilinei a travata continua e purché la massa efficace complessiva delle pile facenti parte del sistema resistente al sisma non sia superiore ad 1/5 della massa dell'impalcato;
- nella direzione trasversale, per ponti che soddisfino la condizione b) e siano simmetrici rispetto alla mezzzeria longitudinale, o abbiano un'eccentricità non superiore al 5% della lunghezza del ponte. L'eccentricità è la distanza tra baricentro delle masse e centro delle rigidezze delle pile facenti parte del sistema resistente al sisma nella direzione trasversale.

Per pile a sezione costante la massa efficace può essere assunta pari alla massa del terzo superiore della pila più la massa del pulvino.

Nei casi (a) e (b) la massa M , da considerare concentrata in corrispondenza dell'impalcato ed in base alla quale valutare la forza F equivalente all'azione sismica, vale rispettivamente:

- la massa di impalcato afferente alla pila, più la massa della metà del terzo superiore della pila più la massa del pulvino, nel caso a);
- l'intera massa dell'impalcato, più la massa del terzo superiore di tutte le pile più la massa di tutti i pulvini, nel caso b).

Il periodo fondamentale T_1 in corrispondenza del quale valutare la risposta spettrale in accelerazione $S_d(T_1)$ è dato in entrambi i casi dall'espressione:

$$T_1 = 2\pi\sqrt{M/K} \quad [7.9.4]$$

nella quale K è la rigidezza laterale del modello considerato, ossia della singola pila nel caso a), complessiva delle pile nel caso b).

Nel caso c) il sistema di forze orizzontali equivalenti all'azione sismica da applicare ai nodi del modello è dato dalla espressione:

$$F_i = \frac{4\pi^2}{T_1^2} \frac{S_d(T_1)}{g^2} \cdot d_i \cdot G_i \quad [7.9.5]$$

nella quale: T_1 è il periodo proprio fondamentale del ponte nella direzione trasversale; g è l'accelerazione di gravità; d_i è lo spostamento del grado di libertà i quando la struttura è soggetta ad un sistema di forze statiche trasversali $f_i = G_i$, G_i è il peso della massa concentrata nel grado di libertà i .

Il periodo T_1 del ponte in direzione trasversale può essere valutato con l'espressione approssimata:

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{\sum G_i \cdot d_i^2}{g \cdot \sum G_i \cdot d_i}} \quad [7.9.6]$$

7.9.5. DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Le indicazioni successive si applicano agli elementi strutturali delle strutture in elevazione. Per essi si effettuano verifiche di resistenza e verifiche di duttilità nei modi indicati nel § 7.3.6.1.

I fattori di sovrarresistenza γ_{Rd} da utilizzare nelle singole verifiche, secondo le regole della progettazione in capacità, sono calcolati mediante l'espressione:

$$\gamma_{Rd} = 0,7 + 0,2 q \geq 1 \quad [7.9.7]$$

nella quale q è il valore del fattore di comportamento utilizzato nel calcolo. Nel caso di sezioni in calcestruzzo armato, qualora il rapporto v_k tra la forza assiale e la resistenza a compressione della sezione di calcestruzzo eccede 0,1, il fattore di sovrarresistenza va moltiplicato per $1 + 2(v_k - 0,1)^2$.

Le sollecitazioni calcolate a partire dalle capacità flessionali amplificate, incrementate dell'effetto dei carichi permanenti distribuiti sugli elementi, ottenute con il criterio della progettazione in capacità, si indicano con l'indice "prc", ad es. F_{prc} .

Per le strutture di fondazione vale quanto indicato nel § 7.2.5.

Alle azioni sismiche, cui la spalla o la pila devono resistere come strutture a sé stanti, sono da aggiungere le forze parassite trasmesse per attrito dagli appoggi mobili o elastomerici che non assolvono la funzione di isolamento ai sensi del § 7.10, che devono essere maggiorate di un fattore pari a 1,30.

Le forze parassite trasmesse dagli appoggi o le coazioni indotte nella struttura dalle azioni variabili o permanenti potranno essere trascurate per le opere aventi elementi strutturali che raggiungono la capacità flessionale, calcolata sul relativo dominio di resistenza allo *SLU*, in corrispondenza della sollecitazione assiale agente.

7.9.5.1 PILE

Per le pile in acciaio, si rimanda ai criteri del § 7.5.

Per le pile in calcestruzzo armato, si applicano i criteri appresso indicati.

7.9.5.1.1 Verifiche di resistenza (RES)

In ogni sezione la capacità deve risultare superiore o uguale alla corrispondente domanda.

Presso-flessione

Nelle sezioni in cui è prevista la formazione di zone dissipative, la domanda a presso-flessione è quella ottenuta dall'analisi globale della struttura per le combinazioni di carico di cui al § 2.5.3.

Per i ponti in CD "A" ed in CD "B" la domanda a compressione nelle pile non deve eccedere, rispettivamente, il 55% ed il 65% della capacità massima a compressione della sezione di solo calcestruzzo, per tutte le combinazioni considerate.

Nelle sezioni comprese nelle zone dissipative, deve risultare:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \quad [7.9.8]$$

nella quale:

M_{Ed} è la domanda flessionale (accompagnata dalla domanda flessionale in direzione ortogonale assunta come ad essa contemporanea) derivante dall'analisi;

M_{Rd} è la capacità flessionale, calcolata sul relativo dominio di resistenza allo *SLU* in corrispondenza della sollecitazione assiale agente.

Nelle sezioni poste al di fuori delle zone dissipative, deve risultare:

$$M_{prc} \leq M_{yd} \quad [7.9.9]$$

nella quale M_{prc} è la domanda flessionale (accompagnata dalla domanda flessionale in direzione ortogonale assunta come ad essa contemporanea) calcolata come descritto al § 7.9.5 e M_{yd} è la capacità flessionale corrispondente alla curvatura convenzionale di prima plasticizzazione di cui al § 7.4.4.1.2, in corrispondenza della sollecitazione assiale agente.

Qualora, al di fuori delle zone dissipative delle pile, la domanda flessionale M_{prc} superi il valore M_{Rd} delle zone dissipative stesse, si adotta quest'ultimo al posto di M_{prc} .

Taglio

Ai fini della progettazione in capacità, per ciascuna direzione di applicazione del sisma, la domanda a taglio V_{Ed} si ottiene imponendo l'equilibrio tra le capacità a flessione delle sezioni di estremità della pila $M_{s,prc}$ e $M_{i,prc}$ e il taglio V_{prc} applicato nelle stesse sezioni, secondo le espressioni:

$$V_{Ed} = \gamma_{Bd} \cdot V_{prc} \quad [7.9.10a]$$

$$V_{prc} = (M_{s,prc} + M_{i,prc}) / l_p \quad [7.9.10b]$$

dove l_p è la distanza tra le due sezioni di estremità della pila (nel caso di pila incastrata solamente alla base è la distanza tra la sezione di incastro e la sezione di momento nullo) e γ_{Bd} è calcolato sulla base del rapporto tra il taglio derivante dall'analisi V_E e il taglio V_{prc} mediante la formula seguente:

$$1,00 \leq \gamma_{Bd} = 2,25 - q \cdot (V_E / V_{prc}) \leq 1,25 \quad [7.9.11]$$

La capacità a taglio delle sezioni delle pile è calcolata come indicato nel § 4.1.2.3.5, dove il braccio delle forze interne z può essere assunto pari a $0,9d$ per le sezioni rettangolari piene o cave, $0,75d$ per le sezioni circolari piene e $0,60d$ per le sezioni circolari cave. Nelle zone dissipative delle pile progettate in CD''A'', l'angolo di inclinazione delle bielle di calcestruzzo compresso deve essere assunto pari a 45° .

Le dimensioni della sezione sono da riferirsi al solo nucleo confinato di calcestruzzo laddove sia necessaria armatura di confinamento.

Per elementi tozzi, con $\alpha < 2,0$ (vedi § 7.9.2.1), deve essere eseguita anche la verifica a scorrimento.

7.9.5.1.2 Verifiche di duttilità (DUT)

La verifica di duttilità deve essere eseguita per le zone dissipative delle pile che richiedono armatura di confinamento come indicato al § 7.9.6.1.

Il rispetto dei dettagli costruttivi indicati al § 7.9.6.1 consente di omettere la verifica esplicita di duttilità. Quest'ultima, laddove necessaria, deve essere eseguita come indicato al § 7.4.4.1.2.

7.9.5.2 IMPALCATO

Al fine di evitare il martellamento tra diverse parti di impalcato tra loro contigue si dovranno rispettare i criteri enunciati al § 7.2.1, nella sezione "distanza fra costruzioni contigue".

Valori inferiori di tali distanze potranno essere adottati se il martellamento tra le parti produce meccanismi di rottura controllata e, compatibilmente con l'esercizio dell'infrastruttura, facilmente riparabili.

7.9.5.2.1 Verifiche di resistenza (RES)

In ogni sezione la capacità deve risultare superiore o uguale alla corrispondente domanda.

Il criterio di dimensionamento per l'impalcato è che esso non subisca danni per le azioni corrispondenti allo *SLV* ossia per effetto delle massime sollecitazioni indotte dall'azione sismica di progetto.

Le verifiche di resistenza sono in generale superflue nella direzione longitudinale per ponti ad asse rettilineo o con curvatura poco pronunciata, salvo effetti locali nelle zone di collegamento con gli apparecchi d'appoggio.

In direzione trasversale, la domanda in resistenza si ottiene con i criteri della progettazione in capacità.

In particolare, in sommità della generica pila i si ha una sollecitazione di taglio data da:

$$V_{Ed} = V_{E,i} \cdot \frac{\gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,i}}{M_{E,i}} \leq V_{E,i} \cdot q \quad [7.9.12]$$

nella quale $V_{E,i}$ è il valore dello sforzo di taglio ottenuto dall'analisi, $M_{E,i}$ il corrispondente momento flettente alla base della pila, ed $M_{Rd,i}$ l'effettivo momento resistente alla base della pila.

Se la pila trasmette anche momenti all'impalcato, i valori da assumere per la verifica di quest'ultimo sono dati dai valori dei momenti resistenti delle membrature che li trasmettono, moltiplicati per il fattore di sovraresistenza γ_{Rd} .

Per azione sismica diretta trasversalmente al ponte, quando si verifica l'impalcato con il criterio della progettazione in capacità, deve essere considerata la riduzione della sua rigidezza torsionale.

In direzione verticale, la verifica dell'impalcato deve essere eseguita nei casi indicati al § 7.2.2, assumendo per l'azione sismica il valore $q = 1$.

7.9.5.3 APPARECCHI DI APPOGGIO E ZONE DI SOVRAPPOSIZIONE**7.9.5.3.1 Apparecchi d'appoggio o di vincolo fissi**

Gli apparecchi d'appoggio o di vincolo fissi devono essere dimensionati con i criteri della progettazione in capacità. Essi devono quindi essere in grado di trasmettere, mantenendo la piena funzionalità, forze orizzontali tali da produrre, nella zona o nelle zone

dissipative alla base della pila, un momento flettente pari a: $\gamma_{rd} \cdot M_{rd}$, dove M_{rd} è il momento resistente della zona o delle zone dissipative. Questa verifica può essere eseguita in modo indipendente per le due direzioni dell'azione sismica.

Le forze determinate come sopra possono essere superiori a quelle che si ottengono dall'analisi ponendo $q = 1$; in tal caso, per il progetto degli apparecchi è consentito adottare queste ultime.

7.9.5.3.2 Apparecchi d'appoggio mobili

Nelle zone di appoggio dove è previsto un movimento relativo tra elementi diversi della struttura (impalcato-pila, impalcato-spalle, seggiole "Gerber", ecc.) gli appoggi mobili devono essere dimensionati come indicato al § 7.2.2.

7.9.5.3.3 Dispositivi di fine corsa

Con il termine di dispositivi di fine corsa si indicano diversi elementi costruttivi aventi lo scopo di limitare il movimento relativo tra impalcato e sommità della pila o spalla. Questi dispositivi possono consistere in elementi ammortizzanti in gomma o altro, collegamenti a fune, ecc.

Il ricorso a tali elementi è necessario quando le condizioni di progetto non permettono di realizzare appoggi, fra travata e testa pila o spalla o nei giunti in travata (seggiole "Gerber"), di prestazioni pari a quelle richieste al § 7.9.5.3.4.

In tali casi, in mancanza di verifica analitica in campo dinamico dell'interazione impalcato-pila o spalla e delle sollecitazioni indotte nei dispositivi, questi ultimi possono venire dimensionati per resistere ad una forza pari ad $\alpha \cdot Q$, in cui $\alpha = 1,5 \cdot S \cdot a_g / g$ è l'accelerazione normalizzata di progetto valutata allo SLC, S , a_g e g sono definiti al § 3.2.3.2.1 e Q è il peso della parte di impalcato collegato ad una pila od alle spalle, oppure, nel caso di due parti di impalcato collegate tra loro, il minore dei pesi di ciascuna delle due parti.

7.9.5.3.4 Zone di sovrapposizione

Nelle zone di appoggio dove è previsto un movimento relativo tra elementi diversi della struttura (impalcato-pila, impalcato-spalle, seggiole "Gerber", ecc.) deve essere comunque disponibile una adeguata zona di sovrapposizione.

La lunghezza minima di tale zona è ottenuta aggiungendo allo spostamento relativo tra le parti, valutato come indicato al § 7.2.2, lo spazio necessario, pari almeno a 400 mm, per disporre l'apparecchio di appoggio.

7.9.5.4 SPALLE

Le spalle dei ponti devono essere progettate in modo che tutte le parti componenti non subiscano danni che ne compromettano la completa funzionalità sotto l'azione sismica relativa allo SLV.

La verifica sismica delle spalle può essere eseguita, a titolo di accettabile semplificazione, separatamente per la direzione trasversale e per quella longitudinale.

Il modello da adottare per l'analisi delle spalle dipende dal grado di accoppiamento con l'impalcato che esse sostengono (vedi §§ 7.9.5.4.1 e 7.9.5.4.2).

7.9.5.4.1 Collegamento mediante apparecchi d'appoggio mobili

Questo tipo di collegamento viene in generale realizzato solo per i movimenti in senso longitudinale.

In questo caso il comportamento della spalla sotto azione sismica è praticamente disaccoppiato da quello del resto del ponte.

Nella determinazione delle sollecitazioni sismiche di progetto si devono considerare i seguenti contributi:

- le spinte dei terreni comprensive di effetti sismici, come specificato in § 7.11.3, valutando, laddove previsto e debitamente tenuto in conto anche nelle prestazioni cinematiche degli appoggi, eventuali spostamenti relativi rispetto al terreno.
- le forze d'inerzia agenti sulla massa della spalla e del terreno presenti sulla sua fondazione, cui va applicata un'accelerazione pari ad $a_g S$.

7.9.5.4.2 Collegamento mediante apparecchi d'appoggio fissi

Questo tipo di collegamento è adottato in maniera generalizzata per la direzione trasversale ed in genere su una delle due spalle per la direzione longitudinale.

In entrambi i casi le spalle e il ponte formano un sistema accoppiato ed è quindi necessario utilizzare un modello strutturale che consenta di analizzare gli effetti di interazione tra il terreno, la spalla e la parte di ponte accoppiata.

L'interazione terreno-spalla può in molti casi essere trascurata (a favore di stabilità) quando l'azione sismica agisce in direzione trasversale al ponte, ossia nel piano della spalla. In questi casi l'azione sismica può essere assunta pari all'accelerazione $a_g \cdot S$.

Nel senso longitudinale il modello deve comprendere, in generale, la deformabilità del terreno retrostante e quella del terreno di fondazione.

Qualora non venga effettuata l'analisi d'interazione di cui sopra, le forze d'inerzia agenti sulla massa della spalla, del terreno presente sulla sua fondazione e dell'impalcato saranno calcolate in base all'accelerazione valutata con lo spettro di progetto in corrispondenza del periodo T_B . Nel caso in cui il sistema costituito dalla spalla, dal terreno presente sulla sua fondazione e

dall'impalcato sia considerabile come infinitamente rigido (periodo proprio inferiore a 0,05s) le forze d'inerzia direttamente applicate ad esso possono essere assunte pari al prodotto delle masse per l'accelerazione del terreno $a_g \cdot S$.

Nel caso in cui la spalla sostenga un terreno rigido naturale per più dell'80% dell'altezza, si può considerare che essa si muova con il suolo. In questo caso le forze d'inerzia di progetto possono essere determinate considerando un'accelerazione pari ad $a_g \cdot S$.

7.9.6. DETTAGLI COSTRUTTIVI PER ELEMENTI DI CALCESTRUZZO ARMATO

7.9.6.1 PILE

Al fine di conferire la necessaria duttilità è necessario disporre idonee armature trasversali all'interno delle zone dissipative delle pile:

- armature atte a confinare adeguatamente il nucleo in calcestruzzo della sezione;
- armature atte a contrastare l'instabilità delle barre verticali compresse.

Le prescrizioni sulle armature trasversali sono volte a conseguire determinati obiettivi prestazionali. Esse non determinano dei quantitativi di acciaio da sommare tra di loro, pertanto nelle zone dissipative di una pila, fermi restando i dettagli costruttivi e il passo minimo delle armature prescritti nei successivi tre paragrafi, il quantitativo di armatura trasversale è il massimo tra quelli necessari a:

- soddisfare le verifiche di resistenza a taglio;
- confinare adeguatamente il nucleo in calcestruzzo della sezione;
- contrastare l'instabilità delle barre verticali compresse.

Salvo studi specifici le armature in parola sono indicate nei §§ 7.9.6.1.1, 7.9.6.1.2 e 7.9.6.1.3.

7.9.6.1.1 Armature per il confinamento del nucleo di calcestruzzo

Le armature per il confinamento del nucleo di calcestruzzo non sono necessarie nei casi seguenti:

- se la sollecitazione di compressione normalizzata risulta $v_k \leq 0,08$;
- nel caso di sezioni delle pile in parete sottile a doppio T o cave, mono o multi cellulari, purché risulti $v_k \leq 0,2$;
- nel caso di sezioni delle pile progettate in CD"A" o in CD"B" ove è possibile raggiungere una duttilità in curvatura non inferiore, rispettivamente, a $\mu_\phi = 13$ o a $\mu_\phi = 7$, senza che la deformazione di compressione massima nel calcestruzzo superi il valore 0,0035.

La percentuale meccanica minima di armatura trasversale per il confinamento costituita da tiranti o staffe di forma rettangolare $\omega_{wd,r}$ è data da:

$$\omega_{wd,r} \geq \max(\omega_{w,req}; 0,67 \cdot \omega_{w,min}) \quad [7.9.15]$$

con:

$$\omega_{w,req} = \frac{A_c}{A_{cc}} \cdot \lambda \cdot v_k + 0,13 \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} (\rho_L - 0,01) \quad [7.9.16]$$

dove:

- A_c è l'area totale di calcestruzzo della sezione.
- A_{cc} è l'area del nucleo confinato della sezione.
- v_k è stato precedentemente definito.
- λ vale 0,37 per le pile progettate in CD"A" e 0,28 per le pile progettate in CD"B".
- $\omega_{w,min}$ vale 0,18 per le pile progettate in CD"A" e 0,12 per le pile progettate in CD"B".
- ρ_L è la percentuale geometrica di armatura longitudinale.

Per staffe di forma circolare, la percentuale meccanica minima di armatura di confinamento è data da:

$$\omega_{wd,c} \geq \max(1,4 \cdot \omega_{w,req}; \omega_{w,min}) \quad [7.9.17]$$

La percentuale meccanica è definita dalle espressioni seguenti:

- sezioni rettangolari

$$\omega_{wd,r} = \frac{A_{sw}}{s \cdot b} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad [7.9.18]$$

in cui:

- A_{sw} = area complessiva dei bracci delle staffe chiuse e dei tiranti in una direzione
- s = interasse verticale delle armature di confinamento = S_L

- b = dimensione nel piano orizzontale del nucleo confinato di calcestruzzo misurata in direzione ortogonale a quella dei bracci delle staffe.
- sezioni circolari

$$\omega_{wd,c} = \frac{4A_{sp}}{D_{sp} \cdot s} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad [7.9.19]$$

in cui

- A_{sp}, D_{sp} = area della sezione delle barre circolari e diametro della circonferenza;
- s = interasse verticale delle armature di confinamento = S_L .

Il passo dell'armatura trasversale di confinamento lungo l'asse verticale della pila S_L deve rispettare le seguenti condizioni:

$$S_L \leq \min(6 \cdot d_{bl}; 1.5 \cdot b^*) \quad [7.9.20]$$

in cui d_{bl} è il diametro delle armature longitudinali e b^* è la dimensione minore del nucleo confinato di calcestruzzo.

In direzione trasversale la distanza S_T nel piano orizzontale tra due bracci di staffa rettangolare o tra due tiranti deve risultare:

$$S_L \leq \min\left(\frac{1}{3} \cdot b^*; 200 \text{ mm}\right) \quad [7.9.21]$$

La porzione di calcestruzzo effettivamente confinata si misura dal baricentro delle staffe di confinamento alla fibra in cui la deformazione di compressione nel conglomerato è pari al valore 0,0035/2.

7.9.6.1.2 Armature per contrastare l'instabilità delle barre verticali compresse

Esse non sono necessarie nel caso di sezioni delle pile progettate in CD''B'' ove sia possibile omettere l'armatura di confinamento.

Il passo dell'armatura trasversale per contrastare l'instabilità delle barre verticali compresse lungo l'asse verticale della pila S_L deve rispettare la seguente condizione:

$$S_L \leq 6 \cdot d_{bl} \quad [7.9.22]$$

con il significato già esposto dei simboli.

Lungo i bordi rettilinei delle sezioni l'obiettivo di trattenere le barre longitudinali può essere raggiunto in due modi alternativi:

- mediante un braccio di staffa assicurato per mezzo di tiranti intermedi disposti in posizioni alternate lungo l'asse verticale della pila.
- attraverso la sovrapposizione di più staffe chiuse disposte in modo tale che le barre verticali interne risultino alternativamente legate.

In direzione trasversale la distanza S_T nel piano orizzontale tra due bracci di staffa o tiranti deve risultare inferiore o uguale a 200 mm. Il quantitativo minimo di tiranti o bracci trasversali necessari a limitare i fenomeni d'instabilità delle barre longitudinali lungo i bordi rettilinei è fornito dalla relazione seguente:

$$\frac{A_T}{S_T} = \sum A_s \cdot f_{yk,s} \cdot \frac{1}{1,6 \cdot f_{yk,t}} \quad [7.9.23]$$

In cui:

- A_T ed S_T sono rispettivamente l'area di un braccio di staffa o tirante (in mm²) e la distanza misurata in direzione trasversale fra i bracci dei tiranti (m).
- $\sum A_s$ è la somma delle aree delle barre verticali (in mm²) di competenza di un braccio di staffa o tirante.
- $f_{yk,s}$ e $f_{yk,t}$ sono rispettivamente le tensioni di snervamento dell'acciaio dell'armatura verticale e delle staffe o tiranti.

7.9.6.1.3 Dettagli costruttivi per le zone dissipative

La lunghezza, misurata lungo l'asse verticale, della zona dissipativa di una pila progettata in CD''A'' ove risulti $v_k \leq 0,3$ è pari alla maggiore delle due:

- la profondità della sezione in direzione ortogonale all'asse di rotazione del momento flettente;
- la distanza tra la sezione di momento massimo e la sezione in cui il momento si riduce del 20%. Il diagramma dei momenti flettenti su cui computare il decremento del 20% è quello in cui il valore massimo del momento vale M_{pre} .

Per $0,3 \leq v_k \leq 0,6$ tale valore deve essere incrementato del 50%.

Per un'ulteriore estensione di lunghezza pari alla precedente si dispone solo l'armatura di confinamento gradualmente decrescente, in misura non inferiore in totale a metà di quella necessaria nel primo tratto.

La lunghezza, misurata lungo l'asse verticale, della zona dissipativa di una pila progettata in CD"B" è pari alla distanza tra la sezione di momento massimo e la sezione ove risulti $M_{R,d} \leq 1,3 M_{E,d}$. Tale distanza può essere nulla.

Tutte le armature di confinamento, staffe o tiranti, devono terminare con piegature a 135° che si ancorano verso l'interno per una lunghezza minima di 10 diametri.

I tiranti devono essere sempre ancorati alle staffe in prossimità delle barre verticali.

Nel caso di sezioni ove risulti $v_k \leq 0,30$ è possibile impiegare tiranti con piegature a 135° su una estremità e a 90° sull'altra estremità, purché siano alternati i versi di posa.

Tiranti con entrambe le piegature di estremità a 135° possono essere costituiti da due elementi distinti con tratti rettilinei convenientemente sovrapposti all'interno della zona centrale del nucleo di calcestruzzo.

Nel caso di sezioni delle pile in parete sottile a doppio T o cave, mono o multi cellulari, il rapporto tra la lunghezza netta di ogni parete interna e il proprio spessore dovrà essere inferiore o uguale a 8. Per le pareti esterne tale limite vale 4. Per le pile circolari cave tale limitazione si intende riferita al diametro interno.

7.9.6.2 IMPALCATO, FONDAZIONI E SPALLE

Ferme restando le prescrizioni inerenti le armature di cui al § 7.2.5, in conseguenza dei criteri di progetto adottati, non sono da prevedere per gli elementi costruttivi in titolo accorgimenti specifici per conferire duttilità.

7.10. COSTRUZIONI CON ISOLAMENTO E/O DISSIPAZIONE

7.10.1. SCOPO

Il presente capitolo fornisce criteri e regole per il progetto di costruzioni nuove e per l'adeguamento di quelle esistenti, nelle quali un sistema d'isolamento sismico sia posto al di sotto della costruzione medesima, o sotto una sua porzione rilevante, allo scopo di migliorarne la risposta nei confronti delle azioni sismiche orizzontali.

La riduzione della risposta sismica orizzontale, qualunque siano la tipologia e i materiali strutturali della costruzione, può essere ottenuta mediante una delle seguenti strategie d'isolamento, o mediante una loro appropriata combinazione:

- a) incrementando il periodo fondamentale della costruzione per portarlo nel campo delle minori accelerazioni di risposta;
- b) limitando la massima forza orizzontale trasmessa.

In entrambe le strategie le prestazioni dell'isolamento possono essere migliorate attraverso la dissipazione nel sistema di isolamento di una consistente aliquota dell'energia meccanica trasmessa dal terreno alla costruzione.

Le prescrizioni del presente capitolo non si applicano ai sistemi di protezione sismica basati sull'impiego di elementi dissipativi distribuiti, a vari livelli, all'interno della costruzione.

7.10.2. REQUISITI GENERALI E CRITERI PER IL LORO SODDISFACIMENTO

Il sistema d'isolamento è composto dai dispositivi d'isolamento e, eventualmente, di dissipazione, ciascuno dei quali espleta una o più delle seguenti funzioni:

- sostegno dei carichi verticali con elevata rigidità in direzione verticale e bassa rigidità o resistenza in direzione orizzontale, permettendo notevoli spostamenti orizzontali;
- dissipazione di energia con meccanismi isteretici e/o viscosi;
- ricentraggio del sistema;
- vincolo laterale, con adeguata rigidità sotto carichi orizzontali di servizio (non sismici).

Fanno parte integrante del sistema d'isolamento gli elementi di connessione, nonché eventuali vincoli supplementari disposti per limitare gli spostamenti orizzontali dovuti ad azioni non sismiche (ad es. vento).

Detta "interfaccia d'isolamento" la superficie di separazione sulla quale è attivo il sistema d'isolamento, si definiscono:

- "sottostruttura", la parte della struttura posta al di sotto dell'interfaccia del sistema d'isolamento e che include le fondazioni, avente in genere deformabilità orizzontale trascurabile e soggetta direttamente agli spostamenti imposti dal movimento sismico del terreno;
- "sovrastuttura", la parte della struttura posta al di sopra dell'interfaccia d'isolamento e, perciò, isolata.

La sovrastuttura e la sottostruttura si devono mantenere in campo sostanzialmente elastico. Per questo la struttura può essere progettata con riferimento ai particolari costruttivi richiesti per le costruzioni caratterizzate, allo SLV, da $a_g S \leq 0,075g$, con deroga, per le strutture in c.a., a quanto previsto al § 7.4.6 e al § 7.9.6.

Un'affidabilità superiore è richiesta al sistema d'isolamento per il ruolo critico che esso svolge. Tale affidabilità si ritiene conseguita se il sistema d'isolamento è progettato e verificato sperimentalmente secondo quanto stabilito nel § 11.9.

7.10.3. CARATTERISTICHE E CRITERI DI ACCETTAZIONE DEI DISPOSITIVI

I dispositivi si possono utilizzare solo qualora posseggano le caratteristiche e soddisfino integralmente le prescrizioni riportate nel § 11.9 delle presenti norme.

7.10.4. INDICAZIONI PROGETTUALI**7.10.4.1 INDICAZIONI RIGUARDANTI I DISPOSITIVI**

L'alloggiamento dei dispositivi d'isolamento e di dissipazione ed il loro collegamento alla struttura devono essere concepiti in modo da assicurarne l'accesso e rendere i dispositivi stessi ispezionabili e sostituibili. È necessario anche prevedere adeguati sistemi di contrasto, idonei a consentire l'eventuale ricentraggio dei dispositivi qualora, a seguito di un sisma, si possano avere spostamenti residui incompatibili con la funzionalità della costruzione e/o con il corretto comportamento del sistema d'isolamento.

Ove necessario, i dispositivi devono essere protetti da possibili effetti derivanti da attacchi del fuoco, chimici o biologici. In alternativa, occorre prevedere dispositivi che, in caso di distruzione degli isolatori, siano idonei a trasferire il carico verticale alla sottostruttura.

7.10.4.2 CONTROLLO DI MOVIMENTI INDESIDERATI

Per minimizzare gli effetti torsionali, la proiezione del centro di massa della sovrastruttura sul piano degli isolatori ed il centro di rigidità dei dispositivi o, nel caso di sottostruttura flessibile, il centro di rigidità del sistema sottostruttura-isolamento devono essere, per quanto possibile, coincidenti. Inoltre, nei casi in cui il sistema di isolamento affidi a pochi dispositivi le sue capacità dissipative e ricentranti rispetto alle azioni orizzontali, occorre che tali dispositivi siano, per quanto possibile, disposti in maniera da minimizzare gli effetti torsionali (ad esempio perimetralmente) e siano in numero staticamente ridondante. Nel caso dei ponti, si potranno trascurare gli effetti dell'eccentricità accidentale delle masse.

Per minimizzare le differenze di comportamento dei dispositivi, le tensioni di compressione a cui lavorano devono essere per quanto possibile uniformi. Nel caso di sistemi d'isolamento che utilizzino dispositivi di diverso tipo, particolare attenzione deve essere posta sui possibili effetti della differente deformabilità verticale sotto le azioni sia statiche che sismiche.

Per evitare o limitare azioni di trazione nei dispositivi, gli interassi della maglia strutturale devono essere scelti in modo tale che il carico verticale "V" di progetto agente sul singolo isolatore sotto le azioni sismiche e quelle concomitanti risulti essere di compressione o, al più, nullo ($V \geq 0$). Nel caso in cui dall'analisi risultasse $V < 0$, occorre che la tensione di trazione sia in modulo inferiore al minore tra $2G$ (G modulo di taglio del materiale elastomerico) e 1 MPa , negli isolatori elastomerici, oppure, per i dispositivi di altro tipo, dimostrare, attraverso adeguate prove sperimentali, che il dispositivo è in grado di sostenere tale condizione, oppure predisporre opportuni vincoli in grado di assorbire integralmente la trazione.

7.10.4.3 CONTROLLO DEGLI SPOSTAMENTI SISMICI DIFFERENZIALI DEL TERRENO

Negli edifici, sia le strutture del piano di posa dei dispositivi sia le strutture del piano da cui spicca la sovrastruttura devono essere dimensionate in modo da assicurare un comportamento rigido nel piano suddetto, così da limitare gli effetti di spostamenti sismici differenziali. Altrimenti la variabilità spaziale del moto del terreno deve essere messa in conto secondo quanto specificato nel § 3.2.4.

La condizione precedente si considera soddisfatta se un diaframma rigido costituito da un solaio in c.a., oppure da una griglia di travi progettata tenendo conto di possibili fenomeni di instabilità, è presente sia al di sopra sia al di sotto del sistema di isolamento e se i dispositivi del sistema di isolamento sono fissati ad entrambi i diaframmi o direttamente o attraverso elementi verticali il cui spostamento orizzontale in condizioni sismiche sia minore di $1/20$ dello spostamento relativo del sistema di isolamento. Tali elementi devono essere progettati per rispondere in campo rigorosamente elastico, tenendo anche conto della maggiore affidabilità richiesta ai dispositivi di isolamento e dissipazione.

7.10.4.4 CONTROLLO DEGLI SPOSTAMENTI RELATIVI AL TERRENO E ALLE COSTRUZIONI CIRCOSTANTI

Adeguate spazio deve essere previsto tra la sovrastruttura isolata e il terreno o le costruzioni circostanti, per consentire liberamente gli spostamenti sismici in tutte le direzioni. Per i ponti, i giunti di separazione tra le diverse porzioni di impalcato e tra l'impalcato e la sottostruttura devono essere dimensionati in modo da permettere il corretto funzionamento del sistema d'isolamento, senza impedimenti al libero spostamento delle parti isolate.

Occorre anche attuare adeguati accorgimenti affinché l'eventuale malfunzionamento delle connessioni a cavallo dei giunti non possa compromettere l'efficienza dell'isolamento.

7.10.5. MODELLAZIONE E ANALISI STRUTTURALE**7.10.5.1 PROPRIETÀ DEL SISTEMA DI ISOLAMENTO**

Le proprietà meccaniche del sistema di isolamento da adottare nelle analisi di progetto, derivanti dalla combinazione delle proprietà meccaniche dei singoli dispositivi che lo costituiscono, sono le più sfavorevoli che si possono verificare durante il periodo di riferimento V_R considerato. Esse devono tener conto, ove pertinente, di:

- entità delle deformazioni subite in relazione allo stato limite per la verifica del quale si svolge l'analisi;
- variabilità delle caratteristiche meccaniche dei dispositivi, nell'ambito della fornitura;
- velocità massima di deformazione (frequenza) in un intervallo di variabilità di $\pm 30\%$ del valore di progetto;
- entità dei carichi verticali agenti simultaneamente al sisma;

- entità dei carichi e delle deformazioni in direzione trasversale a quella considerata;
- temperatura, per i valori massimo e minimo di progetto.

Inoltre, si deve tener conto dell'eventuale variazione nel tempo delle caratteristiche meccaniche durante la vita utile del dispositivo.

Si devono, pertanto, eseguire più analisi per ciascuno stato limite da verificare, attribuendo ai parametri del modello i valori estremi più sfavorevoli ai fini della valutazione delle grandezze da verificare e coerenti con l'entità delle deformazioni subite dai dispositivi.

Nel caso in cui i valori estremi (massimo oppure minimo) differiscano di non più del 20% dal valor medio, si potranno adottare i valori medi delle proprietà meccaniche del sistema di isolamento.

7.10.5.2 MODELLAZIONE

La sovrastruttura e la sottostruttura devono essere modellate come sistemi a comportamento elastico lineare aventi rigidità corrispondente al comportamento strutturale non dissipativo. Il sistema di isolamento può essere modellato, in relazione alle sue caratteristiche meccaniche, come avente comportamento visco-elastico lineare oppure con legame costitutivo non lineare. La deformabilità verticale degli isolatori dovrà essere messa in conto quando il rapporto tra la rigidità verticale del sistema di isolamento K_v e la rigidità equivalente orizzontale K_{esi} è inferiore a 800.

Se è utilizzato un modello lineare, si deve adottare una rigidità equivalente riferita allo spostamento totale di progetto per lo stato limite in esame di ciascun dispositivo facente parte del sistema di isolamento. La rigidità totale equivalente del sistema di isolamento, K_{esi} , è pari alla somma delle rigidità equivalenti dei singoli dispositivi. L'energia dissipata dal sistema d'isolamento deve essere espressa in termini di coefficiente di smorzamento viscoso equivalente del sistema d'isolamento ξ_{esi} valutato con riferimento all'energia dissipata dal sistema di isolamento in cicli con frequenza nell'intervallo delle frequenze naturali dei modi considerati. Per i modi superiori della struttura, al di fuori di tale intervallo, il rapporto di smorzamento del modello completo deve essere quello della sovrastruttura nella condizione di base fissa.

Quando la rigidità e/o lo smorzamento equivalenti del sistema di isolamento dipendono significativamente dallo spostamento di progetto, deve applicarsi una procedura iterativa fino a che la differenza tra il valore assunto e quello calcolato non sia inferiore al 5%.

Il comportamento del sistema di isolamento può essere modellato come lineare equivalente se sono soddisfatte tutte le seguenti condizioni:

- a) la rigidità equivalente del sistema d'isolamento è almeno pari al 50% della rigidità secante per cicli con spostamento pari al 20% dello spostamento di riferimento;
- b) lo smorzamento lineare equivalente del sistema di isolamento, come definito in precedenza, è inferiore al 30%;
- c) le caratteristiche forza-spostamento del sistema d'isolamento non variano di più del 10% per effetto di variazioni della velocità di deformazione in un campo del $\pm 30\%$ intorno al valore di progetto, e dell'azione verticale sui dispositivi, nel campo di variabilità di progetto;
- d) l'incremento della forza nel sistema d'isolamento per spostamenti tra $0,5 d_c$ e d_{dc} , essendo d_{dc} lo spostamento del centro di rigidità dovuto all'azione sismica, è almeno pari al 2,5% del peso totale della sovrastruttura.

Nel caso in cui si adotti un modello non lineare, il legame costitutivo dei singoli dispositivi del sistema d'isolamento deve riprodurre adeguatamente il loro comportamento nel campo di deformazioni e velocità che si verificano durante l'azione sismica, anche in relazione alla corretta rappresentazione dell'energia dissipata nei cicli di isteresi.

Se ritenuta rilevante ai fini della risposta sismica della struttura isolata, è opportuno tenere in conto l'eventuale interazione terreno-struttura come indicato al § 7.9.3.1.

7.10.5.3 ANALISI

Per le costruzioni isolate alla base si applicano le prescrizioni di cui ai §§ 7.3.3 e 7.3.4 integrate o, se del caso, sostituite da quelle contenute nei successivi punti. Per esse non può essere usata l'analisi statica non lineare.

7.10.5.3.1 Analisi lineare statica

Per le costruzioni dotate di isolamento alla base, il metodo dell'analisi statica lineare può essere applicato se la struttura isolata soddisfa i requisiti seguenti:

- a) il sistema d'isolamento può essere modellato come lineare, in accordo con il precedente § 7.10.5.2;
- b) il periodo equivalente T_{is} della costruzione isolata ha un valore compreso fra $3 \cdot T_{bf}$ e 3,0 s, in cui T_{bf} è il periodo della sovrastruttura assunta a base fissa, stimato con un'espressione approssimata;
- c) la rigidità verticale del sistema di isolamento K_v è almeno 800 volte più grande della rigidità equivalente orizzontale del sistema di isolamento K_{esi} ;
- d) il periodo in direzione verticale T_v , calcolato come $T_v = 2\pi\sqrt{M/K_v}$, è inferiore a 0,1 s;
- e) nessun isolatore risulta in trazione per l'effetto combinato dell'azione sismica e dei carichi verticali;

f) il sistema resistente all'azione sismica possiede una configurazione strutturale regolare in pianta, come è definita al § 7.2.1.

Ai requisiti da a) ad f) si aggiungono, per gli edifici civili ed industriali, i seguenti:

- la sovrastruttura ha altezza non maggiore di 20 m e non più di 5 piani
- la sottostruttura può essere considerata infinitamente rigida, per cui il suo periodo proprio è non maggiore di 0,05s.
- la dimensione maggiore in pianta della sovrastruttura è inferiore a 50 m;
- in ciascuna delle direzioni principali orizzontali, l'eccentricità totale tra il centro di rigidezza del sistema di isolamento e la proiezione verticale del centro di massa non è superiore al 3% della dimensione della sovrastruttura trasversale alla direzione orizzontale considerata.

Ai requisiti da a) ad f) si aggiungono, per i ponti, i seguenti:

- lo schema statico è ad impalcati semplicemente appoggiati, oppure lo schema statico è a impalcati continui con geometria regolare, caratterizzata da: sostanziale rettilineità dell'impalcato, luci uguali, rapporto massimo tra le rigidezze delle pile inferiore a 2, lunghezza totale dell'impalcato continuo inferiore a 150 m;
- la massa della metà superiore delle pile è inferiore a 1/5 della massa dell'impalcato;
- le pile hanno altezza inferiore a 20 m;
- in direzione trasversale la distanza tra il centro di rigidezza del sistema di isolamento e il centro di massa dell'impalcato non è superiore al 5% della dimensione trasversale della sovrastruttura.

Se le condizioni dette sono rispettate, il calcolo può essere svolto su due modelli separati, per ciascuno dei quali si assume il valore corrispondente dello smorzamento, uno per la sovrastruttura più sistema d'isolamento ed uno per la sottostruttura. Su quest'ultimo agiscono le forze ricavate dal primo modello e le forze d'inerzia prodotte direttamente dal moto del terreno.

La forza orizzontale complessiva applicata al sistema d'isolamento, da ripartire tra gli elementi strutturali costituenti la sottostruttura in proporzione alle rigidezze dei corrispondenti dispositivi d'isolamento, è pari a:

$$F = M \cdot S_e(T_{is}, \xi_{esi}) \quad [7.10.1]$$

dove $S_e(T_{is}, \xi_{esi})$ è l'accelerazione spettrale definita nel § 3.2.3 per la categoria di suolo di fondazione appropriata e $K_{esi, \min}$ è la rigidezza equivalente minima in relazione alla variabilità delle proprietà meccaniche del sistema di isolamento, per effetto dei fattori definiti nel § 7.10.5.1.

Lo spostamento del centro di rigidezza dovuto all'azione sismica d_{dc} deve essere calcolato, in ciascuna direzione orizzontale, mediante la seguente espressione:

$$d_{dc} = \frac{M \cdot S_e(T_{is}, \xi_{esi})}{K_{esi, \min}} \quad [7.10.2]$$

Le forze orizzontali da applicare a ciascun livello della sovrastruttura devono essere calcolate, in ciascuna direzione orizzontale, mediante la seguente espressione:

$$f_j = m_j \cdot S_e(T_{is}, \xi_{esi}) \quad [7.10.3]$$

in cui m_j è la massa del livello j-esimo.

Gli effetti della torsione d'insieme della sovrastruttura sui singoli dispositivi di isolamento possono essere messi in conto amplificando in ciascuna direzione gli spostamenti e le forze precedentemente definiti mediante i fattori δ_{xi} e δ_{yi} da applicare, rispettivamente, alle azioni in direzione x e y:

$$\delta_{xi} = 1 + \frac{e_{tot,y}}{r_x^2} y_i \quad \delta_{yi} = 1 + \frac{e_{tot,x}}{r_y^2} x_i \quad [7.10.4]$$

in cui:

(x_i, y_i) sono le coordinate del dispositivo rispetto al centro di rigidezza;

$e_{tot,x}$ $e_{tot,y}$ è l'eccentricità totale nella direzione x, y;

r_x r_y sono le componenti, in direzione x e y del raggio torsionale del sistema di isolamento, date dalle seguenti espressioni:

$$r_x^2 = \frac{\sum (x_i^2 \cdot K_{yi} + y_i^2 \cdot K_{xi})}{\sum K_{yi}} \quad [7.10.5]$$

$$r_y^2 = \frac{\sum (x_i^2 \cdot K_{xi} + y_i^2 \cdot K_{yi})}{\sum K_{xi}}$$

K_{xi} K_{yi} sono le rigidezze equivalenti del dispositivo i-esimo rispettivamente nelle direzioni x e y.

Ai fini della verifica degli elementi strutturali, gli effetti torsionali sulla sovrastruttura sono valutati come specificato in § 7.3.3.

7.10.5.3.2 Analisi lineare dinamica

Per le costruzioni con isolamento alla base l'analisi dinamica lineare è ammessa quando risulta possibile modellare elasticamente il comportamento del sistema di isolamento, nel rispetto delle condizioni di cui al § 7.10.5.2. Per il sistema complessivo, formato

dalla sottostruttura, dal sistema d'isolamento e dalla sovrastruttura, si assume un comportamento elastico lineare. Qualora il sistema di isolamento non sia immediatamente al di sopra delle fondazioni, il modello deve comprendere sia la sovrastruttura sia la sottostruttura, a meno che la sottostruttura non sia assimilabile ad una struttura scatolare rigida come definita al § 7.2.1. L'analisi può essere svolta mediante analisi modale con spettro di risposta o mediante integrazione al passo delle equazioni del moto, eventualmente previo disaccoppiamento modale, considerando un numero di modi tale da portare in conto anche un'aliquota significativa della massa della sottostruttura, se inclusa nel modello.

Nel caso si adotti l'analisi modale con spettro di risposta, questa deve essere svolta secondo quanto specificato in § 7.3.3.1, salvo diverse indicazioni fornite nel presente paragrafo. Le due componenti orizzontali dell'azione sismica si considerano in generale agenti simultaneamente, adottando, ai fini della combinazione degli effetti, le regole riportate in § 7.3.3.1. La componente verticale deve essere messa in conto nei casi previsti in § 7.2.2 e, in ogni caso, quando il rapporto tra la rigidezza verticale del sistema di isolamento K_v e la rigidezza equivalente orizzontale K_{esi} risulti inferiore a 800. In tali casi si avrà cura che la massa eccitata dai modi in direzione verticale considerati nell'analisi sia significativa.

Lo spettro elastico definito in § 3.2.3.2 va ridotto per tutto il campo di periodi $T \geq 0,8 T_{is}$, assumendo per il coefficiente riduttivo η il valore corrispondente al coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ_{esi} del sistema di isolamento.

Nel caso di analisi lineare con integrazione al passo, la messa in conto del corretto valore del coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ si ottiene, quando si opera sulle singole equazioni modali disaccoppiate, assegnando a ciascuna equazione il corrispondente valore modale di ξ o, quando si opera sul sistema completo, definendo in maniera appropriata la matrice di smorzamento del sistema.

7.10.6. VERIFICHE

7.10.6.1 VERIFICHE DEGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Il livello di protezione richiesto per la sottostruttura e le fondazioni nei confronti dello *SLD* è da ritenere conseguito se sono soddisfatte le relative verifiche nei confronti dello *SLV*, di cui al § 7.10.6.2.

La verifica dello *SLD* della sovrastruttura deve essere effettuata controllando che gli spostamenti d'interpiano ottenuti dall'analisi siano inferiori ai 2/3 dei limiti indicati per lo *SLD* nel § 7.3.6.1.

I dispositivi del sistema d'isolamento non devono subire danni che possano comprometterne il funzionamento nelle condizioni di servizio. Tale requisito si ritiene normalmente soddisfatto se sono soddisfatte le verifiche dello *SLV* dei dispositivi. In caso di sistemi a comportamento non lineare, eventuali spostamenti residui al termine dell'azione sismica allo *SLD* devono essere compatibili con la funzionalità della costruzione.

Le eventuali connessioni, strutturali e non, particolarmente quelle degli impianti, fra la struttura isolata e il terreno o le parti di strutture non isolate, devono assorbire gli spostamenti relativi corrispondenti allo *SLD* senza subire alcun danno o limitazione d'uso.

7.10.6.2 VERIFICHE DEGLI STATI LIMITE ULTIMI

Per le costruzioni particolarmente esposte all'azione del vento e per i ponti in generale sarà condotta la verifica dello *SLU* dei dispositivi di isolamento e/o dissipazione di energia sottoposti alle combinazioni inerenti le azioni variabili orizzontali.

7.10.6.2.1 Verifiche dello SLV

La capacità della sottostruttura e della sovrastruttura deve essere valutata adottando i valori di γ_M utilizzati per le costruzioni non isolate.

Gli elementi della sottostruttura devono essere verificati rispetto alle sollecitazioni ottenute direttamente dall'analisi quando il modello include anche la sottostruttura. In caso contrario, essi devono essere verificati rispetto alle sollecitazioni prodotte dalle forze trasmesse dal sistema d'isolamento combinate con le sollecitazioni prodotte dalle accelerazioni di risposta direttamente applicate alla sottostruttura. Nel caso in cui la sottostruttura possa essere assunta infinitamente rigida (periodo proprio inferiore a 0,05s) le forze d'inerzia direttamente applicate ad essa possono essere assunte pari al prodotto delle masse della sottostruttura per l'accelerazione del terreno $a_g S$. La combinazione delle sollecitazioni deve essere eseguita adottando le regole riportate in § 7.3.5, tenendo in conto gli effetti pseudo-statici indotti dagli spostamenti relativi prodotti dalla variabilità spaziale del moto unicamente nei casi previsti ai §§ 3.2.4.1 e 3.2.4.2.

La domanda sugli elementi strutturali della sovrastruttura e della sottostruttura e sul terreno deve essere valutata, nel caso di analisi lineare, considerando un fattore di comportamento $q \leq 1,50$ nel caso degli edifici e $q = 1$ nel caso dei ponti ed adottando le regole di combinazione di cui al § 2.5.3.

Nelle condizioni di massima sollecitazione, le parti dei dispositivi non impegnate nella funzione dissipativa devono rimanere in campo elastico, nel rispetto delle norme relative ai materiali di cui sono costituite, e comunque con un coefficiente di sicurezza almeno pari a 1,5.

Nelle costruzioni di classe d'uso IV, le eventuali connessioni, strutturali e non strutturali, particolarmente quelle degli impianti, fra la struttura isolata e il terreno o le parti di strutture non isolate devono assorbire gli spostamenti relativi previsti dal calcolo senza danni.

Al fine di evitare il martellamento tra diverse parti tra loro contigue si dovranno rispettare i criteri enunciati al § 7.2.1, nella sezione "Distanza tra costruzioni contigue", e, per i ponti, al § 7.9.5.2.

7.10.6.2.2 Verifiche dello SLC

I dispositivi del sistema d'isolamento devono essere in grado di sostenere, senza rotture, gli spostamenti d_2 , valutati per una azione sismica riferita allo SLC. Nel caso di sistemi a comportamento non lineare, allo spostamento ottenuto con l'azione sismica detta occorre aggiungere il maggiore tra lo spostamento residuo allo SLD e il 50% dello spostamento corrispondente all'annullamento della forza, seguendo il ramo di scarico a partire dal punto di massimo spostamento raggiunto allo SLD.

In tutte le costruzioni, le connessioni del gas e di altri impianti pericolosi che attraversano i giunti di separazione devono essere progettate per consentire gli spostamenti relativi della sovrastruttura isolata, con lo stesso livello di sicurezza adottato per il progetto del sistema d'isolamento.

Per i ponti e le costruzioni dotate anche di appoggi mobili devono essere rispettati i requisiti enunciati rispettivamente nei §§ 7.9.5.3.2 e 7.2.1.

I dispositivi di fine corsa, se previsti, devono permettere liberamente gli spostamenti massimi dei dispositivi di isolamento e/o dissipazione di energia e devono essere dimensionati secondo i criteri indicati nel § 7.9.5.3.3. Gli spostamenti massimi sono definiti al primo capoverso del presente paragrafo.

7.10.7. ASPETTI COSTRUTTIVI, MANUTENZIONE, SOSTITUIBILITÀ

Il progetto deve contenere la descrizione delle modalità di messa in opera dei dispositivi ed il relativo piano di manutenzione. I documenti di progetto devono indicare i dettagli, le dimensioni e le prescrizioni sulla qualità, come pure eventuali dispositivi di tipo speciale e le tolleranze concernenti la messa in opera. Elementi di elevata importanza, che richiedano particolari controlli durante le fasi di costruzione e messa in opera, devono essere indicati negli elaborati grafici di progetto, insieme alle procedure di controllo da adottare.

Il piano di qualità deve prevedere, inoltre, la descrizione delle modalità di installazione dei dispositivi durante la fase di costruzione dell'opera da isolare, nonché il programma dei controlli periodici, degli interventi di manutenzione e di sostituzione, durante la vita nominale della struttura, la cui durata deve essere specificata nei documenti di progetto.

Ai fini della qualità della posa in opera, gli isolatori devono essere installati da personale specializzato, sulla base di un disegno planimetrico recante le coordinate e la quota di ciascun dispositivo, l'entità e la prerogazione degli eventuali dispositivi mobili a rotolamento, le dimensioni delle eventuali nicchie predisposte nei getti di calcestruzzo per accogliere staffe o perni di ancoraggio, le caratteristiche delle malte di spianamento e di sigillatura.

Ai fini della sostituzione degli isolatori, il progetto delle strutture deve prevedere la possibilità di trasferire temporaneamente i carichi verticali dalla sovrastruttura alla sottostruttura per il tramite di martinetti oleodinamici, adiacenti all'isolatore da sostituire. A tale scopo il progetto delle strutture può prevedere nicchie per l'inserimento dei martinetti tra la sottostruttura e la sovrastruttura oppure altre disposizioni costruttive equivalenti.

Anche i percorsi, che consentono al personale addetto di raggiungere e di ispezionare gli isolatori, devono essere previsti e riportati sul progetto esecutivo delle strutture portanti e su quello delle eventuali murature di tamponamento, in modo da garantire l'accessibilità al dispositivo da tutti i lati.

Le risultanze delle visite periodiche di controllo devono essere annotate su un apposito documento che deve essere conservato con il progetto della struttura isolata durante l'intera vita di utilizzazione della costruzione.

7.10.8. ACCORGIMENTI SPECIFICI IN FASE DI COLLAUDO

Ai fini del collaudo statico, di fondamentale importanza è il controllo della posa in opera dei dispositivi, nel rispetto delle tolleranze e delle modalità di posa prescritte dal progetto, nonché la verifica della completa separazione tra sottostruttura e sovrastruttura e tra quest'ultima ed altre strutture adiacenti, con il rigoroso rispetto delle distanze di separazione previste in progetto.

Il collaudatore può disporre l'esecuzione di speciali prove per la caratterizzazione dinamica del sistema di isolamento atte a verificare, nei riguardi di azioni di tipo sismico, che le caratteristiche della costruzione corrispondano a quelle attese.

7.11. OPERE E SISTEMI GEOTECNICI

Le presenti norme disciplinano la progettazione e la verifica delle opere e dei sistemi geotecnici di cui al § 6.1.1 soggetti ad azioni sismiche, nonché i requisiti che devono essere soddisfatti dai siti di costruzione e dai terreni interagenti con le opere in presenza di tali azioni.

In aggiunta alle prescrizioni contenute nel presente paragrafo, le opere e i sistemi geotecnici devono soddisfare le prescrizioni contenute nel Capitolo 6, relative alle combinazioni di carico non sismico.

7.11.1. REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE

Sotto l'effetto dell'azione sismica di progetto, definita al Capitolo 3, le opere e i sistemi geotecnici devono rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio definiti al § 3.2.1, con i requisiti di sicurezza indicati nel § 7.1.

Le verifiche agli stati limite ultimi di opere e sistemi geotecnici si riferiscono al solo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) di cui al § 3.2.1; quelle agli stati limite di esercizio si riferiscono al solo stato limite di danno (SLD) di cui allo stesso § 3.2.1.

Le verifiche degli stati limite ultimi in presenza di azioni sismiche devono essere eseguite ponendo pari a 1 i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto, con i coefficienti parziali γ_R indicati nel presente Capitolo 7, oppure con i γ_R indicati nel Capitolo 6 laddove non espressamente specificato.

7.11.2. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA AI FINI SISMICI

Le indagini geotecniche devono essere predisposte dal progettista in presenza di un quadro geologico adeguatamente definito, che comprenda i principali caratteri tettonici e litologici, nonché l'eventuale preesistenza di fenomeni di instabilità del territorio. Le indagini devono comprendere l'accertamento degli elementi che, unitamente agli effetti topografici, influenzano la propagazione delle onde sismiche, quali le condizioni stratigrafiche e la presenza di un substrato rigido o di una formazione ad esso assimilabile.

La caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni e la scelta dei più appropriati mezzi e procedure d'indagine devono essere effettuate tenendo conto della tipologia del sistema geotecnico e del metodo di analisi adottato nelle verifiche.

Nel caso di opere per le quali si preveda l'impiego di metodi d'analisi avanzata, è opportuna anche l'esecuzione di prove cicliche e dinamiche di laboratorio, quando sia tecnicamente possibile il prelievo di campioni indisturbati. In ogni caso, la caratterizzazione geotecnica dei terreni deve consentire almeno la classificazione del sottosuolo secondo i criteri esposti nel § 3.2.2.

Nella caratterizzazione geotecnica è necessario valutare la dipendenza della rigidità e dello smorzamento dal livello deformativo.

Nelle analisi di stabilità in condizioni post-sismiche si deve tener conto della riduzione di resistenza al taglio indotta dal decadimento delle caratteristiche di resistenza per degradazione dei terreni e dall'eventuale accumulo di pressioni interstiziali che può verificarsi nei terreni saturi.

Nei terreni saturi si assumono generalmente condizioni di drenaggio impedito. In tal caso, nelle analisi condotte in termini di tensioni efficaci, la resistenza al taglio è esprimibile mediante la relazione

$$\tau_f = c' + (\sigma'_n - \Delta u) \tan(\varphi') \quad [7.11.1]$$

Dove σ'_n è la tensione efficace iniziale normale alla giacitura di rottura, Δu è l'eventuale sovrappressione interstiziale generata dal sisma e i parametri c' e φ' tengono conto della degradazione dei terreni per effetto della storia ciclica di sollecitazione.

Nei terreni a grana fina, le analisi possono essere condotte in termini di tensioni totali esprimendo la resistenza al taglio mediante la resistenza non drenata, valutata in condizioni di sollecitazione ciclica

$$\tau_f = c_{u,c} \quad [7.11.2]$$

dove $c_{u,c}$ include gli effetti di degradazione dei terreni.

7.11.3. RISPOSTA SISMICA E STABILITÀ DEL SITO**7.11.3.1 RISPOSTA SISMICA LOCALE**

Il moto generato da un terremoto in un sito dipende dalle particolari condizioni locali, cioè dalle caratteristiche topografiche e stratigrafiche del sottosuolo e dalle proprietà fisiche e meccaniche dei terreni e degli ammassi rocciosi di cui è costituito. Alla scala della singola opera o del singolo sistema geotecnico, l'analisi della risposta sismica locale consente quindi di definire le modifiche che il segnale sismico di ingresso subisce, a causa dei suddetti fattori locali.

Le analisi di risposta sismica locale richiedono un'adeguata conoscenza delle proprietà geotecniche dei terreni, da determinare mediante specifiche indagini e prove.

Nelle analisi di risposta sismica locale, l'azione sismica di ingresso è descritta in termini di storia temporale dell'accelerazione (accelerogrammi) su di un sito di riferimento rigido ed affiorante con superficie topografica orizzontale (sottosuolo tipo A del § 3.2.2). Per la scelta degli accelerogrammi di ingresso, si deve fare riferimento a quanto già specificato al § 3.2.3.6.

7.11.3.2 FATTORI DI AMPLIFICAZIONE STRATIGRAFICA

In condizioni stratigrafiche e morfologiche schematizzabili con un modello mono-dimensionale e per profili stratigrafici riconducibili alle categorie di cui alla Tab. 3.2.II, il moto sismico alla superficie di un sito è definibile mediante l'accelerazione massima (a_{max}) attesa in superficie ed una forma spettrale ancorata ad essa. Il valore di a_{max} può essere ricavato dalla relazione $a_{max} = S_S \cdot a_g$ dove a_g è l'accelerazione massima su sito di riferimento rigido ed S_S è il coefficiente di amplificazione stratigrafica.

7.11.3.3 FATTORI DI AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA

Per condizioni topografiche riconducibili alle categorie di cui alla Tab. 3.2.III, la valutazione dell'amplificazione topografica può essere effettuata utilizzando il coefficiente di amplificazione topografica S_T . Il parametro S_T deve essere applicato nel caso di configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, di altezza superiore a 30 m. Gli effetti topografici possono essere trascurati per pendii con inclinazione media inferiore a 15° , altrimenti si applicano i criteri indicati nel § 3.2.2.

7.11.3.4 STABILITÀ NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE

7.11.3.4.1 Generalità

Il sito presso il quale è ubicato il manufatto deve essere stabile nei confronti della liquefazione, intendendo con tale termine quei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate.

Se il terreno risulta suscettibile di liquefazione e gli effetti conseguenti appaiono tali da influire sulle condizioni di stabilità di pendii o manufatti, occorre procedere ad interventi di consolidamento del terreno e/o trasferire il carico a strati di terreno non suscettibili di liquefazione.

In assenza di interventi di miglioramento del terreno, l'impiego di fondazioni profonde richiede comunque la valutazione della riduzione della capacità portante e degli incrementi delle sollecitazioni indotti nei pali.

7.11.3.4.2 Esclusione della verifica a liquefazione

La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;
2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Fig. 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ e in Fig. 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.

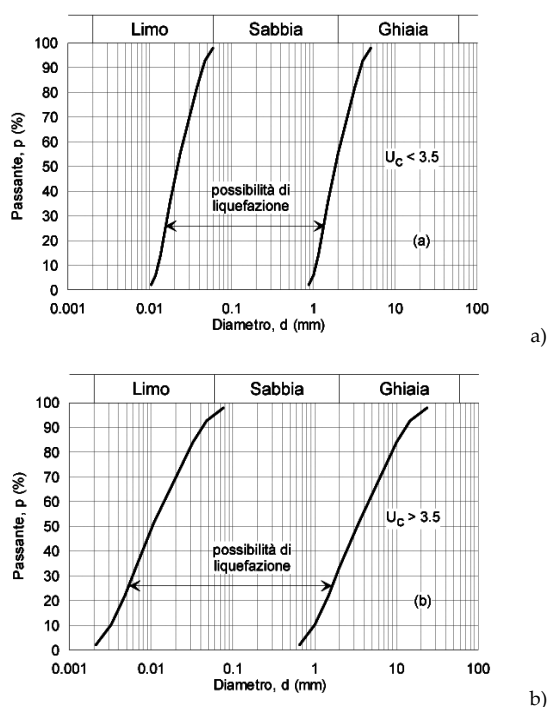


Fig. 7.11.1 – Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione

Quando la condizione 1 non risulti soddisfatta, le indagini geotecniche devono essere finalizzate almeno alla determinazione dei parametri necessari per la verifica delle condizioni 2, 3 e 4.

7.11.3.4.3 Metodi di analisi

Quando nessuna delle condizioni del § 7.11.3.4.2 risulti soddisfatta e il terreno di fondazione comprenda strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sotto falda, occorre valutare il coefficiente di sicurezza alla liquefazione alle profondità in cui sono presenti i terreni potenzialmente liquefacibili.

Salvo utilizzare procedure di analisi avanzate, la verifica può essere effettuata con metodologie di tipo storico-empirico in cui il coefficiente di sicurezza viene definito dal rapporto tra la resistenza disponibile alla liquefazione e la sollecitazione indotta dal terremoto di progetto. La resistenza alla liquefazione può essere valutata sulla base dei risultati di prove in sito o di prove cicliche di laboratorio. La sollecitazione indotta dall'azione sismica è stimata attraverso la conoscenza dell'accelerazione massima attesa alla profondità di interesse.

L'adeguatezza del margine di sicurezza nei confronti della liquefazione deve essere valutata e motivata dal progettista.

7.11.3.5 STABILITÀ DEI PENDII

La realizzazione di strutture o infrastrutture su versanti o in prossimità del piede o della sommità di pendii naturali richiede la preventiva verifica delle condizioni di stabilità, affinché prima, durante e dopo il sisma, la resistenza del sistema sia superiore alle azioni (condizione [6.2.1] di cui al § 6.2.4.1) oppure gli spostamenti permanenti indotti dal sisma siano di entità tale da non pregiudicare le condizioni di sicurezza o di funzionalità delle strutture o infrastrutture medesime.

7.11.3.5.1 Azione sismica

L'azione sismica di progetto da assumere nelle analisi di stabilità deve essere determinata in accordo con i criteri esposti nel § 3.2.3.

Nel caso di pendii con inclinazione maggiore di 15° e altezza maggiore di 30 m, l'azione sismica di progetto deve essere opportunamente incrementata o attraverso un coefficiente di amplificazione topografica (vedi §§ 3.2.2 e 3.2.3) o in base ai risultati di una specifica analisi bidimensionale della risposta sismica locale, con la quale si valutano anche gli effetti di amplificazione stratigrafica.

In generale l'amplificazione tende a decrescere sotto la superficie del pendio. Pertanto, gli effetti topografici tendono a essere massimi lungo le creste di dorsali e rilievi, ma si riducono sensibilmente in frane con superfici di scorrimento profonde. In tali situazioni, nelle analisi pseudostatiche gli effetti di amplificazione topografica possono essere trascurati ($S_T = 1$).

7.11.3.5.2 Metodi di analisi

L'analisi delle condizioni di stabilità dei pendii in condizioni sismiche può essere eseguita mediante metodi pseudostatici, metodi degli spostamenti e metodi di analisi dinamica.

Nelle analisi, si deve tenere conto dei comportamenti di tipo fragile, che si manifestano nei terreni a grana fina sovraconsolidati e nei terreni a grana grossa addensati con una riduzione della resistenza al taglio al crescere delle deformazioni. Inoltre, si deve tener conto dei possibili incrementi di pressione interstiziale indotti in condizioni sismiche nei terreni saturi. Nei metodi pseudostatici l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso W del volume di terreno potenzialmente instabile. Tale forza dipende dalle caratteristiche del moto sismico atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile e dalla capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza. Nelle verifiche allo stato limite ultimo, in mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale di tale forza possono esprimersi come $F_h = k_h \cdot W$ ed $F_v = k_v \cdot W$, con k_h e k_v rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{\max}}{g} \quad [7.11.3]$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h \quad [7.11.4]$$

dove

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

a_{\max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima attesa al sito può essere valutata con la relazione

$$a_{\max} = S \cdot a_g = (S_s \cdot S_T) \cdot a_g \quad [7.11.5]$$

dove

$S =$ coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2;

$a_g =$ accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

I valori di β_s sono riportati nella Tab. 7.11.I al variare della categoria di sottosuolo e dell'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

La condizione di stato limite deve essere valutata con riferimento ai valori caratteristici dei parametri geotecnici e riferita alla superficie di scorrimento critica, caratterizzata dal minore margine di sicurezza. L'adeguatezza del margine di sicurezza nei confronti della stabilità del pendio deve essere valutata e motivata dal progettista.

In terreni saturi e in siti con accelerazione orizzontale massima attesa $a_{\max} > 0,15g$, nell'analisi statica delle condizioni successive al sisma si deve tenere conto della possibile riduzione della resistenza al taglio per incremento delle pressioni interstiziali o per decadimento delle caratteristiche di resistenza indotti dalle azioni sismiche.

Nell'analisi di stabilità di frane quiescenti, che possono essere riattivate dall'azione del sisma, si deve fare riferimento ai valori dei parametri di resistenza attinti a grandi deformazioni. L'eventuale incremento di pressione interstiziale indotto dal sisma, da considerare in dipendenza della natura dei terreni, deve considerarsi uniformemente distribuito lungo la superficie di scorrimento critica.

Tab. 7.11.I – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g (g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g (g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g (g) \leq 0,1$	0,20	0,20

Le analisi del comportamento dei pendii in condizioni sismiche possono essere svolte anche mediante il metodo degli spostamenti, in cui la massa di terreno potenzialmente in frana viene assimilata ad un corpo rigido che può muoversi rispetto al terreno stabile lungo una superficie di scorrimento. Il metodo permette la valutazione dello spostamento permanente indotto dal sisma nella massa di terreno potenzialmente instabile.

L'applicazione del metodo richiede la valutazione dell'accelerazione critica, che deve essere valutata con i valori caratteristici dei parametri di resistenza, e dell'azione sismica di progetto, che deve essere rappresentata mediante storie temporali delle accelerazioni. Gli accelerogrammi impiegati nelle analisi, in numero non inferiore a 7, devono essere rappresentativi della sismicità del sito e la loro scelta deve essere adeguatamente giustificata (vedi § 3.2.3.6). Non è ammesso l'impiego di accelerogrammi artificiali.

Nel metodo degli spostamenti, la valutazione delle condizioni di stabilità del pendio è effettuata mediante il confronto tra lo spostamento calcolato per il cinemismo di collasso critico e i valori limite o di soglia dello spostamento. Le condizioni del pendio e dei manufatti eventualmente interagenti con esso possono essere riferite al raggiungimento di uno stato limite ultimo (SLV) o di esercizio (SLD) in dipendenza del valore di soglia dello spostamento. I criteri di scelta dei valori limite di spostamento devono essere illustrati e giustificati dal progettista.

Lo studio del comportamento in condizioni sismiche dei pendii può essere effettuato anche impiegando metodi avanzati di analisi dinamica, purché si tenga conto della natura polifase dei terreni e si descriva realisticamente il loro comportamento meccanico in condizioni cicliche. Per questi motivi, il ricorso alle analisi avanzate comporta indagini geotecniche adeguatamente approfondite. Per queste analisi, l'azione sismica di progetto deve essere rappresentata mediante accelerogrammi scelti utilizzando gli stessi criteri già indicati per il metodo degli spostamenti.

7.11.4. FRONTI DI SCAVO E RILEVATI

Il comportamento in condizioni sismiche dei fronti di scavo e dei rilevati può essere analizzato con gli stessi metodi impiegati per i pendii naturali; specificamente mediante metodi pseudostatici, metodi degli spostamenti e metodi avanzati di analisi dinamica.

Nei metodi pseudostatici l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso W del volume di terreno potenzialmente instabile. Le componenti orizzontale e verticale di tale forza devono essere ricavate in funzione delle proprietà del moto atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile e della capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza.

In mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale della forza statica equivalente possono esprimersi come $F_h = k_h \cdot W$ ed $F_v = k_v \cdot W$, con k_h e k_v rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale definiti nel § 7.11.3.5.2 e adottando i seguenti valori del coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito:

$$\beta_s = 0,38 \text{ nelle verifiche dello stato limite ultimo (SLV)}$$

$$\beta_s = 0,47 \text{ nelle verifiche dello stato limite di esercizio (SLD).}$$

Nelle verifiche di sicurezza si deve controllare che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni (condizione [6.2.1]) impiegando lo stesso approccio di cui al § 6.8.2 per le opere di materiali sciolti e fronti di scavo, ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici (§ 7.11.1) e impiegando le resistenze di progetto calcolate con un coefficiente parziale pari a $\gamma_R = 1,2$. Si deve inoltre tener conto della presenza di manufatti interagenti con l'opera.

In alternativa, le verifiche degli stati limite ultimi (SLV) o di esercizio (SLD) possono essere eseguite con il metodo degli spostamenti, controllando che gli spostamenti permanenti indotti dal sisma siano di entità tale da non pregiudicare le condizioni di sicurezza o di funzionalità dei fronti di scavo o dei rilevati e dei manufatti eventualmente interagenti con essi. Nel metodo degli spostamenti, l'accelerazione critica deve essere valutata utilizzando i valori caratteristici dei parametri di resistenza. Le condizioni dell'opera possono essere riferite al raggiungimento di uno stato limite ultimo o di esercizio in dipendenza del valore di soglia dello spostamento. La valutazione delle condizioni di sicurezza è effettuata mediante il confronto tra lo spostamento calcolato e il corrispondente valore limite o di soglia. I criteri di scelta dei valori limite di spostamento devono essere illustrati e giustificati dal progettista.

7.11.5. FONDAZIONI

7.11.5.1 REGOLE GENERALI DI PROGETTAZIONE

La progettazione delle fondazioni è condotta unitamente alla progettazione dell'opera alla quale appartengono e richiede preliminarmente:

1. la valutazione della risposta sismica locale del sito, secondo quanto indicato al § 7.11.3.1;
2. la valutazione della sicurezza del sito nei confronti della liquefazione e della stabilità globale, secondo quanto indicato rispettivamente ai §§ 7.11.3.4. e 7.11.3.5;

le analisi al punto (1) devono consentire di motivare la scelta dell'azione sismica adottata nella progettazione dell'intera opera; le analisi al punto (2) devono indicare esplicitamente gli interventi eventualmente necessari a garantire la stabilità globale del sito.

Per le azioni trasmesse in fondazione, nonché per i requisiti e i criteri di modellazione della stessa, si rinvia ai precedenti §§ 7.2.5 e 7.2.6.

7.11.5.2 INDAGINI E MODELLO GEOTECNICO

Il modello geotecnico del sottosuolo da utilizzare nelle verifiche deve essere definito mediante l'interpretazione dei risultati di indagini e prove definite dal progettista ed eseguite con specifico riferimento alle scelte tipologiche del sistema di fondazione adottato per l'opera in progetto, tenendo conto di quanto riportato al precedente § 7.11.2 e al Capitolo 3 della presente norma.

7.11.5.3 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO (SLV) E ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLD)

Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali e su pali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento di quella degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa. Devono essere considerati almeno gli stessi stati limite ultimi di cui ai § 6.4.2.1 e 6.4.3.1. Nelle verifiche si deve tener conto delle pressioni interstiziali preesistenti e di quelle eventualmente indotte dal moto sismico.

Le verifiche allo stato limite ultimo di fondazioni superficiali e su pali sono condotte con le metodologie indicate nel Capitolo 6 e con le prescrizioni riportate al § 7.11.1.

7.11.5.3.1 Fondazioni superficiali

La capacità del complesso fondazione-terreno deve essere verificata con riferimento allo stato limite ultimo (SLV) nei confronti del raggiungimento della resistenza per carico limite e per scorrimento, nel rispetto della condizione [6.2.1] e adottando i coefficienti parziali della Tabella 7.11.II. In tutte le verifiche, la procedura adottata per il calcolo della resistenza deve essere congruente con quella adottata per il calcolo delle azioni. Più precisamente, la resistenza può essere valutata con approcci di tipo pseudo-statico se la determinazione delle azioni discende da un'analisi pseudo-statica o di dinamica modale.

Stato Limite Ultimo (SLV) per carico limite

Le azioni derivano dall'analisi della struttura in elevazione come specificato al § 7.2.5. Le resistenze sono i corrispondenti valori limite che producono il collasso del complesso fondazione-terreno; esse sono valutabili mediante l'estensione di procedure classiche al caso di azione sismica, tenendo conto dell'effetto dell'inclinazione e dell'eccentricità delle azioni in fondazione. Il corrispondente valore di progetto si ottiene applicando il coefficiente γ_R di Tabella 7.11.II. Se, nel calcolo del carico limite, si considera esplicitamente l'effetto delle azioni inerziali sul volume di terreno significativo, il coefficiente γ_R può essere ridotto a 1.8.

Stato Limite Ultimo (SLV) per scorrimento sul piano di posa

Per azione si intende il valore della forza agente parallelamente al piano di scorrimento, per resistenza si intende la risultante delle tensioni tangenziali limite sullo stesso piano, sommata, in casi particolari, alla risultante delle tensioni limite agenti sulle superfici laterali della fondazione. Specificamente, si può tener conto della resistenza lungo le superfici laterali nel caso di contatto diretto fondazione-terreno in scavi a sezione obbligata o di contatto diretto fondazione-calcestruzzo o fondazione-acciaio in scavi sostenuti da paratie o palancole. In tali casi, il progettista deve indicare l'aliquota della resistenza lungo le superfici laterali che intende portare in conto, da giustificare con considerazioni relative alle caratteristiche meccaniche dei terreni e ai criteri costruttivi dell'opera. Ai fini della verifica allo scorrimento, si può considerare la resistenza passiva solo nel caso di effettiva permanenza di tale contributo, portando in conto un'aliquota non superiore al 50%.

Tab. 7.11.II - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche degli stati limite (SLV) delle fondazioni superficiali con azioni sismiche

Verifica	Coefficiente parziale γ_R
Carico limite	2.3
Scorrimento	1.1
Resistenza sulle superfici laterali	1.3

Stato Limite di Esercizio (SLD)

A meno dell'impiego di specifiche analisi dinamiche, in grado di fornire la risposta deformativa del sistema fondazione-terreno, la verifica nei confronti dello stato limite di danno può essere ritenuta soddisfatta impiegando le azioni corrispondenti allo SLD e determinando il carico limite di progetto con il coefficiente γ_R riportato nella Tabella 7.11.II.

7.11.5.3.2 Fondazioni su pali**Stati limite ultimi (SLV)**

Le fondazioni su pali devono essere verificate per gli stati limite ultimi (SLV) sotto l'azione del moto sismico di riferimento.

Nelle verifiche, si devono prendere in considerazione tutti gli stati limite rilevanti e almeno i seguenti:

- raggiungimento della resistenza a carico limite verticale del complesso pali-terreno;
- raggiungimento della resistenza a carico limite orizzontale del complesso pali-terreno;
- liquefazione del terreno di fondazione;
- spostamenti o rotazioni eccessive che possano indurre il raggiungimento di uno stato limite ultimo nella struttura in elevazione;
- rottura di uno degli elementi strutturali della palificata (pali o struttura di collegamento).

Le verifiche a carico limite consistono nel confronto tra le azioni (forza assiale e forza trasversale sul palo) e le corrispondenti resistenze, nel rispetto della condizione [6.2.1] e con le prescrizioni di cui al § 7.11.1.

In presenza di moto sismico, nei pali si sviluppano sollecitazioni dovute sia alle forze inerziali trasmesse dalla sovrastruttura (interazione inerziale) sia all'interazione tra palo e terreno dovuta allo scuotimento (interazione cinematica).

Nei casi in cui gli effetti di interazione cinematica siano considerati importanti, devono essere motivate le assunzioni di calcolo adottate e i criteri di sovrapposizione o meno di tali effetti con quelli inerziali. E' opportuno che la valutazione degli effetti dovuti all'interazione cinematica sia effettuata per le costruzioni di Classe d'uso III e IV, per sottosuoli tipo D o peggiori, per valori di $a_g > 0,25g$ e in presenza di elevati contrasti di rigidezza al contatto tra strati contigui di terreno.

La valutazione delle resistenze del complesso pali-terreno soggetto all'azione assiale e trasversale deve essere effettuata nel rispetto delle indicazioni di cui ai §§ 7.11.2 e 7.11.5.2, ponendo particolare attenzione alla caratterizzazione geotecnica per tener conto di eventuali riduzioni di resistenza dei terreni per effetto dell'azione sismica.

Nelle verifiche condotte in termini di tensioni efficaci in terreni saturi si deve tenere conto degli eventuali incrementi di pressione interstiziale indotti dal moto sismico e, in particolare, si deve trascurare il contributo alla resistenza di eventuali strati di terreno suscettibili di liquefazione.

Per le fondazioni miste, di cui al § 6.4.3, l'interazione fra il terreno, i pali e la struttura di collegamento deve essere studiata con appropriate modellazioni, allo scopo di pervenire alla determinazione dell'aliquota dell'azione di progetto trasferita al terreno direttamente dalla struttura di collegamento e dell'aliquota trasmessa ai pali. Nei casi in cui l'interazione sia considerata non significativa o, comunque, si ometta la relativa analisi, le verifiche SLV e SLD devono essere condotte con riferimento al solo gruppo di pali. Nei casi in cui si consideri significativa tale interazione e si svolga la relativa analisi, le verifiche SLV e SLD devono soddisfare quanto riportato ai §§ 6.4.3.3 e 6.4.3.4, ove le azioni e le resistenze di progetto ivi menzionate sono da intendersi determinate secondo quanto specificato nel presente Capitolo 7.

Stato Limite di Esercizio (SLD)

A meno dell'impiego di specifiche analisi dinamiche, in grado di fornire la risposta deformativa del sistema fondazione-terreno, la verifica nei confronti dello stato limite di danno può essere ritenuta soddisfatta impiegando le azioni corrispondenti allo SLD e determinando il carico limite di progetto con il coefficiente γ_R riportato nella Tabella 6.4.II.

7.11.6. OPERE DI SOSTEGNO**7.11.6.1 REQUISITI GENERALI**

La sicurezza delle opere di sostegno deve essere garantita prima, durante e dopo il terremoto di progetto.

Sono ammissibili spostamenti permanenti indotti dal sisma che non alterino significativamente la resistenza dell'opera e che siano compatibili con la sua funzione e con quella di eventuali strutture o infrastrutture interagenti con essa.

Le indagini geotecniche devono avere estensione tale da consentire la caratterizzazione dei terreni che interagiscono direttamente con l'opera e di quelli che determinano la risposta sismica locale.

L'analisi sismica delle opere di sostegno deve considerare quei fattori che ne influenzino significativamente il comportamento.

È comunque necessario tenere conto dei seguenti aspetti:

- effetti inerziali nel terreno, nelle strutture di sostegno e negli eventuali carichi aggiuntivi presenti;
- comportamento anelastico e non lineare del terreno;
- effetto della distribuzione delle pressioni interstiziali, se presenti, sulle azioni scambiate fra il terreno e l'opera di sostegno;
- condizioni di drenaggio;
- influenza degli spostamenti dell'opera sulla mobilitazione delle condizioni di equilibrio limite.

Per opere particolari con terrapieno in falda, quali le opere marittime, occorre tener conto degli effetti, diversi in ragione della permeabilità, indotti dall'azione sismica sullo scheletro solido e sull'acqua interstiziale.

In presenza di acqua libera contro la parete esterna dell'opera, si deve tenere conto dell'effetto idrodinamico indotto dal sisma, valutando le escursioni (positiva e negativa) della pressione dell'acqua rispetto a quella idrostatica.

È ammesso l'uso dei metodi pseudo-statici, come specificato nei successivi §§ 7.11.6.2.1 e 7.11.6.3.1.

Gli stati limite ultimi delle opere di sostegno si riferiscono allo sviluppo di meccanismi plastici determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono le opere stesse. Devono essere considerati almeno gli stessi stati limite ultimi di cui ai §§ 6.5.3.1.1, 6.5.3.1.2 e 6.6.2.

È necessario verificare che, per effetto del terremoto di progetto, il sito non sia suscettibile di liquefazione. In caso contrario, occorre predisporre le misure necessarie affinché non si verifichi tale fenomeno.

7.11.6.2 MURI DI SOSTEGNO

I sistemi di drenaggio a tergo della struttura devono essere in grado di tollerare gli spostamenti transitori e permanenti indotti dal sisma, senza che sia pregiudicata la loro funzionalità.

7.11.6.2.1 Metodi di analisi

A meno di specifiche analisi dinamiche, l'analisi della sicurezza dei muri di sostegno in condizioni sismiche può essere eseguita mediante i metodi pseudo-statici e i metodi degli spostamenti.

Se la struttura può spostarsi, l'analisi pseudo-statica si esegue mediante i metodi dell'equilibrio limite. Il modello di calcolo deve comprendere l'opera di sostegno, il volume di terreno a tergo dell'opera, che si suppone in stato di equilibrio limite attivo, e gli eventuali sovraccarichi agenti sul volume suddetto.

Nell'analisi pseudo-statica, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Nelle verifiche, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v , possono essere valutati mediante le espressioni

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g} \quad [7.11.6]$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h \quad [7.11.7]$$

dove

β_m = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

a_{\max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione

$$a_{\max} = S \cdot a_g = (S_S \cdot S_T) \cdot a_g \quad [7.11.8]$$

dove

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2;

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Nella precedente espressione, il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito è pari a:

$$\beta_m = 0,38 \text{ nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV)}$$

$$\beta_m = 0,47 \text{ nelle verifiche allo stato limite di esercizio (SLD)}.$$

Per muri non liberi di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente β_m assume valore unitario. I valori del coefficiente β_m possono essere incrementati in ragione di particolari caratteristiche prestazionali del muro, prendendo a riferimento il diagramma di Figura 7.11.3 di cui al successivo § 7.11.6.3.2.

Nel caso di muri di sostegno liberi di traslare o di ruotare intorno al piede, si può assumere che l'incremento di spinta dovuta al sisma agisca nello stesso punto di quella statica. Negli altri casi, in assenza di specifici studi, si deve assumere che tale incremento sia applicato a metà altezza del muro.

Lo stato limite di ribaltamento deve essere trattato impiegando coefficienti parziali unitari sulle azioni e sui parametri geotecnici (§ 7.11.1) e utilizzando valori di β_m incrementati del 50% rispetto a quelli innanzi indicati e comunque non superiori all'unità.

7.11.6.2.2 Verifiche di sicurezza

Per muri di sostegno ubicati in corrispondenza di versanti o in prossimità di pendii naturali devono essere soddisfatte le condizioni di stabilità del pendio, in presenza della nuova opera, con i metodi di analisi di cui al § 7.11.3.5. Deve inoltre essere soddisfatta la verifica di stabilità del complesso muro-terreno con i criteri indicati al § 7.11.4 nonché le verifiche di sicurezza delle fondazioni riportate al § 7.11.5.

Nelle verifiche di sicurezza si deve controllare che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni nel rispetto della condizione [6.2.1], ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici (§ 7.11.1) e impiegando le resistenze di progetto con i coefficienti parziali γ_R indicati nella tabella 7.11.III.

Tab. 7.11.III - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche degli stati limite (SLV) dei muri di sostegno.

Verifica	Coefficiente parziale γ_R
Carico limite	1.2
Scorrimento	1.0
Ribaltamento	1.0
Resistenza del terreno a valle	1.2

Le azioni da considerare nelle analisi di sicurezza delle fondazioni sono fornite dalla spinta esercitata dal terrapieno, dalle azioni gravitazionali permanenti e dalle azioni inerziali agenti nel muro, nel terreno e negli eventuali sovraccarichi.

La verifica nei confronti dello stato limite di scorrimento può essere eseguita anche con il metodo degli spostamenti (§ 7.11.3.5.2). L'accelerazione critica deve essere valutata utilizzando i valori caratteristici dei parametri di resistenza. Le condizioni dell'opera possono essere riferite al raggiungimento di uno stato limite ultimo (SLV) o di esercizio (SLD) in dipendenza del valore di soglia dello spostamento. La valutazione delle condizioni di sicurezza è effettuata mediante il confronto tra lo spostamento calcolato e il corrispondente valore di soglia. I criteri di scelta dei valori limite di spostamento devono essere illustrati e giustificati dal progettista.

In aggiunta alle verifiche di sicurezza nei confronti degli stati limite ultimi SLV, devono essere condotte verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio SLD. In particolare, gli spostamenti permanenti indotti dal sisma devono essere compatibili con la funzionalità dell'opera e con quella di eventuali strutture o infrastrutture interagenti con essa.

7.11.6.3 PARATIE

L'analisi delle paratie in condizioni sismiche può essere eseguita con specifici metodi di analisi dinamica o mediante metodi pseudo-statici.

7.11.6.3.1 Metodi pseudo-statici

Nei metodi pseudo-statici l'azione sismica è definita mediante un'accelerazione equivalente, costante nello spazio e nel tempo.

Le componenti orizzontale e verticale a_h e a_v dell'accelerazione equivalente devono essere ricavate in funzione delle proprietà del moto sismico atteso nel volume di terreno significativo per l'opera e della capacità dell'opera di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza.

In mancanza di studi specifici, a_h può essere legata all'accelerazione di picco a_{max} attesa nel volume di terreno significativo per l'opera mediante la relazione:

$$a_h = k_h \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{max} \quad [7.11.9]$$

dove g è l'accelerazione di gravità, k_h è il coefficiente sismico in direzione orizzontale, $\alpha \leq 1$ è un coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera e $\beta \leq 1$ è un coefficiente funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza.

Per le paratie si può porre $a_v = 0$.

L'accelerazione di picco a_{max} è valutata mediante un'analisi di risposta sismica locale, oppure come

$$a_{max} = S \cdot a_g = (S_S \cdot S_T) \cdot a_g \quad [7.11.10]$$

dove S è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2, ed a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Il valore del coefficiente α può essere ricavato a partire dall'altezza complessiva H della paratia e dalla categoria di sottosuolo mediante il diagramma di Fig. 7.11.2.

Per il sottosuolo di categoria E si utilizzano le curve dei sottosuoli C o D in dipendenza dei valori assunti dalla velocità equivalente V_s .

Per la valutazione della spinta nelle condizioni di equilibrio limite passivo deve porsi $\alpha = 1$.

Il valore del coefficiente β può essere ricavato dal diagramma di Fig. 7.11.3, in funzione del massimo spostamento permanente u_s che l'opera può tollerare, verificando l'effettivo sviluppo di meccanismi duttili nel sistema. In assenza di tale verifica, il coefficiente β vale 1.

Per $u_s = 0$ è $\beta = 1$. Deve comunque risultare:

$$u_s \leq 0,005 \cdot H \quad [7.11.11]$$

Se $\alpha \cdot \beta \leq 0,2$ deve assumersi $k_{in} = 0,2 \cdot a_{max} / g$.

Possono inoltre essere trascurati gli effetti inerziali sulle masse che costituiscono la paratia.

Per valori dell'angolo di resistenza al taglio tra terreno e parete $\delta > \varphi'/2$, ai fini della valutazione della resistenza passiva è necessario tener conto della non planarità delle superfici di scorrimento.

7.11.6.3.2 Verifiche di sicurezza

Per paratie realizzate in corrispondenza di versanti o in prossimità di pendii naturali devono essere soddisfatte le condizioni di stabilità del pendio, in presenza della nuova opera, con i metodi di analisi di cui al § 7.11.3.5. Deve inoltre essere soddisfatta la verifica di stabilità del complesso paratia-terreno con i criteri indicati al § 7.11.4.

Per le paratie devono essere soddisfatte le condizioni di sicurezza nei confronti dei possibili stati limite ultimi (SLV) verificando il rispetto della condizione [6.2.1] con i coefficienti di sicurezza parziali prescritti al § 7.11.1.

Nelle verifiche, per azioni s'intendono le risultanti delle spinte a tergo della paratia e per resistenze s'intendono le risultanti delle spinte a valle della paratia e le reazioni dei sistemi di vincolo.

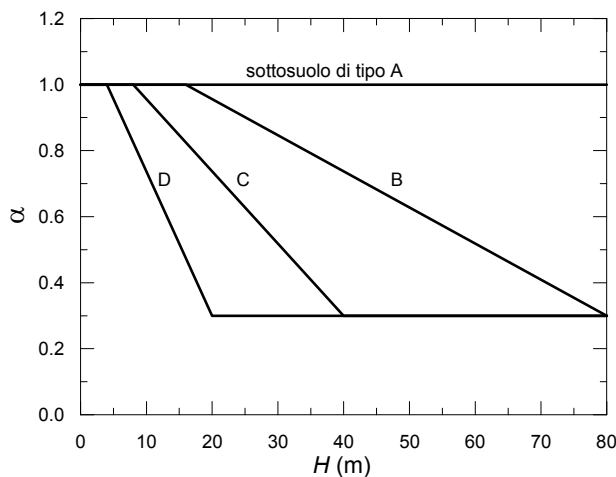


Fig. 7.11.2 – Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità α

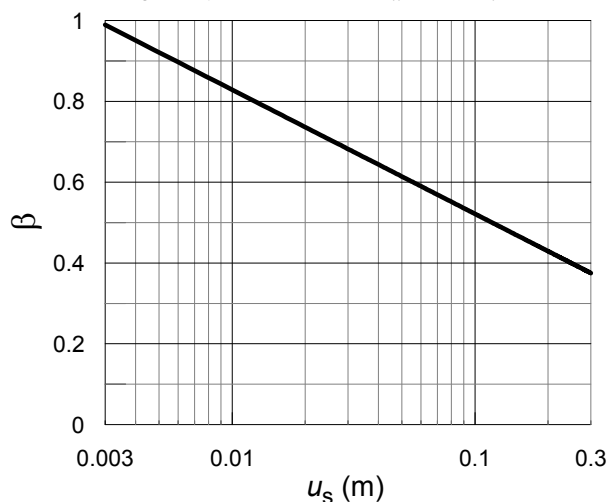


Fig. 7.11.3 – Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento β .

7.11.6.4 SISTEMI DI VINCOLO

Gli elementi di contrasto sollecitati a compressione (punti) devono essere dimensionati in maniera che l'instabilità geometrica si produca per forze assiali maggiori di quelle che provocano il raggiungimento della resistenza a compressione del materiale di cui sono composti. In caso contrario si deve porre $\beta = 1$.

Nel caso di strutture ancorate, ai fini del posizionamento della fondazione dell'ancoraggio si deve tenere presente che, per effetto del sisma, la potenziale superficie di scorrimento dei cunei di spinta presenta un'inclinazione sull'orizzontale minore di quella relativa al caso statico. Detta L_s la lunghezza libera dell'ancoraggio in condizioni statiche, la corrispondente lunghezza libera in condizioni sismiche L_e può essere ottenuta mediante la relazione:

$$L_e = L_s \left(1 + 1,5 \cdot \frac{a_{\max}}{g} \right) \quad [7.11.12]$$

dove a_{\max} è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito.

Gli elementi di ancoraggio devono avere resistenza e lunghezza tali da assicurare l'equilibrio dell'opera prima, durante e dopo l'evento sismico.

Si deve inoltre accertare che il terreno sia in grado di fornire la resistenza necessaria per il funzionamento dell'ancoraggio durante il terremoto di riferimento e che sia mantenuto un margine di sicurezza adeguato nei confronti della liquefazione.

7.11.6.4.1 Verifiche di sicurezza

Nei tiranti il cui tratto libero è realizzato con trefoli o barre di acciaio armonico, nel rispetto del criterio della progettazione in capacità, si deve verificare che la resistenza di progetto allo snervamento sia sempre maggiore del valore massimo della resistenza di progetto della fondazione dell'ancoraggio.

CAPITOLO 8.

COSTRUZIONI ESISTENTI

8.1. OGGETTO

Il presente capitolo stabilisce i criteri generali per la valutazione della sicurezza e per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo degli interventi sulle costruzioni esistenti

Si definisce costruzione esistente quella che abbia, alla data della redazione della valutazione di sicurezza e/o del progetto d'intervento, la struttura completamente realizzata.

8.2. CRITERI GENERALI

Le disposizioni di carattere generale contenute negli altri capitoli della presente norma costituiscono, ove applicabili, riferimento anche per le costruzioni esistenti, ad esclusione di quanto indicato nella presente norma in merito a limitazioni di altezza, regole generali, prescrizioni sulla geometria e sui particolari costruttivi e fatto salvo quanto specificato nel seguito.

Nel caso di interventi che non prevedano modifiche strutturali (impiantistici, di distribuzione degli spazi, etc.) il progettista deve valutare la loro possibile interazione con gli SLU ed SLE della struttura o di parte di essa.

La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi devono tenere conto dei seguenti aspetti della costruzione:

- essa riflette lo stato delle conoscenze al tempo della sua realizzazione;
- in essa possono essere insiti, ma non palesi, difetti di impostazione e di realizzazione;
- essa può essere stata soggetta ad azioni, anche eccezionali, i cui effetti non siano completamente manifesti;
- le sue strutture possono presentare degrado e/o modifiche significative, rispetto alla situazione originaria.

Nella definizione dei modelli strutturali si dovrà considerare che sono conoscibili, con un livello di approfondimento che dipende dalla documentazione disponibile e dalla qualità ed estensione delle indagini che vengono svolte, le seguenti caratteristiche:

- la geometria e i particolari costruttivi;
- le proprietà meccaniche dei materiali e dei terreni;
- i carichi permanenti.

Si dovrà prevedere l'impiego di metodi di analisi e di verifica dipendenti dalla completezza e dall'affidabilità dell'informazione disponibile e l'uso di coefficienti legati ai "fattori di confidenza" che, nelle verifiche di sicurezza, modifichino i parametri di capacità in funzione del livello di conoscenza (v. §8.5.4) delle caratteristiche sopra elencate.

8.3. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

La valutazione della sicurezza di una struttura esistente è un procedimento quantitativo, volto a determinare l'entità delle azioni che la struttura è in grado di sostenere con il livello di sicurezza minimo richiesto dalla presente normativa. L'incremento del livello di sicurezza si persegue, essenzialmente, operando sulla concezione strutturale globale con interventi, anche locali.

La valutazione della sicurezza, argomentata con apposita relazione, deve permettere di stabilire se:

- l'uso della costruzione possa continuare senza interventi;
- l'uso debba essere modificato (declassamento, cambio di destinazione e/o imposizione di limitazioni e/o cautele nell'uso);
- sia necessario aumentare la sicurezza strutturale, mediante interventi.

La valutazione della sicurezza deve effettuarsi quando ricorra anche una sola delle seguenti situazioni:

- riduzione evidente della capacità resistente e/o deformativa della struttura o di alcune sue parti dovuta a: significativo degrado e decadimento delle caratteristiche meccaniche dei materiali, deformazioni significative conseguenti anche a problemi in fondazione; danneggiamenti prodotti da azioni ambientali (sisma, vento, neve e temperatura), da azioni eccezionali (urti, incendi, esplosioni) o da situazioni di funzionamento ed uso anomali;
- provati gravi errori di progetto o di costruzione;
- cambio della destinazione d'uso della costruzione o di parti di essa, con variazione significativa dei carichi variabili e/o passaggio ad una classe d'uso superiore;
- esecuzione di interventi non dichiaratamente strutturali, qualora essi interagiscano, anche solo in parte, con elementi aventi funzione strutturale e, in modo consistente, ne riducano la capacità e/o ne modifichino la rigidità;
- ogni qualvolta si eseguano gli interventi strutturali di cui al § 8.4 ;
- opere realizzate in assenza o difformità dal titolo abitativo, ove necessario al momento della costruzione, o in difformità alle norme tecniche per le costruzioni vigenti al momento della costruzione.

Qualora le circostanze di cui ai punti precedenti riguardino porzioni limitate della costruzione, la valutazione della sicurezza potrà essere effettuata anche solo sugli elementi interessati e su quelli con essi interagenti, tenendo presente la loro funzione nel complesso strutturale, posto che le mutate condizioni locali non incidano sostanzialmente sul comportamento globale della struttura.

Nella valutazione della sicurezza, da effettuarsi ogni qual volta si eseguano interventi strutturali di miglioramento o adeguamento di cui al § 8.4, il progettista dovrà esplicitare in un'apposita relazione, esprimendoli in termini di rapporto fra capacità e domanda, i livelli di sicurezza precedenti all'intervento e quelli raggiunti con esso.

Qualora sia necessario effettuare la valutazione della sicurezza della costruzione, la verifica del sistema di fondazione è obbligatoria solo se sussistono condizioni che possano dare luogo a fenomeni di instabilità globale o se si verifica una delle seguenti condizioni:

- nella costruzione siano presenti importanti dissesti attribuibili a cedimenti delle fondazioni o dissesti della stessa natura si siano prodotti nel passato;
- siano possibili fenomeni di ribaltamento e/o scorrimento della costruzione per effetto: di condizioni morfologiche sfavorevoli, di modificazioni apportate al profilo del terreno in prossimità delle fondazioni, delle azioni sismiche di progetto;
- siano possibili fenomeni di liquefazione del terreno di fondazione dovuti alle azioni sismiche di progetto.

Allo scopo di verificare la sussistenza delle predette condizioni, si farà riferimento alla documentazione disponibile e si potrà omettere di svolgere indagini specifiche solo qualora, a giudizio esplicitamente motivato del professionista incaricato, sul volume di terreno significativo e sulle fondazioni sussistano elementi di conoscenza sufficienti per effettuare le valutazioni precedenti.

La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguite con riferimento ai soli SLU, salvo che per le costruzioni in classe d'uso IV, per le quali sono richieste anche le verifiche agli SLE specificate al § 7.3.6; in quest'ultimo caso potranno essere adottati livelli prestazionali ridotti.

Per la combinazione sismica le verifiche agli SLU possono essere eseguite rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV) o, in alternativa, alla condizione di collasso (SLC), secondo quanto specificato al § 7.3.6

Nelle verifiche rispetto alle azioni sismiche il livello di sicurezza della costruzione è quantificato attraverso il rapporto ζ_E tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione; l'entità delle altre azioni contemporaneamente presenti è la stessa assunta per le nuove costruzioni, salvo quanto emerso riguardo ai carichi verticali permanenti a seguito delle indagini condotte (di cui al § 8.5.5) e salvo l'eventuale adozione di appositi provvedimenti restrittivi dell'uso della costruzione e, conseguentemente, sui carichi verticali variabili.

La restrizione dell'uso può mutare da porzione a porzione della costruzione e, per l'i-esima porzione, è quantificata attraverso il rapporto $\zeta_{v,i}$ tra il valore massimo del sovraccarico variabile verticale sopportabile da quella parte della costruzione e il valore del sovraccarico verticale variabile che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione.

È necessario adottare provvedimenti restrittivi dell'uso della costruzione e/o procedere ad interventi di miglioramento o adeguamento nel caso in cui non siano soddisfatte le verifiche relative alle azioni controllate dall'uomo, ossia prevalentemente ai carichi permanenti e alle altre azioni di servizio.

8.4. CLASSIFICAZIONE DEGLI INTERVENTI

Si individuano le seguenti categorie di intervento:

- **interventi di riparazione o locali:** interventi che interessino singoli elementi strutturali e che, comunque, non riducano le condizioni di sicurezza preesistenti;
- **interventi di miglioramento:** interventi atti ad aumentare la sicurezza strutturale preesistente, senza necessariamente raggiungere i livelli di sicurezza fissati al § 8.4.3;
- **interventi di adeguamento:** interventi atti ad aumentare la sicurezza strutturale preesistente, conseguendo i livelli di sicurezza fissati al § 8.4.3.

Solo gli interventi di miglioramento ed adeguamento sono sottoposti a collaudo statico.

Per gli interventi di miglioramento e di adeguamento l'esclusione di provvedimenti in fondazione dovrà essere in tutti i casi motivata esplicitamente dal progettista, attraverso una verifica di idoneità del sistema di fondazione in base ai criteri indicati nel §8.3.

Qualora l'intervento preveda l'inserimento di nuovi elementi che richiedano apposite fondazioni, queste ultime dovranno essere verificate con i criteri generali di cui ai precedenti Capitoli 6 e 7, così come richiesto per le nuove costruzioni.

Per i beni di interesse culturale ricadenti in zone dichiarate a rischio sismico, ai sensi del comma 4 dell'art. 29 del DLgs 22 gennaio 2004, n. 42 "Codice dei beni culturali e del paesaggio", è in ogni caso possibile limitarsi ad interventi di miglioramento effettuando la relativa valutazione della sicurezza.

8.4.1. RIPARAZIONE O INTERVENTO LOCALE

Gli interventi di questo tipo riguarderanno singole parti e/o elementi della struttura. Essi non debbono cambiare significativamente il comportamento globale della costruzione e sono volti a conseguire una o più delle seguenti finalità:

- ripristinare, rispetto alla configurazione precedente al danno, le caratteristiche iniziali di elementi o parti danneggiate;
- migliorare le caratteristiche di resistenza e/o di duttilità di elementi o parti, anche non danneggiati;
- impedire meccanismi di collasso locale;
- modificare un elemento o una porzione limitata della struttura.

Il progetto e la valutazione della sicurezza potranno essere riferiti alle sole parti e/o elementi interessati, documentando le carenze strutturali riscontrate e dimostrando che, rispetto alla configurazione precedente al danno, al degrado o alla variante, non vengano prodotte sostanziali modifiche al comportamento delle altre parti e della struttura nel suo insieme e che gli interventi non comportino una riduzione dei livelli di sicurezza preesistenti.

La relazione di cui al § 8.3 che, in questi casi, potrà essere limitata alle sole parti interessate dall'intervento e a quelle con esse interagenti, dovrà documentare le carenze strutturali riscontrate, risolte e/o persistenti, ed indicare le eventuali conseguenti limitazioni all'uso della costruzione.

Nel caso di interventi di rafforzamento locale, volti a migliorare le caratteristiche meccaniche di elementi strutturali o a limitare la possibilità di meccanismi di collasso locale, è necessario valutare l'incremento del livello di sicurezza locale.

8.4.2. INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO

La valutazione della sicurezza e il progetto di intervento dovranno essere estesi a tutte le parti della struttura potenzialmente interessate da modifiche di comportamento, nonché alla struttura nel suo insieme.

Per la combinazione sismica delle azioni, il valore di ζ_E può essere minore dell'unità. A meno di specifiche situazioni relative ai beni culturali, per le costruzioni di classe III ad uso scolastico e di classe IV il valore di ζ_E , a seguito degli interventi di miglioramento, deve essere comunque non minore di 0,6, mentre per le rimanenti costruzioni di classe III e per quelle di classe II il valore di ζ_E , sempre a seguito degli interventi di miglioramento, deve essere incrementato di un valore comunque non minore di 0,1.

Nel caso di interventi che prevedano l'impiego di sistemi di isolamento, per la verifica del sistema di isolamento, si deve avere almeno $\zeta_E = 1,0$.

8.4.3. INTERVENTO DI ADEGUAMENTO

L'intervento di adeguamento della costruzione è obbligatorio quando si intenda:

- a) sopraelevare la costruzione;
- b) ampliare la costruzione mediante opere ad essa strutturalmente connesse e tali da alterarne significativamente la risposta;
- c) apportare variazioni di destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi globali verticali in fondazione superiori al 10%, valutati secondo la combinazione caratteristica di cui alla equazione 2.5.2 del § 2.5.3, includendo i soli carichi gravitazionali. Resta comunque fermo l'obbligo di procedere alla verifica locale delle singole parti e/o elementi della struttura, anche se interessano porzioni limitate della costruzione;
- d) effettuare interventi strutturali volti a trasformare la costruzione mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un sistema strutturale diverso dal precedente; nel caso degli edifici, effettuare interventi strutturali che trasformano il sistema strutturale mediante l'impiego di nuovi elementi verticali portanti su cui grava almeno il 50% dei carichi gravitazionali complessivi riferiti ai singoli piani.
- e) apportare modifiche di classe d'uso che conducano a costruzioni di classe III ad uso scolastico o di classe IV.

In ogni caso, il progetto dovrà essere riferito all'intera costruzione e dovrà riportare le verifiche dell'intera struttura post-intervento, secondo le indicazioni del presente capitolo.

Nei casi a), b) e d), per la verifica della struttura, si deve avere $\zeta_E \geq 1,0$. Nei casi c) ed e) si può assumere $\zeta_E \geq 0,80$.

Resta comunque fermo l'obbligo di procedere alla verifica locale delle singole parti e/o elementi della struttura, anche se interessano porzioni limitate della costruzione.

Una variazione dell'altezza dell'edificio dovuta alla realizzazione di cordoli sommitali o a variazioni della copertura che non comportino incrementi di superficie abitabile, non è considerato ampliamento, ai sensi della condizione a). In tal caso non è necessario procedere all'adeguamento, salvo che non ricorrano una o più delle condizioni di cui agli altri precedenti punti.

8.5. DEFINIZIONE DEL MODELLO DI RIFERIMENTO PER LE ANALISI

Nelle costruzioni esistenti le situazioni concretamente riscontrabili sono le più diverse ed è quindi impossibile prevedere regole specifiche per tutti i casi. Di conseguenza, il modello per la valutazione della sicurezza dovrà essere definito e giustificato dal progettista, caso per caso, in relazione al comportamento strutturale atteso, tenendo conto delle indicazioni generali di seguito esposte.

8.5.1. ANALISI STORICO-CRITICA

Ai fini di una corretta individuazione del sistema strutturale e del suo stato di sollecitazione è importante ricostruire il processo di realizzazione e le successive modificazioni subite nel tempo dalla costruzione, nonché gli eventi che l'hanno interessata.

8.5.2. RILIEVO

Il rilievo geometrico-strutturale dovrà essere riferito alla geometria complessiva, sia della costruzione, sia degli elementi costruttivi, comprendendo i rapporti con le eventuali strutture in aderenza. Nel rilievo dovranno essere rappresentate le modificazioni intervenute nel tempo, come desunte dall'analisi storico-critica.

Il rilievo deve individuare l'organismo resistente della costruzione, tenendo anche presenti la qualità e lo stato di conservazione dei materiali e degli elementi costitutivi.

Dovranno altresì essere rilevati i dissesti, in atto o stabilizzati, ponendo particolare attenzione all'individuazione dei quadri fessurativi e dei meccanismi di danno.

8.5.3. CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI

Per conseguire un'adeguata conoscenza delle caratteristiche dei materiali e del loro degrado, ci si baserà sulla documentazione già disponibile, su verifiche visive *in situ* e su indagini sperimentali. Le indagini dovranno essere motivate, per tipo e quantità, dal loro effettivo uso nelle verifiche; nel caso di costruzioni sottoposte a tutela, ai sensi del D.Lgs. 42/2004, di beni di interesse storico-artistico o storico-documentale o inseriti in aggregati storici e nel recupero di centri storici o di insediamenti storici, dovrà esserne considerato l'impatto in termini di conservazione. I valori di progetto delle resistenze meccaniche dei materiali verranno valutati sulla base delle indagini e delle prove effettuate sulla struttura, tenendo motivatamente conto dell'entità delle dispersioni, prescindendo dalle classi discretizzate previste nelle norme per le nuove costruzioni. Per le prove di cui alla Circolare 08 settembre 2010, n. 7617/STC o eventuali successive modifiche o interazioni, il prelievo dei campioni dalla struttura e l'esecuzione delle prove stesse devono essere effettuate a cura di un laboratorio di cui all'articolo 59 del DPR 380/2001.

8.5.4. LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA

Sulla base degli approfondimenti effettuati nelle fasi conoscitive sopra riportate, saranno individuati i "livelli di conoscenza" dei diversi parametri coinvolti nel modello e definiti i correlati fattori di confidenza, da utilizzare nelle verifiche di sicurezza.

Ai fini della scelta del tipo di analisi e dei valori dei fattori di confidenza si distinguono i tre livelli di conoscenza seguenti, ordinati per informazione crescente:

- LC1;
- LC2;
- LC3.

Gli aspetti che definiscono i livelli di conoscenza sono: geometria della struttura, dettagli costruttivi, proprietà dei materiali, connessioni tra i diversi elementi e loro presumibili modalità di collasso.

Specifica attenzione dovrà essere posta alla completa individuazione dei potenziali meccanismi di collasso locali e globali, duttili e fragili.

8.5.5. AZIONI

I valori delle azioni e le loro combinazioni da considerare nel calcolo, sia per la valutazione della sicurezza sia per il progetto degli interventi, sono quelle definite dalla presente norma per le nuove costruzioni, salvo quanto precisato nel presente capitolo.

Per i carichi permanenti, un accurato rilievo geometrico-strutturale e dei materiali potrà consentire di adottare coefficienti parziali modificati, assegnando a γ_G valori esplicitamente motivati. I valori di progetto delle altre azioni saranno quelli previsti dalla presente norma.

8.6. MATERIALI

Gli interventi sulle strutture esistenti devono essere effettuati con i materiali previsti dalle presenti norme; possono altresì essere utilizzati materiali non tradizionali, purché nel rispetto di normative e documenti di comprovata validità di cui al Capitolo 12.

Nel caso di edifici in muratura è possibile effettuare riparazioni locali o integrazioni con materiale analogo a quello impiegato originariamente nella costruzione, purché durevole e di idonee caratteristiche meccaniche.

8.7. PROGETTAZIONE DEGLI INTERVENTI IN PRESENZA DI AZIONI SISMICHE

Nella progettazione di interventi sulle costruzioni esistenti, specie se soggette ad azioni sismiche, particolare attenzione sarà posta agli aspetti che riguardano la duttilità. Si dovranno quindi assumere le informazioni necessarie a valutare se i dettagli costruttivi, i materiali utilizzati e i meccanismi resistenti siano in grado di sostenere cicli di sollecitazione o deformazione anche in campo anelastico.

8.7.1. COSTRUZIONI IN MURATURA

Nelle costruzioni esistenti in muratura, in particolare negli edifici, si possono manifestare meccanismi, sia locali, sia globali. I meccanismi locali interessano singoli pannelli murari o più ampie porzioni della costruzione e impegnano i pannelli murari prevalentemente fuori del loro piano medio; essi sono favoriti dall'assenza o scarsa efficacia dei collegamenti, sia tra pareti e orizzontamenti, sia negli incroci tra pareti. I meccanismi globali sono quelli che interessano l'intera costruzione e impegnano i pannelli murari prevalentemente nel loro piano medio.

La sicurezza della costruzione deve essere valutata nei confronti di entrambi i tipi di meccanismo.

Per l'analisi sismica dei meccanismi locali si può far ricorso ai metodi dell'analisi limite, tenendo conto, anche se in forma approssimata, della resistenza a compressione della muratura, della tessitura muraria, della qualità della connessione tra pareti murarie e tra pareti e orizzontamenti, della presenza di catene e tiranti. Con tali metodi è possibile valutare la capacità sismica in termini sia di resistenza (applicando un opportuno fattore di comportamento), sia di spostamento (determinando l'andamento dell'azione orizzontale che la struttura è progressivamente in grado di supportare all'evolversi del meccanismo).

L'analisi sismica globale deve considerare, per quanto possibile, il sistema strutturale reale, con particolare attenzione alla rigidità e resistenza degli orizzontamenti, e all'efficacia dei collegamenti degli elementi strutturali con gli orizzontamenti e tra loro.

Nel caso di muratura irregolare, la resistenza a taglio di progetto di un pannello in muratura, per azioni nel suo piano medio, potrà essere calcolata facendo ricorso a formulazioni, alternative rispetto a quelle adottate per opere nuove, purché di comprovata validità.

In presenza di edifici in aggregato, contigui, a contatto od interconnessi con edifici adiacenti, i metodi di verifica di uso generale per gli edifici di nuova costruzione possono risultare inadeguati. Nell'analisi di un edificio facente parte di un aggregato edilizio, infatti, occorre tenere conto delle possibili interazioni derivanti dalla contiguità strutturale con gli edifici adiacenti. A tal fine dovrà essere individuata l'unità strutturale (US) oggetto di studio, evidenziando le azioni che su di essa possono derivare dalle unità strutturali contigue.

L'US dovrà avere continuità da cielo a terra, per quanto riguarda il flusso dei carichi verticali e, di norma, sarà delimitata o da spazi aperti, o da giunti strutturali, o da edifici contigui strutturalmente ma, almeno tipologicamente, diversi. Oltre a quanto normalmente previsto per gli edifici non disposti in aggregato, per gli edifici in aggregato dovranno essere valutati gli effetti di: spinte non contrastate sulle pareti in comune con le US adiacenti, causate da orizzontamenti sfalsati di quota, meccanismi locali derivanti da prospetti non allineati, sia verticalmente sia orizzontalmente, US adiacenti di differente altezza.

L'analisi globale di una singola unità strutturale assume spesso un significato convenzionale e perciò può utilizzare metodologie semplificate. La verifica di una US dotata di orizzontamenti sufficientemente rigidi nel proprio piano può essere svolta, anche per edifici con più di due orizzontamenti, mediante l'analisi statica non lineare, con verifica in termini sia di forze sia di spostamenti, analizzando e verificando separatamente ciascun interpiano dell'edificio, e trascurando la variazione della forza assiale nei maschi murari dovuta all'effetto dell'azione sismica. Con l'esclusione di US d'angolo o di testata, così come di parti di edificio non vincolate o non aderenti su alcun lato ad altre unità strutturali, l'analisi potrà anche essere svolta trascurando gli effetti torsionali, nell'ipotesi che gli orizzontamenti possano unicamente traslare nella direzione dell'azione sismica considerata. Nel caso invece di US d'angolo o di testata è comunque ammesso il ricorso ad analisi semplificate, purché si tenga conto di possibili effetti torsionali e dell'azione aggiuntiva trasferita dalle US adiacenti applicando opportuni coefficienti maggiorativi delle azioni orizzontali.

Qualora gli orizzontamenti dell'edificio non siano sufficientemente rigidi nel proprio piano si potrà procedere all'analisi delle singole pareti o dei sistemi di pareti complanari, essendo ciascuna parete soggetta ai carichi verticali di competenza ed alle corrispondenti azioni del sisma nella direzione parallela alla parete.

8.7.2. COSTRUZIONI IN CALCESTRUZZO ARMATO O IN ACCIAIO

Nelle costruzioni esistenti in calcestruzzo armato o in acciaio soggette ad azioni sismiche viene attivata la capacità di elementi e meccanismi resistenti, che possono essere "duttili" o "fragili".

L'analisi sismica globale deve utilizzare, per quanto possibile, metodi di analisi che consentano di valutare in maniera appropriata sia la resistenza sia la duttilità disponibili. L'impiego di metodi di calcolo lineari richiede al progettista un'opportuna definizione del fattore di comportamento in relazione alle caratteristiche meccaniche, globali e locali, della struttura in esame.

I meccanismi "duttili" si verificano controllando che la domanda non superi la corrispondente capacità in termini di deformazione o di resistenza in relazione al metodo utilizzato; i meccanismi "fragili" si verificano controllando che la domanda non superi la corrispondente capacità in termini di resistenza.

Per il calcolo della capacità di elementi/meccanismi duttili si impiegano le proprietà dei materiali esistenti, determinate secondo le modalità indicate al § 8.5.3, divise per i fattori di confidenza corrispondenti al livello di conoscenza raggiunto.

Per il calcolo della capacità di elementi/meccanismi fragili, le resistenze dei materiali si dividono per i corrispondenti coefficienti parziali e per i fattori di confidenza corrispondenti al livello di conoscenza raggiunto.

Per i materiali nuovi o aggiunti si impiegano le proprietà di calcolo come per le nuove costruzioni.

Nel caso di demolizioni o interventi su organismi in c.a. facenti parte di aggregati edilizi è fatto obbligo al progettista di operare indagini e/o verifiche atte ad accertare, preliminarmente, l'assenza di interazioni con i corpi adiacenti, al fine di poter escludere il prodursi, su di essi, di modifiche in senso negativo del comportamento strutturale a seguito delle demolizioni o degli interventi.

8.7.3. COSTRUZIONI MISTE

Alcune tipologie di costruzioni esistenti possono essere classificate come miste. Situazioni ricorrenti sono:

- costruzioni le cui pareti perimetrali siano in muratura portante e la cui struttura verticale interna sia rappresentata da pilastri (per esempio in c.a. o acciaio);
- costruzioni in muratura su cui gravino sopraelevazioni aventi sistema strutturale, per esempio, in c.a. o acciaio, o edifici in c.a. o acciaio su cui gravino sopraelevazioni in muratura;
- costruzioni in muratura che abbiano subito ampliamenti planimetrici, il cui sistema strutturale (per esempio, in c.a. o acciaio) sia interconnesso con quello preesistente in muratura.

Per queste situazioni è necessario prevedere modellazioni che tengano in considerazione le particolarità strutturali identificate e l'interazione tra elementi strutturali diversi per materiale e rigidezza, ricorrendo, ove necessario, a metodi di analisi non lineare di comprovata validità.

8.7.4. CRITERI E TIPI D'INTERVENTO

Per tutte le tipologie di costruzioni esistenti gli interventi vanno progettati ed eseguiti, per quanto possibile, in modo regolare ed uniforme. L'esecuzione di interventi su porzioni limitate dell'edificio va opportunamente valutata e giustificata, considerando la variazione nella distribuzione delle rigidità e delle resistenze e la conseguente eventuale interazione con le parti restanti della struttura. Particolare attenzione deve essere posta alla fase esecutiva degli interventi, in quanto una cattiva esecuzione può peggiorare il comportamento globale della costruzione.

La scelta del tipo, della tecnica, dell'entità e dell'urgenza dell'intervento dipende dai risultati della precedente fase di valutazione, dovendo mirare prioritariamente a contrastare lo sviluppo di meccanismi locali e/o di meccanismi fragili e, quindi, a migliorare il comportamento globale della costruzione.

In generale dovranno essere valutati e curati gli aspetti seguenti:

- riparazione di eventuali danni presenti;
- riduzione delle carenze dovute ad errori grossolani;
- miglioramento della capacità deformativa ("duttilità") di singoli elementi;
- riduzione delle condizioni, anche legate alla presenza di elementi non strutturali, che determinano situazioni di forte irregolarità, sia planimetrica sia altimetrica, degli edifici, in termini di massa, resistenza e/o rigidità;
- riduzione delle masse, anche mediante demolizione parziale o variazione di destinazione d'uso;
- riduzione dell'impegno degli elementi strutturali originari mediante l'introduzione di sistemi d'isolamento o di dissipazione di energia;
- riduzione dell'eccessiva deformabilità degli orizzontamenti, sia nel loro piano che ortogonalmente ad esso;
- miglioramento dei collegamenti degli elementi non strutturali, alla struttura e tra loro;
- incremento della resistenza degli elementi verticali resistenti, tenendo eventualmente conto di una possibile riduzione della duttilità globale per effetto di rinforzi locali;
- realizzazione, ampliamento, eliminazione di giunti sismici o interposizione di materiali atti ad attenuare gli eventuali urti;
- miglioramento del sistema di fondazione, ove necessario.

Interventi su parti non strutturali ed impianti sono necessari quando, in aggiunta a motivi di funzionalità, la loro risposta sismica possa mettere a rischio la vita degli occupanti o produrre danni ai beni contenuti nella costruzione. Per il progetto di interventi atti ad assicurare l'integrità di tali parti valgono le prescrizioni fornite nei §§ 7.2.3 e 7.2.4.

Per le strutture in muratura, inoltre, dovranno essere valutati e curati gli aspetti seguenti:

- miglioramento dei collegamenti tra orizzontamenti e pareti, tra copertura e pareti, tra pareti confluenti in martelli murari o angolate;
- riduzione ed eliminazione delle spinte non contrastate di coperture, archi e volte;
- rafforzamento delle pareti intorno alle aperture.

Per le strutture in c.a. ed in acciaio si prenderanno in considerazione, valutandone l'eventuale necessità e l'efficacia, anche le tipologie di intervento di seguito esposte o loro combinazioni:

- rinforzo di tutti o parte degli elementi;
- aggiunta di nuovi elementi resistenti, quali pareti in c.a., controventi in acciaio, etc.;
- eliminazione di eventuali meccanismi "di piano";
- introduzione di un sistema strutturale aggiuntivo in grado di resistere per intero all'azione sismica di progetto;
- eventuale trasformazione di elementi non strutturali in elementi strutturali, come nel caso di incamiciatura in c.a. di pareti in laterizio.

Infine, per le strutture in acciaio, potranno essere valutati e curati gli aspetti seguenti:

- miglioramento della stabilità degli elementi e della struttura;
- incremento della resistenza e/o della rigidità dei collegamenti;
- miglioramento dei dettagli costruttivi nelle zone dissipative;
- introduzione di indebolimenti locali controllati, finalizzati ad un miglioramento del meccanismo di collasso.

8.7.5. ELABORATI DEL PROGETTO DELL'INTERVENTO

Per tutte le tipologie costruttive, il progetto dell'intervento di miglioramento o adeguamento sismico deve almeno comprendere:

- a) l'analisi e la verifica della struttura prima dell'intervento, con identificazione delle carenze e del livello di azione sismica per la quale viene raggiunto lo SLU (e SLE se richiesto);
- b) la scelta, esplicitamente motivata, del tipo di intervento;
- c) la scelta, esplicitamente motivata, delle tecniche e/o dei materiali;
- d) il dimensionamento preliminare dei rinforzi e degli eventuali elementi strutturali aggiuntivi;
- e) l'analisi strutturale della struttura post-intervento;
- f) la verifica della struttura post-intervento, con determinazione del livello di azione sismica per la quale viene raggiunto lo SLU (e SLE se richiesto).

Analogamente si procederà per gli interventi (di riparazione o rafforzamento) locali. In tal caso non si eseguiranno le analisi della struttura e le verifiche ante e post-operam di cui ai punti a), e), f), che saranno sostituite da analoghe verifiche sul singolo elemento o sul meccanismo locale sul quale si interviene, al fine di determinarne gli incrementi di resistenza e/o di duttilità conseguenti all'intervento.

CAPITOLO 9.

COLLAUDO STATICO

9.1. PRESCRIZIONI GENERALI

Il collaudo statico, inteso come procedura disciplinata dalle vigenti leggi di settore, è finalizzato alla valutazione e giudizio sulle prestazioni, come definite dalle presenti norme, delle opere e delle componenti strutturali comprese nel progetto ed eventuali varianti depositati presso gli organi di controllo competenti. In caso di esito positivo, la procedura si conclude con l'emissione del certificato di collaudo.

Il collaudo statico, tranne casi particolari, va eseguito in corso d'opera.

Le opere non possono essere poste in esercizio prima dell'effettuazione del collaudo statico.

Il collaudo statico di tutte le opere di ingegneria civile regolamentate dalle presenti norme tecniche, deve comprendere i seguenti adempimenti:

- a) controllo di quanto prescritto per le opere eseguite sia con materiali regolamentati dal DPR 6 giugno 2001 n. 380, leggi n. 1086/71 e n. 64/74 sia con materiali diversi;
- b) ispezione dell'opera nelle varie fasi costruttive degli elementi strutturali ove il collaudatore sia nominato in corso d'opera, e dell'opera nel suo complesso, con particolare riguardo alle parti strutturali più importanti.

L'ispezione dell'opera verrà eseguita alla presenza del Direttore dei lavori e del Costruttore, confrontando in contraddittorio il progetto depositato in cantiere con il costruito.

Il Collaudatore controllerà altresì che siano state messe in atto le prescrizioni progettuali e siano stati eseguiti i controlli sperimentali. Quando la costruzione è eseguita in procedura di garanzia di qualità, il Collaudatore deve prendere conoscenza dei contenuti dei documenti di controllo qualità e del registro delle non-conformità.

- c) esame dei certificati delle prove sui materiali, articolato:
 - nell'accertamento del numero dei prelievi effettuati e della sua conformità alle prescrizioni contenute al Capitolo 11 delle presenti norme tecniche;
 - nel controllo che i risultati ottenuti delle prove siano compatibili con i criteri di accettazione fissati nel citato Capitolo 11;
- d) esame dei certificati di cui ai controlli in stabilimento e nel ciclo produttivo, previsti al Capitolo 11;
- e) controllo dei verbali e dei risultati delle eventuali prove di carico fatte eseguire dal Direttore dei lavori.

Il Collaudatore, nell'ambito delle sue responsabilità, dovrà inoltre:

- f) esaminare il progetto dell'opera, l'impostazione generale, della progettazione nei suoi aspetti strutturale e geotecnico, gli schemi di calcolo e le azioni considerate;
- g) esaminare le indagini eseguite nelle fasi di progettazione e costruzione come prescritte nelle presenti norme;
- h) esaminare la relazione a strutture ultimate del Direttore dei lavori.

Infine, nell'ambito della propria discrezionalità, il Collaudatore potrà richiedere:

- i) di effettuare tutti quegli accertamenti, studi, indagini, sperimentazioni e ricerche utili per formarsi il convincimento della sicurezza, della durabilità e della collaudabilità dell'opera, quali in particolare:
 - prove di carico;
 - prove sui materiali messi in opera, anche mediante metodi non distruttivi;
 - monitoraggio programmato di grandezze significative del comportamento dell'opera da proseguire, eventualmente, anche dopo il collaudo della stessa.

9.2 PROVE DI CARICO

Le prove di carico, ove ritenute necessarie dal Collaudatore, dovranno identificare la corrispondenza del comportamento teorico con quello sperimentale. I materiali degli elementi sottoposti a collaudo devono aver raggiunto le resistenze previste per il loro funzionamento finale in esercizio.

Il programma delle prove, stabilito dal Collaudatore, con l'indicazione delle procedure di carico e delle prestazioni attese deve essere sottoposto al Direttore dei lavori per l'attuazione e reso noto al Progettista e al Costruttore.

Le prove di carico si devono svolgere con le modalità indicate dal Collaudatore che se ne assume la piena responsabilità, mentre, per quanto riguarda la loro materiale attuazione, è responsabile il Direttore dei lavori.

Le prove di carico sono prove di comportamento delle opere sotto le azioni di esercizio. Queste devono essere, in generale, tali da indurre le sollecitazioni massime di esercizio per combinazioni caratteristiche (rare). In relazione al tipo della struttura ed alla natura dei carichi le prove possono essere convenientemente protratte nel tempo, ovvero ripetute su più cicli.

Il giudizio sull'esito della prova è responsabilità del Collaudatore.

L'esito della prova va valutato sulla base dei seguenti elementi:

- le deformazioni si accrescano all'incirca proporzionalmente ai carichi;
- nel corso della prova non si siano prodotte fratture, fessurazioni, deformazioni o dissesti che compromettono la sicurezza o la conservazione dell'opera;
- la deformazione residua dopo la prima applicazione del carico massimo non superi una quota parte di quella totale commisurata ai prevedibili assestamenti iniziali di tipo anelastico della struttura oggetto della prova. Nel caso invece che tale limite venga superato, prove di carico successive devono indicare che la struttura tenda ad un comportamento elastico.
- la deformazione elastica risulti non maggiore di quella calcolata.

Le prove statiche, a giudizio del Collaudatore e in relazione all'importanza dell'opera, possono essere integrate da prove dinamiche e prove a rottura su elementi strutturali.

Nel caso di costruzioni dotate di dispositivi antisismici, ai fini del collaudo statico, di fondamentale importanza è il controllo della posa in opera dei dispositivi, nel rispetto delle tolleranze e delle modalità di posa prescritte dal progetto, nonché la verifica della completa separazione tra sottostruttura e sovrastruttura e tra quest'ultima ed altre strutture adiacenti, con il rigoroso rispetto delle distanze di separazione previste in progetto.

Il collaudatore può altresì disporre specifiche prove dinamiche atte a verificare il comportamento dinamico della costruzione.

9.2.1 STRUTTURE PREFABBRICATE

In presenza di strutture prefabbricate poste in opera, fermo restando quanto sopra specificato, si devono eseguire controlli atti a verificare la rispondenza dell'opera ai requisiti di progetto; è inoltre fondamentale il controllo della posa degli elementi prefabbricati e del rispetto del progetto nelle tolleranze e nelle disposizioni delle armature e dei giunti, nonché nella verifica dei dispositivi di vincolo.

9.2.2 PONTI STRADALI

Fermo restando quanto sopra specificato, in particolare si dovrà controllare che le deformazioni sotto i carichi di prova, in termini di abbassamenti, rotazioni ecc, siano comparabili con quelle previste in progetto e che le eventuali deformazioni residue dopo il primo ciclo di carico, determinate come indicato più sopra, non risultino superiori al 15% di quelle massime misurate, ovvero successive prove di carico dimostrino che le deformazioni residue tendano ad esaurirsi.

Per i ponti a campata multipla, la prova di carico deve essere eseguita su almeno un quinto delle campate, secondo le modalità sopra precisate.

Per le opere di significativa rilevanza, le prove statiche andranno completate da prove dinamiche, che misurino la rispondenza del ponte all'eccitazione dinamica, controllando che il periodo fondamentale sperimentale sia confrontabile con quello previsto in progetto.

9.2.3 PONTI FERROVIARI

Oltre a quanto specificato al precedente § 9.2, le prove di carico dovranno essere effettuate adottando carichi che inducano, di norma, le sollecitazioni di progetto dovute ai carichi mobili verticali nello stato limite di esercizio, in considerazione della disponibilità di mezzi ferroviari ordinari e/o speciali. Le deformazioni residue dopo il primo ciclo di carico, determinate come indicato più sopra, non devono risultare superiori al 15% di quelle massime misurate, ovvero successive prove di carico devono dimostrare che le deformazioni residue tendano ad esaurirsi.

Per i ponti a campata multipla, la prova di carico deve essere eseguita su almeno un quinto delle campate, secondo le modalità precisate nel capoverso precedente.

Per le opere di significativa rilevanza, le prove statiche andranno integrate da prove dinamiche, che misurino la rispondenza del ponte all'eccitazione dinamica, controllando che il periodo fondamentale sperimentale sia confrontabile con quello previsto in progetto.

CAPITOLO 10.

**REDAZIONE DEI PROGETTI STRUTTURALI ESECUTIVI E
DELLE RELAZIONI DI CALCOLO**

10.1. CARATTERISTICHE GENERALI

I progetti esecutivi riguardanti le strutture devono essere informati a caratteri di chiarezza espositiva e di completezza nei contenuti e devono inoltre definire compiutamente l'intervento da realizzare.

Restano esclusi i piani operativi di cantiere ed i piani di approvvigionamento.

Il progetto deve comprendere i seguenti elaborati:

- Relazione di calcolo strutturale, comprensiva di una descrizione generale dell'opera e dei criteri generali di analisi e verifica;
- Relazione sui materiali;
- Elaborati grafici, particolari costruttivi;
- Piano di manutenzione della parte strutturale dell'opera;
- Relazione sui risultati sperimentali corrispondenti alle indagini specialistiche ritenute necessarie alla realizzazione dell'opera.

Particolare cura andrà posta nello sviluppare le relazioni di calcolo, con riferimento alle analisi svolte con l'ausilio del calcolo automatico, sia ai fini di facilitare l'interpretazione e la verifica dei calcoli, sia ai fini di consentire elaborazioni indipendenti da parte di soggetti diversi dal redattore del documento.

Il progettista resta comunque responsabile dell'intera progettazione strutturale.

Nel caso di analisi e verifica svolte con l'ausilio di codici di calcolo, oltre a quanto sopra specificato, e in particolare oltre alla Relazione generale strutturale, si dovranno seguire le indicazioni fornite in § 10.2.

10.2. ANALISI E VERIFICHE SVOLTE CON L'AUSILIO DI CODICI DI CALCOLO

Qualora l'analisi strutturale e le relative verifiche siano condotte con l'ausilio di codici di calcolo automatico, il progettista, dovrà controllare l'affidabilità dei codici utilizzati e verificare l'attendibilità dei risultati ottenuti.

Il progettista dovrà quindi esaminare preliminarmente la documentazione a corredo del software per valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico. In tal senso la documentazione, che sarà fornita dal produttore o dal distributore del software, dovrà contenere una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, per i quali dovranno essere forniti i file di input necessari a riprodurre l'elaborazione.

10.2.1. RELAZIONE DI CALCOLO

Il progettista dovrà avere cura che nella Relazione di calcolo la presentazione dei risultati stessi sia tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. In particolare nella Relazione di calcolo si devono fornire le seguenti indicazioni:

Tipo di analisi svolta

Occorre preliminarmente:

- dichiarare il tipo di analisi strutturale condotta (di tipo statico o dinamico, lineare o non lineare) e le sue motivazioni;
- indicare il metodo adottato per la risoluzione del problema strutturale e le metodologie seguite per la verifica o per il progetto-verifica delle sezioni.
- indicare chiaramente le combinazioni di carico adottate e, nel caso di calcoli non lineari, i percorsi di carico seguiti. In ogni caso va motivato l'impiego delle combinazioni o dei percorsi di carico adottati, in specie con riguardo alla effettiva esaustività delle configurazioni studiate per la struttura in esame.

Origine e Caratteristiche dei Codici di Calcolo

Occorre indicare con precisione l'origine e le caratteristiche dei codici di calcolo utilizzati riportando titolo, autore, produttore, versione, estremi della licenza d'uso o di altra forma di autorizzazione all'uso.

Modalità di presentazione dei risultati.

La quantità di informazioni che usualmente accompagna l'utilizzo di procedure di calcolo automatico richiede un'attenzione particolare alle modalità di presentazione dei risultati, in modo che questi riassumano, in una sintesi completa ed efficace, il comportamento della struttura per quel particolare tipo di analisi sviluppata. In particolare, è necessario che la Relazione di calcolo riporti almeno le seguenti indicazioni:

- descrizione dell'opera e della tipologia strutturale;
- inquadramento normativo dell'intervento;
- definizione dei parametri di progetto;

- descrizione dei materiali adottati e loro caratteristiche meccaniche;
- criteri di progettazione e modellazione;
- combinazione delle azioni;
- codice di calcolo impiegato;
- rispetto delle verifiche per gli stati limite considerati.

L'esito di ogni elaborazione deve essere sintetizzato in disegni e schemi grafici contenenti, almeno per le parti più sollecitate della struttura, le configurazioni deformate, la rappresentazione grafica delle principali caratteristiche di sollecitazione o delle componenti degli sforzi, i diagrammi di involuppo associati alle combinazioni dei carichi considerate, gli schemi grafici con la rappresentazione dei carichi applicati e delle corrispondenti reazioni vincolari.

Di tali grandezze, unitamente ai diagrammi ed agli schemi grafici, vanno chiaramente evidenziati le convenzioni sui segni, i valori numerici e le unità di misura di questi nei punti o nelle sezioni significative ai fini della valutazione del comportamento complessivo della struttura, i valori numerici necessari ai fini delle verifiche di misura della sicurezza.

E' opportuno che i tabulati generalmente forniti dai programmi automatici, cui la Relazione di calcolo deve fare riferimento, non facciano parte integrante della Relazione stessa, ma ne costituiscano un allegato.

Informazioni generali sull'elaborazione.

A valle dell'esposizione dei risultati vanno riportate anche informazioni generali guardanti l'esame ed i controlli svolti sui risultati ed una valutazione complessiva dell'elaborazione dal punto di vista del corretto comportamento del modello.

Giudizio motivato di accettabilità dei risultati.

Spetta al progettista il compito di sottoporre i risultati delle elaborazioni a controlli che ne comprovino l'attendibilità. Tale valutazione consisterà nel confronto con i risultati di semplici calcoli, anche di larga massima, eseguiti con riferimento a schemi o soluzioni noti e adottati, ad esempio, in fase di primo proporzionamento della struttura. Inoltre, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, valuterà la consistenza delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

Nella relazione devono essere elencati e sinteticamente illustrati i controlli svolti, quali verifiche di equilibrio tra reazioni vincolari e carichi applicati, comparazioni tra i risultati delle analisi e quelli di valutazioni semplificate, etc.

10.2.2. VALUTAZIONE INDIPENDENTE DEL CALCOLO

Nel caso in cui si renda necessaria una valutazione indipendente del calcolo strutturale o comunque nel caso di opere di particolare importanza, i calcoli più importanti devono essere eseguiti nuovamente da soggetto diverso da quello originario mediante programmi di calcolo diversi da quelli usati originariamente e ciò al fine di eseguire un effettivo controllo incrociato sui risultati delle elaborazioni.

CAPITOLO 11.

MATERIALI E PRODOTTI PER USO STRUTTURALE

11.1. GENERALITÀ

Si definiscono materiali e prodotti per uso strutturale, utilizzati nelle opere soggette alle presenti norme, quelli che consentono ad un'opera ove questi sono incorporati permanentemente di soddisfare in maniera prioritaria il requisito base delle opere n.1 "Resistenza meccanica e stabilità" di cui all'Allegato I del Regolamento UE 305/2011.

I materiali ed i prodotti per uso strutturale devono rispondere ai requisiti indicati nel seguito.

I materiali e prodotti per uso strutturale devono essere:

- *identificati* univocamente a cura del fabbricante, secondo le procedure di seguito richiamate;
- *qualificati* sotto la responsabilità del fabbricante, secondo le procedure di seguito richiamate;
- *accettati* dal Direttore dei lavori mediante acquisizione e verifica della documentazione di identificazione e qualificazione, nonché mediante eventuali prove di accettazione.

In particolare, per quanto attiene l'identificazione e la qualificazione, possono configurarsi i seguenti casi:

- A) materiali e prodotti per i quali sia disponibile, per l'uso strutturale previsto, una norma europea armonizzata il cui riferimento sia pubblicato su GUUE. Al termine del periodo di coesistenza il loro impiego nelle opere è possibile soltanto se corredati della "Dichiarazione di Prestazione" e della Marcatura CE, prevista al Capo II del Regolamento UE 305/2011;
- B) materiali e prodotti per uso strutturale per i quali non sia disponibile una norma europea armonizzata oppure la stessa ricada nel periodo di coesistenza, per i quali sia invece prevista la qualificazione con le modalità e le procedure indicate nelle presenti norme. E' fatto salvo il caso in cui, nel periodo di coesistenza della specifica norma armonizzata, il fabbricante abbia volontariamente optato per la Marcatura CE;
- C) materiali e prodotti per uso strutturale non ricadenti in una delle tipologie A) o B). In tali casi il fabbricante dovrà pervenire alla Marcatura CE sulla base della pertinente "Valutazione Tecnica Europea" (ETA), oppure dovrà ottenere un "Certificato di Valutazione Tecnica" rilasciato dal Presidente del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, previa istruttoria del Servizio Tecnico Centrale, anche sulla base di Linee Guida approvate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, ove disponibili; con decreto del Presidente del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, su conforme parere della competente Sezione, sono approvate Linee Guida relative alle specifiche procedure per il rilascio del "Certificato di Valutazione Tecnica".

Nel caso C), qualora il fabbricante preveda l'impiego dei prodotti strutturali anche con funzioni di compartimentazione antincendio, dichiarando anche la prestazione in relazione alla caratteristica essenziale resistenza al fuoco, le Linee Guida sono elaborate dal Servizio Tecnico Centrale di concerto, per la valutazione di tale specifico aspetto, con il Dipartimento dei Vigili del Fuoco, del Soccorso Pubblico e della difesa Civile del Ministero dell'Interno.

Il Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici pubblica periodicamente l'elenco delle Linee Guida per il rilascio della Certificazione di Valutazione Tecnica di specifici prodotti.

Ad eccezione di quelli in possesso di Marcatura CE, possono essere impiegati materiali o prodotti conformi ad altre specifiche tecniche qualora dette specifiche garantiscano un livello di sicurezza equivalente a quello previsto nelle presenti norme. Tale equivalenza sarà accertata attraverso procedure all'uopo stabilite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, sentito lo stesso Consiglio Superiore.

Al fine di dimostrare l'identificazione, la qualificazione e la tracciabilità dei materiali e prodotti per uso strutturale, il fabbricante, o altro eventuale operatore economico (importatore, distributore o mandatario come definiti ai sensi dell'articolo 2 del Regolamento UE 305/2011), secondo le disposizioni e le competenze di cui al Capo III del Regolamento UE n.305/2011, è tenuto a fornire copia della sopra richiamata documentazione di identificazione e qualificazione (casi A, B o C), i cui estremi devono essere riportati anche sui documenti di trasporto, dal fabbricante fino al cantiere, comprese le eventuali fasi di commercializzazione intermedia, riferiti alla specifica fornitura.

Nel redigere la "Dichiarazione di Prestazione" e la documentazione di qualificazione, il fabbricante si assume la responsabilità della conformità del prodotto da costruzione alle prestazioni dichiarate. Inoltre, il fabbricante dichiara di assumersi la responsabilità della conformità del prodotto da costruzione alla "Dichiarazione di Prestazione" o alla documentazione di qualificazione ed a tutti i requisiti applicabili.

Per ogni materiale o prodotto identificato e qualificato mediante Marcatura CE è onere del Direttore dei Lavori, in fase di accettazione, accertarsi del possesso della marcatura stessa e richiedere copia della documentazione di marcatura CE e della Dichiarazione di Prestazione di cui al Capo II del Regolamento UE 305/2011, nonché – qualora ritenuto necessario, ai fini della verifica di quanto sopra - copia del certificato di costanza della prestazione del prodotto o di conformità del controllo della produzione in fabbrica, di cui al Capo IV ed Allegato V del Regolamento UE 305/2011, rilasciato da idoneo organismo notificato ai sensi del Capo VII dello stesso Regolamento (UE) 305/2011.

Per i prodotti non qualificati mediante la Marcatura CE, il Direttore dei Lavori dovrà accertarsi del possesso e del regime di validità della documentazione di qualificazione (caso B) o del Certificato di Valutazione Tecnica (caso C). I fabbricanti possono usare come Certificati di Valutazione Tecnica i Certificati di Idoneità tecnica all'impiego, già rilasciati dal Servizio Tecnico Centrale prima dell'entrata in vigore delle presenti norme tecniche, fino al termine della loro validità.

Sarà inoltre onere del Direttore dei Lavori, nell'ambito dell'accettazione dei materiali prima della loro installazione, verificare che tali prodotti corrispondano a quanto indicato nella documentazione di identificazione e qualificazione, nonché accertare l'idoneità all'uso specifico del prodotto mediante verifica delle prestazioni dichiarate per il prodotto stesso nel rispetto dei requisiti stabiliti dalla normativa tecnica applicabile per l'uso specifico e dai documenti progettuali, con particolare riferimento alla *Relazione sui materiali*, di cui al § 10.1.

La mancata rispondenza alle prescrizioni sopra riportate comporta il divieto di impiego del materiale o prodotto.

Al termine dei lavori che interessano gli elementi strutturali, il Direttore dei Lavori predispone, nell'ambito della *Relazione a struttura ultimata* di cui all'articolo 65 del DPR.380/01, una sezione specifica relativa ai controlli e prove di accettazione sui materiali e prodotti strutturali, nella quale sia data evidenza documentale riguardo all'identificazione e qualificazione dei materiali e prodotti, alle prove di accettazione ed alle eventuali ulteriori valutazioni sulle prestazioni.

Il Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici potrà effettuare attività di vigilanza presso i cantieri e i luoghi di lavorazione per verificare la corretta applicazione delle presenti disposizioni, ai sensi del Capo V del D.Lgs. 106/2017 e del Capo VIII del Regolamento UE 305/2011.

Le prove su materiali e prodotti, a seconda delle specifiche procedure applicabili, come specificato di volta in volta nel seguito, devono generalmente essere effettuate da:

- a) laboratori di prova notificati ai sensi del Capo VII del Regolamento UE 305/2011;
- b) laboratori di cui all'art. 59 del DPR 380/2001;
- c) altri laboratori, dotati di adeguata competenza ed idonee attrezzature, previo nulla osta del Servizio Tecnico Centrale;

Qualora si applichino specifiche tecniche europee armonizzate, ai fini della marcatura CE, le attività di certificazione di prodotto o del controllo di produzione in fabbrica e di prova dovranno essere eseguite dai soggetti previsti dal relativo sistema di valutazione e verifica della costanza delle prestazioni, di cui al Capo IV ed Allegato V del Regolamento UE 305/2011, applicabile al prodotto.

I fabbricanti di materiali, prodotti o componenti disciplinati nella presente norma devono dotarsi di adeguate procedure di controllo di produzione in fabbrica. Per controllo di produzione nella fabbrica si intende il controllo permanente della produzione, effettuato dal fabbricante. Tutte le procedure e le disposizioni adottate dal fabbricante devono essere documentate sistematicamente ed essere a disposizione di qualsiasi soggetto od ente di controllo che ne abbia titolo.

Qualora il fabbricante non sia stabilito sul territorio dell'Unione Europea, questi dovrà nominare un *mandatario* stabilito sul territorio dell'Unione autorizzato ad agire per conto del Fabbricante in relazione ai compiti indicati nel mandato, nel rispetto dell'articolo 12 del Regolamento (UE) n. 305/2011.

Il richiamo alle specifiche tecniche armonizzate, di cui al Regolamento UE 305/2011, contenuto nella presente norma deve intendersi riferito all'ultima versione aggiornata, salvo diversamente specificato. Il richiamo alle specifiche tecniche volontarie UNI, EN e ISO contenute nella presente norma deve intendersi riferito alla data di pubblicazione se indicata, oppure, laddove non indicata, all'ultima versione aggiornata. Con successivo provvedimento si aggiornano periodicamente gli elenchi delle specifiche tecniche volontarie UNI, EN ed ISO richiamate nella presente norma.

11.2. CALCESTRUZZO

Le Norme contenute nel presente paragrafo si applicano al calcestruzzo per usi strutturali, armato e non, normale e precompresso di cui al § 4.1.

11.2.1. SPECIFICHE PER IL CALCESTRUZZO

La prescrizione del calcestruzzo all'atto del progetto deve essere caratterizzata almeno mediante la classe di resistenza, la classe di consistenza al getto ed il diametro massimo dell'aggregato, nonché la classe di esposizione ambientale, di cui alla norma UNI EN 206:2016. Nel caso di impiego di armature di pre- o post-tensione permanentemente incorporate nei getti è obbligatoria anche l'individuazione della classe di contenuto in cloruri. La classe di resistenza è contraddistinta dai valori caratteristici delle resistenze cubica R_{ck} e cilindrica f_{ck} a compressione uniassiale, misurate rispettivamente su cubi di spigolo 150 mm e su cilindri di diametro 150 mm e di altezza 300 mm.

Inoltre, si dovranno dare indicazioni in merito ai processi di maturazione ed alle procedure di posa in opera, facendo utile riferimento alla norma UNI EN 13670, alle *Linee Guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale* ed alle *Linee Guida per la valutazione delle caratteristiche del calcestruzzo in opera* elaborate e pubblicate dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

La resistenza caratteristica a compressione è definita come la resistenza per la quale si ha il 5% di probabilità di trovare valori inferiori. Nelle presenti norme la resistenza caratteristica designa quella dedotta da prove su provini come sopra descritti, confezionati e stagionati come specificato al § 11.2.4, eseguite a 28 giorni di maturazione. Potranno essere indicati altri tempi di maturazione a cui riferire le misure di resistenza ed il corrispondente valore caratteristico. Inoltre, si dovrà tener conto degli effetti prodotti da eventuali processi accelerati di maturazione.

Il conglomerato per il getto delle strutture di un'opera o di parte di essa si considera omogeneo ai fini del controllo (secondo le prestazioni), se possiede le medesime caratteristiche prestazionali (classe di resistenza e classe di esposizione).

11.2.2. CONTROLLI DI QUALITÀ DEL CALCESTRUZZO

Il calcestruzzo deve essere prodotto in regime di controllo di qualità, con lo scopo di garantire che rispetti le prescrizioni definite in sede di progetto.

Il controllo si articola nelle seguenti fasi:

Valutazione preliminare

Serve a determinare, prima dell'inizio della costruzione delle opere, la miscela per produrre il calcestruzzo in accordo con le prescrizioni di progetto.

Controllo di produzione

Riguarda il controllo da eseguire sul calcestruzzo durante la produzione con processo industrializzato del calcestruzzo stesso.

Controllo di accettazione

Riguarda il controllo da eseguire sul calcestruzzo utilizzato per l'esecuzione dell'opera, con prelievo effettuato contestualmente al getto dei relativi elementi strutturali.

Prove complementari

Sono prove che vengono eseguite, ove necessario, a complemento delle prove di accettazione.

Le prove di accettazione e le eventuali prove complementari, compresi i carotaggi di cui al punto 11.2.6, devono essere eseguite e certificate dai laboratori di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001.

Il costruttore resta comunque responsabile della qualità del calcestruzzo posto in opera, che sarà controllata dal Direttore dei Lavori, secondo le procedure di cui al § 11.2.5.

11.2.3. VALUTAZIONE PRELIMINARE

Il costruttore, prima dell'inizio della costruzione dell'opera, deve effettuare idonee prove preliminari di studio ed acquisire idonea documentazione relativa ai componenti, per ciascuna miscela omogenea di calcestruzzo da utilizzare, al fine di ottenere le prestazioni richieste dal progetto.

Nel caso di forniture provenienti da impianto di produzione industrializzata con certificato di controllo della produzione in fabbrica previsto al § 11.2.8, tale documentazione è costituita da quella di identificazione, qualificazione e controllo dei prodotti da fornire.

Il Direttore dei Lavori ha l'obbligo di acquisire, prima dell'inizio della costruzione, la documentazione relativa alla valutazione preliminare delle prestazioni e di accettare le tipologie di calcestruzzo da fornire, con facoltà di far eseguire ulteriori prove preliminari. Il Direttore dei Lavori ha comunque l'obbligo di eseguire controlli sistematici in corso d'opera per verificare la corrispondenza delle caratteristiche del calcestruzzo fornito rispetto a quelle stabilite dal progetto.

11.2.4. PRELIEVO E PROVA DEI CAMPIONI

Un prelievo consiste nel prelevare dagli impasti, al momento della posa in opera ed alla presenza del Direttore dei Lavori o di persona di sua fiducia, il calcestruzzo necessario per la confezione di un gruppo di due provini.

La media delle resistenze a compressione dei due provini di un prelievo rappresenta la "Resistenza di prelievo" che costituisce il valore mediante il quale vengono eseguiti i controlli del calcestruzzo. Il prelievo non viene accettato se la differenza fra i valori di resistenza dei due provini supera il 20% del valore inferiore; in tal caso si applicano le procedure di cui al §11.2.5.3.

È obbligo del Direttore dei Lavori prescrivere ulteriori prelievi rispetto al numero minimo, di cui ai successivi paragrafi, tutte le volte che variazioni di qualità e/o provenienza dei costituenti dell'impasto possano far presumere una variazione di qualità del calcestruzzo stesso, tale da non poter più essere considerato omogeneo.

Per la preparazione, la forma, le dimensioni e la stagionatura dei provini di calcestruzzo vale quanto indicato nelle norme UNI EN 12390-1:2012 e UNI EN 12390-2:2009.

Circa il procedimento da seguire per la determinazione della resistenza a compressione dei provini di calcestruzzo vale quanto indicato nelle norme UNI EN 12390-3:2009 e UNI EN 12390-4:2002.

Circa il procedimento da seguire per la determinazione della massa volumica vale quanto indicato nella norma UNI EN 12390-7:2009.

11.2.5. CONTROLLO DI ACCETTAZIONE

Il controllo di accettazione è eseguito dal Direttore dei Lavori su ciascuna miscela omogenea e si configura, in funzione del quantitativo di calcestruzzo in accettazione, nel:

– controllo di tipo A di cui al § 11.2.5.1;

– controllo di tipo B di cui al § 11.2.5.2.

Il controllo di accettazione è positivo ed il quantitativo di calcestruzzo accettato se risultano verificate le disuguaglianze di cui alla Tab. 11.2.I seguente:

Tab. 11.2.I

Controllo di tipo A	Controllo di tipo B
$R_{c,min} \geq R_{ck} - 3,5$	
$R_{cm28} \geq R_{ck} + 3,5$ (N° prelievi: 3)	$R_{cm28} \geq R_{ck} + 1,48 s$ (N° prelievi ≥ 15)

Ove: R_{cm28} = resistenza media dei prelievi (N/mm²); $R_{c,min}$ = minore valore di resistenza dei prelievi (N/mm²);
s = scarto quadratico medio

11.2.5.1 CONTROLLO DI TIPO A

Ogni controllo di tipo A è riferito ad un quantitativo di miscela omogenea non maggiore di 300 m³ ed è costituito da tre prelievi, ciascuno dei quali eseguito su un massimo di 100 m³ di getto di miscela omogenea. Risulta quindi un controllo di accettazione ogni 300 m³ massimo di getto. Per ogni giorno di getto va comunque effettuato almeno un prelievo.

Nelle costruzioni con meno di 100 m³ di getto di miscela omogenea, fermo restando l'obbligo di almeno 3 prelievi e del rispetto delle limitazioni di cui sopra, è consentito derogare dall'obbligo di prelievo giornaliero.

11.2.5.2 CONTROLLO DI TIPO B

Nella realizzazione di opere strutturali che richiedano l'impiego di più di 1500 m³ di miscela omogenea è obbligatorio il controllo di accettazione di tipo statistico (tipo B).

Il controllo è riferito ad una miscela omogenea e va eseguito con frequenza non minore di un controllo ogni 1500 m³ di calcestruzzo.

Ogni controllo di accettazione di tipo B è costituito da almeno 15 prelievi, ciascuno dei quali eseguito su 100 m³ di getto di miscela omogenea. Per ogni giorno di getto va comunque effettuato almeno un prelievo.

Se si eseguono controlli statistici accurati, l'interpretazione dei risultati sperimentali può essere svolta con i metodi completi dell'analisi statistica assumendo la legge di distribuzione più corretta e il suo valor medio, unitamente al coefficiente di variazione (rapporto tra deviazione standard e valore medio). Non sono accettabili calcestruzzi con coefficiente di variazione superiore a 0,3. Per calcestruzzi con coefficiente di variazione (s/R_m) superiore a 0,15 occorrono controlli più accurati, integrati con prove complementari di cui al §11.2.7.

Infine, la resistenza caratteristica R_{ck} di progetto dovrà essere minore del valore sperimentale corrispondente al frattile inferiore 5% delle resistenze di prelievo e la resistenza minima di prelievo $R_{c,min}$ dovrà essere maggiore del valore corrispondente al frattile inferiore 1%.

11.2.5.3 PRESCRIZIONI COMUNI PER ENTRAMBI I CRITERI DI CONTROLLO

Il prelievo dei provini per il controllo di accettazione va eseguito alla presenza del Direttore dei Lavori o di un tecnico di sua fiducia che provvede alla redazione di apposito verbale di prelievo e dispone l'identificazione dei provini mediante sigle, etichette indelebili, ecc.; la certificazione effettuata dal laboratorio prove materiali deve riportare riferimento a tale verbale.

Il laboratorio incaricato di effettuare le prove sul calcestruzzo provvede all'accettazione dei campioni accompagnati dalla lettera di richiesta sottoscritta dal direttore dei lavori. Il laboratorio verifica lo stato dei provini e la documentazione di riferimento ed in caso di anomalie riscontrate sui campioni oppure di mancanza totale o parziale degli strumenti idonei per la identificazione degli stessi, deve sospendere l'esecuzione delle prove e darne notizia al Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Il prelievo potrà anche essere eseguito dallo stesso laboratorio incaricato della esecuzione delle prove. I laboratori devono conservare i campioni sottoposti a prova per almeno trenta giorni dopo l'emissione dei certificati di prova, in modo da consentirne l'identificabilità e la rintracciabilità.

La domanda di prove al laboratorio deve essere sottoscritta dal Direttore dei Lavori e deve contenere precise indicazioni sulla posizione delle strutture interessate da ciascun prelievo.

Le prove non richieste dal Direttore dei Lavori non possono fare parte dell'insieme statistico che serve per la determinazione della resistenza caratteristica del materiale.

Le prove a compressione vanno eseguite conformemente alle norme UNI EN 12390-3:2009, tra il 28° e il 30° giorno di maturazione e comunque entro 45 giorni dalla data di prelievo. In caso di mancato rispetto di tali termini le prove di compressione vanno integrate da quelle riferite al controllo della resistenza del calcestruzzo in opera.

I certificati di prova emessi dai laboratori devono contenere almeno:

- l'identificazione del laboratorio che rilascia il certificato;
- una identificazione univoca del certificato (numero di serie e data di emissione) e di ciascuna sua pagina, oltre al numero totale di pagine;
- l'identificazione del committente dei lavori in esecuzione e del cantiere di riferimento;
- il nominativo del Direttore dei Lavori che richiede la prova;

- la descrizione, l'identificazione e la data di prelievo dei campioni da provare;
- la data di ricevimento dei campioni e la data di esecuzione delle prove;
- l'identificazione delle specifiche di prova o la descrizione del metodo o procedura adottata, con l'indicazione delle norme di riferimento per l'esecuzione della stessa;
- le dimensioni effettivamente misurate dei campioni provati, dopo eventuale rettifica;
- le modalità di rottura dei campioni;
- la massa volumica del campione;
- i valori delle prestazioni misurate.

Per gli elementi prefabbricati di serie, realizzati con processo industrializzato, sono valide le specifiche indicazioni di cui al § 11.8.3.1

L'opera o la parte di opera realizzata con il calcestruzzo non conforme ai controlli di accettazione non può essere accettata finché la non conformità non è stata definitivamente risolta. Il costruttore deve procedere ad una verifica delle caratteristiche del calcestruzzo messo in opera mediante l'impiego di altri mezzi d'indagine, secondo quanto prescritto dal Direttore dei Lavori e conformemente a quanto indicato nel successivo § 11.2.6. Qualora i suddetti controlli confermino la non conformità del calcestruzzo, si deve procedere, sentito il progettista, ad un controllo teorico e/o sperimentale della sicurezza della struttura interessata dal quantitativo di calcestruzzo non conforme, sulla base della resistenza ridotta del calcestruzzo.

Qualora non fosse possibile effettuare la suddetta verifica delle caratteristiche del calcestruzzo, oppure i risultati del controllo teorico e/o sperimentale non risultassero soddisfacenti, si può: conservare l'opera o parte di essa per un uso compatibile con le diminuite caratteristiche prestazionali accertate, eseguire lavori di consolidamento oppure demolire l'opera o parte di essa.

I controlli di accettazione sono obbligatori ed il collaudatore è tenuto a verificarne la validità, qualitativa e quantitativa; ove ciò non fosse rispettato, il collaudatore è tenuto a far eseguire delle prove che attestino le caratteristiche del calcestruzzo, seguendo la medesima procedura che si applica quando non risultino rispettati i limiti fissati dai controlli di accettazione.

11.2.6. CONTROLLO DELLA RESISTENZA DEL CALCESTRUZZO IN OPERA

La resistenza del calcestruzzo nella struttura dipende dalla resistenza del calcestruzzo messo in opera, dalla sua posa e costipazione, dalle condizioni ambientali durante il getto e dalla maturazione.

Nel caso in cui:

- a) le resistenze a compressione dei provini prelevati durante il getto non soddisfino i criteri di accettazione della resistenza caratteristica prevista nel progetto, oppure
- b) sorgano dubbi sulle modalità di confezionamento, conservazione, maturazione e prova dei provini di calcestruzzo, oppure
- c) sorgano dubbi sulle modalità di posa in opera, compattazione e maturazione del calcestruzzo, oppure
- d) si renda necessario valutare a posteriori le proprietà di un calcestruzzo precedentemente messo in opera,

si può procedere ad una valutazione delle caratteristiche di resistenza attraverso una serie di prove sia distruttive che non distruttive.

Tali prove non sono, in ogni caso, sostitutive dei controlli di accettazione, ma potranno servire al Direttore dei Lavori od al collaudatore per formulare un giudizio sul calcestruzzo in opera.

Il valore caratteristico della resistenza del calcestruzzo in opera (definita come resistenza caratteristica in situ, R_{ck} o f_{ck}) è in genere minore del valore della resistenza caratteristica assunta in fase di progetto R_{ck} o f_{ck} . Per i soli aspetti relativi alla sicurezza strutturale e senza pregiudizio circa eventuali carenze di durabilità, è accettabile un valore caratteristico della resistenza in situ non inferiore all'85% della resistenza caratteristica assunta in fase di progetto. Per la modalità di determinazione della resistenza a compressione in situ, misurata con tecniche opportune (distruttive e non distruttive), si potrà fare utile riferimento alle norme UNI EN 12504-1, UNI EN 12504-2, UNI EN 12504-3, UNI EN 12504-4. La resistenza caratteristica in situ va calcolata secondo quanto previsto nella norma UNI EN 13791:2008, ai §§ 7.3.2 e 7.3.3, considerando l'approccio B se il numero di carote è minore di 15, oppure l'approccio A se il numero di carote è non minore di 15, in accordo alle *Linee Guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo* elaborate e pubblicate dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

11.2.7. PROVE COMPLEMENTARI

Sono prove che eventualmente si eseguono al fine di stimare la resistenza del calcestruzzo in corrispondenza di particolari fasi di costruzione (precompressione, messa in opera) o in condizioni particolari di utilizzo (temperature eccezionali, ecc.).

Il procedimento di controllo è uguale a quello dei controlli di accettazione.

Tali prove non possono essere sostitutive dei controlli di accettazione che vanno riferiti a provini confezionati e maturati secondo le prescrizioni del punto 11.2.4.

I risultati di tali prove potranno servire al Direttore dei Lavori od al collaudatore per formulare un giudizio sul calcestruzzo in opera.

11.2.8. PRESCRIZIONI RELATIVE AL CALCESTRUZZO CONFEZIONATO CON PROCESSO INDUSTRIALIZZATO

Per calcestruzzo confezionato con processo industrializzato si intende quello prodotto mediante impianti, strutture e tecniche organizzate sia in cantiere che in uno stabilimento esterno al cantiere stesso.

Gli impianti per la produzione con processo industrializzato del calcestruzzo disciplinato dalle presenti norme devono essere idonei ad una produzione costante, disporre di apparecchiature adeguate per il confezionamento, nonché di personale esperto e di attrezzature idonee a provare, valutare e mantenere la qualità del prodotto.

Gli impianti devono dotarsi di un sistema permanente di controllo interno della produzione allo scopo di assicurare che il prodotto risponda ai requisiti previsti dalle presenti norme e che tale rispondenza sia costantemente mantenuta fino all'impiego.

Il sistema di controllo della produzione di calcestruzzo confezionato con processo industrializzato in impianti di un fornitore, predisposto in coerenza con la norma UNI EN ISO 9001, deve fare riferimento alle specifiche indicazioni contenute nelle *Linee Guida per la produzione, il trasporto ed il controllo del calcestruzzo preconfezionato* elaborate dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei LL.PP.

Detto sistema di controllo deve essere certificato da organismi terzi indipendenti che operano in coerenza con la norma UNI CEI EN ISO/IEC 17021-1, autorizzati dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici sulla base di criteri appositamente emanati dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

I documenti che accompagnano ogni fornitura di calcestruzzo confezionato con processo industrializzato devono indicare gli estremi di tale certificazione.

Nel caso in cui l'impianto di produzione industrializzata appartenga al costruttore nell'ambito di uno specifico cantiere, la certificazione di cui sopra non è richiesta se il sistema di gestione della qualità del costruttore - predisposto in coerenza con la norma UNI EN ISO 9001 e certificato da un organismo accreditato - prevede l'esistenza e l'applicazione di un sistema di controllo della produzione dell'impianto, conformemente alle specifiche indicazioni contenute nelle *Linee Guida per la produzione, il trasporto ed il controllo del calcestruzzo preconfezionato* elaborate dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei LL.PP.

Il Direttore dei Lavori, che è tenuto a verificare quanto sopra indicato ed a rifiutare le eventuali forniture provenienti da impianti non conformi, dovrà comunque effettuare le prove di accettazione previste al § 11.2.5 e ricevere, prima dell'inizio della fornitura, copia della certificazione del controllo del processo produttivo.

Per produzioni di calcestruzzo fino a 1500 m³ di miscela omogenea, effettuate direttamente in cantiere, mediante processi di produzione temporanei e non industrializzati, la stessa deve essere confezionata sotto la diretta responsabilità del costruttore. Il Direttore dei Lavori deve acquisire, prima dell'inizio della produzione, documentazione relativa ai criteri ed alle prove che hanno portato alla determinazione delle prestazioni di ciascuna miscela omogenea di conglomerato, così come indicato al § 11.2.3.

11.2.9. COMPONENTI DEL CALCESTRUZZO**11.2.9.1 LEGANTI**

Nelle opere oggetto delle presenti norme devono impiegarsi esclusivamente i leganti idraulici previsti dalle disposizioni vigenti in materia, dotati di marcatura CE in conformità alla norma europea armonizzata UNI EN 197-1 oppure ad uno specifico ETA, purché idonei all'impiego previsto nonché, per quanto non in contrasto, conformi alle prescrizioni di cui alla Legge 26 maggio 1965 n. 595.

È escluso l'impiego di cementi alluminosi.

L'impiego dei cementi richiamati all'art. 1, lettera C della legge 26 maggio 1965 n. 595, è limitato ai calcestruzzi per sbarramenti di ritenuta.

Per la realizzazione di dighe ed altre simili opere massive dove è richiesto un basso calore di idratazione devono essere utilizzati i cementi speciali con calore di idratazione molto basso dotati di marcatura CE in conformità alla norma europea armonizzata UNI EN 14216.

I leganti idraulici, qualora immessi sul mercato da un distributore attraverso un centro di distribuzione, devono essere all'origine dotati della marcatura CE sopra richiamata. Il centro di distribuzione, così come definito nella norma UNI EN 197-2, deve possedere un'autorizzazione all'uso di detta marcatura concessa al distributore da un organismo di certificazione notificato, in base alle procedure della norma UNI EN 197-2, a dimostrazione che la conformità del prodotto marcato CE è stata mantenuta durante le fasi di trasporto, ricevimento, deposito, imballaggio e spedizione, unitamente alla sua qualità ed identità.

Qualora il calcestruzzo risulti esposto a condizioni ambientali chimicamente aggressive si devono utilizzare cementi con adeguate caratteristiche di resistenza alle specifiche azioni aggressive. Specificamente in ambiente solfatico si devono impiegare cementi resistenti ai solfati conformi alla norma europea armonizzata UNI EN 197-1 ed alla norma UNI 9156:1997 o, in condizioni di dilavamento, cementi resistenti al dilavamento conformi alla norma UNI 9606:2015.

11.2.9.2 AGGREGATI

Sono idonei alla produzione di calcestruzzo per uso strutturale gli aggregati ottenuti dalla lavorazione di materiali naturali, artificiali, oppure provenienti da processi di riciclo conformi alla norma europea armonizzata UNI EN 12620 e, per gli aggregati leggeri, alla norma europea armonizzata UNI EN 13055.

Il sistema di valutazione e verifica della costanza della prestazione, di tali aggregati, ai sensi del Regolamento UE 305/2011, è indicato nella seguente Tab. 11.2.II.

Tab. 11.2.II

Specifica Tecnica Europea armonizzata di riferimento	Uso Previsto	Sistema di Valutazione e Verifica della Costanza della Prestazione
Aggregati per calcestruzzo UNI EN 12620 e UNI EN 13055-1	Calcestruzzo strutturale	2 +

È consentito l'uso di aggregati grossi provenienti da riciclo, secondo i limiti di cui alla Tab. 11.2.III a condizione che la miscela di calcestruzzo, confezionato con aggregati riciclati, venga preliminarmente qualificata e documentata, nonché accettata in cantiere, attraverso le procedure di cui alle presenti norme.

Tab. 11.2.III

Origine del materiale da riciclo	Classe del calcestruzzo	percentuale di impiego
demolizioni di edifici (macerie)	= C 8/10	fino al 100%
demolizioni di solo calcestruzzo e c.a. (frammenti di calcestruzzo \geq 90%, UNI EN 933-11:2009)	\leq C20/25	fino al 60%
	\leq C30/37	\leq 30%
	\leq C45/55	\leq 20%
Riutilizzo di calcestruzzo interno negli stabilimenti di prefabbricazione qualificati - da qualsiasi classe	Classe minore del calcestruzzo di origine	fino al 15%
	Stessa classe del calcestruzzo di origine	fino al 10%

Per quanto riguarda i controlli di accettazione degli aggregati da effettuarsi a cura del Direttore dei Lavori, questi sono finalizzati almeno alla verifica delle caratteristiche tecniche riportate nella Tab. 11.2.IV. I metodi di prova da utilizzarsi sono quelli indicati nelle Norme Europee Armonizzate citate, in relazione a ciascuna caratteristica.

Tab. 11.2.IV – Controlli di accettazione per aggregati per calcestruzzo strutturale

Caratteristiche tecniche
Descrizione petrografica
Dimensione dell'aggregato (analisi granulometrica e contenuto dei fini)
Indice di appiattimento
Tenore di solfati e zolfo
Dimensione per il filler
Resistenza alla frammentazione/frantumazione (per calcestruzzo Rck \geq C50/60 e aggregato proveniente da riciclo)

Il progetto, nelle apposite prescrizioni, potrà fare utile riferimento alle norme UNI 8520-1 e UNI 8520-2, al fine di individuare i limiti di accettabilità delle caratteristiche tecniche degli aggregati.

11.2.9.3 AGGIUNTE

Nei calcestruzzi è ammesso l'impiego di aggiunte, in particolare di ceneri volanti, loppe granulate d'altoforno e fumi di silice, purché non ne vengano modificate negativamente le caratteristiche prestazionali.

Le ceneri volanti devono soddisfare i requisiti della norma europea armonizzata UNI EN 450-1. Per quanto riguarda l'impiego si potrà fare utile riferimento ai criteri stabiliti dalle norme UNI EN 206 ed UNI 11104.

I fumi di silice devono soddisfare i requisiti della norma europea armonizzata UNI EN 13263-1.

11.2.9.4 ADDITIVI

Gli additivi devono essere conformi alla norma europea armonizzata UNI EN 934-2.

11.2.9.5 ACQUA DI IMPASTO

L'acqua di impasto, ivi compresa l'acqua di riciclo, deve essere conforme alla norma UNI EN 1008: 2003.

11.2.9.6 MISCELE PRECONFEZIONATE DI COMPONENTI PER CALCESTRUZZO

In assenza di specifica norma armonizzata europea, il fabbricante di miscele preconfezionate di componenti per calcestruzzi, cui sia da aggiungere in cantiere l'acqua di impasto, deve documentare per ogni componente utilizzato la conformità alla relativa norma armonizzata europea.

11.2.10. CARATTERISTICHE DEL CALCESTRUZZO

Le caratteristiche del calcestruzzo possono essere desunte, in sede di progettazione, dalle formulazioni indicate nei successivi punti. Per quanto non previsto si potrà fare utile riferimento alla Sezione 3 della norma UNI EN 1992-1-1:2005.

11.2.10.1 RESISTENZA A COMPRESSIONE

In sede di progetto strutturale si farà riferimento alla resistenza caratteristica a compressione su cubi R_{ck} così come definita nel § 11.2.1.

Dalla resistenza cubica si passerà a quella cilindrica da utilizzare nelle verifiche mediante l'espressione:

$$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} \quad [11.2.1]$$

Sempre in sede di previsioni progettuali, è possibile passare dal valore caratteristico al valor medio della resistenza cilindrica mediante l'espressione

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad [11.2.2]$$

11.2.10.2 RESISTENZA A TRAZIONE

La resistenza a trazione del calcestruzzo può essere determinata a mezzo di diretta sperimentazione, condotta su provini appositamente confezionati, secondo la norma UNI EN 12390-2:2009, per mezzo delle prove di seguito indicate:

- prove di trazione diretta;
- prove di trazione indiretta: (secondo UNI EN 12390-6:2010 o metodo dimostrato equivalente);
- prove di trazione per flessione: (secondo UNI EN 12390-5:2009 o metodo dimostrato equivalente).

In sede di progettazione si può assumere come resistenza media a trazione semplice (assiale) del calcestruzzo il valore (in N/mm²):

$$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad \text{per classi} \leq C50/60 \quad [11.2.3a]$$

$$f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln [1 + f_{cm}/10] \quad \text{per classi} > C50/60 \quad [11.2.3b]$$

valori che dovranno essere ridotti del 10% in caso di utilizzo di aggregati grossi di riciclo nei limiti previsti dalla Tab. 11.2.III.

I valori caratteristici corrispondenti ai frattili 5% e 95% sono assunti, rispettivamente, pari a $0,7 f_{ctm}$ ed $1,3 f_{ctm}$.

Il valore medio della resistenza a trazione per flessione è assunto, in mancanza di sperimentazione diretta, pari a:

$$f_{ctm} = 1,2 f_{ctm} \quad [11.2.4]$$

11.2.10.3 MODULO ELASTICO

Per modulo elastico istantaneo del calcestruzzo va assunto quello secante tra la tensione nulla e $0,40 f_{cm}$, determinato sulla base di apposite prove, da eseguirsi secondo la norma UNI EN 12390-13:2013.

In sede di progettazione si può assumere il valore:

$$E_{cm} = 22.000 \cdot [f_{cm}/10]^{0,3} \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad [11.2.5]$$

che dovrà essere ridotto del 20% in caso di utilizzo di aggregati grossi di riciclo nei limiti previsti dalla Tab. 11.2.III. Tale formula non è applicabile ai calcestruzzi maturati a vapore. Essa non è da considerarsi vincolante nell'interpretazione dei controlli sperimentali delle strutture.

11.2.10.4 COEFFICIENTE DI POISSON

Per il coefficiente di *Poisson* può adottarsi, a seconda dello stato di sollecitazione, un valore compreso tra 0 (calcestruzzo fessurato) e 0,2 (calcestruzzo non fessurato).

11.2.10.5 COEFFICIENTE DI DILATAZIONE TERMICA

Il coefficiente di dilatazione termica del calcestruzzo può essere determinato a mezzo di apposite prove, da eseguirsi secondo la norma UNI EN 1770:2000.

In sede di progettazione strutturale, o in mancanza di una determinazione sperimentale diretta, per il coefficiente di dilatazione termica del calcestruzzo può assumersi un valor medio pari a $10 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$, fermo restando che tale grandezza dipende dal tipo di calcestruzzo considerato (rapporto aggregati/legante, tipi di aggregati, ecc.) e può assumere valori anche sensibilmente diversi da quello indicato.

11.2.10.6 RITIRO

La deformazione assiale per ritiro del calcestruzzo può essere determinata a mezzo di apposite prove, da eseguirsi secondo la norma UNI 11307:2008.

In sede di progettazione strutturale, e quando non si ricorra ad additivi speciali, il ritiro del calcestruzzo può essere valutato sulla base delle indicazioni di seguito fornite.

La deformazione totale da ritiro si può esprimere come:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad [11.2.6]$$

dove:

ε_{cs} è la deformazione totale per ritiro

ε_{cd} è la deformazione per ritiro da essiccamento

ε_{ca} è la deformazione per ritiro autogeno.

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro da essiccamento:

$$\varepsilon_{cd,\infty} = k_h \varepsilon_{cd} \quad [11.2.7]$$

può essere valutato mediante i valori delle seguenti Tabelle 11.2.Va ed 11.2.Vb in funzione della resistenza caratteristica a compressione, dell'umidità relativa e del parametro h_0 :

Tab. 11.2.Va – Valori di ε_{cd}

f_{ck}	Deformazione da ritiro per essiccamento (in ‰)					
	Umidità Relativa (in ‰)					
	20	40	60	80	90	100
20	-0,62	-0,58	-0,49	-0,30	-0,17	+0,00
40	-0,48	-0,46	-0,38	-0,24	-0,13	+0,00
60	-0,38	-0,36	-0,30	-0,19	-0,10	+0,00
80	-0,30	-0,28	-0,24	-0,15	-0,07	+0,00

Tab. 11.2.Vb – Valori di k_h

h_0 (mm)	k_h
100	1,00
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

Per valori intermedi dei parametri indicati è consentita l'interpolazione lineare. Lo sviluppo nel tempo della deformazione ε_{cd} può essere valutato come:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t - t_s) \cdot \varepsilon_{cd,\infty} \quad [11.2.8]$$

dove la funzione di sviluppo temporale assume la forma

$$\beta_{ds}(t-t_s) = (t-t_s) / [(t-t_s)+0,04 h_0^{3/2}] \quad [11.2.9]$$

in cui:

t è l'età del calcestruzzo nel momento considerato (in giorni)

t_s è l'età del calcestruzzo a partire dalla quale si considera l'effetto del ritiro da essiccamento (normalmente il termine della maturazione, espresso in giorni).

h_0 è la dimensione fittizia (in mm) pari al rapporto $2A_c / u$

A_c è l'area della sezione in calcestruzzo

u è il perimetro della sezione in calcestruzzo esposto all'aria.

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno $\varepsilon_{ca,\infty}$ può essere valutato mediante l'espressione:

$$\varepsilon_{ca,\infty} = -2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \quad [11.2.10]$$

con f_{ck} in N/mm^2 .

11.2.10.7 VISCOSITÀ

In sede di progettazione, se la tensione di compressione del calcestruzzo, al tempo $t_0 = j$ di messa in carico, non è superiore a $0,45 \cdot f_{ckj}$, il coefficiente di viscosità $\phi(\infty, t_0)$, a tempo infinito, a meno di valutazioni più precise (per es. § 3.1.4 di UNI EN 1992-1-1:2005), può essere dedotto dalle seguenti Tabelle 11.2.VI e 11.2.VII dove h_0 è la dimensione fittizia definita in § 11.2.10.6:

Tab. 11.2.VI – Valori di $\phi(\infty, t_0)$. Atmosfera con umidità relativa di circa il 75%

t_0	$h_0 \leq 75$ mm	$h_0 = 150$ mm	$h_0 = 300$ mm	$h_0 \geq 600$ mm
3 giorni	3,5	3,2	3,0	2,8
7 giorni	2,9	2,7	2,5	2,3
15 giorni	2,6	2,4	2,2	2,1
30 giorni	2,3	2,1	1,9	1,8
≥ 60 giorni	2,0	1,8	1,7	1,6

Tab. 11.2.VII – Valori di $\phi(\infty, t_0)$. Atmosfera con umidità relativa di circa il 55%

t_0	$h_0 \leq 75$ mm	$h_0 = 150$ mm	$h_0 = 300$ mm	$h_0 \geq 600$ mm
3 giorni	4,5	4,0	3,6	3,3
7 giorni	3,7	3,3	3,0	2,8
15 giorni	3,3	3,0	2,7	2,5
30 giorni	2,9	2,6	2,3	2,2
≥ 60 giorni	2,5	2,3	2,1	1,9

Per valori intermedi è ammessa una interpolazione lineare.

Nel caso in cui sia richiesta una valutazione in tempi diversi da $t = \infty$ del coefficiente di viscosità questo potrà essere valutato secondo modelli tratti da documenti di comprovata validità di cui al Capitolo 12.

11.2.11. DURABILITÀ

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario o precompresso, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e quelli derivanti dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo.

A tal fine, valutate opportunamente le condizioni ambientali del sito ove sorgerà la costruzione o quelle di impiego, conformemente alle indicazioni della tabella 4.1.III delle presenti norme, in fase di progetto dovranno essere indicate le caratteristiche del calcestruzzo da impiegare in accordo alle *Linee Guida sul calcestruzzo strutturale* edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici facendo anche, in assenza di analisi specifiche, utile riferimento alle norme UNI EN 206 ed UNI 11104. Inoltre devono essere rispettati i valori del copriferro nominale di cui al punto 4.1.6.1.3, nonché le modalità e la durata della maturazione umida in accordo alla UNI EN 13670:2010, alle *Linee Guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale* ed alle *Linee Guida per la valutazione delle caratteristiche del calcestruzzo in opera* pubblicate dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Ai fini della valutazione della durabilità, nella formulazione delle prescrizioni sul calcestruzzo, si potranno prescrivere anche prove per la verifica della resistenza alla penetrazione degli agenti aggressivi, quali ad esempio anidride carbonica e cloruri. Si può, inoltre, tener conto del grado di impermeabilità del calcestruzzo, determinando il valore della profondità di penetrazione dell'acqua in pressione. Per la prova di determinazione della profondità della penetrazione dell'acqua in pressione nel calcestruzzo indurito potrà farsi utile riferimento alla norma UNI EN 12390-8.

11.2.12. CALCESTRUZZO FIBRORINFORZATO (FRC)

Il calcestruzzo fibrorinforzato (FRC) è caratterizzato dalla presenza di fibre discontinue nella matrice cementizia; tali fibre possono essere realizzate in acciaio o materiale polimerico, e devono essere marcate CE in accordo alle norme europee armonizzate, quali la UNI EN 14889-1 ed UNI EN 14889-2 per le fibre realizzate in acciaio o materiale polimerico.

La miscela del calcestruzzo fibrorinforzato deve essere sottoposta a valutazione preliminare secondo le indicazioni riportate nel precedente § 11.2.3 con determinazione dei valori di resistenza a trazione residua f_{Rtk} per lo Stato limite di esercizio e f_{Rsk} per lo Stato limite Ultimo determinati secondo UNI EN 14651:2007.

Per la qualificazione del calcestruzzo fibrorinforzato e la progettazione delle strutture in FRC si dovrà fare esclusivo riferimento a specifiche disposizioni emanate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

11.3. ACCIAIO

11.3.1. PRESCRIZIONI COMUNI A TUTTE LE TIPOLOGIE DI ACCIAIO

11.3.1.1 CONTROLLI

Le presenti norme prevedono tre forme di controllo obbligatorie:

- in stabilimento di produzione, da eseguirsi sui lotti di produzione;
- nei centri di trasformazione;
- di accettazione in cantiere.

A tale riguardo il *Lotto di produzione* si riferisce a produzione continua, ordinata cronologicamente mediante apposizione di contrassegni al prodotto finito (rotolo finito, bobina di trefolo, fascio di barre, ecc.). Un lotto di produzione deve avere valori delle grandezze nominali omogenee (dimensionali, meccaniche, di formazione) e può essere compreso tra 30 e 120 tonnellate.

11.3.1.2 CONTROLLI DI PRODUZIONE IN STABILIMENTO E PROCEDURE DI QUALIFICAZIONE

Tutti gli acciai oggetto delle presenti norme, siano essi destinati ad utilizzo come armature per calcestruzzo armato normale o precompresso o ad utilizzo diretto come carpenterie in strutture metalliche, devono essere prodotti con un sistema permanente di controllo interno della produzione in stabilimento che deve assicurare il mantenimento dello stesso livello di affidabilità nella conformità del prodotto finito, indipendentemente dal processo di produzione.

Fatto salvo quanto disposto dalle norme europee armonizzate, ove applicabili, il sistema di gestione della qualità del prodotto che sovrintende al processo di fabbricazione deve essere predisposto in coerenza con la norma UNI EN ISO 9001 e certificato da parte di un organismo terzo indipendente, di adeguata competenza ed organizzazione, che opera in coerenza con le norme UNI CEI EN ISO/IEC 17021-1.

Quando non sia applicabile la marcatura CE, ai sensi del Regolamento UE 305/2011, la valutazione della conformità del controllo di produzione in stabilimento e del prodotto finito è effettuata attraverso la procedura di qualificazione di seguito indicata.

Il Servizio Tecnico Centrale della Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici è organismo per il rilascio dell'attestato di qualificazione per gli acciai di cui sopra.

L'inizio della procedura di qualificazione deve essere preventivamente comunicato al Servizio Tecnico Centrale allegando una relazione ove siano riportati:

- 1) elenco e caratteristiche dei prodotti che si intende qualificare (tipo, dimensioni, caratteristiche meccaniche e chimiche, ecc.);
- 2) indicazione dello stabilimento e descrizione degli impianti e dei processi di produzione;
- 3) descrizione dell'organizzazione del controllo interno di qualità con indicazione delle responsabilità aziendali;
- 4) copia della certificazione del sistema di gestione della qualità;
- 5) indicazione dei responsabili aziendali incaricati della firma dei certificati;
- 6) descrizione particolareggiata delle apparecchiature e degli strumenti del laboratorio interno di stabilimento per il controllo continuo di qualità;
- 7) dichiarazione con la quale si attesti che il servizio di controllo interno della qualità sovrintende ai controlli di produzione ed è indipendente dai servizi di produzione;
- 8) modalità di marchiatura che si intende adottare per l'identificazione del prodotto finito;
- 9) descrizione delle condizioni generali di fabbricazione del prodotto nonché dell'approvvigionamento delle materie prime e/o del prodotto intermedio (billette, rotoli, vergella, lamiera, laminati, ecc.);
- 10) copia del manuale di qualità aziendale, coerente alla norma UNI EN ISO 9001.
- 11) nel caso in cui il fabbricante non sia stabilito sul territorio dell'Unione Europea, copia della nomina, mediante mandato scritto, del mandatario.

Il Servizio Tecnico Centrale verifica la completezza e congruità della documentazione presentata e procede a una verifica documentale preliminare della idoneità dei processi produttivi e del Sistema di Gestione della Qualità nel suo complesso.

Se tale verifica preliminare ha esito positivo, il Servizio Tecnico Centrale può effettuare una verifica ispettiva presso lo stabilimento di produzione.

Il risultato della verifica documentale preliminare unitamente al risultato della verifica ispettiva sono oggetto di successiva valutazione da parte del Servizio Tecnico Centrale per la necessaria ratifica e notifica al fabbricante. In caso di esito positivo il fabbricante può proseguire nella procedura di qualificazione del prodotto. In caso negativo viene richiesto al fabbricante di apportare le opportune azioni correttive che devono essere implementate.

La procedura di qualificazione del Prodotto prosegue attraverso le seguenti ulteriori fasi:

- esecuzione delle prove di qualificazione a cura di un laboratorio di cui all'articolo 59 del DPR n. 380/2001 incaricato dal Servizio Tecnico Centrale su proposta del fabbricante secondo le procedure di cui al § 11.3.1.4;
- invio dei risultati delle prove di qualificazione da sottoporre a giudizio di conformità al Servizio Tecnico Centrale da parte del laboratorio di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001 incaricato;
- in caso di giudizio positivo il Servizio Tecnico Centrale provvede al rilascio dell'Attestato di Qualificazione al fabbricante e inserisce quest'ultimo nel Catalogo ufficiale dei prodotti qualificati che viene reso pubblicamente disponibile;
- in caso di giudizio negativo, il fabbricante può individuare le cause delle non conformità, apportare le opportune azioni correttive, dandone comunicazione sia al Servizio Tecnico Centrale che al laboratorio incaricato e successivamente ripetere le prove di qualificazione.

Il prodotto può essere immesso sul mercato solo dopo il rilascio dell'Attestato di Qualificazione. La qualificazione ha validità di cinque anni.

11.3.1.3 MANTENIMENTO E RINNOVO DELLA QUALIFICAZIONE

Per il mantenimento della qualificazione i produttori sono tenuti, con cadenza annuale entro 60 giorni dalla data di scadenza dell'anno di riferimento ad inviare al Servizio Tecnico Centrale:

- 1) dichiarazione attestante la permanenza delle condizioni iniziali di idoneità del processo produttivo, dell'organizzazione del controllo interno di produzione in fabbrica;
- 2) i risultati dei controlli interni eseguiti nell'anno sul prodotto nonché la loro elaborazione statistica con l'indicazione del quantitativo di produzione e del numero delle prove;
- 3) i risultati dei controlli eseguiti nel corso delle prove di verifica periodica di sorveglianza sul prodotto, da parte del laboratorio di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001 incaricato;
- 4) la documentazione di conformità statistica dei parametri rilevati (di cui ai prospetti relativi agli acciai specifici) nel corso delle prove di cui ai punti 2) e 3). Per la conformità statistica tra i risultati dei controlli interni ed i risultati dei controlli effettuati dal laboratorio incaricato, devono essere utilizzati metodi statistici di comprovata validità per il confronto delle varianze e delle medie delle due serie di dati, secondo i procedimenti del controllo della qualità.

Il fabbricante deve segnalare al Servizio Tecnico Centrale ogni eventuale modifica anche temporanea, al processo produttivo o al sistema di controllo, apportata ad uno dei requisiti richiesti durante la procedura di qualificazione

Il Servizio Tecnico Centrale esamina la documentazione al fine del mantenimento della qualificazione.

Ogni sospensione della produzione deve essere tempestivamente comunicata al Servizio Tecnico Centrale indicandone le motivazioni. Qualora la produzione venga sospesa per oltre un anno, la procedura di qualificazione deve essere ripetuta.

Il Servizio Tecnico Centrale può effettuare o far effettuare, in qualsiasi momento, al laboratorio incaricato ulteriori visite ispettive finalizzate all'accertamento della sussistenza dei requisiti previsti per la qualificazione.

Al termine del periodo di validità di cinque anni dell'Attestato di Qualificazione il fabbricante deve chiedere il rinnovo; il Servizio Tecnico Centrale, valutata anche la conformità relativa all'intera documentazione fornita nei cinque anni precedenti, rinnova la qualificazione.

Il mancato invio della documentazione di cui sopra entro i previsti sessanta giorni oppure l'accertamento da parte del Servizio Tecnico Centrale di rilevanti non conformità, comporta la sospensione oppure la decadenza della qualificazione.

11.3.1.4 IDENTIFICAZIONE E RINTRACCIABILITÀ DEI PRODOTTI QUALIFICATI

Ciascun prodotto qualificato deve costantemente essere riconoscibile per quanto concerne le caratteristiche qualitative e riconducibile allo stabilimento di produzione tramite marchiatura indelebile depositata presso il Servizio Tecnico Centrale, dalla quale risulti, in modo inequivocabile, il riferimento all'Azienda produttrice, allo Stabilimento, al tipo di acciaio ed alla sua eventuale saldabilità.

Ogni prodotto deve essere marchiato con identificativi diversi sia da quelli di prodotti fabbricati nello stesso stabilimento ma aventi differenti caratteristiche, sia da quelli di prodotti con uguali caratteristiche ma fabbricati in altri stabilimenti, siano essi o meno dello stesso fabbricante. La marchiatura deve essere inalterabile nel tempo e senza possibilità di manomissione.

Per stabilimento si intende una unità produttiva a sé stante, con impianti propri e magazzini per il prodotto finito. Nel caso di unità produttive multiple appartenenti allo stesso fabbricante, la qualificazione deve essere ripetuta per ognuna di esse e per ogni tipo di prodotto in esse fabbricato.

Considerate la diversa natura, forma e dimensione dei prodotti, le caratteristiche degli impianti per la loro produzione, nonché la possibilità di fornitura sia in pezzi singoli sia in fasci, possono essere adottati differenti sistemi di marchiatura, anche in relazione all'uso, quali ad esempio l'impressione sui cilindri di laminazione, la punzonatura a caldo e a freddo, la stampigliatura a vernice, l'apposizione di targhe o cartellini, la sigillatura dei fasci e altri. Permane comunque l'obbligatorietà del marchio di laminazione per quanto riguarda barre e rotoli.

L'identificazione e la rintracciabilità dei prodotti qualificati sono requisiti obbligatori. Le modalità di applicazione sono specificate nei paragrafi relativi alle singole tipologie di prodotto.

Tenendo presente che l'elemento determinante della marchiatura è costituito dalla sua inalterabilità nel tempo e dalla impossibilità di manomissione, il fabbricante deve rispettare le modalità di marchiatura dichiarate nella documentazione presentata al Servizio Tecnico Centrale e deve comunicare tempestivamente eventuali modifiche apportate.

La mancata marchiatura, la non corrispondenza a quanto depositato o la sua illeggibilità, anche parziale, rendono il prodotto non impiegabile.

Qualora, sia presso gli utilizzatori, sia presso i commercianti, l'unità marchiata (pezzo singolo o confezione) venga scorporata, per cui una parte, o il tutto, perda l'originale marchiatura del prodotto è responsabilità sia degli utilizzatori sia dei commercianti documentare la provenienza mediante i documenti di accompagnamento del materiale e gli estremi del deposito del marchio presso il Servizio Tecnico Centrale.

Nel primo caso i campioni destinati al laboratorio incaricato delle prove di cantiere devono essere accompagnati dalla sopraindicata documentazione e da una dichiarazione di provenienza rilasciata dal Direttore dei Lavori, quale risulta dai documenti di accompagnamento del materiale.

I produttori ed i successivi intermediari devono assicurare una corretta archiviazione della documentazione di accompagnamento dei materiali garantendone la disponibilità per almeno 10 anni. Ai fini della rintracciabilità dei prodotti, il costruttore deve inoltre assicurare la conservazione della medesima documentazione, unitamente a marchiature o etichette di riconoscimento, fino al completamento delle operazioni di collaudo statico.

Eventuali disposizioni supplementari atte a facilitare l'identificazione e la rintracciabilità del prodotto attraverso il marchio possono essere emesse dal Servizio Tecnico Centrale.

Tutti i certificati relativi alle prove meccaniche degli acciai, sia in stabilimento che in cantiere o nel luogo di lavorazione, devono riportare l'indicazione del marchio identificativo, rilevato a cura del laboratorio incaricato dei controlli, sui campioni da sottoporre a prove. Ove i campioni fossero sprovvisti di tale marchio, oppure il marchio non dovesse rientrare fra quelli depositati presso il Servizio Tecnico Centrale, le certificazioni emesse dal laboratorio non possono assumere valenza ai sensi delle presenti norme e di ciò ne deve essere fatta esplicita menzione sul certificato stesso. In tal caso il materiale non può essere utilizzato ed il laboratorio incaricato è tenuto ad informare di ciò il Servizio Tecnico Centrale.

11.3.1.5 FORNITURE E DOCUMENTAZIONE DI ACCOMPAGNAMENTO

Tutte le forniture di acciaio, per le quali non sussista l'obbligo della Marcatura CE, devono essere accompagnate dalla copia dell'attestato di qualificazione del Servizio Tecnico Centrale e dal certificato di controllo interno tipo 3.1, di cui alla norma UNI EN 10204, dello specifico lotto di materiale fornito.

Tutte le forniture di acciaio, per le quali sussista l'obbligo della Marcatura CE, devono essere accompagnate dalla "Dichiarazione di prestazione" di cui al Regolamento UE 305/2011, dalla prevista marcatura CE nonché dal certificato di controllo interno tipo 3.1, di cui alla norma UNI EN 10204, dello specifico lotto di materiale fornito.

Il riferimento agli attestati comprovanti la qualificazione del prodotto deve essere riportato sul documento di trasporto.

Le forniture effettuate da un distributore devono essere accompagnate da copia dei documenti rilasciati dal fabbricante e completati con il riferimento al documento di trasporto del distributore stesso.

Nel caso di fornitura in cantiere non proveniente da centro di trasformazione, il Direttore dei Lavori, prima della messa in opera, è tenuto a verificare quanto sopra indicato ed a rifiutare le eventuali forniture non conformi, ferme restando le responsabilità del fabbricante.

11.3.1.6 PROVE DI QUALIFICAZIONE E VERIFICHE PERIODICHE DELLA QUALITÀ

I laboratori incaricati, di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001, devono operare secondo uno specifico piano di qualità approvato dal Servizio Tecnico Centrale.

I certificati di prova emessi devono essere uniformati ad un modello standard elaborato dal Servizio Tecnico Centrale.

I relativi certificati devono contenere almeno:

- l'identificazione dell'azienda produttrice e dello stabilimento di produzione;
- l'indicazione del tipo di prodotto e della eventuale dichiarata saldabilità;
- il marchio di identificazione del prodotto depositato presso il Servizio Tecnico Centrale;
- gli estremi dell'attestato di qualificazione nonché l'ultimo attestato di conferma della qualificazione (per le sole verifiche periodiche della qualità);
- la data del prelievo, il luogo di effettuazione delle prove e la data di emissione del certificato;
- le dimensioni nominali ed effettive del prodotto ed i risultati delle prove eseguite;
- l'analisi chimica per i prodotti dichiarati saldabili (o comunque utilizzati per la fabbricazione di prodotti finiti elettrosaldati);
- le elaborazioni statistiche previste nei §§: 11.3.2.12 e 11.3.3.5.

I prelievi in stabilimento sono effettuati, ove possibile, dalla linea di produzione.

Le prove possono essere effettuate dai tecnici del laboratorio incaricato, anche presso lo stabilimento del fabbricante, qualora le attrezzature utilizzate siano tarate e la loro idoneità sia accertata e documentata.

Di ciò ne deve essere fatta esplicita menzione nel rapporto di prova nel quale deve essere presente la dichiarazione del rappresentante del laboratorio incaricato relativa all'idoneità delle attrezzature utilizzate.

In caso di risultato negativo delle prove il fabbricante deve individuare le cause e apportare le opportune azioni correttive, dandone comunicazione al laboratorio incaricato e successivamente ripetere le prove di verifica.

Le specifiche per l'effettuazione delle prove di qualificazione e delle verifiche periodiche della qualità, ivi compresa la cadenza temporale dei controlli stessi, sono riportate rispettivamente nei seguenti paragrafi.

§ 11.3.2.12, per acciai per calcestruzzo armato in barre o rotoli, reti e tralicci elettrosaldati;

§ 11.3.3.5, per acciai per calcestruzzo armato precompresso;

§ 11.3.4.11, per acciai per carpenterie metalliche.

11.3.1.7 CENTRI DI TRASFORMAZIONE

Si definisce Centro di trasformazione un impianto esterno alla fabbrica e/o al cantiere, fisso o mobile, che riceve dal produttore di acciaio elementi base (barre, rotoli, reti, lamiere o profilati, profilati cavi, ecc.) e confeziona elementi strutturali direttamente impieghi in cantiere, pronti per la messa in opera o per successive lavorazioni.

Il Centro di trasformazione può ricevere e lavorare solo prodotti qualificati all'origine, accompagnati dalla documentazione prevista al § 11.3.1.5.

Particolare attenzione deve essere posta nel caso in cui nel centro di trasformazione vengano utilizzati elementi base, comunque qualificati, ma provenienti da produttori differenti, attraverso specifiche procedure documentate che garantiscano la rintracciabilità dei prodotti.

I centri di trasformazione devono dotarsi di un sistema di controllo della lavorazione allo scopo di garantire che le lavorazioni effettuate assicurino il mantenimento della conformità delle caratteristiche meccaniche e geometriche dei prodotti alle presenti norme.

Il sistema di gestione della qualità del prodotto, che sovrintende al processo di trasformazione, deve essere predisposto in coerenza con la norma UNI EN ISO 9001.

Tutti i prodotti forniti in cantiere dopo l'intervento di un centro di trasformazione devono essere accompagnati da idonea documentazione, specificata nel seguito, che identifichi in modo inequivocabile il centro di trasformazione stesso e che consenta la completa tracciabilità del prodotto.

I centri di trasformazione sono tenuti ad effettuare controlli atti a garantire al prodotto finale caratteristiche meccaniche conformi alla classificazione dell'acciaio originale non lavorato.

Nell'ambito del processo produttivo deve essere posta particolare attenzione ai processi di piegatura e di saldatura. In particolare il Direttore Tecnico del centro di trasformazione deve verificare, tramite opportune prove, che le piegature e le saldature, anche nel caso di quelle non resistenti, non alterino le caratteristiche meccaniche originarie del prodotto. Per i processi sia di saldatura che di piegatura, si potrà fare utile riferimento alla normativa europea applicabile.

Il Direttore Tecnico dello stabilimento, nominato dal Centro di Trasformazione, dovrà essere abilitato all'esercizio di idonea professione tecnica.

I centri di trasformazione sono tenuti a dichiarare al Servizio Tecnico Centrale la loro attività, indicando le tipologie di prodotti trasformati, l'organizzazione, i procedimenti di lavorazione, nonché fornire copia della certificazione del sistema di gestione della qualità che sovrintende al processo di trasformazione. Ogni centro di trasformazione deve inoltre indicare un proprio logo o marchio che identifichi in modo inequivocabile il centro stesso; il sistema di gestione della qualità che sovrintende al processo di trasformazione, predisposto in coerenza con la norma UNI EN ISO 9001, deve essere certificato da parte di un organismo terzo indipendente, di adeguata competenza ed organizzazione, che opera in coerenza con la norma UNI CEI EN ISO/IEC 17021-1.

Nella dichiarazione di attività al Servizio Tecnico Centrale deve essere indicato l'impegno ad utilizzare esclusivamente elementi di base qualificati all'origine.

Alla dichiarazione deve essere allegata la nota di incarico al Direttore Tecnico del centro di trasformazione, controfirmata dallo stesso per accettazione ed assunzione delle responsabilità, ai sensi delle presenti norme, sui controlli sui materiali.

Il Servizio Tecnico Centrale, con il rilascio del relativo Attestato di "Denuncia dell'attività del centro di trasformazione", attesta l'avvenuta presentazione della dichiarazione di cui sopra.

I centri di trasformazione sono tenuti a comunicare ogni variazione rispetto a quanto dichiarato in sede di presentazione della denuncia di attività. Il Servizio Tecnico Centrale provvede ad aggiornare l'elenco della documentazione necessaria ad ottenere l'Attestato di "Denuncia dell'attività del centro di trasformazione", in base ai progressi tecnici ed agli aggiornamenti normativi che dovessero successivamente intervenire.

I Centri di Trasformazione devono far eseguire da laboratori di cui all'art. 59 del D.P.R. 380/2001 le prove indicate negli specifici paragrafi relativi a ciascun prodotto in acciaio (§11.3.2.10.3, § 11.3.3.5.3, § 11.3.4.11.2) e devono comunicare al Servizio Tecnico Centrale le eventuali variazioni apportate al processo di produzione depositato.

Ogni fornitura in cantiere di elementi presaldati, presagomati o preassemblati, proveniente da un Centro di trasformazione, deve essere accompagnata:

- a) da dichiarazione, su documento di trasporto, degli estremi dell'Attestato di "Denuncia dell'attività del centro di trasformazione", rilasciato dal Servizio Tecnico Centrale, recante il logo o il marchio del centro di trasformazione;
- b) dall'attestazione inerente l'esecuzione delle prove di controllo interno di cui ai paragrafi specifici relativi a ciascun prodotto (§ 11.3.2.10.3, § 11.3.3.5.3, § 11.3.4.11.2), fatte eseguire dal Direttore Tecnico del centro di trasformazione, con l'indicazione dei giorni nei quali la fornitura è stata lavorata. Qualora il Direttore dei Lavori lo richieda, può prendere visione del Registro di cui al § 11.3.2.10.3;
- c) da dichiarazione contenente i riferimenti alla documentazione fornita dal fabbricante ai sensi del § 11.3.1.5 in relazione ai prodotti utilizzati nell'ambito della specifica fornitura. Copia della documentazione fornita dal fabbricante e citata nella dichiarazione del centro di trasformazione, è consegnata al Direttore dei Lavori se richiesta.

Il Direttore dei Lavori è tenuto a verificare quanto sopra indicato ed a rifiutare le eventuali forniture non conformi, ferme restando le responsabilità del Centro di trasformazione. Gli atti di cui sopra sono consegnati al collaudatore che, tra l'altro, riporta nel Certificato di collaudo gli estremi del Centro di trasformazione che ha fornito il materiale lavorato.

Il Centro di trasformazione fornisce copia della documentazione di cui ai precedenti punti b) e c) in caso di richiesta delle competenti autorità di vigilanza.

E' prevista la sospensione o, nei casi più gravi o di recidiva, la revoca dell'Attestato di "Denuncia dell'attività del centro di trasformazione" qualora il Servizio Tecnico Centrale accerti difformità fra i documenti forniti e l'attività effettivamente svolta, la non veridicità delle dichiarazioni prestate oppure la mancata ottemperanza alle prescrizioni contenute nella vigente normativa tecnica. I provvedimenti di sospensione e di revoca vengono adottati dal Servizio Tecnico Centrale.

11.3.2. ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO

È ammesso esclusivamente l'impiego di acciai saldabili qualificati secondo le procedure di cui al precedente § 11.3.1.2 e controllati con le modalità riportate nel § 11.3.2.11.

11.3.2.1 ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO B450C

L'acciaio per calcestruzzo armato B450C è caratterizzato dai seguenti valori nominali della tensione di snervamento e della tensione a carico massimo da utilizzare nei calcoli:

Tab. 11.3.1a

$f_{y\text{nom}}$	450 N/mm ²
$f_{t\text{nom}}$	540 N/mm ²

e deve rispettare i requisiti indicati nella seguente Tab. 11.3.Ib:

Tab. 11.3.Ib

Caratteristiche	Requisiti	Frattile (%)
Tensione caratteristica di snervamento f_{yk}	$\geq f_{y, nom}$	5.0
Tensione caratteristica a carico massimo f_{tk}	$\geq f_{t, nom}$	5.0
$(f_t/f_y)_k$	$\geq 1,15$	10.0
	$< 1,35$	
$(f_y/f_{y, nom})_k$	$\leq 1,25$	10.0
Allungamento $(A_{gt})_k$	$\geq 7,5\%$	10.0
Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90° e successivo raddrizzamento senza cricche:		
$\phi < 12$ mm	4 ϕ	
$12 \leq \phi \leq 16$ mm	5 ϕ	
per $16 < \phi \leq 25$ mm	8 ϕ	
per $25 < \phi \leq 40$ mm	10 ϕ	

Per l'accertamento delle caratteristiche meccaniche vale quanto indicato al § 11.3.2.3.

11.3.2.2 ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO B450A

L'acciaio per calcestruzzo armato B450A, caratterizzato dai medesimi valori nominali della tensione di snervamento e della tensione a carico massimo dell'acciaio B450C, deve rispettare i requisiti indicati nella seguente Tab.11.3.Ic.

Tab. 11.3.Ic

Caratteristiche	Requisiti	Frattile (%)
Tensione caratteristica di snervamento f_{yk}	$\geq f_{y, nom}$	5.0
Tensione caratteristica a carico massimo f_{tk}	$\geq f_{t, nom}$	5.0
$(f_t/f_y)_k$	$\geq 1,05$	10.0
$(f_y/f_{y, nom})_k$	$\leq 1,25$	10.0
Allungamento $(A_{gt})_k$	$\geq 2,5\%$	10.0
Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90° e successivo raddrizzamento senza cricche:		
per $\phi \leq 10$ mm	4 ϕ	

Per l'accertamento delle caratteristiche meccaniche vale quanto indicato al § 11.3.2.3.

11.3.2.3 ACCERTAMENTO DELLE PROPRIETÀ MECCANICHE

Per l'accertamento delle proprietà meccaniche di cui alle precedenti tabelle si applica la norma UNI EN ISO 15630-1: 2010.

Le proprietà meccaniche dei campioni ottenuti da rotolo raddrizzato, reti e tralicci sono determinate su provette mantenute per 60 (+15, -0) minuti a 100 ± 10 °C e successivamente raffreddate in aria calma a temperatura ambiente.

In ogni caso, qualora lo snervamento non sia chiaramente individuabile, si sostituisce f_y con $f_{(0,2)}$.

La prova di piegamento e raddrizzamento si esegue alla temperatura di 20 ± 5 °C piegando la provetta a 90°, mantenendola poi per 60 minuti a 100 ± 10 °C e procedendo, dopo raffreddamento in aria, al parziale raddrizzamento per almeno 20°. Dopo la prova il campione non deve presentare cricche.

11.3.2.4 CARATTERISTICHE DIMENSIONALI E DI IMPIEGO

L'acciaio per calcestruzzo armato è esclusivamente prodotto in stabilimento sotto forma di barre o rotoli, reti o tralicci, per utilizzo diretto o come elementi di base per successive trasformazioni.

Prima della fornitura in cantiere gli elementi di cui sopra possono essere saldati, presagomati (staffe, ferri piegati, ecc.) o preassemblati (gabbie di armatura, ecc.) a formare elementi composti direttamente utilizzabili in opera.

La sagomatura e/o l'assemblaggio possono avvenire:

- in cantiere, sotto la vigilanza della Direzione Lavori;
- in centri di trasformazione, solo se provvisti dei requisiti di cui al § 11.3.1.7.

Tutti gli acciai per calcestruzzo armato devono essere ad aderenza migliorata, aventi cioè una superficie dotata di nervature o dentellature trasversali, uniformemente distribuite sull'intera lunghezza, atte a garantire adeguata aderenza tra armature e conglomerato cementizio.

Per quanto riguarda la marchiatura delle barre e dei rotoli vale quanto indicato al § 11.3.1.4.

Per la documentazione di accompagnamento delle forniture di acciaio provenienti dallo stabilimento di produzione o da un distributore intermedio, vale quanto indicato al § 11.3.1.5; per quanto riguarda i prodotti pre-sagomati o pre-assemblati vale quanto indicato al § 11.3.1.7.

Tutti i prodotti sono caratterizzati dal diametro \emptyset della barra tonda liscia equipeseante, calcolato nell'ipotesi che la densità dell'acciaio sia pari a 7,85 kg/dm³.

Gli acciai B450C, di cui al § 11.3.2.1, possono essere impiegati in barre di diametro \emptyset compreso tra 6 e 40 mm.

Per gli acciai B450A, di cui al § 11.3.2.2 il diametro \varnothing delle barre deve essere compreso tra 5 e 10 mm.

L'uso di acciai forniti in rotolo è ammesso, esclusivamente per impieghi strutturali, per diametri \varnothing non superiori a 16 mm per gli acciai B450C e diametri \varnothing non superiori a 10 mm per gli acciai B450A.

L'acciaio in rotoli deve essere utilizzato direttamente per sagomatura e assemblaggio ed esclusivamente da un Centro di Trasformazione di cui al §11.3.1.7 oppure da un fabbricante per la produzione di reti o tralicci elettrosaldati di cui al § 11.3.2.5. Non è consentito altro impiego di barre d'acciaio provenienti dal raddrizzamento di rotoli.

Per quanto riguarda le tolleranze dimensionali si fa riferimento a quanto previsto nella UNI EN 10080:2005.

11.3.2.5 RETI E TRALICCI ELETTROSALDATI

Gli acciai delle reti e tralicci elettrosaldati devono essere saldabili. L'interasse delle barre non deve superare, nelle due direzioni, 330 mm.

I tralicci e le reti sono prodotti reticolari assemblati in stabilimento mediante elettrosaldature, eseguite da macchine automatiche in tutti i punti di intersezione.

Per le reti ed i tralicci costituiti con acciaio B450C, gli elementi base devono avere diametro \varnothing che rispetta la limitazione: $6 \text{ mm} \leq \varnothing \leq 16 \text{ mm}$.

Per le reti ed i tralicci costituiti con acciaio B450A, gli elementi base devono avere diametro \varnothing che rispetta la limitazione: $5 \text{ mm} \leq \varnothing \leq 10 \text{ mm}$.

Il rapporto tra i diametri delle barre componenti reti e tralicci deve essere:

$$\varnothing_{\min} / \varnothing_{\max} \geq 0,6 \quad [11.3.1]$$

I nodi delle reti devono resistere ad una forza di distacco determinata in accordo con la norma UNI EN ISO 15630-2:2010 pari al 25% della forza di snervamento della barra, da computarsi per quella di diametro maggiore sulla tensione di snervamento pari a 450 N/mm².

Oltre a quanto sopra citato, con riferimento ai procedimenti di saldatura non automatizzati ed ai saldatori di reti e tralicci elettrosaldati, si applicano la norma UNI EN ISO 17660-1:2007 per i giunti saldati destinati alla trasmissione dei carichi ed UNI EN 17660-2:2007 per i giunti saldati non destinati alla trasmissione dei carichi.

In ogni elemento di rete o traliccio le singole armature componenti devono essere della stessa classe di acciaio. Nel caso dei tralicci è ammesso l'uso di elementi di collegamento fra correnti superiori ed inferiori aventi superficie liscia purché realizzate con acciaio B450A oppure B450C.

In ogni caso il fabbricante deve procedere alla qualificazione del prodotto finito, rete o traliccio, secondo le procedure di cui al §11.3.2.11.

11.3.2.5.1 Identificazione delle reti e dei tralicci elettrosaldati

La produzione di reti e tralicci elettrosaldati deve essere effettuata a partire da materiale di base qualificato.

Nel caso di reti e tralicci formati con elementi base prodotti nello stesso stabilimento, la marchiatura del prodotto finito può coincidere con quella dell'elemento base.

Nel caso di reti e tralicci formati con elementi base prodotti in altro stabilimento, deve essere apposta su ogni confezione di reti o tralicci un'apposita etichettatura con indicati tutti i dati necessari per la corretta identificazione del prodotto e del fabbricante delle reti e dei tralicci stessi. Il Direttore dei Lavori, al momento dell'accettazione della fornitura in cantiere, deve verificare la presenza della predetta etichettatura.

11.3.2.6 SALDABILITÀ

L'analisi chimica effettuata su colata e l'eventuale analisi chimica di controllo effettuata sul prodotto finito devono soddisfare le limitazioni riportate nella Tab. 11.3.II dove il calcolo del carbonio equivalente C_{eq} è effettuato con la seguente formula:

$$C_{eq} = C + \frac{Mn}{6} + \frac{Cr + Mo + V}{5} + \frac{Ni + Cu}{15} \quad [11.3.2]$$

in cui i simboli chimici denotano il contenuto degli elementi stessi espresso in percentuale.

Tab. 11.3.II – Massimo contenuto di elementi chimici in %

		Analisi di prodotto	Analisi di colata
Carbonio	C	0,24	0,22
Fosforo	P	0,055	0,050
Zolfo	S	0,055	0,050
Rame	Cu	0,85	0,80
Azoto	N	0,014	0,012
Carbonio equivalente	C_{eq}	0,52	0,50

È possibile eccedere il valore massimo di C dello 0,03% in massa, a patto che il valore del C_{eq} sia ridotto dello 0,02% in massa. Contenuti di azoto più elevati sono consentiti in presenza di una sufficiente quantità di elementi che fissano l'azoto stesso.

11.3.2.7 TOLLERANZE DIMENSIONALI

La deviazione ammissibile per la massa nominale per metro deve essere come riportato nella Tab. 11.3.III seguente.

Tab. 11.3.III

Diametro nominale, (mm)	$5 \leq \phi \leq 8$	$8 < \phi \leq 40$
Tolleranza in % sulla massa nominale per metro	± 6	$\pm 4,5$

11.3.2.8 ALTRI TIPI DI ACCIAI

11.3.2.8.1 Acciai inossidabili

È ammesso l'impiego di acciai inossidabili di natura austenitica o austeno-ferritica, purché le caratteristiche meccaniche siano conformi alle prescrizioni relative agli acciai di cui al § 11.3.2.1, con l'avvertenza di sostituire al termine f_t della Tab. 11.3.Ib, solo nel calcolo del rapporto f_t / f_y , il termine $f_{7\%}$, tensione corrispondente ad un allungamento totale pari al 7%. La saldabilità di tali acciai va documentata attraverso prove di saldabilità certificate da un laboratorio di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001 ed effettuate su campioni realizzati con gli specifici procedimenti di saldatura previsti dal fabbricante per l'utilizzo in cantiere o nei Centri di trasformazione.

Per essi la qualificazione è ammessa anche nel caso di produzione non continua, permanendo tutte le altre regole relative alla qualificazione degli acciai per calcestruzzo armato.

11.3.2.8.2 Acciai zincati

È ammesso l'uso di acciai zincati purché le caratteristiche fisiche, meccaniche e tecnologiche siano conformi alle prescrizioni relative agli acciai B450C e B450A.

Il materiale base da sottoporre a zincatura deve essere qualificato all'origine.

I controlli di accettazione in cantiere e la relativa verifica di quanto sopra indicato, devono essere effettuati sul prodotto finito, dopo il procedimento di zincatura, presso un laboratorio di cui all'articolo 59 del DPR 380/2001, secondo quanto previsto al § 11.3.2.12.

In ogni caso occorre verificare le caratteristiche di aderenza del prodotto finito secondo le procedure indicate per i Centri di trasformazione di prodotti per costruzioni di calcestruzzo armato.

Per le modalità di controllo del rivestimento di zinco (qualità superficiale, adesione del rivestimento, massa di rivestimento per unità di superficie) e quale utile guida per la scelta dei quantitativi minimi di zinco, si può fare riferimento alle norme UNI EN 10622 ed UNI EN ISO 1461.

11.3.2.9 GIUNZIONI MECCANICHE

L'assemblaggio o unione di due barre d'armatura può essere effettuato mediante dispositivi, o giunzioni meccaniche, che ne garantiscano la continuità. Tali giunzioni meccaniche devono essere marchiate, tracciabili e messe in opera in accordo alle apposite istruzioni di installazione e, qualora non marchiate CE, devono soddisfare i requisiti contenuti nella norma UNI 11240-1:2018. Le prove sulle giunzioni meccaniche devono essere eseguite in accordo alla norma UNI 11240-2:2018.

Ai fini della qualificazione di tali prodotti si applica il caso C) del paragrafo 11.1.

Le prove di accettazione in cantiere devono essere effettuate in conformità alla norma UNI 11240-2:2018, secondo le modalità di cui al §11.3.4.11.3.

11.3.2.10 PROCEDURE DI CONTROLLO PER ACCIAI DA CALCESTRUZZO ARMATO NORMALE – BARRE E ROTOLI

11.3.2.10.1 Controlli sistematici in stabilimento

11.3.2.10.1.1 Generalità

Le prove di qualificazione e di verifica periodica, di cui ai successivi punti, devono essere ripetute per ogni prodotto avente caratteristiche differenti o realizzato con processi produttivi differenti, anche se provenienti dallo stesso stabilimento.

I rotoli devono essere soggetti a qualificazione separata dalla produzione in barre e dotati di marchiatura differenziata.

11.3.2.10.1.2 Prove di qualificazione

Il laboratorio incaricato deve effettuare, presso lo stabilimento di produzione, il prelievo di una serie di 75 campioni, ricavati da tre diverse colate o lotti di produzione, 25 per ogni colata o lotto di produzione, scelti su 3 diversi diametri opportunamente differenziati, nell'ambito della gamma prodotta. Il prelievo deve essere effettuato su tutti i prodotti che portano il marchio depositato in Italia, indipendentemente dall'etichettatura o dalla destinazione specifica.

Sui campioni devono essere determinati, a cura del laboratorio incaricato, i valori delle tensioni di snervamento e carico massimo f_y , $e f_t$ e l'allungamento A_{gt} e devono essere effettuate le prove di piegamento e la verifica della saldabilità.

11.3.2.10.1.3 Procedura di valutazione*Valutazione dei risultati*

Le grandezze caratteristiche f_y , f_t , A_{gt} ed il valore caratteristico inferiore di f_t/f_y devono soddisfare la seguente relazione:

$$\bar{x} - k s \geq C_v \quad [11.3.3]$$

La grandezza caratteristica $(f_y/f_{ynom})k$ ed il valore caratteristico superiore di f_t/f_y devono soddisfare la seguente relazione:

$$\bar{x} + k s \leq C_v \quad [11.3.4]$$

dove:

C_v = valore prescritto per le singole grandezze nelle tabelle di cui ai §§ 11.3.2.1 e 11.3.2.2

\bar{x} = valore medio

s = deviazione standard della popolazione

k = coefficiente riportato in Tab. 11.3.IV per f_t ed f_y e in Tab. 11.3.V per A_{gt} , f_t/f_y ed (f_y/f_{ynom}) e che deve essere stabilito in base al numero dei campioni.

In ogni caso il coefficiente k assume, in funzione di n , i valori riportati nelle Tab. 11.3.IV e 11.3.V.

Su almeno un campione per colata o lotto di produzione è calcolato il valore dell'area relativa di nervatura o di dentellatura di cui al § 11.3.2.10.4.

Qualora uno dei campioni sottoposti a prova di qualificazione non soddisfi i requisiti di resistenza o duttilità di cui al § 11.3.2 delle presenti norme tecniche, il prelievo relativo al diametro di cui trattasi va ripetuto ed il nuovo prelievo sostituisce a tutti gli effetti quello precedente. Un ulteriore risultato negativo comporta la ripetizione della prova di qualificazione.

Tab. 11.3.IV - $f_y - f_t$ - Coefficiente k in funzione del numero n di campioni (per una probabilità di insuccesso attesa del 5% [$p = 0,95$] con una probabilità del 90%)

n	k	n	K
5	3,40	30	2,08
6	3,09	40	2,01
7	2,89	50	1,97
8	2,75	60	1,93
9	2,65	70	1,90
10	2,57	80	1,89
11	2,50	90	1,87
12	2,45	100	1,86
13	2,40	150	1,82
14	2,36	200	1,79
15	2,33	250	1,78
16	2,30	300	1,77
17	2,27	400	1,75
18	2,25	500	1,74
19	2,23	1000	1,71
20	2,21	--	1,64

Tab. 11.3.V - A_{gt} , f_t/f_y , f_y/f_{ynom} - Coefficiente k in funzione del numero n di campioni (per una probabilità di insuccesso attesa del 10% [$p = 0,90$] con una probabilità del 90%)

n	k	n	K
5	2,74	30	1,66
6	2,49	40	1,60
7	2,33	50	1,56
8	2,22	60	1,53
9	2,13	70	1,51
10	2,07	80	1,49
11	2,01	90	1,48
12	1,97	100	1,47
13	1,93	150	1,43
14	1,90	200	1,41
15	1,87	250	1,40
16	1,84	300	1,39
17	1,82	400	1,37
18	1,80	500	1,36
19	1,78	1000	1,34
20	1,77	-	1,282

11.3.2.10.1.4 Prove periodiche di verifica della qualità

Ai fini della verifica della qualità il laboratorio incaricato deve effettuare controlli saltuari, ad intervalli non superiori a tre mesi, prelevando 3 serie di 5 campioni di barre di uno stesso diametro, scelte con le medesime modalità contemplate nelle prove a carattere statistico di cui al punto 11.3.2.10.1.2, e provenienti da una stessa colata.

Il prelievo deve essere effettuato su tutti i prodotti qualificati ai sensi delle presenti norme, indipendentemente dall'etichettatura o dalla destinazione specifica. Su tali serie sono effettuate le prove di resistenza e di duttilità. La serie dei 15 valori della tensione di snervamento e della tensione a carico massimo ottenute nelle prove è aggiunta a quelli dei precedenti prelievi e sostituisce i 15 valori della prima serie in ordine di tempo. I nuovi valori delle medie e degli scarti quadratici così ottenuti sono quindi utilizzati per la determinazione delle nuove tensioni caratteristiche, sostitutive delle precedenti (ponendo $n = 75$).

Ove i valori caratteristici riscontrati risultino inferiori ai minimi di cui ai §§ 11.3.2.1 e 11.3.2.2, il laboratorio incaricato ne deve dare comunicazione al Servizio Tecnico Centrale e ripetere le prove di qualificazione solo dopo che il fabbricante ha avviato alle cause che hanno dato luogo al risultato insoddisfacente.

Qualora uno dei campioni sottoposti a prova di verifica della qualità non soddisfi i requisiti di duttilità di cui ai citati §§ 11.3.2.1 e 11.3.2.2, il prelievo relativo al diametro di cui trattasi va ripetuto. Il nuovo prelievo sostituisce quello precedente a tutti gli effetti. Un ulteriore risultato negativo comporta la ripetizione della qualificazione.

Le tolleranze dimensionali di cui al § 11.3.2.7 vanno riferite alla media delle misure effettuate su tutti i campioni di ciascuna colata o lotto di produzione.

Su almeno un campione per colata o lotto di produzione è calcolato il valore dell'area relativa di nervatura o di dentellatura e la composizione chimica.

11.3.2.10.2 Controlli su singole colate o lotti di produzione

Oltre a quanto già prescritto riguardo ai controlli sistematici in stabilimento, i produttori già qualificati possono richiedere, di loro iniziativa, di sottoporsi a controlli su singole colate o lotti di produzione, che devono essere anch'essi eseguiti a cura di un laboratorio di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001. Le colate o lotti di produzione sottoposti a controllo devono essere cronologicamente ordinati nel quadro della produzione globale. I controlli consistono nel prelievo, per ogni colata e lotto di produzione e per ciascun gruppo di diametri da essi ricavato, di un numero n di campioni, non inferiore a 10, sui quali si effettuano le prove previste al § 11.3.2.10.1.2. Le tensioni caratteristiche di snervamento e carico massimo vengono calcolate a mezzo delle espressioni di cui al § 11.3.2.10.1.3 nelle quali n è il numero dei campioni prelevati dalla colata.

11.3.2.10.3 Controlli nei centri di trasformazione

I controlli nei Centri di trasformazione, da effettuarsi, prima dell'invio in cantiere, a cura di un laboratorio di cui all'articolo 59 del DPR 380/2001 sul prodotto lavorato, sono obbligatori e devono essere eseguiti:

- in caso di utilizzo di barre, un controllo ogni 90 t della stessa classe di acciaio proveniente dallo stesso stabilimento, anche se con forniture successive, su cui si effettuano prove di trazione e piegamento;
- in caso di utilizzo di rotoli, un controllo ogni 30 t per ogni tipologia di macchina e per ogni diametro lavorato della stessa classe di acciaio proveniente dallo stesso stabilimento, anche se con forniture successive, su cui si effettuano prove di trazione e piegamento ed una verifica dell'area relativa di nervatura o di dentellatura, secondo il metodo geometrico di cui alla seconda parte del § 11.3.2.10.4; il campionamento deve garantire che, nell'arco temporale di 3 mesi, vengano controllati tutti i fornitori e tutti i diametri per ogni tipologia di acciaio utilizzato e tutte le macchine raddrizzatrici presenti nel Centro di trasformazione.

Ogni controllo è costituito da 1 prelievo, ciascuno costituito da 3 campioni di uno stesso diametro sempre che il marchio e la documentazione di accompagnamento dimostrino la provenienza del materiale da uno stesso stabilimento nonché la stessa classe di acciaio.

Qualora non si raggiungano le quantità sopra riportate deve essere effettuato almeno un controllo per ogni giorno di lavorazione.

Tutte le prove suddette, che vanno eseguite dopo le lavorazioni e le piegature, devono riguardare la resistenza, l'allungamento, il piegamento e l'aderenza.

I risultati delle prove devono essere conformi a quanto indicato nella Tabella seguente.

Tab. 11.3.VI a) – Valori di accettazione nei centri di trasformazione – barre e rotoli dopo la raddrizzatura

Caratteristica	Valore limite	Note
f_y minimo	425 N/mm ²	per acciai B450A e B450C
f_y massimo	572 N/mm ²	per acciai B450A e B450C
A_{gt} minimo	≥ 6,0%	per acciai B450C
A_{gt} minimo	≥ 2,0%	per acciai B450A
f_t / f_y	$1,13 \leq f_t / f_y \leq 1,37$	per acciai B450C
f_t / f_y	$f_t / f_y \geq 1,03$	per acciai B450A
Piegamento / Raddrizzamento	Assenza di cricche	per acciai B450A e B450C
f_t / f_p	per $5 \text{ mm} \leq \varnothing \leq 6 \text{ mm}$ ≥ 0.035 per $6 \text{ mm} \leq \varnothing \leq 12 \text{ mm}$ ≥ 0.040 per $\varnothing \geq 12 \text{ mm}$ ≥ 0.056	per acciai B450A e B450C provenienti da rotolo

Qualora il risultato di una delle suddette prove non sia conforme, il direttore tecnico dispone la ripetizione della prova su 6 ulteriori campioni dello stesso diametro.

Ove anche da tale accertamento i limiti dichiarati non risultino rispettati, il controllo deve estendersi, previo avviso al fabbricante, a 25 campioni, applicando ai dati ottenuti la formula generale valida per i controlli sistematici in stabilimento (si faccia anche riferimento al 11.3.2.10.1.3).

L'ulteriore risultato negativo comporta l'inidoneità della partita e la trasmissione dei risultati al fabbricante, che sarà tenuto a farli inserire tra i risultati dei controlli statistici della sua produzione. Analoghe norme si applicano ai controlli di duttilità, aderenza e distacco al nodo saldato: un singolo risultato negativo sul primo prelievo comporta l'esame di 6 nuovi campioni dello stesso diametro, un ulteriore singolo risultato negativo comporta l'inidoneità della partita.

Inoltre il direttore tecnico deve comunicare il risultato anomalo sia al laboratorio di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001 incaricato dal Servizio tecnico centrale del controllo in stabilimento, sia al Servizio tecnico centrale stesso.

Il Direttore tecnico di stabilimento cura la registrazione di tutti i risultati delle prove di controllo interno su apposito registro, di cui deve essere consentita la visione a quanti ne abbiano titolo.

In caso di mancata sottoscrizione della richiesta di prove da parte del Direttore Tecnico, le certificazioni emesse dal laboratorio non possono assumere valenza ai sensi del presente decreto e di ciò deve essere fatta esplicita menzione sul certificato stesso.

I certificati emessi dai laboratori devono obbligatoriamente contenere almeno:

- l'identificazione del laboratorio che rilascia il certificato;
- una identificazione univoca del certificato (numero di serie e data di emissione) e di ciascuna sua pagina, oltre al numero totale di pagine;
- l'identificazione del Centro di Trasformazione;
- l'identificazione della fornitura cui le prove si riferiscono e l'indicazione dei giorni in cui è stata lavorata;
- il nominativo del Direttore Tecnico che richiede la prova;
- la descrizione e l'identificazione dei campioni da provare;
- la data di prelievo dei campioni da provare;
- la data di ricevimento dei campioni e la data di esecuzione delle prove;
- l'identificazione delle specifiche di prova o la descrizione del metodo o procedura adottata, con l'indicazione delle norme di riferimento per l'esecuzione della stessa;
- le dimensioni effettivamente misurate dei campioni;
- i valori delle grandezze misurate e l'esito delle prove di piegamento.

I certificati devono riportare, inoltre, l'indicazione del marchio identificativo di cui al §11.3.1.4, rilevato sui campioni da sottoporre a prova a cura del laboratorio incaricato dei controlli. Ove i campioni fossero sprovvisti di tale marchio, oppure il marchio non dovesse rientrare fra quelli depositati presso il Servizio Tecnico Centrale, di ciò deve essere riportata specifica annotazione sul certificato stesso; detti certificati, pertanto, non sono validi ai sensi delle presenti norme. Il lotto deve essere, quindi, respinto e tale non conformità deve essere segnalata al Servizio Tecnico Centrale.

11.3.2.10.4 Prove di aderenza

Ai fini della qualificazione, i prodotti in barre e in rotolo devono superare con esito positivo prove di aderenza conformemente al metodo *Beam-test* da eseguirsi presso uno dei laboratori di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001, con le modalità specificate nella norma UNI EN 10080:2005.

Le tensioni di aderenza ricavate devono soddisfare le seguenti relazioni:

$$\tau_m \geq 0,098 (80 - 1,2 \varnothing) \quad [11.3.5]$$

$$\tau_r \geq 0,098 (130 - 1,9 \varnothing) \quad [11.3.6]$$

essendo:

\varnothing il diametro nominale del campione in mm;

τ_m il valor medio della tensione di aderenza in MPa calcolata in corrispondenza di uno scorrimento pari a 0,01, 0,1 ed 1 mm;

τ_r la tensione di aderenza massima al collasso.

Le prove devono essere estese ad almeno 3 diametri, come segue:

- uno nell'intervallo $5 \leq \varnothing \leq 10$ mm (barre) e $5 \leq \varnothing \leq 8$ mm (rotoli);
- uno nell'intervallo $12 \leq \varnothing \leq 18$ mm (barre) e $10 \leq \varnothing \leq 14$ mm (rotoli);
- uno pari al diametro massimo (barre e rotoli).

Per le verifiche periodiche della qualità e per le verifiche delle singole partite, non è richiesta la ripetizione delle prove di aderenza quando se ne possa determinare la rispondenza nei riguardi delle caratteristiche e delle misure geometriche, con riferimento alla serie di barre che hanno superato le prove stesse con esito positivo.

Con riferimento sia all'acciaio nervato che all'acciaio dentellato, per accertare la rispondenza delle singole partite nei riguardi delle proprietà di aderenza, si valuteranno su 3 campioni per ciascun diametro considerato, conformemente alle procedure riportate nella norma UNI EN ISO 15630-1:2010:

- il valore dell'area relativa di nervatura f_r , per l'acciaio nervato;
- il valore dell'area relativa di dentellatura f_p , per l'acciaio dentellato.

Il valore minimo di tali parametri è di seguito riportato:

Tab. 11.3.VI b)

		Barre	Rotoli
per $5 \leq \varnothing \leq 6$ mm	f_r oppure $f_p \geq$	0.035	0.037
per $6 < \varnothing \leq 12$ mm	f_r oppure $f_p \geq$	0.040	0.042
per $\varnothing > 12$ mm	f_r oppure $f_p \geq$	0.056	0.059

Nel certificato di prova, oltre agli esiti delle verifiche di cui sopra, devono essere descritte le caratteristiche geometriche della sezione e delle nervature o delle dentellature.

11.3.2.11 PROCEDURE DI CONTROLLO PER ACCIAI DA CALCESTRUZZO ARMATO NORMALE – RETI E TRALICCI ELETTROSALDATI

11.3.2.11.1 Controlli sistematici in stabilimento

11.3.2.11.1.1 Prove di qualificazione

Il laboratorio di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001 effettua, presso lo stabilimento di produzione, il prelievo di una serie di 80 campioni, ricavati da 40 diversi pannelli, 2 per ogni elemento.

Per le reti si preleverà un campione per ognuna delle due direzioni ortogonali del pannello. Per i tralicci si preleveranno i campioni da uno dei correnti inferiori e dal corrente superiori.

Ogni campione deve consentire due prove:

- prova di trazione su un campione di filo comprendente almeno un nodo saldato, per la determinazione della tensione a carico massimo, della tensione di snervamento e dell'allungamento;
- prova di resistenza al distacco offerta dalla saldatura del nodo, determinata forzando con idoneo dispositivo il filo trasversale nella direzione di quello longitudinale posto in trazione (secondo la norma UNI EN 10080:2005 per i tralicci e secondo la norma UNI EN ISO 15630-2:2010 per le reti elettrosaldate).

Il prelievo deve essere effettuato su tutti i prodotti che portano il marchio depositato in Italia, indipendentemente dall'etichettatura o dalla destinazione specifica.

Per la determinazione delle tensioni caratteristiche di snervamento ed al carico massimo, determinate in accordo con il § 11.3.2.3, valgono le medesime formule di cui al § 11.3.2.10.1.3 dove n , numero dei campioni considerati, va assunto nel presente caso pari a 80, ed il coefficiente k assume, in funzione di n , i valori riportati nelle tabelle di cui al § 11.3.2.10.1.3.

Qualora uno dei campioni sottoposti a prove di qualificazione non soddisfi i requisiti previsti nelle Norme Tecniche relativamente ai valori di allungamento o resistenza al distacco, il prelievo relativo all'elemento di cui trattasi va ripetuto su un altro elemento della stessa partita. Il nuovo prelievo sostituisce quello precedente a tutti gli effetti. Un ulteriore risultato negativo comporta la ripetizione delle prove di qualificazione.

11.3.2.11.1.2 Prove di verifica della qualità

Il laboratorio incaricato, di cui all'articolo 59 del DPR 380/01, deve effettuare controlli saltuari ad intervalli non superiori a tre mesi, su una serie di 20 campioni, ricavati da 10 diversi elementi, 2 per ogni elemento. Il prelievo deve essere effettuato su tutti i prodotti recanti il marchio depositato in Italia, indipendentemente dall'etichettatura o dalla destinazione specifica.

Sulla suddetta serie il laboratorio effettua la prova di trazione e di distacco. I corrispondenti risultati vengono aggiunti a quelli dei precedenti prelievi dopo aver eliminato la prima serie in ordine di tempo.

Si determinano così le nuove tensioni caratteristiche sostitutive delle precedenti sempre ponendo $n = 80$.

Ove i valori caratteristici riscontrati risultino inferiori ai minimi di cui ai §§ 11.3.2.1 e 11.3.2.2, il laboratorio incaricato sospende le prove di verifica della qualità dandone comunicazione al Servizio Tecnico Centrale e ripete la qualificazione solo dopo che il fabbricante ha avviato alle cause che hanno dato luogo al risultato insoddisfacente.

Qualora uno dei campioni sottoposti a prove di verifica non soddisfi i valori previsti al § 11.3.2, il prelievo relativo all'elemento di cui trattasi va ripetuto su un altro elemento della stessa partita. Il nuovo prelievo sostituisce quello precedente a tutti gli effetti. In caso di ulteriore risultato negativo, il laboratorio incaricato sospende le prove di verifica della qualità dandone comunicazione al Servizio Tecnico Centrale e ripete la qualificazione dopo che il fabbricante ha avviato alle cause che hanno dato luogo al risultato insoddisfacente.

11.3.2.11.2 Controlli su singoli lotti di produzione

Negli stabilimenti soggetti ai controlli sistematici, i produttori qualificati possono sottoporre a ulteriori controlli singoli lotti di produzione a cura del laboratorio incaricato.

I controlli consistono nel prelievo per ogni lotto di un numero n di campioni, non inferiore a 20 e ricavati da almeno 10 diversi elementi, sui quali si effettuano le prove previste al § 11.3.2.11.1.2.

Le tensioni caratteristiche di snervamento e carico massimo devono essere calcolate a mezzo delle formule di cui al § 11.3.2.10.1.3 nelle quali n è il numero dei saggi prelevati.

11.3.2.12 CONTROLLI DI ACCETTAZIONE IN CANTIERE

I controlli di accettazione in cantiere sono obbligatori e devono essere effettuati, entro 30 giorni dalla data di consegna del materiale, a cura di un laboratorio di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001.

Essi devono essere eseguiti in ragione di 3 campioni ogni 30 t di acciaio impiegato della stessa classe proveniente dallo stesso stabilimento o Centro di trasformazione, anche se con forniture successive.

Il prelievo dei campioni va eseguito alla presenza del Direttore dei Lavori o di un tecnico di sua fiducia che provvede alla redazione di apposito verbale di prelievo ed alla identificazione dei provini mediante sigle, etichettature indelebili, ecc.; la certificazione effettuata dal laboratorio prove materiali deve riportare il riferimento a tale verbale. La richiesta di prove al laboratorio incaricato deve essere sempre firmata dal Direttore dei Lavori, che rimane anche responsabile della trasmissione dei campioni.

Il laboratorio incaricato di effettuare le prove provvede all'accettazione dei campioni accompagnati dalla lettera di richiesta sottoscritta dal direttore dei lavori. Il laboratorio verifica lo stato dei provini e la documentazione di riferimento ed in caso di anomalie riscontrate sui campioni oppure di mancanza totale o parziale degli strumenti idonei per la identificazione degli stessi, deve sospendere l'esecuzione delle prove e darne notizia al Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Il prelievo potrà anche essere eseguito dallo stesso laboratorio incaricato della esecuzione delle prove. I laboratori devono conservare i campioni sottoposti a prova per almeno trenta giorni dopo l'emissione dei certificati di prova, in modo da consentirne l'identificabilità e la rintracciabilità.

I campioni devono essere ricavati da barre di uno stesso diametro o della stessa tipologia (in termini di diametro e dimensioni) per reti e tralicci, e recare il marchio di provenienza.

I valori di resistenza ed allungamento di ciascun campione, accertati in accordo con il § 11.3.2.3, da eseguirsi comunque prima della messa in opera del prodotto riferiti ad uno stesso diametro, devono essere compresi fra i valori massimi e minimi riportati nelle Tabelle seguenti, rispettivamente per barre e reti e tralicci:

Tab. 11.3.VII a) – Valori di accettazione in cantiere – barre

Caratteristica	Valore limite	Note
f_y minimo	425 N/mm ²	per acciai B450A e B450C
f_y massimo	572 N/mm ²	per acciai B450A e B450C
A_{gt} minimo	≥ 6,0%	per acciai B450C
A_{gt} minimo	≥ 2,0%	per acciai B450A
f_t / f_y	$1,13 \leq f_t / f_y \leq 1,37$	per acciai B450C
f_t / f_y	$f_t / f_y \geq 1,03$	per acciai B450A
Piegamento/raddrizzamento	assenza di cricche	per acciai B450A e B450C

Tab. 11.3.VII b) – Valori di accettazione in cantiere – reti e tralicci

Caratteristica	Valore limite	Note
f_y minimo	425 N/mm ²	per acciai B450A e B450C
f_y massimo	572 N/mm ²	per acciai B450A e B450C
A_{gt} minimo	≥ 6,0%	per acciai B450C
A_{gt} minimo	≥ 2,0%	per acciai B450A
f_t / f_y	$1,13 \leq f_t / f_y \leq 1,37$	per acciai B450C
f_t / f_y	$f_t / f_y \geq 1,03$	per acciai B450A
Distacco del nodo	≥ Sez. nom. Ø maggiore × 450 × 25%	per acciai B450A e B450C

Qualora il risultato non sia conforme a quello dichiarato dal fabbricante, il direttore dei lavori dispone la ripetizione della prova su 6 ulteriori campioni dello stesso diametro.

Ove anche da tale accertamento i limiti dichiarati non risultino rispettati, il controllo deve estendersi, previo avviso al fabbricante nel caso di fornitura di acciaio non lavorato presso un centro di trasformazione, o al centro di trasformazione, a 25 campioni, applicando ai dati ottenuti la formula generale valida per controlli sistematici in stabilimento (Cfr. § 11.3.2.10.1.3).

L'ulteriore risultato negativo comporta l'inidoneità della partita e la trasmissione dei risultati al fabbricante, nel caso di fornitura di acciaio non lavorato presso un centro di trasformazione, o al centro di trasformazione, che sarà tenuto a farli inserire tra i risultati dei controlli statistici della sua produzione. Analoghe norme si applicano ai controlli di duttilità, aderenza e distacco al nodo saldato: un singolo risultato negativo sul primo prelievo comporta l'esame di sei nuovi campioni dello stesso diametro, un ulteriore singolo risultato negativo comporta l'inidoneità della partita.

Inoltre il direttore dei lavori deve comunicare il risultato anomalo al Servizio tecnico centrale.

I certificati relativi alle prove meccaniche degli acciai devono riportare l'indicazione del marchio identificativo di cui al § 11.3.1.4 delle presenti Norme tecniche, rilevato sui campioni da sottoporre a prova a cura del laboratorio incaricato dei controlli. Ove i campioni fossero sprovvisti di tale marchio, oppure il marchio non dovesse rientrare fra quelli depositati presso il Servizio tecnico centrale, di ciò deve essere riportata specifica annotazione sul certificato di prova.

Il prelievo dei campioni va effettuato a cura del Direttore dei Lavori o di un tecnico di sua fiducia che deve assicurare, mediante sigle, etichettature indelebili, ecc., che i campioni inviati per le prove al laboratorio incaricato siano effettivamente quelli da lui prelevati.

Qualora la fornitura di elementi sagomati o assemblati, provenga da un Centro di trasformazione, il Direttore dei Lavori, dopo essersi accertato preliminarmente che il suddetto Centro di trasformazione sia in possesso dei requisiti previsti al § 11.3.1.7, può recarsi presso il medesimo Centro di trasformazione ed effettuare in stabilimento tutti i controlli di accettazione prescritti al presente paragrafo. In tal caso il prelievo dei campioni viene effettuato dal Direttore Tecnico del Centro di trasformazione secondo le disposizioni del Direttore dei Lavori; quest'ultimo deve assicurare, mediante sigle, etichettature indelebili, ecc., che i campioni inviati per le prove da effettuarsi presso il laboratorio di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001 incaricato delle prove di accettazione in cantiere, siano effettivamente quelli prelevati, nonché sottoscrivere la relativa richiesta di prove contenente l'indicazione delle strutture cui si riferisce ciascun prelievo. In caso di mancata sottoscrizione della richiesta di prove da parte del Direttore dei Lavori, le certificazioni emesse dal laboratorio non possono assumere valenza ai sensi del presente decreto e di ciò ne deve essere fatta esplicita menzione sul certificato stesso.

I certificati emessi dai laboratori devono obbligatoriamente contenere almeno:

- l'identificazione del laboratorio che rilascia il certificato;
- una identificazione univoca del certificato (numero di serie e data di emissione) e di ciascuna sua pagina, oltre al numero totale di pagine;
- l'identificazione del committente dei lavori in esecuzione e del cantiere di riferimento;
- il nominativo del Direttore dei Lavori che richiede la prova;
- la descrizione e l'identificazione dei campioni da provare;
- la data di ricevimento dei campioni e la data di esecuzione delle prove;
- l'identificazione delle specifiche di prova o la descrizione del metodo o procedura adottata, con l'indicazione delle norme di riferimento per l'esecuzione della stessa;
- le dimensioni effettivamente misurate dei campioni;
- i valori delle grandezze misurate e l'esito delle prove di piegamento.

I certificati devono riportare, inoltre, l'indicazione del marchio identificativo rilevato a cura del laboratorio incaricato dei controlli, sui campioni da sottoporre a prove. Ove i campioni fossero sprovvisti di tale marchio, oppure il marchio non dovesse rientrare fra quelli depositati presso il Servizio Tecnico Centrale, le certificazioni emesse dal laboratorio non possono assumere valenza ai sensi delle presenti norme e di ciò ne deve essere fatta esplicita menzione sul certificato stesso.

11.3.3. ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO PRECOMPRESSO

È ammesso esclusivamente l'impiego di acciai qualificati secondo le procedure di cui al precedente § 11.3.1.2 e controllati con le modalità riportate nel § 11.3.3.5.

11.3.3.1 CARATTERISTICHE DIMENSIONALI E DI IMPIEGO

L'acciaio per armature da precompressione è generalmente fornito sotto forma di:

- Filo:* prodotto trafilato di sezione piena che possa fornirsi in rotoli o in fasci;
- Barra:* prodotto laminato di sezione piena che possa fornirsi soltanto in forma di elementi rettilinei, le caratteristiche finali del prodotto possono essere conferite con trattamento termico o meccanico successivo alla laminazione;
- Treccia:* prodotti formati da 2 o 3 fili trafilati dello stesso diametro nominale avvolti ad elica intorno al loro comune asse longitudinale fornito in rotolo o bobine; passo e senso di avvolgimento dell'elica sono uguali per tutti i fili della treccia;
- Trefolo:* prodotto formato da 6 fili trafilati avvolti ad elica intorno ad un filo trafilato rettilineo completamente ricoperto dai fili elicoidali, fornito in bobine. Il passo ed il senso di avvolgimento dell'elica sono uguali per tutti i fili di uno stesso strato esterno.

Per quanto non specificato nel presente paragrafo riguardo fili, trecce e trefoli si deve fare riferimento alle norme UNI 7675:2016 ed UNI 7676:2016.

I fili possono essere a sezione trasversale circolare o di altre forme e devono essere prodotti da vergella avente composizione chimica conforme a una delle seguenti norme:

- UNI EN ISO 16120-2:2017,
- UNI EN ISO 16120-4:2017.

I fili sono individuati mediante il diametro nominale o il diametro nominale equivalente riferito alla sezione circolare equipesante. La superficie dei fili può essere liscia o improntata.

Non è consentito l'impiego di fili lisci nelle strutture precomprese ad armature pre-tese.

I fili delle trecce possono essere lisci o improntati. I fili dello strato esterno dei trefoli possono essere lisci od improntati. I fili dei trefoli e delle trecce devono essere prodotti da vergella avente caratteristiche meccaniche e composizione chimica omogenee e conformi ad una delle seguenti norme:

- UNI EN ISO 16120-2:2017,
- UNI EN ISO 16120-4: 2017.

Il processo di improntatura deve essere completato prima della trecciatura o della trefolatura, rispettivamente per le trecce e per i trefoli.

I trefoli compattati possono essere prodotti per trafilatura o laminazione dopo la trefolatura e prima del trattamento termico. Quando la trefolatura e la compattazione sono eseguite contemporaneamente, il filo centrale rettilineo deve avere diametro almeno uguale a quello dei fili esterni.

Le barre possono essere lisce, a filettatura continua o parziale, con risalti o nervature; vengono individuate mediante il diametro nominale nel caso di barre lisce o mediante il diametro nominale equivalente riferito alla sezione circolare equipesante nel caso di barre non lisce. Le barre filettate devono avere filetto con passo uniforme e non superiore a 0,8 volte il diametro nominale. Le barre a filettatura continua o parziale, con risalti o nervature, devono avere geometria superficiale conforme a quanto specificato nel § 11.3.3.5.2.3.

Per quanto riguarda la marchiatura dei prodotti, generalmente costituita da sigillo o etichettatura sulle legature, vale quanto indicato al § 11.3.1.4. Le barre con risalti o nervature dovranno essere fornite con marchio apposto sulle singole barre.

Per la documentazione di accompagnamento delle forniture vale quanto indicato al § 11.3.1.5. Le forniture dovranno altresì essere accompagnate da un certificato di qualità e conformità, tipo 3.1, rilasciato secondo la Norma UNI EN 10204.

I trefoli e le trecce possono essere prodotti e forniti protetti con guaina oppure protetti con cera o grasso, oltre alla guaina. Le caratteristiche delle guaina, della cera e del grasso sono specificate nella norma UNI 7676:2009.

Tutti i prodotti possono essere forniti con protezione superficiale costituita da uno strato di zinco. L'operazione di zincatura deve essere eseguita come specificato nelle UNI 7675:2009 ed UNI 7676:2009. Lo spessore dello strato di zinco o la quantità di zinco per unità di lunghezza di prodotto, deve essere verificato secondo quanto specificato nelle UNI 7675:2009 ed UNI 7676:2009.

I fili devono essere forniti in rotoli di diametro tale che, all'atto dello svolgimento, allungati al suolo su un tratto di 10 m non presentino curvatura con freccia superiore a 400 mm; il fabbricante deve indicare il diametro minimo di avvolgimento.

I fili devono essere esenti da saldature.

Sono ammesse le saldature di fili destinati alla produzione di trecce e di trefoli se effettuate prima della trafilatura; non sono ammesse saldature durante l'operazione di cordatura.

All'atto della posa in opera gli acciai devono presentarsi privi di ossidazione, corrosione, difetti superficiali visibili, pieghe.

È tollerata un'ossidazione che scompaia totalmente mediante sfregamento con un panno asciutto.

In cantiere non è ammessa alcuna operazione di raddrizzamento.

Con riferimento ai procedimenti di saldatura ed alla qualifica dei saldatori impiegati per giunzioni saldate delle barre, si applicano la norma UNI EN ISO 17660-1:2007 per i giunti saldati destinati alla trasmissione dei carichi ed UNI EN 17660-2:2007 per i giunti saldati non destinati alla trasmissione dei carichi.

11.3.3.2 CARATTERISTICHE DEI PRODOTTI

Gli acciai per armature da precompressione devono possedere proprietà meccaniche e di duttilità, garantite dal fabbricante, non inferiori a quelle indicate nella successiva Tab. 11.3.VIII:

Tab. 11.3.VIII

Tipo di acciaio	Barre	Fili	Trefoli e trecce	Trefoli compattati
Tensione caratteristica al carico massimo f_{ptk} N/mm ²	≥ 1000	≥ 1570	≥ 1860	≥ 1820
Tensione caratteristica allo 0,1 % di deformazione residua - scostamento dalla proporzionalità $f_{p(0,1)k}$ N/mm ²	na	≥ 1420	na	na
Tensione caratteristica all'1 % di deformazione totale $f_{p(1)k}$ N/mm ²	na	na	≥ 1670	≥ 1620
Tensione caratteristiche di snervamento f_{pyk} N/mm ²	≥ 800	na	na	na
Allungamento totale percentuale a carico massimo A_{gt}	≥ 3,5	≥ 3,5	≥ 3,5	≥ 3,5

na=non applicabile

Per il modulo di elasticità si farà riferimento al catalogo del fabbricante.

Le grandezze qui di seguito elencate: \emptyset , A, M, Z, f_{ptk} , $f_{p(0,1)k}$, f_{pyk} , $f_{p(1)k}$, $f_{p(0,1)}/f_{pt}$, f_{py}/f_{pt} , $f_{p(1)}/f_{pt}$, f_{pt}/f_{ptk} , A_{gt} , E_p , l, N, α (180°), N, L, ρ , p, t devono formare oggetto di garanzia da parte del fabbricante ed i corrispondenti valori garantiti figurare nel relativo catalogo.

Il controllo delle grandezze di cui sopra è eseguito secondo le modalità e le prescrizioni indicate nei punti successivi.

Pertanto i valori delle grandezze:

\emptyset , A, M sono confrontati con quelli che derivano dall'applicazione ai valori nominali, delle tolleranze prescritte al § 11.3.3.5.2.3;

f_{ptk} , f_{pyk} , $f_{p(1)k}$, $f_{p(0,1)k}$ ottenuti applicando ai valori singoli f_{pt} , f_{py} , $f_{p(1)}$, $f_{p(0,1)}$ la formula $x_k = \bar{x} - k s$, sono confrontati con i corrispondenti valori caratteristici garantiti che figurano nel catalogo del fabbricante e con quelli della Tab. 11.3.VIII; nella formula precedente è inteso che sia:

x_k = valore caratteristico della grandezza;

\bar{x} = valore medio dei singoli valori in considerazione;

k = coefficiente dedotto dalla Tab. 11.3.IV in funzione del numero n di valori singoli in considerazione;

s = scarto quadratico medio della distribuzione dei valori singoli;

$f_{p(0,1)}/f_{pt}$, f_{py}/f_{pt} , e $f_{p(1)}/f_{pt}$ ottenuti come rapporto tra i valori singoli $f_{p(0,1)}$, f_{py} , $f_{p(1)}$ e il corrispondente valore al carico massimo f_{pt} , devono risultare compresi tra il valore minimo e il valore massimo riportati al successivo § 11.3.3.5.2.3;

f_{pt}/f_{ptk} , A_{gt} sono confrontati, rispettivamente, con il corrispondente valore massimo indicato al § 11.3.3.5.2.3 e con il valore minimo che figura nella Tab. 11.3.VIII;

l è confrontato con quanto riportato nella Tab.11.3.X;

N, α (180°) sono confrontati con quelli prescritti al § 11.3.3.5.2.3;

E_p , D, L, ρ sono conformi con quelli prescritti al § 11.3.3.5.2.3;

Z, p sono confrontati con i corrispondenti valori limite indicati al successivo § 11.3.3.5.2.3;

t è confrontato con i corrispondenti valori limite indicati al successivo § 11.3.3.5.2.1.

Si prende inoltre in considerazione la forma del diagramma sforzi deformazioni ottenuta nella prova di trazione.

11.3.3.3 CADUTE DI TENSIONE PER RILASSAMENTO

Le cadute di tensione per rilassamento devono essere riferite al valore percentuale ottenuto sperimentalmente dopo 1000 ore dalla messa in tensione (ρ_{1000}). La tensione iniziale (σ_{sp}) di prova deve essere pari al 70% del valore f_{pt} ottenuto come valore medio della tensione al carico massimo ottenuta su due saggi prelevati in adiacenza a quello sottoposto a prova.

Il valore della caduta di rilassamento dopo 1000 ore (ρ_{1000}), non può essere assunto superiore a quello indicato nella tabella 11.3.IX.

In mancanza di specifica sperimentazione, i valori di ρ_{1000} possono essere tratti dalla Tab. 11.3.IX.

Tab. 11.3.IX

armatura Prodotto	ρ_{1000}
Trecce, filo o trefolo stabilizzato	2,5
Barre laminare a caldo	4,0

Il rilassamento di armature che subiscono un ciclo termico dopo la messa in tensione deve essere valutato sperimentalmente.

11.3.3.4 CENTRI DI TRASFORMAZIONE

Si definisce Centro di trasformazione, nell'ambito degli acciai per calcestruzzo armato precompresso, un impianto esterno alla fabbrica e/o al cantiere, fisso o mobile, che riceve dal fabbricante di acciaio elementi base (fili, trecce, trefoli, barre, ecc.) e confeziona elementi strutturali direttamente impiegabili in cantiere per la messa in opera.

11.3.3.5 PROCEDURE DI CONTROLLO PER ACCIAI DA CALCESTRUZZO ARMATO PRECOMPRESSO

11.3.3.5.1 Prescrizioni comuni – Modalità di prelievo

I saggi destinati ai controlli:

- non devono essere avvolti con diametro inferiore a quello della bobina o rotolo di provenienza;
- devono essere prelevati con le lunghezze richieste dal laboratorio incaricato delle prove ed in numero sufficiente per eseguire eventuali prove di controllo o ripetizioni successive e devono essere contrassegnati univocamente;
- devono essere adeguatamente protetti nel trasporto.

11.3.3.5.2 Controlli sistematici in stabilimento

11.3.3.5.2.1 Prove di qualificazione

Il laboratorio incaricato deve effettuare, presso lo stabilimento di produzione, il prelievo di una serie di 50 saggi, 5 per lotto, da 10 lotti di produzione diversi. I 10 lotti di produzione presi in esame per le prove di qualificazione devono essere costituiti da prodotti della stessa forma ed avere la stessa resistenza nominale, ma non necessariamente lo stesso diametro e la stessa caratteristica di formazione. I diametri dei prodotti sottoposti a prova devono comprendere i valori minimo e massimo per i quali il fabbricante chiede la qualificazione. Per quanto riguarda i trefoli e le trecce, è inteso che le caratteristiche di omogeneità e di continuità di produzione richiamate nella definizione di lotto di produzione di cui al § 11.3.1.1, si estendono a tutti i fili che costituiscono il prodotto. Gli acciai devono essere raggruppati in categorie nel catalogo del fabbricante ai fini della relativa qualificazione.

I 5 saggi di ogni singolo lotto vengono prelevati da differenti fasci, rotoli o bobine. Ogni saggio deve recare contrassegni atti ad individuare il lotto ed il rotolo, la bobina o il fascio di provenienza.

Sulla serie di 50 saggi vengono determinate le grandezze \emptyset , A, M, Z, f_{pt} , f_{py} , $f_{p(0,1)}$, $f_{p(1)}$, l, E_p , A_{gt} , N, α (180°) sotto il controllo di un laboratorio di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001. Le relative prove possono essere eseguite alla presenza dei tecnici del laboratorio incaricato presso il laboratorio dello stabilimento di produzione purché venga rispettato quanto prescritto dalle norme in merito alla verifica della taratura delle attrezzature.

I valori caratteristici f_{ptk} , f_{pyk} , $f_{p(0,1)k}$, $f_{p(1)k}$ ottenuti dall'elaborazione statistica dei risultati con la relazione del punto 11.3.3.2, devono rispettare i valori minimi di cui alla Tab. 11.3.VIII, oppure quelli dichiarati e garantiti dal fabbricante.

Gli scarti quadratici medi delle rispettive distribuzioni devono risultare non superiori al 3% del valore medio per f_{pt} , e al 4% per f_{py} , $f_{p(0,1)}$, $f_{p(1)}$.

Il valore dei rapporti $f_{p(0,1)}/f_{pt}$, f_{py}/f_{pt} , e $f_{p(1)}/f_{pt}$ ed il valore massimo della tensione al carico massimo f_{pt} non possono eccedere i limiti indicati al § 11.3.3.5.2.3.

Tutti i valori di allungamento totale percentuale A_{gt} devono risultare almeno uguali a quelli riportati nella Tab. 11.3.VIII.

Vengono quindi ulteriormente determinati:

- la caduta per rilassamento r, su saggi provenienti da 4 lotti, in numero di 3 saggi per ogni lotto.
- il limite di fatica L sotto carico assiale, con la procedura indicata al punto 6.8.4 della norma UNI EN 1992-1-1:2005.
- la grandezza D, per i trefoli di diametro maggiore o uguale a 12,5 mm, su saggi provenienti da 5 lotti. Per ciascun lotto il numero di saggi è indicato nella UNI EN ISO 15630-3:2010. Il risultato dovrà essere confrontato con il limite specificato al § 11.3.3.5.2.3.
- la durata di vita a rottura t con delle prove di corrosione sotto tensione, secondo norma UNI EN ISO 15630-3:2010 soluzione A, effettuate su 3 lotti in numero di 6 per lotto. Il diametro nominale dei lotti scelti deve essere possibilmente diverso. In ogni caso per almeno uno dei lotti il diametro deve essere il più piccolo tra quelli appartenenti alla gamma di produzione oggetto della qualificazione e presenti all'atto del controllo. Il risultato dovrà essere confrontato con i limiti specificati al § 11.3.3.5.2.3.
- la durata di vita a rottura t2 con delle prove di corrosione sotto tensione, secondo norma UNI EN ISO 15630-3:2010 soluzione B, effettuate su 2 lotti in numero di 1 per lotto. Il diametro nominale dei 2 lotti scelti deve essere diverso. In ogni caso per almeno uno dei lotti il diametro deve essere il più piccolo tra quelli appartenenti alla gamma di produzione oggetto della qualificazione e presenti all'atto del controllo. Il risultato ottenuto dal test non dovrà essere inferiore alle 2000 ore.

Le prove per la determinazione di r, L, D e t, devono essere eseguite nel laboratorio di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001. Tutti i risultati di prova devono essere positivi in relazione al valore garantito dal fabbricante per il rilassamento ed alle prescrizioni contenute nel § 11.3.3.5.2.3 per le rimanenti grandezze.

Infine si effettueranno le determinazioni:

- del minimo valore del rapporto tra il diametro del filo centrale e quello dei fili periferici su un saggio per lotto di trefoli;
- del passo di avvolgimento, su un saggio per lotto di trecce e di trefoli;
- del comportamento al piegamento del filo centrale di un saggio per lotto di trefoli;
- del coefficiente di strizione a rottura Z su un saggio per ogni lotto nel caso delle trecce e dei trefoli;
- delle profondità delle impronte per i prodotti improntati;

verificando che i risultati ottenuti siano tutti conformi alle limitazioni date al § 11.3.3.5.2.3.

11.3.3.5.2.2 Prove di verifica della qualità

Ai fini della verifica della qualità il laboratorio incaricato deve effettuare controlli saltuari su un campione costituito da 5 saggi provenienti da un lotto per ogni categoria di armatura. Il controllo verte su un minimo di sei lotti ogni trimestre da sottoporre a prelievo in non meno di tre sopralluoghi. Su tali saggi il laboratorio viene determinato il valore delle grandezze \emptyset , A, M, L, f_{pt} , l, f_{py} , $f_{p(0,1)}$, $f_{p(1)}/f_{pt}$, f_{py}/f_{pt} , e $f_{p(1)}/f_{pt}$, E_p , N, A_{gt} , α (180°).

I valori caratteristici f_{ptk} , f_{pyk} , $f_{(0,1)k}$, $f_{p(1)k}$ calcolati con la formula del precedente § 11.3.3.5.2.1 devono rispettare i valori minimi di cui alla Tab. 11.3.VIII oppure i valori dichiarati dal fabbricante.

Se gli scarti quadratici medi risultano superiori al 3% del valore medio per f_{pt} , e al 4% per f_{py} , $f_{(0,1)}$, $f_{p(1)}$, il controllo si intende sospeso e la procedura di qualificazione deve essere ripresa dall'inizio.

Ove i valori caratteristici f_{ptk} , f_{pyk} , $f_{(0,1)k}$, $f_{P(1)k}$ riscontrati risultino inferiori ai valori minimi di cui alla Tab. 11.3.VIII, oppure i valori dei rapporti $f_{P(0,1)}/f_{pt}$, f_{py}/f_{pt} , e $f_{P(1)}/f_{pt}$ non siano compresi tra i limiti specificati nel § 11.3.3.5.2.3, il laboratorio incaricato sospende le verifiche della qualità dandone comunicazione al Servizio Tecnico Centrale che autorizzerà il laboratorio di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001 a ripetere le prove di qualificazione solo dopo che il fabbricante abbia ovviato alle cause che hanno dato luogo al risultato insoddisfacente e previa eventuale nuova visita ispettiva.

Per il calcolo del valore caratteristico delle grandezze f_{pt} , f_{py} , $f_{P(0,1)}$, $f_{P(1)}$ devono essere prese in considerazione sempre 10 serie di 5 saggi, facenti parte dei prodotti oggetto della qualificazione, da aggiornarsi ad ogni prelievo, aggiungendo la nuova serie ed eliminando la prima in ordine di tempo. I nuovi valori delle medie e degli scarti quadratici medi così ottenuti vengono utilizzati per la determinazione delle nuove tensioni caratteristiche, sostitutive di quelle precedenti, ponendo sempre $n = 50$.

Per le grandezze r e per la resistenza alla fatica, i controlli si effettuano una volta al semestre, per entrambe su 3 saggi provenienti dallo stesso lotto per ogni categoria di armatura.

La grandezza D , per i trefoli di diametro maggiore o uguale a 12,5 mm, è determinata una volta al semestre su saggi provenienti da un lotto, nel numero previsto dalla UNI EN ISO 15630-3:2010.

Le prove di corrosione sotto tensione per la determinazione della durata di vita a rottura t sono effettuate 1 volta al semestre su 1 lotto, in numero di 6 saggi per lotto.

Le prove per la determinazione delle grandezze r , D e t e per la valutazione delle resistenze alla fatica, vengono eseguite nel laboratorio di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001. Tutti i risultati di prova devono essere positivi in relazione al valore indicato nella Tabella 11.3.VIII per la caduta di rilassamento e alle limitazioni date nel § 11.3.3.5.2.3 per le grandezze D e t .

Su un saggio per lotto di trefoli si effettueranno le determinazioni del rapporto tra il diametro del filo centrale e quello dei fili periferici confrontandoli con quelli limite indicati al § 11.3.3.5.2.3.

Su un saggio per lotto di trecce e di trefoli, si calcolerà il valore del coefficiente di strizione a rottura Z e si misurerà il passo di avvolgimento p di cui al § 11.3.3.5.2.3.

Il laboratorio di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001 provvederà ad effettuare i prelievi sopramenzionati, provvedendo, per quanto possibile, a coprire tutti i diametri compresi nell'intervallo oggetto della qualificazione.

11.3.3.5.2.3 Determinazione delle proprietà e tolleranze

Qualora non diversamente specificato, le determinazioni e le misure di cui al presente paragrafo si effettuano, per i fili, le trecce, i trefoli e le barre, secondo quanto indicato nelle pertinenti parti delle norme UNI EN ISO 15630-1, 2 e 3.

I valori delle tensioni f_{pt} , f_{py} , $f_{P(0,1)}$, $f_{P(1)}$ devono essere riferiti al valore nominale dell'area della sezione trasversale riportata nel catalogo del fabbricante.

Diametro (\emptyset), area della sezione trasversale (A) e massa per unità di lunghezza (M)

L'area della sezione trasversale si valuta per pesata assumendo che la densità dell'acciaio sia pari a 7,81 kg/dm³ per i fili, le trecce e i trefoli e 7,85 kg/dm³ per le barre.

Qualora richiesto, il diametro dei fili lisci e delle barre lisce si misura con uno strumento appropriato che garantisca una accuratezza di lettura di 0,01 mm o migliore.

Il valore ottenuto per la massa deve essere riferito a un metro di lunghezza di prodotto.

Sui valori nominali delle aree delle sezioni dei fili, delle barre, delle trecce e dei trefoli è ammessa una tolleranza di $\pm 2\%$. Per le barre la tolleranza è compresa tra -2% e $+6\%$. Le stesse tolleranze si applicano al valore della massa nominale per unità di lunghezza dichiarata dal fabbricante.

Nei calcoli statici si adottano le aree delle sezioni nominali.

Rettilinearità

I prodotti forniti in rotolo o in bobine devono avere raggio di avvolgimento tale per cui all'atto dello svolgimento, allungati al suolo, su un tratto di 1 m non presentino curvatura con freccia superiore a 25 mm; il fabbricante deve indicare il diametro minimo di avvolgimento del prodotto. Nel caso di fili forniti in fasci il valore massimo di curvatura come sopra definito è pari a 10 mm. Per le barre il valore massimo di deviazione dalla rettilinearità, misurato su una qualsiasi lunghezza, non deve superare 4 mm per metro di lunghezza.

Ovalità

L'ovalità dei fili lisci, definita come differenza tra massimo e minimo diametro misurato, non deve essere maggiore di 2/100 del loro diametro nominale. La misurazione delle dimensioni deve essere effettuata con uno strumento che garantisca una accuratezza di lettura di 1/100 di mm o migliore. Il diametro medio, inteso come media delle misurazioni di due diametri ortogonali tra loro di cui uno sia il massimo tra quelli ottenuti, non deve differire per più dell'1% dal valore nominale del diametro dichiarato dal fabbricante.

Passo di avvolgimento (p)

Il passo di avvolgimento dei fili delle trecce deve essere compreso tra 14 e 22 volte il loro diametro nominale.

Il passo di avvolgimento dei fili esterni dei trefoli deve essere compreso tra 14 e 18 volte il loro diametro nominale.

Diametro dei fili delle trecce e dei trefoli

Il rapporto tra il diametro del filo interno e quello di ciascuno dei fili esterni di un trefolo a fili lisci o improntati deve essere almeno pari a 1,03.

Per la misurazione deve essere usato uno strumento che assicuri una risoluzione di 0,01 mm o migliore.

Dimensioni delle impronte nei prodotti improntati.

Nei fili, nelle trecce e nei trefoli improntati, le dimensioni delle impronte devono rispettare quanto riportato nella Tab. 11.3.X.

Tab. 11.3.X - Dimensioni e tolleranze per le impronte dei fili, delle trecce e dei trefoli improntati (mm).

Diametro nominale del prodotto \varnothing		Limiti della profondità massima delle impronte	Lunghezza delle impronte e relativa tolleranza "l"	Distanza tra le impronte e relativa tolleranza
Fili	$\varnothing \leq 5$ mm	Minimo = 0,03 Massimo = 0,16	$3,5 \pm 0,5$	$5,5 \pm 0,5$
	5 mm < $\varnothing \leq 8$ mm	Minimo = 0,05 Massimo = 0,20	$5,0 \pm 0,5$	$8,0 \pm 0,5$
	8 mm < $\varnothing \leq 11$ mm	Minimo = 0,05 Massimo = 0,25		
Trecce e trefoli	$\varnothing \leq 12$ mm	Minimo = 0,03 Massimo = 0,09	$3,5 \pm 0,5$	$5,5 \pm 0,5$
	$\varnothing > 12$ mm	Minimo = 0,04 Massimo = 0,10		

Coefficiente di strizione (Z)

Il valore minimo del coefficiente di strizione Z, riferito al valore dell'area della sezione trasversale effettiva dei fili costituenti le trecce e i trefoli, è pari al 25% per i fili lisci e pari al 20% per i fili improntati.

Per i fili lisci la grandezza Z non deve essere inferiore al 25%. Tale limite si riduce al 20% per i fili improntati.

Per le barre è richiesta una rottura duttile (con strizione) visibile ad occhio nudo.

Tensione al carico massimo (f_{pt})

La determinazione di f_{pt} si effettua per mezzo della prova di trazione. La tensione al carico massimo non può essere maggiore del corrispondente valore caratteristico garantito dal fabbricante, incrementato del 15%.

Tensione di scostamento dalla proporzionalità allo 0.1% ($f_{p(0,1)}$)

Il valore della tensione $f_{p(0,1)}$ si ricava dal corrispondente diagramma sforzi – deformazioni, ottenuto con prove di trazione.

Tensione di snervamento (f_{py})

Per le barre, il valore della tensione di snervamento f_{py} si ricava dal corrispondente diagramma sforzi – deformazioni ottenuto con la prova di trazione.

Modulo di elasticità (E_p)

Il modulo di elasticità E_p è inteso come rapporto fra la differenza di tensione media e la differenza di deformazione corrispondente, valutato per l'intervallo di tensione (0,2-0,7) f_{pt} sul diagramma sforzi-deformazioni ottenuto con la prova di trazione.

Sono tollerati scarti del $\pm 5\%$ rispetto al valore dichiarato dal fabbricante.

Tensione all'1% di deformazione totale ($f_{p(1)}$)

Il valore della tensione corrispondente all'1% di deformazione totale si ricava dal diagramma sforzi-deformazioni ottenuto con la prova di trazione.

Limiti del rapporto tra le tensioni $f_{p(0,1)}$, f_{py} , $f_{p(1)}$ e la tensione al carico massimo f_{pt}

Il valore delle grandezze $f_{p(0,1)}/f_{pt}$, f_{py}/f_{pt} , e $f_{p(1)}/f_{pt}$ ottenute come rapporto tra i valori singoli $f_{p(0,1)}$, f_{py} , $f_{p(1)}$ e il corrispondente valore al carico massimo f_{pt} , deve risultare compreso tra i limiti 0,87 e 0,95.

Allungamento totale percentuale sotto carico massimo (A_{sp})

Il valore dell'allungamento totale percentuale sotto carico massimo si ricava dal diagramma sforzi-deformazioni ottenuto con la prova di trazione. La base di misura dell'estensimetro deve essere in accordo alla UNI 7676:2016 per trefolo e treccia; UNI 7675:2016 per i fili e ≥ 200 mm per le barre.

Prova di piegamento alternato (N)

La prova di piegamento alternato si esegue su fili aventi $\varnothing \leq 8$.

Il numero dei piegamenti alterni a rottura non deve risultare inferiore a 4 per i fili lisci e a 3 per i fili con impronte. Per il filo centrale dei trefoli valgono gli stessi limiti precedenti.

Prova di piegamento (α)

La prova di piegamento si esegue su fili aventi $\varnothing \geq 8$ mm e su barre.

L'angolo di piegamento deve essere di 180° e il diametro del mandrino deve essere pari a:

5 \varnothing per i fili;

6 \varnothing per le barre con $\varnothing \leq 26$ mm

8 \varnothing per le barre con $\varnothing > 26$ mm.

Resistenza a fatica (L)

Le prove per la determinazione del limite di fatica L e della resistenza alla fatica, vengono condotte con sollecitazione assiale a ciclo pulsante, facendo oscillare la tensione fra un valore superiore σ_1 e un valore inferiore σ_2 . Il risultato della prova per la verifica di resistenza a fatica è ritenuto soddisfacente se il campione sopporta, senza rompersi, almeno due milioni di cicli.

Nelle prove di resistenza alla fatica, il valore superiore della tensione di prova σ_1 deve essere pari al 70% del valore ottenuto come media delle tensioni al carico massimo, ricavate su due saggi prelevati in adiacenza a quello sottoposto a prova. Il valore inferiore della tensione di prova σ_2 è dato in Tab. 11.3.XI.

Tab. 11.3.XI - Valori inferiori della tensione di prova, σ_2 (MPa), nella prova di verifica della resistenza a fatica

Fili lisci, trecce e trefoli con fili lisci	$\sigma_1 - 200$ MPa	
Fili improntati, trecce e trefoli con fili improntati	$\sigma_1 - 180$ MPa	
Barre lisce	$\sigma_1 - 200$ MPa ($\varnothing \leq 40$ mm)	$\sigma_1 - 150$ MPa ($\varnothing > 40$ mm)
Barre filettate o improntate	$\sigma_1 - 180$ MPa ($\varnothing \leq 40$ mm)	$\sigma_1 - 120$ MPa ($\varnothing > 40$ mm)

La frequenza di prova deve essere non superiore a 120 Hz per i fili e le barre e 20 Hz per i trefoli.

Prove di rilassamento a temperatura ordinaria (ρ)

Le prove per la determinazione della caduta di tensione nel tempo a lunghezza costante ed a alla temperatura $T = 20^\circ\text{C} \pm 1^\circ\text{C}$ devono essere condotte a partire dalla tensione iniziale σ_{spi} del punto 11.3.3.3 e per la durata stabilita. I diagrammi sperimentali ottenuti devono essere allegati al certificato di prova. La durata stabilita della singola prova è di 1000 ore. Sono consentiti tempi di prova pari a 120 ore. In sede di prima qualificazione del prodotto, tutte le prove devono avere durata di 1000 ore. In sede di verifica della qualità le prove devono avere durata di 120 ore. I risultati di prova, per ciascuna delle durate stabilite, devono essere tutti non superiori:

- Per treccia, trefolo e filo: a 1,5% a 120 ore
- Per barre: 4% a 1000 ore
- Per tutti i prodotti: a quanto stabilito in tabella 11.3.IX

Il campione deve essere sollecitato per un tratto non inferiore a 100 cm; in conseguenza la lunghezza del saggio deve essere convenientemente incrementata per tener conto della lunghezza dei dispositivi di afferraggio. Nella zona sollecitata il campione non deve subire alcuna lavorazione, deformazione meccanica o pulitura.

Prove per la determinazione del coefficiente medio D di riduzione del carico massimo (trazione deviata).

Le prove per la determinazione del coefficiente medio D di riduzione del carico massimo per trazione deviata, sono richieste per i trefoli con diametro nominale maggiore o uguale a 12,5 mm e per i trefoli compattati. Il valore limite di D non può superare il 28%.

11.3.3.5.2.4 Controlli su singoli lotti di produzione

Negli stabilimenti soggetti a controlli sistematici di cui al presente § 11.3.3.5.2, i produttori possono richiedere di sottoporsi a controlli, eseguiti a cura del laboratorio di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001 già incaricato per le prove di verifica della qualità, su singoli lotti di produzione (massima massa del lotto = 100 t) di quei prodotti che, per ragioni di produzione, non possono ancora rispettare le condizioni minime quantitative per qualificarsi. Le prove da effettuare sono quelle di cui al successivo § 11.3.3.5.3.

11.3.3.5.3 Controlli nei centri di trasformazione

Si applicano le disposizioni relative ai Centri di Trasformazione di cui al § 11.3.1.7.

I controlli sono obbligatori e devono essere effettuati a cura del Direttore tecnico del centro di trasformazione.

I controlli vengono eseguiti secondo le modalità di seguito indicate.

Effettuato un prelievo di 3 saggi ogni 30 t della stessa categoria di acciaio proveniente dallo stesso stabilimento, anche se con forniture successive, si determinano, mediante prove eseguite presso un laboratorio di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001, i corrispondenti valori minimi di f_{pt} , f_{py} , $f_{p(1)}$, $f_{p(0,1)}$, A_{gt} e E_p .

I risultati delle prove sono considerati accettabili se:

- nessuno dei valori di tensione sopra indicati è inferiore al corrispondente valore caratteristico dichiarato dal fabbricante;
- tutti i valori di tensione al carico massimo f_{pt} non superano il valore caratteristico f_{ptk} corrispondente, incrementato del 15%.
- tutti i valori dell'allungamento totale percentuale al carico massimo A_{gt} non sono inferiori al limite della Tab. 11.3.VIII;

Nel caso che anche uno solo dei valori delle tensioni o dell'allungamento totale percentuale al carico massimo non rispetti la corrispondente condizione, verranno eseguite prove supplementari su un campione costituito da almeno 10 saggi prelevati da altrettanti rotoli, bobine o fasci. Se il numero dei rotoli, bobine o fasci è inferiore a 10, da alcuni fasci sono prelevati due saggi da due barre diverse, mentre da alcuni rotoli o bobine verranno prelevati due saggi, uno da ciascuna estremità.

Ogni saggio deve recare contrassegni atti ad individuare il lotto ed il rotolo, bobina o fascio di provenienza.

Effettuato il prelievo supplementare si determinano, mediante prove effettuate presso un laboratorio di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001, i valori di f_{pt} , f_{py} , $f_{p(1)}$, $f_{p(0,1)}$, A_{gt} , E_p .

La fornitura è considerata conforme se:

- la media dei risultati ottenuti per le grandezze f_{pt} , f_{py} , $f_{p(0,1)}$, $f_{p(1)}$ sugli ulteriori saggi è almeno uguale al valore caratteristico garantito dal fabbricante e i singoli valori sono superiori allo stesso valore caratteristico garantito, diminuito del 1,5%.
- la media dei risultati ottenuti per la grandezza f_{pt} sui 10 ulteriori saggi è al massimo uguale a 1,15 volte il valore caratteristico f_{ptk} garantito dal fabbricante e i singoli valori sono inferiori allo stesso limite, incrementato del 1,5%.
- la media dei risultati ottenuti per la grandezza A_{gt} sui 10 ulteriori saggi è al minimo uguale al limite indicato nella Tab. 11.3.VIII e i singoli valori sono superiori allo stesso limite, diminuito del 5%.

L'ulteriore risultato negativo comporta l'inidoneità della fornitura e la trasmissione dei risultati al fabbricante, che è tenuto a farli inserire tra i risultati dei controlli statistici della sua produzione.

In tal caso il Direttore tecnico del centro di trasformazione deve comunicare il risultato anomalo sia al laboratorio incaricato del controllo che al Servizio Tecnico Centrale.

Il prelievo dei campioni va effettuato a cura del Direttore tecnico del centro di trasformazione che deve assicurare, mediante sigle, etichettature indelebili, ecc., che i campioni inviati per le prove al laboratorio incaricato siano effettivamente quelli da lui prelevati, nonché sottoscrivere la relativa richiesta di prove contenente l'indicazione dei giorni nei quali ciascuna fornitura è stata lavorata e del cantiere o dei cantieri ove è destinata.

In caso di mancata sottoscrizione della richiesta di prove da parte del Direttore Tecnico, le certificazioni emesse dal laboratorio non possono assumere valenza ai sensi del presente decreto e di ciò ne deve essere fatta esplicita menzione sul certificato stesso.

Per le caratteristiche dei certificati emessi dal laboratorio, si fa riferimento a quanto riportato al § 11.3.1.6, fatta eccezione per il marchio di qualificazione, normalmente non presente sugli acciai da calcestruzzo armato precompresso, per il quale si potrà fare riferimento ad eventuali cartellini identificativi oppure ai dati dichiarati del richiedente.

Il Direttore tecnico del centro di trasformazione curerà la registrazione di tutti i risultati delle prove di controllo interno su apposito registro, di cui dovrà essere consentita la visione a quanti ne abbiano titolo.

Tutte le forniture provenienti da un Centro di trasformazione devono essere accompagnate dalla documentazione di cui al § 11.3.1.7.

11.3.3.5.4 Controlli di accettazione in cantiere

I controlli di accettazione in cantiere devono essere eseguiti secondo le medesime indicazioni di cui al precedente § 11.3.3.5.3, ogni 30 t della stessa categoria di acciaio proveniente dallo stesso stabilimento, anche se con forniture successive.

Il prelievo dei campioni va eseguito alla presenza del Direttore dei Lavori o di un tecnico di sua fiducia che provvede alla redazione di apposito verbale di prelievo ed alla identificazione dei provini mediante sigle, etichettature indelebili, ecc.; la certificazione effettuata dal laboratorio prove materiali deve riportare riferimento a tale verbale. La richiesta di prove al laboratorio incaricato deve essere sempre firmata dal Direttore dei Lavori, che rimane anche responsabile della trasmissione dei campioni.

Il laboratorio incaricato di effettuare le prove provvede all'accettazione dei campioni accompagnati dalla lettera di richiesta sottoscritta dal direttore dei lavori. Il laboratorio verifica lo stato dei provini e la documentazione di riferimento ed in caso di anomalie riscontrate sui campioni oppure di mancanza totale o parziale degli strumenti idonei per la identificazione degli stessi, deve sospendere l'esecuzione delle prove e darne notizia al Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Il prelievo potrà anche essere eseguito dallo stesso laboratorio incaricato della esecuzione delle prove. I laboratori devono conservare i campioni sottoposti a prova per almeno trenta giorni dopo l'emissione dei certificati di prova, in modo da consentire l'identificabilità e la rintracciabilità.

Per le modalità di prelievo dei campioni, di esecuzione delle prove, di compilazione dei certificati, di accettazione delle forniture e per le procedure derivanti da risultati non conformi, valgono le medesime disposizioni di cui al precedente § 11.3.3.5.3.

11.3.3.5.5 Prodotti inguainati o inguainati e cerati.

Trattandosi di ulteriori trasformazioni, è richiesto che gli acciai di partenza (trefoli per calcestruzzo armato precompresso) siano già qualificati secondo le procedure finora descritte.

Per le ulteriori caratteristiche (materiale protettivo, quantità, guaine, spessore, ecc...) si rimanda a quanto contenuto nella specifica UNI 7676:2009.

11.3.3.5.6 Prodotti zincati.

È ammesso l'uso di acciai zincati purché le caratteristiche fisiche, meccaniche e tecnologiche siano conformi alle prescrizioni relative agli acciai di cui al presente paragrafo §11.3.3.

Il materiale base da sottoporre a zincatura deve essere qualificato all'origine.

I controlli di accettazione in cantiere e la relativa verifica di quanto sopra indicato, devono essere effettuati sul prodotto finito, dopo il processo di zincatura, presso un laboratorio di cui all'articolo 59 del DPR 380/2001, secondo quanto previsto al § 11.3.3.5.4.

Per le modalità di controllo del rivestimento di zinco (qualità superficiale, adesione del rivestimento, massa di rivestimento per unità di superficie) si può fare riferimento alle norme UNI 7675: 2016 e UNI 7676:2016.

11.3.3.5.7 Certificati di prova rilasciati dal laboratorio di cui all'art. 59 del DPR 380/2001.

Nei certificati di prova che il laboratorio di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001 rilascia a seguito delle prove di cui ai § 11.3.3.5.2.1 e 11.3.3.5.2.2, devono essere riportati sia i valori delle forze F_{pt} , F_{py} , $F_{p(0,1)}$, $F_{p(1)}$, ottenuti dalle singole prove, sia i corrispondenti valori delle tensioni f_{pt} , f_{py} , $f_{p(0,1)}$, $f_{p(1)}$ calcolate in riferimento alle aree delle sezioni trasversali nominali dei saggi sottoposti a prova. Nei certificati rilasciati dal menzionato laboratorio e relativi a prove ove non sono richieste elaborazioni statistiche dei risultati, oppure dove il solo riferimento per lo svolgimento della prova è il valore del carico massimo ottenuto su saggi gemelli (prova di rilassamento, di fatica, di corrosione sotto tensione, ecc.), i dati di prova possono essere espressi anche solo in termini di forza F_{pt} .

11.3.4. ACCIAIO PER STRUTTURE METALLICHE E PER STRUTTURE COMPOSTE**11.3.4.1 GENERALITÀ**

Per la realizzazione di strutture metalliche e di strutture composte si dovranno utilizzare acciai conformi alle norme armonizzate UNI EN 10025-1, UNI EN 10210-1 e UNI EN 10219-1, recanti la Marcatura CE, cui si applica il sistema di valutazione e verifica della costanza della prestazione 2+, e per i quali si rimanda a quanto specificato al punto A del § 11.1. Solo per i prodotti per cui non sia applicabile la marcatura CE si rimanda a quanto specificato al punto B del § 11.1 e si applica la procedura di cui ai § 11.3.1.2 e § 11.3.4.11.1.

Per le palancole metalliche e per i nastri zincati di spessore ≤ 4 mm si farà riferimento rispettivamente alle UNI EN 10248-1:1997 ed UNI EN 10346:2015.

Per gli acciai inossidabili si veda il § 11.3.4.8.

Per l'identificazione e qualificazione di elementi strutturali in acciaio realizzati in serie nelle officine di produzione di carpenteria metallica e nelle officine di produzione di elementi strutturali, si applica quanto specificato al punto 11.1, caso A), in conformità alla norma europea armonizzata UNI EN 1090-1.

Per la dichiarazione delle prestazioni ed etichettatura si applicano i metodi previsti dalla norme europee armonizzate, ed in particolare:

- Dichiarazione delle caratteristiche geometriche e delle proprietà del materiale.
- Dichiarazione delle prestazioni dei componenti, da valutarsi applicando le vigenti Appendici Nazionali agli Eurocodici;
- Dichiarazione basata su una determinata specifica di progetto, per la quale si applicano le presenti norme tecniche.

In ogni caso ai fini dell'accettazione e dell'impiego, tutti i componenti o sistemi strutturali devono rispondere ai requisiti della presente norma; in particolare i materiali base devono essere qualificati all'origine ai sensi del §11.1.

Per l'accertamento delle caratteristiche meccaniche indicate nel seguito, il prelievo dei saggi, la posizione nel pezzo da cui essi devono essere prelevati, la preparazione delle provette e le modalità di prova devono rispondere alle prescrizioni delle norme UNI EN ISO 377:2017, UNI EN ISO 6892-1:2016, UNI EN ISO 148-1:2016.

11.3.4.2 ACCIAI LAMINATI

Gli acciai laminati di uso generale per la realizzazione di strutture metalliche e per le strutture composte comprendono:

Prodotti lunghi

- laminati mercantili (angolari, L, T, piatti e altri prodotti di forma);
- travi ad ali parallele del tipo HE e IPE, travi IPN;
- laminati ad U;
- palancole.

Prodotti piani

- lamiere e piatti;
- nastri;
- nastri zincati di spessore ≤ 4 mm.

Profilati cavi

- tubi prodotti a caldo

Prodotti derivati

- travi saldate (ricavate da lamiere o da nastri a caldo);

- profilati a freddo (ricavati da nastri a caldo);
- tubi saldati (cilindrici o di forma ricavati da nastri a caldo);
- lamiere grecate (ricavate da nastri a caldo).

11.3.4.2.1 Controlli sui prodotti laminati

I controlli sui laminati verranno eseguiti secondo le prescrizioni di cui al § 11.3.4.11.

11.3.4.2.2 Fornitura dei prodotti laminati

Per la documentazione di accompagnamento delle forniture vale quanto indicato al § 11.3.1.5.

11.3.4.3 ACCIAIO PER GETTI

Per l'esecuzione di parti in getti si devono impiegare acciai conformi alla norma UNI EN 10293:2015.

Quando tali acciai debbano essere saldati, valgono le stesse limitazioni di composizione chimica previste per gli acciai laminati di resistenza similare.

11.3.4.4 ACCIAIO PER STRUTTURE SALDATE

Gli acciai per strutture saldate, oltre a soddisfare le condizioni indicate al § 11.3.4.1, devono avere composizione chimica conforme a quanto riportato nelle norme europee armonizzate applicabili, di cui al punto 11.3.4.1.

11.3.4.5 PROCESSO DI SALDATURA

La saldatura degli acciai dovrà avvenire con uno dei procedimenti all'arco elettrico codificati secondo la norma UNI EN ISO 4063:2011. È ammesso l'uso di procedimenti diversi purché sostenuti da adeguata documentazione teorica e sperimentale.

I saldatori nei procedimenti semiautomatici e manuali dovranno essere qualificati secondo la norma UNI EN ISO 9606-1:2017 da parte di un Ente terzo. Ad integrazione di quanto richiesto in tale norma, i saldatori che eseguono giunti a T con cordoni d'angolo dovranno essere specificamente qualificati e non potranno essere qualificati soltanto mediante l'esecuzione di giunti testa-testa.

Gli operatori dei procedimenti automatici o robotizzati dovranno essere certificati secondo la norma UNI EN ISO 14732:2013. Tutti i procedimenti di saldatura dovranno essere qualificati mediante WPQR (qualifica di procedimento di saldatura) secondo la norma UNI EN ISO 15614-1:2017.

Le durezza eseguite sulle macrografie non dovranno essere superiori a 350 HV30.

Per la saldatura ad arco di prigionieri di materiali metallici (saldatura ad innescò mediante sollevamento e saldatura a scarica di condensatori ad innescò sulla punta) si applica la norma UNI EN ISO 14555:2017; valgono perciò i requisiti di qualità di cui al prospetto A1 della appendice A della stessa norma.

Le prove di qualifica dei saldatori, degli operatori e dei procedimenti dovranno essere eseguite da un Ente terzo; in assenza di prescrizioni in proposito l'Ente sarà scelto dal costruttore secondo criteri di competenza e di indipendenza.

Sono richieste caratteristiche di duttilità, snervamento, resistenza e tenacità in zona fusa e in zona termica alterata non inferiori a quelle del materiale base.

Nell'esecuzione delle saldature dovranno inoltre essere rispettate le norme UNI EN 1011-1:2009 ed UNI EN 1011-2:2005 per gli acciai ferritici ed UNI EN 1011-3:2005 per gli acciai inossidabili. Per la preparazione dei lembi si applicherà, salvo casi particolari, la norma UNI EN ISO 9692-1:2013.

Le saldature saranno sottoposte a controlli non distruttivi finali per accertare la corrispondenza ai livelli di qualità stabiliti dal progettista sulla base delle norme applicate per la progettazione.

In assenza di tali dati per strutture non soggette a fatica si adotterà il livello C della norma UNI EN ISO 5817:2014 e il livello B per strutture soggette a fatica.

L'entità ed il tipo di tali controlli, distruttivi e non distruttivi, in aggiunta a quello visivo al 100%, saranno definiti dal Collaudatore e dal Direttore dei Lavori; per i cordoni ad angolo o giunti a parziale penetrazione si useranno metodi di superficie (ad es. liquidi penetranti o polveri magnetiche), mentre per i giunti a piena penetrazione, oltre a quanto sopra previsto, si useranno metodi volumetrici e cioè raggi X o gamma o ultrasuoni per i giunti testa a testa e solo ultrasuoni per i giunti a T a piena penetrazione.

Per le modalità di esecuzione dei controlli ed i livelli di accettabilità si potrà fare utile riferimento alle prescrizioni della norma UNI EN ISO 17635.

Tutti gli operatori che eseguiranno i controlli dovranno essere qualificati secondo la norma UNI EN ISO 9712:2012 almeno di secondo livello.

Oltre alle prescrizioni applicabili di cui al precedente § 11.3.1.7, il costruttore deve corrispondere ai seguenti requisiti.

In relazione alla tipologia dei manufatti realizzati mediante giunzioni saldate, il costruttore deve essere certificato secondo la norma UNI EN ISO 3834:2006 parti 2, 3 e 4. I requisiti sono riassunti nella Tab. 11.3.XII di seguito riportata.

La certificazione dell'azienda e del personale dovrà essere operata da un Ente terzo, scelto, in assenza di prescrizioni, dal costruttore secondo criteri di indipendenza e di competenza.

Tab. 11.3.XII

Tipo di azione sulle strutture	Strutture soggette a fatica in modo non significativo			Strutture soggette a fatica in modo significativo
	A	B	C	
Riferimento				D
Materiale Base: Spessore minimo delle membrature	S235, s ≤ 30 mm S275, s ≤ 30 mm	S355, s ≤ 30 mm S235 S275	S235 S275 S355 S460, s ≤ 30 mm	S235 S275 S355 S460 (Nota 1) Acciai inossidabili e altri acciai non esplicitamente menzionati (Nota 1)
Livello dei requisiti di qualità secondo la norma UNI EN ISO 3834:2006	Elementare UNI EN ISO 3834-4	Medio UNI EN ISO 3834-3	Medio UNI EN ISO 3834-3	Completo UNI EN ISO 3834-2
Livello di conoscenza tecnica del personale di Coordinamento della saldatura secondo la norma UNI EN ISO 14731:2007	Di base	Specifico	Completo	Completo

Nota 1) Vale anche per strutture non soggette a fatica in modo significativo

11.3.4.6 BULLONI E CHIODI

11.3.4.6.1 Bulloni "non a serraggio controllato"

Agli assiemi Vite/Dado/Rondella impiegati nelle giunzioni 'non precaricate' si applica quanto specificato al punto A del § 11.1 in conformità alla norma europea armonizzata UNI EN 15048-1.

In alternativa anche gli assiemi ad alta resistenza conformi alla norma europea armonizzata UNI EN 14399-1 sono idonei per l'uso in giunzioni non precaricate.

Viti, dadi e rondelle, in acciaio, devono essere associate come in tabella 11.3.XIII.a.

Tab. 11.3.XIII.a

Viti	Dadi	Rondelle	Riferimento
Classe di resistenza UNI EN ISO 898-1:2013	Classe di resistenza UNI EN ISO 898-2:2012	Durezza	
4.6	4; 5; 6 oppure 8	100 HV min.	UNI EN 15048-1
4.8			
5.6	5; 6 oppure 8		
5.8			
6.8	6 oppure 8	100 HV min oppure 300 HV min.	
8.8	8 oppure 10		
10.9	10 oppure 12		

Le tensioni di snervamento f_{yb} e di rottura f_{tb} delle viti appartenenti alle classi indicate nella precedente Tab. 11.3.XIII.a sono riportate nella seguente Tab. 11.3.XIII.b:

Tab. 11.3.XIII.b

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (N/mm ²)	240	320	300	400	480	640	900
f_{tb} (N/mm ²)	400	400	500	500	600	800	1000

11.3.4.6.2 Bulloni "a serraggio controllato"

Agli assiemi Vite/Dado/Rondella impiegati nelle giunzioni 'Precaricate' si applica quanto specificato al punto A del § 11.1 in conformità alla norma europea armonizzata UNI EN 14399-1.

Viti, dadi e rondelle, in acciaio, devono essere associate come in tabella 11.3.XIV.

Tab. 11.3.XIV

Sistema	Viti		Dadi		Rondelle	
	Classe di resistenza	Riferimento	Classe di resistenza	Riferimento	Durezza	Riferimento
HR	8.8	UNI EN 14399-1	8	UNI EN 14399-3	300-370 HV	UNI EN 14399 parti 5 e 6
	10.9	UNI EN 14399-3	10	UNI EN 14399-3		
HV	10.9	UNI EN 14399-4	10	UNI EN 14399-4		

11.3.4.6.3 Elementi di collegamento in acciaio inossidabile

Gli elementi di collegamento, costituita dagli assiemi vite/dado/rondella in acciaio inossidabile resistente alla corrosione devono essere conformi alle prescrizioni di cui alla UNI EN ISO 3506-1:2010 (Viti e viti prigioniere), UNI EN ISO 3506-2:2010 (Dadi), UNI EN ISO 3506-3:2010 (Viti senza testa e particolari similari non soggetti a trazione), UNI EN ISO 3506-4:2010 (Viti autofilettanti). Per essi si applica quanto riportato al §11.3.4.8 per i materiali base ed il § 11.3.4.10 per le officine per la produzione di bulloni e chiodi.

11.3.4.6.4 Chiodi

Per i chiodi da ribadire a caldo si devono impiegare gli acciai previsti dalla pertinente parte della norma UNI EN 10263:2017. Per essi si applica quanto riportato al § 11.3.4.10 per le officine per la produzione di bulloni e chiodi.

11.3.4.7 CONNETTORI A PIOLO

Nel caso si utilizzino connettori a piolo, l'acciaio deve essere qualificato ed idoneo al processo di formazione dello stesso e compatibile per saldatura con il materiale costituente l'elemento strutturale interessato dai pioli stessi. Esso deve avere le seguenti caratteristiche meccaniche:

- allungamento percentuale a rottura (valutato su base $L_0 = 5,65\sqrt{A_0}$, dove A_0 è l'area della sezione trasversale del saggio) ≥ 12 ;
- rapporto $f_t / f_y \geq 1,2$.

Quando i connettori vengono uniti alle strutture con procedimenti di saldatura speciali, senza metallo d'apporto, essi devono essere fabbricati con acciai la cui composizione chimica soddisfi le limitazioni seguenti:

$C \leq 0,18\%$, $Mn \leq 0,9\%$, $S \leq 0,04\%$, $P \leq 0,05\%$

Per essi si applica quanto riportato al § 11.3.4.10 per le officine per la produzione di elementi strutturali in serie.

11.3.4.8 ACCIAI INOSSIDABILI

E' consentito l'impiego di acciaio inossidabile per la realizzazione di strutture metalliche e composte.

Si dovranno utilizzare acciai conformi alle norme armonizzate UNI EN 10088-4 e UNI EN 10088-5, recanti la Marcatura CE e per i quali si rimanda a quanto specificato al punto A del § 11.1.

11.3.4.9 ACCIAI DA CARPENTERIA PER STRUTTURE SOGGETTE AD AZIONI SISMICHE

L'acciaio costituente le membrature, le saldature ed i bulloni devono essere comunque conformi ai requisiti riportati nelle presenti norme.

Per le zone dissipative si applicano le seguenti regole aggiuntive:

- per gli acciai da carpenteria il rapporto fra i valori caratteristici della tensione di rottura f_{tk} e la tensione di snervamento f_{yk} deve essere maggiore di 1,10 e l'allungamento a rottura A_5 , misurato su provino standard, deve essere non inferiore al 20%;
- la tensione di snervamento media $f_{y,media}$ deve risultare inferiore ad 1,20 $f_{y,k}$ per acciaio S235 e S275, oppure ad 1,10 $f_{y,k}$ per acciai S355 S420 ed S460;
- i collegamenti bullonati devono essere realizzati con bulloni ad alta resistenza di classe 8.8 o 10.9.

Il valore del coefficiente γ_{ov} è specificato nel § 7.5.

Tali requisiti devono essere, ove applicabili, specificati negli elaborati progettuali e verificati a cura del Direttore dei Lavori.

11.3.4.10 CENTRI DI TRASFORMAZIONE E CENTRI DI PRODUZIONE DI ELEMENTI IN ACCIAIO

Nell'ambito degli acciai per carpenteria metallica, per i prodotti e/o componenti strutturali per cui non sia applicabile la marcatura CE, si definiscono

- *Centri di trasformazione per carpenteria metallica*: i centri di prelaborazione e le officine di produzione di carpenterie metalliche. I Centri di trasformazione devono possedere tutti i requisiti previsti al § 11.3.1.7, salvo diversamente specificato al punto 11.3.4.11.2.
- *Centri di produzione di elementi in acciaio*: i centri di produzione di lamiere grecate e profilati formati a freddo, le officine per la produzione di bulloni e chiodi, le officine di produzione di elementi strutturali in serie. Ai produttori di elementi tipologici in acciaio si applicano le disposizioni previste al §11.3.4.1 ed al § 11.3.1.7 per i centri di trasformazione. Agli elementi seriali da essi fabbricati si applicano le disposizioni di cui al punto 11.1.

In particolare si definiscono:

- *centri di prelaborazione o di servizio*: quegli impianti che ricevono dai produttori di acciaio elementi base (prodotti lunghi e/o piani) e realizzano elementi singoli prelaborati che vengono successivamente utilizzati dalle officine di produzione di carpenteria metallica che realizzano, a loro volta, strutture complesse nell'ambito delle costruzioni;
- *officine di produzione di carpenteria metallica*: quegli impianti che ricevono dai produttori di acciaio elementi base (prodotti lunghi e/o piani) oppure dai centri di prelaborazione o di servizio elementi singoli prelaborati e realizzano, a seguito di una specifica ordinazione e su specifico progetto, strutture complesse destinate ad una singola ed identificata opera di costruzione;

- *centri di produzione di prodotti formati a freddo e lamiere grecate*: tutti quegli impianti che ricevono dai produttori di acciaio nastri o lamiere e realizzano profilati formati a freddo, lamiere grecate e pannelli composti profilati, ivi compresi quelli saldati che però non siano sottoposti a successive modifiche o trattamenti termici. Per quanto riguarda i materiali soggetti a lavorazione, può farsi utile riferimento, oltre alle norme citate nel precedente § 11.3.4.1, anche alle norme UNI EN 10346, UNI EN 10268 ed UNI EN 10149 (parti 1, 2 e 3).
- *le officine per la produzione di bulloni e chiodi*: tutti quegli impianti che ricevono dai produttori di acciaio prodotti base e realizzano elementi di cui al punto 11.3.4.6.
- *le officine di produzione di elementi strutturali*: tutti quegli impianti che ricevono dai produttori di acciaio prodotti base qualificati e realizzano elementi strutturali in serie per l'impiego nelle costruzioni non ricadenti nelle precedenti categorie.

11.3.4.11 PROCEDURE DI CONTROLLO SU ACCIAI DA CARPENTERIA

11.3.4.11.1 Controlli in stabilimento di produzione

Le procedure di cui ai seguenti § 11.3.4.11.1.1, 11.3.4.11.1.2, 11.3.4.11.1.3, 11.3.4.11.1.4 ed 11.3.4.11.1.5 si applicano soltanto ai prodotti per cui sia applicabile il punto B di cui al §11.1.

11.3.4.11.1.1 Suddivisione dei prodotti

Sono prodotti qualificabili sia quelli raggruppabili per colata che quelli per lotti di produzione.

Ai fini delle prove di qualificazione e di controllo di cui ai paragrafi successivi), i prodotti nell'ambito di ciascuna gamma merceologica di cui al § 11.3.4.2, sono raggruppabili per gamme di spessori così come definito nelle norme europee armonizzate UNI EN 10025-1, UNI EN 10210-1, UNI EN 10219-1, UNI EN 10088-4 e UNI EN 10088-5.

Agli stessi fini, ove previsto dalle suddette norme europee armonizzate, sono raggruppabili anche i diversi gradi di acciai (JR, J0, J2, K2), sempre che siano garantite per tutti le caratteristiche del grado superiore del raggruppamento.

Un lotto di produzione è costituito da un quantitativo compreso fra 30 e 120 t, o frazione residua, per ogni profilo, qualità e gamma di spessore, senza alcun riferimento alle colate che sono state utilizzate per la loro produzione. Per quanto riguarda i profilati cavi, il lotto di produzione corrisponde all'unità di collaudo come definita dalle norme europee armonizzate UNI EN 10210-1 e UNI EN 10219-1 in base al numero dei pezzi.

11.3.4.11.1.2 Prove di qualificazione

Ai fini della qualificazione, fatto salvo quanto prescritto ed obbligatoriamente applicabile per i prodotti di cui a norme armonizzate in regime di cogenza, il fabbricante deve predisporre una idonea documentazione sulle caratteristiche chimiche, ove pertinenti, e meccaniche riscontrate per quelle qualità e per quei prodotti che intende qualificare.

La documentazione deve essere riferita ad una produzione relativa ad un periodo di tempo di almeno sei mesi e ad un quantitativo di prodotti tale da fornire un quadro statisticamente significativo della produzione stessa e comunque ≥ 500 t oppure ad un numero di colate o di lotti ≥ 25 .

Tale documentazione di prova deve basarsi sui dati sperimentali rilevati dal fabbricante, integrati dai risultati delle prove di qualificazione effettuate a cura di un laboratorio di cui all'art. 59, comma 1, del DPR n. 380/2001, incaricato dal Servizio Tecnico Centrale su proposta del fabbricante stesso.

Le prove di qualificazione devono riferirsi a ciascun tipo di prodotto, inteso individuato da gamma merceologica, classe di spessore e qualità di acciaio, ed essere relative al rilievo dei valori caratteristici; per ciascun tipo verranno eseguite almeno 30 prove su 30 saggi appositamente prelevati da almeno 3 lotti diversi.

La documentazione del complesso delle prove meccaniche deve essere elaborata in forma statistica calcolando, per lo snervamento e la resistenza al carico massimo, il valore medio, lo scarto quadratico medio e il relativo valore caratteristico delle corrispondenti distribuzioni di frequenza.

11.3.4.11.1.3 Controllo continuo della qualità della produzione

Il servizio di controllo interno della qualità dello stabilimento fabbricante deve predisporre un'accurata procedura atta a mantenere sotto controllo con continuità tutto il ciclo produttivo.

Per ogni colata, o per ogni lotto di produzione, contraddistinti dal proprio numero di riferimento, viene prelevato dal prodotto finito un saggio per colata e comunque un saggio ogni 80 t oppure un saggio per lotto e comunque un saggio ogni 40 t o frazione; per quanto riguarda i profilati cavi, il lotto di produzione è definito dalle relative norme UNI di prodotto, in base al numero dei pezzi.

Dai saggi di cui sopra verranno ricavati i provini per la determinazione delle caratteristiche chimiche e meccaniche previste dalle norme europee armonizzate UNI EN 10025-1, UNI EN 10210-1, UNI EN 10219-1, UNI EN 10088-4 e UNI EN 10088-5 rilevando il quantitativo in tonnellate di prodotto finito cui la prova si riferisce.

Per quanto concerne f_y e f_t i dati singoli raccolti, suddivisi per qualità e prodotti (secondo le gamme dimensionali) vengono riportati su idonei diagrammi per consentire di valutare statisticamente nel tempo i risultati della produzione rispetto alle prescrizioni delle presenti norme tecniche.

I restanti dati relativi alle caratteristiche chimiche, di resilienza e di allungamento vengono raccolti in tabelle e conservati, dopo averne verificato la rispondenza alle norme UNI EN 10025-1, UNI EN 10210-1 UNI EN 10219-1, UNI EN 10088-4 e UNI EN 10088-5 per quanto concerne le caratteristiche chimiche e, per quanto concerne resilienza e allungamento, alle prescrizioni di cui alle tabelle delle corrispondenti norme europee della serie UNI EN 10025 oppure delle tabelle di cui alle norme europee UNI EN 10210 ed UNI EN 10219 per i profilati cavi ed alle UNI EN 10088-4 e UNI EN 10088-5 per gli acciai inossidabili.

È cura e responsabilità del fabbricante individuare, a livello di colata o di lotto di produzione, gli eventuali risultati anomali che portano fuori limiti la produzione e di provvedere ad ovviarne le cause. I diagrammi sopra indicati devono riportare gli eventuali dati anomali.

I prodotti non conformi non possono essere impiegati ai fini strutturali, previa punzonatura di annullamento, tenendone esplicita nota nei registri.

La documentazione raccolta presso il controllo interno di qualità dello stabilimento produttore deve essere conservata a cura del fabbricante.

11.3.4.11.1.4 Verifica periodica della qualità

Il laboratorio incaricato dal Servizio Tecnico Centrale su proposta del fabbricante effettua periodicamente a sua discrezione, almeno ogni sei mesi, una visita presso lo stabilimento produttore nel corso della quale su tre tipi di prodotto, scelti di volta in volta tra qualità di acciaio, gamma merceologica e classe di spessore, effettua per ciascun tipo non meno di 15 prove a trazione, sia da saggi prelevati direttamente dai prodotti, sia da saggi appositamente accantonati dal fabbricante in numero di almeno 2 per colata o lotto di produzione, relativa alla produzione intercorsa dalla visita precedente.

Inoltre il laboratorio incaricato effettua le altre prove previste (resilienza e analisi chimiche) sperimentando su provini ricavati da 3 campioni per ciascun tipo sopraddetto.

Infine si controlla che siano rispettati i valori minimi prescritti per la resilienza e quelli massimi per le analisi chimiche.

Nel caso che i risultati delle prove siano tali per cui viene accertato che i limiti prescritti non siano rispettati, vengono prelevati altri saggi (nello stesso numero) e ripetute le prove. Inoltre quanto verificatosi deve essere registrato secondo le procedure di controllo di qualità adottate dal fabbricante; i relativi lotti non possono essere impiegati ad uso strutturale.

Ove i risultati delle prove, dopo ripetizione, fossero ancora insoddisfacenti, il laboratorio incaricato sospende le verifiche della qualità dandone comunicazione al Servizio Tecnico Centrale che sospende la validità dell'attestato di qualificazione. Dopo che il fabbricante ha avviato alle cause che hanno dato luogo al risultato insoddisfacente e ne ha inviato comunicazione al Servizio Tecnico Centrale, il laboratorio incaricato ripete la qualificazione stessa.

Per quanto concerne le prove di verifica periodica della qualità per gli acciai di cui al § 11.3.4.1, con caratteristiche comprese tra i tipi S235 ed S355, si utilizza un coefficiente di variazione pari all'8%.

Per gli acciai con snervamento o rottura superiore al tipo S355 si utilizza un coefficiente di variazione pari al 6%.

Per tali acciai la qualificazione è ammessa anche nel caso di produzione non continua nell'ultimo semestre ed anche nei casi in cui i quantitativi minimi previsti non siano rispettati, permanendo tutte le altre regole relative alla qualificazione.

11.3.4.11.1.5 Controlli su singole colate

Negli stabilimenti soggetti a controlli sistematici di cui al § 11.3.4.11.1, i produttori possono richiedere di loro iniziativa al Servizio Tecnico Centrale di sottoporsi a controlli, eseguiti a cura di un laboratorio di cui all'art. 59, comma 1, del DPR n. 380/2001, su singole colate di quei prodotti che, per ragioni produttive, non possono ancora rispettare le condizioni quantitative minime per qualificarsi.

Le prove da effettuare sono quelle relative alle norme europee armonizzate UNI EN 10025-1, UNI EN 10210-1, UNI EN 10219-1, UNI EN 10088-4 e UNI EN 10088-5 ed i valori da rispettare sono quelli di cui alle tabelle delle corrispondenti norme europee della serie UNI EN 10025 oppure delle tabelle di cui alle norme europee della serie UNI EN 10210 ed UNI EN 10219 per i profilati cavi ed alle UNI EN 10088-4 e UNI EN 10088-5 per gli acciai inossidabili.

11.3.4.11.2 Controlli nei centri di trasformazione e nei centri di produzione di elementi tipologici in acciaio

Le procedure di cui ai seguenti § 11.3.4.11.2.1, 11.3.4.11.2.2, 11.3.4.11.2.3 e 11.3.4.11.2.4 si applicano soltanto ai prodotti per cui sia applicabile il punto B di cui al §11.1

11.3.4.11.2.1 Centri di produzione di lamiera grecate e profilati formati a freddo

Oltre a quanto previsto al §11.3.1.7 per i centri di trasformazione, per le lamiere grecate da impiegare in solette composte (di cui al precedente § 4.3.6 delle presenti norme) il fabbricante deve effettuare una specifica sperimentazione al fine di determinare la resistenza a taglio longitudinale di progetto $\tau_{u,Rd}$ della lamiera grecata. La sperimentazione e la elaborazione dei risultati sperimentali devono essere conformi alle prescrizioni dell'Appendice B.3 alla norma UNI EN 1994-1-1:2005. Questa sperimentazione e l'elaborazione dei risultati sperimentali devono essere eseguite da un laboratorio di cui all'articolo 59 del DPR 380/2001, di adeguata competenza. Il rapporto di prova deve essere trasmesso in copia al Servizio Tecnico Centrale e deve essere riprodotto integralmente nel catalogo dei prodotti.

I documenti che accompagnano ogni fornitura in cantiere devono indicare gli estremi della certificazione del sistema di gestione della qualità del prodotto che sovrintende al processo di trasformazione (di cui al § 11.3.1.7), ed inoltre ogni fornitura in cantiere deve essere accompagnata da copia della dichiarazione sopra citata.

Gli utilizzatori dei prodotti e/o il Direttore dei Lavori sono tenuti a verificare quanto sopra indicato ed a rifiutare le eventuali forniture non conformi.

I controlli in officina devono essere effettuati in ragione di almeno 2 prelievi ogni 10 t di acciaio della stessa categoria, proveniente dallo stesso stabilimento, anche se acquisito con forniture diverse, avendo cura di prelevare di volta in volta i campioni da tipologie di prodotti diverse.

11.3.4.11.2.2 Centri di prelaborazione di componenti strutturali

In generale, il centro di prelaborazione deve rispettare le prescrizioni di cui al § 11.3.1.7 relative ai centri di trasformazione, nonché, relativamente ai controlli ed alla relativa certificazione, quanto riportato al successivo paragrafo 11.3.4.11.2.3 relativo alle officine per la produzione di carpenterie metalliche.

Nell'ambito del processo produttivo si effettuano esclusivamente lavorazioni di spianatura dei rotoli, di taglio, foratura e piegatura. Il Direttore Tecnico del centro di prelaborazione deve assicurare che le lavorazioni adottate non alterino le caratteristiche meccaniche originarie.

Qualora i prodotti realizzati dai centri di prelaborazione siano forniti ad una officina di produzione di carpenteria metallica o ad una officina di produzione di elementi strutturali in serie di cui al § 11.3.4.1, quest'ultima verifica il processo di produzione del centro di prelaborazione.

11.3.4.11.2.3 Officine per la produzione di carpenterie metalliche

Le officine per la produzione di carpenterie metalliche devono rispettare le prescrizioni di cui al § 11.3.1.7 relative ai centri di trasformazione, nonché quanto riportato al presente paragrafo.

Nell'ambito del processo produttivo deve essere posta particolare attenzione ai processi di spianatura dei rotoli, ai processi di taglio, foratura e piegatura ed ai processi di saldatura. Il Direttore Tecnico dell'officina deve assicurare che i processi adottati non alterino le caratteristiche meccaniche originarie. Per la saldatura si applicano le prescrizioni di cui al § 11.3.4.5.

I controlli in officina sono obbligatori e devono essere effettuati a cura del Direttore Tecnico, secondo le modalità di cui al precedente § 11.3.1.7.

Detti controlli in officina devono essere effettuati in ragione di almeno 1 prova ogni 30 t di acciaio della stessa categoria, proveniente dallo stesso stabilimento, anche se acquisito in tempi diversi, avendo cura di prelevare di volta in volta i campioni da tipi di prodotti o spessori diversi.

I dati sperimentali ottenuti devono soddisfare le prescrizioni di cui alle tabelle delle corrispondenti norme europee armonizzate della serie UNI EN 10025 oppure delle tabelle di cui al § 11.3.4.1 per i profilati cavi per quanto concerne l'allungamento e la resilienza, nonché delle norme europee armonizzate della serie UNI EN 10025, UNI EN 10210-1 e UNI EN 10219-1 per le caratteristiche chimiche.

Ogni singolo valore della tensione di snervamento e di rottura non deve risultare inferiore ai limiti tabellari.

Deve inoltre essere controllato che le tolleranze di fabbricazione rispettino i limiti indicati nelle norme europee applicabili sopra richiamate e che quelle di montaggio siano entro i limiti indicati dal progettista. In mancanza deve essere verificata la sicurezza con riferimento alla nuova geometria.

Per le modalità di prelievo e certificazione delle prove si applica quanto riportato al § 11.3.2.10.3.

Per le caratteristiche dei certificati emessi dal laboratorio, si fa riferimento a quanto riportato al § 11.3.2.10.4, fatta eccezione per il marchio di qualificazione, non sempre presente sugli acciai da carpenteria, per il quale si potrà fare riferimento ad eventuali cartellini identificativi oppure ai dati dichiarati dal fabbricante.

Il Direttore Tecnico dell'officina curerà la registrazione di tutti i risultati delle prove di controllo interno su apposito registro, di cui dovrà essere consentita la visione a quanti ne abbiano titolo.

Tutte le forniture provenienti da un'officina devono essere accompagnate dalla documentazione di cui al § 11.3.1.7.

11.3.4.11.2.4 Officine per la produzione di bulloni e chiodi

Le officine per la produzione di bulloni e chiodi devono rispettare le prescrizioni di cui al § 11.3.1.7 relative ai centri di trasformazione, nonché quanto riportato al presente paragrafo.

I produttori di bulloni e chiodi per carpenteria metallica devono dotarsi di un sistema di gestione della qualità del processo produttivo per assicurare che il prodotto abbia i requisiti previsti dalle presenti norme e che tali requisiti siano costantemente mantenuti fino alla posa in opera. Il sistema di gestione della qualità del prodotto che sovrintende al processo di fabbricazione deve essere predisposto in coerenza con la norma UNI EN ISO 9001 e certificato da parte di un organismo terzo indipendente, di adeguata competenza ed organizzazione, che opera in coerenza con le norme UNI CEI EN ISO/IEC 17021-1.

I controlli in stabilimento sono obbligatori e devono essere effettuati a cura del Direttore Tecnico dell'officina in numero di almeno 1 prova a trazione su bullone o chiodo ogni 1000 prodotti.

I documenti che accompagnano ogni fornitura in cantiere di bulloni o chiodi da carpenteria devono indicare gli estremi dell'attestato dell'avvenuto deposito della documentazione presso il Servizio Tecnico Centrale.

11.3.4.11.3 Controlli di accettazione in cantiere

I controlli di accettazione in cantiere, da eseguirsi presso un laboratorio di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001, sono obbligatori per tutte le forniture di elementi e/o prodotti, qualunque sia la loro provenienza e la tipologia di qualificazione.

Il prelievo dei campioni va eseguito alla presenza del Direttore dei Lavori o di un tecnico di sua fiducia che provvede alla redazione di apposito verbale di prelievo ed alla identificazione dei provini mediante sigle, etichettature indelebili, ecc.; la certificazione effettuata dal laboratorio prove materiali deve riportare riferimento a tale verbale. La richiesta di prove al laboratorio incaricato deve essere sempre firmata dal Direttore dei Lavori, che rimane anche responsabile della trasmissione dei campioni.

Qualora la fornitura di elementi lavorati provenga da un Centro di trasformazione o da un fabbricante di elementi marcati CE dopo essersi accertato preliminarmente che il suddetto Centro di trasformazione o il fabbricante sia in possesso di tutti i requisiti previsti dalla norma, Il Direttore dei Lavori può recarsi presso il medesimo Centro di trasformazione o fabbricante ed effettuare in stabilimento tutti i controlli di cui sopra. In tal caso il prelievo dei campioni viene effettuato dal Direttore Tecnico del Centro di trasformazione o del fabbricante secondo le disposizioni del Direttore dei Lavori; quest'ultimo deve assicurare, mediante sigle, etichettature indelebili, ecc., che i campioni inviati per le prove al laboratorio incaricato siano effettivamente quelli da lui prelevati, nonché sottoscrivere la relativa richiesta di prove.

Il laboratorio incaricato di effettuare le prove provvede all'accettazione dei campioni accompagnati dalla lettera di richiesta sottoscritta dal direttore dei lavori. Il laboratorio verifica lo stato dei provini e la documentazione di riferimento ed in caso di anomalie riscontrate sui campioni oppure di mancanza totale o parziale degli strumenti idonei per la identificazione degli stessi, deve sospendere l'esecuzione delle prove e darne notizia al Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Il prelievo potrà anche essere eseguito dallo stesso laboratorio incaricato della esecuzione delle prove. I laboratori devono conservare i campioni sottoposti a prova per almeno trenta giorni dopo l'emissione dei certificati di prova, in modo da consentire l'identificabilità e la rintracciabilità.

A seconda delle tipologie di materiali pervenute in cantiere il Direttore dei Lavori deve effettuare i seguenti controlli:

- *Elementi di Carpenteria Metallica*: 3 prove ogni 90 tonnellate; il numero di campioni, prelevati e provati nell'ambito di una stessa opera, non può comunque essere inferiore a tre. Per opere per la cui realizzazione è previsto l'impiego di quantità di acciaio da carpenteria non superiore a 2 tonnellate, il numero di campioni da prelevare è individuato dal Direttore dei Lavori, che terrà conto anche della complessità della struttura.

- *Lamiere grecate e profili formati a freddo*: 3 prove ogni 15 tonnellate; il numero di campioni, prelevati e provati nell'ambito di una stessa opera, non può comunque essere inferiore a tre. Per opere per la cui realizzazione è previsto l'impiego di una quantità di lamiere grecate o profili formati a freddo non superiore a 0.5 tonnellate, il numero di campioni da prelevare è individuato dal Direttore dei Lavori.

- *Bulloni e chiodi*: 3 campioni ogni 1500 pezzi impiegati; il numero di campioni, prelevati e provati nell'ambito di una stessa opera, non può comunque essere inferiore a tre. Per opere per la cui realizzazione è previsto l'impiego di una quantità di pezzi non superiore a 100, il numero di campioni da prelevare è individuato dal Direttore dei Lavori.

- *Giunzioni meccaniche*: 3 campioni ogni 100 pezzi impiegati; il numero di campioni, prelevati e provati nell'ambito di una stessa opera, non può comunque essere inferiore a tre. Per opere per la cui realizzazione è previsto l'impiego di una quantità di pezzi non superiore a 10, il numero di campioni da prelevare è individuato dal Direttore dei Lavori.

I controlli di accettazione devono essere effettuati prima della posa in opera degli elementi e/o dei prodotti.

I criteri di valutazione dei risultati dei controlli di accettazione devono essere adeguatamente stabiliti dal Direttore dei Lavori in relazione alle caratteristiche meccaniche dichiarate dal fabbricante nella documentazione di identificazione e qualificazione e previste dalle presenti norme o dalla documentazione di progetto per la specifica opera. Questi criteri tengono conto della dispersione dei dati e delle variazioni che possono intervenire tra diverse apparecchiature e modalità di prova. Tali criteri devono essere adeguatamente illustrati nella "Relazione sui controlli e sulle prove di accettazione sui materiali e prodotti strutturali" predisposta dal Direttore dei lavori al termine dei lavori stessi.

Se un risultato è non conforme, sia il provino che il metodo di prova devono essere esaminati attentamente. Se nel provino è presente un difetto o si ha ragione di credere che si sia verificato un errore durante la prova, il risultato della prova stessa deve essere ignorato. In questo caso occorrerà prelevare un ulteriore (singolo) provino.

Se i tutti risultati validi della prova sono maggiori o uguali del previsto valore di accettazione, il lotto consegnato deve essere considerato conforme.

Se i criteri sopra riportati non sono soddisfatti, un ulteriore campionamento, di numerosità doppia rispetto a quanto precedentemente previsto in relazione alle varie tipologie di prodotto, deve essere effettuato da prodotti diversi del lotto in presenza del fabbricante o suo rappresentante che potrà anche assistere all'esecuzione delle prove presso un laboratorio di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001.

Il lotto deve essere considerato conforme se i singoli risultati ottenuti sugli ulteriori provini è maggiore di accettazione.

In caso contrario il lotto deve essere respinto e il risultato segnalato al Servizio Tecnico Centrale.

Per la compilazione dei certificati, per quanto applicabile, valgono le medesime disposizioni di cui al § 11.3.2.12.

11.4. ANCORANTI PER USO STRUTTURALE E GIUNTI DI DILATAZIONE

11.4.1. ANCORANTI PER USO STRUTTURALE

Per la qualificazione degli ancoranti per uso strutturale si applica quanto specificato al punto C) del § 11.1, sulla base della Linea guida di benessere tecnico europeo ETAG 001, la quale vale anche per le modalità di esecuzione delle prove di accettazione. Con riferimento alla tabella 1.1 del paragrafo 1.2 dell'Annesso E della citata Linea guida ETAG 001, riguardante le categorie minime raccomandate per la qualificazione degli ancoranti in presenza di azioni sismiche, per tutte le classi d'uso di cui al punto 2.4.2 delle presenti norme, la categoria di prestazione da soddisfare è la C2, definita nella predetta Linea guida.

11.4.2. GIUNTI DI DILATAZIONE STRADALE

Per la qualificazione dei giunti di dilatazione si applica quanto specificato al punto C) del § 11.1, sulla base della Linea guida di benessere tecnico europeo ETAG 032, la quale vale anche per le modalità di esecuzione delle prove di accettazione.

11.5. SISTEMI DI PRECOMPRESSIONE A CAVI POST-TESI E TIRANTI DI ANCORAGGIO

11.5.1. SISTEMI DI PRECOMPRESSIONE A CAVI POST TESI

Ai sistemi di precompressione a cavi post-tesi si applica quanto specificato al punto C) del § 11.1.

Ai fini della qualificazione mediante Certificato di valutazione tecnica si applica la *"Linea guida per la certificazione dell'idoneità tecnica dei sistemi di precompressione a cavi post-tesi"* approvata dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Ogni fornitura deve essere accompagnata da copia del certificato di valutazione tecnica oppure dalla documentazione di marcatura CE sulla base di ETA, nonché dal manuale contenente le specifiche tecniche per la posa in opera e la manutenzione.

Il Direttore dei Lavori è tenuto a verificare nell'ambito delle proprie competenze, quanto sopra indicato ed a rifiutare le eventuali forniture prive della documentazione di qualificazione e che le procedure di posa in opera siano conformi alle specifiche tecniche del fabbricante del sistema stesso; dovrà inoltre effettuare idonee prove di accettazione, che comprendano in ogni caso la verifica geometrica e delle tolleranze dimensionali, nonché la valutazione delle principali caratteristiche meccaniche dei materiali componenti e/o delle principali prestazioni del sistema, al fine di verificare la conformità degli ancoraggi a quanto richiesto per lo specifico progetto.

Le modalità di esecuzione delle prove di accettazione sono riportate nella Linea Guida di Benessere tecnico Europeo ETAG 013.

11.5.2. TIRANTI DI ANCORAGGIO PER USO GEOTECNICO

Ai tiranti di ancoraggio per uso geotecnico di tipo attivo e passivo si applica quanto specificato al punto C) del § 11.1.

Per i tiranti di tipo attivo, ai fini della qualificazione mediante Certificazione di valutazione Tecnica, si applica la *Linea Guida per il rilascio della certificazione di idoneità tecnica all'impiego di tiranti per uso geotecnico di tipo attivo* approvata dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Ogni fornitura deve essere accompagnata da copia del certificato di valutazione tecnica oppure dalla documentazione di marcatura CE sulla base di ETA, nonché dal manuale contenente le specifiche tecniche per la posa in opera e la manutenzione.

Il Direttore dei Lavori è tenuto a verificare nell'ambito delle proprie competenze, quanto sopra indicato ed a rifiutare le eventuali forniture prive della documentazione di qualificazione e che le procedure di posa in opera siano conformi alle specifiche tecniche del fabbricante del sistema stesso; dovrà inoltre effettuare idonee prove di accettazione, che comprendano in ogni caso la verifica geometrica e delle tolleranze dimensionali, nonché la valutazione delle principali caratteristiche meccaniche dei materiali componenti e/o delle principali prestazioni del sistema, al fine di verificare la conformità dei tiranti a quanto richiesto per lo specifico progetto.

11.6. APPOGGI STRUTTURALI

Gli appoggi strutturali sono dispositivi di vincolo utilizzati nelle strutture, nei ponti e negli edifici, allo scopo di trasmettere puntualmente carichi e vincolare determinati gradi di libertà di spostamento.

Gli appoggi strutturali, per i quali si applica quanto specificato al punto A del § 11.1, devono essere conformi alla pertinente norma europea armonizzata della serie UNI EN 1337 e recare la Marcatura CE. Si applica il Sistema di Valutazione e Verifica della Costanza della Prestazione 1, previsto nelle pertinenti specifiche tecniche armonizzate per le applicazioni critiche. Nel caso di appoggi strutturali non ricadenti, o non completamente ricadenti, nel campo di applicazione di una delle norme europee armonizzate della serie UNI EN 1337, si applica il caso C) del §11.1.

Ogni fornitura deve essere accompagnata dalla documentazione di marcatura CE oppure da copia del certificato di valutazione tecnica, nonché dal manuale contenente le specifiche tecniche per la posa in opera e la manutenzione.

Il Direttore dei Lavori è tenuto a verificare nell'ambito delle proprie competenze, quanto sopra indicato ed a rifiutare le eventuali forniture prive della documentazione di qualificazione e che le procedure di posa in opera siano conformi alle specifiche tecniche del fabbricante del sistema stesso; dovrà inoltre effettuare idonee prove di accettazione, che comprendano in ogni caso la verifica geometrica e delle tolleranze dimensionali, nonché la valutazione delle principali caratteristiche meccaniche dei materiali componenti e/o delle principali prestazioni degli appoggi, al fine di verificare la conformità degli appoggi stessi a quanto richiesto per lo specifico progetto.

11.7. MATERIALI E PRODOTTI A BASE DI LEGNO

11.7.1 GENERALITÀ

I materiali e prodotti a base di legno per usi strutturali devono essere qualificati secondo le procedure di cui al § 11.1. Per l'applicazione del caso C) del punto 11.1 si fa riferimento alle *Linee Guida per l'impiego di prodotti, materiali e manufatti innovativi in legno per uso strutturale* approvate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

La produzione, la lavorazione, fornitura e utilizzazione dei prodotti di legno e dei prodotti a base di legno per uso strutturale dovranno avvenire in applicazione di un sistema di assicurazione della qualità e di un sistema di rintracciabilità che copra la catena di distribuzione dal momento della prima classificazione e marcatura dei singoli componenti e/o semilavorati almeno fino al momento della prima messa in opera.

Oltre che dalla documentazione indicata al pertinente punto del §11.1 e del § 11.7.10, ogni fornitura deve essere accompagnata, secondo quanto indicato al §11.7.10.1.2, da un manuale contenente le specifiche tecniche per la posa in opera. Il Direttore dei Lavori è tenuto a rifiutare le eventuali forniture non conformi a quanto sopra prescritto.

Il progettista sarà tenuto ad indicare nel progetto le caratteristiche dei materiali secondo le indicazioni di cui al presente capitolo.

Tali caratteristiche devono essere garantite dai produttori, dai centri di lavorazione, dai fornitori intermedi, per ciascuna fornitura, secondo le disposizioni applicabili di cui alla marcatura CE oppure di cui al § 11.7.10.

Il Direttore dei Lavori effettuerà i controlli di accettazione in cantiere previsti al §11.7.10.2. Il Direttore dei Lavori potrà far eseguire ulteriori prove di accettazione sul materiale pervenuto in cantiere e sui collegamenti, secondo le metodologie di prova indicate nella presente norma.

Sono abilitati ad effettuare le prove ed i controlli, sia sui prodotti che sui cicli produttivi, i laboratori di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001 ed i laboratori, o gli organismi certificazione del controllo della produzione in fabbrica notificati ai sensi del D.Lgs. 106/2017 e del Regolamento UE 305/2011 in materia di prove e controlli sul legno.

11.7.1.1 PROPRIETÀ DEI MATERIALI

Si definiscono valori caratteristici di resistenza di un tipo di legno i valori del frattile 5% della distribuzione delle resistenze, ottenuti sulla base dei risultati di prove sperimentali effettuate con una durata di 300 secondi su provini all'umidità di equilibrio del legno corrispondente alla temperatura di 20 ± 2 °C ed umidità relativa dell'aria del $65 \pm 5\%$.

Per il modulo elastico, si fa riferimento sia ai valori caratteristici di modulo elastico corrispondenti al frattile 5% sia ai valori medi, ottenuti nelle stesse condizioni di prova sopra specificate.

Si definisce massa volumica caratteristica il valore del frattile 5% della relativa distribuzione con massa e volume misurati in condizioni di umidità di equilibrio del legno alla temperatura di 20 ± 2 °C ed umidità relativa dell'aria del $65 \pm 5\%$.

Per il progetto e la verifica di strutture realizzate con legno massiccio, lamellare o con prodotti per uso strutturale derivati dal legno, si utilizzano i valori di resistenza, modulo elastico e di massa volumica costituenti il profilo resistente, che deve comprendere almeno quanto riportato nella seguente Tab. 11.7.I.

Tab. 11.7.I – Profilo resistente per materiali e prodotti a base di legno

Resistenze caratteristiche		Moduli elastici		Massa volumica	
Flessione	$f_{m,k}$	Modulo elastico parallelo medio **	$E_{0,mean}$	Massa volumica caratteristica	ρ_k
Trazione parallela	$f_{t,0,k}$	Modulo elastico parallelo caratteristico	$E_{0,05}$	Massa volumica media * **	ρ_{mean}
Trazione perpendicolare	$f_{t,90,k}$	Modulo elastico perpendicolare medio **	$E_{90,mean}$		
Compressione parallela	$f_{c,0,k}$	Modulo elastico tangenziale medio **	G_{mean}		
Compressione perpendicolare	$f_{c,90,k}$				
Taglio	$f_{v,k}$				

* La massa volumica media può non essere dichiarata.

** Il pedice *mean* può essere abbreviato con m

Per il legno massiccio, i valori caratteristici di resistenza, desunti da indagini sperimentali, sono riferiti a dimensioni standardizzate del campione di prova secondo le norme pertinenti. In particolare, per la determinazione della resistenza a flessione l'altezza della sezione trasversale del campione di prova è pari a 150 mm, mentre per la determinazione della resistenza a trazione parallela alla fibratura, il lato maggiore della sezione trasversale del campione di prova è pari a 150 mm.

Pertanto, per elementi di legno massiccio sottoposti a flessione o a trazione parallela alla fibratura che presentino rispettivamente una altezza o il lato maggiore della sezione trasversale inferiore a 150 mm, i valori caratteristici $f_{m,k}$ e $f_{t,0,k}$, indicati nei profili resistenti, possono essere incrementati tramite il coefficiente moltiplicativo k_h , così definito:

$$k_h = \min \left\{ \left(\frac{150}{h} \right)^{0,2} ; 1,3 \right\} \quad [11.7.1]$$

essendo h , in millimetri, l'altezza della sezione trasversale dell'elemento inflesso oppure il lato maggiore della sezione trasversale dell'elemento sottoposto a trazione.

Per il legno lamellare incollato i valori caratteristici di resistenza, desunti da indagini sperimentali, sono riferiti a dimensioni standardizzate del campione di prova secondo le norme pertinenti. In particolare, per la determinazione della resistenza a flessione l'altezza della sezione trasversale del campione di prova è pari a 600 mm, mentre per la determinazione della resistenza a trazione parallela alla fibratura, il lato maggiore della sezione trasversale del provino è pari a 600 mm.

Di conseguenza, per elementi di legno lamellare sottoposti a flessione o a trazione parallela alla fibratura che presentino rispettivamente una altezza o il lato maggiore della sezione trasversale inferiore a 600 mm, i valori caratteristici $f_{m,k}$ e $f_{t,0,k}$, indicati nei profili resistenti, possono essere incrementati tramite il coefficiente moltiplicativo k_h , così definito:

$$k_h = \min \left\{ \left(\frac{600}{h} \right)^{0,1} ; 1,1 \right\} \quad [11.7.2]$$

essendo h , in millimetri, l'altezza della sezione trasversale dell'elemento inflesso oppure il lato maggiore della sezione trasversale dell'elemento sottoposto a trazione.

11.7.2 LEGNO MASSICCIO

La produzione di elementi strutturali di legno massiccio a sezione rettangolare dovrà risultare conforme alla norma europea armonizzata UNI EN 14081-1 e, secondo quanto specificato al punto A del § 11.1, recare la Marcatura CE.

Qualora non sia applicabile la marcatura CE, i produttori di elementi di legno massiccio per uso strutturale, secondo quanto specificato al punto B del § 11.1, devono essere qualificati con le procedure di cui al § 11.7.10.

Il legno massiccio per uso strutturale è un prodotto naturale, selezionato e classificato in dimensioni d'uso secondo la resistenza, elemento per elemento, sulla base delle normative applicabili.

I criteri di classificazione garantiscono all'elemento prestazioni meccaniche minime statisticamente determinate, senza necessità di ulteriori prove sperimentali e verifiche, definendone il profilo resistente, che raggruppa le proprietà fisico-meccaniche, necessarie per la progettazione strutturale.

La classificazione può avvenire assegnando all'elemento una Categoria, definita in relazione alla qualità dell'elemento stesso con riferimento alla specie legnosa e alla provenienza geografica, sulla base di specifiche prescrizioni normative. Al legname appartenente a una determinata categoria, specie e provenienza, si assegna uno specifico profilo resistente, armonizzato con le classi di resistenza proposte dalla UNI EN 338, utilizzando metodi di classificazione previsti nelle normative applicabili. Può farsi utile riferimento ai profili resistenti indicati nelle norme UNI 11035:2010 parti 1, 2 e 3, per quanto applicabili.

In generale è possibile definire il profilo resistente di un elemento strutturale anche sulla base dei risultati documentati di prove sperimentali, in conformità a quanto disposto nella UNI EN 384:2016.

11.7.3 LEGNO STRUTTURALE CON GIUNTI A DITA

Ai prodotti con giunti a dita, in assenza di specifica norma europea armonizzata, si applica il p.to C del paragrafo 11.1.

Il controllo della produzione deve essere effettuato a cura del Direttore Tecnico della produzione, che deve provvedere alla trascrizione dei risultati delle prove su appositi registri di produzione. Detti registri devono essere resi disponibili al Servizio Tecnico Centrale e, limitatamente alla fornitura di competenza, al Direttore dei Lavori e al Collaudatore della costruzione.

I singoli elementi utilizzati per la composizione del legno strutturale con giunti a dita dovranno soddisfare i requisiti minimi della norma europea armonizzata UNI EN 14081-1 al fine di garantirne una corretta attribuzione ad una classe di resistenza.

Inoltre il sistema di gestione della qualità del prodotto che sovrintende al processo di fabbricazione deve essere predisposto in coerenza con le norme UNI EN ISO 9001 e certificato da parte di un organismo terzo indipendente, di adeguata competenza ed organizzazione, che opera in coerenza con le norme UNI CEI EN ISO/IEC 17021-1.

11.7.4. LEGNO LAMELLARE INCOLLATO E LEGNO MASSICCIO INCOLLATO

Gli elementi strutturali di legno lamellare incollato e legno massiccio incollato debbono essere conformi alla norma europea armonizzata UNI EN 14080 e, secondo quanto specificato al punto A del paragrafo 11.1, recare la marcatura CE.

Le singole tavole, per la composizione di legno lamellare, dovranno soddisfare i requisiti della norma europea armonizzata UNI EN 14081-1 al fine di garantire una corretta attribuzione ad una classe di resistenza. Per classi di resistenza delle singole tavole superiori a C30 si farà riferimento esclusivo ai metodi di classificazione a macchina.

Le singole lamelle vanno tutte individualmente classificate dal fabbricante come previsto al § 11.7.2.

11.7.5 PANNELLI A BASE DI LEGNO

I pannelli a base di legno per uso strutturale, per i quali si applica il caso A di cui al §11.1, debbono essere conformi alla norma europea armonizzata UNI EN 13986. Per i pannelli a base di legno per i quali non sia applicabile la suddetta norma europea armonizzata UNI EN 13986 si applicano le procedure di cui al caso C di cui al paragrafo 11.1.

Per la valutazione dei valori caratteristici di resistenza, rigidità e massa volumica da utilizzare nella progettazione di strutture che incorporano pannelli a base di legno, può farsi riferimento alle norme UNI EN 12369-1 (OSB, pannelli di particelle e pannelli di fibra), UNI EN 12369-2 (pannello compensato) e UNI EN 12369-3 (pannelli di legno massiccio con spessore inferiore a 80 mm).

11.7.6 ALTRI PRODOTTI DERIVATI DAL LEGNO PER USO STRUTTURALE

Per gli altri prodotti derivati dal legno per uso strutturale per i quali non è applicabile una norma europea armonizzata di cui al punto A del § 11.1 o non è applicabile quanto specificato al punto B del medesimo § 11.1, si applica quanto riportato ai punti C del paragrafo 11.1 della presente norma.

11.7.7 ADESIVI

Gli adesivi per usi strutturali devono produrre unioni aventi resistenza e durabilità tali che l'integrità dell'incollaggio sia conservata, nella classe di servizio assegnata, durante tutta la vita prevista della struttura.

11.7.7.1 ADESIVI PER ELEMENTI INCOLLATI IN STABILIMENTO

Gli adesivi fenolici ed amminoplastici devono soddisfare le specifiche della norma UNI EN 301:2013. Adesivi poliuretanici e isocianatici devono soddisfare i requisiti della UNI EN 15425:2017.

Gli adesivi di natura chimica diversa devono soddisfare le specifiche della medesima norma e, in aggiunta, dimostrare un comportamento allo scorrimento viscoso non peggiore di quello di un adesivo fenolico od amminoplastico così come specificato nella norma UNI EN 301:2013, tramite idonee prove comparative.

11.7.7.2 ADESIVI PER GIUNTI REALIZZATI IN CANTIERE

Gli adesivi utilizzati in cantiere (per i quali non sono rispettate le prescrizioni di cui alla norma UNI EN 301:2013) devono essere sottoposti a prove in conformità ad idoneo protocollo di prova, per dimostrare che la resistenza a taglio del giunto non sia minore di quella del legno, nelle medesime condizioni previste nel protocollo di prova.

11.7.8 ELEMENTI MECCANICI DI COLLEGAMENTO

Tutti gli elementi di collegamento (metallici e non metallici quali spinotti, chiodi, viti, piastre, ecc.) devono essere idonei a garantire le prestazioni previste dalle presenti norme ed in particolare, in presenza di azioni sismiche, al § 7.7.5.2.

Ai suddetti dispositivi meccanici, si applica quanto riportato ai punti A) o C) del §11.1.

11.7.9 DURABILITÀ DEL LEGNO E DERIVATI**11.7.9.1 GENERALITÀ**

Al fine di garantire alla struttura adeguata durabilità, si devono considerare i seguenti fattori correlati:

- la classe di servizio prevista;
- la destinazione d'uso della struttura;
- le condizioni ambientali prevedibili;
- la composizione, le proprietà e le prestazioni dei materiali;
- la forma degli elementi strutturali ed i particolari costruttivi;
- la qualità dell'esecuzione ed il livello di controllo della stessa;
- le particolari misure di protezione;
- la manutenzione programmata durante la vita presunta.

Si adotteranno, in fase di progetto, idonei provvedimenti volti alla protezione dei materiali.

Per i materiali trattati con agenti preservanti contro attacchi di tipo biologico si dovrà fare riferimento ai principi generali della UNI EN 15228:2009.

11.7.9.2 REQUISITI DI DURABILITÀ NATURALE DEI MATERIALI A BASE DI LEGNO

Il legno ed i materiali a base di legno devono possedere un'adeguata durabilità naturale per la classe di rischio prevista in servizio, oppure devono essere sottoposti ad un trattamento preservante in accordo alla UNI EN 15228:2009.

Inoltre, quale utile riferimento ai fini della valutazione della durabilità dei materiali a base di legno, si precisa quanto segue:

- la norma UNI EN 350-1 fornisce indicazioni sui metodi per la determinazione della durabilità naturale e i principi di classificazione delle specie legnose basati sui risultati di prova;
- la stessa norma UNI EN 350 fornisce una classificazione della durabilità del legno massiccio nei confronti di funghi, coleotteri, termiti e organismi marini;
- la norma UNI EN 460 fornisce una guida alla scelta delle specie legnose in base alla loro durabilità naturale nelle classi di rischio così come definite all'interno della UNI EN 335;
- la norma UNI EN 335 fornisce una guida per l'applicazione del sistema delle classi di rischio secondo le definizioni fornite nella norma stessa.

Le specifiche relative alle prestazioni dei preservanti per legno ed alla loro classificazione ed etichettatura sono indicate nelle norme UNI EN 599-1 e UNI EN 599-2.

11.7.10 PROCEDURE DI IDENTIFICAZIONE, QUALIFICAZIONE E ACCETTAZIONE - CENTRI DI LAVORAZIONE

Le caratteristiche e le prestazioni dei materiali devono essere garantite dai fabbricanti, dai centri di lavorazione, dai fornitori intermedi, per ciascuna fornitura, secondo le disposizioni che seguono.

11.7.10.1 FABBRICANTI E CENTRI DI LAVORAZIONE

Qualora non sia applicabile la procedura di marcatura CE, per tutti i prodotti a base di legno per impieghi strutturali valgono integralmente, per quanto applicabili, le seguenti disposizioni che sono da intendersi integrative di quanto specificato al punto B del § 11.1.

Per l'obbligatoria qualificazione della produzione di elementi denominati uso "Fiume" e "Trieste", i fabbricanti di elementi in legno strutturale devono trasmettere al Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, per ciascun stabilimento, la documentazione seguente:

- l'individuazione dello stabilimento cui l'istanza si riferisce;
- il tipo di elementi strutturali che l'azienda è in grado di produrre;
- l'organizzazione del sistema di rintracciabilità relativo alla produzione di legno strutturale;
- l'organizzazione del controllo interno di produzione, con l'individuazione di un "Direttore Tecnico della produzione";
- il marchio afferente al fabbricante specifico per la classe di prodotti "elementi di legno per uso strutturale";
- la documentazione relativa alle prove di qualificazione e di autocontrollo interno, effettuate secondo le modalità delle norme europee applicabili, da un laboratorio di cui all'articolo 59 del DPR 380/01. Per gli elementi denominati uso "Fiume" e "Trieste" si applicano i metodi di prova e campionamento di cui alla UNI EN 14081-1.

Le procedure riguardanti la qualificazione effettuata dal Servizio Tecnico Centrale (punto B, §11.1) si applicano ai produttori di elementi base in legno massiccio e/o lamellare non ancora lavorati a formare elementi strutturali pronti per la messa in opera. Ai suddetti produttori, il Servizio Tecnico Centrale, ultimata favorevolmente l'istruttoria, rilascia un Attestato di Qualificazione, recante il riferimento al prodotto, alla ditta, allo stabilimento, al marchio. Circa quest'ultimo aspetto, si precisa che ogni fabbricante deve depositare presso il Servizio Tecnico Centrale il disegno del proprio marchio, che deve essere impresso in modo permanente (a caldo, con inchiostro indelebile, mediante punzonatura, etc.) su ogni elemento base prodotto.

I produttori, entro il 31 gennaio di ogni anno, trasmettono al Servizio tecnico centrale evidenza documentale dei controlli effettuati sulla produzione nell'anno precedente.

L'attestato ha validità finché permangono le condizioni poste alla base della qualificazione stessa, e comunque non oltre cinque anni. Gli attestati di qualificazione già rilasciati ai sensi del DM 14.01.2008 cessano comunque di validità cinque anni dopo l'entrata in vigore della presente versione delle Norme tecniche per le Costruzioni.

Si definiscono Centri di Lavorazione del legno strutturale, gli stabilimenti nei quali viene effettuata la lavorazione degli elementi base qualificati per dare loro la configurazione finale in opera (intagli, forature, applicazione di piastre metalliche, etc), sia di legno massiccio che lamellare. Come tali devono documentare la loro attività al Servizio Tecnico Centrale, il quale, ultimata favorevolmente l'istruttoria, rilascia un Attestato di denuncia di attività, recante il riferimento al prodotto, alla ditta, allo stabilimento, al marchio. Ogni Centro di lavorazione deve depositare presso il Servizio Tecnico Centrale il disegno del proprio marchio, che deve essere impresso in modo permanente (anche mediante etichettatura, etc.) su ogni elemento lavorato. Il centro di lavorazione può ricevere e lavorare solo prodotti qualificati all'origine, accompagnati dalla relativa documentazione di qualificazione.

Nel caso di impiego di prodotti base marcati CE, ogni lavorazione successiva a tale marcatura, non effettuata in cantiere sotto la responsabilità del direttore dei lavori, deve essere effettuata presso un centro di lavorazione.

Per l'obbligatoria denuncia di attività, i Centri di Lavorazione di legno strutturale devono trasmettere al Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei lavori Pubblici, per ciascun stabilimento, la seguente documentazione:

- l'individuazione dello stabilimento cui l'istanza si riferisce;
- il tipo di elementi strutturali che l'azienda è in grado di produrre;
- il sistema di identificazione e tracciabilità dei materiali.

Il Direttore Tecnico della produzione, di comprovata esperienza e dotato di attestato conseguito tramite apposito corso di formazione, assume le responsabilità relative alla conformità alle presenti norme delle attività svolte nel centro di lavorazione. Il Direttore tecnico di produzione deve altresì frequentare un corso di aggiornamento con cadenza almeno triennale.

I Regolamenti, i curricula dei docenti e i rispettivi programmi didattici dei corsi sopra citati devono essere preventivamente approvati dal Servizio Tecnico Centrale, sentito il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, che verificherà la complessiva congruenza dei corsi con i requisiti richiesti dalle presenti norme.

I produttori ed i centri di lavorazione sono tenuti a comunicare ogni variazione rispetto a quanto dichiarato in sede di presentazione dell'istanza di qualificazione o di denuncia di attività.

Qualora nel medesimo stabilimento si produca legno base e si effettuino altresì le lavorazioni per ottenere gli elementi strutturali pronti per l'uso, allo stesso saranno rilasciati, ove sussistano i requisiti, entrambi gli Attestati.

Tutte le forniture di elementi in legno per uso strutturale devono riportare il marchio del fabbricante e del centro di lavorazione nel quale siano state eventualmente lavorate, ed essere accompagnate da una documentazione riportante la dichiarazione delle caratteristiche tecniche essenziali del prodotto.

Il Servizio Tecnico Centrale, in base ai progressi tecnici ed agli aggiornamenti normativi che dovessero successivamente intervenire, provvede ad aggiornare l'elenco della documentazione necessaria ad ottenere la qualificazione.

È prevista la sospensione o, nei casi più gravi o di recidiva, la revoca degli attestati di qualificazione e di denuncia attività ove il Servizio Tecnico Centrale accerti, in qualsiasi momento, difformità tra i documenti depositati e la produzione effettiva, oppure la mancata ottemperanza alle prescrizioni contenute nella vigente normativa tecnica. I provvedimenti di sospensione e di revoca vengono adottati dal Servizio Tecnico Centrale.

11.7.10.1.1 Identificazione e rintracciabilità dei prodotti qualificati

Tenuto conto di quanto riportato al paragrafo precedente, ciascun prodotto qualificato deve costantemente essere riconoscibile per quanto concerne le caratteristiche qualitative e riconducibile allo stabilimento di produzione tramite marchiatura indelebile depositata presso il Servizio Tecnico Centrale, conforme alla relativa norma armonizzata.

Ogni prodotto deve essere marchiato con identificativi diversi da quelli di prodotti aventi differenti caratteristiche, ma fabbricati nello stesso stabilimento e con identificativi differenti da quelli di prodotti con uguali caratteristiche ma fabbricati in altri stabilimenti, siano essi o meno dello stesso fabbricante. La marchiatura deve essere inalterabile nel tempo e senza possibilità di manomissione.

Per stabilimento si intende una unità produttiva autonoma, con impianti propri e magazzini per il prodotto finito. Nel caso di unità produttive multiple appartenenti allo stesso fabbricante, la qualificazione deve essere ripetuta per ognuna di esse e per ogni tipo di prodotto in esse fabbricato.

Considerata la diversa natura, forma e dimensione dei prodotti, le caratteristiche degli impianti per la loro produzione, nonché la possibilità di fornitura sia in pezzi singoli sia in lotti, differenti possono essere i sistemi di marchiatura adottati, anche in relazione alla destinazione d'uso.

Comunque, per quanto possibile, anche in relazione alla destinazione d'uso del prodotto, il fabbricante ed il centro di lavorazione sono tenuti ad identificare mediante marchiatura ogni singolo pezzo. Ove ciò non sia possibile, per la specifica tipologia del prodotto, la marchiatura deve essere tale che prima dell'apertura dell'eventuale ultima e più piccola confezione il prodotto sia riconducibile al fabbricante o al centro di lavorazione, al tipo di legname nonché al lotto di classificazione e alla data di classificazione.

Tenendo presente che l'elemento determinante della marchiatura è costituito dalla sua inalterabilità nel tempo, e dalla impossibilità di manomissione, il fabbricante ed il centro di lavorazione devono rispettare le modalità di marchiatura denunciate nella documentazione presentata al Servizio Tecnico Centrale e deve comunicare tempestivamente eventuali modifiche apportate.

Qualora, sia presso gli utilizzatori, sia presso i commercianti (quali fornitori intermedi), l'unità marchiata (pezzo singolo o lotto) viene incorporata, per cui una parte, o il tutto, perde l'originale marchiatura del prodotto è responsabilità sia degli utilizzatori sia dei commercianti documentare la provenienza mediante i documenti di accompagnamento del materiale e gli estremi del deposito del marchio presso il Servizio Tecnico Centrale.

I produttori, i successivi intermediari e gli utilizzatori finali devono assicurare una corretta archiviazione della documentazione di accompagnamento dei materiali garantendone la disponibilità per almeno 10 anni e devono mantenere evidenti le marchiature o etichette di riconoscimento per la rintracciabilità del prodotto.

Eventuali disposizioni supplementari atte a facilitare l'identificazione e la rintracciabilità del prodotto attraverso il marchio potranno essere emesse dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

11.7.10.1.2 Forniture e documentazione di accompagnamento

Tutte le forniture di legno strutturale devono essere accompagnate da:

- una copia della documentazione di marcatura CE, secondo il sistema di valutazione e verifica della costanza della prestazione applicabile al prodotto, oppure copia dell'attestato di qualificazione o del certificato di valutazione tecnica rilasciato dal Servizio Tecnico Centrale;
- dichiarazione di prestazione di cui al Regolamento (UE) n.305/2011 oppure dichiarazione resa dal Legale Rappresentante dello stabilimento in cui vengono riportate le informazioni riguardanti le caratteristiche essenziali del prodotto ed in particolare: la classe di resistenza del materiale, l'euroclasse di reazione al fuoco e il codice identificativo dell'anno di produzione; sulla stessa dichiarazione deve essere riportato il riferimento al documento di trasporto.

Nel caso di prodotti provenienti da un centro di lavorazione, oltre alla suddetta documentazione, le forniture devono accompagnate da:

- una copia dell'attestato di denuncia dell'attività del centro di lavorazione;
- dichiarazione del Direttore tecnico della produzione inerente la descrizione delle lavorazioni eseguite;

11.7.10.2 CONTROLLI DI ACCETTAZIONE IN CANTIERE

I controlli di accettazione in cantiere sono obbligatori per tutte le tipologie di materiali e prodotti a base di legno e sono demandati al Direttore dei Lavori il quale, prima della messa in opera, è tenuto ad accertare e a verificare quanto sopra indicato e a rifiutare le eventuali forniture non conformi.

Il Direttore dei Lavori esegue i controlli di accettazione, così come disciplinato di seguito. Il Direttore dei Lavori potrà far eseguire ulteriori prove di accettazione sul materiale pervenuto in cantiere e sui collegamenti, secondo le metodologie di prova indicate nella presente norma.

Il laboratorio incaricato di effettuare le prove provvede all'accettazione dei campioni accompagnati dalla lettera di richiesta sottoscritta dal direttore dei lavori. Il laboratorio verifica lo stato dei provini e la documentazione di riferimento ed in caso di anomalie riscontrate sui campioni oppure di mancanza totale o parziale degli strumenti idonei per la identificazione degli stessi, deve sospendere l'esecuzione delle prove e darne notizia al Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Il prelievo potrà anche essere eseguito dallo stesso laboratorio incaricato della esecuzione delle prove. I laboratori devono conservare i campioni sottoposti a prova per almeno trenta giorni dopo l'emissione dei certificati di prova, in modo da consentire l'identificabilità e la rintracciabilità.

Per gli elementi di legno massiccio, su ogni fornitura, dovrà essere eseguita obbligatoriamente una classificazione visuale in cantiere su almeno il cinque per cento degli elementi costituenti il lotto di fornitura, da confrontare con la classificazione effettuata nello stabilimento.

Per gli elementi di legno lamellare dovrà essere acquisita la documentazione relativa alla classificazione delle tavole e alle prove meccaniche distruttive svolte obbligatoriamente nello stabilimento di produzione relativamente allo specifico lotto della fornitura in cantiere (prove a rottura sul giunto a pettine e prove di taglio e/o delaminazione sui piani di incollaggio). Inoltre, su almeno il 5% del materiale pervenuto in cantiere, deve essere eseguito il controllo della disposizione delle lamelle nella sezione trasversale e la verifica della distanza minima tra giunto e nodo, secondo le disposizioni della UNI EN 14080.

Per gli altri elementi giuntati di cui ai paragrafi 11.7.3, 11.7.5 ed 11.7.6, dovrà essere acquisita la documentazione relativa alla classificazione del materiale base e alle prove meccaniche previste nella documentazione relativa al controllo di produzione in fabbrica, svolte obbligatoriamente in stabilimento relativamente allo specifico lotto della fornitura in cantiere. Inoltre, su almeno il 5% del materiale pervenuto in cantiere, deve essere eseguito il controllo della disposizione delle lamelle nella sezione trasversale e la verifica della distanza minima tra giunto e nodo, secondo le disposizioni delle specifiche tecniche applicabili.

Infine, su almeno il 5% degli elementi di legno lamellare e degli elementi giuntati di cui ai paragrafi 11.7.3, 11.7.4, 11.7.5 ed 11.7.6 forniti in cantiere, deve essere eseguito il controllo dello scostamento dalla configurazione geometrica teorica secondo le tolleranze di cui al § 4.4.

Per gli elementi meccanici di collegamento di cui al § 11.7.8, in fase di accettazione in cantiere, il Direttore dei lavori verifica la prevista documentazione di qualificazione, la corrispondenza dimensionale, geometrica e prestazionale a quanto previsto in progetto, ed acquisisce i risultati delle prove meccaniche previste nelle procedure di controllo di produzione in fabbrica. Il Direttore dei lavori effettua, altresì, prove meccaniche di accettazione in ragione della criticità, della differenziazione e numerosità degli elementi di collegamento.

Nei casi in cui non siano soddisfatti i controlli di accettazione, oppure sorgano dubbi sulla qualità e rispondenza dei materiali o dei prodotti a quanto dichiarato, oppure qualora si tratti di elementi lavorati in situ, oppure non si abbiano a disposizione le prove condotte in stabilimento relative al singolo lotto di produzione, si deve procedere ad una valutazione delle caratteristiche prestazionali degli elementi attraverso una serie di prove distruttive e non distruttive con le modalità specificate di seguito.

Per quanto riguarda il legno massiccio potrà fatto farsi utile riferimento ai criteri di accettazione riportati nella norma UNI EN 384:2016.

Per il legno lamellare e gli altri elementi giuntati di cui ai § 11.7.3, 11.7.4, 11.7.5 ed 11.7.6, in considerazione dell'importanza dell'opera, potranno essere effettuate, da un laboratorio di cui all'articolo 59 del DPR 380/2001, prove di carico in campo elastico anche per la determinazione del modulo elastico parallelo alla fibratura secondo le modalità riportate nella UNI EN 408:2012 o nella UNI EN 380:1994, ciascuna in quanto pertinente.

Qualora i risultati dei controlli di accettazione non risultassero soddisfacenti, il Direttore dei lavori rifiuta la fornitura.

11.8. COMPONENTI PREFABBRICATI IN C.A. E C.A.P.

11.8.1. GENERALITÀ

Gli elementi costruttivi prefabbricati devono essere prodotti attraverso un processo industrializzato che si avvale di idonei impianti, nonché di strutture e tecniche opportunamente organizzate.

In particolare, deve essere presente ed operante un sistema permanente di controllo della produzione in stabilimento, che deve assicurare il mantenimento di un adeguato livello di affidabilità nella produzione del calcestruzzo, nell'impiego dei singoli materiali costituenti e nella conformità del prodotto finito.

Detto sistema di controllo deve comprendere anche la produzione del calcestruzzo secondo quanto prescritto al § 11.2.

Per tutti gli elementi prefabbricati qualificati secondo quanto previsto nei punti A oppure C del § 11.1, si considerano assolti i requisiti procedurali di cui al deposito ai sensi dell'articolo 58 del DPR 380/2001. Resta comunque l'obbligo degli adempimenti di cui al DPR 380/01 presso il competente ufficio territoriale, nonché, nel caso di edifici con struttura a pannelli portanti quelli dell'articolo 56 del DPR 380/2001. Ai fini dell'impiego, tali prodotti devono comunque rispettare, laddove applicabili, i seguenti punti 11.8.2, 11.8.3.4 ed 11.8.5, per quanto non in contrasto con le specifiche tecniche europee armonizzate.

Per la dichiarazione delle prestazioni ed etichettatura si applicano i metodi previsti dalla norme europee armonizzate, ed in particolare:

- *Metodo 1*: Dichiarazione delle caratteristiche geometriche e delle proprietà del materiale.
- *Metodo 2*: Dichiarazione delle proprietà di prodotto, da valutarsi applicando le vigenti Appendici Nazionali agli Eurocodici;
- *Metodo 3*: Dichiarazione basata su una determinata specifica di progetto, per la quale si applicano le presenti norme tecniche.

In ogni caso ai fini dell'accettazione e dell'impiego, tutti i componenti o sistemi strutturali devono rispondere ai requisiti della presente norma; in particolare i materiali base devono essere qualificati all'origine ai sensi del §11.1.

Per tutti gli elementi prefabbricati ai quali non sia applicabile quanto specificato al punto A oppure al punto C del § 11.1, valgono le disposizioni di seguito riportate.

In questo ambito, gli elementi costruttivi di produzione occasionale devono essere comunque realizzati attraverso processi sottoposti ad un sistema di controllo della produzione, secondo quanto di seguito indicato.

11.8.2. REQUISITI MINIMI DEGLI STABILIMENTI E DEGLI IMPIANTI DI PRODUZIONE

Il processo di produzione degli elementi costruttivi prefabbricati, oggetto delle presenti norme, deve essere caratterizzato almeno da:

- a) impianti in cui le materie costituenti siano conservate in sili, tramogge e contenitori che ne evitino ogni possibilità di confusione, dispersione o travaso;
- b) dosaggio a peso dei componenti solidi e dosaggio a volume, o a peso, dei soli componenti liquidi, mediante utilizzo di idonei strumenti soggetti a taratura secondo le normative applicabili;
- c) organizzazione mediante una sequenza completa di operazioni essenziali in termini di produzione e controllo;
- d) organizzazione di un sistema permanente di controllo documentato della produzione;
- e) rispetto delle norme di protezione dei lavoratori e dell'ambiente.

11.8.3. CONTROLLO DI PRODUZIONE

Gli impianti per la produzione di elementi costruttivi prefabbricati, disciplinati dalle presenti norme, devono essere idonei ad una produzione continua, disporre di apparecchiature adeguate per il confezionamento nonché di personale esperto e di attrezzature idonee a provare, valutare e correggere la qualità del prodotto.

Il fabbricante di elementi prefabbricati deve dotarsi di un sistema di controllo della produzione allo scopo di assicurare che il prodotto abbia i requisiti previsti dalle presenti norme e che tali requisiti siano costantemente mantenuti fino alla posa in opera.

Il sistema di gestione della qualità del prodotto che sovrintende al processo di fabbricazione deve essere predisposto in coerenza con la norma UNI EN ISO 9001 e certificato da parte un organismo terzo indipendente, di adeguata competenza ed organizzazione, che opera in coerenza con la norma UNI CEI EN ISO/IEC 17021-1.

Ai fini della certificazione del sistema di gestione della qualità il fabbricante e l'organismo di certificazione di processo potranno fare riferimento alle indicazioni contenute nelle relative norme europee od internazionali applicabili.

I controlli sui materiali dovranno essere eseguiti in conformità a quanto riportato nella presente norma o alle normative comunque applicabili.

11.8.3.1 CONTROLLO SUI MATERIALI PER ELEMENTI DI SERIE

Per il calcestruzzo impiegato con fini strutturali nei centri di produzione dei componenti prefabbricati di serie, il Direttore tecnico di Stabilimento dovrà effettuare il controllo continuo del calcestruzzo stesso secondo le prescrizioni contenute nel § 11.2, operando con apparecchiature di misura di forza e spostamenti tarate annualmente da uno dei laboratori di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001 o da organismi terzi di taratura appositamente accreditati secondo i regolamenti vigenti nel settore.

Il tecnico suddetto provvederà alla trascrizione giornaliera dei risultati su appositi registri di produzione con data certa, da conservare per dieci anni da parte del fabbricante. Detti registri devono essere disponibili per i competenti organi del Consiglio Superiore dei lavori pubblici - Servizio Tecnico Centrale, per i direttori dei lavori e per tutti gli aventi causa nella costruzione.

Le prove di stabilimento dovranno essere eseguite a 28 giorni di stagionatura e ai tempi significativi nelle varie fasi del ciclo tecnologico, secondo le modalità precisate in § 11.2.4.

La resistenza caratteristica dovrà essere determinata secondo il metodo di controllo di tipo B di cui al § 11.2.5, ed immediatamente registrata.

Inoltre dovranno eseguirsi controlli del calcestruzzo a 28 giorni di stagionatura, presso un laboratorio di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001, per non meno di un prelievo ogni cinque giorni di produzione effettiva per ogni tipo di calcestruzzo omogeneo; tali risultati dovranno soddisfare il controllo di tipo A di cui al § 11.2.5, operando su tre prelievi consecutivi, indipendentemente dal quantitativo di calcestruzzo prodotto.

Sarà responsabilità del Direttore Tecnico dello stabilimento la trascrizione sullo stesso registro dei risultati delle prove di stabilimento e quelli del laboratorio esterno.

Infine, il direttore tecnico dovrà predisporre periodicamente, almeno su base annua, una verifica della conformità statistica dei risultati dei controlli interni e di quelli effettuati da laboratorio esterno, tra loro e con le prescrizioni contenute nelle vigenti norme tecniche.

Per l'acciaio d'armatura impiegato con fini strutturali nei centri di produzione dei componenti prefabbricati di serie, il direttore tecnico di stabilimento deve verificare che il materiale in ingresso sia provvisto della documentazione di qualificazione prevista e sia accompagnato dai documenti di cui al punto 11.3.1.5 (attestato di qualificazione del STC, documenti di trasporto, etc.). Il Direttore tecnico di stabilimento è tenuto a rifiutare le eventuali forniture non conformi.

Nel caso di piegatura, saldatura e raddrizzatura dell'acciaio, è responsabilità del Direttore tecnico di Stabilimento verificare, tramite opportune prove, che le lavorazioni non alterino le caratteristiche meccaniche e geometriche originarie del prodotto. Le prove devono essere eseguite dopo le lavorazioni. Per i processi sia di saldatura che di piegatura, si può fare utile riferimento alla normativa europea applicabile.

La prova di piegatura va eseguita su tre campioni ogni 90 tonnellate di acciaio lavorato (in uscita dalla/e apparecchiatura/e dello stabilimento), e comunque almeno 1 volta al mese, secondo la norma UNI EN ISO 15630-1:2010. Vanno usati mandrini di diametro opportuno. Dopo la prova il campione non deve presentare cricche.

Le prove sulle saldature strutturali, eseguite da operatore qualificato, devono essere definite all'interno del controllo di produzione in fabbrica aziendale. Per le modalità di esecuzione dei controlli ed i livelli di accettabilità si potrà fare utile riferimento alla norma UNI EN ISO 17635. Ogni due anni, al rinnovo della qualifica dell'operatore, verranno effettuate sulle saldature tutte le prove previste dalle norme europee applicabili.

A valle dell'operazione di raddrizzamento dei rotoli, verrà effettuata una prova a trazione su tre campioni ogni 10 rotoli presso uno dei laboratori di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001.

Il Direttore tecnico di stabilimento curerà la registrazione di tutti i risultati delle prove di controllo interno e del laboratorio esterno su apposito registro di produzione, da conservare per dieci anni, di cui dovrà essere consentita la visione a quanti ne abbiano titolo.

I suddetti controlli si applicano solo a prodotti per i quali non sia applicabile la marcatura CE, per i quali si applica integralmente quanto previsto dalle norme pertinenti specifiche tecniche armonizzate.

11.8.3.2 CONTROLLO DI PRODUZIONE IN SERIE CONTROLLATA

Per le produzioni per le quali è prevista, al §4.1.10.2.2, la serie controllata, è richiesto il rilascio preventivo, da parte del Servizio Tecnico Centrale, della Certificazione di Valutazione tecnica, secondo quanto previsto al § 11.8.4.3.

11.8.3.3 PROVE INIZIALI DI TIPO PER ELEMENTI IN SERIE CONTROLLATA

La produzione in serie controllata di componenti strutturali deve essere preceduta da verifiche sperimentali su prototipi eseguite da un laboratorio di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001, appositamente incaricato dal fabbricante.

11.8.3.4 MARCHIATURA

Ogni elemento prefabbricato prodotto in serie, deve essere appositamente contrassegnato da marchiatura fissa, indelebile o comunque non rimovibile, in modo da garantire la rintracciabilità del fabbricante e dello stabilimento di produzione, nonché individuare la serie di origine dell'elemento.

Inoltre, per manufatti di peso superiore ad 8 kN, dovrà essere indicato in modo visibile, per lo meno fino all'eventuale getto di completamento, anche il peso dell'elemento.

11.8.4. PROCEDURE DI QUALIFICAZIONE

La valutazione dell'idoneità del processo produttivo e del controllo di produzione in stabilimento, nonché della conformità del prodotto finito, è effettuata attraverso la procedura di qualificazione di seguito indicata.

I produttori di elementi prefabbricati di serie devono procedere alla qualificazione dello stabilimento e degli elementi costruttivi di serie prodotti trasmettendo, ai sensi dell'art. 58 del DPR n. 380/2001, idonea documentazione al Servizio Tecnico Centrale della Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

La documentazione di cui sopra sarà resa nota dal Servizio Tecnico Centrale a mezzo di specifica Circolare.

Il Servizio Tecnico Centrale ha facoltà, anche attraverso sopralluoghi, di accertare la validità e la rispondenza della documentazione, come pure il rispetto delle prescrizioni contenute nelle presenti norme.

Il Servizio Tecnico Centrale provvede ad aggiornare l'elenco della documentazione necessaria ad ottenere la qualificazione, in base ai progressi tecnici ed agli aggiornamenti normativi che dovessero successivamente intervenire.

11.8.4.1 QUALIFICAZIONE DELLO STABILIMENTO

La qualificazione dello stabilimento è il presupposto per ogni successivo riconoscimento di tipologie produttive.

La qualificazione del sistema organizzativo dello stabilimento e del processo produttivo deve essere dimostrata attraverso la presentazione di idonea documentazione, relativa alla struttura organizzativa della produzione ed al sistema di controllo in stabilimento.

Nel caso in cui gli elementi costruttivi siano prodotti in più stabilimenti, la qualificazione deve essere riferita a ciascuna unità di produzione.

11.8.4.2 QUALIFICAZIONE DELLA PRODUZIONE IN SERIE DICHIARATA

Tutte le ditte che procedono in stabilimento alla costruzione di manufatti prefabbricati in serie dichiarata, di cui al § 4.1.10.2.1, prima dell'inizio di una nuova produzione devono presentare apposita domanda Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Tale domanda deve essere corredata da idonea documentazione, ai sensi dell'art. 58 del DPR n. 380/2001 e di quanto indicato al § 11.8.4.1.

Sulla base della documentazione tecnica presentata il Servizio Tecnico Centrale rilascerà apposito attestato, avente validità quinquennale.

Tale attestato, necessario per la produzione degli elementi, sottintende anche la qualificazione del singolo stabilimento di produzione.

L'attestato è rinnovabile su richiesta, previa presentazione di idonei elaborati relativi all'attività svolta ed ai controlli eseguiti nel quinquennio di validità.

11.8.4.3 QUALIFICAZIONE DELLA PRODUZIONE IN SERIE CONTROLLATA

Oltre a quanto specificato per produzione in serie dichiarata, la documentazione necessaria per la qualificazione della produzione in serie controllata dovrà comprendere la documentazione relativa alle prove a rottura su prototipo ed una relazione interpretativa dei risultati delle prove stesse.

Sulla base della documentazione tecnica presentata il Servizio Tecnico Centrale, sentito il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, rilascerà il Certificato di Valutazione Tecnica, con validità quinquennale e rinnovabile su richiesta.

Tale certificato, necessario per la produzione degli elementi, sottintende anche la qualificazione del singolo stabilimento di produzione.

11.8.4.4 SOSPENSIONI E REVOCHE

È prevista la sospensione o, nei casi più gravi o di recidiva, la revoca degli attestati di qualificazione dello stabilimento e/o della produzione in serie dichiarata o controllata, ove il Servizio Tecnico Centrale accerti, in qualsiasi momento, difformità tra i documenti depositati e la produzione effettiva, oppure la mancata ottemperanza alle prescrizioni contenute nella vigente normativa tecnica. I provvedimenti di sospensione e di revoca vengono adottati dal Servizio Tecnico Centrale.

11.8.5. DOCUMENTI DI ACCOMPAGNAMENTO

Il Direttore dei Lavori è tenuto a rifiutare le eventuali forniture non conformi a quanto riportato nel presente paragrafo.

Oltre a quanto previsto nei punti applicabili del § 11.1, ogni fornitura in cantiere di elementi costruttivi prefabbricati, sia di serie che occasionali, dovrà essere accompagnata da apposite istruzioni nelle quali vengono indicate le procedure relative alle operazioni di trasporto e montaggio degli elementi prefabbricati, ai sensi dell'art. 58 del DPR n. 380/2001, da consegnare al Direttore dei Lavori dell'opera in cui detti elementi costruttivi vengono inseriti, che ne curerà la conservazione:

Tali istruzioni dovranno almeno comprendere, di regola:

- a) i disegni d'assieme che indichino la posizione e le connessioni degli elementi nel complesso dell'opera, compreso l'elenco degli elementi forniti con relativi contrassegni;

- b) apposita relazione sulle caratteristiche dei materiali richiesti per le unioni e le eventuali opere di completamento;
- c) le istruzioni di montaggio con i necessari dati per la movimentazione, la posa e la regolazione dei manufatti;
- d) elaborati contenenti istruzioni per il corretto impiego e la manutenzione dei manufatti. Tali elaborati dovranno essere consegnati dal Direttore dei Lavori al Committente, a conclusione dell'opera;
- e) per elementi di serie qualificati, certificato di origine firmato dal fabbricante, il quale con ciò assume per i manufatti stessi le responsabilità che la legge attribuisce al costruttore, e dal Direttore Tecnico responsabile della produzione. Il certificato, che deve garantire la rispondenza del manufatto alle caratteristiche di cui alla documentazione depositata presso il Servizio Tecnico Centrale, deve riportare il nominativo del progettista e copia dell'attestato di qualificazione rilasciato dal Servizio Tecnico Centrale;
- f) documentazione, fornita quando disponibile, attestante i risultati delle prove a compressione effettuate in stabilimento su cubi di calcestruzzo (estratto del Registro di produzione) e copia dei certificati relativi alle prove effettuate da un laboratorio incaricato ai sensi dell'art. 59 del DPR n. 380/2001; tali documenti devono essere relativi al periodo di produzione dei manufatti.

Copia del certificato d'origine dovrà essere allegato alla relazione del Direttore dei Lavori di cui all'art. 65 del DPR n. 380/2001.

Prima di procedere all'accettazione dei manufatti, il Direttore dei Lavori deve verificare che essi siano effettivamente contrassegnati, come prescritto dal § 11.8.3.4.

Il fabbricante di elementi prefabbricati deve altresì fornire al Direttore dei Lavori, e questi al Committente, gli elaborati (disegni, particolari costruttivi, ecc.) firmati dal Progettista e dal Direttore Tecnico di stabilimento, secondo le rispettive competenze, contenenti istruzioni per il corretto impiego dei singoli manufatti, esplicitando in particolare:

- g) destinazione del prodotto;
- h) requisiti fisici rilevanti in relazione alla destinazione;
- i) prestazioni statiche per manufatti di tipo strutturale;
- j) prescrizioni per le operazioni integrative o di manutenzione, necessarie per conferire o mantenere nel tempo le prestazioni e i requisiti dichiarati;
- k) tolleranze dimensionali nel caso di fornitura di componenti.

Nella documentazione di cui sopra il progettista deve indicare espressamente:

- le caratteristiche meccaniche delle sezioni, i valori delle coazioni impresse, i momenti di servizio, gli sforzi di taglio massimo, i valori dei carichi di esercizio e loro distribuzioni, il tipo di materiale protettivo contro la corrosione per gli apparecchi metallici di ancoraggio, dimensioni e caratteristiche dei cuscinetti di appoggio, indicazioni per il loro corretto impiego;
 - se la sezione di un manufatto resistente deve essere completata in opera con getto integrativo, la resistenza richiesta;
- la possibilità di impiego in ambiente aggressivo e le eventuali variazioni di prestazioni che ne conseguono.

11.8.6. DISPOSITIVI MECCANICI DI COLLEGAMENTO

I dispositivi meccanici che garantiscono il collegamento fra elementi prefabbricati devono essere idonei a garantire le prestazioni previste dalle presenti norme ed in particolare, in presenza di azioni sismiche, al § 7.4.5.2.

Ai suddetti dispositivi meccanici, si applica quanto riportato ai punti A) o C) del §11.1.

11.9. DISPOSITIVI ANTISISMICI E DI CONTROLLO DI VIBRAZIONI

Per dispositivi antisismici e di controllo delle vibrazioni si intendono gli elementi che contribuiscono a modificare la risposta sismica, o in generale dinamica, di una struttura, ad esempio incrementandone il periodo fondamentale, modificando la forma dei modi di vibrare fondamentali, incrementando la dissipazione di energia, limitando la forza trasmessa alla struttura e/o introducendo vincoli permanenti o temporanei che migliorano la risposta sismica o dinamica.

Tutti i dispositivi devono avere una vita di servizio maggiore di 10 anni nel campo di temperatura di riferimento indicato nelle specifiche tecniche applicabili a ciascun dispositivo. In assenza di indicazioni riportate nelle suddette specifiche tecniche il campo di temperatura di riferimento deve essere almeno compreso fra $-15\text{ }^{\circ}\text{C}$ e $+45\text{ }^{\circ}\text{C}$. Per opere particolari, per le quali le temperature prevedibili non rientrano nel suddetto intervallo, potrà farsi riferimento a campi di temperatura diversi da quello sopra citato; per dispositivi operanti in luoghi protetti, si può assumere un campo di temperatura ridotto in relazione ai valori estremi di temperatura ambientale.

Devono essere previsti piani di manutenzione e di sostituzione allo scadere della vita di servizio, senza significativi effetti sull'uso delle strutture in cui sono installati.

Nei casi in cui si applica la norma europea armonizzata UNI EN 15129, le grandezze di riferimento ivi citate andranno desunte da quanto prescritto nelle presenti Norme Tecniche per le Costruzioni; in particolare si intende per d_{bd} lo spostamento valutato per un terremoto riferito allo SLV, e per $\gamma_x \cdot d_{bd}$ lo spostamento valutato per un terremoto riferito allo SLC (d_{bd} e γ_x sono i simboli utilizzati nella UNI EN 15129 rispettivamente per lo spostamento di progetto di un dispositivo e per il fattore di amplificazione di al § 4.1.2 della stessa UNI EN 15129).

11.9.1. TIPOLOGIE DI DISPOSITIVI

In generale, ai fini della presente norma, si possono individuare le seguenti tipologie di dispositivi:

DISPOSITIVI DI VINCOLO TEMPORANEO: questi dispositivi sono utilizzati per obbligare i movimenti in uno o più direzioni secondo modalità differenziate a seconda del tipo e dell'entità dell'azione. Si distinguono in :

Dispositivi di vincolo del tipo "a fusibile": caratterizzati dall'impedire i movimenti relativi fra le parti collegate sino al raggiungimento di una soglia di forza oltre la quale, al superamento della stessa, consentono tutti i movimenti. Abitualmente sono utilizzati per escludere il sistema di protezione sismica nelle condizioni di servizio, consentendone il libero funzionamento durante il terremoto di progetto, senza modificarne il comportamento.

Dispositivi (dinamici) di vincolo provvisorio: caratterizzati dalla capacità di solidarizzare gli elementi che collegano, in presenza di movimenti relativi rapidi, quali quelli sismici, e di lasciarli liberi, o quasi, in presenza di movimenti relativi lenti imposti o dovuti ad effetti termici.

DISPOSITIVI DIPENDENTI DALLO SPOSTAMENTO, a loro volta suddivisi in:

Dispositivi a comportamento lineare o "Lineari": caratterizzati da un legame forza-spostamento sostanzialmente lineare, fino ad un dato livello di spostamento, con comportamento stabile per il numero di cicli richiesti e sostanzialmente indipendente dalla velocità; nella fase di scarico non devono mostrare spostamenti residui significativi.

Dispositivi a comportamento non lineare o "Non Lineari": caratterizzati da un legame forza-spostamento non lineare, con comportamento stabile per il numero di cicli richiesti e sostanzialmente indipendente dalla velocità.

DISPOSITIVI DIPENDENTI DALLA VELOCITÀ detti anche *Dispositivi a comportamento viscoso o "Viscosi":* caratterizzati dalla dipendenza della forza soltanto dalla velocità o da velocità e spostamento contemporaneamente; il loro funzionamento è basato sulle forze di reazione causate dal flusso di un fluido viscoso attraverso orifizi o sistemi di valvole.

DISPOSITIVI DI ISOLAMENTO o "Isolatori": svolgono fondamentalmente la funzione di sostegno dei carichi verticali, con elevata rigidità in direzione verticale e bassa rigidità o resistenza in direzione orizzontale, permettendo notevoli spostamenti orizzontali. A tale funzione possono essere associate o no quelle di dissipazione di energia, di ricentraggio del sistema, di vincolo laterale sotto carichi orizzontali di servizio (non sismici). Essendo fondamentalmente degli apparecchi di appoggio, essi debbono rispettare le relative norme per garantire la loro piena funzionalità rispetto alle azioni di servizio.

In generale, ai fini della presente norma, si possono individuare le seguenti tipologie di isolatori:

Isolatori elastomerici: costituiti da strati alternati di materiale elastomerico (gomma naturale o materiali artificiali idonei) e di acciaio, quest'ultimo con funzione di confinamento dell'elastomero, risultano fortemente deformabili per carichi paralleli alla giacitura degli strati (carichi orizzontali).

Isolatori a scorrimento: costituiti da appoggi a scorrimento, con superficie piana o curva, caratterizzati da bassi valori delle resistenze per attrito.

DISPOSITIVI costituiti da una COMBINAZIONE DELLE PRECEDENTI CATEGORIE.

11.9.2. PROCEDURA DI QUALIFICAZIONE

I dispositivi antisismici, per i quali si applica quanto specificato al punto A) del § 11.1, devono essere conformi alla norma europea armonizzata UNI EN 15129 e recare la Marcatura CE. Si applica il sistema di valutazione e verifica della costanza della prestazione previsto nella suddetta norma europea armonizzata per le applicazioni critiche.

Nel caso di dispositivi antisismici non ricadenti, o non completamente ricadenti, nel campo di applicazione della norma europea armonizzata UNI EN 15129, si applica il caso C) del §11.1.

In aggiunta a quanto previsto ai punti A) o C) del § 11.1, ogni fornitura deve essere accompagnata da un manuale contenente le specifiche tecniche per la posa in opera e la manutenzione.

Le procedure di qualificazione hanno lo scopo di dimostrare che il dispositivo è in grado di mantenere la propria funzionalità nelle condizioni d'uso previste durante tutta la vita di progetto.

11.9.3. PROCEDURA DI ACCETTAZIONE

I controlli di accettazione in cantiere sono obbligatori per tutte le tipologie di dispositivi e sono demandati al Direttore dei Lavori il quale, prima della messa in opera, è tenuto ad accertare e a verificare la prescritta documentazione di qualificazione, e a rifiutare le eventuali forniture non conformi. Il Direttore dei Lavori dovrà inoltre effettuare la verifica geometrica e delle tolleranze dimensionali, nonché le prove di accettazione di seguito specificate.

Le prove di accettazione devono essere eseguite e certificate da un laboratorio di cui all'articolo 59 del DPR 380/2001, dotato di adeguata competenza, attrezzatura ed organizzazione.

Per i dispositivi rientranti nel campo di applicazione della norma europea armonizzata UNI EN 15129, le metodologie per le prove di accettazione ed i relativi criteri di valutazione, ove non diversamente specificato nel seguito, sono quelli indicati, per ciascun tipo di dispositivo, nella suddetta norma europea armonizzata con riferimento alle prove di Controllo di Produzione in Fabbrica (*Factory Production Control tests*). Il numero dei dispositivi da sottoporre a prove di accettazione è di seguito specificato per ciascun tipo di dispositivo.

E' possibile impiegare, ai fini delle prove di accettazione, le prove di Controllo di Produzione in Fabbrica effettuate nell'ambito del mantenimento della qualificazione dei dispositivi stessi ai sensi della norma europea sopra detta, nel numero che la stessa norma prevede, a condizione che:

- il campionamento dei dispositivi sia stato effettuato, sui lotti destinati allo specifico cantiere, dal Direttore dei Lavori del cantiere stesso;
- le prove siano eseguite e certificate da un laboratorio di cui all'articolo 59 del DPR 380/2001, dotato di adeguata competenza, attrezzatura ed organizzazione.
- I suddetti certificati riportino esplicitamente l'indicazione del o dei cantieri ove viene utilizzata la fornitura.

Per dispositivi non ricadenti nel campo di applicazione della norma europea armonizzata UNI EN 15129 le prove di accettazione, che rimangono obbligatorie, saranno eseguite secondo le modalità e con i criteri di valutazione riportate nelle specifiche tecniche europee, oppure nella Certificazione di valutazione tecnica, di riferimento.

Qualora i risultati dei controlli di accettazione non risultassero soddisfacenti, il Direttore dei lavori rifiuta la fornitura.

I dispositivi sottoposti a prove di qualificazione o di accettazione potranno essere utilizzati nella costruzione solo se gli elementi sollecitati in campo non lineare vengono sostituiti o se la loro resistenza alla fatica oligociclica è almeno di un ordine di grandezza superiore al numero dei cicli delle prove, e comunque previo accertamento della loro perfetta integrità e piena funzionalità a seguito delle prove, da accertare attraverso la successiva effettuazione delle prove di accettazione ed il controllo dei relativi parametri di verifica.

11.9.4. DISPOSITIVI A COMPORTAMENTO LINEARE

Il comportamento dei dispositivi a comportamento lineare è definito tramite la rigidità equivalente K_e e il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ_e , che devono rispettare le limitazioni

$$\xi_e < 15\% \quad [11.9.1]$$

$$|K_e - K_{in}| / K_{in} < 20\% \quad [11.9.2]$$

essendo K_{in} la rigidità iniziale valutata come rigidità secante tra i valori corrispondenti al 10% ed il 20% della forza di progetto.

Per assicurare un comportamento ciclico stabile, le variazioni in una serie di cicli di carico riferiti allo stesso spostamento massimo devono essere limitate nel modo seguente:

$$|K_{e,(i)} - K_{e,(3)}| / K_{e,(3)} \leq 10\% \quad [11.9.3]$$

$$|\xi_{e,(i)} - \xi_{e,(3)}| / \xi_{e,(3)} \leq 10\% \quad [11.9.4]$$

dove il pedice "(3)" si riferisce a quantità determinate nel terzo ciclo di carico ed il pedice "(i)" si riferisce a quantità relative all'i-esimo ciclo, escluso il primo ($i \geq 2$).

Le massime differenze tra le caratteristiche meccaniche ottenute nelle prove di qualificazione ed i valori di progetto o le normali condizioni d'uso devono essere contenute entro limiti riportati in Tab. 11.9.I

Le variazioni devono essere valutate con riferimento al 3° ciclo di prova.

Tab. 11.9.I

	Fornitura	Invecchiamento	Temperatura	Frequenza di prova
K_e	±15%	±20%	±40%	±10%
ξ_e	±15%	±15%	±15%	±10%

11.9.4.1 PROVE DI ACCETTAZIONE SUI DISPOSITIVI

Le prove di accettazione devono essere effettuate su almeno il 20% dei dispositivi, comunque non meno di 4 e non più del numero di dispositivi da mettere in opera.

Su almeno un dispositivo verrà anche condotta una prova "quasi statica", imponendo almeno 5 cicli completi di deformazioni alternate, con ampiezza massima pari a $\pm d_2$.

Qualora il dispositivo abbia caratteristiche costruttive analoghe a quelle di un isolatore elastomerico, geometricamente simile e soggetto ad azione tagliente senza però svolgere funzione portante dei carichi verticali, le prove di accettazione dovranno essere condotte secondo le modalità e numerosità previste per le prove su isolatori elastomerici, ma con la seguente variante:

- caratterizzazione dei dispositivi in assenza di carico iniziale, riproducendo le condizioni di vincolo sulle facce, superiori ed inferiori del dispositivo in opera.

11.9.5. DISPOSITIVI A COMPORTAMENTO NON LINEARE

I dispositivi a comportamento non lineare possono realizzare comportamenti meccanici diversi, ad elevata o bassa dissipazione di energia, con riduzione o incremento della rigidità al crescere dello spostamento, con o senza spostamenti residui all'azzeramento della forza. Nel seguito si tratteranno dispositivi caratterizzati da una riduzione della rigidità, ma con forza sempre crescente, al crescere dello spostamento, i cui diagrammi forza-spostamento sono sostanzialmente indipendenti dalla velocità di percorrenza e possono essere schematizzati come nella Fig. 11.9.1.

I dispositivi a comportamento non lineare sono costituiti da elementi base che ne determinano le caratteristiche meccaniche fondamentali ai fini della loro utilizzazione

Il loro comportamento è individuato dalla curva caratteristica che lega la forza trasmessa dal dispositivo al corrispondente spostamento; tali curve caratteristiche sono, in generale, schematizzabili con delle relazioni bilineari definite imponendo il passaggio per il punto di coordinate (F_1, d_1) , corrispondente al limite teorico del comportamento elastico lineare del dispositivo, e per il punto di coordinate (F_2, d_2) , corrispondente alla condizione di progetto allo SLC.

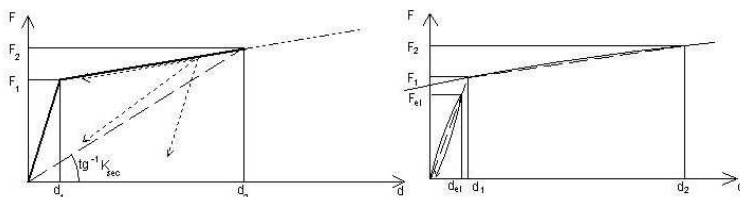


Fig. 11.9.1 - Diagrammi forza – spostamento per dispositivi non lineari

Il ciclo bilineare teorico è definito dai seguenti parametri:

- d_{el} = spostamento nel primo ramo di carico in una prova sperimentale entro il quale il comportamento è sostanzialmente lineare. In generale può assumersi un valore pari a $d_2/20$;
- F_{el} = Forza corrispondente a d_{el} , nel ramo di carico iniziale sperimentale.
- d_1 = ascissa del punto d'intersezione della linea retta congiungente l'origine con il punto (d_{el}, F_{el}) e la linea retta congiungente i punti $(d_2/4, F(d_2/4))$ e (d_2, F_2) nel terzo ciclo della prova sperimentale;
- F_1 = ordinata del punto d'intersezione della linea retta congiungente l'origine con il punto (d_{el}, F_{el}) e la linea retta congiungente i punti $(d_2/4, F(d_2/4))$ e (d_2, F_2) nel terzo ciclo della prova sperimentale;
- d_2 = spostamento massimo di progetto del dispositivo corrispondente allo SLC;
- F_2 = forza corrispondente allo spostamento d_2 , ottenuta al terzo ciclo sperimentale.

Le rigidità elastiche e post-elastica, rispettivamente del primo ramo e del secondo ramo, vengono definite come: $K_1 = F_1/d_1$; $K_2 = (F_2 - F_1)/(d_2 - d_1)$, mentre la rigidità secante è data da $K_{sec} = F_2/d_2$ e lo smorzamento equivalente è $\xi_e = E_d/(2\pi \cdot F_2 \cdot d_2)$ essendo E_d l'area del ciclo d'isteresi.

Per assicurare un comportamento ciclico stabile, le variazioni in una serie di cicli di carico riferiti allo stesso spostamento massimo devono essere limitate nel modo seguente:

$$|K_{2,(i)} - K_{2,(3)}| / K_{2,(3)} \leq 10\% \tag{11.9.5}$$

$$|\xi_{e,(i)} - \xi_{e,(3)}| / \xi_{e,(3)} \leq 10\% \tag{11.9.6}$$

dove il pedice "(3)" si riferisce a quantità determinate nel terzo ciclo di carico ed il pedice "(i)" si riferisce a quantità relative all'iesimo ciclo, escluso il primo ($i \geq 2$).

Il ciclo teorico che eventualmente si assume per l'esecuzione delle analisi non lineari per la progettazione della struttura, completato dei rami di scarico e ricarico coerenti con il comportamento reale, deve essere tale che l'energia dissipata in un ciclo non differisca di più del 10% dall'energia dissipata nel terzo ciclo di carico della prova sperimentale.

Le massime differenze tra le caratteristiche meccaniche ottenute nelle prove di qualificazione ed i valori di progetto o nelle normali condizioni d'uso devono essere contenute entro limiti riportati in Tab. 11.9.II.

Le variazioni devono essere valutate con riferimento al 3° ciclo di prova.

Tab. 11.9.II

	Fornitura	Invecchiamento	Temperatura	Frequenza di prova ⁽¹⁾
K_2	±15%	±20%	±20%	±10%
K_{sec}	±15%	±20%	±40%	±10%
ξ_e	±10%	±15%	±15%	±10%

⁽¹⁾ Valori ottenuti o dichiarati con riferimento alle stesse frequenze delle prove di qualificazione.

Quando il rapporto d'incrudimento risulta $K_2/K_1 \leq 0,05$, il limite su K_2 viene sostituito dal limite sulla variazione di K_2/K_1 che deve differire meno di 0,01 dal valore di progetto.

11.9.5.1 PROVE DI ACCETTAZIONE SUI DISPOSITIVI

Si applica quanto previsto al § 11.9.4.1 per i dispositivi lineari.

11.9.6. DISPOSITIVI A COMPORTAMENTO VISCOSO

I dispositivi a comportamento viscoso trasmettono, in generale, soltanto azioni orizzontali ed hanno rigidità trascurabile nei confronti delle azioni verticali. Essi sono caratterizzati da un valore della forza proporzionale a v^α , e pertanto non contribuiscono significativamente alla rigidità del sistema. La relazione forza spostamento di un dispositivo viscoso, per una legge sinusoidale dello spostamento, è riportata in Fig. 11.9.2. La forma del ciclo è ellittica per $\alpha=1$.

Il loro comportamento è caratterizzato dalla massima forza sviluppata F_{\max} e dall'energia dissipata E_d in un ciclo, per una prefissata ampiezza e frequenza, ossia dalle costanti C e α .

Per assicurare un comportamento ciclico stabile, le variazioni dell'energia dissipata E_d in una serie di cicli di carico riferiti a stessa velocità e spostamento massimi devono essere limitate nel modo seguente:

$$\left| E_{d(i)} - E_{d(3)} \right| / E_{d(3)} \leq 10\% \quad [11.9.7]$$

dove il pedice "(3)" si riferisce a quantità determinate nel terzo ciclo di carico ed il pedice "(i)" si riferisce a quantità relative all'iesimo ciclo, escluso il primo ($i \geq 2$).

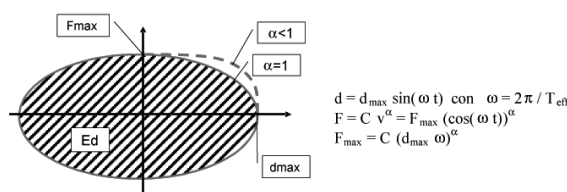


Fig. 11.9.2 - Dispositivi a comportamento viscoso

Le massime differenze tra le caratteristiche meccaniche ottenute nelle prove di qualificazione ed i valori di progetto o nelle normali condizioni d'uso devono essere contenute entro limiti riportati in Tab. 11.9.III, tenendo conto dei rapporti di scala tra i dispositivi sottoposti a prove di qualificazione e quelli reali.

Tab. 11.9.III

	Fornitura	Invecchiamento	Temperatura	Frequenza di prova
F_{\max}	$\pm 15\%$	$\pm 5\%$	$\pm 5\%$	$\pm 10\%$
E_d	-15%	-5%	-5%	$\pm 10\%$

Per tener conto di possibili valori di velocità superiori a quelli di progetto, la forza massima di progetto del dispositivo va amplificata con un fattore di affidabilità γ_v dato da

$$\gamma_v = (1+t_d) \cdot (1,5)^\alpha \quad [11.9.8]$$

in cui t_d è la tolleranza sulla forza di progetto fornita dal fabbricante, comprensiva della variabilità per effetto della temperatura, e α è l'esponente delle legge costitutiva.

Il dispositivo deve possedere due cerniere sferiche alle estremità onde evitare effetti di trafilamento e deterioramento delle guarnizioni, e la capacità rotazionale deve essere valutata tenendo conto dei carichi che interesseranno la struttura nel corso della vita, degli effetti del sisma e dei disallineamenti di montaggio. In ogni caso la rotazione consentita dalle cerniere non deve essere inferiore ai 2 gradi sessagesimali.

I dispositivi devono essere progettati in modo da evitare snervamenti sotto l'applicazione dei carichi di servizio e rotture sotto le condizioni di collasso. Devono essere inoltre in grado di sopportare le accelerazioni laterali risultanti dalle analisi sismiche strutturali allo SLC e, in assenza di tale valutazione, devono resistere ad una forza minima trasversale pari ad almeno due volte il peso proprio del dispositivo. Il progetto e la costruzione del dispositivo devono consentire la manutenzione nel corso della vita utile ed evitare che fenomeni di instabilità interessino gli steli, nelle condizioni di massima estensione ed in riferimento alla configurazione di messa in opera

11.9.6.1 PROVE DI ACCETTAZIONE SUI DISPOSITIVI

Le prove di accettazione devono essere effettuate su almeno il 20% dei dispositivi, comunque non meno di 4 e non più del numero di dispositivi da mettere in opera.

11.9.7. ISOLATORI ELASTOMERICI

Gli isolatori debbono avere pianta con due assi di simmetria ortogonali, così da presentare un comportamento il più possibile indipendente dalla direzione dell'azione orizzontale agente. Ai fini della determinazione degli effetti di azioni perpendicolari agli strati, le loro dimensioni utili debbono essere riferite alle dimensioni delle piastre in acciaio, depurate di eventuali fori, mentre per gli effetti delle azioni parallele alla giacitura degli strati si considererà la sezione intera dello strato di gomma.

Le piastre di acciaio devono essere conformi a quanto previsto nelle norme per gli apparecchi di appoggio, con un allungamento minimo a rottura del 18% e spessore minimo pari a 2 mm per le piastre interne e a 20 mm per le piastre esterne.

Si definiscono due fattori di forma:

S_1 fattore di forma primario, rapporto tra la superficie A' comune al singolo strato di elastomero ed alla singola piastra d'acciaio, depurata degli eventuali fori (se non riempiti successivamente), e la superficie laterale libera L del singolo strato di elastomero, maggiorata della superficie laterale degli eventuali fori (se non riempiti successivamente) ossia $S_1 = A'/L$;

S_2 fattore di forma secondario, rapporto tra la dimensione in pianta D della singola piastra in acciaio, parallelamente all'azione orizzontale agente, e lo spessore totale t_e degli strati di elastomero ossia $S_2 = D/t_e$.

Gli isolatori in materiale elastomerico ed acciaio sono individuati attraverso le loro curve caratteristiche forza -spostamento, generalmente non lineari, tramite i due parametri sintetici: la rigidità equivalente K_e , il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ_e .

La rigidità equivalente K_e , relativa ad un ciclo di carico, è definita come rapporto tra la forza F corrispondente allo spostamento massimo d raggiunto in quel ciclo e lo stesso spostamento ($K_e = F/d$) e si valuta come prodotto del modulo dinamico equivalente a taglio G_{din} per A/t_e .

Il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ_e si definisce come rapporto tra l'energia dissipata in un ciclo completo di carico E_d e $2\pi Fd$, ossia $\xi_e = E_d/(2\pi Fd)$.

La rigidità verticale K_v è definita come rapporto tra la forza verticale di progetto F_v e lo spostamento verticale d_v ($K_v = F_v/d_v$).

Le massime differenze tra le caratteristiche meccaniche ottenute nelle prove di qualificazione ed i valori di progetto o nelle normali condizioni d'uso devono essere contenute entro limiti riportati in Tab. 11.9.IV.

Le variazioni devono essere valutate con riferimento al 3° ciclo di prova. Le frequenze di prova per valutare le variazioni delle caratteristiche meccaniche sono 0,1Hz e 0,5Hz.

Tab. 11.9.IV

	Fornitura	Invecchiamento	Temperatura	Frequenza di prova
K_e	±20%	±20%	±20%	±20%
K_v	-30%	-	-	-
ξ_e	±20%	±20%	±20%	±20%

Le variazioni dovute al carico verticale, valutate come differenza tra i valori corrispondenti al carico verticale massimo ed a quello minimo, non dovranno superare il 15% del valore di progetto.

11.9.7.1 PROVE DI ACCETTAZIONE SUI DISPOSITIVI

Le prove di accettazione devono essere effettuate su almeno il 20% dei dispositivi, e comunque non meno di 4 e non più del numero di dispositivi da mettere in opera.

11.9.8. ISOLATORI A SCORRIMENTO

Gli isolatori a scorrimento devono essere in grado di sopportare, sotto spostamento massimo impresso pari a d_2 , almeno 5 cicli di carico e scarico. I cicli si riterranno favorevolmente sopportati se il coefficiente d'attrito (f), nei cicli successivi al primo, non varierà di più del 25% rispetto alle caratteristiche riscontrate durante il terzo ciclo, ossia

$$\left| f_{(i)} - f_{(3)} \right| / f_{(3)} \leq 0,25, \quad [11.9.9]$$

avendo contrassegnato con il pedice "(i)" le caratteristiche valutate all'i-esimo ciclo e con il pedice "(3)" le caratteristiche valutate al terzo ciclo. Detto d_{dc} lo spostamento massimo di progetto del centro di rigidità del sistema d'isolamento, corrispondente allo SLC, qualora l'incremento della forza nel sistema di isolamento per spostamenti tra $0,5 d_{dc}$ e d_{dc} sia inferiore all' 1,25% del peso totale della sovrastruttura, gli isolatori a scorrimento debbono essere in grado di garantire la loro funzione di appoggio fino a spostamenti pari ad $1,25 d_2$.

11.9.8.1 PROVE DI ACCETTAZIONE SUI DISPOSITIVI

Le prove di accettazione, devono essere effettuate su almeno il 20% dei dispositivi, comunque non meno di 4 e non più del numero di dispositivi da mettere in opera.

Qualora gli isolatori fossero dotati di elementi o meccanismi supplementari atti a migliorarne le prestazioni sismiche, su almeno un dispositivo completo di tali parti supplementari verrà anche condotta una prova "quasi statica", imponendo almeno 5 cicli completi di deformazioni alternate, con ampiezza massima pari a $\pm d_2$. Il dispositivo non potrà essere utilizzato nella costruzione, a meno che il suo perfetto funzionamento non sia ripristinabile con la sostituzione degli elementi base.

11.9.9. DISPOSITIVI A VINCOLO RIGIDO DEL TIPO A "FUSIBILE"

I dispositivi a fusibile sono classificabili in due categorie: di tipo meccanico, quando lo svincolo è determinato dal rilascio di fermi sacrificali, o di tipo idraulico, quando lo svincolo è governato dall'apertura di una valvola di sovrappressione.

11.9.9.1 PROVE DI ACCETTAZIONE SUI DISPOSITIVI

Le prove di accettazione sui dispositivi saranno effettuate con le modalità di seguito indicate, e si riterranno superate se i risultati ottenuti non differiranno da quelli delle prove di qualificazione di oltre il $\pm 10\%$.

- misura della geometria esterna, con tolleranza di $\pm 10\%$ sugli spessori e $\pm 5\%$ sulle lunghezze, per i componenti determinanti ai fini del comportamento.
- Valutazione della capacità di sostenere almeno 3 cicli monotonici con carico massimo impresso pari al valore di progetto di servizio, con una tolleranza del $+10\%$, in assenza di snervamenti o rotture.
- Valutazione della forza di rilascio, sottoponendo il campione ad un carico monotonicamente sino al raggiungimento della rottura del fusibile (forza di rilascio). La tolleranza, rispetto al valore di progetto, deve essere definita dal progettista e, in assenza di tale valutazione, è pari a $\pm 15\%$.

Le prove di accettazione devono essere effettuate su almeno il 20% dei dispositivi, comunque non meno di 4 e non più del numero di dispositivi da mettere in opera. Il dispositivo non potrà essere utilizzato nella costruzione, a meno che il suo perfetto funzionamento non sia ripristinabile con la sostituzione degli elementi base.

11.9.10. DISPOSITIVI (DINAMICI) DI VINCOLO PROVVISORIO

La corsa disponibile deve essere funzione dello spostamento di progetto non sismico, derivante da azioni lente, quali effetti termici, ritiro, viscosità e da qualsiasi altro spostamento relativo che può interessare le parti che il dispositivo connette, incluso lo spostamento dovuto alla comprimibilità del fluido in presenza di azione sismica. In ogni caso, la corsa non deve essere minore di ± 50 mm per i ponti e ± 25 mm per gli edifici.

Il dispositivo deve possedere due cerniere sferiche alle estremità onde evitare effetti di trafileamento e deterioramento delle guarnizioni, e la capacità rotazionale deve essere valutata tenendo conto dei carichi che interesseranno la struttura nel corso della vita, degli effetti del sisma e dei disallineamenti di montaggio. In ogni caso la rotazione consentita dalle cerniere non deve essere inferiore ai 2 gradi.

I dispositivi devono essere progettati in modo da evitare snervamenti sotto l'applicazione dei carichi di servizio e rotture sotto le condizioni di collasso. Devono essere inoltre in grado di sopportare le accelerazioni laterali risultanti dalle analisi sismiche strutturali allo SLC e, in assenza di tale valutazione, devono resistere ad una forza minima pari ad almeno due volte il peso proprio del dispositivo. Il progetto e la costruzione del dispositivo devono consentire la manutenzione nel corso della vita utile ed evitare che fenomeni di instabilità interessino gli steli, nelle condizioni di massima estensione ed in riferimento alla configurazione di messa in opera.

Il fattore di sicurezza nei confronti delle sovrappressioni, rispetto alle condizioni di progetto sismico allo SLC, deve essere pari ad 1,5, salvo che per i dispositivi dotati di sistema di protezione dal sovraccarico incorporato, per i quali il sistema deve attivarsi per una forza minore del 110% della forza di progetto ed il fattore di sicurezza deve essere assunto almeno pari ad 1,1.

La velocità di attivazione dei dispositivi, tipicamente, è compresa tra 0,5 mm/s e 5 mm/s, valori decisamente maggiori di 0,01 mm/s.

11.9.10.1 PROVE DI ACCETTAZIONE SUI DISPOSITIVI

Le prove di accettazione devono essere effettuate su almeno il 20% dei dispositivi, comunque non meno di 4 e non più del numero di dispositivi da mettere in opera. Il dispositivo potrà essere utilizzato nella costruzione, salvo verifica della sua perfetta integrità al termine delle prove.

Per le prove di accettazione per le quali non ci si avvalga delle prove di controllo di produzione in fabbrica, la prova di "sovrappressione" è effettuata secondo la valutazione del comportamento rispetto ad un sovraccarico, accertando che il dispositivo attivi il meccanismo di protezione dalle sovrappressioni per una forza minore ad 1,5 volte quella di progetto, se dotato di meccanismo di protezione interno, o che non subisca né perdite di fluido né alcun danno al sistema, se ne è sprovvisto, sotto l'applicazione della storia di carico seguente:

- a) Raggiungimento del carico di progetto in meno di 0,5 secondi e mantenimento costante dello stesso per un tempo stabilito dal progettista e, comunque, per almeno 5 secondi;
- b) Inversione del carico in meno di 1 secondo e mantenimento costante dello stesso per un tempo stabilito dal progettista e, comunque, per almeno 5 secondi.

11.10. MURATURA PORTANTE

11.10.1. ELEMENTI PER MURATURA

Gli elementi per muratura portante devono essere conformi alla pertinente norma europea armonizzata della serie UNI EN 771 e, secondo quanto specificato al punto A del § 11.1, recare la Marcatura CE, secondo il sistema valutazione e verifica della costanza della prestazione indicato nella seguente tabella.

Tab. 11.10.I

Specifica Tecnica Europea di riferimento	Categoria	Sistema di Valutazione e Verifica della Costanza della Prestazione
Specifica per elementi per muratura - Elementi per muratura di laterizio, silicato di calcio, in calcestruzzo vibrocompresso (aggregati pesanti e leggeri), calcestruzzo aerato autoclavato, pietra agglomerata, pietra naturale UNI EN 771-1, 771-2, 771-3, 771-4, 771-5, 771-6	Categoria I	2+
	Categoria II	4

Come più precisamente specificato nelle norme europee armonizzate della serie UNI EN 771, gli elementi di categoria I hanno una resistenza alla compressione dichiarata, determinata tramite il valore medio o il valore caratteristico, e una probabilità di insuccesso nel raggiungerla non maggiore del 5%. Gli elementi di categoria II non soddisfano questo requisito.

L'uso di elementi per muratura portante di Categoria I e II è subordinato all'adozione, nella valutazione della resistenza di progetto, del corrispondente coefficiente di sicurezza γ_M riportato nel relativo paragrafo 4.5.6.

11.10.1.1 PROVE DI ACCETTAZIONE

Oltre a quanto previsto al punto A del §11.1, il Direttore dei Lavori è tenuto a far eseguire ulteriori prove di accettazione sugli elementi per muratura portante pervenuti in cantiere secondo le metodologie di prova indicate nelle citate norme europee armonizzate.

Le prove di accettazione su materiali di cui al presente paragrafo sono obbligatorie per i soli elementi che costituiscono muratura portante e devono essere eseguite e certificate presso un laboratorio di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001.

Il laboratorio incaricato di effettuare le prove provvede all'accettazione dei campioni accompagnati dalla lettera di richiesta sottoscritta dal direttore dei lavori. Il laboratorio verifica lo stato dei provini e la documentazione di riferimento ed in caso di anomalie riscontrate sui campioni oppure di mancanza totale o parziale degli strumenti idonei per la identificazione degli stessi, deve sospendere l'esecuzione delle prove e darne notizia al Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Il prelievo potrà anche essere eseguito dallo stesso laboratorio incaricato della esecuzione delle prove. I laboratori devono conservare i campioni sottoposti a prova per almeno trenta giorni dopo l'emissione dei certificati di prova, in modo da consentirne l'identificabilità e la rintracciabilità.

11.10.1.1.1 Resistenza a compressione degli elementi resistenti artificiali o naturali

Il controllo di accettazione in cantiere ha lo scopo di accertare se gli elementi da mettere in opera abbiano le caratteristiche dichiarate dal fabbricante.

Nel caso in cui il fabbricante abbia dichiarato la resistenza media, il controllo sarà effettuato su almeno un campione per ogni 350 m³ di fornitura per elementi di Categoria II, e per ogni 650 m³ per elementi di Categoria I. Ogni campione sarà costituito da n elementi ($n \geq 6$) da sottoporre a prova di compressione. Per ogni campione siano f_1, f_2, \dots, f_n le resistenze a compressione degli elementi con $f_1 < f_2 < \dots < f_n$; il controllo sul campione si considera positivo se risultino verificate entrambe le disuguaglianze:

$$(f_1 + f_2 + \dots + f_n)/n \geq f_{bm} \quad [11.10.1]$$

$$f_1 \geq 0,80 f_{bm} \quad [11.10.2]$$

dove f_{bm} è la resistenza media a compressione dichiarata dal fabbricante.

Nel caso in cui il fabbricante non abbia dichiarato la resistenza media ma abbia dichiarato la sola resistenza caratteristica, il controllo di accettazione in cantiere sarà effettuato su almeno un campione per ogni 350 m³ di fornitura per elementi di Categoria II, innalzabili a 650 m³ per elementi di Categoria I. Per ogni campione, siano f_1, f_2, \dots, f_6 la resistenza a compressione dei sei elementi con $f_1 < f_2 < \dots < f_6$, il controllo si considera effettuato con esito positivo se risulta verificata la seguente disuguaglianza: $f_1 \geq f_{bk}$, dove f_{bk} è la resistenza caratteristica a compressione dichiarata dal fabbricante.

Al Direttore dei Lavori spetta comunque l'obbligo di curare, mediante sigle, etichettature indelebili, ecc., che i campioni inviati per le prove ai laboratori siano effettivamente quelli prelevati in cantiere con indicazioni precise sulla fornitura e sulla posizione che nella muratura occupa la fornitura medesima.

Le modalità di prova sono riportate nella UNI EN 772-1:2015.

11.10.2. MALTE PER MURATURA

Le prestazioni meccaniche di una malta sono definite mediante la sua resistenza media a compressione f_m .

La classe di una malta è definita da una sigla costituita dalla lettera M seguita da un numero che indica la resistenza f_m espressa in N/mm² secondo la Tab. 11.10.II. Per l'impiego in muratura portante non sono ammesse malte con resistenza $f_m < 2,5$ N/mm².

Per garantire la durabilità è necessario che i componenti la miscela rispondano ai requisiti contenuti nelle norme UNI EN 1008:2003 (acqua di impasto), nelle norme europee armonizzate UNI EN 13139 (aggregati per malta) e UNI EN 13055 (aggregati leggeri).

Le malte possono essere prodotte in fabbrica oppure prodotte in cantiere mediante la miscelazione di sabbia, acqua ed altri componenti leganti.

Le malte per muratura prodotte in fabbrica devono essere specificate o come malte a prestazione garantita oppure come malte a composizione prescritta.

La composizione delle malte per muratura prodotte in cantiere deve essere definita dalle specifiche del progetto.

11.10.2.1 MALTE A PRESTAZIONE GARANTITA

La malta a prestazione garantita deve essere specificata per mezzo della classe di resistenza a compressione con riferimento alla classificazione riportata nella tabella 11.10.II.

Tab. 11.10.II - Classi di malte a prestazione garantita

Classe	M 2,5	M 5	M 10	M 15	M 20	M d
Resistenza a compressione N/mm ²	2,5	5	10	15	20	d

d è una resistenza a compressione maggiore di 25 N/mm² dichiarata dal fabbricante

Le modalità per la determinazione della resistenza a compressione delle malte sono riportate nella UNI EN 1015-11:2007.

La malta per muratura portante deve garantire prestazioni adeguate al suo impiego in termini di durabilità e di prestazioni meccaniche e deve essere conforme alla norma europea armonizzata UNI EN 998-2 e, secondo quanto specificato al punto A del § 11.1, recare la Marcatura CE, secondo il sistema di Valutazione e Verifica della Costanza della Prestazione indicato nella seguente Tab. 11.10.III.

Tab. 11.10.III

Specifica Tecnica Europea di Riferimento	Uso Previsto	Sistema di Valutazione e Verifica della Costanza della Prestazione
Malta per murature UNI EN 998-2	Usi strutturali	2+

11.10.2.2 MALTE A COMPOSIZIONE PRESCRITTA

Per le malte a composizione prescritta le proporzioni di composizione in volume o in massa di tutti i costituenti devono essere dichiarate dal fabbricante.

La resistenza meccanica dovrà essere verificata mediante prove sperimentali svolte in accordo con le UNI EN 1015-11:2007.

Le malte a composizione prescritta devono inoltre rispettare le indicazioni riportate nella norma europea armonizzata UNI EN 998-2 secondo il sistema di valutazione e verifica della costanza della prestazione indicato nella tabella 11.10.IV.

Tab. 11.10.IV

Specifica Tecnica Europea di Riferimento	Uso Previsto	Sistema di Valutazione e Verifica della Costanza della Prestazione
Malta per murature UNI EN 998-2	Usi strutturali e non	4

Per le composizioni in volume descritte nella tabella 11.10.V è possibile associare la classe di resistenza specificata.

Tab. 11.10.V - Corrispondenza tra classi di resistenza e composizione in volume delle malte

Classe	Tipo di malta	Composizione				
		Cemento	Calce aerea	Calce idraulica	Sabbia	Pozzolana
M 2,5	Idraulica	–	–	1	3	–
M 2,5	Pozzolonica	–	1	–	–	3
M 2,5	Bastarda	1	–	2	9	–
M 5	Bastarda	1	–	1	5	–
M 8	Cementizia	2	–	1	8	–
M 12	Cementizia	1	–	–	3	–

11.10.2.3 MALTE PRODOTTE IN CANTIERE

Nel caso di malte prodotte in cantiere, le miscele andranno calibrate in funzione delle specifiche di progetto. Le malte devono garantire prestazioni adeguate al loro impiego in termini di durabilità e di prestazioni meccaniche.

11.10.2.4 PROVE DI ACCETTAZIONE

Le prove di accettazione sulle malte ad uso strutturale mirano a verificare che la resistenza della malta rispetti i valori di progetto assunti e specificati dal progettista.

Il laboratorio incaricato di effettuare le prove provvede all'accettazione dei campioni accompagnati dalla lettera di richiesta sottoscritta dal direttore dei lavori. Il laboratorio verifica lo stato dei provini e la documentazione di riferimento ed in caso di anomalie riscontrate sui campioni oppure di mancanza totale o parziale degli strumenti idonei per la identificazione degli stessi, deve sospendere l'esecuzione delle prove e darne notizia al Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Il prelievo potrà anche essere eseguito dallo stesso laboratorio incaricato della esecuzione delle prove. I laboratori devono conservare i campioni sottoposti a prova per almeno trenta giorni dopo l'emissione dei certificati di prova, in modo da consentirne l'identificabilità e la rintracciabilità.

Il Direttore dei Lavori deve far eseguire prove di accettazione sulle malte, secondo quanto di seguito indicato.

Il controllo di accettazione va eseguito su miscele omogenee e prevede il campionamento di almeno 3 provini prismatici 40 x 40 x 160 mm ogni 350 m³ di muratura realizzata con la stessa miscela nel caso di malte a composizione prescritta o prodotte in cantiere, oppure ogni 700 m³ di muratura realizzata con la stessa miscela nel caso di malte a prestazione garantita, da sottoporre a flessione, e quindi a compressione sulle 6 metà risultanti, secondo quanto indicato nella norma UNI EN 1015-11:2007. Il valore medio delle resistenze a compressione misurate deve risultare maggiore o uguale del valore di progetto.

11.10.3. DETERMINAZIONE DEI PARAMETRI MECCANICI DELLA MURATURA**11.10.3.1 RESISTENZA A COMPRESSIONE****11.10.3.1.1 Determinazione sperimentale della resistenza a compressione**

La resistenza caratteristica sperimentale a compressione si determina su n muretti ($n \geq 6$), secondo la procedura descritta nella norma UNI EN 1052-1:2001.

La determinazione della resistenza caratteristica deve essere completata con la verifica dei materiali, da condursi come segue:

- malta: n. 3 provini prismatici 40 x 40 x 160 mm da sottoporre a flessione, e quindi a compressione sulle 6 metà risultanti, secondo la norma UNI EN 1015-11:2007;
- elementi resistenti: n. 10 elementi da sottoporre a compressione con direzione del carico normale al letto di posa, secondo la norma europea armonizzata UNI EN 772-1.

11.10.3.1.2 Stima della resistenza a compressione

In sede di progetto, per le murature formate da elementi artificiali pieni o semipieni il valore della resistenza caratteristica a compressione della muratura f_k può essere dedotto dalla resistenza caratteristica a compressione degli elementi e dalla classe di appartenenza della malta tramite la Tab. 11.10.VI. Ai fini dell'uso di tale tabella, nel caso la resistenza a compressione degli elementi sia dichiarata mediante il suo valore medio f_{bm} , in assenza di una determinazione sperimentale diretta, la resistenza caratteristica dell'elemento f_{bk} può essere stimata mediante la relazione $f_{bk} = 0,8 f_{bm}$. La validità della tabella è limitata a quelle murature aventi giunti orizzontali e verticali riempiti di malta e di spessore compreso tra 5 e 15 mm. Per valori non contemplati in tabella è ammessa l'interpolazione lineare; in nessun caso sono ammesse estrapolazioni.

Tab. 11.10.VI - Valori di f_k per murature in elementi artificiali pieni e semipieni (valori in N/mm²)

Resistenza caratteristica a compressione f_{bk} dell'elemento N/mm ²	Tipo di malta			
	M15	M10	M5	M2,5
2,0	1,2	1,2	1,2	1,2
3,0	2,2	2,2	2,2	2,0
5,0	3,5	3,4	3,3	3,0
7,5	5,0	4,5	4,1	3,5
10,0	6,2	5,3	4,7	4,1
15,0	8,2	6,7	6,0	5,1
20,0	9,7	8,0	7,0	6,1
30,0	12,0	10,0	8,6	7,2
40,0	14,3	12,0	10,4	-

Nel caso di murature costituite da elementi naturali si assume convenzionalmente la resistenza caratteristica a compressione dell'elemento f_{bk} pari a:

$$f_{bk} = 0,75 f_{bm} \quad [11.10.3]$$

dove f_{bm} rappresenta la resistenza media a compressione degli elementi in pietra squadrata.

Il valore della resistenza caratteristica a compressione della muratura f_k può essere dedotto dalla resistenza caratteristica a compressione degli elementi f_{bk} e dalla classe di appartenenza della malta tramite la seguente Tab. 11.10.VII.

Tab. 11.10.VII - Valori di f_k per murature in elementi naturali di pietra squadrata (valori in N/mm²)

Resistenza caratteristica a compressione f_{bk} dell'elemento	Tipo di malta			
	M15	M10	M5	M2,5
2,0	1,0	1,0	1,0	1,0
3,0	2,2	2,2	2,2	2,0
5,0	3,5	3,4	3,3	3,0
7,5	5,0	4,5	4,1	3,5
10,0	6,2	5,3	4,7	4,1
15,0	8,2	6,7	6,0	5,1
20,0	9,7	8,0	7,0	6,1
30,0	12,0	10,0	8,6	7,2
≥ 40,0	14,3	12,0	10,4	-

Anche in questo caso, per valori non contemplati in tabella è ammessa l'interpolazione lineare; in nessun caso sono ammesse estrapolazioni.

In alternativa alla determinazione sperimentale della resistenza a compressione, per la stima della resistenza caratteristica a compressione della muratura in elementi artificiali e naturali, è anche possibile fare riferimento a quanto riportato al § 3.6 della norma UNI EN 1996-1-1:2013, integrata dalla relativa Appendice Nazionale. Per la determinazione della resistenza normalizzata del blocco f_b a cui queste norme si riferiscono, qualora essa non sia dichiarata dal fabbricante, si utilizzano i fattori di conversione della resistenza alla compressione media del blocco contenuti nella appendice A della UNI EN 772-1.

11.10.3.2 RESISTENZA CARATTERISTICA A TAGLIO IN ASSENZA DI TENSIONI NORMALI

11.10.3.2.1 Determinazione sperimentale della resistenza a taglio

La resistenza caratteristica sperimentale a taglio si determina su n campioni ($n \geq 6$), seguendo sia, per la confezione che per la prova, le modalità indicate nella norma UNI EN 1052-3:2007 e, per quanto applicabile, UNI EN 1052-4:2001. In alternativa, la resistenza caratteristica a taglio può essere valutata con prove di compressione diagonale su n campioni di muratura ($n \geq 6$) seguendo, sia per la confezione che per la prova, le modalità indicate in normative di comprovata validità.

11.10.3.2.2 Stima della resistenza a taglio

In sede di progetto, per le murature formate da elementi artificiali oppure in pietra naturale squadrata, il valore di f_{vk0} , in alternativa alla determinazione sperimentale, può essere dedotto dalla Tab. 11.10.VIII. Per valori non contemplati in tabella è ammessa l'interpolazione lineare; in nessun caso sono ammesse estrapolazioni. Per caratteristiche dei materiali (resistenza della malta o resistenza dei blocchi) diverse da quelle contemplate in tabella, è necessario ricorrere alla determinazione sperimentale.

Tab. 11.10.VIII - Resistenza caratteristica a taglio in assenza di tensioni normali f_{vk0} (valori in N/mm²)

Elementi per muratura	f_{vk0} (N/mm ²)		
	Malta ordinaria di classe di resistenza data	Malta per strati sottili (giunto orizzontale ≥ 0,5 mm e ≤ 3 mm)	Malta alleggerita
Laterizio	M10 - M20	0,30	0,30*
	M2,5 - M9	0,20	
	M1 - M2	0,10	
Silicato di calcio	M10 - M20	0,20	0,20**
	M2,5 - M9	0,15	
	M1 - M2	0,10	
Calcestruzzo vibrocompresso Calcestruzzo areato autoclavato Pietra artificiale e pietra naturale a massello	M10 - M20	0,20	0,20**
	M2,5 - M9	0,15	
	M1 - M2	0,10	

* valore valido per malte di classe M10 o superiore e resistenza dei blocchi $f_{bk} \geq 5,0$ N/mm²

** valore valido per malte di classe M5 o superiore e resistenza dei blocchi $f_{bk} \geq 3,0$ N/mm²

I valori in tabella possono essere direttamente utilizzati nel caso di giunti orizzontali e verticali riempiti di malta. Nel caso di giunti orizzontali riempiti di malta e giunti verticali non riempiti, ma con le facce adiacenti degli elementi di muratura poste in contatto l'una con l'altra, i valori della tabella vanno dimezzati. Per la stima della resistenza a taglio della muratura con letto di malta interrotto, nella quale gli elementi di muratura sono disposti su due o più strisce uguali di malta ordinaria riempiti, i valori di f_{vk0} relativi al letto pieno vanno opportunamente ridotti secondo quanto indicato nella norma UNI EN 1996-1-1 integrata dalla relativa Appendice Nazionale.

11.10.3.3 RESISTENZA CARATTERISTICA A TAGLIO

In presenza di tensioni di compressione, la resistenza caratteristica a taglio della muratura, f_{vk} , è definita come resistenza all'effetto combinato delle forze orizzontali e dei carichi verticali agenti nel piano del muro e può essere ricavata tramite la relazione

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4 \sigma_n \quad [11.10.4]$$

dove:

f_{vk0} è la resistenza caratteristica a taglio in assenza di carichi verticali;

σ_n è la tensione normale media dovuta ai carichi verticali agenti nella sezione di verifica.

Deve risultare inoltre soddisfatta la relazione

$$f_{vk} \leq f_{vk,lim} \quad [11.10.5]$$

con:

$f_{vk,lim}$ valore massimo della resistenza caratteristica a taglio che può essere impiegata nel calcolo;

Il valore massimo della resistenza caratteristica a taglio si pone pari a:

$$f_{vk,lim} = 0,065 f_b \quad [11.10.6]$$

ad eccezione degli elementi pieni in calcestruzzo aerato autoclavato e di tutti gli elementi caratterizzati da una resistenza a trazione (misurata in direzione orizzontale parallelamente al piano di posa) maggiore o uguale a $0,2 f_b$, per i quali si pone:

$$f_{vk,lim} = 0,10 f_b \quad [11.10.7]$$

dove f_b è la resistenza normalizzata a compressione verticale dei blocchi valutata secondo le norme armonizzate della serie UNI EN 771. I valori di $f_{vk,lim}$ sopra riportati sono relativi a muratura con giunti verticali riempiti di malta. Nel caso di giunti orizzontali riempiti di malta e giunti verticali non riempiti, ma con le facce adiacenti degli elementi di muratura poste in contatto l'una dell'altra, si adotta $f_{vk,lim} = 0,045 f_b$.

11.10.3.4 MODULI DI ELASTICITÀ SECANTI

Il modulo di elasticità normale secante della muratura è valutato sperimentalmente su n muretti ($n \geq 6$), seguendo sia per la confezione che per la prova le modalità indicate nella norma UNI EN 1052-1:2001.

In sede di progetto, in mancanza di determinazione sperimentale, nei calcoli possono essere assunti i seguenti valori:

– modulo di elasticità normale secante $E = 1000 f_k$ [11.10.8]

– modulo di elasticità tangenziale secante $G = 0,4 E$ [11.10.9].

CAPITOLO 12.

RIFERIMENTI TECNICI

Per quanto non diversamente specificato nella presente norma, si intendono coerenti con i principi alla base della stessa, le indicazioni riportate nei seguenti documenti:

- Eurocodici strutturali pubblicati dal CEN, con le precisazioni riportate nelle Appendici Nazionali;
- Norme UNI EN armonizzate i cui riferimenti siano pubblicati su Gazzetta Ufficiale dell'Unione Europea;
- Norme per prove su materiali e prodotti pubblicate da UNI.

Inoltre, a integrazione delle presenti norme e per quanto con esse non in contrasto, possono essere utilizzati i documenti di seguito indicati che costituiscono riferimenti di comprovata validità:

- Istruzioni del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici;
- Linee Guida del Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici;
- Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale e successive modificazioni del Ministero per i Beni e le Attività Culturali, previo parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici sul documento stesso;
- Istruzioni e documenti tecnici del Consiglio Nazionale delle Ricerche (C.N.R.).

Per quanto non trattato nella presente norma o nei documenti di comprovata validità sopra elencati, possono essere utilizzati anche altri codici internazionali; è responsabilità del progettista garantire espressamente livelli di sicurezza coerenti con quelli delle presenti Norme tecniche.

Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, per il tramite del Servizio Tecnico Centrale, predispone e pubblica, sentiti il Consiglio Nazionale delle Ricerche (C.N.R.) e l'Ente Italiano di Normazione (UNI), l'elenco dei documenti che costituiscono riferimento tecnico per le Norme tecniche per le costruzioni ai sensi del presente capitolo. Con analoga procedura sono anche predisposti e pubblicati gli aggiornamenti periodici a tale elenco, nonché gli aggiornamenti degli elenchi delle specifiche tecniche volontarie UNI, EN ed ISO richiamate nella presente norma.

18A00716

LEONARDO CIRCELLI, *redattore*

DELIA CHIARA, *vice redattore*

(WI-GU-2018-SON-005) Roma, 2018 - Istituto Poligrafico e Zecca dello Stato S.p.A.



* 4 5 - 4 1 0 3 0 1 1 8 0 2 2 0 *

€ 24,00

GAZZETTA  UFFICIALE
DELLA REPUBBLICA ITALIANA

PARTE PRIMA

Roma - Martedì, 11 febbraio 2019

SI PUBBLICA TUTTI I
GIORNI NON FESTIVI

DIREZIONE E REDAZIONE PRESSO IL MINISTERO DELLA GIUSTIZIA - UFFICIO PUBBLICAZIONE LEGGI E DECRETI - VIA ARENULA, 70 - 00186 ROMA
AMMINISTRAZIONE PRESSO L'ISTITUTO POLIGRAFICO E ZECCA DELLO STATO - VIA SALARIA, 691 - 00138 ROMA - CENTRALINO 06-85081 - LIBRERIA DELLO STATO
PIAZZA G. VERDI, 1 - 00198 ROMA

N. 5

MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE
E DEI TRASPORTI

CIRCOLARE 21 gennaio 2019 , n. 7 C.S.LL.PP.

Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

CIRCOLARI

MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI

CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP..

Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

IL MINISTRO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI

Con decreto ministeriale 17 gennaio 2018, pubblicato nel supplemento ordinario alla *Gazzetta Ufficiale* del 20 febbraio 2018, n. 42 è stato approvato l'aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni», testo normativo che raccoglie in forma unitaria le norme che disciplinano la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle costruzioni al fine di garantire, per stabiliti livelli di sicurezza, la pubblica incolumità.

Tale aggiornamento costituisce un più avanzato sistema normativo atto a fornire i criteri generali di sicurezza, a precisare le azioni che devono essere utilizzate nel progetto, a definire le caratteristiche dei materiali ed a trattare gli aspetti attinenti alla sicurezza strutturale delle opere, nuove ed esistenti: impostazione condivisa dal mondo accademico, professionale e produttivo-imprenditoriale.

In considerazione del carattere innovativo di detto aggiornamento, **si è ritenuto opportuno emanare la presente circolare applicativa che sostituisce la precedente circolare n. 617 del 2 febbraio 2009**, relativa alle norme tecniche approvate con decreto ministeriale 14 gennaio 2008, la quale ha lo scopo di fornire agli operatori del settore, ed in particolare ai progettisti, opportuni chiarimenti, indicazioni ed elementi informativi per una più agevole ed univoca applicazione delle norme stesse.

Pur essendo state apportate numerose e significative modifiche rispetto alla precedente circolare, non è stato cambiato l'impianto generale e l'articolazione del documento e, pertanto, il testo è articolato conformemente alle norme tecniche di cui mantiene la medesima strutturazione in capitoli e paragrafi., al fine di una più agevole consultazione.

La presente circolare è stata sottoposta al parere dell'Assemblea generale del Consiglio superiore dei lavori pubblici, che si è espressa favorevolmente in data 27 luglio 2018, con voto n. 29/2017.

Roma, 21 gennaio 2019

Il Ministro: TONINELLI

SOMMARIO

CAPITOLO C1 - INTRODUZIONE

C1.1 LOGICA DELLA NORMA

C1.2 ORGANIZZAZIONE DELLA NORMA E DELLA CIRCOLARE

CAPITOLO 2 – SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE

C2.1 PRINCIPI FONDAMENTALI

C2.2 REQUISITI DELLE OPERE STRUTTURALI

C2.2.5 ROBUSTEZZA

C2.3 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

C2.4 VITA NOMINALE DI PROGETTO, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

C2.4.1 VITA NOMINALE DI PROGETTO

C2.4.2 CLASSI D'USO

C2.4.3 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

C2.5 AZIONI SULLE COSTRUZIONI

C2.6 AZIONI NELLE VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

C2.6.1 STATI LIMITE ULTIMI

CAPITOLO 3 – AZIONI SULLE COSTRUZIONI

C3.1 OPERE CIVILI ED INDUSTRIALI

C3.1.3 CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI

C3.1.4 SOVRACCARICHI

C3.1.4.1 SOVRACCARICHI VERTICALI UNIFORMEMENTE DISTRIBUITI

C3.1.4.2 SOVRACCARICHI VERTICALI CONCENTRATI

C3.1.4.3 SOVRACCARICHI ORIZZONTALI LINEARI

C3.2 AZIONE SISMICA

C3.2.1 STATI LIMITE E RELATIVE PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO

C3.2.2 CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

C3.2.3 VALUTAZIONE DELL’AZIONE SISMICA

C3.2.3.1 DESCRIZIONE DEL MOTO SISMICO IN SUPERFICIE E SUL PIANO DI FONDAZIONE

C3.2.3.2 SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE

C3.2.3.2.1 Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali

C3.2.3.6 IMPIEGO DI STORIE TEMPORALI DEL MOTO DEL TERRENO

C3.3 AZIONI DEL VENTO

C3.3.1 VELOCITÀ BASE DI RIFERIMENTO

C3.3.2 VELOCITÀ DI RIFERIMENTO

C3.3.3 AZIONI STATICHE EQUIVALENTI

C3.3.4 PRESSIONE DEL VENTO

C3.3.5 AZIONE TANGENTE DEL VENTO

C3.3.6 PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO

C3.3.7 COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE

C3.3.8 COEFFICIENTI AERODINAMICI

C3.3.8.1 EDIFICI A PIANTA RETTANGOLARE CON COPERTURE PIANE, A FALDE, INCLINATE E CURVILINEE

C3.3.8.1.1 Pareti verticali

C3.3.8.1.1.1 Altezza di riferimento per la faccia sopravvento

C3.3.8.1.1.2 Altezza di riferimento per le facce sottovento e laterali

C3.3.8.1.2 Coperture piane

- C3.3.8.1.3 Coperture a falda singola
- C3.3.8.1.4 Coperture a falda doppia
- C3.3.8.1.5 Coperture a padiglione
- C3.3.8.1.6 Coperture a falde multiple
- C3.3.8.1.7 Coperture a volta cilindrica
- C3.3.8.2 TETTOIE
- C3.3.8.2.1 Tettoie a falda singola
- C3.3.8.2.2 Tettoie a falda doppia
- C3.3.8.2.3 Tettoie a falde multiple
- C3.3.8.3 COEFFICIENTI DI PRESSIONE PER PARETI VERTICALI DI EDIFICI A PIANTA CIRCOLARE
- C3.3.8.4 COEFFICIENTI DI PRESSIONE PER COPERTURE SFERICHE DI EDIFICI A PIANTA CIRCOLARE
- C3.3.8.5 PRESSIONI INTERNE
- C3.3.8.6 COEFFICIENTI DI PRESSIONE PER TRAVI AD ANIMA PIENA E RETICOLARI
- C3.3.8.6.1 Travi isolate
- C3.3.8.6.2 Travi multiple
- C3.3.8.7 COEFFICIENTI DI PRESSIONE PER TORRI E PALI A TRALICCIO A SEZIONE RETTANGOLARE O QUADRATA
- C3.3.8.8 COEFFICIENTE DI ATTRITO
- C3.3.9 COEFFICIENTE DINAMICO**
- C3.3.10 AVVERTENZE PROGETTUALI.**
- C3.3.11 DISTACCO DI VORTICI**
- C3.4 AZIONI DELLA NEVE**
- C3.4.1 CARICO DELLA NEVE SULLE COPERTURE**
- C3.4.2 VALORE DI RIFERIMENTO DEL CARICO DELLA NEVE AL SUOLO**
- C3.4.3 COEFFICIENTE DI FORMA DELLE COPERTURE**
- C3.4.3.1 GENERALITÀ
- C3.4.3.2 COPERTURA AD UNA FALDA
- C3.4.3.3 COPERTURA A DUE FALDE (O PIÙ)
- C3.4.3.3.1 Copertura cilindrica
- C3.4.3.3.2 Copertura adiacente o vicina a costruzioni più alte
- C3.4.3.3.3 Effetti locali
- C3.4.3.3.4 Accumuli in corrispondenza di sporgenze
- C3.4.3.3.5 Neve aggettante dal bordo di una copertura
- C3.4.3.3.6 Carichi della neve su barriere paraneve ed altri ostacoli

C3.4.5	COEFFICIENTE TERMICO
C3.5	AZIONI DELLA TEMPERATURA
C3.5.2	TEMPERATURA DELL'ARIA ESTERNA
C3.6	AZIONI ECCEZIONALI
C3.6.1	INCENDIO
C3.6.1.1	DEFINIZIONI
C3.6.1.2	RICHIESTE DI PRESTAZIONE
C3.6.1.3	CLASSI DI RESISTENZA AL FUOCO
C3.6.1.4	CRITERI DI PROGETTAZIONE
C3.6.1.5	PROCEDURA DI ANALISI DELLA RESISTENZA AL FUOCO
C3.6.1.5.1	Incendio di progetto
C3.6.1.5.3	Analisi del comportamento meccanico
C3.6.1.5.4	Verifiche di sicurezza
C3.6.2	ESPLOSIONI
C3.6.2.3	MODELLAZIONE DELLE AZIONI DOVUTE ALLE ESPLOSIONI

CAPITOLO 4 - COSTRUZIONI CIVILI E INDUSTRIALI

C4.1 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO

C4.1.1 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA E METODI DI ANALISI

C4.1.1.1 ANALISI ELASTICA LINEARE

C4.1.1.1.1 Ridistribuzione nelle travi continue

C4.1.1.1.2 Ridistribuzione nelle travi continue dei telai

C4.1.2 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

C4.1.2.1 MATERIALI

C4.1.2.1.2 Diagrammi di progetto dei materiali

C4.1.2.1.2.1 *Diagrammi di progetto tensione-deformazione del calcestruzzo*

C4.1.2.2 STATI LIMITE DI ESERCIZIO

C4.1.2.2.2 Stato limite di deformazione

C4.1.2.2.4 Stato limite di fessurazione

C4.1.2.2.4.5 *Verifica dello stato limite di fessurazione*

C4.1.2.2.5 Stato Limite di limitazione delle tensioni

C4.1.2.3 STATI LIMITE ULTIMI

C4.1.2.3.4 Resistenza flessionale e duttilità massima in presenza e in assenza di sforzo assiale

C4.1.2.3.4.2 *Verifiche di resistenza e duttilità*

C4.1.2.3.6 Resistenza nei confronti di sollecitazioni torcenti

C4.1.2.3.7 Resistenza di elementi tozzi, nelle zone diffusive e nei nodi

C4.1.6 DETTAGLI COSTRUTTIVI

C4.1.6.1 ELEMENTI MONODIMENSIONALI: TRAVI E PILASTRI

C4.1.6.1.1 Armatura delle travi

C4.1.6.1.3 Copriferro e interferro

C4.1.6.1.4 Ancoraggio delle barre e loro giunzione

C4.1.9 NORME ULTERIORI PER I SOLAI

C4.1.9.1 SOLAI MISTI DI C.A. E C.A.P. E BLOCCHI FORATI DI LATERIZIO O IN CALCESTRUZZO

C4.1.9.1.1 Regole generali e caratteristiche minime dei blocchi

C4.1.9.1.2 Limiti dimensionali

C4.1.9.1.3 Caratteristiche fisico-meccaniche

C4.1.12 CALCESTRUZZO DI AGGREGATI LEGGERI (LC)

C4.1.12.1 NORME DI CALCOLO

C4.1.12.1.1	Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo
C4.1.12.1.1.1	<i>Resistenza a trazione</i>
C4.1.12.1.1.2	<i>Modulo di elasticità</i>
C4.1.12.1.2	Verifiche agli stati limite di esercizio
C4.1.12.1.2.1	<i>Verifiche di deformabilità</i>
C4.1.12.1.3	Verifiche agli stati limite ultimi
C4.1.12.1.3.1	<i>Resistenza a sforzo normale e flessione (elementi monodimensionali)</i>
C4.1.12.1.3.2	<i>Resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti</i>
C4.1.12.1.3.2.1.	<i>Elementi senza armature trasversali resistenti al taglio</i>
C4.1.12.1.3.2.2.	<i>Elementi con armature trasversali resistenti al taglio</i>
C4.1.12.1.3.2.3.	<i>Resistenza nei confronti di sollecitazioni torcenti</i>
C4.1.12.1.4	Dettagli costruttivi
C4.1.12.1.4.1	<i>Diametro massimo delle barre e dei trefoli</i>
C4.1.12.1.4.2	<i>Raggio di curvatura delle barre</i>
C4.1.12.1.4.3	<i>Ancoraggio delle barre e sovrapposizioni</i>

C4.2 COSTRUZIONI DI ACCIAIO

C4.2.1 MATERIALI

C4.2.2 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

C4.2.3 ANALISI STRUTTURALE

C4.2.3.1 CLASSIFICAZIONE DELLE SEZIONI

C4.2.3.3 METODI DI ANALISI GLOBALE

C4.2.3.4 EFFETTI DELLE DEFORMAZIONI

C4.2.3.5 EFFETTO DELLE IMPERFEZIONI

C4.2.3.6 ANALISI DI STABILITÀ DI STRUTTURE INTELAIATE

C4.2.3.7 LUNGHEZZA STABILE DELLA ZONA DI CERNIERA PLASTICA

C4.2.4 VERIFICHE

C4.2.4.1 VERIFICHE AGLI STATI LIMITI ULTIMI

C4.2.4.1.3 Stabilità delle membrature

C4.2.4.1.3.1 Aste compresse

C4.2.4.1.3.1.1. *Calcolo della forza normale di progetto agente in un corrente*

C4.2.4.1.3.1.2. *Calcolo della forza di taglio agente negli elementi di collegamento*

C4.2.4.1.3.1.3. *Verifiche di aste composte tralicciate*

C4.2.4.1.3.1.4. *Verifiche di aste composte calastrellate*

C4.2.4.1.3.1.5. *Sezioni composte da elementi ravvicinati collegati con calastrelli o imbottiture*

C4.2.4.1.3.2 Travi inflesse

C4.2.4.1.3.3 Membrature inflesse e compresse

C4.2.4.1.3.3.1. *Metodo A*

C4.2.4.1.3.3.2. *Metodo B*

C4.2.4.1.3.3.3. *Metodo generale per la verifica ad instabilità laterale e flessione-torsionale*

C4.2.4.1.3.4	Stabilità dei pannelli
C4.2.4.1.3.4.1.	Stabilità dei pannelli soggetti a taglio
C4.2.4.1.3.4.2.	Stabilità dei pannelli soggetti a compressione
C4.2.4.1.3.4.3.	Larghezza collaborante
C4.2.4.1.3.4.4.	Pannelli con irrigiditori longitudinali
C4.2.4.1.3.4.5.	Instabilità di colonna
C4.2.4.1.3.4.6.	Instabilità di piastra
C4.2.4.1.3.4.7.	Requisiti minimi per gli irrigiditori trasversali
C4.2.4.1.3.4.8.	Verifiche semplificate
C4.2.4.1.3.4.9.	Requisiti minimi per gli irrigiditori longitudinali
C4.2.4.1.4	Stato limite di fatica
C4.2.4.1.4.1	Spettri di carico
C4.2.4.1.4.2	Spettri di tensione e metodi di conteggio
C4.2.4.1.4.3	Curve S-N
C4.2.4.1.4.4	Curva S-N per connettori a piolo
C4.2.4.1.4.5	Metodi di verifica
C4.2.4.1.4.6	Influenza dello spessore
C4.2.9	REQUISITI PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE
C4.2.9.6	VERNICIATURA E ZINCATURA
C4.2.12	PROFILATI FORMATI A FREDDO E LAMIERE GRECATE
C4.2.12.1	MATERIALI
C4.2.12.1.1	Effetto della formatura a freddo sulla resistenza dell'acciaio
C4.2.12.1.2	Valori limite dei rapporti larghezza - spessore
C4.2.12.1.3	Inflessione trasversale delle ali
C4.2.12.1.4	Classificazione delle sezioni, instabilità locale e distorsione delle sezioni trasversali
C4.2.12.1.5	Verifiche di resistenza
C4.2.12.1.5.1	Verifiche di resistenza a trazione
C4.2.12.1.5.2	Verifiche di resistenza a compressione
C4.2.12.1.5.3	Verifiche di resistenza a flessione
C4.2.12.1.5.4	Verifiche di resistenza a presso-tenso flessione
C4.2.12.1.5.4.1.	Verifiche di resistenza a taglio
C4.2.12.1.6	Verifiche di stabilità
C4.2.12.1.6.1	Verifiche di stabilità di aste compresse
C4.2.12.1.6.2	Verifiche di stabilità di aste inflesse
C4.2.12.1.6.3	Verifiche di stabilità di aste presso-inflesse
C4.2.12.1.7	Unioni
C4.2.12.1.7.1	Chiodi ciechi
C4.2.12.1.7.1.1.	Chiodi ciechi soggetti a taglio
C4.2.12.1.7.2	Viti autofilettanti e automaschianti
C4.2.12.1.7.2.1.	Viti autofilettanti o automaschianti soggette a taglio
C4.2.12.1.7.2.2.	Viti autofilettanti o automaschianti soggette a trazione

- C4.2.12.1.7.3 *Chiodi separati*
- C4.2.12.1.7.3.1 *Chiodi separati soggetti a taglio*
- C4.2.12.1.7.4 *Bulloni (per impiego con spessori minori di 4 mm)*
- C4.2.12.1.7.4.1 *Bulloni soggetti a taglio*
- C4.2.12.1.7.4.2 *Bulloni soggetti a trazione*
- C4.2.12.1.7.5 *Cordoni d'angolo (per impiego con spessori minori di 4 mm)*
- C4.2.12.1.7.6 *Saldature per punti (a resistenza o per fusione)*
- C4.2.12.1.7.6.1 *Saldature per punti soggette a taglio*
- C4.2.12.1.7.7 *Bottoni di saldatura*
- C4.2.12.1.7.7.1 *Bottoni di saldatura soggetti a taglio*

C4.3 COSTRUZIONI COMPOSTE DI ACCIAIO-CALCESTRUZZO

C4.3.1 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

C4.3.2 ANALISI STRUTTURALE

C4.3.2.1 CLASSIFICAZIONE DELLE SEZIONI

C4.3.4 TRAVI CON SOLETTA COLLABORANTE

C4.3.4.2 RESISTENZA DELLE SEZIONI

C4.3.4.3 SISTEMI DI CONNESSIONE ACCIAIO-CALCESTRUZZO

C4.3.4.3.1 Connessioni a taglio con pioli

C4.3.4.3.1.1 Disposizioni e limitazioni

C4.3.4.3.1.2 Resistenza dei connettori (a sollecitazioni combinate)

C4.3.4.3.3 Valutazione delle sollecitazioni di taglio agenti sul sistema di connessione

C4.3.4.3.5 Armatura trasversale

C4.3.4.3.6 Instabilità flessio-torsionale delle travi composte

C4.3.6 SOLETTE COMPOSTE CON LAMIERA GRECATA

C4.3.6.2 VERIFICHE DI RESISTENZA ALLO STATO LIMITE ULTIMO (SOLETTE COMPOSTE)

C4.4 COSTRUZIONI DI LEGNO

C4.4.1 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

C4.4.2 ANALISI STRUTTURALE

C4.4.3 AZIONI E LORO COMBINAZIONI

C4.4.4 CLASSI DI DURATA DEL CARICO

C4.4.5 CLASSI DI SERVIZIO

C4.4.6 RESISTENZA DI PROGETTO

C4.4.7 STATI LIMITE DI ESERCIZIO

C4.4.8 STATI LIMITE ULTIMI

C4.4.8.1	VERIFICHE DI RESISTENZA
C4.4.8.1.1	Trazione parallela alla fibratura
C4.4.8.1.2	Trazione perpendicolare alla fibratura
C4.4.8.1.4	Compressione perpendicolare alla fibratura
C4.4.8.1.9	Taglio
C4.4.8.2	VERIFICHE DI STABILITÀ
C4.4.9	COLLEGAMENTI
C4.4.10	ELEMENTI STRUTTURALI
C4.4.11	SISTEMI STRUTTURALI
C4.4.12	ROBUSTEZZA
C4.4.13	DURABILITÀ
C4.4.14	RESISTENZA AL FUOCO
C4.4.15	REGOLE PER L'ESECUZIONE
C4.4.16	VERIFICHE PER SITUAZIONI TRANSITORIE, CONTROLLI E PROVE DI CARICO
C4.4.16.1	CONTROLLI IN FASE DI COSTRUZIONE
C4.4.16.2	CONTROLLI SULLA STRUTTURA COMPLETA
C4.4.16.3	CONTROLLI DELLA STRUTTURA IN ESERCIZIO
C4.5	COSTRUZIONI DI MURATURA
C4.5.2	MATERIALI E CARATTERISTICHE TIPOLOGICHE
C4.5.2.2	ELEMENTI RESISTENTI DI MURATURA
C4.5.2.2.1	Elementi artificiali
C4.5.2.3	MURATURE
C4.5.4	ORGANIZZAZIONE STRUTTURALE
C4.5.5	ANALISI STRUTTURALE
C4.5.6	VERIFICHE
C4.5.6.1	RESISTENZE DI PROGETTO
C4.5.6.2	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI
C4.5.6.4	VERIFICHE SEMPLIFICATE
C4.5.7	MURATURA ARMATA
C4.5.8	MURATURA CONFINATA
C4.6	ALTRI SISTEMI COSTRUTTIVI

CAPITOLO 5 - PONTI

C5.1 PONTI STRADALI

C5.1.2 PRESCRIZIONI GENERALI

C5.1.2.3 COMPATIBILITÀ IDRAULICA

C5.1.3 AZIONI SUI PONTI STRADALI

C5.1.3.3 AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO. CARICHI VERTICALI: Q1

C5.1.3.3.2 Definizione delle corsie convenzionali

C5.1.3.3.3 Schemi di carico

C5.1.3.3.5 Disposizioni dei carichi mobili per realizzare le condizioni di carico più gravose

C5.1.3.3.5.1 *Carichi verticali da traffico su rilevati e su terrapieni adiacenti al ponte*

C5.1.3.3.5.2 *Carichi orizzontali da traffico su rilevati e su terrapieni adiacenti al ponte*

C5.1.3.10 AZIONI SUI PARAPETTI E URTI DI VEICOLO IN SVIO: Q8

C5.1.4 VERIFICHE DI SICUREZZA

C5.1.4.3 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI FATICA

C5.1.4.5 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI DEFORMAZIONE

C5.1.4.6 VERIFICA DELLE AZIONI SISMICHE

C5.1.8 PONTI PEDONALI

C5.1.8.1 MODELLI DINAMICI PER PONTI PEDONALI

C5.2 PONTI FERROVIARI

C5.2.1.2 COMPATIBILITÀ IDRAULICA

C5.2.2 AZIONI SULLE OPERE

C5.2.2.4 AZIONI VARIABILI AMBIENTALI

C5.2.2.4.2 *Temperatura*

C5.2.2.5 EFFETTI DI INTERAZIONE STATICA TRENO-BINARIO-STRUTTURA

C5.2.2.8 AZIONI SISMICHE

C5.2.3 PARTICOLARI PRESCRIZIONI PER LE VERIFICHE

C5.2.3.2 VERIFICHE AGLI SLU E SLE

C5.2.3.2.1 Requisiti concernenti gli SLU

C5.2.3.2.3 Verifiche allo stato limite di fatica

CAPITOLO 6 – PROGETTAZIONE GEOTECNICA

C6.2 ARTICOLAZIONE DEL PROGETTO

C6.2.1 CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO

C6.2.2 INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA

C6.2.2.1 INDAGINI E PROVE GEOTECNICHE IN SITO

C6.2.2.2 PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO

C6.2.2.3 CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA

C6.2.2.4 VALORI CARATTERISTICI DEI PARAMETRI GEOTECNICI

C6.2.2.5 RELAZIONE GEOTECNICA

C6.2.3 FASI E MODALITÀ COSTRUTTIVE

C6.2.4 VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI

C6.2.4.1 VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

C6.2.4.2 VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI IDRAULICI

C6.2.4.3 VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

C6.3 STABILITÀ DEI PENDII NATURALI

C6.3.1 PRESCRIZIONI GENERALI

C6.3.2 MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL PENDIO

C6.3.3 MODELLAZIONE GEOTECNICA DEL PENDIO

C6.3.4 VERIFICHE DI SICUREZZA

C6.3.5 INTERVENTI DI STABILIZZAZIONE

C6.3.6 CONTROLLI E MONITORAGGIO

C6.4 OPERE DI FONDAZIONE

C6.4.1 CRITERI GENERALI DI PROGETTO

C6.4.2 FONDAZIONI SUPERFICIALI

C6.4.2.1 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

C6.4.2.2 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

C6.4.3 FONDAZIONI SU PALI

C6.4.3.1 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

C6.4.3.7 PROVE DI CARICO

C6.5	OPERE DI SOSTEGNO
C6.5.3	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE
C6.5.3.1	VERIFICHE DI SICUREZZA (SLU)
C6.5.3.1.1	Muri di sostegno
C6.5.3.1.2	Paratie
C6.5.3.2	VERIFICHE DI ESERCIZIO (SLE)
C6.6	TIRANTI DI ANCORAGGIO
C6.6.1	CRITERI DI PROGETTO
C6.6.2	VERIFICHE DI SICUREZZA (SLU)
C6.6.3	ASPETTI COSTRUTTIVI
C6.7	OPERE IN SOTTERRANEO
C6.7.4	CRITERI DI PROGETTO
C6.7.4.1	METODI DI SCAVO
C6.7.4.2	VERIFICA DEL RIVESTIMENTO
C6.7.6	CONTROLLO E MONITORAGGIO
C6.8	OPERE DI MATERIALI SCIOLTI E FRONTI DI SCAVO
C6.8.1	CRITERI GENERALI DI PROGETTO
C6.8.1.1	RILEVATI E RINTERRI
C6.8.1.2	DRENAGGI E FILTRI
C6.8.6	FRONTI DI SCAVO
C6.8.6.2	CRITERI GENERALI DI PROGETTO E VERIFICHE DI SICUREZZA
C6.11	DISCARICHE CONTROLLATE DI RIFIUTI E DEPOSITI DI INERTI
C6.12	FATTIBILITÀ DI OPERE SU GRANDI AREE
C6.12.1	INDAGINI SPECIFICHE
C6.12.2	VERIFICHE DI FATTIBILITÀ
C6.12.2.1	EMUNGIMENTO DA FALDE IDRICHE

CAPITOLO 7 – PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

C7.1 REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE

C7.2 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE E MODELLAZIONE

C7.2.1 CARATTERISTICHE GENERALI DELLE COSTRUZIONI

C7.2.2 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE DEI SISTEMI STRUTTURALI

C7.2.3 CRITERI DI PROGETTAZIONE DI ELEMENTI STRUTTURALI “SECONDARI” ED ELEMENTI COSTRUTTIVI NON STRUTTURALI

C7.2.6 CRITERI DI MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E DELL' AZIONE SISMICA

C7.3 METODI DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA

C7.3.1 ANALISI LINEARE O NON LINEARE

C7.3.3 ANALISI LINEARE DINAMICA O STATICA

C7.3.3.1 ANALISI LINEARE DINAMICA

C7.3.3.2 ANALISI LINEARE STATICA

C7.3.4 ANALISI NON LINEARE DINAMICA O STATICA

C7.3.4.1 ANALISI NON LINEARE DINAMICA

C7.3.4.2 ANALISI NON LINEARE STATICA

C7.3.5 RISPOSTA ALLE DIVERSE COMPONENTI DELL'AZIONE SISMICA ED ALLA VARIABILITÀ SPAZIALE DEL MOTO

C7.3.6 RISPETTO DEI REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE

C7.3.6.1 ELEMENTI STRUTTURALI (ST)

C7.3.6.2 ELEMENTI NON STRUTTURALI (NS)

C7.4 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO

C7.4.2 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

C7.4.2.1 CONGLOMERATO

C7.4.3 TIPOLOGIE STRUTTURALI E FATTORI DI COMPORTAMENTO

C7.4.3.1 TIPOLOGIE STRUTTURALI

C7.4.4 DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI PRIMARI E SECONDARI

C7.4.4.1 TRAVI

C7.4.4.1.1 Verifiche di resistenza (res)

C7.4.4.1.2	Verifiche di duttilità (DUT)
C7.4.4.2	PILASTRI
C7.4.4.2.1	Verifiche di resistenza (RES)
C7.4.4.2.2	Verifiche di duttilità(DUT)
C7.4.4.3	NODI TRAVE-PILASTRO
C7.4.4.3.1	Verifiche di resistenza (RES)
C7.4.4.4	DIAFRAMMI ORIZZONTALI
C7.4.4.4.1	Verifiche di resistenza (RES)
C7.4.4.5	PARETI
C7.4.4.5.1	Verifiche di resistenza (RES)
C7.4.4.5.2	Verifiche di duttilità (DUT)
C7.4.5	COSTRUZIONI CON STRUTTURA PREFABBRICATA
C7.4.5.1	TIPOLOGIE STRUTTURALI E FATTORI DI COMPORTAMENTO
C7.4.5.1.1	Strutture a telaio
C7.4.5.1.2	Strutture con pilastri incastrati alla base e orizzontamenti ad essi cernierati
C7.4.6	DETTAGLI COSTRUTTIVI
C7.4.6.1	LIMITAZIONI GEOMETRICHE
C7.4.6.1.2	Pilastri
C7.4.6.2	LIMITAZIONI DI ARMATURA
C7.4.6.2.3	Nodi Trave-Pilastro
C7.5	COSTRUZIONI D'ACCIAIO
C7.5.2	TIPOLOGIE STRUTTURALI E FATTORI DI COMPORTAMENTO
C7.5.2.1	TIPOLOGIE STRUTTURALI
C7.5.3	REGOLE DI PROGETTO GENERALI PER ELEMENTI STRUTTURALI DISSIPATIVI
C7.5.3.1	VERIFICHE DI RESISTENZA (RES)
C7.5.4	REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE PER STRUTTURE INTELAIATE
C7.5.4.4	PANNELLI D'ANIMA DEI COLLEGAMENTI TRAVE-COLONNA
C7.5.5	REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE PER STRUTTURE CON CONTROVENTI CONCENTRICI
C7.5.6	REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE PER STRUTTURA CON CONTROVENTI ECCENTRICI
C7.6	COSTRUZIONI COMPOSTE DI ACCIAIO-CALCESTRUZZO
C7.6.4	CRITERI DI PROGETTO E DETTAGLI PER STRUTTURE DISSIPATIVE
C7.6.4.5	COLLEGAMENTI COMPOSTI NELLE ZONE DISSIPATIVE

C7.6.4.5.1	Modelli resistenti per la soletta soggetta a compressione
C7.6.4.5.2	Resistenza dei pannelli d'anima delle colonne composte
C7.6.7	REGOLE SPECIFICHE PER STRUTTURE CON CONTROVENTI CONCENTRICI
C7.6.8	CONTROVENTI ECCENTRICI
C7.7	COSTRUZIONI DI LEGNO
C7.7.1	ASPETTI CONCETTUALI DELLA PROGETTAZIONE
C7.7.2	MATERIALI E PROPRIETÀ DELLE ZONE DISSIPATIVE
C7.7.3	TIPOLOGIE STRUTTURALI E FATTORI DI COMPORTAMENTO
C7.7.4	ANALISI STRUTTURALE
C7.7.5	DISPOSIZIONI COSTRUTTIVE
C7.7.5.1	GENERALITÀ
C7.7.5.3	DISPOSIZIONI COSTRUTTIVE PER GLI IMPALCATI
C7.8	COSTRUZIONI DI MURATURA
C7.8.1	REGOLE GENERALI
C7.8.1.1	PREMESSA
C7.8.1.2	MATERIALI
C7.8.1.5	METODI DI ANALISI
C7.8.1.5.2	Analisi lineare statica
C7.8.1.5.4	Analisi statica non lineare
C7.8.1.6	VERIFICHE DI SICUREZZA
C7.8.1.9	COSTRUZIONI SEMPLICI
C7.8.2	COSTRUZIONI DI MURATURA ORDINARIA
C7.8.2.2	VERIFICHE DI SICUREZZA
C7.8.2.2.1	Pressoflessione nel piano
C7.8.2.2.2	Taglio
C7.8.2.2.4	Travi in Muratura
C7.8.3	COSTRUZIONI DI MURATURA ARMATA
C7.8.3.2	VERIFICHE DI SICUREZZA
C7.8.3.2.1	Pressoflessione nel piano
C7.8.3.2.2	Taglio
C7.8.4	COSTRUZIONI DI MURATURA CONFINATA

C7.8.5	STRUTTURE MISTE
C7.8.6	REGOLE DI DETTAGLIO
C7.8.6.3	COSTRUZIONI DI MURATURA CONFINATA
C7.9	PONTI
C7.9.5	DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI
C7.9.5.1	PILE
C7.9.5.1.1	Verifiche di resistenza (RES)
C7.10	COSTRUZIONI CON ISOLAMENTO E/O DISSIPAZIONE
C7.10.1	SCOPO
C7.10.2	REQUISITI GENERALI E CRITERI PER IL LORO SODDISFACIMENTO
C7.10.3	CARATTERISTICHE E CRITERI DI ACCETTAZIONE DEI DISPOSITIVI
C7.10.4	INDICAZIONI PROGETTUALI
C7.10.4.1	INDICAZIONI RIGUARDANTI I DISPOSITIVI
C7.10.4.2	CONTROLLO DI MOVIMENTI INDESIDERATI
C7.10.4.3	CONTROLLO DEGLI SPOSTAMENTI SISMICI DIFFERENZIALI DEL TERRENO
C7.10.4.4	CONTROLLO DEGLI SPOSTAMENTI RELATIVI AL TERRENO ED ALLE COSTRUZIONI CIRCOSTANTI
C7.10.5	MODELLAZIONE E ANALISI STRUTTURALE
C7.10.5.1	PROPRIETÀ DEL SISTEMA DI ISOLAMENTO
C7.10.5.2	MODELLAZIONE
C7.10.5.3	ANALISI
C7.10.5.3.1	Analisi lineare statica
C7.10.5.3.2	Analisi lineare dinamica
C7.10.6	VERIFICHE
C7.10.6.1	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO
C7.10.6.2	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI
C7.10.6.2.1	Verifiche allo SLV
C7.10.6.2.2	Verifiche allo SLC
C7.10.8	ACCORDIMENTI SPECIFICI IN FASE DI COLLAUDO
C7.11	OPERE E SISTEMI GEOTECNICI
C7.11.1	REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE
C7.11.2	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA AI FINI SISMICI

C7.11.3	RISPOSTA SISMICA E STABILITÀ DEL SITO
C7.11.3.1	RISPOSTA SISMICA LOCALE
C7.11.3.1.1	Indagini specifiche
C7.11.3.1.2	Analisi numeriche di risposta sismica locale
C7.11.3.1.2.1	<i>Scelta della schematizzazione geometrica e definizione del modello geotecnico di sottosuolo</i>
C7.11.3.1.2.2	<i>Definizione delle azioni sismiche di ingresso</i>
C7.11.3.1.2.3	<i>Scelta della procedura di analisi</i>
C7.11.3.4	STABILITÀ NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE
C7.11.3.5	STABILITÀ DEI PENDII
C7.11.4	FRONTI DI SCAVO E RILEVATI
C7.11.5	FONDAZIONI
C7.11.5.1	REGOLE GENERALI DI PROGETTAZIONE
C7.11.5.1.1	Modellazione dell'interazione terreno-fondazione-struttura
C7.11.5.3	VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO (SLV) E ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLD)
C7.11.5.3.1	Fondazioni superficiali
C7.11.5.3.2	Fondazioni su pali
C7.11.6	OPERE DI SOSTEGNO
C7.11.6.2	MURI DI SOSTEGNO
C7.11.6.3	PARATIE

CAPITOLO 8 - COSTRUZIONI ESISTENTI

C8.1 OGGETTO

C8.2 CRITERI GENERALI

C8.3 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

C8.4 CLASSIFICAZIONE DEGLI INTERVENTI

C8.4.1 RIPARAZIONE O INTERVENTO LOCALE

C8.4.2 INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO

C8.4.3 INTERVENTO DI ADEGUAMENTO

C8.5 DEFINIZIONE DEL MODELLO DI RIFERIMENTO PER LE ANALISI

C8.5.1 ANALISI STORICO-CRITICA

C8.5.2 RILIEVO

C8.5.2.1 COSTRUZIONI DI MURATURA

C8.5.2.2 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO ARMATO O ACCIAIO

C8.5.2.3 COSTRUZIONI DI LEGNO

C8.5.3 CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI

C8.5.3.1 COSTRUZIONI DI MURATURA

C8.5.3.2 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO ARMATO O ACCIAIO

C8.5.3.3 COSTRUZIONI DI LEGNO

C8.5.4 LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA

C8.5.4.1 COSTRUZIONI DI MURATURA

C8.5.4.2 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO ARMATO O DI ACCIAIO

C8.5.4.3 COSTRUZIONI DI LEGNO

C8.5.5 AZIONI

C8.5.5.1 COSTRUZIONI IN MURATURA

C8.5.5.2 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO ARMATO O ACCIAIO

C8.6 MATERIALI

C8.7 PROGETTAZIONE DEGLI INTERVENTI

C8.7.1	COSTRUZIONI DI MURATURA
C8.7.1.1	VERIFICA DELLE PARETI MURARIE ALLE AZIONI NON SISMICHE
C8.7.1.2	MECCANISMI LOCALI - METODI DI ANALISI DELLA RISPOSTA SISMICA E CRITERI DI VERIFICA
C8.7.1.2.1	Analisi dei meccanismi locali di corpo rigido
C8.7.1.2.1.1	<i>Analisi con approccio cinematico lineare</i>
C8.7.1.2.1.2	<i>Analisi con approccio cinematico non lineare</i>
C8.7.1.2.1.3	<i>Definizione dell'oscillatore non lineare equivalente</i>
C8.7.1.2.1.4	<i>Azioni spettrali da applicare nella verifica dei meccanismi locali</i>
C8.7.1.2.1.5	<i>Verifica dello Stato Limite di Danno del meccanismo locale</i>
C8.7.1.2.1.6	<i>Verifica degli Stati Limite Ultimi di Salvaguardia della Vita (SLV) e di prevenzione del Collasso (SLC)</i>
C8.7.1.2.1.7	<i>Verifica semplificata dello SLV con fattore di comportamento q (analisi cinematica lineare)</i>
C8.7.1.2.1.8	<i>Verifica in spostamento allo SLV e allo SLC (analisi cinematica non lineare)</i>
C8.7.1.2.1.9	<i>Verifica con analisi dinamica non lineare dello SLV e SLC</i>
C8.7.1.3	MECCANISMI GLOBALI - METODI DI ANALISI DELLA RISPOSTA SISMICA E CRITERI DI VERIFICA
C8.7.1.3.1	Edifici singoli
C8.7.1.3.1.1	<i>Pareti murarie</i>
C8.7.1.3.1.2	<i>Solai e coperture</i>
C8.7.1.3.2	Edifici in aggregato
C8.7.1.3.3	Edifici semplici
C8.7.1.4	ELEMENTI STRUTTURALI IN LEGNO
C8.7.2	COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO ARMATO O DI ACCIAIO
C8.7.2.1	REQUISITI DI SICUREZZA
C8.7.2.1.1	Stato Limite di prevenzione del collasso (SLC)
C8.7.2.1.2	Stati Limite di esercizio
C8.7.2.2	METODI DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA
C8.7.2.2.1	Analisi statica lineare
C8.7.2.2.2	Analisi dinamica modale con spettro di risposta elastico o con fattore di comportamento q
C8.7.2.2.3	Analisi statica non lineare
C8.7.2.2.4	Analisi dinamica non lineare
C8.7.2.3	MODELLI DI CAPACITÀ PER LA VALUTAZIONE DI EDIFICI IN CEMENTO ARMATO
C8.7.2.3.1	Travi, pilastri e pareti: flessione con e senza sforzo normale
C8.7.2.3.2	Stato limite di prevenzione del collasso
C8.7.2.3.3	Stato limite di salvaguardia della vita
C8.7.2.3.4	Stato limite di danno
C8.7.2.3.5	Travi e pilastri: taglio
C8.7.2.4	MODELLI DI CAPACITÀ PER LA VALUTAZIONE DI EDIFICI DI ACCIAIO
C8.7.2.4.1	Travi e pilastri: flessione con e senza sforzo normale

C8.7.2.4.2	Stato limite di prevenzione del collasso
C8.7.2.4.3	Stato limite di salvaguardia della vita
C8.7.2.4.4	Stato limite di danno
C8.7.2.4.5	Travi e pilastri: Taglio
C8.7.2.4.6	Collegamenti
C8.7.3	COSTRUZIONI MISTE
C8.7.4	CRITERI E TIPI DI INTERVENTO
C8.7.4.1	CRITERI PER GLI INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO DEGLI EDIFICI IN MURATURA
C8.7.4.2	CRITERI PER GLI INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO DEGLI EDIFICI IN CALCESTRUZZO
C8.7.4.2.1	Incamicatura in c.a.
C8.7.4.2.2	Incamicatura in acciaio
C8.7.4.2.3	Placcatura e fasciatura in materiali compositi
C8.7.5	ELABORATI DEL PROGETTO DELL'INTERVENTO
C8.7.6	INDICAZIONI AGGIUNTIVE PER GLI ELEMENTI NON STRUTTURALI E GLI IMPIANTI SOGGETTI AD AZIONI SISMICHE
C8.7.6.1	INDIVIDUAZIONE DEI COMPONENTI NON STRUTTURALI CHE RICHIEDONO UNA VALUTAZIONE SISMICA
C8.7.6.2	CRITERI DI PROGETTAZIONE E AZIONI DI VERIFICA
C8.7.6.3	RACCOMANDAZIONI AGGIUNTIVE PER LA LIMITAZIONE DEL RISCHIO DI FUORIUSCITE INCONTROLLATE DI GAS A CAUSA DEL SISMA
C8.8	INDICAZIONI AGGIUNTIVE RELATIVE AI PONTI ESISTENTI
C8.8.1	AZIONE SISMICA
C8.8.2	CRITERI GENERALI
C8.8.3	LIVELLO DI CONOSCENZA E FATTORE DI CONFIDENZA
C8.8.4	MODELLO STRUTTURALE
C8.8.5	METODI DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA
C8.8.5.1	ANALISI LINEARE STATICA
C8.8.5.2	ANALISI LINEARE DINAMICA
C8.8.5.3	ANALISI NON LINEARE STATICA
C8.8.5.4	VERIFICA DEI MECCANISMI DUTTILI
C8.8.5.5	VERIFICA DEI MECCANISMI FRAGILI
C8.8.6	FONDAZIONI E SPALLE
C8.8.7	CLASSIFICAZIONE DEGLI INTERVENTI

CAPITOLO 9 – COLLAUDO STATICO

C9.1 PRESCRIZIONI GENERALI

C9.2 PROVE DI CARICO

C9.2.1 STRUTTURE PREFABBRICATE

C9.2.2 PONTI STRADALI

C9.2.3 PONTI FERROVIARI

C9.2.4 PONTI STRADALI E FERROVIARI CON DISPOSITIVI DI ISOLAMENTO E/O DISSIPAZIONE

CAPITOLO 10 – REDAZIONE DEI PROGETTI STRUTTURALI ESECUTIVI E DELLE RELAZIONI DI CALCOLO

C10.1 CARATTERISTICHE GENERALI

C10.2 ANALISI E VERIFICHE SVOLTE CON L'AUSILIO DI CODICI DI CALCOLO

C10.2.1 RELAZIONE DI CALCOLO

C10.2.2 VALUTAZIONE INDIPENDENTE DEL CALCOLO

CAPITOLO 11 – MATERIALI E PRODOTTI AD USO STRUTTURALE

C11.1 GENERALITÀ

C11.2 CALCESTRUZZO

C11.2.1 SPECIFICHE PER IL CALCESTRUZZO

C11.2.2 CONTROLLI DI QUALITÀ DEL CALCESTRUZZO

C11.2.3 VALUTAZIONE PRELIMINARE

C11.2.4 PRELIEVO E PROVA DEI CAMPIONI

C11.2.5 CONTROLLI DI ACCETTAZIONE

C11.2.5.1 CONTROLLO DI ACCETTAZIONE DI TIPO A

C11.2.5.2 CONTROLLO DI ACCETTAZIONE DI TIPO B

C11.2.5.3 PRESCRIZIONI COMUNI PER ENTRAMBI I CRITERI DI CONTROLLO

C11.2.6 CONTROLLO DELLA RESISTENZA DEL CALCESTRUZZO IN OPERA

C11.2.7 PROVE COMPLEMENTARI

C11.2.8 PRESCRIZIONI RELATIVE AL CALCESTRUZZO CONFEZIONATO CON PROCESSO INDUSTRIALIZZATO

C11.2.12 CALCESTRUZZI FIBRORINFORZATI (FRC)

C11.3 ACCIAIO

C11.3.1 PRESCRIZIONI COMUNI A TUTTE LE TIPOLOGIE DI ACCIAIO

C11.3.1.1 CONTROLLI

C11.3.1.2 CONTROLLI DI PRODUZIONE IN STABILIMENTO E PROCEDURE DI QUALIFICAZIONE

C11.3.1.3 MANTENIMENTO E RINNOVO DELLA QUALIFICAZIONE

C11.3.1.5 FORNITURE E DOCUMENTAZIONE DI ACCOMPAGNAMENTO

C11.3.1.7 CENTRI DI TRASFORMAZIONE

C11.3.2 ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO

C11.3.2.1 ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO B450C

C11.3.2.2 ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO B450A

C11.3.2.3 ACCERTAMENTO DELLE PROPRIETÀ MECCANICHE

C11.3.2.4 CARATTERISTICHE DIMENSIONALI E DI IMPIEGO

C11.3.2.5 RETI E TRALICCI ELETTRISALDATI

C11.3.2.8	ALTRI TIPI DI ACCIAI
C11.3.2.8.2	Acciai zincati
C11.3.2.10	PROCEDURE DI CONTROLLO PER ACCIAI DA CEMENTO ARMATO NORMALE – BARRE E ROTOLI
C11.3.2.10.3	Controlli nei centri di trasformazione
C11.3.2.10.4	Prove di aderenza
C11.3.2.12	CONTROLLI DI ACCETTAZIONE IN CANTIERE
C11.3.3	ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO PRECOMPRESSO
C11.3.3.5	PROCEDURE DI CONTROLLO PER ACCIAI DA CALCESTRUZZO ARMATO PRECOMPRESSO
C11.3.3.5.2.1	<i>Prove di qualificazione</i>
C11.3.3.5.6	Prodotti zincati
C11.3.4	ACCIAI PER STRUTTURE METALLICHE E PER STRUTTURE COMPOSTE
C11.3.4.1	GENERALITÀ
C11.3.4.5	PROCESSO DI SALDATURA
C11.3.4.6	BULLONI E CHIODI
C11.3.4.10	CENTRI DI TRASFORMAZIONE E CENTRI DI PRODUZIONE DI ELEMENTI IN ACCIAIO
C11.3.4.11	PROCEDURE DI CONTROLLO SU ACCIAI DA CARPENTERIA
C11.3.4.11.2	Controlli nei centri di trasformazione e nei centri di produzione di elementi tipologici in acciaio
C11.3.4.11.2.1	<i>Centri di produzione di lamiera grecate e profilati formati a freddo</i>
C11.3.4.11.3	Controlli di accettazione in cantiere
C11.4	ANCORANTI PER USO STRUTTURALE E GIUNTI DI DILATAZIONE
C11.5	SISTEMI DI PRECOMPRESSIONE A CAVI POST-TESI E TIRANTI DI ANCORAGGIO
C11.5.1	SISTEMI DI PRECOMPRESSIONE A CAVI POST TESI
C11.6	APPOGGI STRUTTURALI
C11.7	MATERIALI E PRODOTTI A BASE DI LEGNO
C11.7.1	GENERALITÀ
C11.7.2	LEGNO MASSICCIO
C11.7.2.1	LEGNO MASSICCIO CON SEZIONE RETTANGOLARE
C11.7.2.2	LEGNO MASSICCIO CON SEZIONI IRREGOLARI
C11.7.3	LEGNO STRUTTURALE CON GIUNTI A DITA
C11.7.4	LEGNO LAMELLARE INCOLLATO E LEGNO MASSICCIO INCOLLATO
C11.7.5	PANNELLI A BASE DI LEGNO
C11.7.8	ELEMENTI MECCANICI DI COLLEGAMENTO

C11.7.10	PROCEDURE DI IDENTIFICAZIONE, QUALIFICAZIONE E ACCETTAZIONE – CENTRI DI LAVORAZIONE
C11.7.10.1	FABBRICANTI E CENTRI DI LAVORAZIONE
C11.7.10.1.1	Identificazione e rintracciabilità dei prodotti qualificati
C11.7.10.2	CONTROLLI DI ACCETTAZIONE IN CANTIERE
C11.8	COMPONENTI PREFABBRICATI IN C.A. E C.A.P.
C11.8.1	GENERALITÀ
C11.8.3	CONTROLLO DI PRODUZIONE
C11.8.4	PROCEDURE DI QUALIFICAZIONE
C11.8.4.2	QUALIFICAZIONE DELLA PRODUZIONE IN SERIE DICHIARATA
C11.8.4.3	QUALIFICAZIONE DELLA PRODUZIONE IN SERIE CONTROLLATA
C11.8.5	DOCUMENTI DI ACCOMPAGNAMENTO
C11.8.6	DISPOSITIVI MECCANICI DI COLLEGAMENTO
C11.9	DISPOSITIVI ANTISISMICI E DI CONTROLLO DI VIBRAZIONI
C11.9.1	TIPOLOGIE DI DISPOSITIVI
C11.9.3	PROCEDURA DI ACCETTAZIONE
C11.9.4	DISPOSITIVI A COMPORTAMENTO LINEARE
C11.9.5	DISPOSITIVI A COMPORTAMENTO NON LINEARE
C11.9.6	DISPOSITIVI A COMPORTAMENTO VISCOSO
C11.9.7	ISOLATORI ELASTOMERICI
C11.9.7.1	PROVE DI ACCETTAZIONE SUI DISPOSITIVI
C11.10	MURATURA PORTANTE
C11.10.1	ELEMENTI PER MURATURA
C11.10.1.1	PROVE DI ACCETTAZIONE
C11.10.1.1.1	Resistenza a compressione degli elementi resistenti artificiali o naturali
C11.10.1.1.1.1	<i>Resistenza caratteristica a compressione degli elementi nella direzione dei carichi verticali</i>
C11.10.1.1.1.2	<i>Resistenza caratteristica a compressione degli elementi nella direzione ortogonale a quella dei carichi verticali e nel piano della muratura</i>
C11.10.2	MALTE PER MURATURA
C11.10.2.4	PROVE DI ACCETTAZIONE
C11.10.3	DETERMINAZIONE DEI PARAMETRI MECCANICI DELLA MURATURA
C11.10.3.2	RESISTENZA CARATTERISTICA A TAGLIO IN ASSENZA DI TENSIONI NORMALI
C11.10.3.2.1	Determinazione sperimentale della resistenza a taglio

CAPITOLO C1.

INTRODUZIONE

C1.1 LOGICA DELLA NORMA

L'attuale revisione delle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC) viene alla luce nove anni dopo l'emanazione delle NTC08. Questo lungo lasso di tempo si è reso necessario in considerazione delle importanti novità introdotte dalla precedente normativa, che ha rappresentato un vero e proprio giro di boa rispetto al passato, e per consentire, quindi, ai fruitori di acquisire una consuetudine all'uso e una sensibilità tali da far emergere quegli aspetti meno chiari o controversi che, unitamente al miglioramento delle conoscenze tecniche e scientifiche oltre che all'evoluzione tecnologica, determinano la spinta verso la revisione di un testo normativo.

Pur essendo state apportate numerose e significative modifiche e integrazioni al testo precedente, nell'aggiornare le Norme non è stato cambiato l'impianto generale e l'articolazione del documento.

In effetti, la sismicità del nostro paese, diffusa in tutto il territorio nazionale, e i condizionamenti progettuali connessi con la presenza di azioni sismiche, suggerirebbero l'opportunità di unificare, sintetizzandoli, i contenuti del Capitolo 7 (**Progettazione per azioni sismiche**) con i precedenti Capitoli 4 (**Costruzioni civili e industriali**), 5 (**Ponti**) e 6 (**Progettazione geotecnica**). Ciò nonostante si è realisticamente preferito lavorare solo sui contenuti delle Norme.

Tenuto conto di tutto ciò, con queste note introduttive si intende offrire al progettista una linea guida e rendere univoca l'interpretazione per agevolare l'uso delle Norme, evidenziando all'interno delle stesse quei percorsi logici unitari e unificanti che, non necessariamente, corrispondono alla mera successione dei Capitoli.

Il percorso progettuale, volendolo sintetizzare, può ritenersi articolato nelle fasi della *concezione*, della *verifica*, della *esecuzione* e del *controllo*:

- la *concezione* è tutta e sola appannaggio della creatività, della competenza tecnica e dell'esperienza del singolo progettista; essa ricade nella sua esclusiva responsabilità, certo non può essere normata;
- la *verifica*, la *esecuzione* e il *controllo*, invece, ricadono nella sfera delle attività collettive, assumendo l'aspetto di un contratto sociale, di una convenzione che, pur essendo basata su valutazioni scientifiche, giunge a fissare la frontiera tra lecito e illecito, tra accettato e rifiutato.

La normativa, proprio per il suo carattere eminentemente contrattuale e sociale, non si occupa della *concezione*, ma solo della *verifica*, della *esecuzione* e del *controllo*.

In questo ambito, certamente più ristretto, dello sviluppo progettuale, assumono importanza preminente, per gli obiettivi innanzi dichiarati, il *modello di calcolo* e il *metodo di analisi*, tenendo presente che le costruzioni civili, rispetto ai prodotti industriali, ad esempio, costituiscono sempre "oggetti unici", cioè "prototipi". Per quest'ultimo motivo è utile identificare e riconoscere, da subito, quegli elementi unificanti, validi cioè per ogni costruzione, necessari per l'individuazione del *modello di calcolo* e la scelta del *metodo di analisi*.

Per ogni costruzione civile il confronto tra capacità e domanda, che la valutazione del livello di sicurezza impone, richiede una quantificazione conseguita attraverso il filtro del *modello di calcolo* individuato e del *metodo di analisi* prescelto.

La normativa lascia il *modello di calcolo* alla sostanziale discrezionalità del progettista, con alcune prescrizioni minime ineludibili. Ai fini della modellazione, quanto prescritto dalle Norme al § 6.2.2 (**Indagini, caratterizzazione e modellazione geotecnica**) e al § 7.2.6 (**Criteri di modellazione della struttura e dell'azione sismica**) costituisce certamente un elemento comune a tutte le costruzioni civili.

Passando ai *metodi di analisi*, le revisionate NTC ne consentono più d'uno; ovviamente si dovrà armonizzare il metodo di analisi con le scelte fatte in sede di modellazione. Ai fini della scelta dei metodi di analisi, quanto prescritto dalle Norme al § 4.1.1 (**Valutazione della sicurezza e metodi di analisi**), al § 6.2.4 (**Verifiche della sicurezza e delle prestazioni**) e al § 7.3 (**Metodi di analisi e criteri di verifica**), costituisce un elemento comune a tutte le costruzioni civili.

È dunque utile e opportuno, nelle fasi di modellazione e analisi di una costruzione, considerare insieme, e nell'insieme, i paragrafi innanzi indicati, perseguendo così quell'unitarietà di impostazione che il percorso progettuale delle costruzioni richiede.

Questa unitarietà di impostazione, peraltro - che gli aspetti trattati siano quelli architettonico-distributivi o quelli della meccanica dei terreni, dei materiali e delle strutture o quelli dell'ambiente interno e degli impianti che lo formano e lo controllano - deve essere percepita e tenacemente perseguita fin dalla fase della "*concezione*", che pure esula dall'ambito normativo; solo così, quando dalla *concezione* si passerà, rientrando nell'ambito della normativa, alla *verifica*, alla *esecuzione* e al *controllo*, si potrà conseguire la desiderata unitarietà.

Un aspetto centrale della modellazione, con evidenti riflessi sulla scelta del metodo di analisi, è la ricerca di una risposta duttile della costruzione e del terreno di fondazione.

Una risposta duttile permette di evitare, per quanto possibile, la formazione di meccanismi parziali; ciò avviene per effetto del comportamento di tipo incrudente positivo proprio di questa risposta, tale cioè da permettere ridistribuzioni delle sollecitazioni e da perseguire, al crescere delle azioni esterne, la formazione di meccanismi globali.

Ovviamente, un sistema duttile, costruzione o terreno che sia, mobilita progressivamente la sua capacità a prezzo di deformazioni crescenti. Ecco dunque l'attenzione delle NTC nei riguardi degli stati limite di esercizio, attenzione che si deve trasferire al progettista.

Le considerazioni innanzi espresse evidenziano i limiti concettuali, ai fini della valutazione della duttilità necessaria, delle analisi che fanno riferimento al solo modello di mezzo elastico lineare o al solo modello di mezzo rigido-plastico, mentre tale obiettivo è perseguibile con modelli non lineari, in grado di descrivere adeguatamente il comportamento duttile di una costruzione. Il riferimento a modelli non lineari e a comportamento elastoplastico inelastico è ormai consolidato nell'ingegneria strutturale e geotecnica e i metodi di analisi che incorporano questi modelli sono ormai implementati in programmi di analisi di ampia diffusione. Peraltro il metodo di analisi più diffuso rimane quello che modella le strutture come elastiche lineari, eventualmente tenendo conto dei così detti effetti del 2° ordine mediante matrici di rigidezza geometriche. La dimestichezza che con esso hanno i progettisti, unita all'indubbia facilità d'uso, hanno fatto sì che le revisionate NTC lo utilizzino sistematicamente, favorendone l'adozione anche in presenza di azioni dinamiche di forte entità (il sisma eccezionale) e di comportamenti dei materiali fortemente non lineari per eccesso di deformazione, oltre che di tensione.

Da un lato, dunque, modello di analisi elastico lineare, dall'altro materiale deformato fortemente, ben oltre il limite elastico; questa evidente contraddizione ha motivazioni precise che è bene ricostruire.

Nella continua ricerca di soluzioni sicure e più economiche, l'ingegneria civile è stata, di necessità, costretta a spingersi nel campo delle deformazioni plastiche, cercando nella plasticità e nella riduzione di rigidezza che essa comporta un modo per favorire la naturale redistribuzione della domanda sia sulla singola sezione e sulla singola membratura, sia sull'intera costruzione; un modo, dunque, per conseguire costruzioni ad un tempo più sicure e più economiche.

Tale processo ha interessato, negli anni, dapprima la sezione e immediatamente dopo l'intera costruzione, sostanziosamente nelle metodologie tipiche dell'analisi limite (analisi plastica) e dell'analisi non lineare. Nello specifico, si è passati: per la sezione, dal valutare la capacità riferendosi alle tensioni (metodo delle tensioni ammissibili, non più ammesso dalle revisionate NTC) al valutarla riferendosi alle resistenze (metodo a rottura), per la costruzione, dal valutare la domanda con analisi lineari elastiche al valutarla con analisi plastiche o non lineari.

A questo punto, è bene precisare che la ricerca di duttilità non è confinata ai casi in cui l'azione sismica sia dimensionante, anzi essa è basilare, in tutte le altre situazioni di carico, per conseguire la robustezza, ovvero la "capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità di possibili cause innescenti eccezionali ..." e di eventuali errori di progettazione o di esecuzione.

Le accortezze costruttive, utili per conseguire sezioni, elementi, collegamenti, strutture duttili (indipendentemente dalla duttilità intrinseca del materiale impiegato), si possono dunque utilizzare sistematicamente, qualunque sia l'azione che produce la domanda; in particolare la progettazione in capacità e i particolari costruttivi illustrati nel Capitolo 7 migliorano il comportamento locale e d'insieme anche in presenza di azioni gravitazionali o di azioni eccezionali.

In tal senso sono utilmente generalizzabili la distinzione tra sezioni, elementi, collegamenti a comportamento fragile e a comportamento duttile e le accortezze finalizzate ad accoppiare correttamente gli uni con gli altri e a conseguire un comportamento duttile sia locale sia globale, evitando i collassi locali.

L'ampia messe di dati sperimentali resasi disponibile, evidenziando la sostanziale aleatorietà dei parametri che caratterizzano sia i materiali sia le azioni, ha poi costretto a trattare il problema della sicurezza in termini probabilistici, sempre, indipendentemente dal metodo d'analisi adottato.

La sicurezza viene valutata, come recita il § 2.1. "Principi fondamentali", riferendosi a precisi Stati Limite, sia Ultimi (SLU) sia di Esercizio (SLE), : "La sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale di progetto, di cui al § 2.4"; il "mancato superamento di uno stato limite" ("verifica") è immediatamente deducibile dalla definizione stessa dello stato limite.

Per alcuni degli Stati Limite Ultimi (SLU) si prefigura la necessità di cogliere il comportamento d'insieme della costruzione al di là del limite elastico; ciò avviene per gli Stati Limite Ultimi:

- a. raggiungimento della massima capacità di resistenza della struttura nel suo insieme;
- b. raggiungimento di una condizione di cinematismo;

per la verifica dei quali si deve ricorrere o ad un modello plastico o ad un modello non lineare. È evidente, infatti, che un modello elastico lineare non sempre consente di leggere il raggiungimento della massima capacità d'insieme o il manifestarsi di una condizione di cinematismo e, dunque, non sempre consente di progettare sfruttando a pieno la capacità della costruzione.

Da tale constatazione scaturisce l'abbinamento tra analisi elastica lineare e verifica della sezione effettuata accettando che il materiale si deformi fortemente, ben oltre il limite elastico, con la evidente contraddizione prima segnalata.

Volendo effettuare un'analisi elastica lineare e non potendo "verificare" gli stati limite d) ed e) si rinuncia a utilizzare, consapevolmente e totalmente, la capacità d'insieme della costruzione (seguendone l'evoluzione al crescere della domanda) e ci si limita a sfruttare, cautelativamente e a favore di sicurezza, la capacità delle singole sezioni.

Come necessariamente avviene, a fronte di un metodo di "verifica" che opera a favore di sicurezza, la struttura finisce per avere un eccesso di capacità (sovracapacità) rispetto alla capacità minima ammessa. La significativa sovra capacità conseguita valutando la domanda con un'analisi elastica lineare e verificando le sezioni a rottura si può leggere, con un'analisi plastica o non lineare, seguendo la domanda e la sua evoluzione al plasticizzarsi delle sezioni.

L'istanza a conseguire strutture sicure ma più economiche spinge, peraltro, a contenere il più possibile tale sovra capacità; a tal fine le revisionate NTC impiegano la redistribuzione.

In particolare, come recita il § 4.1.1.1 "Analisi elastica lineare" e come si può fare per qualunque materiale e qualunque azione: "... OMISSIS ... Per le sole verifiche agli stati limite ultimi, i risultati dell'analisi elastica possono essere modificati con una redistribuzione dei momenti, nel rispetto dell'equilibrio e delle capacità di rotazione plastica delle sezioni dove si localizza la redistribuzione. In particolare la redistribuzione non è ammessa per i pilastri e per i nodi dei telai, è consentita per le travi continue, le travi di telai in cui possono essere trascurati gli effetti del secondo ordine e le solette, a condizione che le sollecitazioni di flessione siano prevalenti ed i rapporti tra le luci di campate contigue siano compresi nell'intervallo 0,5-2,0."

La redistribuzione è un'applicazione semplificata dell'analisi plastica che permette di sfruttare, almeno in parte, la duttilità disponibile. L'entità delle sollecitazioni da redistribuire è lasciata alla scelta del progettista, con un limite superiore fissato al 30%; l'applicazione al modello delle aliquote di sollecitazione da redistribuire (cambiate di segno) consente di determinare, con un'analisi elastica lineare, le variazioni della domanda. La redistribuzione, formulata nel Capitolo 4 per le costruzioni con struttura di c.a., può essere estesa a costruzioni in altri materiali o ad azioni diverse dalle azioni gravitazionali (in particolare le azioni sismiche) semplicemente adattando i limiti propri della redistribuzione al materiale e all'azione considerati.

Tutte le precedenti considerazioni si riferiscono, evidentemente, alle nuove costruzioni, ma l'unità e la completezza del percorso progettuale, inteso come percorso obbligato, valgono anche per le costruzioni esistenti (Capitolo 8). Un'analisi critica consentirà di cogliere meglio la sostanziale coerenza esistente tra progettazione del nuovo e progettazione di interventi sull'esistente.

Centralità del modello di calcolo, capacità e domanda definite in termini sia tensionali sia estensionali, importanza della duttilità e attenzione ai modi per conseguirla (la progettazione in capacità), metodi di analisi, sostanziale preferenza attribuita all'analisi lineare elastica, verifica in termini di stati limite, redistribuzione, sono ancora dati unificanti, validi sia per progettare le nuove costruzioni, sia per contribuire all'identificazione delle criticità delle costruzioni esistenti e per definire i relativi interventi.

La principale differenza tra costruzioni nuove e costruzioni esistenti è rappresentata, in termini progettuali, dalle peculiarità e dalle problematiche connesse alla loro conoscenza.

Per le nuove costruzioni la conoscenza è analitico-previsionale (legata allo stato di progetto e alle caratteristiche meccaniche dei materiali realmente prodotti e impiegati, con una relativa attenzione a come i vari elementi sono organizzati tra loro, in quanto tale organizzazione è fissata/garantita dal progetto, a meno di grossolani errori di ideazione o di esecuzione).

Per le costruzioni esistenti la conoscenza è sintetico-consuntiva (legata allo stato di fatto, con una relativa attenzione alle caratteristiche meccaniche dei materiali impiegati che, entro certi limiti, sono conoscibili e valutabili, e un'attenzione particolare al modo nel quale le diverse membrature sono articolate tra loro, meccanicamente e temporalmente, e a come, di conseguenza, interagiscano).

Tale peculiare distinzione conoscitiva tra costruzioni nuove e costruzioni esistenti non era ben evidenziata dalla precedente versione della Norma (in particolare dalla sua circolare attuativa).

Nell'approccio classico alla teoria della sicurezza le incertezze intrinseche nel modello di calcolo vengono accorpate con le incertezze sulle azioni (si veda al riguardo il § 6.3.2. dell'EN1990). Accade così che l'incertezza intrinseca del modello sfumi nelle incertezze proprie delle azioni, scomparendo spesso dalla comune consapevolezza. Conseguentemente il modello diviene, per chi lo definisce, estraneo al controllo delle incertezze, laddove invece, specie per le costruzioni esistenti, è il loro principale contenitore.

Recuperare l'incertezza del "livello di conoscenza" propria del modello di calcolo (incertezza usualmente espressa attraverso un coefficiente moltiplicativo dell'azione) ricorrendo soltanto a un coefficiente riduttivo della resistenza dei materiali può enfatizzare eccessivamente l'importanza delle indagini sui materiali, che restano comunque indispensabili.

Ciò porta talvolta a sottostimare l'importanza delle indagini relative ai dettagli costruttivi, alla connessione dei vari elementi tra loro, alle loro modalità di interazione e di collasso; questi elementi sono invece fondamentali per identificare le criticità presenti e irrinunciabili per individuare il modello di calcolo globale (che descrive il comportamento d'insieme della costruzione) e i modelli di calcolo dei meccanismi di collasso locali.

A conferma di ciò, il § 8.5.4. "Livelli di conoscenza e fattori di confidenza" recita: "Sulla base degli approfondimenti effettuati nelle fasi conoscitive..., saranno individuati i "livelli di conoscenza" dei diversi parametri coinvolti nel modello e definiti i correlati fattori di confidenza, da utilizzare nelle verifiche di sicurezza.

Ai fini della scelta del tipo di analisi e dei valori dei fattori di confidenza si distinguono i tre livelli di conoscenza seguenti, ordinati per informazione crescente: LC1; LC2; LC3.

Gli aspetti che definiscono i livelli di conoscenza sono: geometria della struttura, dettagli costruttivi, proprietà dei materiali, connessioni tra i diversi elementi e loro presumibili modalità di collasso.

Specificata attenzione dovrà essere posta alla completa individuazione dei potenziali meccanismi di collasso locali e globali, duttili e fragili."

Come si vede, le revisionate NTC sono esplicite in merito a quali siano le indagini da compiere ovvero quelle finalizzate a far emergere eventuali criticità presenti e a individuare i vari modelli di calcolo necessari per descrivere comportamenti globali e locali.

D'altra parte, mentre è agevole quantificare in termini di numerosità e di distribuzione i prelievi dei materiali e le relative prove meccaniche, è estremamente difficile definire "livelli di conoscenza e fattori di confidenza" associati all'effettivo comportamento della

costruzione. Ancor più complesso è poi individuare le tipologie di elementi costruttivi che condizionano, positivamente o negativamente, tale comportamento, specie se sono interagenti e combinate nei modi più vari. Non è possibile, infatti, un confronto diretto tra le varie tipologie di elementi costruttivi rilevabili su una costruzione esistente e le prescrizioni tecnico-costruttive che la Norma impone alle nuove costruzioni e che consentono, per queste, un immediato giudizio di accettabilità.

Tuttavia, proprio dalla mancata conoscenza del comportamento delle costruzioni esistenti derivano prevalentemente i risultati non sempre soddisfacenti che gli interventi possono produrre.

La sostanziale unitarietà del processo progettuale, purché la conoscenza sia quella effettivamente necessaria nel senso prima evidenziato, non è compromessa neppure dai vincoli di carattere storico, artistico o ambientale che spesso caratterizzano le costruzioni esistenti.

Le costruzioni storiche, giunte a noi attraversando i secoli, sono frutto di lunghi e complessi processi di trasformazione, adattamento, danneggiamento e riparazione/ricostruzione (anche a seguito di terremoti di intensità non inferiore a quella che, di norma, ha una limitata probabilità di verificarsi durante la "vita utile" di una nuova costruzione); ogni volta si è intervenuti con i metodi di cui la tradizione costruttiva del tempo e del luogo disponeva (non necessariamente analitici, ma non per questo meno efficaci e determinanti). In questo contesto sono maturate le condizioni per cui i tentativi di migliorare il rapporto capacità/domanda modificando il comportamento delle costruzioni esistenti hanno prodotto risultati non sempre soddisfacenti.

Approcci progettuali basati invece sul riconoscimento, mediante adeguati e rigorosi processi di conoscenza, di tutti i possibili fattori di vulnerabilità di una costruzione storica e su interventi volti a ridurli, se non del tutto eliminarli, modificando il meno possibile il comportamento strutturale della costruzione esistente, sono non solo più rispettosi dei criteri di conservazione di valori storico-artistici, ma anche più affidabili ed efficaci dal punto di vista della sicurezza strutturale, come evidenziato anche dalle esperienze maturate in occasione dei più recenti terremoti.

Stabilito un ordine di priorità in merito ai vincoli da rispettare e dunque delimitato in modo chiaro, in forza della conoscenza effettivamente disponibile, il campo dei possibili/desiderabili interventi, anche per il costruito si procederà nei modi già illustrati per le nuove costruzioni e perseguendo le stesse finalità.

Peraltro, quanto ai livelli di sicurezza minimi da garantire, si consentirà al costruito di averli minori di quelli imposti al nuovo perseguendo dunque, almeno nei casi in cui siano dimensionanti le azioni sismiche, il rafforzamento o il miglioramento piuttosto dell'adeguamento, che verrà limitato alle situazioni in cui è obbligatorio per norma. Tale scelta articolata dei livelli di sicurezza riguarda sia le azioni sismiche sia le azioni gravitazionali, per le quali è possibile riferirsi sia ai carichi permanenti effettivamente presenti (quali individuati a seguito delle indagini condotte) sia a carichi variabili ridotti, accettando restrizioni d'uso.

Infatti, al § 8.3 "Valutazione della sicurezza" si legge: "Nelle verifiche rispetto alle azioni sismiche il livello di sicurezza della costruzione è quantificato attraverso il rapporto ζ_E tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione; l'entità delle altre azioni contemporaneamente presenti è la stessa assunta per le nuove costruzioni, salvo quanto emerso sui carichi verticali permanenti a seguito delle indagini condotte (di cui al § 8.5.5) e salvo l'eventuale adozione di appositi provvedimenti restrittivi sull'uso e, conseguentemente, sui carichi verticali variabili.

La restrizione sull'uso può mutare da porzione a porzione della costruzione e, per l'i-esima porzione, è quantificata attraverso il rapporto $\zeta_{V,i}$ tra il valore massimo del sovraccarico variabile verticale sopportabile da quella parte della costruzione e il valore del sovraccarico verticale variabile che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione."

La diversità di trattamento tra nuovo ed esistente (sull'intero territorio nazionale) è motivata dalla volontà di perseguire, in un regime di risorse limitate, la massima riduzione possibile del rischio sismico medio. Così facendo si interviene, a parità di risorse pubbliche impiegate, su un numero di costruzioni esistenti molto maggiore di quello che si avrebbe allineando la sicurezza minima dell'esistente a quella del nuovo.

Il vantaggio che la collettività ne consegue in termini di riduzione di morti, feriti e danni è evidente.

In particolare, senza intervenire a livello globale e con interventi economicamente modesti, si possono eliminare criticità, per lo più locali, capaci di originare meccanismi di collasso anche rilevanti. Dunque, per una riduzione del rischio diffusa, l'eliminazione programmata di modeste criticità può costituire una strategia d'intervento ragionevole ed economicamente sostenibile.

Alla luce di tutte le considerazioni precedenti e dell'obiettivo perseguito (agevolare l'uso delle revisionate NTC rendendone univoca l'interpretazione) si può dunque confermare una chiave di lettura improntata all'unitarietà e alla completezza del percorso progettuale, inteso come percorso obbligato, qualunque siano la costruzione, il materiale e l'azione considerati e indipendentemente dal fatto che ci si riferisca ad una costruzione nuova o ad una esistente.

C1.2 ORGANIZZAZIONE DELLA NORMA E DELLA CIRCOLARE

Venendo ora all'organizzazione delle NTC, esse risultano così articolate:

Premessa

1. Oggetto della norma
2. Sicurezza e prestazioni attese

3. Azioni sulle costruzioni
4. Costruzioni civili e industriali
5. Ponti
6. Progettazione geotecnica
7. Progettazione in presenza di azioni sismiche
8. Costruzioni esistenti
9. Collaudo statico
10. Norme per le redazioni dei progetti esecutivi e delle relazioni di calcolo
11. Materiali e prodotti per uso strutturale
12. Riferimenti tecnici

In particolare:

- Il Capitolo 2** individua i principi fondamentali per la valutazione della sicurezza, definendo altresì gli Stati Limite Ultimi (SLU) e gli Stati Limite di Esercizio (SLE) per i quali devono essere effettuate le opportune verifiche sulle opere; introduce, inoltre, i concetti di Vita nominale di progetto e Classi d'uso; classifica, infine, le possibili azioni agenti sulle costruzioni ed indica le diverse combinazioni delle stesse e le verifiche da eseguire.
- Il Capitolo 3** codifica i modelli per la descrizione delle azioni agenti sulle strutture (pesi e carichi permanenti, sovraccarichi variabili, azione sismica, azioni del vento, azioni della neve, azioni della temperatura, azioni eccezionali).
- Il Capitolo 4** tratta le diverse tipologie di costruzioni civili ed industriali in funzione del materiale utilizzato (calcestruzzo, acciaio, legno, muratura, altri materiali).
- Il Capitolo 5** disciplina i criteri generali e le indicazioni tecniche per la progettazione e l'esecuzione dei ponti stradali e ferroviari. Per i ponti stradali, oltre alle principali caratteristiche geometriche, definisce le diverse possibili azioni agenti, con i diversi schemi di carico per quanto attiene le azioni variabili da traffico. Per i ponti ferroviari particolare attenzione è posta sui carichi ed i relativi effetti dinamici. Particolari e dettagliate prescrizioni sono, poi, fornite per le verifiche, sia agli SLU che agli SLE.
- Il Capitolo 6** tratta il problema della progettazione geotecnica distinguendo, in particolare, il progetto e la realizzazione:
- delle opere di fondazione;
 - delle opere di sostegno;
 - delle opere in sotterraneo;
 - delle opere e manufatti di materiali sciolti naturali;
 - dei fronti di scavo;
 - del miglioramento e rinforzo dei terreni e degli ammassi rocciosi;
 - del consolidamento dei terreni interessanti opere esistenti, nonché la valutazione della sicurezza dei pendii e la fattibilità di opere che hanno riflessi su grandi aree.

Nell'articolazione del progetto vengono introdotte, distintamente, la modellazione geologica e la modellazione geotecnica del sito i cui metodi e risultati delle indagini devono essere esaurientemente esposti e commentati, rispettivamente, nella "relazione geologica" e nella "relazione geotecnica". Dopo le indicazioni relative alle verifiche agli stati limite, si fa un breve ma significativo cenno al metodo osservazionale ed al monitoraggio del complesso opera-terreno. È introdotto, infine, un importante paragrafo sui tiranti di ancoraggio, con le relative verifiche, regole di realizzazione e prove di carico.

- Il Capitolo 7** tratta la progettazione in presenza di azioni sismiche ed introduce un importante paragrafo riguardante esplicitamente i criteri generali di progettazione e modellazione delle strutture, per la evidente riconosciuta importanza che assume nella progettazione la corretta modellazione delle strutture, anche in relazione all'ormai inevitabile impiego dei programmi automatici di calcolo. Nel paragrafo inerente i metodi di analisi ed i criteri di verifica, viene opportunamente trattata, accanto a quella lineare, l'analisi non lineare. Sono, poi, fornite le disposizioni per il calcolo e le verifiche delle diverse tipologie di strutture (cemento armato, acciaio, miste acciaio-calcestruzzo, legno, muratura, ponti, opere e sistemi geotecnici).
- Il Capitolo 8** affronta il delicato problema delle costruzioni esistenti; dopo i criteri generali sulle diverse tipologie di edifici e le variabili che consentono di definirne lo stato di conservazione, introduce la distinzione fondamentale dei tre diversi tipi di intervento che possono essere effettuati su una costruzione esistente:
- *riparazioni o interventi locali*, che interessino elementi isolati e che comunque comportino un miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti.
 - *interventi di miglioramento*, atti ad aumentare la sicurezza strutturale esistente pur senza necessariamente raggiungere i livelli richiesti dalle NTC;

– *interventi di adeguamento*, atti a conseguire i livelli di sicurezza previsti dalle NTC;

Un ulteriore importante paragrafo riporta le disposizioni per la progettazione degli interventi in presenza di azioni sismiche nelle diverse tipologie di edifici.

Il Capitolo 9 riporta le prescrizioni generali relative al collaudo statico delle opere e le responsabilità del collaudatore. Indicazioni sono fornite sulle prove di carico, con particolare attenzione alle prove di carico su strutture prefabbricate e ponti.

Il Capitolo 10 tratta le regole generali per la redazione dei progetti strutturali e delle relazioni di calcolo, ovvero della completezza della documentazione che caratterizza un buon progetto esecutivo. Qualora l'analisi strutturale e le relative verifiche siano condotte con l'ausilio di codici di calcolo, un paragrafo indica al progettista i controlli da effettuare sull'affidabilità dei codici utilizzati e l'attendibilità dei risultati ottenuti.

Il Capitolo 11 completa i contenuti tecnici delle norme fornendo le regole di qualificazione, certificazione ed accettazione dei materiali e prodotti per uso strutturale, rese coerenti con le procedure consolidate del Servizio Tecnico Centrale e del Consiglio Superiore e le disposizioni comunitarie in materia.

Il Capitolo 12 infine, segnala a titolo indicativo, alcuni dei più diffusi documenti tecnici che possono essere utilizzati in mancanza di specifiche indicazioni, a integrazione delle norme in esame e per quanto con esse non in contrasto.

Nel seguito del presente documento sono riportate specifiche istruzioni per la corretta applicazione delle norme, al fine di facilitarne l'utilizzo da parte dei soggetti interessati a qualunque titolo (tecnici progettisti, direttori dei lavori e/o collaudatori, imprese, produttori, enti di controllo, ecc.), nonché, ove considerato utile a tale scopo, le principali innovazioni delle NTC medesime.

Si ripercorrono, quindi, i paragrafi delle NTC che si è ritenuto di dover in qualche modo integrare seguendo, per maggior chiarezza espositiva e di lettura, la medesima numerazione delle NTC, ma con l'aggiunta della lettera C (Circolare). Qualora un paragrafo non sia presente nelle NTC, la numerazione loro attribuita prosegue quella utilizzata nel testo delle NTC, ma sempre con l'aggiunta della lettera C.

Anche alle formule, figure e tabelle riportate solo nel presente documento viene data una numerazione preceduta dalla lettera C, della quale sono prive se compaiono anche nelle NTC.

Per i riferimenti al testo delle NTC, il relativo numero di paragrafo è generalmente seguito dalle parole "delle NTC".

La comprensione e la corretta applicazione di alcuni aspetti potrebbe trarre un apprezzabile beneficio dall'approfondimento e dall'esemplificazione. Pertanto, in questa Circolare, alcuni aspetti sono stati presentati con un approccio più didascalico. Per una migliore corrispondenza tra Norma e Circolare, tuttavia, l'approfondimento e l'esemplificazione di questi stessi aspetti è approfondita a piè di pagina.

Le previsioni delle Norme Tecniche per le Costruzioni sono da ritenersi coordinate con ed integrate da tutte le vigenti disposizioni primarie e secondarie disciplinanti il settore delle costruzioni, ivi incluse quelle che disciplinano la loro progettazione nonché le relative competenze professionali. Analogamente, i diversi Capitoli ed i singoli paragrafi delle Norme Tecniche per le Costruzioni, e di questa Circolare, sono da ritenersi tra loro reciprocamente integrati, tanto ed in quanto le rispettive disposizioni non si pongano in contrasto oppure sia diversamente disposto in maniera espressa.

CAPITOLO C2.

SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE

C2.1 PRINCIPI FONDAMENTALI

Nel Capitolo 2 delle NTC sono illustrati i principi fondamentali per la progettazione strutturale, alla base delle disposizioni applicative trattate nei Capitoli successivi. L'impostazione scientifica e le modalità della trattazione sono state rese il più possibile coerenti con il formato degli Eurocodici, ai quali è possibile fare riferimento per gli eventuali necessari approfondimenti.

Il metodo di riferimento per la verifica della sicurezza è quello semiprobabilistico agli Stati Limite basato sull'impiego dei coefficienti parziali; è stato definitivamente eliminato ogni riferimento al metodo alle tensioni ammissibili. Ovviamente, nel caso di valutazioni di sicurezza di strutture esistenti, laddove si ricorra al "progetto simulato" è ammesso il ricorso ai metodi di verifica previsti all'epoca del progetto originario.

Le NTC prescrivono che le costruzioni posseggano requisiti di:

- sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU)
- sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE)
- sicurezza antincendio
- durabilità
- robustezza.

Sui requisiti inerenti la sicurezza per gli stati limite ultimi, di esercizio e per la sicurezza antincendio è sostanzialmente mantenuta l'impostazione delle precedenti NTC.

Ferme restando le procedure autorizzative previste per le parti strutturali, viene precisato che i componenti, sistemi e prodotti, edili od impiantistici, non facenti parte del complesso strutturale, ma che svolgono funzione statica autonoma nei casi in cui il loro eventuale cedimento sia causa di conseguenze non trascurabili per la sicurezza, debbano essere progettati ed installati nel rispetto dei livelli di sicurezza e delle prestazioni previste per gli elementi a carattere propriamente strutturale.

In ordine ai requisiti di durabilità, la norma, oltre a prevedere, ove possibile, verifiche specifiche per i diversi materiali, tali da garantire indirettamente l'ottenimento del livello di durabilità prescritto, individua al § 2.2.4 possibili strategie da seguire, sia in fase di progettazione, sia in fase di esercizio della costruzione, per limitare il degrado dei materiali per uso strutturale entro limiti accettabili.

Rispetto alle precedenti NTC, al § 2.2.5 viene, poi, approfondito il tema della robustezza strutturale, essendo fornite alcune strategie progettuali per il conseguimento di tale requisito, in relazione all'uso previsto per la costruzione.

Per le opere esistenti, rimandando per maggiori dettagli al Capitolo 8, si precisa che è possibile fare riferimento a livelli di sicurezza diversi da quelli delle nuove opere ed è anche possibile considerare solo gli stati limite ultimi, prescindendo dagli stati limite di servizio.

Al proposito, è necessario osservare che in pratica possono presentarsi casistiche molto diverse, e che occorre distinguere gli effetti delle azioni sismiche da quelli delle azioni non sismiche. Le diverse casistiche che possono presentarsi nella pratica sono sostanzialmente riconducibili alle seguenti:

- a) costruzioni soddisfacenti i livelli di sicurezza previsti da norme previgenti per azioni ambientali non sismiche, nelle quali i livelli di sicurezza si riducano al disotto dei limiti ammessi per effetto di modifiche normative dei valori delle azioni (quali, ad esempio, aumento del carico neve, modifica dell'azione del vento ecc.) o delle modalità di verifica (es: valutazione del taglio resistente negli elementi strutturali di c.a., ecc.);
- b) costruzioni non soddisfacenti i livelli di sicurezza previsti da norme, sia previgenti, sia in vigore, per azioni non sismiche di origine gravitazionale;
- c) costruzioni non soddisfacenti i livelli di sicurezza previsti da norme, sia previgenti, sia in vigore, per azioni non sismiche agenti in direzione orizzontale;
- d) costruzioni non soddisfacenti i livelli di sicurezza previsti da norme, sia previgenti, sia in vigore, per azioni sismiche.

Nel caso a) se il livello di sicurezza attuale può essere considerato accettabile, non è necessario intervenire; nel caso b) è necessario intervenire, conformando i carichi gravitazionali nelle zone oggetto di intervento a quelli previsti dalle NTC, con le modalità indicate nel Capitolo 8; nei casi c) e d) si deve operare, in accordo con quanto previsto nel Capitolo 8, in funzione della classificazione dell'intervento. Si segnala che nei casi c) e d) l'intervento è necessario soltanto quando si ricada in una delle tre categorie d'intervento previste nel Capitolo 8 delle norme: intervento locale o riparazione, miglioramento, adeguamento.

C2.2 REQUISITI DELLE OPERE STRUTTURALI

C2.2.5 ROBUSTEZZA

Il requisito della robustezza è inteso come la "capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità di possibili cause innescanti eccezionali quali esplosioni e urti" e, più in generale, rispetto a qualsiasi evento di carattere eccezionale, che possa causare il collasso di una parte limitata dell'organismo strutturale. Le misure che possono essere adottate a tal fine nella progettazione sono legate

all'uso previsto della costruzione e alle conseguenze del suo eventuale collasso. L'effettivo livello di robustezza di una costruzione dipende anche, ed in modo non trascurabile, dalle peculiarità del progetto, ed è estremamente complesso da quantificare attraverso prescrizioni progettuali, unicamente riconducibili a verifiche numeriche; esso attiene, più in generale, alla corretta concezione dell'organismo strutturale e dei suoi dettagli costruttivi.

In via generale la progettazione delle costruzioni condotta secondo le prescrizioni contenute nelle NTC, tenuto conto dei criteri di progettazione per le azioni sismiche, garantisce il conseguimento di livelli di robustezza che possono essere ritenuti, in generale, soddisfacenti. Per costruzioni di particolare importanza o complessità strutturale o, laddove ritenuto necessario, anche in relazione alle specificità del progetto, il livello di robustezza potrà essere incrementato attraverso l'adozione di motivate strategie progettuali tra quelle elencate al § 2.2.5, che possono essere combinate tra loro.

Le verifiche per le azioni eccezionali riferite a scenari di rischio prevedibili in sede di progetto fanno parte del complesso delle misure da adottare per il conseguimento della robustezza.

C2.3 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

Le NTC si fondano sui criteri del metodo semiprobabilistico agli stati limite, basato sull'impiego dei coefficienti parziali, che è applicabile nella generalità dei casi.

Per opere di particolare importanza, oltre al metodo semiprobabilistico, possono essere utilizzati anche metodi di livello superiore, sulla base di indicazioni contenute in documenti di comprovata validità, di cui al Capitolo 12 delle NTC. Appare utile sottolineare come l'implementazione di questi ultimi metodi richieda la dimostrazione di specifiche competenze, nonché della disponibilità di dati sufficienti per l'adeguata modellazione probabilistica delle variabili in gioco, essendo i risultati di tali analisi largamente influenzati dalle ipotesi assunte alla base delle verifiche stesse.

Qualora venga fatto ricorso a metodi di livello superiore, è necessario che i risultati ottenuti siano verificati anche a mezzo di analisi di sensitività volte a determinare l'influenza delle assunzioni di calcolo sui risultati stessi. In relazione al controllo delle assunzioni di calcolo e dei risultati ottenuti, si richiama la valutazione indipendente del calcolo prevista al §10.2.2 delle NTC.

C2.4 VITA NOMINALE DI PROGETTO, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

C2.4.1 VITA NOMINALE DI PROGETTO

Al punto 2.4.1 delle norme, anche ai fini delle verifiche sismiche, è definita la "vita nominale di progetto" di un'opera, V_N , che è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale l'opera, purché ispezionata e mantenuta come previsto in progetto, manterrà i livelli prestazionali e svolgerà le funzioni per i quali è stata progettata.

Le opere sono classificate in tre differenti categorie, per ciascuna delle quali viene fissato il valore minimo di V_N : 10 anni per le strutture temporanee e provvisorie e quelle in fase di costruzione, 50 anni per le opere con livelli di prestazione ordinari, 100 anni per le opere con livelli di prestazione elevati.

V_N è dunque il parametro convenzionale correlato alla durata dell'opera alla quale viene fatto riferimento in sede progettuale per le verifiche dei fenomeni dipendenti dal tempo, (ad esempio: fatica, durabilità, ecc.), rispettivamente attraverso la scelta ed il dimensionamento dei particolari costruttivi, dei materiali e delle eventuali applicazioni di misure protettive per garantire il mantenimento dei livelli di affidabilità, funzionalità e durabilità richiesti.

Il periodo di ritorno dei sovraccarichi e delle azioni climatiche agenti sulla costruzione non è correlato alla vita nominale di progetto dell'opera, essendo i livelli di affidabilità regolati dalla combinazione dei coefficienti parziali γ_p , calibrati per essere utilizzati congiuntamente ai valori caratteristici delle azioni stesse. Questi ultimi sono definiti indipendentemente dalla vita nominale attesa per la costruzione con un preassegnato periodo di ritorno (a titolo esemplificativo: 50 anni per le azioni ambientali, 1000 anni per le azioni da traffico, vedasi § 2.5.2).

Quale eccezione alla invariabilità del periodo di ritorno delle azioni di natura climatica, per le sole verifiche nelle fasi costruttive, si può fare riferimento a periodi di ritorno ridotti delle azioni stesse, così come specificato ai §§ 3.3, 3.4 e 3.5.

Il periodo di ritorno dell'azione sismica agente sulla costruzione, invece, è funzione anche della vita nominale della costruzione, oltre che della classe d'uso, del tipo di terreno e della pericolosità del sito.

E' ragionevole attendersi che i dettagli dimensionali volti a garantire una maggiore durabilità producano, in generale, anche un incremento della sicurezza della costruzione. Ciò avviene anche per quanto attiene la capacità nei confronti dell'azione sismica, visto che per garantire una maggiore durabilità si progetta con un'azione sismica più grande.

L'adozione di una Vita nominale superiore al valore minimo indicato per ciascun livello di prestazione, infatti, conduce ad una costruzione dotata di una maggiore capacità resistente alle azioni sismiche che, conseguentemente, subirà danni minori e, quindi, minori costi di manutenzione per la riparazione del danno prodottosi.

Il livello di prestazione è cosa diversa dalla classe d'uso che, invece, definisce i livelli minimi di sicurezza differenziati in relazione alla funzione svolta nella costruzione e, pertanto, alle conseguenze che ne derivano in caso di fallimento.

Il livello di prestazione rispetto alla durabilità da fornire alla costruzione dovrà perciò scaturire da una valutazione tecnico-economica che il Committente stabilirà a seguito di un'opportuna interazione con il progettista, ed è disgiunta dalle indicazioni che la norma fornisce per individuare la classe d'uso da attribuire.

Con riferimento alle costruzioni non temporanee, ferma restando la facoltà di garantire una maggiore durabilità adottando valori della Vita nominale maggiori di 50 anni nella progettazione di nuove costruzioni o di interventi sulle costruzioni esistenti, quando si valuta la sicurezza di un'opera esistente rispetto alle azioni sismiche si farà riferimento alla vita nominale di 50 anni. Tale valore, infatti, è rappresentativo del livello di sicurezza minimo richiesto dalla norma nei confronti delle azioni sismiche e assicura la confrontabilità dei risultati ottenuti per diverse costruzioni, indipendentemente dal livello di durabilità che si sarà inteso adottare sulla specifica costruzione.

L'effettiva durata del periodo d'uso di una costruzione esce dalle possibilità di previsione progettuali, venendo a dipendere da eventi futuri fuori dal controllo del progettista; inoltre, la grande maggioranza delle costruzioni ha avuto e ha, anche attraverso successivi interventi di ripristino manutentivo, una vita effettiva molto maggiore della vita nominale di progetto quantificata nelle norme.

Va rilevato che i livelli di affidabilità, funzionalità e durabilità richiesti sono maggiori dei livelli minimi accettabili, e sono tali da far sì che l'inevitabile degrado che si verifica nel tempo non comporti riduzioni inaccettabili dei predetti livelli.

Pertanto, nelle previsioni progettuali, se le condizioni ambientali e d'uso si mantengono, nel corso di V_N nei limiti previsti, sarà possibile utilizzare l'opera senza interventi significativi di riparazione o di manutenzione straordinaria. Peraltro, una volta effettuati detti interventi, la vita nominale di progetto originaria sarà sostanzialmente ripristinata, cosicché risulta possibile che grazie a interventi successivi, la vita effettiva della costruzione possa essere molto maggiore della vita nominale di progetto. La vita nominale di progetto viene così a perdere ogni connotazione di carattere "biologico", perché essa sostanzialmente si rinnova a seguito degli interventi di riparazione o di manutenzione straordinaria.

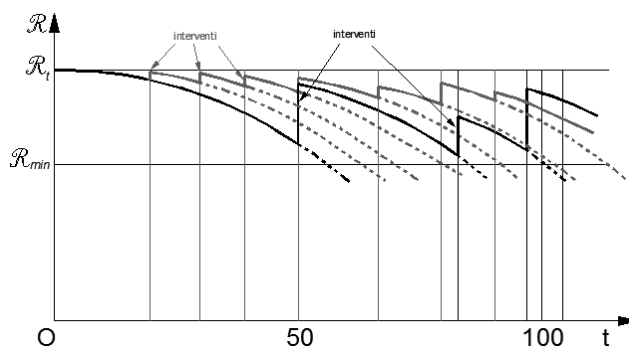


Fig. C.2.1 – Evoluzione dell'affidabilità strutturale e del periodo di vita nominale in funzione delle strategie d'intervento

Va anche segnalato, come sintetizzato nella figura C.2.1, che non è necessario concentrare gli interventi al termine di V_N perché sono possibili anche strategie d'intervento alternative, che prevedono interventi più contenuti e più ravvicinati nel tempo.

Va ancora rilevato che costruzioni o parti di esse che possono essere smantellate e riutilizzate non sono da considerarsi temporanee e vanno classificate, ai fini della determinazione della vita nominale, come opere con livelli di prestazione ordinari ($V_N \geq 50$ anni) o elevati ($V_N \geq 100$ anni).

Con riferimento alla tabella 2.4.I si evidenzia che, ai sensi e per gli effetti del Decreto del Capo Dipartimento della Protezione Civile n. 3685 del 21 ottobre 2003, il carattere strategico di un'opera o la sua rilevanza ai fini della protezione civile per le conseguenze di un eventuale collasso, sono definiti dalla classe d'uso.

C2.4.2 CLASSI D'USO

Le quattro classi d'uso definite al § 2.4.2 delle NTC corrispondono, a meno di alcune limitate modifiche delle definizioni necessarie per il loro adattamento alla realtà nazionale, alle classi di importanza di cui al § 4.2.5 della UNI EN 1998-1; a queste ultime la norma europea fa corrispondere dei coefficienti d'importanza analoghi, per significato, ai coefficienti d'uso della NTC, ma diversi da essi in termini di utilizzo e valori.

In ordine al corretto inquadramento delle opere di ingegneria civile nelle classi d'uso III e IV, fatto salvo quanto esplicitamente indicato nel testo del § 2.4.2 delle NTC nel merito di strade, ferrovie e dighe, si richiama quanto specificato nel Decreto del Capo Dipartimento della Protezione Civile n. 3685 del 21 ottobre 2003.

Più in particolare, detto Decreto individua, tra le opere di competenza statale, gli edifici che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso e, che quindi, sono compresi nella classe III, in quanto costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi e gli edifici e le opere infrastrutturali, la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalità di protezione civile, che risultano compresi nella classe IV, in quanto costruzioni con importanti funzioni pubbliche o strategiche, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità.

A titolo di esempio, in classe III ricadono scuole, teatri, musei, in quanto edifici soggetti ad affollamento e con la presenza contemporanea di comunità di dimensioni significative.

Per edifici il cui collasso può determinare danni significativi al patrimonio storico, artistico e culturale (quali ad esempio musei, biblioteche, chiese) vale quanto riportato nella "Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri del 9 febbraio 2011 "Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008" e ss.mm.ii.

C2.4.3 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

Il periodo di riferimento V_R di una costruzione, valutato moltiplicando la vita nominale V_N (espressa in anni) per il coefficiente d'uso della costruzione C_U ($V_R = V_N \cdot C_U$), riveste notevole importanza, in quanto, assumendo che la legge di ricorrenza dell'azione sismica sia un processo poissoniano, è utilizzato per valutare, fissata la probabilità di superamento P_{VR} corrispondente allo stato limite considerato (Tabella 3.2.I della NTC), il periodo di ritorno T_R dell'azione sismica cui fare riferimento per la verifica.

In particolare la tabella mostra i valori di V_R corrispondenti ai valori di V_N che individuano le frontiere tra i tre tipi di costruzione considerati (tipo 1, tipo 2, tipo 3); valori di V_N intermedi tra detti valori di frontiera (e dunque valori di V_R intermedi tra quelli mostrati in tabella) sono consentiti ed i corrispondenti valori dei parametri necessari a definire l'azione sismica sono ricavati utilizzando le formule d'interpolazione fornite nell'Allegato A alle NTC.

Tabella C2.4.I. - Intervalli di valori attribuiti a V_R al variare di V_N e C_U

VITA NOMINALE V_N	VALORI DI V_R			
	CLASSE D'USO			
	I	II	III	IV
≤ 10	35	35	35	35
≥ 50	≥ 35	≥ 50	≥ 75	≥ 100
≥ 100	≥ 70	≥ 100	≥ 150	≥ 200

Per le costruzioni a servizio di attività a rischio di incidente rilevante si adotteranno valori di C_U anche superiori a 2, in relazione alle conseguenze sull'ambiente e sulla pubblica incolumità determinate dal raggiungimento degli stati limite.

Per i fini delle Norme Tecniche delle Costruzioni, le attività a rischio di incidente rilevante sono quelle effettuate in stabilimenti nei quali le sostanze pericolose sono presenti in quantità pari o superiori alle quantità elencate nella colonna 2 della parte 1 o nella colonna 2 della parte 2 dell'allegato 1 al decreto Legislativo 26 giugno 2015, n.105.

Per le strutture il cui collasso può dar luogo ad incidente rilevante si adotteranno i seguenti valori di coefficienti d'uso:

- $C_U > 2$ per attività a rischio di incidente rilevante per i quali risultano essere presenti scenari incidentali con impatto all'esterno dell'attività stessa (sezione L dell'allegato 5 al D. Lgs 105/2015) con categorie di effetti di inizio letalità ed elevata letalità. I valori di soglia da prendere in considerazione per tali categorie di effetti sono quelli indicati nella tabella 2 del punto 6.2 del decreto del Ministro dei Lavori Pubblici 9 maggio 2001. In attesa di più specifiche successive indicazioni normative è possibile assumere cautelativamente $C_U = 2,5$.
- $C_U = 2$ per tutti gli altri casi;

Tale valore si intende riferito ad attività, che per il loro elevato contenuto tecnologico sono soggette ad aggiornamento e rinnovamento costruttivo tale da determinare una vita nominale delle strutture, tipicamente non maggiore di 50 anni.

Per le strutture il cui collasso non può dar luogo ad incidente rilevante, ancorché eventualmente presenti all'interno di stabilimenti a rischio di incidente rilevante, si adottano le classi d'uso definite al §2.4.2 delle NTC e C2.4.2,

C2.5 AZIONI SULLE COSTRUZIONI

Al paragrafo 2.5.1 sono classificate le azioni che agiscono sulle costruzioni in relazione al modo di esplicarsi, alla risposta strutturale da esse indotta ed anche in relazione alla loro variabilità nel tempo, coerentemente con le analoghe indicazioni contenute nella UNI EN 1990. Nel paragrafo 2.5.2 vengono caratterizzate le azioni elementari, i loro valori caratteristici e quelli

rappresentativi di quelle variabili da impiegarsi nelle combinazioni per gli stati limite, al fine di tenere conto della ridotta probabilità di contemporanea occorrenza dei valori caratteristici delle azioni variabili stesse in un assegnato scenario di carico.

In relazione al valore caratteristico delle azioni permanenti G_k , è specificato che questo possa essere assunto pari al valore medio della distribuzione qualora il coefficiente di variazione dell'azione sia inferiore a 0,10, che è un limite entro cui rientrano la maggior parte delle azioni permanenti.

Il paragrafo 2.5.3 elenca le combinazioni delle azioni ai fini delle verifiche dei vari stati limite ultimi e di esercizio. Viene altresì precisato che nelle combinazioni si dovranno trascurare le azioni di natura variabile Q_{kj} , che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi permanenti non strutturali G_2 . Questi ultimi potranno quindi essere trascurati, ad esempio, nel caso di situazioni transitorie, in cui la costruzione subisca alterazioni e modifiche che prevedano la possibilità di assenza dei carichi G_2 favorevoli alle verifiche. Questa indicazione non contrasta, quindi, con il contenuto della tabella 2.6.I, nonché delle conseguenti tabelle 6.2.I e 6.2.III, in cui vengono forniti i valori dei coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU, in cui, per i carichi G_2 , qualora questi diano un contributo favorevole ai fini delle verifiche, viene indicato il valore minimo pari a 0,8.

Come previsto nella nota alla Tabella 2.6.I, nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

La selezione del coefficiente parziale γ_f sulla base della classificazione del tipo di carichi in "favorevoli" o "sfavorevoli" va effettuata in relazione agli effetti globali indotti dai carichi stessi e risultanti sulla costruzione, tenendo sempre conto della loro natura fisica e della loro correlazione. Differenti assunzioni possono essere adottate nel caso di singole verifiche locali.

C2.6 AZIONI NELLE VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

C2.6.1 STATI LIMITE ULTIMI

Le NTC fanno riferimento a tre principali stati limite ultimi:

- Lo stato limite per la perdita dell'equilibrio EQU della struttura o di una sua parte considerati come corpi rigidi, non riguarda più il terreno o l'insieme terreno-struttura, compresa adesso nelle verifiche GEO, ma tale verifica è limitata al ribaltamento di strutture fuori terra (ad esempio ciminiera, cartelloni pubblicitari, torri, ecc. rispetto ad una estremità della fondazione).
- Lo stato limite di resistenza della struttura, STR, che riguarda anche gli elementi di fondazione e di sostegno del terreno, è da prendersi a riferimento per tutti i dimensionamenti strutturali. Nei casi in cui le azioni sulle strutture siano esercitate dal terreno, si deve far riferimento ai valori caratteristici dei parametri geotecnici.
- Lo stato limite di resistenza del terreno, GEO, deve essere preso a riferimento per il dimensionamento geotecnico delle opere di fondazione e di sostegno e, più in generale, delle strutture che interagiscono direttamente con il terreno, oltre che per le verifiche delle opere di terra (rilevati, argini, ...), degli scavi e di stabilità globale dell'insieme terreno-struttura. Tra gli stati limite GEO sono da considerare anche meccanismi di rottura che coinvolgano la struttura o parte di essa (è il caso, ad esempio, della resistenza a carico limite sotto forze trasversali dei pali di fondazione).

Nel Capitolo 6 delle NTC (Progettazione geotecnica), sono anche considerati gli stati limite ultimi di tipo idraulico, che riguardano la perdita d'equilibrio della struttura o del terreno dovuta alla sottospinta dell'acqua (UPL) o l'erosione e il sifonamento del terreno dovuto ai gradienti idraulici (HYD).

Come precisato nel § 2.6.1 delle NTC, nella progettazione di elementi strutturali che coinvolgano azioni di tipo geotecnico, (plinti, platee, pali, muri di sostegno, paratie, ...), le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) si eseguono adottando due approcci progettuali, differenziati per tipo di opera e, talvolta, per tipo di verifica, secondo quanto riportato nel Capitolo 6 delle NTC e chiarito al § C6.2.4.1.

Per le verifiche di natura geotecnica secondo gli Approcci progettuali 1 e 2, per i materiali e le resistenze di natura geotecnica, si deve fare riferimento ai coefficienti parziali indicati allo scopo nel Capitolo 6 delle norme.

Ai fini della verifica di dispositivi antisollevamento o, nel caso di travi continue, di dispositivi di sollevamento degli apparecchi d'appoggio, si potranno condurre due verifiche separate: la prima volta a determinare la necessità di un tale dispositivo al fine di garantire l'equilibrio della struttura, con la combinazione EQU, e la seconda volta alla verifica strutturale (combinazione STR) del dispositivo.

CAPITOLO C3.

AZIONI SULLE COSTRUZIONI

C3.1 OPERE CIVILI ED INDUSTRIALI

C3.1.3 CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI

Nel paragrafo § 3.1.3 delle NTC si danno indicazioni sui carichi permanenti non strutturali e sulla possibilità di rappresentarli come uniformemente distribuiti, nei limiti dati ai capoversi 3° e 4°. In particolare, vengono mostrate le equivalenze per i divisori con peso per unità di lunghezza non superiore a 5,0 kN/m.

C3.1.4 SOVRACCARICHI

Anzitutto è stato cambiato il titolo del paragrafo, da Carichi variabili, derivato dall'UNI EN 1991-1-1, in Sovraccarichi, più noto da tempo ai Tecnici italiani.

Vi sono poi modifiche alla Tab. 3.1.II Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni.

Si tratta di modifiche che si muovono nel senso di avvicinare ulteriormente il testo a quello dell'Eurocodice, pur conservando l'impostazione generale precedente.

Per le costruzioni scolastiche si applicano i valori dei sovraccarichi riportati nelle vigenti NTC; il D.M. 18.12.1975, riportante le norme tecniche relative all'edilizia scolastica, non si applica ai sensi dell'articolo 12, comma 5, della Legge 11 gennaio 1996, n.23.

I valori di progetto indicati nella Tabella 3.1.II costituiscono valori da adottare in relazione alla destinazione funzionale degli ambienti. In fase di progetto, al fine di tenere conto della possibile futura modifica della destinazione funzionale degli ambienti, può essere opportuno adottare i valori dei sovraccarichi corrispondenti alla pertinente destinazione funzionale più critica.

C3.1.4.1 SOVRACCARICHI VERTICALI UNIFORMEMENTE DISTRIBUITI

Questo nuovo paragrafo appare importante perché consente al Progettista di ridurre l'entità complessiva del sovraccarico verticale da considerare nel progetto sia su elementi orizzontali (ad es. travi) sia su elementi verticali (ad es. pilastri) in funzione della estensione della superficie interessata per le membrature orizzontali, e in funzione del numero di piani per le membrature verticali. In questo modo è possibile tenere conto della ridotta probabilità che si raggiunga il valore caratteristico del sovraccarico su superfici orizzontali sufficientemente estese o su tutti i piani dell'edificio.

Il testo riportato a questo proposito nelle NTC 2018 è ripreso dall'UNI EN 1991-1-1 ed è quindi possibile riferirsi direttamente all'Eurocodice per eventuali chiarimenti.

C3.1.4.2 SOVRACCARICHI VERTICALI CONCENTRATI

Il testo di questo nuovo paragrafo chiarisce il modo di effettuare le verifiche sotto i carichi concentrati precisando le impronte e le altre indicazioni necessarie.

C3.1.4.3 SOVRACCARICHI ORIZZONTALI LINEARI

Malgrado il cambio di numero e di titolo di questo paragrafo, non vi sono significative differenze fra le attuali NTC e le precedenti.

C3.2 AZIONE SISMICA

Il § 3.2, inerente la definizione dell'azione sismica, presenta alcune variazioni introdotte allo scopo di aggiornare approcci e procedure di calcolo all'attuale stato delle conoscenze.

Il dato di partenza per la definizione dell'azione sismica rimane sempre lo studio di pericolosità sismica italiana di base, i cui risultati sono stati prodotti e messi in rete dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV).

L'azione sismica è valutata in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido a superficie topografica orizzontale, sito per sito e costruzione per costruzione.

Tale approccio, che rappresentava una delle principali novità delle NTC 2008, rimane invariato nell'attuale versione e dovrebbe condurre in media, sull'intero territorio nazionale, ad una significativa ottimizzazione dei costi delle costruzioni antisismiche, a parità di sicurezza.

La pericolosità sismica di un sito è descritta dalla probabilità che, in un fissato lasso di tempo, in detto sito un parametro che descrive il moto sismico superi un valore prefissato. Nelle NTC 2018, tale lasso di tempo, espresso in anni, è denominato "periodo di riferimento" V_R e la probabilità è denominata "probabilità di eccedenza o di superamento nel periodo di riferimento" P_{V_R} .

Ai fini della determinazione delle azioni sismiche di progetto nei modi previsti dalle NTC, la pericolosità sismica del territorio nazionale è definita convenzionalmente facendo riferimento ad un sito rigido (di categoria A) con superficie topografica orizzontale (di categoria T1), in condizioni di campo libero, cioè in assenza di manufatti. Negli sviluppi successivi il sito di riferimento sarà dunque caratterizzato da sottosuolo di categoria A e superficie topografica di categoria T1.

Le caratteristiche del moto sismico atteso al sito di riferimento, per una fissata P_{V_k} , sono espresse dall'accelerazione massima e dallo spettro di risposta elastico in accelerazione.

È ammessa la possibilità di descrivere il terremoto in forma di storie temporali del moto del terreno, a condizione che esse siano compatibili con le caratteristiche del moto sismico attese. In particolare, per ciascuna P_{V_k} i caratteri del moto sismico su sito di riferimento rigido orizzontale sono descritti dalla distribuzione sul territorio nazionale delle seguenti grandezze, sulla base delle quali risultano compiutamente definiti gli spettri elastici di risposta:

a_g = accelerazione massima al sito;

F_o = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T_C^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Il valore di a_g è desunto dalla pericolosità di riferimento, attualmente fornita dallo INGV, mentre F_o e T_C^* sono calcolati in modo che gli spettri di risposta elastici in accelerazione, velocità e spostamento forniti dalle NTC approssimino al meglio i corrispondenti spettri di risposta elastici in accelerazione, velocità e spostamento derivanti dalla pericolosità di riferimento.

I valori di a_g , F_o e T_C^* sono riportati negli allegati A e B al decreto del Ministro delle Infrastrutture 14 gennaio 2008 pubblicato nel S.O. alla Gazzetta Ufficiale del 4 febbraio 2008 n. 29 e negli eventuali successivi aggiornamenti; di essi si fornisce la rappresentazione in termini di andamento medio in funzione del periodo di ritorno T_R per l'intero territorio nazionale. (v. Figure C3.2.1 a, b, c). Si riportano inoltre, in corrispondenza di ciascun valore di T_R i relativi intervalli di confidenza al 95% valutati con riferimento ad una distribuzione log-normale, per fornire una misura della loro variabilità sul territorio ("variabilità spaziale").

Nel caso di costruzioni di notevoli dimensioni, va considerata l'azione sismica più sfavorevole calcolata sull'intero sito ove sorge la costruzione e, ove fosse necessario, la variabilità spaziale del moto di cui al § 3.2.5.

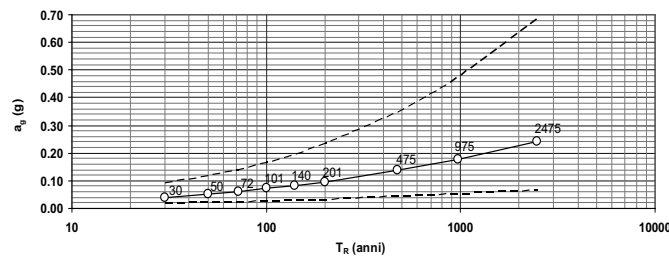


Figura C3.2.1 a – Variabilità di a_g con T_R : andamento medio sul territorio nazionale ed intervallo di confidenza al 95%

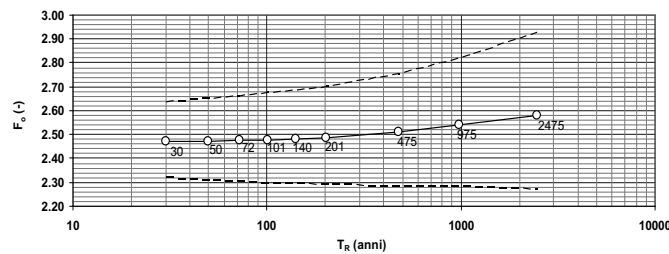


Figura C3.2.1 b – Variabilità di F_o con T_R : andamento medio sul territorio nazionale ed intervallo di confidenza al 95%

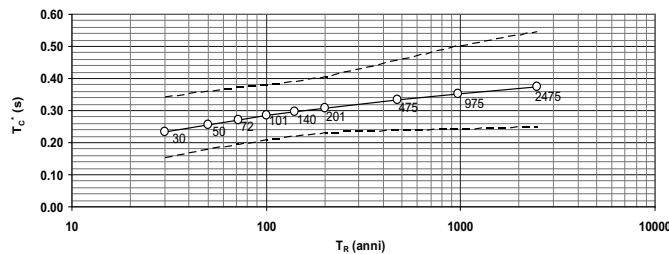


Figura C3.2.1 c – Variabilità di T_C^* con T_R : andamento medio sul territorio nazionale ed intervallo di confidenza al 95%

C3.2.1 STATI LIMITE E RELATIVE PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO

In un quadro operativo finalizzato a sfruttare al meglio la puntuale definizione della pericolosità di cui si dispone, si è ritenuto utile consentire, quando opportuno, il riferimento a 4 stati limite per l'azione sismica.

Ci si riferisce dunque a due Stati Limite di Esercizio (SLE), lo Stato Limite di immediata Operatività (SLO), particolarmente utile come riferimento progettuale per le opere che debbono restare operative durante e subito dopo il terremoto (ospedali, caserme, centri della protezione civile, etc.) e lo Stato Limite di Danno (SLD) – definito come stato limite da rispettare per garantire inagibilità solo temporanee nelle condizioni post-sismiche, in tal modo articolando le prestazioni della struttura in termini di esercizio.

In modo analogo, ci si riferisce a due Stati Limite Ultimi (SLU) facendo seguire allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV), individuato definendo puntualmente lo stato limite ultimo, lo Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC), particolarmente utile come riferimento progettuale per alcune tipologie strutturali (strutture con isolamento e dissipazione di energia) e, più in generale, nel quadro complessivo della progettazione antisismica.

I quattro stati limite così definiti, consentono di individuare quattro situazioni diverse che, al crescere progressivo dell'azione sismica, ed al conseguente progressivo superamento dei quattro stati limite ordinati per azione sismica crescente (SLO, SLD, SLV, SLC), fanno corrispondere una progressiva crescita del danneggiamento all'insieme di struttura, elementi non strutturali ed impianti, per individuare così univocamente ed in modo quasi "continuo" le caratteristiche prestazionali richieste alla generica costruzione.

Ai quattro stati limite sono attribuiti (v. Tabella 3.2.I delle NTC) valori della probabilità di superamento P_{V_R} pari rispettivamente a 81%, 63%, 10% e 5%, valori che restano immutati quale che sia la classe d'uso della costruzione considerata; tali probabilità, valutate nel periodo di riferimento V_R proprio della costruzione considerata, consentono di individuare, per ciascuno stato limite, l'azione sismica di progetto corrispondente.

Viene preliminarmente valutato il periodo di riferimento V_R della costruzione (espresso in anni), ottenuto come prodotto tra la vita nominale V_N fissata all'atto della progettazione ed il coefficiente d'uso C_U che compete alla classe d'uso nella quale la costruzione ricade (v. § 2.4 delle NTC). Si ricava poi, per ciascuno stato limite e relativa probabilità di eccedenza P_{V_R} nel periodo di riferimento V_R il periodo di ritorno T_R del sisma. Si utilizza a tal fine la relazione:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - P_{V_R}) = -C_U \cdot V_N / \ln(1 - P_{V_R}) \quad [C.3.2.1]$$

ottenendo, per i vari stati limite, le espressioni di T_R in funzione di V_R riportate nella Tabella C.3.2.I.

Tabella C.3.2.I – Valori di T_R espressi in funzione di V_R

Stati Limite		Valori in anni del periodo di ritorno T_R al variare del periodo di riferimento V_R
Stati Limite di Esercizio (SLE)	SLO	⁽¹⁾ 30 anni $\leq T_R = 0,60 \cdot V_R$
	SLD	$T_R = V_R$
Stati Limite Ultimi (SLU)	SLV	$T_R = 9,50 \cdot V_R$
	SLC	$T_R = 19,50 \cdot V_R \leq 2475$ anni ⁽¹⁾

¹ I limiti inferiore e superiore di T_R fissati nell'allegato A al Decreto del Ministro delle Infrastrutture 14 gennaio 2008 pubblicato nel S.O. alla Gazzetta ufficiale del 4 febbraio 2008 ed eventuali successivi aggiornamenti sono dovuti all'intervallo di riferimento della pericolosità sismica oggi disponibile; per opere speciali possono considerarsi azioni sismiche riferite a T_R più elevati.

Alla base dei risultati così ottenuti è la strategia progettuale che impone, al variare del periodo di riferimento V_R , la costanza della probabilità di superamento P_{V_R} di ciascuno degli stati limite considerati (**strategia progettuale di norma**).

È immediato constatare (v. formula C.3.2.1) che, imponendo $P_{V_R} =$ costante al variare di C_U , si ottiene $[T_R = -C_U \cdot V_N / \ln(1 - P_{V_R}) = -C_U \cdot V_N / \text{costante}]$ e dunque, a parità di V_N , T_R varia dello stesso fattore C_U per cui viene moltiplicata V_N per avere V_R .

Fissata la vita nominale V_N della costruzione e valutato il periodo di ritorno $T_{R,1}$ corrispondente a $C_U = 1$, si ricava il T_R corrispondente al generico C_U dal prodotto $C_U \cdot T_{R,1}$. **Al variare di C_U , T_R e V_R variano con legge uguale.**

Strategie progettuali alternative a quella ora illustrata, sono ipotizzabili?

Al riguardo le NTC, alla fine del § 3.2.1, recitano “Qualora la protezione nei confronti degli stati limite di esercizio sia di prioritaria importanza, i valori di P_{VR} forniti in tabella devono essere ridotti in funzione del grado di protezione che si vuole raggiungere.”

È evidente che la riduzione delle probabilità di superamento attribuite ai vari stati limite non può essere arbitraria ma deve allinearsi a precisi concetti di teoria della sicurezza; in particolare si possono eventualmente accrescere i livelli di protezione nei confronti degli Stati Limite di Esercizio, mentre i livelli di protezione nei confronti degli Stati Limite Ultimi (più direttamente legati alla sicurezza) possono restare sostanzialmente immutati perché già ritenuti sufficienti dalla normativa.

Per rispettare le limitazioni testé citate, al variare della classe d’uso e del coefficiente C_U , si può utilizzare C_U non per aumentare V_N , portandola a V_R , ma per ridurre P_{V_R} .

In tal caso si ha $T_R = -V_N / \ln(1 - P_{V_R} / C_U)$; detto $T_{R,a}$ il periodo di ritorno ottenuto con la strategia progettuale di norma e $T_{R,b}$ il periodo di ritorno ottenuto con la strategia progettuale appena illustrata, il rapporto R tra i due periodi di ritorno varrebbe:

$$R = \frac{T_{R,b}}{T_{R,a}} = \frac{-V_N / \ln(1 - P_{V_R} / C_U)}{-C_U \cdot V_N / \ln(1 - P_{V_R})} = \frac{\ln(1 - P_{V_R})}{C_U \cdot \ln(1 - P_{V_R} / C_U)} \quad [C.3.2.2]$$

ed avrebbe, al variare di C_U e P_{V_R} , gli andamenti riportati nel grafico successivo.

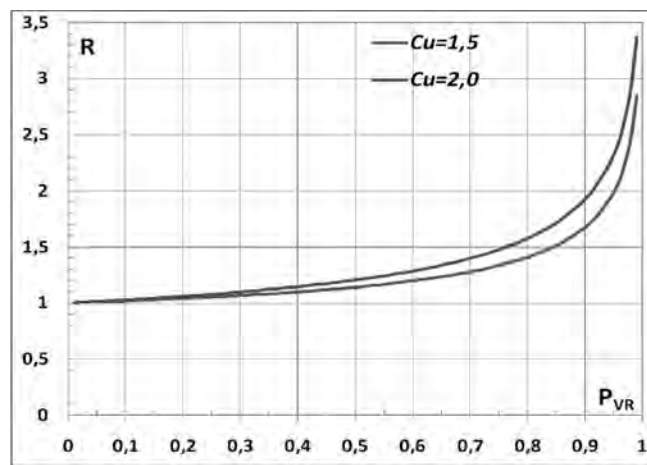


Figura C3.2.2 – Variazione di R con C_U e P_{V_R}

Costatato che, con la strategia ipotizzata, si rispettano le condizioni preliminarmente indicate come irrinunciabili (sostanziale costanza di T_R , dunque protezione sostanzialmente immutata, per i valori di P_{V_R} relativi agli SLU ossia per $P_{V_R} \leq 10\%$, e significativa crescita di T_R , dunque protezione significativamente incrementata, per i valori di P_{V_R} relativi agli SLE ossia per $P_{V_R} \geq 60\%$) si può poi passare a valutare come applicare la indicazione di norma, ossia come modificare le P_{V_R} .

Per trovare come modificare, al variare di C_U , i valori di P_{V_R} nel periodo di riferimento V_R per ottenere gli stessi valori di T_R suggeriti dalla strategia ipotizzata, basta imporre $R=1$ nella formula C.3.2.2 ed indicare con $P_{V_R}^*$ i nuovi valori di P_{V_R} , così ottenendo:

$$R=1 = \frac{\ln(1 - P_{V_R}^*)}{C_U \cdot \ln(1 - P_{V_R} / C_U)} \Rightarrow \ln(1 - P_{V_R}^*) = C_U \cdot \ln(1 - P_{V_R} / C_U) \Rightarrow P_{V_R}^* = 1 - (1 - P_{V_R} / C_U)^{C_U} \quad [C.3.2.3]$$

È così possibile ricavare, al variare di C_U , i valori di $P_{V_R}^*$ a partire dai valori di P_{V_R} ; tali valori sono riportati, insieme ai valori di T_R corrispondenti, nella Tabella C.3.2.II. Adottando la strategia ipotizzata, al crescere di C_U i valori dei $P_{V_R}^*$ corrispondenti agli Stati Limite di Esercizio (SLE) si riducono sensibilmente ed i corrispondenti T_R crescono, mentre i valori dei $P_{V_R}^*$ corrispondenti agli Stati Limite Ultimi (SLU) ed i corrispondenti T_R sostanzialmente non variano.

Tabella C.3.2.II – Valori di $P_{V_R}^*$ e T_R al variare di C_U

Stati Limite	Valori di P_{VR}^*			Valori di T_R corrispondenti		
	$C_U = 1,0$	$C_U = 1,5$	$C_U = 2,0$	$C_U = 1,0$	$C_U = 1,5$	$C_U = 2,0$

²Si veda al riguardo EN-1998-1, § 2.1, punto 4.

SLE	SLO	81,00%	68,80%	64,60%	$0,60 \cdot V_R$	$0,86 \cdot V_R$	$0,96 \cdot V_R$
	SLD	63,00%	55,83%	53,08%	V_R	$1,22 \cdot V_R$	$1,32 \cdot V_R$
SLU	SLV	10,00%	9,83%	9,75%	$9,50 \cdot V_R$	$9,66 \cdot V_R$	$9,75 \cdot V_R$
	SLC	5,00%	4,96%	4,94%	$19,50 \cdot V_R$	$19,66 \cdot V_R$	$19,75 \cdot V_R$

Se dunque la protezione nei confronti degli **SLE** è di prioritaria importanza, si possono sostituire i valori di P_{V_R} con quelli di $P_{V_R}^*$, così conseguendo una miglior protezione nei confronti degli **SLE**. La strategia progettuale testé ipotizzata, peraltro, conduce ad un'opera decisamente più costosa e dunque è lecito adottarla unicamente nei casi in cui gli **SLE** siano effettivamente di prioritaria importanza.

Ottenuti i valori di T_R corrispondenti ai quattro stati limite considerati (utilizzando, a seconda dei casi, la **strategia progettuale a o b**) si possono infine ricavare, al variare del sito nel quale la costruzione sorge ed utilizzando i dati riportati negli Allegati A e B al Decreto del Ministro delle Infrastrutture 14 gennaio 2008 e eventuali successivi aggiornamenti, l'accelerazione del suolo a_g e le forme dello spettro di risposta di progetto per ciascun sito, costruzione, situazione d'uso, stato limite.

C3.2.2 CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Le condizioni del sito di riferimento rigido non corrispondono, in generale, alle condizioni reali. È necessario, pertanto, tenere conto delle condizioni stratigrafiche del volume di terreno interessato dall'opera ed anche delle condizioni topografiche, poiché entrambi questi fattori concorrono a modificare l'azione sismica in superficie rispetto a quella attesa su un sito rigido con superficie orizzontale. Tali modifiche, in ampiezza, durata e contenuto in frequenza, sono il risultato della risposta sismica locale.

Si denomina "*risposta sismica locale*" l'azione sismica che emerge in "*superficie*" a seguito delle modifiche in ampiezza, durata e contenuto in frequenza subite trasmettendosi dal substrato rigido. Per individuare in modo univoco la risposta sismica si assume come "*superficie*" il "*piano di riferimento*" così come definito, per le diverse tipologie strutturali, al § 3.2.2 delle NTC.

Le modifiche sopra citate corrispondono a:

- *effetti stratigrafici*, legati alla successione stratigrafica, alle proprietà meccaniche dei terreni, alla geometria del contatto tra il substrato rigido e i terreni sovrastanti ed alla geometria dei contatti tra gli strati di terreno;
- *effetti topografici*, legati alla configurazione topografica del piano campagna. La modifica delle caratteristiche del moto sismico per effetto della geometria superficiale del terreno è dovuta alla focalizzazione delle onde sismiche in prossimità della cresta dei rilievi a seguito dei fenomeni di riflessione delle onde sismiche ed all'interazione tra il campo d'onda incidente e quello diffratto. I fenomeni di amplificazione cresta-base aumentano in proporzione al rapporto tra l'altezza del rilievo e la sua larghezza.

Gli effetti della risposta sismica locale possono essere valutati con metodi semplificati oppure eseguendo specifiche analisi. I metodi semplificati possono essere adoperati solo se l'azione sismica in superficie è descritta dall'accelerazione massima o dallo spettro elastico di risposta; non possono cioè essere adoperati se l'azione sismica in superficie è descritta mediante storie temporali del moto del terreno.

Nei metodi semplificati è possibile valutare gli effetti stratigrafici e topografici. In tali metodi si attribuisce il sito ad una delle categorie di sottosuolo definite nella Tabella 3.2.II delle NTC (A, B, C, D, E) e ad una delle categorie topografiche definite nella Tabella 3.2.IV delle NTC (T1, T2, T3, T4). In questo caso, la valutazione della risposta sismica locale consiste nella modifica dello spettro di risposta in accelerazione del moto sismico di riferimento, relativo all'affioramento della formazione rocciosa (categoria di sottosuolo A) su superficie orizzontale (categoria topografica T1).

L'identificazione della categoria del sottosuolo è basata sulla descrizione stratigrafica e sui valori della velocità di propagazione delle onde di taglio V_s . Ai fini della valutazione semplificata della risposta sismica locale, nelle NTC, non è più consentita la classificazione del sottosuolo sulla base del parametro N_{SPT30} per i terreni a grana grossa e C_{u30} per i terreni a grana fine. Le NTC richiedono, quindi, che la categoria di sottosuolo sia stabilita sulla base del profilo V_s . La misura diretta di V_s attraverso specifiche indagini geofisiche è in ogni caso preferibile, essendo consentita, in alternativa, la definizione del profilo V_s attraverso il ricorso a correlazioni empiriche "*di comprovata affidabilità*" solo per il metodo semplificato ed in ipotesi residuali, stante la maggiore incertezza che caratterizza la determinazione di V_s con le citate correlazioni empiriche. In caso di utilizzo di correlazioni empiriche è comunque raccomandabile non limitarsi all'uso di un singolo modello empirico, al fine di consentire una stima dell'incertezza legata al carattere regionale di tali correlazioni e alla conseguente elevata dispersione dei relativi dati sperimentali.

Fatta salva la necessità di estendere le indagini geotecniche nel volume significativo di terreno interagente con l'opera, la classificazione si effettua in base ai valori della velocità equivalente $V_{s,eq}$ definita mediante la media armonica [3.2.1] delle NTC ([C.3.2.4]).

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{j=2}^N \frac{h_j}{V_{s,j}}} = \frac{\sum_{j=1}^N h_j}{\sum_{j=1}^N \frac{h_j}{V_{s,j}}} \quad [C.3.2.4]$$

La velocità equivalente è ottenuta imponendo l'equivalenza tra i tempi di arrivo delle onde di taglio in un terreno omogeneo equivalente di spessore pari ad H. Dove H è la profondità del substrato definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido caratterizzato da valori di V_s non inferiori ad 800 m/s. Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,eq}$ è definita dal parametro $V_{s,30}$ ottenuto ponendo $H = 30$ m nell'equazione [3.2.1] - [C.3.2.4] e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità. Derivando da una media armonica, la velocità equivalente assume valori differenti da quelli ottenuti dalla media aritmetica delle velocità dei singoli strati pesata sui relativi spessori, soprattutto in presenza di strati molto deformabili di limitato spessore. Lo scopo della definizione adottata è quello di privilegiare il contributo degli strati più deformabili.

Per terreni nei quali la profondità del substrato è maggiore di 30 m ($H \geq 30$ m), la $V_{s,eq}$ così come definita dall'equazione [3.2.1]-[C.3.2.4] coincide di fatto con la $V_{s,30}$ delle NTC 2008. L'introduzione della $V_{s,eq}$ unita alla modifica nella definizione delle categorie di sottosuolo si è resa necessaria al fine di includere nell'attuale testo normativo le configurazioni stratigrafiche che rimanevano escluse nelle NTC 2008 (ad esempio profili di tipo B con profondità del substrato inferiore a 30 m).

Infine nelle NTC 2018 sono state eliminate le categorie speciali di sottosuolo (Classi S1 ed S2 presenti nelle NTC 2008). Per tutte quelle configurazioni litostratigrafiche non riconducibili alla classificazione riportata in Tab. 3.2.II (ad esempio terreni instabili o suscettibili di liquefazione, per determinati sistemi geotecnici o se si intende aumentare il grado di accuratezza nella previsione dei fenomeni di amplificazione), le azioni sismiche da considerare nella progettazione possono essere determinate mediante specifiche analisi di risposta sismica locale, meglio descritte nel § C.7.11.3.1. Queste analisi presuppongono un'adeguata conoscenza delle proprietà meccaniche dei terreni in condizioni cicliche e dinamiche, determinate mediante specifiche indagini e prove geotecniche.

La risposta sismica locale e, comunque, la modellazione sismica in generale, comprendono un propedeutico studio geomorfologico, stratigrafico e tettonico, nonché una individuazione delle categorie di sottosuolo a cui afferiscono le opere in progetto.

C3.2.3 VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Il moto sismico di ciascun punto del terreno può essere decomposto in componenti secondo tre direzioni ortogonali; per ciascuna componente dell'azione sismica può essere fornita una rappresentazione puntuale mediante la sola accelerazione massima attesa, mediante l'intero spettro di risposta o mediante storie temporali del moto del terreno (ad esempio accelerogrammi). Qualora la costruzione sia di dimensioni limitate o le sue fondazioni siano sufficientemente rigide e resistenti, si può assumere che il moto sia lo stesso per tutti i punti al di sotto della costruzione, altrimenti si deve tener conto della variabilità spaziale del moto, nei modi definiti nel § 7.3.2.5.

La rappresentazione di riferimento per le componenti dell'azione sismica è lo spettro di risposta elastico in accelerazione per uno smorzamento convenzionale del 5%. Esso fornisce la risposta massima in accelerazione del generico sistema dinamico elementare con periodo di oscillazione $T \leq 4$ s ed è espresso come il prodotto di una forma spettrale per l'accelerazione massima del terreno.

La forma spettrale per le componenti orizzontali è definita mediante le stesse espressioni fornite dall'UNI EN 1998 nelle quali, tuttavia, non si è assunto un singolo valore per l'amplificazione massima ma si è fornita tale grandezza, F_o , in funzione della pericolosità del sito insieme alle grandezze a_g , T_C e, conseguentemente, T_B , T_D . Per la componente verticale, invece, le uniche grandezze fornite in funzione della pericolosità del sito sono l'accelerazione massima, posta pari alla massima accelerazione orizzontale del suolo a_g , e l'amplificazione massima F_v , espressa come funzione di a_g .

La categoria di sottosuolo e le condizioni topografiche incidono sullo spettro elastico di risposta. Specificamente, l'accelerazione spettrale massima dipende dal coefficiente $S = S_S \cdot S_T$ che comprende gli effetti delle amplificazioni stratigrafica (S_S) e topografica (S_T). Per le componenti orizzontali dell'azione sismica, il periodo T_C di inizio del tratto a velocità costante dello spettro, è funzione invece del coefficiente C_C , dipendente anch'esso dalla categoria di sottosuolo.

Il coefficiente di amplificazione topografica S_T è definito in funzione delle condizioni topografiche riportate nella Tabella 3.2.II ed assume i valori riassunti nella Tabella 3.2.V delle NTC.

Per le componenti orizzontali dell'azione sismica il coefficiente S_S è definito nella Tabella 3.2.IV delle NTC. Esso è il rapporto tra il valore dell'accelerazione massima attesa in superficie e quello su sottosuolo di categoria A ed è definito in funzione della categoria di sottosuolo e del livello di pericolosità sismica di base del sito (descritto dal prodotto $F_o \cdot a_g$).

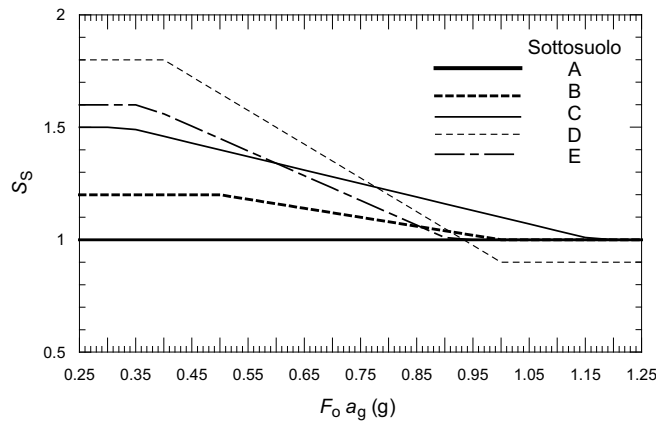


Figura C3.2.3 – Andamento del coefficiente S_s per le componenti orizzontali dell'azione sismica

Nella Figura C.3.2.3 è mostrata, per le cinque categorie di sottosuolo, la variazione di S_s in funzione del prodotto $F_0 \cdot a_g$.

A parità di categoria di sottosuolo, l'andamento di S_s con $F_0 \cdot a_g$ è caratterizzato da due tratti orizzontali, rispettivamente per bassi ed elevati valori di pericolosità sismica di base; tali tratti sono raccordati da un segmento di retta che descrive il decremento lineare di S_s con $F_0 \cdot a_g$.

In genere, per bassi valori di pericolosità sismica di base, a parità di $F_0 \cdot a_g$ i valori di S_s si incrementano al decrescere della rigidezza del sottosuolo, passando dal sottosuolo di categoria A al sottosuolo di categoria E. In particolare, per $F_0 \cdot a_g < 0.78g$, il sottosuolo di categoria D mostra amplificazioni maggiori delle altre categorie di sottosuolo. Come conseguenza del comportamento ciclico non lineare e dissipativo del terreno, per valori elevati della pericolosità sismica di base si osserva un'inversione di tendenza. Per $0.78g \leq F_0 \cdot a_g < 1.17g$ i fenomeni di amplificazione diventano più marcati per il sottosuolo di categoria C mentre per elevati livelli di pericolosità sismica del sito, caratterizzati da valori del prodotto $F_0 \cdot a_g > 0.93g$, le accelerazioni massime su sottosuolo di categoria D sono inferiori a quelle su sottosuolo di categoria A. Si verifica cioè una deamplificazione del moto in termini di accelerazione massima.

Per la componente verticale dell'azione sismica, in assenza di studi specifici, si assume $S_s=1$.

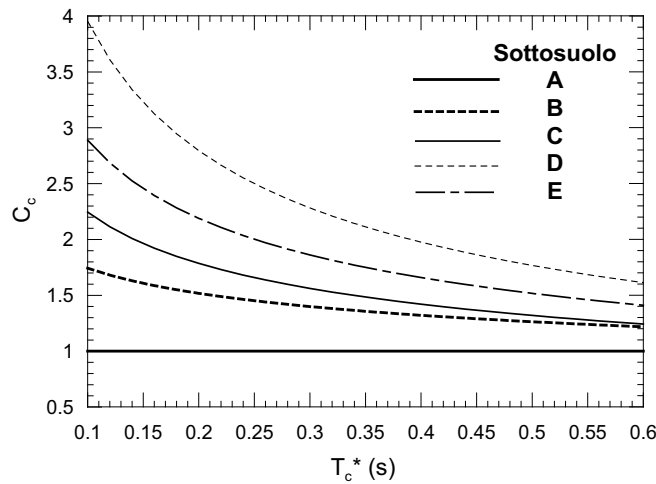


Figura C3.2.4 – Andamento del coefficiente C_c

Il coefficiente C_c è definito nella Tabella 3.2.IV delle NTC in funzione della categoria di sottosuolo e del valore di T_c riferito a sottosuolo di categoria A, T_c^* . Nella Figura C.3.2.4, la variazione di C_c è mostrata, per le cinque categorie di sottosuolo, in funzione di T_c^* .

A parità della categoria di sottosuolo, il coefficiente C_c decresce al crescere di T_c^* e, conseguentemente, l'effetto di amplificazione massima si sposta verso periodi più brevi e si riduce l'estensione del tratto orizzontale caratterizzato da ordinata spettrale massima. In genere, a parità di T_c^* , i valori di C_c si incrementano al decrescere della rigidezza del sottosuolo, ovvero passando

dal sottosuolo di categoria A al sottosuolo di categoria E. Il sottosuolo di categoria D presenta, nell'intervallo di valori di interesse, valori di T_C maggiori di quelli relativi alle altre categorie di sottosuolo.

C3.2.3.1 DESCRIZIONE DEL MOTO SISMICO IN SUPERFICIE E SUL PIANO DI FONDAZIONE

Se le azioni sismiche al piano di fondazione sono ricavate mediante analisi di risposta sismica locale, si può procedere nella maniera seguente:

- Si selezionano accelerogrammi rappresentativi delle azioni su affioramento rigido di riferimento, verificandone la compatibilità con lo spettro elastico di risposta secondo quanto disposto al §3.2.3.6 della norma e tenendo conto delle indicazioni fornite al successivo C3.2.3.6 e al C7.11.3.1.2.2.
- Dalle analisi di risposta sismica locale si ottiene, per ciascun accelerogramma, il corrispondente accelerogramma in superficie o sul piano di riferimento (ad esempio il piano di fondazione) e il relativo spettro elastico di risposta.
- Per le analisi con spettro elastico di risposta si adotta lo spettro medio, ottenuto dagli spettri determinati con l'analisi di risposta sismica locale. Per le analisi nel dominio del tempo si utilizzano direttamente gli accelerogrammi ricavati dall'analisi di risposta sismica locale.

C3.2.3.2 SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE

C3.2.3.2.1 Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali

Il fattore η tiene conto delle capacità dissipative delle costruzioni alterando lo spettro di risposta assunto a riferimento, per il quale $\eta=1$, definito come lo spettro elastico con smorzamento viscoso convenzionale $\xi = 5\%$. La relazione [3.2.4] può essere utilizzata per costruzioni che non subiscono significativi danneggiamenti e può essere utilizzata nel campo di smorzamenti convenzionali compresi tra i valori $\xi = 5\%$ e $\xi = 28\%$. Al di fuori di questo campo, la scelta del valore del fattore η deve essere adeguatamente giustificata.

Nel caso di significativi danneggiamenti, generalmente associati ad azioni riferite agli Stati Limite Ultimi, il fattore η può essere calcolato in funzione del fattore di struttura q previsto per lo Stato Limite considerato secondo quanto definito al § 3.2.3.5 delle NTC.

C3.2.3.6 IMPIEGO DI STORIE TEMPORALI DEL MOTO DEL TERRENO

Le NTC indicano le caratteristiche delle storie temporali del moto da impiegare nelle analisi non lineari dinamiche delle strutture, definite al § 7.3.4.1, e di opere e sistemi geotecnici definite al § 7.11 consentendo l'uso di storie temporali artificiali o naturali (provenienti da registrazioni di terremoti reali) e, in particolari situazioni, di storie temporali simulate, generate cioè mediante simulazione del meccanismo di sorgente e della propagazione. Le norme specificano altresì che l'uso di segnali artificiali non è ammesso nelle analisi dinamiche di opere e sistemi geotecnici.

Per gli accelerogrammi artificiali e per quelli naturali le NTC definiscono i criteri di coerenza con lo spettro di risposta elastico per lo stato limite considerato (spettro-compatibilità) mentre per gli accelerogrammi simulati le NTC specificano che la loro determinazione si qualifichi in base alle caratteristiche degli accelerogrammi della sorgente e del mezzo di propagazione. Per gli accelerogrammi artificiali le norme prescrivono che essi debbano rispettare vincoli di compatibilità media con lo spettro elastico di riferimento.

Quando l'azione sismica è rappresentata da accelerogrammi naturali, è necessario che la selezione di questi segnali sia coerente con la pericolosità sismica attesa al sito, in particolare, con la magnitudo e la distanza epicentrale rappresentative di uno o più eventi di scenario. Poiché la pericolosità sismica di base è definita sul territorio nazionale in termini probabilistici, gli eventi di scenario, se il sito di costruzione appartiene alle categorie A di sottosuolo (tabella 3.2.II) e T1 topografica (tabella 3.2.III), possono essere definiti a partire dai risultati della disaggregazione della pericolosità sismica disponibili sul sito web dell'INGV (<http://esse1-gis.mi.ingv.it>). In questo caso, come indicato al C.7.11.3.1.2, i siti di registrazione dovrebbero essere posti su un affioramento rigido (categoria A) con superficie topografica orizzontale (categoria T1). Per i siti di costruzione non appartenenti alle categorie A di sottosuolo e T1 topografica, i segnali naturali testé selezionati sono utilizzati per effettuare analisi di risposta sismica locale.

Le norme stabiliscono per le registrazioni naturali selezionate alcuni vincoli di spettro-compatibilità rispetto allo spettro elastico di risposta per lo stato limite considerato (§3.2.3.6). Occorre, inoltre, tenere conto delle indicazioni fornite al paragrafo C.7.11.3.1.2.2. Al fine di soddisfare i suddetti requisiti di spettro-compatibilità, i segnali registrati possono essere scalati linearmente in ampiezza. È tuttavia opportuno contenere il fattore di scala in un intervallo limitato in modo da non alterare eccessivamente i segnali e renderli incompatibili alla magnitudo e alla distanza dalla sorgente degli eventi sismici a cui sono riferiti. In generale, ciascuna registrazione sismica è costituita da due componenti del moto in direzione orizzontale e una componente in direzione verticale. Mentre in linea di principio è possibile ottenere, differenziando tra loro i fattori di scala, la spettro-compatibilità per ciascuna componente del moto, in pratica può essere opportuno utilizzare un unico fattore di scala per le due componenti orizzontali, selezionato in modo da rendere la risultante delle azioni sismiche nel piano orizzontale compatibile con lo spettro risultante. Uno dei possibili metodi per ottenere questo risultato comprende le seguenti operazioni:

1. per ogni coppia di registrazioni orizzontali, si costruisce uno spettro SRSS, dato dalla radice quadrata della somma dei quadrati degli spettri di ogni componente;
2. lo "spettro medio SRSS" è pari alla media degli spettri SRSS di ciascuna coppia di accelerogrammi, appartenente al medesimo gruppo di storie temporali;
3. le coppie di registrazioni, nel numero indicato dalla norma, devono essere selezionate e scalate in modo tale che lo spettro medio SRSS approssimi, secondo i criteri di coerenza spettrale di norma, lo "spettro di riferimento", dato dal prodotto dello spettro elastico di progetto per un opportuno coefficiente α .

Il valore del coefficiente α è in genere non superiore a 1,3 che corrisponde alla risultante di due componenti il cui rapporto è circa pari a 0,85. Tuttavia, nel definire la coerenza spettrale, con particolare riguardo al rapporto fra le componenti accelerometriche, in assenza di studi sismo-tettonici specifici che giustifichino scelte differenti, si deve adottare un valore limite per il coefficiente α pari a $\sqrt{2}$, ovvero la risultante di due componenti uguali tra loro, come specificato al §3.2.3.1 della norma.

Ai fini dell'impiego di accelerogrammi nelle analisi, una descrizione delle azioni sismiche coerente con l'evento di origine può essere ottenuta proiettando ciascuna coppia di registrazioni lungo le direzioni principali del sisma, definite come le direzioni per le quali si annulla la correlazione tra le componenti. Il coefficiente di correlazione tra due componenti accelerometriche X e Y nell'intervallo di tempo $t_1 < t < t_2$, può essere così determinato:

$$\rho_{X,Y} = \frac{\int_{t_1}^{t_2} X(t) \cdot Y(t) dt}{\sqrt{\int_{t_1}^{t_2} X^2(t) dt \cdot \int_{t_1}^{t_2} Y^2(t) dt}} \quad [\text{C3.2.5}]$$

dove t_1 e t_2 rappresentano gli estremi dell'intervallo temporale considerato, che può essere assunto corrispondente alla fase intensa del sisma.

C3.3 AZIONI DEL VENTO

Sparisce nel passaggio dalle NTC 2008 alle NTC 2018 la numerazione del § 3.3.1 Generalità, il testo resta praticamente immutato, ma quello che era il paragrafo successivo sulla velocità di riferimento assume ora il numero 3.3.1 contro il numero 3.3.2 delle NTC 2008.

C3.3.1 VELOCITÀ BASE DI RIFERIMENTO

A parte la variazione di numerazione del paragrafo il suo contenuto è sostanzialmente immutato, la zonizzazione del territorio nazionale resta invariata rispetto alle precedenti NTC, così come la velocità base di riferimento del vento nelle varie zone, sia a livello del mare che all'aumentare della quota. La variazione della formula 3.3.1 è infatti solamente apparente e le due formulazioni conducono comunque agli stessi valori, per tutte le 9 zone e per qualunque quota sul livello del mare.

C3.3.2 VELOCITÀ DI RIFERIMENTO

In questo paragrafo, vengono introdotte, in mancanza di indagini statistiche adeguate, le seguenti espressioni che forniscono la velocità di riferimento del vento $v_b(T_R)$ riferita ad un generico periodo di ritorno:

$$v_b(T_R) = \alpha_R v_b \quad [\text{C3.3.1}]$$

dove:

v_b è la velocità di riferimento del vento associata a un periodo di ritorno di 50 anni, α_R è un coefficiente fornito dalla Figura C3.3.1, alla quale corrisponde l'espressione:

$$\alpha_R = 0.75 \sqrt{1 - 0.2 \cdot \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right]} \quad [\text{C3.3.2}]$$

dove T_R è espresso in anni.

La formula C3.3.2 è generalmente utilizzata per la valutazione della velocità del vento, riferita a tempi di ritorno inferiori a 50 anni per le condizioni transitorie delle costruzioni. Limitatamente alle analisi inerenti il comportamento delle costruzioni nei riguardi dei fenomeni di instabilità aeroelastica, per i quali le verifiche si conducono in termini di velocità media di riferimento e di velocità critica per il fenomeno in esame, si dovranno adottare valori di T_R significativamente maggiori di 50 anni, secondo i criteri specificati in C3.3.11 per il distacco dei vortici ed in documenti di comprovata validità per le altre possibili tipologie dei fenomeni instabili.

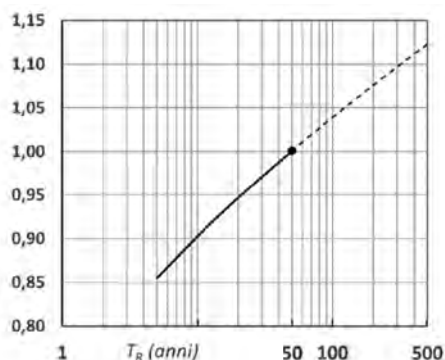


Figura C3.3.1 – Valori del coefficiente α_R in funzione del periodo di ritorno T_R (asse in scala logaritmica),

C3.3.3 AZIONI STATICHE EQUIVALENTI

Il paragrafo chiarisce che nel valutare i carichi agenti su ciascun elemento della costruzione si deve tenere conto delle pressioni agenti sulle due facce sopravvento e sottovento.

C3.3.4 PRESSIONE DEL VENTO

Le espressioni 3.3.2 delle NTC 2008 e [3.3.4] delle NTC 2018, sono sostanzialmente equivalenti; il coefficiente C_p viene definito coefficiente di pressione invece che coefficiente di forma (come nelle NTC 2008) ma il suo ruolo e valore, come indicato al § 3.3.8, restano immutati.

C3.3.5 AZIONE TANGENTE DEL VENTO

Le espressioni 3.3.3 delle NTC 2008 e [3.3.5] delle NTC 2018, sono sostanzialmente equivalenti.

C3.3.6 PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO

Le espressioni 3.3.4 delle NTC 2008 e [3.3.6] delle NTC 2018, sono sostanzialmente equivalenti.

C3.3.7 COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE

Il paragrafo mostra la dipendenza del coefficiente di esposizione dall'altezza sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. Non presenta significative differenze rispetto alle precedenti NTC.

C3.3.8 COEFFICIENTI AERODINAMICI

In assenza di valutazioni più precise, suffragate da opportuna documentazione o prove sperimentali in galleria del vento, per i coefficienti di pressione si assumono i valori riportati ai punti seguenti, con l'avvertenza che si intendono positive le pressioni dirette verso l'interno delle costruzioni.

Nel seguito, in riferimento alle costruzioni di forma regolare indicate ai paragrafi da C3.3.3.8.1 a C3.3.3.8.4, si forniscono, tre distinte serie di coefficienti di pressione esterna:

- coefficienti globali c_{pe} , che possono essere utilizzati in tutti i casi in cui la rappresentazione delle azioni aerodinamiche del vento possa essere effettuata in maniera semplificata, rivolta alla valutazione delle azioni globali su porzioni estese di costruzioni o delle risultanti delle azioni indotte dal vento sugli elementi principali della struttura;
- coefficienti locali $c_{pe,10}$ consentono una rappresentazione più realistica dell'effettivo campo di pressione che si instaura sulle superfici delle costruzioni e che possono essere impiegati sia in alternativa ai coefficienti di pressione globali c_{pe} , sia per quantificare la pressione locale sugli elementi con area di incidenza maggiore o uguale a 10 m²;
- coefficienti locali $c_{pe,1}$ che consentono la quantificazione della pressione locale su elementi di piccole dimensioni con un'area di incidenza minore o uguale a 1 m² (quali elementi di rivestimento ed i loro fissaggi).

Per i coefficienti di pressione locali relativi ad un'area di incidenza compresa fra 1 e 10 m², il valore è pari a:

$$c_{peA} = c_{pe,1} - (c_{pe,1} - c_{pe,10}) \log_{10}(A) \quad [C3.3.3]$$

dove:

A è l'area di incidenza della pressione del vento.

I coefficienti di pressione interna, da considerare, se del caso, congiuntamente ai coefficienti di pressione esterna, sono riportati al paragrafo C3.3.8.5.

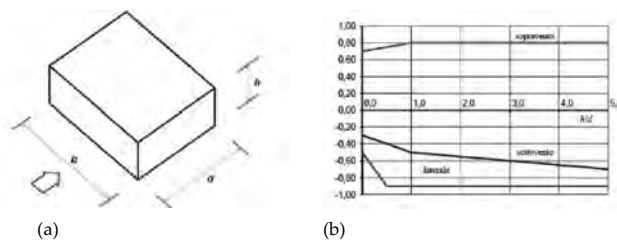
Per costruzioni di forma non regolare e per i ponti, si dovrà fare riferimento ad indicazioni aggiuntive tratte da documenti di comprovata validità.

C3.3.8.1 EDIFICI A PIANTA RETTANGOLARE CON COPERTURE PIANE, A FALDE, INCLINATE E CURVILINEE

Per la valutazione della pressione esterna si assumeranno, nei casi più comuni, gli schemi di seguito riportati; per le forme non contemplate nel presente documento e per ulteriori approfondimenti sui criteri di analisi costituiscono utile riferimento l'Eurocodice EN-1991-1-4 e le Istruzioni CNR DT207. Per le forme non contemplate nei documenti citati si potrà ricorrere a dati di letteratura o a prove specifiche in galleria del vento o, infine, a simulazioni di fluidodinamica computazionale utilizzando strumenti di comprovata validità scientifica.

C3.3.8.1.1 Pareti verticali

I coefficienti globali c_{pe} da assumere sulle pareti di un edificio a pianta rettangolare sono riportati in Figura C3.3.2 e in Tabella C3.3.I



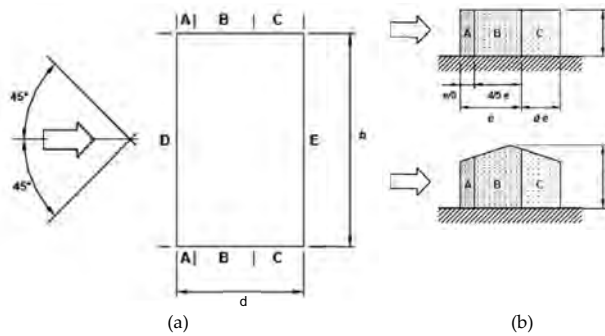
a) Parametri caratteristici di edifici a pianta rettangolare, b) Edifici a pianta rettangolare: c_{pe} per facce sopravento, sottovento e laterali

Figura C3.3.2

Tabella C3.3.I: Edifici a pianta rettangolare: c_{pe} per facce sopravento, sottovento e laterali

Faccia sopravento	$C_U = 2,0$	$C_U = 1,5$
$h/d \leq 1$: $c_{pe} = 0,7 + 0,1 \cdot h/d$	$h/d \leq 0,5$: $c_{pe} = -0,5 - -0,8 \cdot h/d$	$h/d \leq 1$: $c_{pe} = -0,3 - 0,2 \cdot h/d$
$h/d > 1$: $c_{pe} = 0,8$	$h/d > 0,5$: $c_{pe} = -0,9$	$1 < h/d \leq 5$: $c_{pe} = -0,5 - 0,05 \cdot (h/d - 1)$

I coefficienti locali $c_{pe,10}$ e di dettaglio $c_{pe,1}$ da assumere sulle pareti di un edificio a pianta rettangolare sono riportati in Figura, C3.3.3 e in Tabella C3.3.II, il valore della dimensione e è pari al minimo tra b e $2h$.



a) Schema planimetrico di riferimento b) Suddivisione delle pareti verticali di edificio a pianta rettangolare in zone di uguale pressione (prospetti laterali)

Figura C3.3.3

Tabella C3.3.II - Edifici a pianta rettangolare: c_{pe} per facce sopravento, sottovento e laterali.

Zona	A		B		C		D		E	
	C _{pe,10}	C _{pe,1}	C _{pe,10}	C _{pe,1}	C _{pe,10}	C _{pe,1}	C _{pe,10}	C _{pe,1}	C _{pe,10}	C _{pe,1}
h/d										
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
≤ 0,25	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

C3.3.8.1.1.1 Altezza di riferimento per la faccia sopravvento

La distribuzione altimetrica della pressione sulle pareti della costruzione è, in generale, diversa dal profilo della pressione cinetica di picco del vento indisturbato, come si ricava attraverso il coefficiente di esposizione (§ 3.3.7 delle NTC). In conseguenza di ciò, è opportuno calcolare la pressione cinetica di picco in corrispondenza di un punto posto ad una quota detta di riferimento (\bar{z}_e), tale da consentire la stima, generalmente a favore di sicurezza, della risultante delle pressioni agenti sulle pareti verticali dell'edificio.

Per gli edifici bassi, ossia con altezza minore o uguale della dimensione in pianta ortogonale al flusso del vento ($h \leq b$), l'altezza di riferimento è costante e pari alla quota di sommità dell'edificio ($\bar{z}_e = h$); la pressione del vento è pertanto uniforme.

Per gli edifici alti, ossia con altezza compresa fra la dimensione in pianta ortogonale al flusso del vento e 5 volte la profondità dell'edificio ($b < h \leq 5 \cdot d$), si definiscono due zone distinte. Nella prima parte dell'edificio, sino alla quota $z = b$, l'altezza di riferimento è costante e pari a $\bar{z}_e = b$; la pressione del vento è pertanto uniforme. Nella parte superiore dell'edificio, per z compreso fra b e h , la quota di riferimento \bar{z}_e può essere scelta seguendo uno dei due seguenti criteri (figura C3.3.4):

1. L'altezza di riferimento è costante e pari alla sommità dell'edificio ($\bar{z}_e = h$); la pressione del vento è pertanto uniforme fra le quote $z=b$ e $z=h$. In questo modo il calcolo delle forze aerodinamiche è semplificato, ma la forza totale che ne risulta è generalmente maggiore di quella reale.
2. L'edificio è suddiviso in tronchi di altezza arbitraria, a ciascuno dei quali corrisponde un'altezza di riferimento costante pari alla sommità del tronco; se l'altezza di ciascun tronco coincide con l'interpiano dell'edificio, ed ogni singolo tronco risulta centrato sulla posizione degli elementi orizzontali (solai), è lecito ammettere che l'altezza di riferimento sia pari alla quota del solaio relativo; in entrambi i casi la pressione del vento è uniforme su ogni tronco. In questo modo il calcolo delle forze è più oneroso, ma i valori che si ottengono sono più aderenti alla realtà e non maggiori di quelli che si ottengono applicando la procedura di cui al punto precedente.

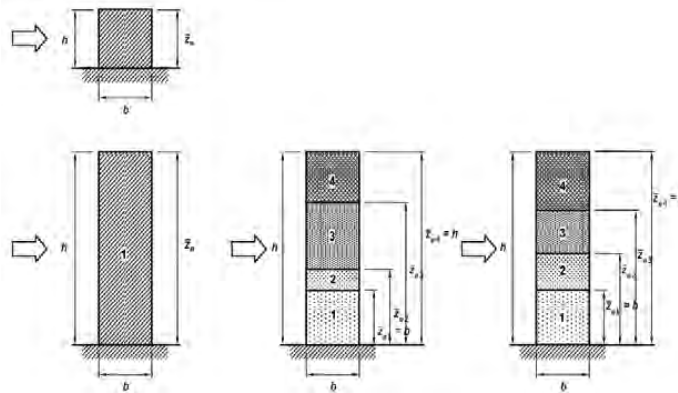


Figure C3.3.4 - Quote di riferimento negli edifici bassi ed alti

Particolare attenzione va posta nel caso di edifici particolarmente snelli, il cui rapporto h/d sia maggiore di 5, per i quali potrà farsi utile riferimento a studi specifici di settore.

C3.3.8.1.1.2 Altezza di riferimento per le facce sottovento e laterali

La pressione sulle facce sottovento e sulle facce laterali degli edifici può essere considerata, con buona approssimazione, costante con la quota. Di ciò si tiene conto assumendo che l'altezza di riferimento sia costante e pari alla quota di sommità dell'edificio ($\bar{z}_e = h$).

C3.3.8.1.2 Coperture piane

Si considerano piane le coperture la cui inclinazione sull'orizzontale sia compresa tra -5° e $+5^\circ$. L'altezza di riferimento \bar{z}_e per le coperture piane è pari alla quota massima della copertura stessa, inclusa la presenza dei parapetti e di altri analoghi elementi. I coefficienti globali c_{pe} da assumere sulle coperture di un edificio a pianta rettangolare sono riportati in Figura C3.3.5 e in Tabella C3.3.III.

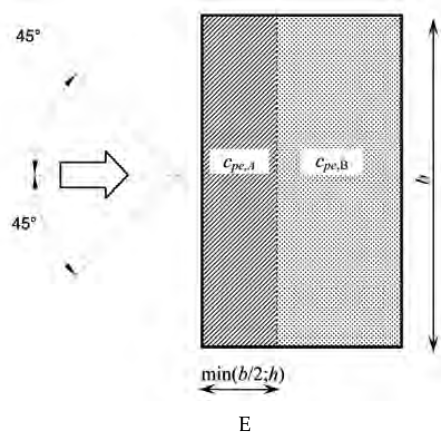


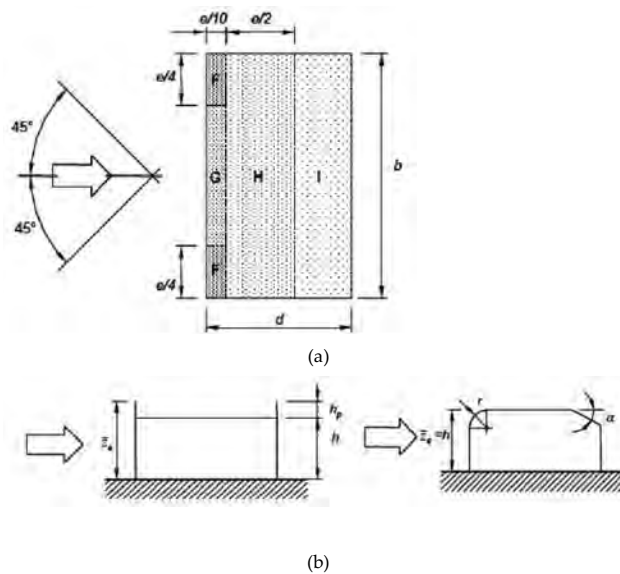
Figura C3.3.5 - Schema di riferimento per coperture piane

Tabella C3.3.III - Edifici rettangolari: c_{pe} per coperture piane.

Fascia sopravvento di profondità pari al minimo tra $b/2$ e h :	$c_{pe,A} = -0,80$
Restanti zone	$c_{pe,B} = \pm 0,20$

Nella zona sottovento la pressione può assumere sia valori negativi sia valori positivi, per cui si devono considerare entrambi i casi.

I coefficienti locali $c_{pe,10}$ e di dettaglio $c_{pe,1}$ da assumere sulle coperture di un edificio a pianta rettangolare sono riportati in Figura C3.3.6 e in Tabella C3.3.IV. In riferimento alla Figura C3.3.6 e Tabella C3.3.IV, il valore della dimensione e è pari al minimo fra b e $2h$.



a) Suddivisione delle coperture piane in zone di uguale pressione,
 b) Altezza di riferimento per coperture piane con parapetti o raccordi (curvi e piani)

Figura C3.3.6

Tabella C3.3.IV - Coefficienti di pressione per coperture piane,

		Zona							
		F		G		H		I	
		$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
Spigoli vivi		-1.8	-2.5	-1.2	-2.0	-0.7	-1.2	$\pm 0,2$	
Con parapetti	$h_p/h = 0,025$	-1.6	-2.2	-1.1	-1.8	-0.7	-1.2	$\pm 0,2$	
	$h_p/h = 0,05$	-1.4	-2.0	-0.9	-1.6	-0.7	-1.2		
	$h_p/h = 0,10$	-1.2	-1.8	-0.8	-1.4	-0.7	-1.2		
Raccordi curvi	$r/h = 0,05$	-1.0	-1.5	-1.2	-1.8	-0.4		$\pm 0,2$	
	$r/h = 0,10$	-0.7	-1.2	-0.8	-1.4	-0.3			
	$r/h = 0,20$	-0.5	-0.8	-0.5	-0.8	-0.3			
Raccordi piani	$\alpha = 30^\circ$	-1.0	-1.5	-1.0	-1.5	-0.3		$\pm 0,2$	
	$\alpha = 45^\circ$	-1.2	-1.8	-1.3	-1.9	-0.4			
	$\alpha = 60^\circ$	-1.3	-1.9	-1.3	-1.9	-0.5			

C3.3.8.1.3 Coperture a falda singola

L'altezza di riferimento \bar{z}_e per le coperture inclinate a semplice falda è pari alla quota massima della copertura stessa. Per le inclinazioni $-5^\circ \leq \alpha \leq 5^\circ$ occorre fare riferimento al caso di copertura piana (§ C3.3.8.1.2). I coefficienti globali da assumere sulle coperture a singola falda di un edificio a pianta rettangolare, nel caso di vento ortogonale alla direzione del colmo sono riportati in Figura C3.3.8 e in Tabella C3.3.V. Nella zona $5^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$ la pressione può variare rapidamente da valori negativi a valori positivi, per cui vengono forniti valori dei coefficienti di pressione con entrambi i segni; in generale, si considerano ambedue le condizioni di carico, valutando quale può condurre a situazioni più gravose per la struttura o l'elemento strutturale considerato.

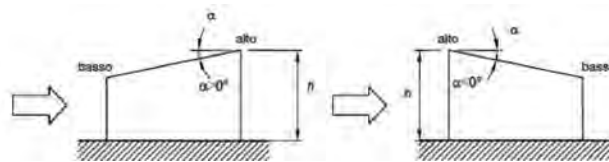


Figura C3.3.7 - Schema di riferimento per coperture a semplice falda

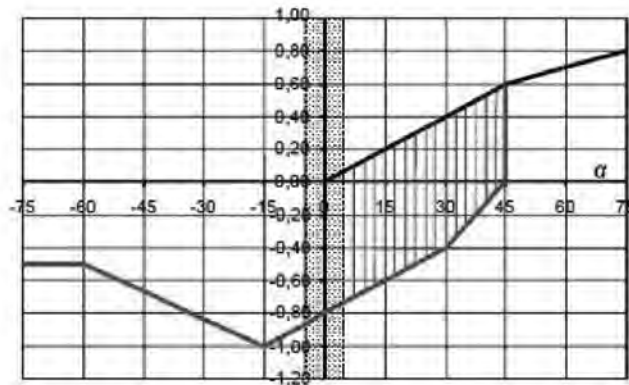


Figura C3.3.8 - Coperture a semplice falda: valori del coefficiente c_{pe} : vento perpendicolare alla direzione del colmo.

Tabella C3.3.V - Coefficienti di pressione per coperture a semplice falda (α in $^\circ$): vento perpendicolare alla direzione del colmo.

Valori negativi		Valori positivi	
$\alpha \leq -60^\circ$	$c_{pe} = -0,5$	$0^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$	$c_{pe} = +\alpha/75$
$-60^\circ \leq \alpha \leq -15^\circ$	$c_{pe} = -0,5 - (\alpha+60)/90$	$45^\circ \leq \alpha \leq 75^\circ$	$c_{pe} = +0,6 + (\alpha-45)/150$
$-15^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$c_{pe} = -1,0 + (\alpha+15)/75$		
$30^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$	$c_{pe} = -0,4 + (\alpha-30)/37,5$		

I coefficienti globali da assumere sulle coperture a singola falda di un edificio a pianta rettangolare, nel caso di vento parallelo alla direzione del colmo sono riportati in Figura C3.3.9 e in Tabella C3.3.VI.

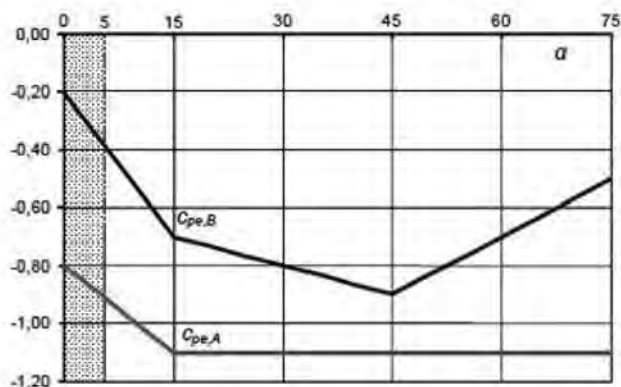


Figura C3.3.9 - Coefficienti di pressione per coperture a semplice falda: vento parallelo alla direzione del colmo

Tabella C3.3.VI - Coefficienti di pressione per coperture a semplice falda (α in $^\circ$): vento parallelo alla direzione del colmo.

Fascia sopravento di profondità pari al minimo tra $b/2$ ed h	$0^\circ \leq \alpha \leq 15^\circ$	$C_{pe,A} = -0,8 - \alpha/50$
	$15^\circ < \alpha$	$C_{pe,A} = -1,10$
Restanti zone	$0^\circ \leq \alpha \leq 15^\circ$	$C_{pe,B} = -0,2 - \alpha/30$
	$15^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$	$C_{pe,B} = -0,7 - (\alpha - 15)/150$
	$45^\circ \leq \alpha$	$C_{pe,B} = -0,9 + (\alpha - 45)/75$

I coefficienti locali e di dettaglio da assumere sulle coperture a singola falda di un edificio a pianta rettangolare sono riportati in Figura C3.3.10 e in Tabella C3.3.VII e C3.3.VIII, il valore di e è pari al minimo fra b e $2h$.

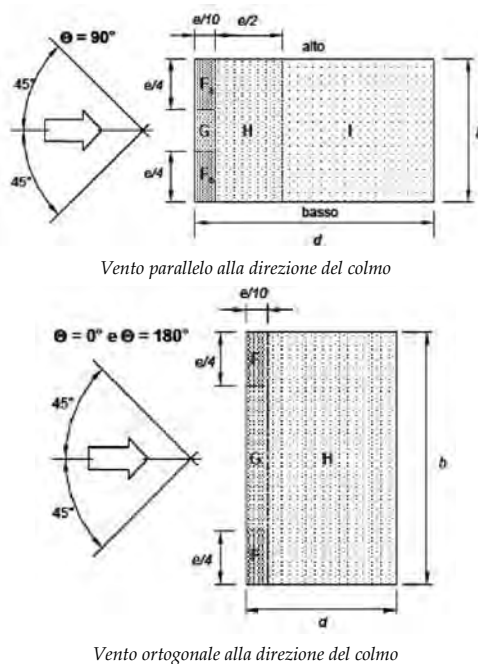


Figura C3.3.10 - Suddivisione delle coperture a semplice falda in zone di uguale pressione

Tabella C3.3.VII - Coefficienti di pressione per coperture a semplice falda (α in $^\circ$): vento ortogonale alla direzione del colmo.

α	Direzione del vento $\Theta = 0^\circ$						Direzione del vento $\Theta = 180^\circ$					
	F		G		H		F		G		H	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5°	-1.7	-2.5	-1.2	-2.0	-0.6	-1.2	-2.3	-2.5	-1.3	-2.0	-0.8	-1.2
	0		0		0							
15°	-0.9	-2.0	-0.8	-1.5	-0.3		-2.5	-2.8	-1.3	-2.0	-0.9	-1.2
	+0.2		+0.2		+0.2							
30°	-0.5	-1.5	-0.5	-1.5	-0.2		-1.1	-2.3	-0.8	-1.5	-0.8	
	+0.7		+0.7		+0.4							
45°	0		0		0		-0.6	-1.3	-0.5		-0.7	
	+0.7		+0.7		+0.6							
60°	+0.7		+0.7		+0.7		-0.5	-1.0	-0.5		-0.5	
75°	+0.8		+0.8		+0.8		-0.5	-1.0	-0.5		-0.5	

Tabella C3.3.VIII - Coefficienti di pressione per coperture a semplice falda (α in $^\circ$): vento parallelo alla direzione del colmo.

α	Direzione del vento $\Theta = 90^\circ$									
	F _a		F _b		G		H		I	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5°	-2.1	-2.6	-2.1	-2.4	-1.8	-2.0	-0.6	-1.2	-0.5	
15°	-2.4	-2.9	-1.6	-2.4	-1.9	-2.5	-0.8	-1.2	-0.7	-1.2
30°	-2.1	-2.9	-1.3	-2.0	-1.5	-2.0	-1.0	-1.3	-0.8	-1.2
45°	-1.5	-2.4	-1.3	-2.0	-1.4	-2.0	-1.0	-1.3	-0.9	-1.2
60°	-1.2	-2.0	-1.2	-2.0	-1.2	-2.0	-1.0	-1.3	-0.7	-1.2
75°	-1.2	-2.0	-1.2	-2.0	-1.2	-2.0	-1.0	-1.3	-0.5	

C3.3.8.1.4 Coperture a falda doppia

L'altezza di riferimento z_e per le coperture inclinate a doppia falda (Figura C3.3.11) è pari alla quota massima della copertura stessa. Per le inclinazioni $-5^\circ \leq \alpha \leq 5^\circ$ occorre fare riferimento al caso di copertura piana).

I coefficienti globali da assumere sulla falda sopravento di coperture a falda doppia di un edificio a pianta rettangolare, nel caso di vento perpendicolare alla direzione del colmo, sono quelli per le coperture a falda singola. Nella zona $0^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$ vale quanto previsto per le coperture a falda singola circa la variazione di segno della pressione.

Per la falda sottovento, si fa riferimento ai valori riportati in Tabella C3.3.IX e Figura C3.3.12.

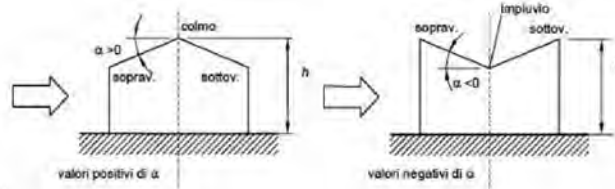


Figura C3.3.11 - Schema di riferimento per coperture a falda doppia

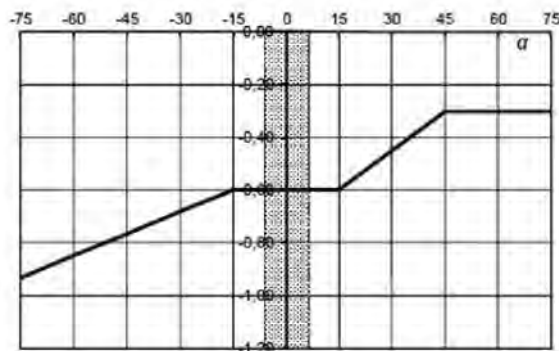


Figura C3.3.12 - Coefficienti di pressione per coperture a doppia falda: falda sottovento con vento in direzione perpendicolare al colmo

Tabella C3.3.IX - Coefficienti di pressione per coperture a doppia falda (α in $^\circ$): vento in direzione parallela al colmo.

$-75^\circ \leq \alpha \leq -15^\circ$	$c_{pe} = -0,85 + (\alpha+60)/180$
$-15^\circ \leq \alpha \leq 15^\circ$	$c_{pe} = -0,6$
$15^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$	$c_{pe} = -0,6 + (\alpha-15)/100$
$45^\circ \leq \alpha$	$c_{pe} = -0,3$

Nel caso di vento parallelo alla direzione del colmo, i coefficienti di pressione sono riportati nella Tabella C3.3.X e Figura C3.3.13.

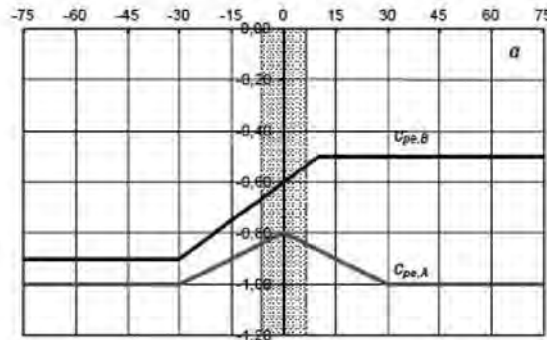
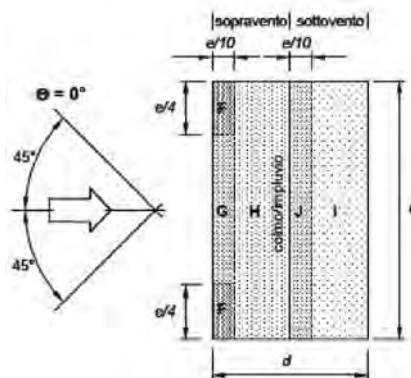


Figura C3.3.13 - Coefficienti di pressione per coperture a doppia falda: vento in direzione parallela al colmo

Tabella C3.3.X - Coefficienti di pressione per coperture a doppia falda (α in $^\circ$): vento in direzione parallela al colmo.

Fascia sopravento di profondità pari al minimo tra $b/2$ ed h	$\alpha \leq -30^\circ$	$c_{pe,A} = -1,0$
	$-30^\circ \leq \alpha \leq 0^\circ$	$c_{pe,A} = -0,8 + \alpha/150$
	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$c_{pe,A} = -0,8 - \alpha/150$
	$30^\circ \leq \alpha$	$c_{pe,A} = -1,0$
Restanti zone:	$-45^\circ \leq \alpha \leq -30^\circ$	$c_{pe,B} = -0,9$
	$-30^\circ \leq \alpha \leq 10^\circ$	$c_{pe,B} = -0,9 + (\alpha+30)/100$
	$10^\circ \leq \alpha$	$c_{pe,B} = -0,5$

I coefficienti locali $c_{pe,10}$ e di dettaglio $c_{pe,1}$ da assumere sulle coperture a doppia falda di un edificio a pianta rettangolare sono riportati in Figura C3.3.14 e in Tabella C3.3.XI e XII, il valore di e è pari al minimo fra b e $2h$.



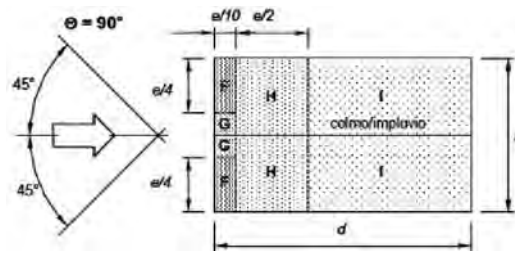


Figura C3.3.14 - Suddivisione delle coperture a falda doppia in zone di uguale pressione

Tabella C3.3.XI - Coefficienti di pressione per coperture a doppia falda: vento in direzione ortogonale al colmo.

α	Direzione del vento $\Theta = 0^\circ$									
	F		G		H		I		J	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-45°	-0,6		-0,6		-0,8		-0,7		-1,0	-1,5
-30°	-1,1	-2,0	-0,8	-1,5	-0,8		-0,6		-0,8	-1,4
-15°	-2,5	-2,8	-1,3	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5		-0,7	-1,2
-5°	-2,3	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	-0,6		-0,6	
							+0,2		+0,2	
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-0,6		-0,6	
	0	0	0	0	0	0	-0,6		+0,2	
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3		-0,4		-1,0	-1,5
	+0,2		+0,2		+0,2		0		0	
30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2		-0,4		-0,5	
	+0,7		+0,7		+0,4		0		0	
45°	0		0		0		-0,2		-0,3	
	+0,7		+0,7		+0,6		0		0	
60°	-0,7		+0,7		-0,7		-0,2		-0,3	
75°	-0,8		+0,8		+0,8		-0,2		-0,3	

Tabella C3.3.XII - Suddivisione delle coperture a doppia falda in zone di uguale pressione: vento in direzione parallela al colmo.

α	Direzione del vento $\Theta = 90^\circ$							
	F		G		H		I	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
-45°	-1,4	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-30°	-1,5	-2,1	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-15°	-1,9	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	-0,8	-1,2
-5°	-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	-1,2
5°	-1,6	-2,2	-1,3	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	
15°	-1,3	-2,0	-1,3	-2,0	-0,6	-1,2	-0,5	
30°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,8	-1,2	-0,5	
45°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5	
60°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	
75°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	

C3.3.8.1.5 Coperture a padiglione

L'altezza di riferimento \bar{z}_e per le coperture a padiglione (figura C3.3.15) è pari all'altezza massima della copertura stessa.

Per i coefficienti globali sulle coperture a padiglione di un edificio a pianta rettangolare, per le falde sopravvento e sottovento, si assumano gli stessi coefficienti previsti per le coperture a falda doppia.

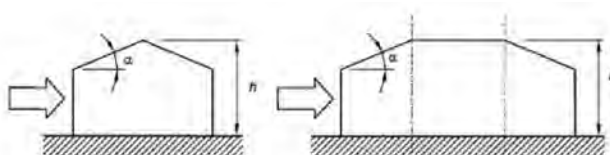


Figura C3.3.15 - Schema delle coperture a padiglione

Per le falde laterali, relative alle pareti parallele alla direzione del vento, si considerano i coefficienti riportati i Figura C3.3.16 e Tabella C3.3.XIII.

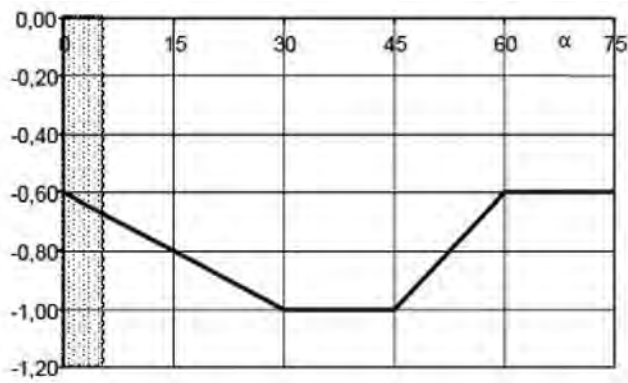


Figura C3.3.16 - Coefficienti di pressione per coperture a padiglione: falde laterali

Tabella C3.3.XIII - Suddivisione delle coperture a doppia falda in zone di uguale pressione: vento in direzione parallela al colmo.

$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$c_{pe} = -0,6 - \alpha/75$
$30^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$	$c_{pe} = -1,0$
$45^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$	$c_{pe} = -1,0 + (\alpha - 45)/37,5$
$60^\circ \leq \alpha$	$c_{pe} = -0,6$

I coefficienti locali $c_{pe,10}$ e di dettaglio $c_{pe,1}$ da assumere sulle coperture a padiglione di un edificio a pianta rettangolare sono riportati in Figura C3.3.17 e in Tabella C3.3.XIV, il valore di e è pari al minimo fra b e 2h.

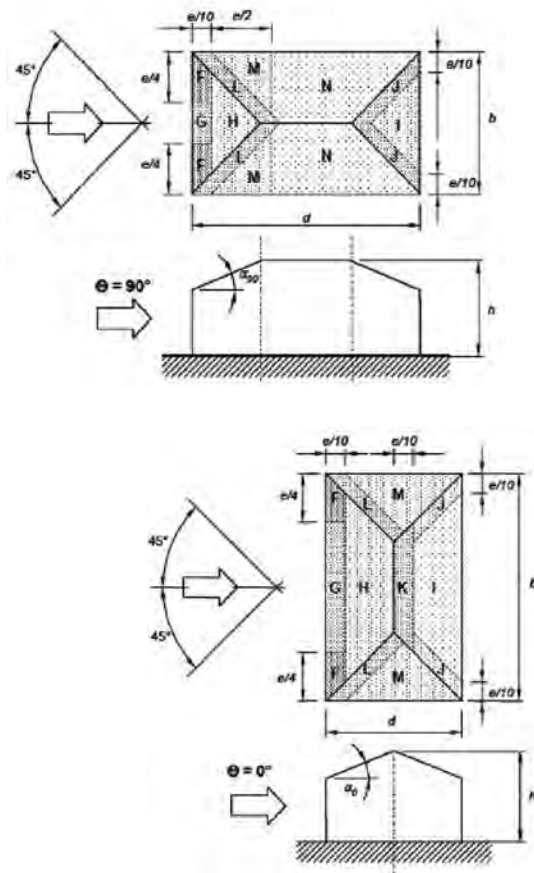


Figura C3.3.17 - Suddivisione delle coperture a padiglione in zone di uguale pressione

Per la direzione del vento $\Theta = 0^\circ$, nel caso di inclinazioni di falda $5^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$, ove è presente un doppio valore del coefficiente di pressione, vanno considerati due casi diversi: nel primo si adottano tutti i valori positivi dei coefficienti di pressione, nel secondo tutti i valori negativi; non occorre prendere in considerazione combinazioni di carico in cui i coefficienti di pressione assumano valori sia positivi sia negativi. E' possibile utilizzare un'interpolazione lineare per valori intermedi dell'angolo α , purché questa sia fatta fra valori corrispondenti di segno non opposto. I valori dei coefficienti di pressione sono sempre da valutare in funzione dell'inclinazione della falda sopravvento.

Tabella C3.3.XIV - Suddivisione delle coperture a padiglione in zone di uguale pressione: vento in direzione parallela al colmo.

α_0 per $\Theta=0^\circ$, o per $\Theta=90^\circ$	Direzione del vento $\Theta = 0^\circ$ e $\Theta = 90^\circ$																	
	F		G		H		I		J		K		L		M		N	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
+ 5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2		-0,3		-0,6		-0,6		-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-0,4
	0	0	0	0														
+ 15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3		-0,5		-1,0	-1,5	-1,2	-2,0	-1,4	-2,0	-0,6	-1,2	-0,3	
	+0,2	+0,2	+0,2															
+ 30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2		-0,4		-0,7	-1,2	-0,5	-1,4	-2,0	-0,8	-1,2	-0,2		
	+0,5	+0,7	+0,4															
+ 45°	0	0	0				-0,3		-0,6		-0,3	-1,3	-2,0	-0,8	-1,2	-0,2		
	+0,7	+0,7	+0,6															
+ 60°	+0,7	+0,7	+0,7				-0,3		-0,6		-0,3	-1,2	-2,0	-0,4		-0,2		
+ 75°	+0,8	+0,8	+0,8				-0,3		-0,6		-0,3	-1,2	-2,0	-0,4		-0,2		

C3.3.8.1.6 Coperture a falde multiple

L'altezza di riferimento \bar{z}_e per le coperture a falde multiple, ossia le coperture composte da successioni contigue di coperture a semplice o a doppia falda è pari all'altezza massima h della copertura stessa. In generale, i coefficienti di pressione per le

coperture a falde multiple sono gli stessi forniti nei precedenti paragrafi per le coperture corrispondenti a semplice e a doppia falda.

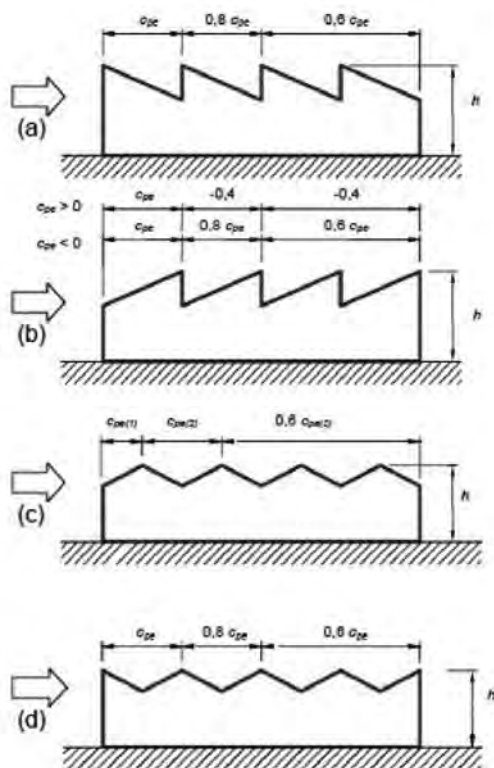


Figura C3.3.18 - Suddivisione delle coperture a falda multipla

Limitatamente al caso di vento perpendicolare alla direzione del colmo, e per i soli tipi costruttivi illustrati in Figura C3.3.18, i coefficienti di pressione sopra definiti possono essere moltiplicati per i fattori riduttivi indicati nella stessa figura. In particolare:

- nel caso riportato nella Figura C3.3.18 (a), si applicano ad ogni tratto della copertura i coefficienti di pressione definiti nel paragrafo coperture a falda singola, con inclinazione negativa. Tali coefficienti sono moltiplicati per il fattore riduttivo 0,8 nel secondo tratto, e per il fattore riduttivo 0,6 nei tratti successivi;
- nel caso riportato nella Figura C3.3.18 (b), si applicano ad ogni tratto della copertura i coefficienti di pressione definiti nel paragrafo coperture a falda singola, con inclinazione positiva. Nel caso in cui tali coefficienti siano positivi ($c_{pe} > 0$), nel secondo tratto e in quelli successivi si assume $c_{pe} = -0,4$. Nel caso in cui tali coefficienti siano negativi ($c_{pe} < 0$), essi sono moltiplicati per il fattore riduttivo 0,8 nel secondo tratto, e per il fattore riduttivo 0,6 nei tratti successivi;
- nel caso riportato in Figura C3.3.18 (c), si applicano al primo tratto della copertura (prima falda sopravento) i coefficienti di pressione definiti nel paragrafo coperture a falda singola con inclinazione positiva. Ai tratti successivi della copertura si applicano i coefficienti di pressione riportati nel paragrafo coperture a falda doppia con inclinazione negativa; tali coefficienti sono moltiplicati per il fattore riduttivo 0,6 a partire dal terzo tratto della copertura;
- nel caso riportato in Figura C3.3.18 (d), si applicano ad ogni tratto della copertura i coefficienti di pressione riportati nel paragrafo coperture a falda doppia con inclinazione negativa. Tali coefficienti sono moltiplicati per il fattore riduttivo 0,8 nel secondo tratto, e per il fattore riduttivo 0,6 nei tratti successivi.

C3.3.8.1.7 Coperture a volta cilindrica

La quota di riferimento per le coperture a volta cilindrica è pari a $\bar{z}_e = h + f/2$ (in riferimento alla Figura C3.3.19 (a) e (b)).

Nel caso di vento perpendicolare alle generatrici della copertura, la copertura è suddivisa in quattro zone distinte di uguale sviluppo:

- nella prima zona (A, sopravento) si adottano i coefficienti di pressione $c_{pe,A}$;
- nelle due zone intermedie (B) si adottano i coefficienti di pressione $c_{pe,B}$;

- nell'ultima zona (C, sottovento) si adottano i coefficienti di pressione $C_{pe,C}$.

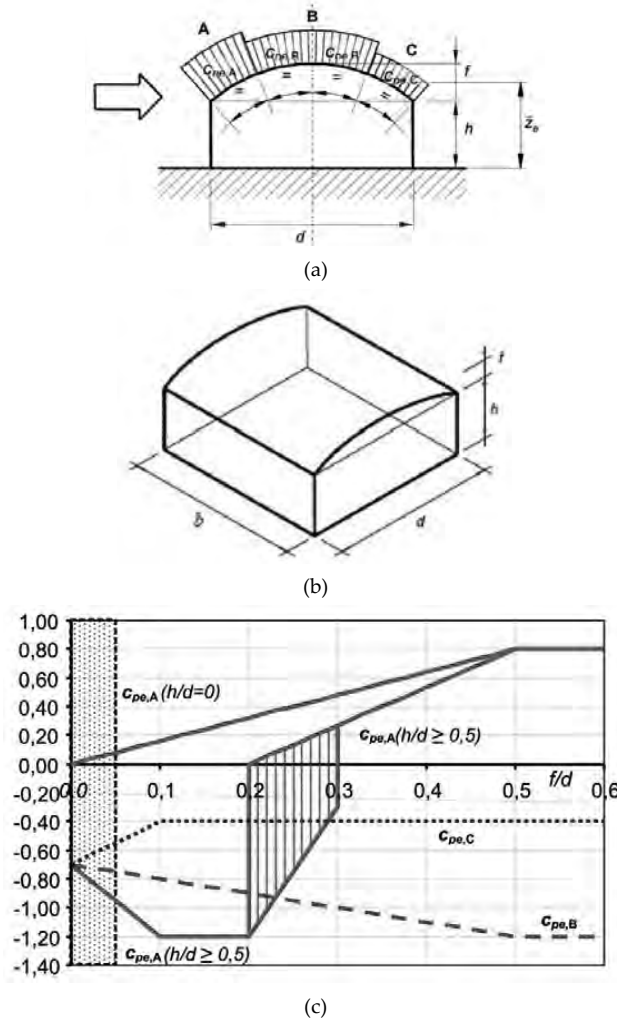
I valori dei coefficienti di pressione $C_{pe,A}$, $C_{pe,B}$ e $C_{pe,C}$ sono forniti nella Figura C3.3.19 (c), in funzione dei rapporti h/d e f/d .

In particolare, per quanto riguarda il coefficiente $C_{pe,A}$:

- nel caso in cui $h/d \geq 0,5$, si considerano entrambi i valori riportati nel grafico;
- per valori intermedi tra $h/d=0$ e $h/d=0,5$, si possono interpolare linearmente i valori riportati.

Per valori di $f/d \leq 0,05$ si possono adottare i coefficienti di pressione delle coperture piane.

Nel caso di vento parallelo alle generatrici della copertura, in prima approssimazione, è lecito applicare i coefficienti di pressione relativi alle coperture piane.



a) e b) Schema di riferimento per coperture a volta cilindrica,
c) Coefficienti di pressione per coperture a volta cilindrica

Figura C3.3.19

C3.3.8.2 TETTOIE

Il presente paragrafo fornisce i criteri per valutare le azioni globali del vento sulle coperture in cui lo spazio sottostante non sia delimitato in maniera permanente da pareti.

Si definisce grado di bloccaggio ϕ , il rapporto tra l'area esposta al vento di un'eventuale ostruzione presente al di sotto della tettoia e l'area totale della superficie ortogonale alla direzione del vento al di sotto della tettoia (Figura C3.3.20). Si identificano due situazioni limite:

- $\phi=0$ corrisponde all'assenza di ostruzioni al di sotto della tettoia (tettoia libera);
- $\phi=1$ corrisponde alla situazione in cui lo spazio al di sotto della tettoia risulti completamente ostruito.

La condizione $\phi=1$ è sostanzialmente diversa da quella prevista per gli edifici in quanto l'eventuale ostruzione può essere offerta anche da elementi che non delimitano completamente e permanentemente lo spazio al di sotto della tettoia.

A valle della massima ostruzione si adotta $\phi=0$.

Le azioni aerodinamiche esercitate dal vento sulle tettoie dipendono fortemente dal grado di bloccaggio in quanto la presenza di un'ostruzione, anche soltanto sul lato sottovento, impedisce il passaggio dell'aria al di sotto della tettoia.

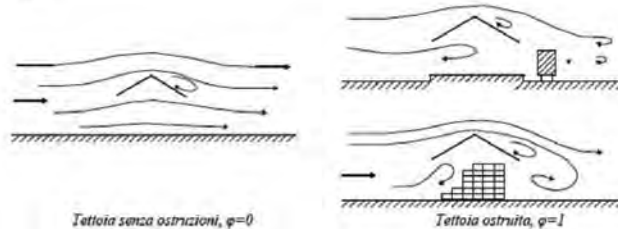


Figura C3.3.20 - Differenze nel flusso dell'aria per tettoie con $\phi=0$ e $\phi=1$

Il presente paragrafo schematizza l'azione del vento sulle tettoie attraverso le forze F risultanti dal campo di pressioni sulla superficie della falda della tettoia, dirette ortogonalmente ad essa. Tali forze sono quantificate dal prodotto dei coefficienti di forza, c_F , per la superficie della falda in esame e sono applicate nei punti indicati nel seguito per le varie tipologie di tettoia.

Per la valutazione più dettagliata del campo di pressione agente sulle tettoie, al fine di valutare azioni locali su elementi o su porzioni delle tettoie costituite da un singolo strato di copertura, si potrà fare riferimento a documenti di comprovata validità. La valutazione delle pressioni locali sulla faccia superiore e sulla faccia inferiore delle tettoie costituite da un doppio strato di copertura richiede valutazioni specifiche e, se necessario, lo svolgimento di prove in galleria del vento.

C3.3.8.2.1 Tettoie a falda singola

La Tabella C3.3.XV e la relativa Figura C.3.3.21 riportano i valori dei coefficienti di forza per le tettoie a semplice falda con vento agente perpendicolarmente alla linea di colmo. I valori dei coefficienti di forza sono espressi in funzione del grado di bloccaggio ϕ e dell'inclinazione α della falda. Per valori intermedi di ϕ è ammessa un'interpolazione lineare tra i valori relativi ai casi $\phi=0$ e $\phi=1$. La quota di riferimento \bar{z}_e è pari all'altezza massima h della tettoia. L'area di riferimento L^2 , ossia l'area su cui è applicata la forza risultante, è pari all'area della tettoia.

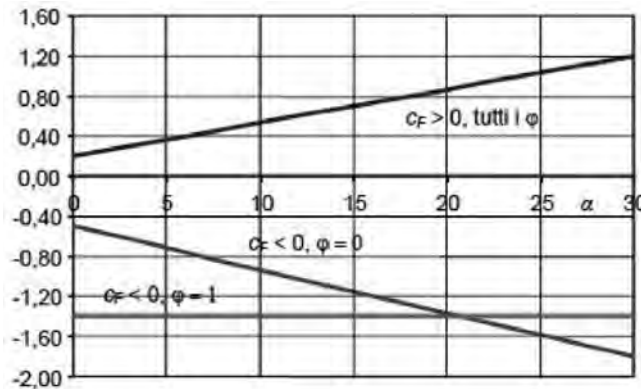
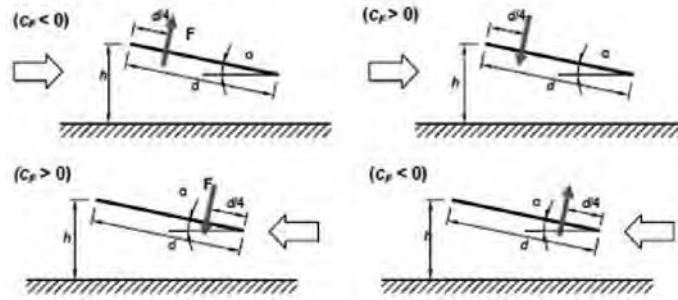


Figura C3.3.21 - Coefficienti di pressione complessiva per tettoie a semplice falda

Tabella C3.3.XV - Coefficienti di forza per tettoie a semplice falda (α in $^\circ$).

Valori positivi	Tutti i valori di ϕ	$c_F = +0,2 + \alpha/30$
Valori negativi	$\phi = 0$	$c_F = -0,5 - 1,3\alpha/30$
	$\phi = 1$	$c_F = -1,4$

Per il calcolo della tettoia si considerano le condizioni di carico più gravose tra le quattro indicate nella Figura C3.3.22, dove la forza risultante $F = q_p(z) L^2 c_F$



Tettoie a semplice falda: posizione del punto di applicazione della forza risultante in funzione della direzione di provenienza del vento e della direzione della forza

Figura C3.3.22

Le tettoie a semplice falda con vento agente parallelamente alla linea di colmo possono essere analizzate, in prima approssimazione, come tettoie piane a semplice falda ($\alpha = 0^\circ$).

C3.3.8.2.2 Tettoie a falda doppia

La Tabella C3.3.XVI e la relativa Figura C3.3.23 riportano i valori dei coefficienti di forza per le tettoie a doppia falda (di uguale pendenza) con vento agente perpendicolarmente alla linea di colmo. I valori dei coefficienti di forza sono espressi in funzione del grado di bloccaggio ϕ e dell'inclinazione α delle falde. Per valori intermedi di ϕ è ammessa un'interpolazione lineare tra i valori relativi ai casi $\phi=0$ e $\phi=1$. La quota di riferimento \bar{z}_e è pari all'altezza massima h della tettoia. L'area di riferimento L^2 , ossia l'area su cui è applicata la forza risultante, è pari all'area di ciascuna falda della tettoia.

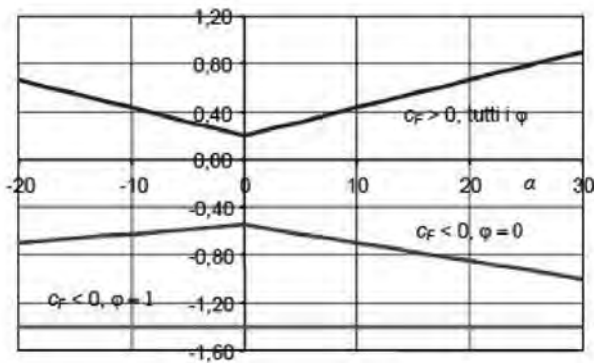
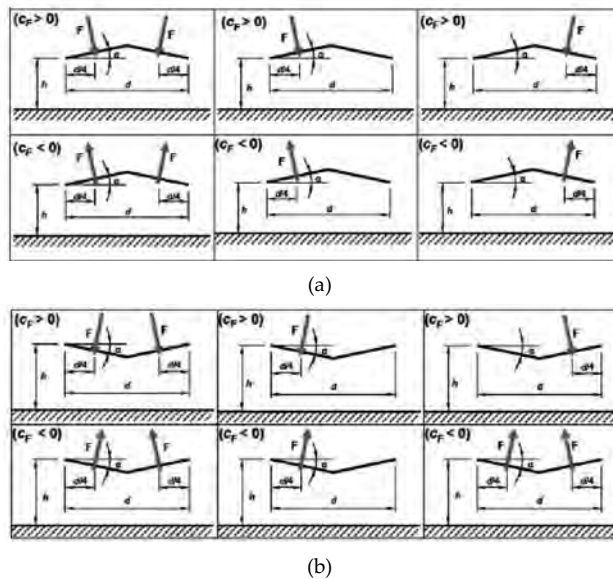


Figura C3.3.23 - Coefficienti di pressione complessiva per tettoie a falda doppia

Tabella C3.3.XVI - Coefficienti di forza per tettoie a doppia falda (α in $^\circ$).

Valori positivi	Tutti i valori di ϕ	$c_F = +0,2 + 0,7 \cdot \alpha /30$	
Valori negativi	$\phi = 0$	$\alpha \leq 0^\circ$	$c_F = -0,5 + 0,1 \cdot \alpha/10$
	$\phi = 1$	$\alpha \geq 0^\circ$	$c_F = -0,5 - 0,2 \cdot \alpha/10$
		tutti i valori di α	$c_F = -1,4$

Per il calcolo della tettoia si considerano le condizioni di carico più gravose tra quelle indicate nella Figura C3.3.24, dove la forza risultante $F = q_p(z) L^2 c_F$ è considerata agente simultaneamente su entrambe le falde oppure soltanto su una di esse. Ciascuna falda delle tettoie a doppia falda con vento agente parallelamente alla linea di colmo può essere analizzata, in prima approssimazione, come una tettoia piana a semplice falda ($\alpha = 0^\circ$).



a) Tettoie a doppia falda: posizione del punto di applicazione delle forze risultanti in funzione della direzione della forza – schema per $\alpha > 0^\circ$.
 b) Tettoie a doppia falda: posizione del punto di applicazione delle forze risultanti in funzione della direzione della forza – schema per $\alpha < 0^\circ$

Figura C3.3.24

C3.3.8.2.3 Tettoie a falde multiple

Ciascuna coppia di falde delle tettoie composte da più coppie di falde affiancate (di uguale pendenza) può essere analizzata, in prima approssimazione, come una singola tettoia a doppia falda. Limitatamente al caso di vento perpendicolare alla direzione dei colmi, e per il solo tipo costruttivo illustrato in Figura C3.3.25 i coefficienti di forza sopra definiti possono essere moltiplicati per i fattori riduttivi riportati in Tabella C3.3.XVII, secondo lo schema indicato nella stessa Figura C3.3.25.

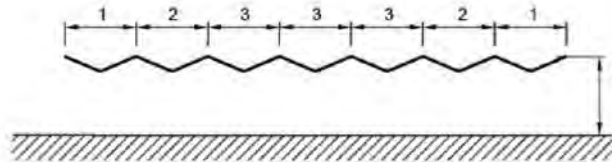


Figura C3.3.25 - Tettoie a falda multipla: individuazione dei vari elementi

Tabella C3.3.XVII - Coefficienti di forza per tettoie a semplice falda (α in $^\circ$).

Elemento n.	Posizione	Fattori riduttivi per tutti i valori di ϕ	
		per $c_F > 0$	per $c_F < 0$
1	Primo campo	1,0	0,8
2	Secondo campo	0,9	0,7
3	Altri campi	0,7	0,7

C3.3.8.3 COEFFICIENTI DI PRESSIONE PER PARETI VERTICALI DI EDIFICI A PIANTA CIRCOLARE

Analogamente agli edifici a pianta rettangolare, il comportamento aerodinamico delle costruzioni a pianta circolare e in particolare della loro superficie laterale dipende, sostanzialmente, dal rapporto tra il diametro in pianta e l'altezza. Per le costruzioni tozze si realizza un flusso tridimensionale.

Per le costruzioni snelle, con l'esclusione della porzione alla base e di sommità, si realizza un flusso bidimensionale in piani orizzontali.

I coefficienti di pressione forniti in questo paragrafo dipendono dal rapporto h/b, essendo h l'altezza della costruzione e b il suo diametro. Inoltre dipendono dal numero di Reynolds Re e dalla scabrezza k della superficie. Nel caso di costruzioni particolarmente snelle, il cui il rapporto h/b sia maggiore di 5, si faccia riferimento alle indicazioni riportate in documenti di comprovata validità.

La distribuzione altimetrica della pressione in generale è diversa dal profilo della pressione cinetica di picco del vento indisturbato. Il presente paragrafo fornisce un criterio di valutazione dell'altezza di riferimento, tale da condurre a stime approssimate, generalmente a favore di sicurezza, della risultante delle pressioni.

Per le costruzioni basse, ossia con altezza minore o uguale del diametro in pianta ($h \leq b$), l'altezza di riferimento è costante e pari alla quota di sommità della costruzione ($\bar{z}_e = h$); la pressione del vento è pertanto uniforme in altezza.

Per le costruzioni alte, ossia con altezza compresa fra il diametro della pianta e 5 volte l'altezza della costruzione ($b < h \leq 5 \cdot b$), si definiscono due zone distinte:

- nella prima parte della costruzione, sino alla quota $z = b$, l'altezza di riferimento è costante e pari a $\bar{z}_e = b$; la pressione del vento è pertanto uniforme in altezza;
- nella parte superiore della costruzione, per z compreso fra b e h , la quota di riferimento \bar{z}_e può essere scelta seguendo uno dei due seguenti criteri:
 1. l'altezza di riferimento è costante e pari alla sommità della costruzione ($\bar{z}_e = h$); la pressione del vento è pertanto uniforme fra le quote $z=b$ e $z=h$. In questo modo il calcolo delle forze aerodinamiche è semplificato, ma la forza totale che ne risulta è generalmente maggiore di quella reale;
 2. la costruzione viene suddivisa in tronchi di altezza arbitraria, a ciascuno dei quali corrisponde un'altezza di riferimento costante pari alla sommità del tronco; la pressione del vento su ogni tronco è pertanto uniforme in altezza. In questo modo il calcolo delle forze è più oneroso, ma i valori che si ottengono sono più aderenti alla realtà e non maggiori di quelli che si ottengono applicando la procedura di cui al punto precedente.

I coefficienti di pressione esterna c_{pe} sono forniti dalla relazione:

$$c_{pe} = c_{peo} \psi_{\lambda\alpha} \tag{C3.3.4}$$

dove:

c_{peo} è il coefficiente di pressione esterna per un cilindro circolare di lunghezza teoricamente infinita;

$\psi_{\lambda\alpha}$ è un coefficiente che tiene conto della lunghezza finita del cilindro (effetti di bordo).

Il coefficiente di pressione esterna c_{peo} è fornito dalla relazione:

$$\begin{aligned} c_{pm}(\alpha_p) &= 1 - (1 - c_{pm}) \cdot \sin^2 \left(\frac{\pi \cdot \alpha_p}{2 \cdot \alpha_m} \right) && \text{per } 0^\circ \leq \alpha_p \leq \alpha_m \\ c_{pm}(\alpha_p) &= c_{pb} - (c_{pb} - c_{pm}) \cdot \cos^2 \left(\frac{\pi}{2} \cdot \frac{\alpha_p - \alpha_m}{\alpha_b - \alpha_m} \right) && \text{per } \alpha_m \leq \alpha_p \leq \alpha_b \\ c_{pm}(\alpha_p) &= c_{pb} && \text{per } \alpha_b \leq \alpha_p \leq 180^\circ \end{aligned} \tag{C3.3.5}$$

dove α_p è l'angolo indicato in Figura C3.3.26, espresso in gradi ($^\circ$); i parametri c_{pm} , c_{pb} , α_m e α_b hanno il significato illustrato nella stessa Figura C3.3.26. La Tabella C3.3.XVIII riporta alcuni valori indicativi di tali parametri, corrispondenti a diversi numeri di Reynolds Re valutati attribuendo alla lunghezza di riferimento il valore del diametro b , e assumendo $k/b \leq 0,5 \cdot 10^{-3}$.

Il coefficiente $\psi_{\lambda\alpha}$ è fornito dalla relazione:

$$\begin{aligned} \psi_{\lambda\alpha} &= 1 && \text{per } 0^\circ \leq \alpha_p \leq \alpha_m \\ \psi_{\lambda\alpha} &= \psi_\lambda + (1 - \psi_\lambda) \cdot \cos \left[\frac{\pi}{2} \cdot \left(\frac{\alpha_p - \alpha_m}{\alpha_b - \alpha_m} \right) \right] && \text{per } \alpha_m \leq \alpha_p \leq \alpha_b \\ \psi_{\lambda\alpha} &= \psi_\lambda && \text{per } \alpha_b \leq \alpha_p \leq 180^\circ \end{aligned} \tag{C3.3.6}$$

dove α_p è espresso in gradi ($^\circ$); ψ_λ è un coefficiente di snellezza. Per le costruzioni trattate nel presente paragrafo ($h/d \leq 5$), può porsi $\psi_\lambda = 2/3$.

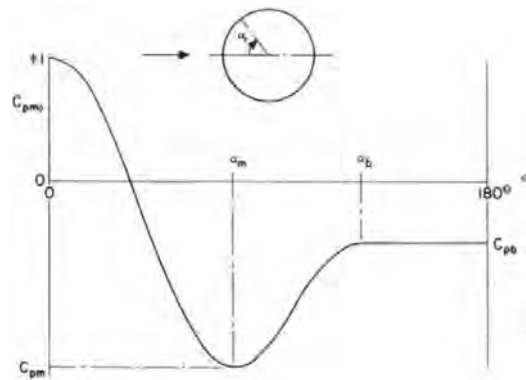


Figura C3.3.26 - Coefficiente di pressione esterna c_{pe}

Tabella C3.3.XVIII - Valori indicativi dei parametri c_{pm} , c_{pb} , α_m e α_b per $k/b \leq 0,5 \cdot 10^{-3}$

Re	c_{pm}	c_{pb}	α_m [°]	α_b [°]
$5 \cdot 10^5$	-2,2	-0,4	85	135
$2 \cdot 10^6$	-1,9	-0,7	80	120
10^7	-1,5	-0,8	75	105

C3.3.8.4 COEFFICIENTI DI PRESSIONE PER COPERTURE SFERICHE DI EDIFICI A PIANTA CIRCOLARE

Per coperture a cupola sferica, l'altezza di riferimento è pari a $\bar{z}_e = h + f/2$. Sulla superficie della copertura si applica una distribuzione di pressione variabile lungo la direzione del vento incidente, mantenendo i valori dei coefficienti di pressione costanti lungo gli archi di cerchio ottenuti dall'intersezione della superficie sferica con i piani ortogonali alla direzione del vento. I valori dei coefficienti di pressione sono riportati nella Figura C3.3.27 e sono indicati con $c_{pe,A}$, $c_{pe,B}$ e $c_{pe,C}$; essi sono riferiti, rispettivamente, al bordo sopravvento (zona A), alla zona centrale della copertura (zona B) e al bordo sottovento (zona C); per la valutazione del valore del coefficiente di pressione lungo lo sviluppo della copertura si può utilizzare un'interpolazione lineare tra i tre valori indicati. Per valori intermedi del rapporto h/d rispetto a quelli riportati nella Figura C3.3.27 si può adottare un'interpolazione lineare.

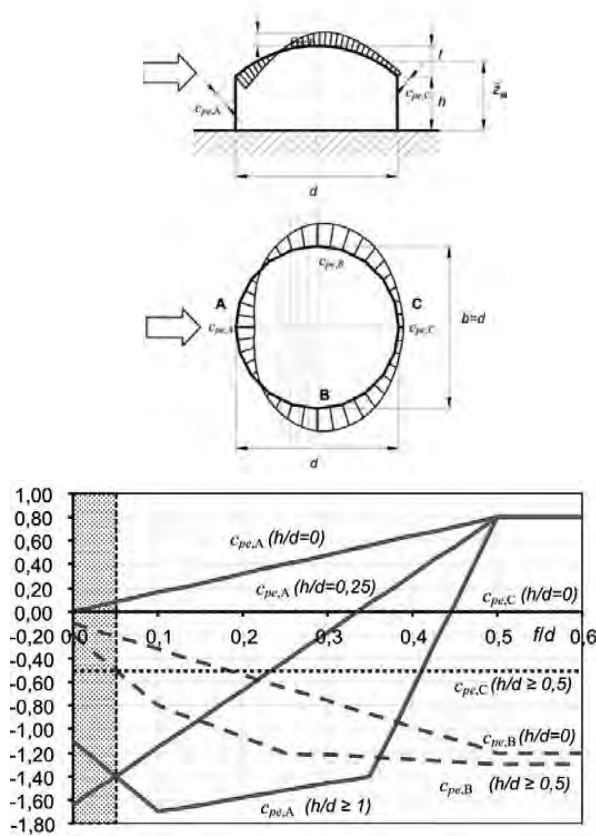


Figura C3.3.27 - Schema di riferimento per cupole sferiche

C3.3.8.5 PRESSIONI INTERNE

Le pressioni interne agli edifici dipendono dalla superficie delle aperture che questi presentano verso l'esterno. Si possono verificare i tre casi seguenti:

Caso 1

Se per almeno due facce dell'edificio l'area totale delle aperture presenti su ciascuna faccia supera il 30% della superficie totale della faccia stessa si applicano le prescrizioni riportate nel § C3.3.8.2 (tettoie).

Caso 2

Se l'edificio non rientra nel caso precedente, ma presenta una superficie dotata di un'area totale di aperture pari ad almeno il doppio della somma delle aree delle aperture presenti sulle rimanenti superfici, il coefficiente di pressione interna c_{pi} è pari a $0,75 \cdot c_{pe}$; se invece l'area delle aperture presenti su detta superficie è pari ad almeno il triplo dell'area delle aperture presenti sulle rimanenti superfici, il coefficiente di pressione interna c_{pi} è pari a $0,90 \cdot c_{pe}$.

L'altezza di riferimento \bar{z}_i è pari all'altezza di riferimento \bar{z}_e relativa alla superficie dominante.

Caso 3

Se l'edificio non rientra in nessuno dei casi precedenti, ma è dotato di porosità distribuita in maniera circa uniforme, in assenza di determinazioni più dettagliate, per le quali si farà riferimento a documenti di comprovata validità, si possono assumere i valori $c_{pi} = +0,2$ e $c_{pi} = -0,3$, considerando il caso che di volta in volta conduce alla situazione maggiormente gravosa.

L'altezza di riferimento \bar{z}_i è pari all'altezza massima dell'edificio.

C3.3.8.6 COEFFICIENTI DI PRESSIONE PER TRAVI AD ANIMA PIENA E RETICOLARI

Salvo più approfondite determinazioni, possono essere assunti per i coefficienti c_p i valori seguenti.

C3.3.8.6.1 Travi isolate

Indicate con:

S la superficie delimitata dal contorno della trave;

S_p la superficie della parte piena della trave;

$$\varphi = \frac{S_p}{S} \quad [\text{C3.3.7}]$$

la pressione totale si considera agente solo su S_p e si valuta utilizzando i seguenti valori del coefficiente c_p :

$$\begin{aligned} c_p &= 2 - \frac{4}{3} \varphi && \text{per } 0 \leq \varphi < 0,3 \\ c_p &= 1,6 && \text{per } 0,3 \leq \varphi \leq 0,8 \\ c_p &= 2,4 - \varphi && \text{per } 0,8 < \varphi \leq 1 \end{aligned} \quad [\text{C3.3.8}]$$

C3.3.8.6.2 Travi multiple

Nel caso di più travi disposte parallelamente a distanza d non maggiore del doppio dell'altezza h , il valore della pressione sull'elemento successivo sarà pari a quello sull'elemento precedente moltiplicando per un coefficiente di riduzione dato da:

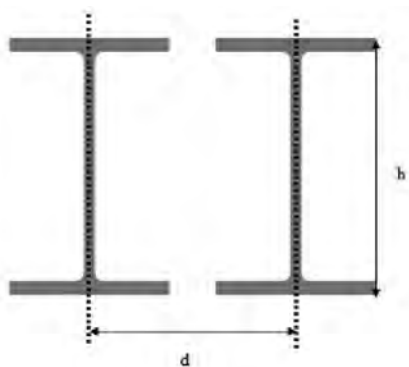


Figura C3.3.28 – Travi parallele

Per $d/h \geq 5$ gli elementi vengono considerati come isolati.

Per $2 < d/h < 5$ si procede all'interpolazione lineare.

C3.3.8.7 COEFFICIENTI DI PRESSIONE PER TORRI E PALI A TRALICCIO A SEZIONE RETTANGOLARE O QUADRATA

Per torri e pali a traliccio a sezione rettangolare o quadrata e vento diretto normalmente ad una delle pareti, salvo più accurate valutazioni, i c_p sono da valutare nel modo seguente:

$$c_p = \begin{cases} 2,4 & \text{per torri con elementi tubolari a sezione circolare} \\ 2,8 & \text{per torri con elementi aventi sezione di forma diversa dalla circolare} \end{cases}$$

L'azione di insieme esercitata dal vento spirante normalmente ad una delle pareti va valutata con riferimento alla superficie della parte piena di una sola faccia.

Per vento spirante secondo la bisettrice dell'angolo formato da due pareti, l'azione d'insieme è pari a 1,15 volte quella sopra definita.

Salvo documentazione specifica, i medesimi coefficienti si adottano cautelativamente anche per torri a sezione triangolare, per le quali non è da applicare il coefficiente 1,15 suddetto.

C3.3.8.8 COEFFICIENTE DI ATTRITO

In assenza di più precise valutazioni suffragate da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento, si assumeranno i valori riportati nella Tabella C3.3.XIX.

Tabella C3.3.XIX - Valori del coefficiente d'attrito

Superficie	Coefficiente d'attrito c_f
Liscia (acciaio, cemento a faccia liscia..)	0,01
Scabra (cemento a faccia scabra, catrame..)	0,02
Molto scabra (ondulata, costolata, piegata..)	0,04

C3.3.9 COEFFICIENTE DINAMICO

A parte il cambio di numerazione (nelle NTC 2008 era il 3.3.8) questo paragrafo rimane immutato nel passaggio dalle NTC 2008 alle NTC 2018.

C3.3.10 AVVERTENZE PROGETTUALI

Questo paragrafo contiene in linea generale le indicazioni precedentemente contenute nel §3.3.9 (particolari precauzioni progettuali) delle NTC 2008, relative alle cautele da adottarsi nei confronti di strutture particolarmente snelle e deformabili sotto l'azione del vento. Peraltro le indicazioni relative agli effetti del distacco di vortici da strutture cilindriche snelle, precedentemente presenti nelle NTC2008, vengono riportate qui di seguito.

C3.3.11 DISTACCO DI VORTICI

Per strutture o elementi strutturali snelli di forma cilindrica, quali ciminiera, torri per l'illuminazione, elementi di travi reticolari, ponti ed edifici alti, si deve tener conto dell'effetto dinamico dovuto al distacco alternato dei vortici da un lato e dall'altro del corpo investito dal vento. Esso produce una forza di tipo armonico ortogonale alla direzione del vento e all'asse del corpo cilindrico, la cui frequenza f_s è data dalla formula di Strouhal:

$$n_s = \frac{St \cdot v_m}{b} \quad [C3.3.9]$$

dove:

b è la dimensione di riferimento della sezione trasversale del corpo;

v_m è la velocità media del vento;

St è il numero di Strouhal, funzione della forma della sezione, del suo orientamento rispetto alla direzione del vento e del numero di Reynolds. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento. A titolo indicativo, $St = 0,2$ per le sezioni circolari (dove b è il diametro), $St = 0,1$ per le sezioni quadrate (dove b è il lato).

La velocità critica di distacco dei vortici per l' i -esimo modo di vibrazione della struttura perpendicolare alla direzione del vento, $v_{cr,i}$, è la velocità media del vento v_m che determina una condizione di risonanza $n_s = n_k$ ad una generica quota z della struttura. Dalla [C3.3.9] risulta:

$$v_{cr,i} = \frac{n_i \cdot b}{St} \quad [C3.3.10]$$

Si raccomanda di valutare gli effetti del distacco dei vortici, facendo ricorso a dati suffragati da opportuna documentazione o tramite metodi analitici, numerici e/o sperimentali adeguatamente comprovati, per tutte le velocità critiche che soddisfano la relazione:

$$v_{cr,i} < v_{m,i} \quad [C3.3.11]$$

dove $v_{m,i}$ è la velocità media del vento, valutata alla quota alla quale si attua la velocità critica, per un periodo di ritorno T_R pari a 10 volte il periodo di ritorno di progetto indicato al §3.3.2 per valutare la velocità di riferimento v_r .

Si osservi che la condizione critica di risonanza dà luogo ad oscillazioni tanto più grandi quanto più piccolo è il numero di Strouhal fornito dall'espressione:

$$Sc = \frac{4\pi \cdot m \cdot \xi}{\rho \cdot b^2} \quad [C3.3.12]$$

dove:

m è la massa del corpo per unità di lunghezza;

ξ è il coefficiente di smorzamento strutturale;

ρ è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a $1,25 \text{ kg/m}^3$.

In termini generali può dirsi che:

- se $Sc > 30$, il distacco dei vortici non è in generale particolarmente gravoso; tuttavia, si suggerisce di effettuare ugualmente opportune verifiche;
- se $5 < Sc < 30$, il distacco dei vortici va analizzato nei riguardi delle verifiche agli SLU e della fatica indotta dalla ripetizione dei cicli di oscillazione;
- se $Sc < 5$, le vibrazioni indotte dal distacco dei vortici possono essere di grande ampiezza e notevolmente pericolose; si raccomanda pertanto massima cautela.

C3.4 AZIONI DELLA NEVE

C3.4.1 CARICO DELLA NEVE SULLE COPERTURE

Nelle NTC 2018 il valore del carico della neve sulle coperture è fornito da una espressione [3.4.1] contenente gli stessi elementi presenti in quella utilizzata nelle NTC 2008 [3.3.7] ma disposti in ordine differente; ciò porta a variare l'ordine dei successivi paragrafi: il coefficiente di forma è perciò descritto al § 3.4.3; il coefficiente di esposizione al § 3.4.4; il coefficiente termico al § 3.4.5.

C3.4.2 VALORE DI RIFERIMENTO DEL CARICO DELLA NEVE AL SUOLO

Nel passaggio dalle precedenti alle attuali NTC si conserva la suddivisione del territorio nazionale in tre zone (viene anche confermata la suddivisione della zona I in due sottozone: alpina e mediterranea) che conservano immutato sia i valori al suolo, sia l'incremento degli stessi con l'altitudine. Vengono però spostate 5 provincie dalla zona III alla zona II ed introdotte 3 provincie di nuova creazione (1 in zona I e 2 in zona II). Rispetto alle precedenti NTC nelle attuali vengono anche introdotti i periodi di ritorno da adottare per le fasi transitorie di durata compresa fra 1 e 3 mesi ovvero fra 3 mesi ed 1 anno.

Si può stimare un diverso valore di riferimento q_{s_n} , corrispondente a T_n anni di periodo di ritorno impiegando l'espressione C.3.4.1. In esse il coefficiente v di variazione della serie dei massimi annuali del carico della neve potrà essere assunto, salvo specifici studi adeguati e documentati, pari a $v=0,6$.

$$q_{s_n} = q_{s_k} \left\{ \frac{1 - v \frac{\sqrt{6}}{\pi} [\ln(-\ln(1 - P_n)) + 0,57722]}{(1 - 2,5923v)} \right\} \quad [C3.4.1]$$

dove

q_{s_k} è il valore caratteristico del carico della neve al suolo (con un periodo di ritorno di 50 anni);

q_{s_n} è il carico della neve al suolo riferito ad un periodo di ritorno di n anni;

P_n è la probabilità annuale di superamento (approssimativamente equivalente a $1/n$, dove n è il corrispondente periodo di ritorno espresso in anni;

v è il coefficiente di variazione della serie dei massimi annuali del carico della neve, stimato per la regione considerata.

In riferimento alla figura C3.4.1 n è il periodo di ritorno in anni, α_R è il rapporto $\frac{q_{s_n}}{q_{s_k}}$.

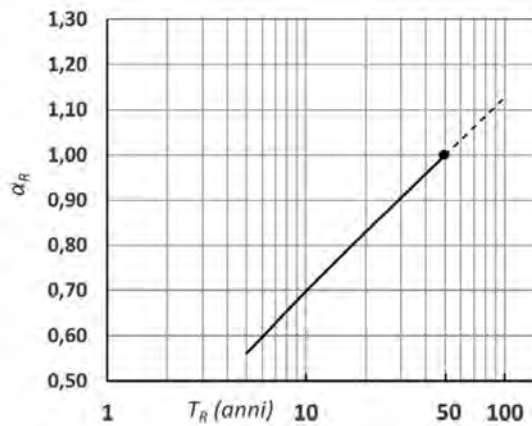


Figura C3.4.1 – Adattamento del carico della neve al suolo al variare del periodo di ritorno (coefficiente di variazione $v=0,6$)

C3.4.3 COEFFICIENTE DI FORMA DELLE COPERTURE

Nel § 3.4.3 delle NTC sono indicati i coefficienti di forma per le coperture ad una e a due falde (§§ 3.4.3.2 e 3.4.3.3); qui di seguito sono riportati i coefficienti di forma per le seguenti tipologie di copertura, sia per il carico da neve depositata in assenza di vento che in presenza di vento:

- coperture a più falde;
- coperture cilindriche;
- coperture adiacenti e vicine a costruzioni più alte.

Vengono, poi, fornite indicazioni riguardo agli effetti locali, che si generano in presenza di:

- sporgenze;
- neve aggettante rispetto al bordo della copertura;
- barriere paraneve.

Per numerose tipologie di coperture (a 2 falde, a più falde, cilindriche, ecc.) sono riportate più condizioni di carico alternative per l'azione della neve, che debbono essere tutte considerate, assumendo ovviamente la condizione più severa per la struttura considerata. L'esistenza di più condizioni di carico deriva dalle modalità dell'effetto combinato neve-vento durante la precipitazione nevosa, che può determinare accumuli di neve o riduzione di neve, a seconda della zona di copertura considerata e della direzione del vento. Questo specifico fenomeno è appunto quello che determina le condizioni di carico alternative previste dalle NTC, che debbono essere tutte considerate nelle verifiche, indipendentemente dalla concomitanza nelle combinazioni con l'azione del vento.

C3.4.3.1 GENERALITÀ

La figura C3.4.2 illustra i valori dei coefficienti di forma per le tipologie di copertura ad una, a due o a più falde, al variare dell'angolo α di inclinazione della falda sull'orizzontale, espresso in gradi sessagesimali. Gli stessi valori sono riportati nella Tabella C3.4.I.

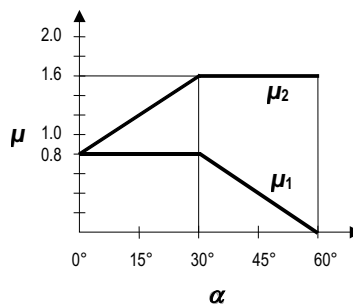


Figura C3.4.2 - Coefficienti di forma per il carico neve

Tabella C3.4.I - Coefficienti di forma per il carico neve

Angolo di inclinazione della falda α	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8(60 - \alpha)/30$	0,0
μ_2	$0,8 + 0,8 \alpha/30$	1,6	--

C3.4.3.2 COPERTURA AD UNA FALDA

Nel caso di edifici con copertura piana la riduzione del manto sulla copertura, operata dal vento, risulta via via meno efficace al crescere delle dimensioni in pianta dell'edificio.

Si raccomanda di tenere conto di questi effetti per coperture estese, attraverso un opportuno incremento del coefficiente μ_1 , di cui alla tabella 3.4.II, secondo formulazioni contenute in documenti di comprovata validità.

In assenza di indicazioni più specifiche, definita la dimensione equivalente in pianta L_c

$$L_c = 2W - \frac{W^2}{L} \quad [C3.4.2]$$

in cui:

- W in m, è la minore delle dimensioni in pianta della copertura;
- L in m, è la maggiore delle dimensioni in pianta della copertura,

si considerano "estese" le coperture aventi $L_c > 50$ m ed il coefficiente μ_1 potrà essere assunto pari a:

$$\mu_1 = 0,8 C_{e,F} \quad [C3.4.3]$$

in cui:

$$C_{e,F} = \begin{cases} 1,0 & \text{per } L_c < 50m \\ 1,25 - 0,25 e^{-(L_c-50m)/200m} & \end{cases} \quad [C3.4.4]$$

C3.4.3.3 COPERTURA A DUE FALDE (O PIÙ)

Si devono considerare, in alternativa, le due condizioni Caso (i) ed Caso (ii) riportate nella Figura C3.4.3.

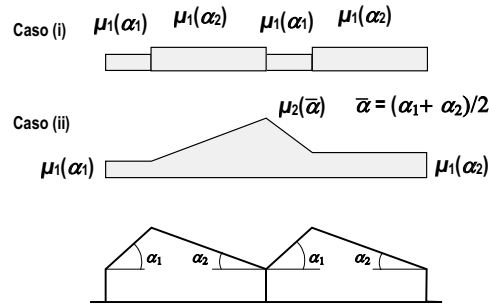


Figura C3.4.3 - Coefficiente di forma per il carico neve – Coperture a più falde

Qualora una o entrambe le falde convergenti in un compluvio abbiano una inclinazione superiore a 60°, si dovrà prestare particolare attenzione alla scelta dei coefficienti di forma da utilizzare. In particolare si dovrà tenere presente che l'intensità degli accumuli che si vengono a formare nelle zone di compluvio è funzione dell'azione di redistribuzione della neve operata dal vento e della altezza del compluvio.

L'effetto degli accumuli in presenza di irregolarità del piano di copertura, quali ad esempio coperture con elementi prefabbricati, dovrà essere considerato solo per compluvi nei quali la larghezza delle campate (tratto sotteso dalle due falde adiacenti di inclinazione α_1 e α_2) sia superiore a 3,5 m e per angoli di inclinazione delle falde superiori o uguali a 30°. Per campate di dimensione e/o di inclinazione inferiore si può assumere, in via semplificativa, che la corrugazione della copertura sia ininfluenza per la formazione di accumuli nelle zone di compluvio.

C3.4.3.3.1 Copertura cilindrica

Si assume che la neve non sia impedita di scivolare.

Si devono considerare in alternativa le due condizioni denominate Caso (i) e Caso (ii), riportate in Figura C.3.4.4.

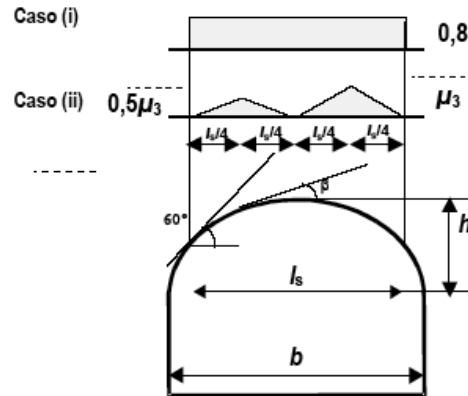


Figura C3.4.4 - Coefficiente di forma per il carico neve – Coperture cilindriche

I valori dei coefficienti di forma sono dati dalle espressioni seguenti:

- per $\beta > 60^\circ$, $\mu_3 = 0$
- per $\beta \leq 60^\circ$, $\mu_3 = 0,2 + 10 h/b$, con $\mu_3 \leq 2,0$.

C3.4.3.3.2 Copertura adiacente o vicina a costruzioni più alte

Si dovrà considerare la condizione denominata Caso (i) nella Figura C.3.4.5 e si dovranno considerare gli effetti dei possibili accumuli causati dai due fenomeni seguenti:

- scivolamento della neve dalla copertura posta a quota superiore;
- deposito della neve nella zona di "ombra aerodinamica".

La condizione di carico conseguente ai fenomeni di cui sopra è denominata Caso (ii) nella Figura C.3.4.5.

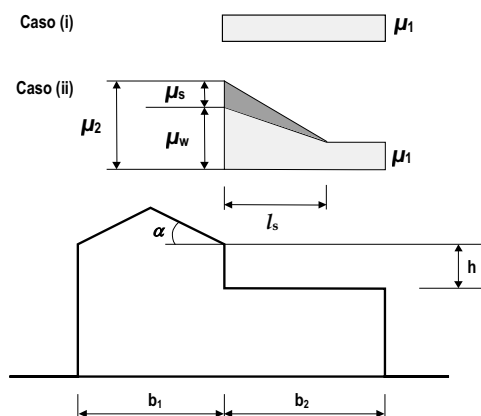


Figura C.3.4.5 - Coefficiente di forma per il carico neve – Coperture adiacenti a costruzioni più alte

I valori dei coefficienti di forma sono dati dalle espressioni seguenti:

$$\mu_1 = 0,8 \text{ (assumendo che la copertura inferiore sia piana)}$$

$$\mu_2 = \mu_s + \mu_w$$

in cui:

μ_s è il coefficiente di forma per il carico neve dovuto allo scivolamento della neve dalla copertura superiore, che vale:

$$\text{per } \alpha \leq 15^\circ, \quad \mu_s = 0$$

per $\alpha > 15^\circ$, μ_s è calcolato in ragione del 50% del carico totale massimo insistente sulla falda della copertura superiore, valutato con riferimento al valore del coefficiente di forma appropriato per detta falda.

μ_w è il coefficiente di forma per il carico neve dovuto alla redistribuzione operata dal vento, che vale:

$$\mu_w = (b_1 + b_2)/2h \leq \gamma h/q_{sk} \quad [C3.4.5]$$

in cui γ è il peso dell'unità di volume della neve [kN/m^3], che per i presenti calcoli può essere assunto pari a $2 \text{ kN}/\text{m}^3$.

Il valore del coefficiente μ_w dovrà comunque essere compreso tra i limiti seguenti:

$$0,8 \leq \mu_w \leq 4,0.$$

La lunghezza della zona in cui si forma l'accumulo è data da $l_s = 2h$, e comunque $5 \leq l_s \leq 15 \text{ m}$.

Nel caso in cui $b_2 < l_s$ il valore del coefficiente di forma al livello della fine della copertura posta a quota inferiore dovrà essere valutato per interpolazione lineare tra i valori di μ_1 e μ_2 .

C3.4.3.3 Effetti locali

Le indicazioni che seguono sono da intendersi riferite a fenomeni locali, che debbono essere presi in considerazione per la verifica delle membrature da questi direttamente interessate. Le condizioni di carico non dovranno pertanto fare oggetto di specifiche combinazioni di carico che interessino l'intera struttura.

C3.4.3.4 Accumuli in corrispondenza di sporgenze

La presenza di sporgenze, quali ad esempio i parapetti di bordo presenti su coperture piane, causano la formazione di accumuli nelle zone di "ombra aerodinamica" del vento.

Per coperture pseudo-orizzontali si dovrà considerare la condizione di carico illustrata nella Figura C3.4.6, nella quale si assumerà:

$$\mu_1 = 0,8 \text{ e } \mu_2 = \gamma h/q_{sk} \text{ con la limitazione: } 0,8 \leq \mu_2 \leq 2,0$$

dove:

γ è il peso dell'unità di volume della neve, che per il presente calcolo può essere assunto pari a $2 \text{ kN}/\text{m}^3$;

$l_s = 2h$, con la limitazione: $5 \leq l_s \leq 15$ m.

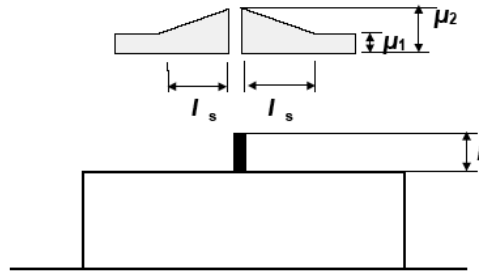


Figura C3.4.6 - Coefficienti di forma per il carico neve in corrispondenza di sporgenze ed ostruzioni

C3.4.3.5 Neve aggettante dal bordo di una copertura

In località poste a quota superiore a 800 m sul livello del mare, nella verifica delle parti di copertura a sbalzo sulle murature di facciata si dovrà considerare l'azione della neve sospesa oltre il bordo della copertura, sommato al carico agente su quella parte di tetto, secondo lo schema illustrato nella Figura C3.4.7.

I carichi dovuti alla neve sospesa in aggetto saranno considerati agenti in corrispondenza del bordo della copertura e si possono calcolare mediante l'espressione:

$$q_{se} = k q_s^2 / \gamma \quad [C3.4.6]$$

dove:

q_{se} è il carico della neve per unità di lunghezza dovuto alla sospensione (vedasi la Figura C3.4.7);

q_s è il carico corrispondente alla distribuzione del manto più sfavorevole per la copertura in esame;

γ è il peso dell'unità di volume della neve, che per il presente calcolo può essere assunto pari a $3,0 \text{ kN/m}^3$;

k è un coefficiente funzione della irregolarità della forma della neve, pari a $k=3/d$, con $k \leq d\gamma$, essendo d la profondità del manto nevoso sulla copertura in m (vedasi la Figura C.3.4.7).

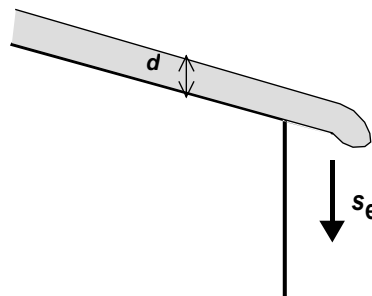


Figura C3.4.7 - Neve aggettante dal bordo di una copertura

C3.4.3.6 Carichi della neve su barriere paraneve ed altri ostacoli

In talune condizioni la neve può scivolare via da un tetto a falde o curvo. In questo caso si assume pari a zero il coefficiente di attrito tra la massa di neve e la superficie della copertura.

L'azione statica F_s impressa da una massa di neve che scivola su barriere paraneve o altri ostacoli, nella direzione dello scivolamento, per unità di lunghezza dell'edificio può essere assunta uguale a:

$$F_s = q_s b \sin \alpha \quad [C3.4.7]$$

dove:

q_s è il carico della neve sulla copertura, relativo alla distribuzione uniforme più sfavorevole tra quelle proprie della zona dalla quale la neve potrebbe scivolare;

b è la distanza in pianta (misurata in orizzontale) tra il paraneve o l'ostacolo ed il successivo paraneve o il colmo del tetto;

α angolo di inclinazione del tetto, misurato a partire dall'orizzontale.

C3.4.5 COEFFICIENTE TERMICO

L'adozione di valori inferiori all'unità del coefficiente termico è da sconsigliarsi in linea generale.

Laddove adeguatamente motivato può applicarsi solamente per coperture ricadenti in località nelle quali il carico della neve al suolo è superiore a 1,5 kN/m², e caratterizzate da trasmittanza superiore a 1 W/m²K°

Per edifici nei quali la temperatura interna è mantenuta intenzionalmente sotto 0°C (edifici frigoriferi, impianti per il pattinaggio su ghiaccio ecc.) si raccomanda di assumere il valore del coefficiente termico pari a 1,2, indipendentemente dal valore del carico neve al suolo.

C3.5 AZIONI DELLA TEMPERATURA

Larga parte di questo Capitolo resta invariato al passaggio dalle precedenti NTC alle attuali. In particolare non vengono modificati né il § 3.5.1 relativo alle generalità, né il § 3.5.3 in cui si definisce la temperatura dell'aria interna, né il § 3.5.4 relativo alla distribuzione della temperatura negli elementi strutturali, né il § 3.5.5 che definisce le azioni termiche sugli edifici, né il § 3.5.6 che fornisce indicazioni relativamente alle precauzioni da adottare per le strutture soggette ad azioni termiche speciali, né infine il § 3.5.7 relativo alle valutazioni degli effetti delle azioni termiche sui materiali strutturali.

C3.5.2 TEMPERATURA DELL'ARIA ESTERNA

Modifiche significative sono state apportate solo in questo paragrafo relativo alle temperature massime e minime da adottarsi per l'aria esterna; tali temperature, che nelle precedenti NTC venivano assunte uguali per l'intero territorio nazionale, nelle attuali vengono differenziate suddividendo il territorio nazionale in quattro zone ed in ciascuna di esse tenendo anche conto della quota del sito della costruzione sul livello del mare. In questo paragrafo vengono anche indicati i valori dei periodi di ritorno delle temperature dell'aria da assumere per fasi transitorie di durata compresa fra uno e tre mesi, ovvero fra tre mesi ed un anno.

C3.6 AZIONI ECCEZIONALI

Il presente paragrafo fornisce indicazioni per la quantificazione degli effetti delle azioni eccezionali che intervengono in scenari di rischio ben identificati quali incendi, esplosioni ed urti. Attraverso la combinazione eccezionale delle azioni, di cui al § 2.5.3, è possibile dimensionare le membrature interessate da tali azioni.

Gli scenari di rischio da prendere in considerazione nella progettazione sono riportati in specifici decreti e regolamenti o, in assenza, in documenti di comprovata validità. Fermi restando gli scenari sopra descritti il committente può individuare ulteriori specifici scenari sulla base di una valutazione del rischio.

La norma UNI EN 1991-1-2 fornisce regole di carattere generale per la salvaguardia degli edifici e delle opere di ingegneria civile nei confronti dell'incendio.

Per le costruzioni progettate per limitare il rischio d'incendio, ai fini della salvaguardia dell'individuo e della collettività, nonché delle proprietà limitrofe e dei beni direttamente esposti al fuoco, occorre anche tenere conto delle disposizioni contenute nel D.M. 9 marzo 2007 o, in alternativa, nel D.M. 3 agosto 2015.

La norma UNI EN 1991-1-7 fornisce regole di carattere generale per la salvaguardia degli edifici e delle opere di ingegneria civile nei confronti di azioni derivanti da esplosioni e urti.

Per le costruzioni progettate per limitare il rischio di esplosioni, ai fini della salvaguardia dell'individuo e della collettività, nonché delle proprietà limitrofe e dei beni direttamente esposti, occorre anche tenere conto delle disposizioni contenute nel D.M. 3 agosto 2015

C3.6.1 INCENDIO

C3.6.1.1 DEFINIZIONI

Si chiariscono di seguito le seguenti definizioni:

- la capacità di compartimentazione è riferibile ai requisiti REI nonché ad ulteriori requisiti aggiuntivi attribuibili agli elementi delimitanti un compartimento antincendio ai fini della mitigazione del rischio di incendio. Utili indicazioni in merito sono riportate nel D.M. 16 febbraio 2007, nel D.M. 3 agosto 2015 e nella UNI EN 13501-2;
- il *carico d'incendio* è il potenziale termico netto della totalità dei materiali combustibili contenuti in uno spazio, corretto in base ai parametri indicativi della partecipazione alla combustione dei singoli materiali. Come conseguenza si rende più sintetica la definizione di *carico d'incendio specifico*, con la precisazione che è riferito all'unità di superficie lorda e che le indicazioni per il calcolo del carico di incendio specifico di progetto ($q_{t,a}$) sono fornite nel decreto del Ministro dell'Interno 9 marzo 2007 e nel D.M. 3 agosto 2015; la definizione del carico di incendio specifico di progetto può essere altresì effettuata attraverso la norma UNI EN 1991-1-2 integrata dalla corrispondente Appendice Nazionale che richiama i due decreti citati.

Si precisa che nel caso di presenza di elementi strutturali *lignei* è possibile considerare solo una quota parte del loro contributo alla determinazione del carico di incendio, da definire con riferimento a riconosciute normative o documenti di comprovata validità; utili riferimenti sono disponibili nella lettera circolare della Direzione Centrale per la Prevenzione e la Sicurezza Tecnica del Dipartimento dei Vigili del Fuoco, del Soccorso Pubblico e della Difesa Civile prot. P414/4122 sott. 5 del 28/5/2008 o nel D.M. 3 agosto 2015.

C3.6.1.2 RICHIESTE DI PRESTAZIONE

Con riferimento al § 3.6.1.2 delle NTC, le disposizioni del Ministero dell'interno richiamate al punto precedente, sono contenute nei seguenti decreti:

- D.M. 9 marzo 2007: Prestazioni di resistenza al fuoco delle costruzioni nelle attività soggette al controllo del corpo nazionale dei Vigili del Fuoco;
- D.M. 3 agosto 2015: Approvazione di norme tecniche di prevenzione incendi, ai sensi dell'art. 15 del decreto legislativo 8 marzo 2006, n. 139.

Sono fatte salve quelle costruzioni per le quali le caratteristiche di resistenza al fuoco sono predeterminate da specifici regolamenti di prevenzione incendi che disciplinano specifiche attività, emessi ai sensi dell'art. 15 del decreto legislativo 8 marzo 2006, n. 139 (ad. es. Attività ricettive turistico-alberghiere, attività di intrattenimento e pubblico spettacolo, impianti sportivi, ecc.).

Le prestazioni richieste alle strutture di una costruzione, in funzione degli obiettivi definiti al § 2.2.3, sono individuate in termini di Livello (in una scala da I a V) nella Tab. 3.5.IV (che non ha subito modifiche rispetto all'edizione 2008 delle NTC). La scelta del Livello di prestazione (e delle connesse classi di resistenza al fuoco) va effettuata, in generale, tenendo conto della destinazione d'uso ed estensione/altezza dell'edificio, del tipo e quantitativo di materiale combustibile in esso presente, del massimo affollamento ipotizzabile e delle misure di protezione antincendio presenti nell'opera, con le precisazioni di cui al primo capoverso del presente paragrafo.

Si precisa che la resistenza al fuoco richiesta, se misurata in minuti di incendio standard secondo la curva ISO 834 che approssima l'accrescimento delle temperature a partire dal momento di incendio generalizzato (flash over), è una quantificazione convenzionale non direttamente confrontabile con i tempi reali di evacuazione o di intervento.

Il progetto delle strutture sulla base di detta resistenza convenzionale porta comunque ad una capacità coerente con i richiesti livelli di prestazione

C3.6.1.3 CLASSI DI RESISTENZA AL FUOCO

Le classi di resistenza al fuoco sono da riferirsi all'incendio nominale di riferimento per il compartimento antincendio: in genere l'incendio di riferimento è costituito dalla curva nominale ISO 834. Non è ovviamente esclusa la possibilità di applicazione delle classi a differenti incendi nominali (idrocarburi, incendi esterni).

C3.6.1.4 CRITERI DI PROGETTAZIONE

La sicurezza del sistema strutturale in caso di incendio può essere determinata sulla base della resistenza al fuoco dei singoli elementi strutturali, di porzioni di struttura o dell'intero sistema costruttivo, valutando opportunamente lo schema statico di riferimento e secondo l'incendio convenzionale di progetto adottato. In generale, in caso di ricorso a curve di incendio naturali, ci si riferisce all'intero schema strutturale. In caso di adozione di curve di incendio nominali è possibile effettuare analisi per singoli elementi strutturali.

C3.6.1.5 PROCEDURA DI ANALISI DELLA RESISTENZA AL FUOCO

C3.6.1.5.1 Incendio di progetto

Secondo l'incendio convenzionale di progetto adottato, si precisa che l'andamento delle temperature è valutato con riferimento a una delle due seguenti condizioni:

- curva nominale d'incendio, da individuare tra quelle indicate successivamente, per l'intervallo di tempo di esposizione pari alla classe di resistenza al fuoco prevista, senza alcuna fase di raffreddamento;
- curva naturale d'incendio, da individuare tenendo conto dell'intera durata dello stesso, compresa la fase di raffreddamento fino al ritorno alla temperatura ambiente oppure a condizioni termiche ritenute ininfluenti per le strutture.

Si evidenzia infine la possibilità di utilizzare specifiche curve nominali, ulteriori rispetto a quelle citate nel paragrafo C3.6.1.1, per descrivere particolari scenari di incendio, purché di comprovata validità ("*slow heating curve*", descritta al punto 4.3 della norma UNI EN 13501-2; "*tunnel curve*", non ancora standardizzata a livello europeo, ma codificata in Italia (UNI 11076), Olanda (RWS), in Germania (ZTV) o in Francia (HCM, Curva degli idrocarburi modificata; etc.).

C3.6.1.5.3 Analisi del comportamento meccanico

Il comportamento meccanico della struttura è analizzato tenendo conto della riduzione della resistenza meccanica dei componenti dovuta al danneggiamento dei materiali per effetto dell'aumento di temperatura, con le regole specificate ai punti 4.1.13, 4.2.11, 4.3.9, 4.4.14, 4.5.11 delle NTC.

Sono da considerarsi le combinazioni dovute alle azioni eccezionali definite al § 2.5.3 trascurando la concomitanza con altre azioni eccezionali e con le azioni sismiche.

Si deve tenere conto, ove necessario, degli effetti delle sollecitazioni indirette dovute alle dilatazioni termiche contrastate ad eccezione di quando sia riconoscibile a priori che esse siano trascurabili o favorevoli. Le sollecitazioni indirette, dovute agli elementi strutturali adiacenti a quello preso in esame, possono essere trascurate quando i requisiti di sicurezza all'incendio sono valutati in riferimento a curve nominali d'incendio e alle corrispondenti classi di resistenza al fuoco.

C3.6.1.5.4 Verifiche di sicurezza

La verifica di resistenza al fuoco può essere eseguita nei domini delle resistenze, del tempo o delle temperature come specificato ai punti 4.1.13, 4.2.11, 4.3.9, 4.4.14, 4.5.11 delle NTC.

Qualora si eseguano verifiche con curve nominali di incendio la verifica di resistenza può essere effettuata senza tener conto della fase di raffreddamento che invece deve essere presa in considerazione quando si faccia riferimento a curve di incendio naturale, in accordo a quanto disposto al § 3.6.1.5.1 delle NTC.

Fermo restando il rispetto delle disposizioni legislative emanate ai sensi del D.Lgs. 139/2006, nel caso in cui i requisiti di resistenza al fuoco delle strutture sia previsto che siano mantenuti per un periodo limitato (ad esempio, livello di prestazione II di tab. 3.5.IV), la verifica della capacità portante delle strutture potrà essere limitata a un tempo di esposizione all'incendio naturale congruente con il livello di prestazione scelto. Il D.M. 3/8/2015 quantifica il tempo di verifica per il livello II in caso di curve naturali nel doppio del tempo richiesto per l'esodo degli occupanti con un minimo di 30 minuti a decorrere dall'inesco.

C3.6.2 ESPLOSIONI

C3.6.2.3 MODELLAZIONE DELLE AZIONI DOVUTE ALLE ESPLOSIONI

Si precisa che le esplosioni esercitano sulle costruzioni onde di pressione.

Per le costruzioni usuali è ammesso che tali onde di pressione siano convenzionalmente ricondotte a distribuzioni di pressioni statiche equivalenti, purché comprovate da modelli teorici adeguati. Utili indicazioni in merito sono fornite nel D.M. 3/8/2015.

CAPITOLO C4.

COSTRUZIONI CIVILI E INDUSTRIALI

Nel Capitolo 4 le NTC definiscono, per i diversi materiali considerati, le caratteristiche richieste, i metodi di analisi per le rispettive strutture, le verifiche, sia locali che globali, che occorre effettuare per accertare il rispetto dei diversi stati limite fissati, le indicazioni sui particolari costruttivi e sulle modalità esecutive, le specifiche relative alla resistenza al fuoco e alle azioni eccezionali.

Le prescrizioni aggiuntive legate alla presenza di azioni sismiche sono specificate nel Capitolo 7.

C4.1 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO

Rispetto alle NTC precedenti, la tabella 4.1.I non riporta le classi C28/35 e C32/40, indicando invece la Classe C 30/37; tuttavia le NTC prevedono che le prime possono ancora essere prese in considerazione, sia pur in via residuale. Ai soli fini della valutazione della durabilità, dette classi di resistenza C28/35 e C32/40, possono essere adottate per le classi di esposizione ambientale in cui sono prescritti i valori minimi delle classi di resistenza immediatamente inferiori.

Per l'impiego di calcestruzzi con classi di resistenza superiori alla C45/55 è richiesta una sperimentazione preventiva per accertare le proprietà afferenti a resistenza e durabilità e per predisporre il controllo di qualità della produzione.

Per le Classi di resistenza superiori a C70/85 deve essere richiesta l'autorizzazione ministeriale mediante le procedure già stabilite per altri materiali "innovativi".

Per le verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLU), il coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo γ_c resta fissato a 1,5, in accordo con la UNI EN 1992; il coefficiente α_{cc} resta fissato a 0,85, a differenza di quello proposto dalla UNI EN 1992.

In relazione ai materiali ed ai coefficienti di sicurezza si è stabilito di non penalizzare le tecnologie innovative, accettando ad esempio l'utilizzazione dei calcestruzzi ad alta resistenza, ma mantenendo prudenza sui coefficienti di sicurezza.

Vengono definiti i legami costitutivi parabola-rettangolo, elasto-plastico e stress block per il calcestruzzo e vengono forniti i valori limite per le deformazioni specifiche, che coincidono con quelli tradizionali per i calcestruzzi di classe fino a C50/60, mentre sono opportunamente ridotti per quelli di classe superiore.

Il coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio da armatura γ_s rimane, per tutti i tipi, pari a 1,15.

Vengono definiti i legami costitutivi per l'acciaio. È previsto l'utilizzo tanto di un legame elastico-plastico quanto di uno elastico-incrudente.

Per quanto riguarda le pavimentazioni in calcestruzzo può farsi utile riferimento alle CNR-DT 211/2014 "Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo delle Pavimentazioni di Calcestruzzo".

C4.1.1 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA E METODI DI ANALISI

C4.1.1.1 ANALISI ELASTICA LINEARE

Nel seguito si forniscono alcune precisazioni integrative in riferimento all'analisi elastica lineare con redistribuzione dei momenti prevista al § 4.1.1.1 delle NTC.

Cautelativamente, le NTC proibiscono la redistribuzione dei momenti nei pilastri e nei nodi consentendola nelle travi continue (sia appartenenti che non appartenenti a telai), nelle solette e nei telai, alle condizioni seguenti:

- gli effetti del 2° ordine siano trascurabili;
- le sollecitazioni di flessione siano prevalenti;
- i rapporti tra le luci di campate contigue siano compresi nell'intervallo 0,5-2,0.

Nel seguito, per semplicità, si farà riferimento alle sole travi, restando inteso che le relative considerazioni sono immediatamente estendibili alle solette.

La redistribuzione dei momenti flettenti deve garantire l'equilibrio sia globale sia locale della struttura, ma prefigura possibili plasticizzazioni nelle zone di estremità delle travi; occorre dunque accompagnare la redistribuzione con una verifica di duttilità. Tale verifica, peraltro, può essere omessa se si rispettano le limitazioni sull'entità delle redistribuzioni fornite dalle NTC e meglio precisate nel seguito.

La redistribuzione dei momenti flettenti può effettuarsi, senza esplicite verifiche in merito alla duttilità delle membrature, purché il rapporto δ tra il momento dopo la redistribuzione $\bar{M}_{i,j} = M_{i,j} + \Delta\bar{M}_{i,j}$ ed il momento prima della redistribuzione $M_{i,j}$ soddisfi quanto riportato all'interno del testo normativo.

Il limite $\delta \geq 0,70$ ha lo scopo di evitare che un eccesso di redistribuzione possa indurre plasticizzazione allo Stato Limite di Esercizio nelle sezioni in cui si riduce il momento resistente.

Ai fini della redistribuzione dei momenti negli elementi, in ciascun nodo, l'aliquota dei momenti da redistribuire, ΔM , non può eccedere il 30% del minore tra i due momenti d'estremità concorrenti al nodo, nel caso di momenti di verso opposto. Nel caso di momenti equiversi, il rapporto δ va riferito al momento che viene ridotto in valore assoluto.

La redistribuzione dei momenti permette una progettazione strutturale più economica ed efficiente, riducendo i momenti massimi di progetto, e compensando questa diminuzione con l'aumento dei momenti di progetto nelle zone meno sollecitate.

Ciò consente di:

- progettare travi aventi resistenza massima a flessione minore di quella richiesta dall'analisi elastica, grazie ad una più uniforme distribuzione delle resistenze lungo il loro sviluppo;
- utilizzare meglio la resistenza minima a flessione delle sezioni, dovuta al rispetto delle limitazioni costruttive imposte dalle NTC, quando essa ecceda significativamente le sollecitazioni agenti derivanti dall'analisi elastica.

Il diagramma dei momenti flettenti deve risultare staticamente ammissibile, cioè deve essere equilibrato e soddisfare in ogni sezione la condizione:

$$\bar{M}_{Ed} \leq M_{Rd} \quad [C4.1.1]$$

dove \bar{M}_{Ed} è il valore di progetto del momento dopo la redistribuzione e M_{Rd} è il momento resistente di progetto.

C4.1.1.1 Redistribuzione nelle travi continue

Nel caso di una trave continua (Figura C4.1.1), i momenti M_1 e M_2 delle sezioni più sollecitate (in corrispondenza degli appoggi) possono venire ridotti ai valori M'_1 e M'_2 , nel rispetto dei limiti $M'_1 \geq \delta M_1$ e $M'_2 \geq \delta M_2$. Il diagramma del momento flettente sortito dall'analisi elastica lineare della trave continua in esame, rappresentato dalla curva a tratto continuo, va di conseguenza traslato, nel rispetto dell'equilibrio con il carico p applicato, come indicato dalla curva a tratteggio.

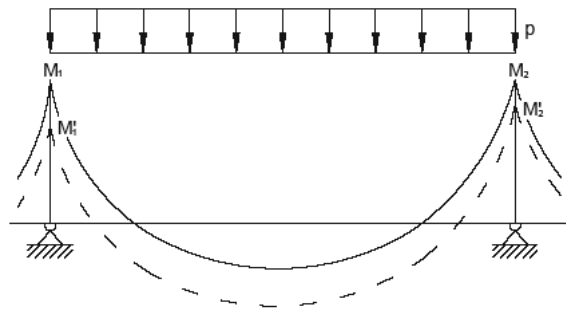


Figura C4.1.1 - Redistribuzione dei momenti per travi continue

C4.1.1.2 Redistribuzione nelle travi continue dei telai

Nei telai i momenti trasmessi dai pilastri ai nodi, non essendo ammessa per tali elementi la redistribuzione, sono quelli desunti dall'analisi elastica. Poiché tali momenti debbono essere in equilibrio con quelli trasmessi allo stesso nodo dalle travi, la redistribuzione si effettua applicando, all'estremità delle travi convergenti nel nodo, momenti flettenti di segno opposto ed uguale intensità, lasciando immutato il regime di sollecitazione nei pilastri.

Operativamente, si possono evidenziare due possibili situazioni a seconda che i momenti trasmessi al nodo dalle travi in esso convergenti (momenti d'estremità) abbiano verso discorde (Figura C4.1.2) o concorde (Figura C4.1.3).

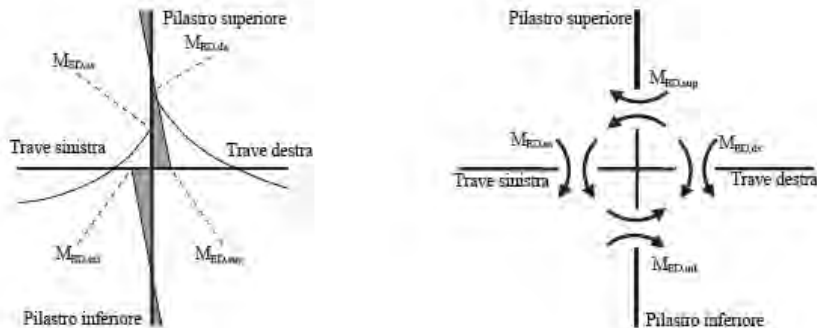


Figura C4.1.2 - Diagramma delle sollecitazioni e schema dei momenti trasmessi al nodo con momenti d'estremità discordi

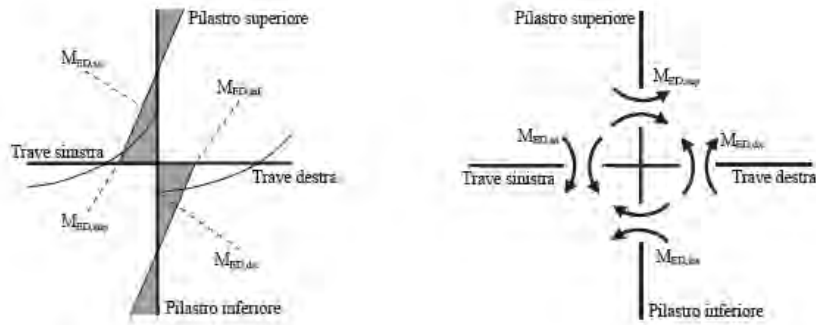


Figura C4.1.3 - Diagramma delle sollecitazioni e schema dei momenti trasmessi al nodo con momenti d'estremità concordi

Il soddisfacimento dell'equilibrio impone che, nel caso in cui i momenti d'estremità delle travi abbiano verso discorde, essi siano entrambi ridotti di ΔM (Figura C4.1.4) e che, in caso contrario, il momento d'estremità della trave di sinistra sia ridotto di ΔM e quello della trave destra sia aumentato della stessa quantità ΔM (Figura C4.1.5).

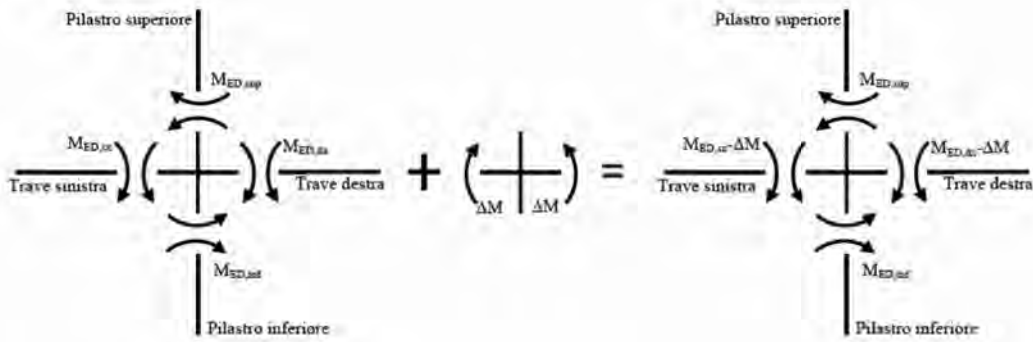


Figura C4.1.4 - Momenti d'estremità di verso opposto: redistribuzione del momento nelle travi

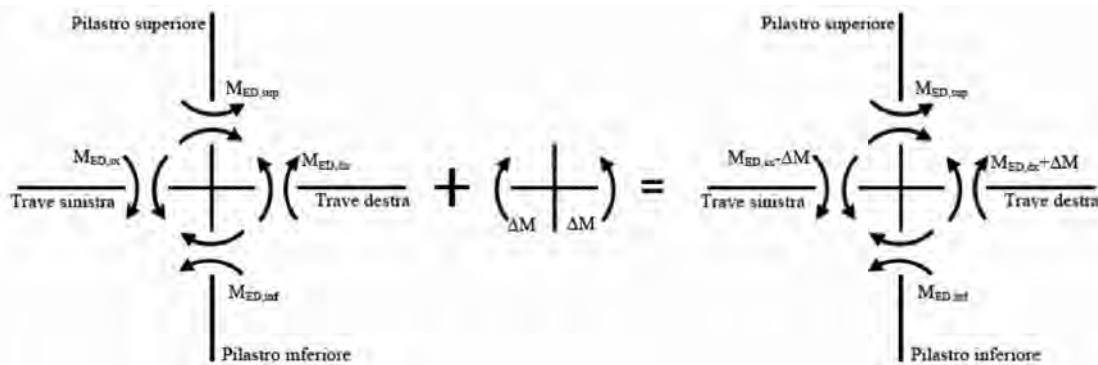


Figura C4.1.5 - Momenti d'estremità di verso concorde: redistribuzione dei momenti nelle travi

I diagrammi dei momenti ottenuti a seguito della redistribuzione, per le due diverse situazioni prefigurate, sono rappresentati in Figura C4.1.6.

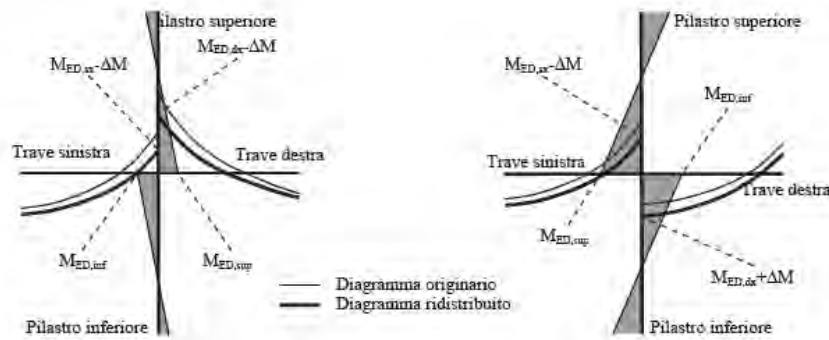


Figura C4.1.6 - Diagrammi dei momenti a seguito della redistribuzione dei momenti nelle travi

Come già detto, il diagramma dei momenti flettenti su ciascuna trave, ottenuto per effetto della redistribuzione, deve essere staticamente ammissibile.

C4.1.2 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

C4.1.2.1 MATERIALI

C4.1.2.1.2 Diagrammi di progetto dei materiali

C4.1.2.1.2.1 Diagrammi di progetto tensione-deformazione del calcestruzzo

La principale novità rispetto alle NTC precedenti è costituita dai diagrammi di progetto tensione-deformazione per il calcestruzzo confinato.

Il confinamento del calcestruzzo, che si consegue utilizzando staffe chiuse, legature interne e dettagli costruttivi in accordo con quanto illustrato nel § 7.4.6, ha lo scopo di incrementare la resistenza ultima e la duttilità delle sezioni, per quanto di competenza del calcestruzzo.

Per il diagramma tensione-deformazione del calcestruzzo confinato, la norma consente l'utilizzo di modelli analitici di comprovata validità, che siano rappresentativi del reale comportamento del materiale in stato di tensione triassiale. In assenza di specifiche valutazioni le NTC, in linea con l'UNI EN 1998-2, forniscono un diagramma tensione-deformazione per il calcestruzzo confinato del tipo parabola-rettangolo. Tale legame descrive il comportamento del calcestruzzo confinato in condizioni di assial-simmetria, esprimendo la pressione laterale di confinamento attraverso l'unico parametro σ_2 . Per la sezione circolare tale parametro può essere ricavato in base a considerazioni di equilibrio su una porzione compresa in un passo staffe, come in Figura C4.1.7a.

Per la sezione rettangolare, in maniera analoga, si determinano le pressioni di confinamento lungo le due direzioni principali della sezione, come illustrato in Figura C4.1.7b.

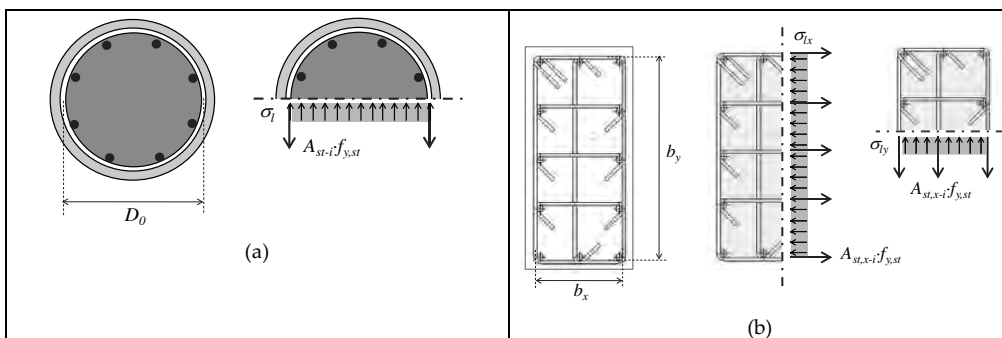


Figura C4.1.7- Pressione laterale di confinamento: (a) sezioni circolari, (b) sezioni rettangolari

Nel caso di sezione rettangolare, σ è dato dalla $\sqrt{\sigma_{lx} \cdot \sigma_{ly}}$ (Eq. 4.1.12c) e rappresenta la pressione laterale equivalente, ovvero il valore della pressione di confinamento che, in condizioni assialsimmetriche, produrrebbe gli stessi effetti medi in termini di incremento di resistenza del calcestruzzo confinato.

La pressione efficace di confinamento σ_2 si ottiene a partire dalla pressione laterale di confinamento, per mezzo di un coefficiente riduttivo espresso dal rapporto tra il volume di calcestruzzo effettivamente confinato e il volume di calcestruzzo racchiuso dalle staffe, come indicato in Figura C4.1.8.

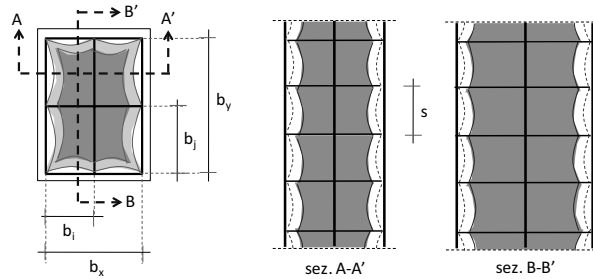


Figura C4.1.8- Rapporto tra il volume di calcestruzzo effettivamente confinato e il volume di calcestruzzo racchiuso dalle staffe.

Nell'utilizzo del legame tensione-deformazione del calcestruzzo confinato proposto dalle NTC, le resistenze dei materiali sono quelle caratteristiche, a meno di specifiche indicazioni riportate in altri Capitoli delle NTC o della circolare, quali ad esempio quelle relative alle verifiche di resistenza e di duttilità nelle costruzioni esistenti.

In alternativa al legame parabola-rettangolo, in particolare per le verifiche di duttilità nelle quali assume più importanza la descrizione del tratto post-picco del legame, è possibile utilizzare il legame riportato nell'Annex E delle UNI EN 1998-2. Tale legame è rappresentato in Figura C4.1.9 e deve essere utilizzato riferendosi a resistenze caratteristiche, medie o di calcolo, in funzione del tipo di verifica da eseguire, come sopra specificato.

Nella Figura C4.1.9, il pedice "0" dopo la virgola indica il calcestruzzo non confinato, mentre il pedice "c" indica il calcestruzzo confinato.

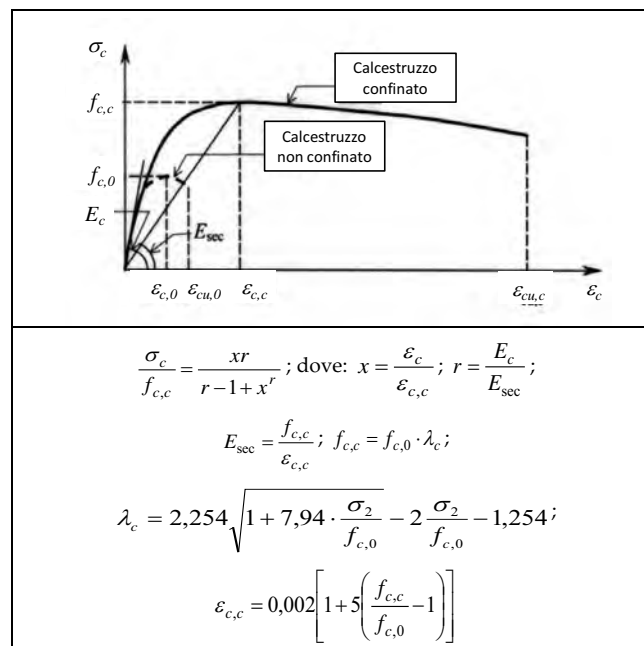


Figura C4.1.9- Legame tensione-deformazione del calcestruzzo confinato con ramo "softening"

Nella relazioni riportate in Figura C4.1.9, la pressione laterale efficace è determinata attraverso le espressioni [4.1.12.a ÷ 4.1.12.i], utilizzando resistenze coerenti con quelle utilizzate nelle verifiche.

Quando il calcestruzzo è confinato, oltre che da armature trasversali, anche attraverso interventi esterni alla sezione, per descriverne il comportamento possono essere utilizzati modelli di comprovata validità presenti nella letteratura scientifica, in linee guida o normative internazionali, utilizzando resistenze dei materiali coerenti con le NTC. Sia nelle verifiche di resistenza sia in quelle di duttilità, il legame tensione-deformazione per il calcestruzzo confinato deve essere utilizzato solo per le zone

confinate; pertanto, nelle analisi devono essere utilizzati legami diversi per il nucleo confinato e per le zone esterne alle staffe (copriferro). Un unico legame può invece essere utilizzato nel caso di confinamento esterno alla sezione.

C4.1.2.2 STATI LIMITE DI ESERCIZIO

C4.1.2.2.2 Stato limite di deformazione

Il calcolo della deformazione flessionale di solai e travi si effettua, in genere, mediante integrazione delle curvature, tenendo conto della viscosità del calcestruzzo e, se del caso, degli effetti del ritiro. Si considera lo stato non fessurato (sezione interamente reagente) per tutte le parti della struttura per le quali, nelle condizioni di carico considerate, le tensioni di trazione nel calcestruzzo non superano la sua resistenza media f_{ctm} a trazione. Per le altre parti si fa riferimento allo stato fessurato, potendosi considerare l'effetto irrigidente del calcestruzzo teso fra le fessure.

Al riguardo, detto p_f il valore assunto dal parametro di deformazione nella membratura interamente fessurata e p il valore assunto da detto parametro nella membratura interamente reagente, il valore di calcolo p^* del parametro è dato da

$$p^* = \xi p_f + (1 - \xi)p \quad [C4.1.2]$$

in cui

$$\xi = 1 - c\beta^2 \quad [C4.1.3]$$

Nella [C4.1.3] si assume $\beta = M_f / M$ (rapporto tra il momento di fessurazione M_f e il momento flettente effettivo) o $\beta = N_f / N$ (rapporto tra la forza normale di fessurazione N_f e la forza normale effettiva), a seconda che la membratura sia soggetta a flessione o a trazione, e il coefficiente c assume il valore 1, nel caso di applicazione di un singolo carico di breve durata, o il valore 0,50, nel caso di carichi permanenti o per cicli di carico ripetuti.

Per quanto riguarda la salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera, le frecce a lungo termine di travi e solai, calcolate sotto la condizione quasi permanente dei carichi, non dovrebbero superare il limite di 1/250 della luce.

In relazione all'integrità delle pareti portate divisorie e di tamponamento, le frecce di travi e solai, sotto la condizione quasi permanente dei carichi, non dovrebbero superare il limite di 1/500 della luce. In tale verifica la freccia totale calcolata può essere depurata della parte presente prima dell'esecuzione delle pareti. Detto valore si riferisce al caso di pareti divisorie in muratura. Per altri tipi di pareti si dovranno valutare specificatamente i limiti di inflessione ammissibili.

Per travi e solai con luci non superiori a 10 m è possibile omettere la verifica delle inflessioni come sopra riportata, ritenendola implicitamente soddisfatta, se il rapporto l/h tra luce e altezza rispetta la limitazione

$$\frac{l}{h} \leq K \left[11 + \frac{0.015 f_{ck}}{\rho + \rho'} \right] \left[\frac{500 A_{s,eff}}{f_{yk} A_{s,calc}} \right] \quad [C4.1.4]$$

dove f_{ck} e f_{yk} sono espressi in MPa, ρ e ρ' sono i rapporti tra armatura tesa e compressa, rispettivamente, $A_{s,eff}$ ed $A_{s,calc}$ sono, rispettivamente, l'armatura tesa effettivamente presente nella sezione più sollecitata e l'armatura di progetto nella stessa sezione, e K è un coefficiente correttivo, che dipende dallo schema strutturale.

Per sezioni a T aventi larghezza dell'ala almeno tre volte maggiore dello spessore dell'anima, i valori dati dalla [C4.1.4] devono essere ridotti del 20%.

Per travi e piastre nervate caricate da tramezzi che possano subire danni a causa di inflessioni eccessive, i valori dati dalla [C4.1.4] devono essere moltiplicati per il rapporto $7/l$ essendo l la luce di progetto in m.

Per piastre non nervate la cui luce maggiore l ecceda 8,5 m, caricate da tramezzi che possano subire danni a causa di inflessioni eccessive, i valori dati dalla [C4.1.4] devono essere moltiplicati per il rapporto $8,5/l$, con l in m.

I valori da attribuire a K nel caso di calcestruzzo molto sollecitato ($\rho=1,5\%$) o poco sollecitato ($\rho=0,5\%$) sono riportati in Tabella

C4.1.1, insieme con i valori limite di l/h calcolati assumendo $f_{ck}=30$ MPa e $\left[\frac{500 A_{s,eff}}{f_{yk} A_{s,calc}} \right] = 1$.

Tabella C4.1.1- Valori di K e snellezze l/h limite per elementi inflessi di c.a. in assenza di compressione assiale

Sistema strutturale	K	Calcestruzzo molto sollecitato $\rho=1,5\%$	Calcestruzzo poco sollecitato $\rho=0,5\%$
Travi semplicemente appoggiate, piastre incernierate mono o bidirezionali	1,0	14	20
Campate terminali di travi continue o piastre continue monodirezionali o bidirezionali	1,3	18	26

continue sul lato maggiore			
Campate intermedie di travi o piastre continue mono o bidirezionali	1,5	20	30
Piastre non nervate sostenute da pilastri (snellezza relativa alla luce maggiore)	1,2	17	24
Mensole	0,4	6	8

Note: Le snellezze limite sono state valutate ponendo, nella formula C4.1.4, $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ e $\left[\frac{500 A_{s,eff}}{f_{yk} A_{s,calc.}} \right] = 1$.

Per piastre bidirezionali si fa riferimento alla luce minore; per piastre non nervate si considera la luce maggiore.

I limiti per piastre non nervate sostenute da pilastri corrispondono ad una freccia in mezzera maggiore di 1/250 della luce: l'esperienza ha dimostrato che, comunque, tali limiti sono soddisfacenti.

Nel caso di elementi di c.a.p. si può applicare la tabella C4.1.I moltiplicando il valore di K per 1,2.

C4.1.2.2.4 Stato limite di fessurazione

C4.1.2.2.4.5 Verifica dello stato limite di fessurazione

Calcolo dell'ampiezza delle fessure

L'ampiezza caratteristica di verifica delle fessure, w_k può essere calcolata con l'espressione:

$$w_k = 1,7 \epsilon_{sm} \Delta_{sm} \quad [C4.1.5 \text{ e } 4.1.14]$$

dove:

ϵ_{sm} è la deformazione unitaria media delle barre d'armatura;

Δ_{sm} è la distanza media tra le fessure.

La deformazione unitaria media delle barre ϵ_{sm} può essere calcolata con l'espressione:

$$\epsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} (1 + \alpha_e \rho_{eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad [C4.1.6]$$

in cui:

σ_s è la tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata;

α_e è il rapporto E_s/E_{cm} ;

ρ_{eff} è pari a $A_s/A_{c,eff}$

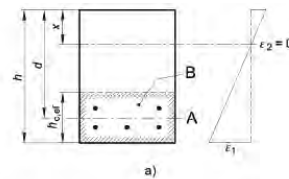
$A_{c,eff}$ è l'area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura, di altezza $h_{c,ef}$, dove $h_{c,ef}$ è il valore minore tra 2,5 (h-d), (h-x)/3 o h/2 (vedere Figura C4.1.10); nel caso di elementi in trazione, in cui esistono due aree efficaci, l'una all'estradosso e l'altra all'intradosso, entrambe le aree vanno considerate separatamente;

k_t è un fattore dipendente dalla durata del carico e vale:

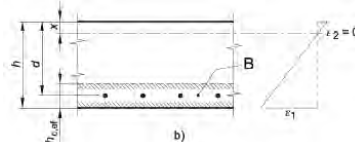
$k_t = 0,6$ per carichi di breve durata,

$k_t = 0,4$ per carichi di lunga durata.

Legenda
 a) Trave
 A Livello del baricentro dell'acciaio
 B Area tesa efficace, $A_{c,eff}$



b) Piastra
 B Area tesa efficace, $A_{c,eff}$



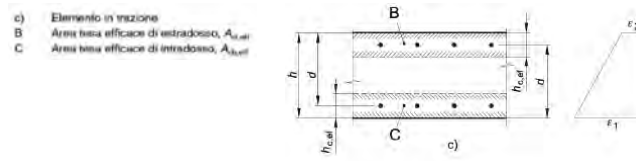


Figura C4.1.10- Area tesa efficace. Casi tipici

Nei casi in cui l'armatura sia disposta con una spaziatura non superiore a 5(c + φ/2) (vedi Figura C4.1.11), la distanza media tra le fessure, Δ_{sm}, può essere valutata con l'espressione:

$$\Delta_{sm} = (k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\phi}{\rho_{eff}}) / 1,7 \tag{C4.1.7}$$

in cui:

φ è il diametro delle barre. Se nella sezione considerata sono impiegate barre di diametro diverso, si raccomanda di adottare un opportuno diametro equivalente, φ_{eq}. Se n₁ è il numero di barre di diametro φ₁ ed n₂ è il numero di barre di diametro φ₂, si raccomanda di utilizzare l'espressione seguente:

$$\phi_{eq} = \frac{n_1 \phi_1^2 + n_2 \phi_2^2}{n_1 \phi_1 + n_2 \phi_2} \tag{C4.1.8}$$

c è il ricoprimento dell'armatura;

k₁ = 0,8 per barre ad aderenza migliorata,

= 1,6 per barre lisce;

k₂ = 0,5 nel caso di flessione,

= 1,0 nel caso di trazione semplice.

In caso di trazione eccentrica, o per singole parti di sezione, si raccomanda di utilizzare valori intermedi di k₂, che possono essere calcolati con la relazione:

$$k_2 = (\epsilon_1 + \epsilon_2) / 2\epsilon_1 \tag{C4.1.9}$$

in cui ε₁ ed ε₂ sono rispettivamente la più grande e la più piccola deformazione di trazione alle estremità della sezione considerata, calcolate considerando la sezione fessurata.

k₃ = 3,4

k₄ = 0,425.

Nelle zone in cui l'armatura è disposta con una spaziatura superiore a 5(c + φ/2) (vedi Figura C4.1.11), per la parte di estensione 5(c + φ/2) nell'intorno delle barre la distanza media tra le fessure, Δ_{smv}, può essere valutata ancora con l'espressione C4.1.7:

Nella parte rimanente la distanza media tra le fessure, Δ_{smv}, può, invece, essere valutata con l'espressione:

$$\Delta_{smv} = 0,75 (h - x) \tag{C4.1.10}$$

in cui:

h ed x sono definite in Figura C4.1.10;

(h - x) è la distanza tra l'asse neutro ed il lembo teso della membratura.

Legenda:
 A Asse neutro
 B Superficie del calcestruzzo teso
 C Zona in cui si applica la formula [C.4.1.9]
 D Zona in cui si applica la formula [C.4.1.12]

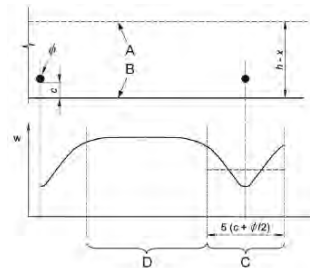


Figura C4.1.11- Ampiezza delle fessure, w, in funzione della posizione rispetto alle barre di armatura

Verifica della fessurazione senza calcolo diretto

La verifica dell'ampiezza di fessurazione per via indiretta può riferirsi ai limiti di tensione nell'acciaio d'armatura definiti nelle Tabelle C4.1.II e C4.1.III. La tensione σ_s è quella nell'acciaio d'armatura prossimo al lembo teso della sezione calcolata nella sezione parzializzata per la combinazione di carico pertinente (v. Tabella 4.1.IV delle NTC). Per le armature di pretensione aderenti la tensione σ_s si riferisce all'escursione oltre la decompressione del calcestruzzo. Per le sezioni precomprese a cavi post-tesi si fa riferimento all'armatura ordinaria aggiuntiva.

Tabella C4.1.II Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Diametro massimo ϕ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

Tabella C4.1.III -Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Spaziatura massima s delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

C4.1.2.2.5 Stato Limite di limitazione delle tensioni

La verifica delle tensioni in esercizio si può effettuare nelle usuali ipotesi di comportamento lineare dei materiali, trascurando la resistenza a trazione del calcestruzzo teso.

Nei calcoli per azioni di breve durata può assumersi il valore del modulo di elasticità del calcestruzzo E_c dato dalla [11.2.5] delle NTC, ed un modulo di elasticità dell'acciaio E_s pari a 210.000 N/mm². Tale valore può essere opportunamente ridotto nel caso di fili, trecce e trefoli da calcestruzzo armato precompresso.

Nel caso di azioni di lunga durata, gli effetti della viscosità del calcestruzzo si possono tenere in conto riducendo opportunamente il modulo di elasticità E_c mediante l'introduzione del coefficiente di viscosità ϕ definito nel § 11.2.10.7 delle NTC.

Nei casi in cui si ritenga possibile effettuare un'unica verifica indipendente dal tempo, si può assumere un coefficiente di omogeneizzazione n fra i moduli di elasticità di acciaio e calcestruzzo, pari a $n = 15$.

C4.1.2.3 STATI LIMITE ULTIMI

C4.1.2.3.4 Resistenza flessionale e duttilità massima in presenza e in assenza di sforzo assiale

C4.1.2.3.4.2 Verifiche di resistenza e duttilità

Con riferimento alla verifica di resistenza dei pilastri di c.a. soggetti a sola compressione assiale, la prescrizione circa l'eccentricità minima dell'azione assiale da tenere in conto può essere implicitamente soddisfatta valutando N_{Rd} con la formula

$$N_{Rd} = 0,8 A_c f_{cd} + A_{s,tot} f_{yd} \quad [C4.1.11]$$

con A_c area del calcestruzzo e $A_{s,tot}$ area totale d'armatura.

Rispetto alle precedenti NTC è fornita una migliore e più esplicita articolazione delle verifiche di duttilità. Tali verifiche sono espressamente richieste al Capitolo 7 della norma per la progettazione in presenza di azioni sismiche; pertanto la norma fornisce la definizione di duttilità di curvatura, indicando le modalità pratiche per il calcolo della corrispondente capacità a livello di sezione. La Figura C4.1.12 esplicita e riassume quanto riportato dalla norma.

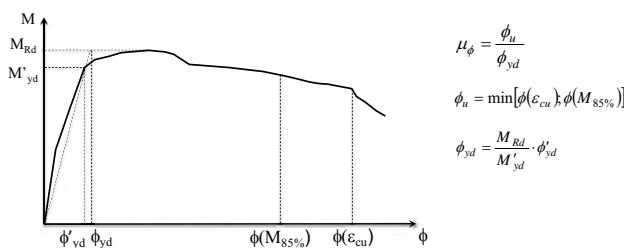


Figura C4.1.12- Relazione momento-curvatura. Fattore di duttilità di curvatura.

C4.1.2.3.6 Resistenza nei confronti di sollecitazioni torcenti

Nella formula [4.1.35] si intende con f'_{cd} la resistenza di progetto a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima valutato come $v f_{cd}$, assumendo $v = 0,5$.

C4.1.2.3.7 Resistenza di elementi tozzi, nelle zone diffuse e nei nodi

Con riferimento alle zone diffuse si ricorda che i modelli di calcolo di uso corrente operano tutti nell'ipotesi che non vi siano in essi zone diffuse. In presenza di zone diffuse occorre dunque valutare le tensioni dovute alla diffusione e combinarle con quelle fornite dal modello di calcolo.

Per i possibili modelli relativi alle zone diffuse può farsi utile riferimento a documenti di comprovata validità, di cui al § 12 delle NTC.

C4.1.6 DETTAGLI COSTRUTTIVI

C4.1.6.1 ELEMENTI MONODIMENSIONALI: TRAVI E PILASTRI

C4.1.6.1.1 Armatura delle travi

Con riferimento al secondo capoverso del § 4.1.6.1.1 delle NTC, si precisa che detta prescrizione si riferisce anche alle travi senza armatura al taglio.

C4.1.6.1.3 Copriferro e interfero

Con riferimento al § 4.1.6.1.3 delle NTC, al fine della protezione delle armature dalla corrosione il valore minimo dello strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve rispettare quanto indicato in Tabella C4.1.IV, nella quale sono distinte le tre condizioni ambientali di Tabella 4.1.IV delle NTC. I valori sono espressi in mm e sono distinti in funzione dell'armatura, barre da c.a. o cavi aderenti da c.a.p. (fili, trecce e trefoli), e del tipo di elemento, a piastra (solette, pareti,...) o monodimensionale (travi, pilastri,...).

A tali valori di tabella vanno aggiunte le tolleranze di posa, pari a 10 mm o minore, secondo indicazioni di norme di comprovata validità.

I valori della Tabella C4.1.IV si riferiscono a costruzioni con vita nominale di 50 anni (Tipo 2 secondo la Tabella 2.4.I delle NTC). Per costruzioni con vita nominale di 100 anni (Tipo 3 secondo la citata Tabella 2.4.I) i valori della Tabella C4.1.IV vanno aumentati di 10 mm. Per classi di resistenza inferiori a C_{min} i valori della tabella sono da aumentare di 5 mm. Per produzioni di elementi sottoposte a controllo di qualità che preveda anche la verifica dei copriferrati, i valori della tabella possono essere ridotti di 5 mm.

Per acciai inossidabili o in caso di adozione di altre misure protettive contro la corrosione e verso i vani interni chiusi di solai alleggeriti (alveolari, predalles, ecc.), i copriferrati potranno essere ridotti in base a documentazioni di comprovata validità.

Tabella C4.1.IV - Copriferrati minimi in mm

C_{min}	C_o	ambiente	barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
			$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

La classe di resistenza minima C_{min} indicata in tabella deve comunque intendersi riferita alla pertinente classe di esposizione di cui alla UNI EN 206:2016 richiamata nella Tabella 4.1.III delle NTC.

C4.1.6.1.4 Ancoraggio delle barre e loro giunzione

Nella valutazione della lunghezza di sovrapposizione si deve tenere conto dello sforzo in entrambe le barre e considerare la percentuale delle barre sovrapposte nella sezione.

C4.1.9 NORME ULTERIORI PER I SOLAI

Ai solai, oltre al compito di garantire la resistenza ai carichi verticali, è richiesta anche rigidità nel proprio piano al fine di distribuire correttamente le azioni orizzontali tra le strutture verticali.

Il progettista deve verificare che le caratteristiche dei materiali, delle sezioni resistenti nonché i rapporti dimensionali tra le varie parti siano coerenti con tali aspettative.

A tale scopo deve verificare che:

- 1) le deformazioni risultino compatibili con le condizioni di esercizio del solaio e degli elementi costruttivi ed impiantistici ad esso collegati;
- 2) vi sia, in base alle resistenze meccaniche dei materiali, un rapporto adeguato tra la sezione delle armature di acciaio, la larghezza delle nervature in calcestruzzo, il loro interasse e lo spessore della soletta di completamento in modo che sia assicurata la *rigidità nel piano* e che sia evitato il pericolo di effetti secondari indesiderati.

C4.1.9.1 SOLAI MISTI DI C.A. E C.A.P. E BLOCCHI FORATI DI LATERIZIO O IN CALCESTRUZZO

Al fine di perseguire le esigenze espresse nei punti 1 e 2 del § C.4.1.9, per i solai misti di c.a. e blocchi di laterizio si ritiene necessario che siano verificati i requisiti fissati dalle specifiche Norme Europee armonizzate di prodotto, quando disponibili, e le seguenti condizioni se non previste dalle norme armonizzate. Per gli elementi da solaio non Marcati CE, invece, vanno verificate tutte le condizioni a seguire.

C4.1.9.1.1 Regole generali e caratteristiche minime dei blocchi

I blocchi di laterizio sia *collaboranti* che *non collaboranti* devono avere le seguenti caratteristiche minime:

- il profilo delle pareti delimitanti le nervature di calcestruzzo da gettarsi in opera non deve presentare risvolti che ostacolano il deflusso del calcestruzzo e restringano la sezione delle nervature stesse sotto i limiti minimi stabiliti. Nel caso si richieda ai blocchi il concorso alla resistenza agli sforzi tangenziali si devono impiegare elementi monoblocco disposti in modo che nelle file adiacenti, comprendenti una nervatura di calcestruzzo, i giunti risultino sfalsati tra loro. Si devono adottare forme semplici, caratterizzate da setti rettilinei allineati, per lo più continui, particolarmente nella direzione orizzontale, con rapporto spessore/lunghezza il più possibile uniforme. Speciale cura deve essere rivolta al controllo della integrità dei blocchi con particolare riferimento alla eventuale presenza di fessurazioni;
- le pareti esterne sia orizzontali che verticali devono avere uno spessore minimo di 8 mm. Le pareti interne sia orizzontali che verticali devono avere uno spessore minimo di 7 mm. Tutte le intersezioni dovranno essere raccordate con raggio di curvatura, al netto delle tolleranze, maggiore di 3 mm. Il rapporto tra l'area complessiva dei fori e l'area lorda delimitata dal perimetro della sezione dei blocchi non deve risultare maggiore di $0,6 + 0,625 \cdot h$ (dove h è l'altezza del blocco in metri, $h \leq 0,32$ m).

C4.1.9.1.2 Limiti dimensionali

Le varie parti del solaio devono rispettare i seguenti limiti dimensionali:

- a) la larghezza delle nervature deve essere non minore di 1/8 del loro interasse e comunque non inferiore a 80 mm. Nel caso di produzione di serie in stabilimento di pannelli solaio completi, il limite può scendere a 50 mm;
- b) l'interasse delle nervature deve essere non maggiore di 15 volte lo spessore della soletta;
- c) la dimensione massima del blocco di laterizio non deve essere maggiore di 520 mm.

C4.1.9.1.3 Caratteristiche fisico-meccaniche

I blocchi di entrambe le categorie devono garantire una resistenza a punzonamento o punzonamento-flessione (quest'ultimo caso se sono del tipo interposto) per carico concentrato non minore di 1,50 kN. Il carico deve essere applicato su un'impronta quadrata di 50 mm di lato nel punto della superficie orizzontale superiore a cui corrisponde la minore resistenza del blocco.

Per i blocchi collaboranti, la resistenza caratteristica a compressione, riferita alla sezione netta delle pareti e delle costolature, deve risultare non minore di 30 N/mm², nella direzione dei fori, e di 15 N/mm² nella direzione trasversale ai fori, nel piano del solaio. La *resistenza caratteristica a trazione per flessione*, determinata su campioni ricavati dai blocchi mediante opportuno taglio di listelli di dimensioni minime mm 30 x 120 x spessore, deve essere non minore di 10 N/mm².

Per i blocchi non collaboranti, la resistenza caratteristica a compressione, riferita alla sezione netta delle pareti e delle costolature, deve risultare non minore di 15 N/mm², nella direzione dei fori, e di 7 N/mm² nella direzione trasversale ai fori, nel piano del

solaio. La *resistenza caratteristica a trazione per flessione*, determinata su campioni ricavati dai blocchi mediante opportuno taglio di listelli di dimensioni minime mm 30 x 120 x spessore, deve essere non minore di 7 N/mm².

Il modulo elastico del laterizio non deve essere superiore a 25 kN/mm².

Il coefficiente di dilatazione termica lineare del laterizio deve essere $\alpha_t \geq 6 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

Il valore della dilatazione per umidità misurata secondo quanto stabilito dalle UNI 9730-3, deve essere < 0.4 mm/m.

Nei solai in cui l'armatura è collocata entro scanalature, qualunque superficie metallica deve essere contornata in ogni direzione da un adeguato spessore di malta cementizia.

Al fine di garantire un'efficace inserimento dell'armatura nelle scanalature, detta armatura non dovrà avere diametro superiore a 12 mm.

C4.1.12 CALCESTRUZZO DI AGGREGATI LEGGERI (LC)

Il presente Capitolo si applica ai calcestruzzi di aggregati leggeri di natura minerale, artificiale o naturale, con esclusione dei calcestruzzi aerati.

I calcestruzzi di aggregati leggeri debbono essere specificati in ragione della classe di resistenza e di massa per unità di volume.

Le classi di resistenza ammesse per impieghi strutturali sono dalla LC 16/18 fino alla LC 55/60, secondo la classificazione di cui alla UNI EN 206:2016, riportata nella Tabella C4.1.V.

Tabella C4.1.V - Classi di resistenza a compressione per il calcestruzzo leggero strutturale

Classe di resistenza a compressione	Resistenza caratteristica cilindrica minima f_{ck} [N/mm ²]	Resistenza caratteristica cubica minima R_{ck} [N/mm ²]
LC 16/18	16	18
LC 20/22	20	22
LC 25/28	25	28
LC 30/33	30	33
LC 35/38	35	38
LC 40/44	40	44
LC 45/50	45	50
LC 50/55	50	55
LC 55/60	55	60

Le classi di massa per unità di volume ammesse per impieghi strutturali sono riportate nella Tabella C4.1.VI. Nella stessa tabella, per ciascuna classe, sono indicati i valori nominali della massa per unità di volume del calcestruzzo da adottare nel calcolo del peso proprio delle membrature.

Tabella C4.1.VI - Classi di massa per unità di volume del calcestruzzo di aggregati leggeri ammesse per l'impiego strutturale

Classe di massa per unità di volume	D1,5	D1,6	D1,7	D1,8	D1,9	D2,0
Intervallo di massa per unità di volume [kg/m ³]	1400 < p ≤ 1500	1500 < p ≤ 1600	1600 < p ≤ 1700	1700 < p ≤ 1800	1800 < p ≤ 1900	1900 < p ≤ 2000
Massa per unità di volume calcestruzzo non armato [kg/m ³]	1550	1650	1750	1850	1950	2050
Massa per unità di volume calcestruzzo armato [kg/m ³]	1650	1750	1850	1950	2050	2150

Oltre ai normali controlli di accettazione in termini di resistenza, per i calcestruzzi di aggregati leggeri si dovranno eseguire controlli di accettazione con riguardo alla massa per unità di volume, da condurre secondo quanto specificato nelle norme UNI EN 206-1 e UNI EN 12390-7.

La resistenza alla frantumazione dell'aggregato leggero influenza la resistenza a compressione del calcestruzzo leggero e, pertanto, deve essere determinata in conformità all'Appendice A delle UNI EN 13055:2016 e dichiarata dal produttore.

C4.1.12.1 NORME DI CALCOLO

Per il progetto di strutture di aggregati leggeri si applicano le norme di cui ai §§ da 4.1.1 a 4.1.11 delle NTC, con le seguenti integrazioni e modifiche.

C4.1.12.1.1 Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo

C4.1.12.1.1.1 Resistenza a trazione

Il valore medio della resistenza a trazione semplice (assiale), in mancanza di sperimentazione diretta, può essere assunto pari a:

$$f_{lctm} = 0,30 f_{lck}^{2/3} \eta_1 \quad \text{per calcestruzzo di classe} \leq \text{LC } 50/55 \quad [\text{C4.1.12}]$$

$$f_{lctm} = 2,12 \ln[1+(f_{lcm}/10)] \eta_1 \quad \text{per calcestruzzo di classe} > \text{LC } 50/55 \quad [\text{C4.1.13}]$$

dove:

$$\eta_1 = 0,40 + 0,60 \rho / 2200;$$

ρ = valore limite superiore della massa per unità di volume del calcestruzzo, per la classe di massa per unità di volume di appartenenza in kg/m³;

f_{lck} = valore della resistenza cilindrica caratteristica a compressione in N/mm².

f_{lcm} = valore della resistenza media cilindrica a compressione in N/mm².

pari a:

- 22 N/mm² per LC16/20
- $f_{lck} + 8$ N/mm² per $f_{lck} > 20$ N/mm²

I valori caratteristici della resistenza a trazione semplice, corrispondenti ai frattili 0,05 e 0,95, possono assumersi pari a:

$$\text{- frattile } 5\%: f_{lctk,0,05} = 0,7 f_{lctm} \quad [\text{C4.1.14.a}]$$

$$\text{- frattile } 95\%: f_{lctk,0,95} = 1,3 f_{lctm} \quad [\text{C4.1.14.b}]$$

La resistenza a trazione di calcolo è pari a:

$$\text{- } f_{lctd} = 0,85 f_{lctk} / \gamma_c \quad [\text{C4.1.15}]$$

C4.1.12.1.2 Modulo di elasticità

In assenza di sperimentazione diretta, una stima del modulo elastico secante a compressione a 28 giorni può essere ottenuta dall'espressione:

$$E_{lcm} = 22000 \left[\frac{f_{lcm}}{10} \right]^{0,3} \eta_E \quad \text{N/mm}^2 \quad [\text{C4.1.16}]$$

essendo:

f_{lcm} = valore della resistenza media cilindrica a compressione in N/mm²;

$$\eta_E = \left(\frac{\rho}{2200} \right)^2$$

ρ = valore limite superiore della massa per unità di volume del calcestruzzo, per la classe di massa per unità di volume di appartenenza in kg/m³.

C4.1.12.1.2 Verifiche agli stati limite di esercizio

Le verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio si eseguono conformemente alle indicazioni valide per le strutture di calcestruzzo ordinario, adeguate in relazione alle specificità dei calcestruzzi di aggregati leggeri.

C4.1.12.1.2.1 Verifiche di deformabilità

Le verifiche di deformabilità possono essere omesse quando le snellezze delle membrature, divise per il coefficiente η_E definito al § C4.1.12.1.1.2, soddisfano le limitazioni indicate al § C4.1.2.2.2.

C4.1.12.1.3 Verifiche agli stati limite ultimi

C4.1.12.1.3.1 Resistenza a sforzo normale e flessione (elementi monodimensionali)

Valgono le ipotesi di base di cui al § 4.1.2.1.2 delle NTC.

Per il diagramma tensione-deformazione del calcestruzzo è possibile adottare il modello parabola-rettangolo (a) o triangolo-rettangolo (b), entrambi raffigurati nella Figura C4.1.13.

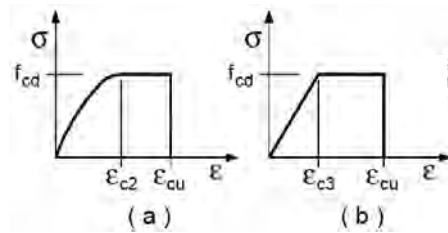


Figura C4.1.13 -Modelli σ - ε per il calcestruzzo di aggregati leggeri

I limiti deformativi ε_{c2} , ε_{c3} ed ε_{cu} possono essere assunti

- per calcestruzzi di classe di resistenza inferiore o uguale a LC 50/55 pari a:

$$\varepsilon_{c2} = 0,20\%$$

$$\varepsilon_{c3} = 0,175\%$$

$$\varepsilon_{cu} = \eta_1 0,35\%, \text{ essendo } \eta_1 = 0,40 + 0,60 \rho / 2200$$

- per calcestruzzi di classe di resistenza pari a LC 55/60 pari a:

$$\varepsilon_{c2} = 0,22\%$$

$$\varepsilon_{c3} = 0,18\%$$

$$\varepsilon_{cu} = \eta_1 0,31\%$$

C4.1.12.1.3.2 Resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti

C4.1.12.1.3.2.1 Elementi senza armature trasversali resistenti al taglio

Valgono le limitazioni di utilizzo di elementi privi di armature resistenti a taglio, stabilite al § 4.1.2.3.5.1 delle NTC per i calcestruzzi ordinari.

La resistenza a taglio (espressa in N) di un elemento fessurato da momento flettente si può valutare attraverso la formula seguente:

$$V_{Rd,c} = \left[0,15 \eta_1 k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \sigma_{cp} \right] b_w d \geq (v_{l,min} + 0,15 \sigma_{cp}) b_w d \quad [C4.1.17]$$

nella quale:

$$\eta_1 = 0,40 + 0,60 \rho / 2200$$

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{l,min} = 0,030 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

essendo:

d l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_l = A_{sl} / (b_w d)$ il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);

b_w la larghezza minima della sezione (in mm).

Nel caso di elementi di calcestruzzo armato precompresso disposti in semplice appoggio, nelle zone non fessurate da momento flettente (con tensioni di trazione non superiori a f_{ctd}) la resistenza può valutarsi, in via semplificata, con la formula [4.1.24] delle NTC, sostituendo a f_{ctd} il corrispondente valore f_{lctd} per il calcestruzzo di aggregati leggeri.

In ogni caso il taglio di calcolo V_{Ed} non dovrà superare la limitazione seguente, nella quale la caratteristica resistente è valutata con riferimento alla condizione fessurata del calcestruzzo:

$$V_{Ed} \leq 0,5 \eta_1 b_w d v_1 f_{lctd} \quad [C4.1.18]$$

Nella [C4.1.18] v_1 è il fattore di riduzione della resistenza del calcestruzzo fessurato per sollecitazioni taglianti dato da:

$$v_1 = 0,5 \eta_1 (1 - f_{lck} / 250) \quad [C4.1.19]$$

dove la resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo leggero f_{lck} è espressa in N/mm².

C4.1.12.1.3.2.2 Elementi con armature trasversali resistenti al taglio

Si applicano le regole di calcolo di cui al § 4.1.2.3.5.2 delle NTC, sostituendo nella formula [4.1.28] $v f_{cd}$ con il valore $0,40 f_{lctd}$.

C4.1.12.1.3.2.3. Resistenza nei confronti di sollecitazioni torcenti

Si applicano le regole di calcolo di cui al § 4.1.2.3.6 delle NTC, sostituendo nella formula [4.1.35] f'_{cd} con il valore $f'_{lcd} = 0,40 f_{lcd}$.

C4.1.12.1.4 Dettagli costruttivi*C4.1.12.1.4.1 Diametro massimo delle barre e dei trefoli*

Le armature ordinarie ammesse sono barre ad aderenza migliorata o reti elettrosaldate. Il diametro delle barre non può superare 32 mm.

Per barre raggruppate, il diametro equivalente del raggruppamento assunto pari a $\Phi_n = \Phi \sqrt{n}$ non deve eccedere i 45 mm.

Per strutture precomprese a cavi pretesi si dovranno impiegare trefoli con diametro inferiore o uguale a $\frac{1}{2}$ ".

C4.1.12.1.4.2 Raggio di curvatura delle barre

Il diametro dei mandrini per la piegatura delle barre deve essere incrementato del 50% rispetto al valore ammesso per il calcestruzzo ordinario. In particolare, i valori minimi dei diametri dei mandrini da utilizzare in relazione al diametro delle barre è dato da:

$$\text{per } \phi \leq 16 \text{ mm} \quad D \geq 6 \phi \quad \text{per } \phi > 16 \text{ mm} \quad D \geq 11 \phi.$$

C4.1.12.1.4.3 Ancoraggio delle barre e sovrapposizioni

Il calcolo della tensione ultima di aderenza di barre inserite in getti di calcestruzzo leggero strutturale può essere valutato con riferimento alla formulazione valida per il calcestruzzo ordinario, sostituendo il valore di f_{ctkr} , che compare nella Formula [4.1.7] delle NTC, con il valore f_{lctk} .

C4.2 COSTRUZIONI DI ACCIAIO

Novità assoluta è la possibilità di impiego di acciai inossidabili, sebbene le regole fornite dalla norma debbano essere integrate con normative di comprovata validità.

La classificazione delle sezioni in termini di resistenza e capacità di rotazione, conforme la UNI EN 1993, permane come la connessa individuazione dei metodi di analisi strutturale e dei criteri di verifica applicabili.

Per l'analisi globale delle strutture è stato confermato l'impiego, oltre del classico metodo elastico, anche del metodo plastico, il metodo elastico con redistribuzione o il metodo elastoplastico, se soddisfatte certe condizioni.

Le unioni chiodate, bullonate, ad attrito con bulloni AR, saldate a piena penetrazione e saldate a cordoni d'angolo o a parziale penetrazione sono trattate diffusamente; le saldature a cordoni d'angolo o a parziale penetrazione possono essere verificate sia mediante il classico approccio nazionale che considera la sezione di gola del cordone ribaltata sui lati del cordone stesso, sia mediante l'approccio della UNI EN 1993, che considera la sezione di gola nell'effettiva posizione.

Le suddette regole generali di progettazione ed esecuzione per le Costruzioni di acciaio sono opportunamente integrate, nel § 7.5 delle NTC, per l'impiego in zona sismica.

Il richiamo alla norma UNI EN 1090-2:2011, riportato al secondo capoverso del § 4.2 delle NTC, in virtù dell'estensiva trattazione di tutto il processo realizzativo di un'opera in acciaio che essa contiene, implica che già in sede di progetto si tenga conto di diversi aspetti riguardanti le fasi di esecuzione e di installazione in cantiere delle strutture.

Tra le principali innovazioni che la norma europea contiene vi sono, in particolare

- l'indicazione della classe di esecuzione del componente strutturale
- l'indicazione del grado di preparazione delle superfici all'esecuzione del trattamento superficiale previsto di protezione dalla corrosione
- l'indicazione dei valori delle tolleranze geometriche, essenziali e funzionali

E' pertanto compito del progettista individuare, definire e specificare i contenuti delle suddette informazioni e riportarne i riferimenti nel documento specifico che la norma UNI EN 1090-2 definisce "*Specifiche di esecuzione*".

C4.2.1 MATERIALI

Per quanto attiene le costruzioni di acciaio la gamma degli acciai da carpenteria laminati a caldo e formati a freddo normalmente impiegabili è compresa tra l'acciaio S235 e l'acciaio S460. E' introdotta la possibilità di impiego di acciai inossidabili.

C4.2.2 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

Alcune problematiche specifiche, quali l'instabilità, la fatica e la fragilità alle basse temperature sono trattate nelle NTC in termini generali, approfondendo soltanto gli aspetti applicativi maggiormente ricorrenti e rimandando, per questioni di dettaglio o molto specialistiche, a normative di comprovata validità.

C4.2.3 ANALISI STRUTTURALE

Nell'analisi strutturale si devono considerare, se rilevanti, tutti gli effetti che possono influenzare la resistenza e/o la rigidità della struttura e il suo comportamento, quali, ad esempio, imperfezioni, effetti del secondo ordine, fenomeni d'instabilità locale, effetti di trascinarsi da taglio.

C4.2.3.1 CLASSIFICAZIONE DELLE SEZIONI

La classificazione delle sezioni ricorrenti è riportata nel § 4.2.3.1 delle NTC (Tabella 4.2.III).

Scopo della classificazione delle sezioni di acciaio è quello di quantificare l'influenza dei fenomeni di instabilità locale sulla resistenza e sulla capacità deformativa delle sezioni di acciaio.

Le Tabelle 4.2.III÷V delle NTC forniscono indicazioni per definire se una sezione appartiene alle classi 1, 2 o 3; il metodo di classificazione proposto dipende dal rapporto tra la larghezza e lo spessore delle parti della sezione soggette a compressione, per cui nel procedimento di classificazione devono essere considerate tutte quelle parti completamente o parzialmente compresse.

La sezione è in genere classificata secondo la classe più sfavorevole delle sue parti compresse.

In alternativa, è possibile procedere ad una classificazione separata delle flange e dell'anima della sezione, limitando localmente, all'interno della sezione, le capacità plastiche delle singole parti. Le sezioni che non soddisfano i requisiti imposti per la classe 3 sono di classe 4.

Oltre che mediante il procedimento semplificato proposto nelle Tabelle 4.2.III÷V delle NTC, è possibile classificare una sezione strutturale anche tramite la determinazione della sua capacità rotazionale e quindi delle sue proprietà plastiche complessive, facendo riferimento a metodologie di calcolo di riconosciuta validità.

Ad eccezione delle verifiche di stabilità, che devono essere condotte con stretto riferimento alla classificazione della Tabella 4.2.III delle NTC, una parte di sezione di classe 4 può essere trattata come una parte di sezione di classe 3 se è caratterizzata da un rapporto larghezza/spessore entro il limite previsto per la classe 3, incrementato di \bar{k} ,

$$\bar{k} = \sqrt{\frac{f_{yk}}{\gamma_{M0} \cdot \sigma_{c,Ed}}} \quad [C4.2.1]$$

essendo $\sigma_{c,Ed}$ la massima tensione di compressione indotta nella parte considerata dalle azioni di progetto.

Il calcolo delle sezioni di classe 4 può essere effettuato in riferimento alle metodologie di calcolo descritte nel § C4.2.12.

C4.2.3.3 METODI DI ANALISI GLOBALE

I metodi di analisi globale sono indicati al § 4.2.3.3 delle NTC.

I metodi di analisi globale elastico (E) o elastoplastico (EP) possono essere utilizzati per sezioni di classe qualsiasi, come indicato nella Tabella 4.2.VI delle NTC.

Il metodo di analisi globale plastico (P) può essere impiegato se sono soddisfatte alcune condizioni, in particolare se si possono escludere fenomeni di instabilità e se le sezioni in cui sono localizzate le cerniere plastiche, in cui, cioè, il momento flettente è uguale a

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad [C4.2.2]$$

hanno sufficiente capacità di rotazione. Nella [C4.2.2] W_{pl} è il modulo plastico della sezione, f_{yk} è la tensione di snervamento caratteristica e $\gamma_{M0}=1,05$ (v. Tabella 4.2.VII delle NTC).

Le porzioni di trave in corrispondenza ed in prossimità delle cerniere plastiche devono essere assicurate nei confronti dei fenomeni di instabilità flessorio-torsionale e dell'equilibrio in generale, disponendo, se necessario, appositi ritegni torsionali e controllando la classificazione della sezione trasversale del profilo lungo tale porzione. In tal modo è possibile garantire la capacità rotazionale in tutte le sezioni in cui si possano formare delle cerniere plastiche sotto i carichi di progetto.

Se la cerniera è localizzata in una membratura, la sezione della membratura deve essere simmetrica rispetto al piano di sollecitazione; se la cerniera è localizzata in una giunzione, la giunzione deve avere una capacità di rotazione, valutata secondo metodologie di riconosciuta validità, maggiore di quella richiesta. Nel caso in cui la cerniera plastica si sviluppi all'interno della membratura, la giunzione deve essere comunque dotata di un livello di sovrarresistenza tale da evitare che la cerniera plastica possa interessare la giunzione.

In assenza di più accurate determinazioni,

- in membrature a sezione costante, la capacità di rotazione richiesta si intende assicurata se la sezione in cui si forma la cerniera plastica è di classe 1 secondo il § 4.2.3.1 delle NTC; inoltre, qualora nella sezione il rapporto tra il taglio di progetto e la resistenza plastica a taglio della sezione risulti maggiore di 0,1, si devono disporre irrigidimenti trasversali d'anima a distanza non superiore a 0,5 h dalla cerniera, essendo h l'altezza della trave;
- in membrature a sezione variabile, la capacità di rotazione richiesta si intende assicurata se la sezione in cui si forma la cerniera plastica è di classe 1 per un tratto pari ad a^* ,

$$a^* = \max(2d; L_{0,8M_p}) \quad [C4.2.3]$$

da ciascun lato della cerniera, essendo d l'altezza netta dell'anima in corrispondenza della cerniera e $L_{0,8M_p}$ la distanza tra la cerniera in cui il momento flettente assume il valore plastico di calcolo, $M_{pl,Rd}$, e la sezione in cui il momento flettente vale $0,8 M_{pl,Rd}$, e se, inoltre, risulta che lo spessore dell'anima si mantiene costante nell'intervallo $[-2d, 2d]$ centrato sulla cerniera plastica, e che, contemporaneamente, al di fuori delle zone sopra menzionate, la piattabanda compressa è di classe 1 o 2 e l'anima non è di classe 4.

Le zone tese indebolite dai fori, poste a distanza dalla cerniera plastica minore di a^* , debbono comunque soddisfare il principio di gerarchia delle resistenze indicato al § 4.2.4.1.2 delle NTC

$$\frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \leq \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} \quad [C4.2.4]$$

dove A è l'area lorda, A_{net} è l'area netta, f_{tk} è la resistenza a rottura caratteristica e $\gamma_{M2}=1,25$.

È ammesso il ricorso al metodo di analisi elastico con redistribuzione purché l'entità dei momenti da redistribuire sia non superiore a $0,15 \cdot M_{pl,Rd}$, il diagramma dei momenti sia staticamente ammissibile, le sezioni delle membrature in cui si attua la redistribuzione siano di classe 1 o 2 e siano esclusi fenomeni di instabilità.

C4.2.3.4 EFFETTI DELLE DEFORMAZIONI

Nel § 4.2.3.4 delle NTC si stabilisce che l'analisi globale della struttura può essere eseguita con la teoria del primo ordine quando il moltiplicatore dei carichi α_{cr} che induce l'instabilità della struttura è maggiore o uguale a 10, se si esegue un'analisi elastica, o a 15, se si esegue un'analisi plastica.

Il coefficiente α_{cr} è il minimo fattore del quale devono essere incrementati i carichi applicati alla struttura per causare il primo fenomeno di instabilità elastica globale, ovvero che coinvolge l'intera struttura. Tali valori possono essere ottenuti da apposite analisi elastiche (o di "buckling") condotte in genere utilizzando programmi di calcolo strutturale od apposite procedure numeriche.

Una forte limitazione al calcolo del moltiplicatore dei carichi α_{cr} con l'analisi plastica deriva dalla significativa influenza che le proprietà non-lineari dei materiali allo stato limite ultimo hanno sul comportamento di alcune tipologie strutturali (ad esempio telai in cui si formino delle cerniere plastiche con redistribuzione del momento flettente, oppure strutture con un comportamento fortemente non-lineare quali telai con nodi semi-rigidi o strutture con stralli o tiranti). In tali casi l'analisi plastica deve seguire approcci risolutivi molto più accurati che nel caso elastico; inoltre il valore limite di 15 può considerarsi valido solo per tipologie strutturali largamente utilizzate nella pratica e di semplice organizzazione dello schema strutturale. Per strutture più complesse devono essere reperiti valori limite idonei in normative di comprovata validità.

Nel caso di telai multipiano e nel caso di portali con falde poco inclinate, il moltiplicatore critico α_{cr} può essere stimato mediante l'espressione

$$\alpha_{cr} = \frac{h \cdot H_{Ed}}{\delta \cdot V_{Ed}} \quad [C4.2.5]$$

in cui H_{Ed} è il valore di progetto del taglio alla base dei pilastri della stilata considerata (taglio di piano), V_{Ed} è il valore di progetto della forza normale alla base dei pilastri della stilata considerata, h è l'altezza d'interpiano e δ lo spostamento d'interpiano. Nel calcolo di H_{Ed} e di δ si devono considerare, oltre alle forze orizzontali esplicite, anche quelle fittizie dovute alle imperfezioni, calcolate come indicato al § C4.2.3.5.

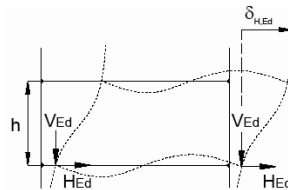


Figura C4.2.1 - Configurazione deformata di strutture a telaio sotto azioni orizzontali e verticali

L'applicazione della [C4.2.5] richiede che la forza normale di progetto N_{Ed} nelle travi sia poco significativa. In assenza di valutazioni più precise, questa condizione si intende soddisfatta se la snellezza adimensionale $\bar{\lambda}$ della trave, considerata incernierata alle estremità, soddisfa la condizione

$$\bar{\lambda} \leq 0,3 \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{Ed}}} \quad [C4.2.6]$$

dove A è l'area della trave.

C4.2.3.5 EFFETTO DELLE IMPERFEZIONI

Nell'analisi strutturale le autotensioni, le tensioni residue ed i difetti geometrici, quali errori di verticalità, errori di rettilineità, disallineamenti, eccentricità accidentali dei giunti, possono essere considerati introducendo imperfezioni geometriche equivalenti globali o locali.

Le imperfezioni globali equivalenti intervengono nell'analisi globale di strutture, in particolare telai e sistemi di controvento, mentre le imperfezioni locali si considerano per il calcolo di singoli elementi. Generalmente, la distribuzione delle imperfezioni può essere adottata coerente con quella corrispondente alla deformata critica relativa al modo instabile considerato.

Per telai sensibili alle azioni orizzontali, indicata con h l'altezza totale del telaio, l'imperfezione globale, in termini di errore di verticalità (Figura C4.2.2), può essere assunta pari a

$$\phi = \alpha_h \alpha_m \phi_0 \quad [C4.2.7]$$

dove ϕ_0 è il difetto di verticalità, $\phi_0 = h/200$, e α_h e α_m sono due coefficienti riduttivi dati da

$$\frac{2}{3} \leq \alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}} \leq 1,0 \quad \text{e da} \quad \alpha_m = \sqrt{\frac{1}{2} \left(1 + \frac{1}{m} \right)} \quad [C4.2.8]$$

essendo m il numero dei pilastri di una stilata soggetti ad uno sforzo assiale di progetto N_{Ed} non minore del 50% della forza normale media di progetto agente sui pilastri della stilata stessa.

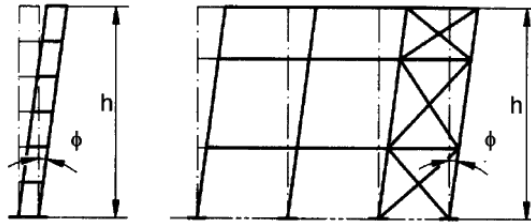


Figura C4.2.2 -Imperfezioni globali equivalenti

Per il calcolo degli effetti delle imperfezioni sugli orizzontamenti si può far riferimento agli schemi di Figura C4.2.3, in cui h è l'altezza d'interpiano e ϕ il valore dell'imperfezione, calcolato con la [C4.2.7].

Nell'analisi dei telai i difetti di verticalità possono essere trascurati quando

$$H_{Ed} \geq 0,15 \cdot V_{Ed} \tag{C4.2.9}$$

con H_{Ed} e V_{Ed} definiti al § C4.2.3.4.

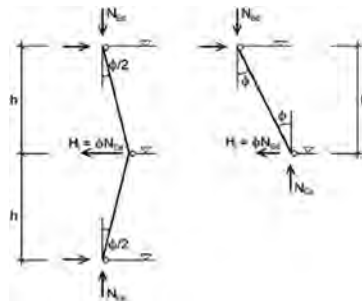


Figura C4.2.3 -Effetti delle imperfezioni sugli orizzontamenti

Nel calcolo gli effetti delle imperfezioni locali possono essere generalmente trascurati. Nelle analisi globali di telai sensibili agli effetti del secondo ordine, tuttavia, può essere necessario considerare anche i difetti di rettilineità delle aste compresse che abbiano un vincolo rotazionale ad almeno un estremo e la cui snellezza adimensionale $\bar{\lambda}$, calcolata considerando l'asta incernierata ad entrambi gli estremi, sia

$$\bar{\lambda} \geq 0,5 \cdot \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{Ed}}} \tag{C4.2.10}$$

Le imperfezioni locali dei singoli elementi possono essere rappresentate considerando i valori degli scostamenti massimi dalla configurazione iniziale e_0/L , dove L è la lunghezza dell'elemento, dati in Tabella C4.2.I in funzione della curva d'instabilità (v. Tabella 4.2.VIII delle NTC) e del tipo di analisi globale effettuata.

Le imperfezioni globali possono essere sostituite con le forze concentrate F_{iv} applicate a ciascun orizzontamento e in copertura:

$$F_h = \phi \cdot N_{Ed} \tag{C4.2.11}$$

Le imperfezioni locali possono essere sostituite con forze distribuite q_h equivalenti, applicate a ciascuna colonna, date da

$$q_h = \frac{8 \cdot e_{0,d} N_{Ed}}{L^2} \tag{C4.2.12}$$

come indicato in Figura C4.2.4.

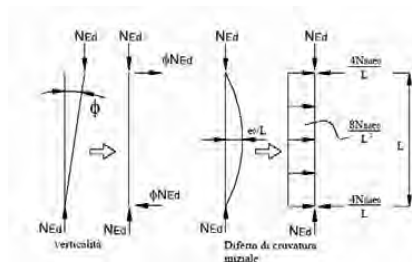


Figura C4.2.4 - Sistemi di forze equivalenti alle imperfezioni

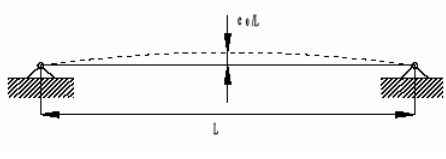
Nell'analisi di un sistema di controvento, le imperfezioni del sistema controventato possono essere tenute in conto considerando uno scostamento di quest'ultimo dalla configurazione iniziale di valor massimo e_0 uguale a

$$e_0 = \alpha_m \cdot \frac{L}{500} \tag{C4.2.13}$$

dove L è la luce del sistema di controvento e α_m dipende dal numero m di elementi controventati,

$$\alpha_m = \sqrt{\frac{1}{2} \left(1 + \frac{1}{m} \right)} \tag{C4.2.14}$$

Tabella C4.2.I - Valori massimi delle imperfezioni locali

	Curva d'instabilità (v. Tab. C4.2.VIII NTC)	e_0/L (analisi globale elastica)	e_0/L (analisi globale plastica)
	a ₀		1/350
a		1/300	1/250
b		1/250	1/200
c		1/200	1/150
d		1/150	1/100

Gli effetti delle imperfezioni sul sistema di controvento possono essere tenute in conto anche mediante un carico distribuito equivalente

$$q_d = \frac{8(e_0 + \delta_q) N_{Ed}}{L^2} \tag{C4.2.15}$$

dove δ_q è la freccia massima del sistema di controvento dovuta a q_d e ai carichi esterni, da considerarsi nulla se si effettua un'analisi del second'ordine, e N_{Ed} è la forza normale di compressione nel sistema o quella trasmessa dagli elementi controventati (Figura C4.2.5).

Se il sistema di controventamento è preposto alla stabilizzazione laterale di un elemento inflesso di altezza h , la forza N_{Ed} , riportata nella [C4.2.15] e rappresentativa degli effetti prodotti dall'instabilità della piattabanda compressa dell'elemento inflesso sul controventamento, è data da

$$N_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{h} \tag{C4.2.16}$$

dove M_{Ed} è il massimo momento flettente nell'elemento inflesso. Se l'elemento da stabilizzare è soggetto anche a compressione assiale, una quota di tale sollecitazione deve essere considerata per determinare N_{Ed} .

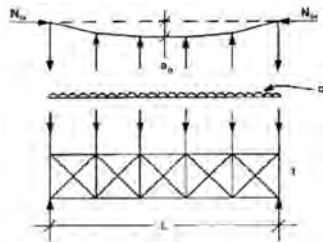


Figura C4.2.5 - Forze equivalenti in sistemi di controvento

Le forze che piattabande o elementi compressi giuntati esercitano sul sistema di controvento, in corrispondenza del giunto, possono essere assunte uguali a

$$F_d = \alpha_m \cdot \phi_0 = \frac{\alpha_m \cdot N_{Ed}}{100} \tag{C4.2.17}$$

essendo N_{Ed} la forza di compressione nella piattabanda o nell'elemento (Figura C4.2.6).

Le imperfezioni locali non debbono essere considerate nelle verifiche di stabilità, poiché le formule di verifica nella presente sezione e adottate al § 4.2 delle NTC le considerano implicitamente. Se, invece, la verifica della membratura è eseguita mediante un'apposita analisi del secondo ordine, si dovrà considerare un'imperfezione locale dell'asta, che potrà essere assunta uguale a e_0 per l'instabilità a compressione e a $0,5 \cdot e_0$ per l'instabilità flessotorsionale, essendo e_0 dato in Tabella C4.2.I.

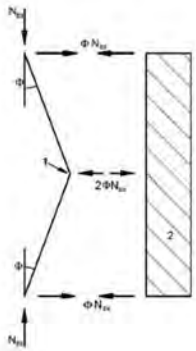


Figura C4.2.6 - Forze equivalenti nelle giunzioni di elementi o piattabande compresse

C4.2.3.6 ANALISI DI STABILITÀ DI STRUTTURE INTELAIATE

Quando α_{cr} è minore dei limiti ricordati al § C4.2.3.4, l'analisi strutturale deve tener conto delle deformazioni.

Gli effetti del secondo ordine e le imperfezioni possono essere considerati nel calcolo con modalità diverse a seconda del tipo di struttura considerata e del tipo di analisi che può essere adottata.

Il metodo più generale prevede di eseguire un'analisi globale non lineare completa, in cui si verificano contemporaneamente sia la stabilità globale della struttura, sia la stabilità locale dei singoli elementi. Una possibile semplificazione di questo metodo consiste nell'eseguire un'analisi non lineare globale della struttura per verificarne la stabilità globale e determinare le sollecitazioni negli elementi, da verificare individualmente.

Nel caso in cui il modo instabile orizzontale sia predominante e risulti $\alpha_{cr} \geq 3,0$, l'analisi può essere semplificata. In questo caso, infatti, si può eseguire un'analisi globale lineare, considerando, per le verifiche degli elementi, le sollecitazioni dovute agli spostamenti orizzontali adeguatamente amplificate mediante un coefficiente $\beta > 1,0$. Per i telai multipiano, caratterizzati da distribuzioni di carichi verticali e orizzontali simili ad ogni piano e con distribuzione delle rigidità orizzontali coerente con i tagli di piano, e per i portali il coefficiente di amplificazione delle sollecitazioni dovute alle azioni orizzontali può essere calcolato come

$$\beta = \frac{\alpha_{cr}}{\alpha_{cr} - 1} \tag{C4.2.18}$$

dove il moltiplicatore critico $\alpha_{cr} \geq 3,0$ può essere calcolato mediante la [C4.2.5].

C4.2.3.7 LUNGHEZZA STABILE DELLA ZONA DI CERNIERA PLASTICA

La verifica nei confronti dell'instabilità torsionale del tratto di membratura compreso tra il ritegno laterale che vincola la cerniera plastica e il ritegno torsionale successivo può essere condotta, in assenza di valutazioni più accurate, controllando che la lunghezza del tratto in esame sia minore della lunghezza stabile L_s .

Nel caso di travi a sezione costante aventi sezioni a I o a H, soggette a forza assiale poco significata (v. § C4.2.3.4) e a momento flettente variabile linearmente, caratterizzate da un rapporto tra altezza h e spessore della piattabanda t_f ,

$$\frac{h}{t_f} \leq 40 \cdot \varepsilon \tag{C4.2.19}$$

in cui

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235 \text{ MPa}}{f_{yk}}}$$

la lunghezza stabile può essere valutata, in via semplificata, come

$$\begin{aligned} L_s &= 35 \cdot \varepsilon \cdot i_z && \text{per } 0,625 \leq \psi \leq 1,0 \\ L_s &= (60 - 40 \cdot \psi) \cdot \varepsilon \cdot i_z && \text{per } -1 \leq \psi < 0,625 \end{aligned} \tag{C4.2.20}$$

essendo i_z il raggio d'inerzia della piattabanda relativo all'asse dell'anima e ψ il rapporto tra i momenti flettenti alle estremità del segmento considerato, $M_{Ed,min}$ e $M_{pl,Rd}$

$$\psi = \frac{M_{Ed,min}}{M_{pl,Rd}}$$

C4.2.4 VERIFICHE

C4.2.4.1 VERIFICHE AGLI STATI LIMITI ULTIMI

C4.2.4.1.3 Stabilità delle membrature

C4.2.4.1.3.1 Aste compresse

Aste compresse composte a sezione costante realizzate da due elementi (correnti) collegati tra loro con calastrelli o tralicci possono essere verificate con il metodo qui proposto, a condizione che i campi individuati dai calastrelli o dalle aste di parete del traliccio siano uguali e non meno di tre.

I correnti dell'asta composta possono essere a parete piena (Figura C4.2.7) oppure calastrellati o tralicciati a loro volta. Nel caso di correnti a pareti piena le tralicciature delle facce opposte devono corrispondersi ed essere sovrapponibili per traslazione, in caso contrario debbono essere considerati anche gli effetti torsionali sui correnti.

Nel seguito si fa riferimento ad aste di lunghezza L , incernierate agli estremi nel piano della calastrellatura o della tralicciatura, equiparando la deformabilità della calastrellatura o della tralicciatura alla deformabilità a taglio di un'asta a parete piena equivalente.

Per condizioni di vincolo diverse la trattazione può essere convenientemente adattata. Le imperfezioni di montaggio possono essere schematizzate considerando un difetto di rettilineità.

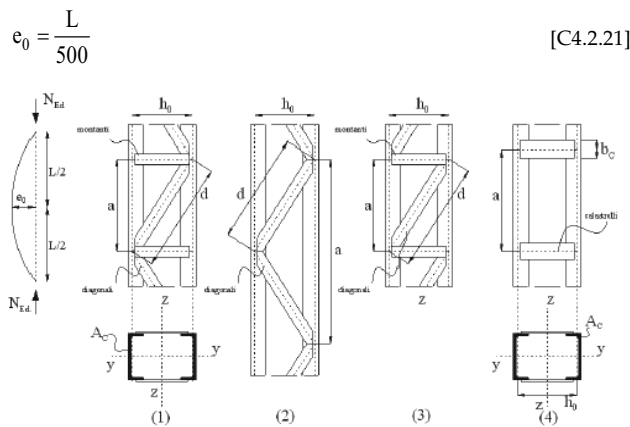


Figura C4.2.7-Aste composte costituite da due correnti uguali

Oltre alle verifiche di stabilità dell'asta composta si devono eseguire anche le verifiche di stabilità e resistenza dei correnti e delle aste di parete, come specificato nel seguito. Per configurazioni più complesse, non trattate nel presente documento, si può far riferimento a procedimenti di comprovata validità.

C4.2.4.1.3.1.1. Calcolo della forza normale di progetto agente in un corrente

Per un elemento costituito da due correnti a parete piena, la forza normale di progetto nei correnti può essere ricavata da

$$N_{C,Ed} = 0,5 \cdot N_{Ed} + \frac{M_{Ed} \cdot h_0 \cdot A_C}{2 \cdot J_{eff}} \quad [C4.2.22]$$

dove

- N_{Ed} è la forza normale di progetto dell'asta composta;
- h_0 è la distanza tra i baricentri dei correnti;
- A_C è l'area della sezione di ciascun corrente;
- J_{eff} è il momento di inerzia efficace della sezione dell'elemento composto;
- M_{Ed} è il momento di progetto dato da

$$M_{Ed} = \frac{N_{Ed} \cdot e_0 + M_{Ed}^I}{1 - N_{Ed} / N_{cr} - N_{Ed} / S_V} \quad [C4.2.23]$$

in cui

$N_{cr} = \frac{\pi^2 E J_{eff}}{L^2}$ è il carico critico euleriano dell'asta composta;

M_{Ed}^I è il valore del massimo momento flettente agente in mezzeria dell'asta composta;

S_V è la rigidezza a taglio equivalente della tralicciatura o della calastrellatura.

C4.2.4.1.3.1.2. Calcolo della forza di taglio agente negli elementi di collegamento

La verifica dei calastrelli e degli elementi di parete dei tralici nei campi estremi può essere eseguita considerando la forza di taglio nell'asta composta

$$V_{Ed} = \pi \frac{M_{Ed}}{L} \tag{C4.2.24}$$

Per i calastrelli si devono considerare anche il momento flettente e lo sforzo di taglio dovuto al funzionamento a telaio dell'elemento.

C4.2.4.1.3.1.3. Verifiche di aste composte tralicciate

Devono essere verificati nei riguardi dei fenomeni di instabilità sia i diagonali sia i correnti. La verifica si esegue controllando che

$$\frac{N_{c,Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 \tag{C4.2.25}$$

Nel caso dei correnti, $N_{c,Ed}$ è la forza normale di progetto calcolata con la (C4.2.22), mentre $N_{b,Rd}$ è il carico critico, determinato in riferimento alla lunghezza di libera inflessione L_{ch} del corrente. Per correnti ad anima piena si può assumere $L_{ch}=a$ (v. Figura C4.2.7), per correnti tralicciati L_{ch} dipende dallo schema adottato ed è indicato in Figura C4.2.8.

La rigidezza equivalente dell'asta composta tralicciata può essere assunta uguale a

$$J_{eff} = 0,5 \cdot h_0^2 \cdot A_C \tag{C4.2.26}$$

mentre la rigidezza equivalente a taglio della tralicciatura, S_V , può essere ricavata, in funzione dello schema di tralicciatura adottato, dalla Tabella C4.2.II.

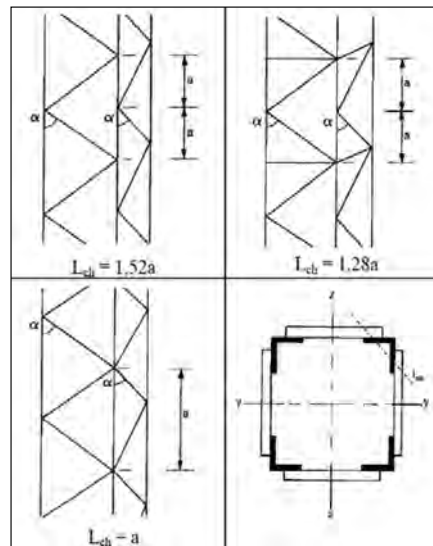


Figura C4.2.8 -Lunghezza di libera inflessione dei correnti di aste tralicciate

Tabella C4.2.II - Rigidezza a taglio equivalenti di aste tralicciate o calastrellate

Schema dell'asta composta (v. fig. C4.2.7)	(1)	(2)	(3)	(4)
S_V - rigidezza a taglio	$\frac{n \cdot EA_d \cdot a \cdot h_0^2}{d^3}$	$\frac{n \cdot EA_d \cdot a \cdot h_0^2}{2 \cdot d^3}$	$\frac{n \cdot EA_d \cdot a \cdot h_0^2}{d^3 \cdot \left[1 + \frac{A_d \cdot h_0^3}{A_v \cdot d^3} \right]}$	$\frac{24EJ_C}{a^2 \cdot \left[1 + \frac{2 \cdot J_C \cdot h_0}{n \cdot J_V \cdot a} \right]} \leq \frac{2\pi^2 EJ_C}{a^2}$

A_d : area dei diagonali, A_v : area dei calastrelli, J_v : momento di inerzia del calastrello, A_c : area di un corrente, n numero di piani di tralicciatura o calastrellatura

C4.2.4.1.3.1.4. Verifiche di aste composte calastrellate

Nelle aste composte calastrellate le verifiche dei correnti e dei calastrelli possono essere condotte in riferimento alla distribuzione di forze e sollecitazioni indicata in Figura C4.2.9.

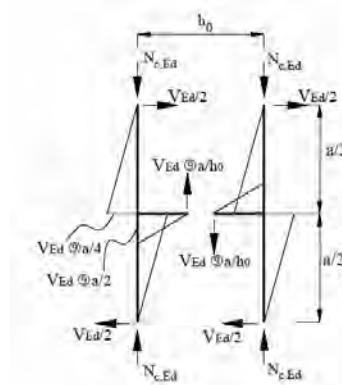


Figura C4.2.9 -Schema di calcolo semplificato per un'asta calastrellata

Cautelativamente, nei correnti, lo sforzo di taglio massimo di progetto V_{Ed} può essere combinato con la forza normale massima di progetto N_{Ed} .

La rigidezza a taglio equivalente S_V della parete calastrellata è indicata in Tabella C4.2.II (schema (4)).

Il momento di inerzia effettivo della sezione composta può essere ricavato da

$$J_{eff} = 0,5 \cdot h_0^2 \cdot A_C + 2 \cdot \mu \cdot J_C \quad [C4.2.27]$$

dove J_C è il momento di inerzia della sezione del corrente e μ è un coefficiente di efficienza, uguale a 0 se la snellezza dell'asta composta λ è maggiore o uguale a 150, uguale a 1 se la snellezza è minore o uguale a 75 e uguale a $(2-\lambda/75)$ se la snellezza è compresa tra 75 e 150.

La snellezza λ dell'asta è definita come :

$$\lambda = \frac{L}{i_0} = L \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot A_C}{0,5 \cdot h_0^2 \cdot A_C + 2 \cdot I_C}} \quad [C4.2.28]$$

C4.2.4.1.3.1.5. Sezioni composte da elementi ravvicinati collegati con calastrelli o imbottiture

La verifica di aste composte costituite da due o quattro profilati, vedi Figura C4.2.10, posti ad un intervallo pari alle spessore delle piastre di attacco ai nodi e comunque ad una distanza non superiore a 3 volte il loro spessore e collegati con calastrelli o imbottiture, può essere condotta come per un'asta semplice, trascurando la deformabilità a taglio del collegamento, se gli interessi dei collegamenti soddisfano le limitazioni della tabella C4.2.III. Nel caso di angolari a lati disuguali, tipo (6) di Figura C4.2.10, l'instabilità dell'asta con inflessione intorno all'asse y di Figura C4.2.10 può essere verificata considerando un raggio d'inerzia

$$i_y = \frac{i_0}{1,15} \quad [C4.2.29]$$

dove i_0 è il raggio d'inerzia minimo dell'asta composta.

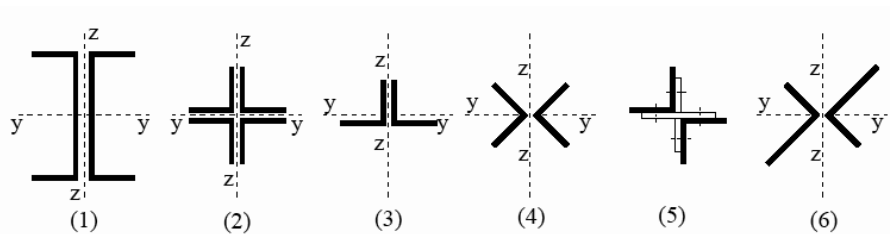


Figura C4.2.10 -Tipologie di aste composte costituite da elementi ravvicinati

Tabella C4.2.III - Disposizione delle imbottiture di connessione tra i profili

Tipo di asta composta (Figura C4.2.10)	Spaziatura massima tra i collegamenti(*)
Tipo (1), (2), (3) o (4) collegati con imbottiture bullonate o saldate	15 i_{\min}
Tipi (5) o (6) collegati con coppie di calastrelli	70 i_{\min}

(*) La distanza è misurata tra i centri di due collegamenti successivi e i_{\min} è il raggio di inerzia minimo del singolo profilo costituente l'asta.

Nei casi in cui le aste non soddisfino le condizioni della Tabella C4.2.III è possibile determinare un'appropriata snellezza equivalente dell'asta ricorrendo a normative di comprovata validità.

C4.2.4.1.3.2 Travi inflesse

Il coefficiente di snellezza adimensionale $\overline{\lambda}_{LT}$, di cui al § 4.2.4.1.3.2 delle NTC, che consente di eseguire la verifica ad instabilità flesso-torsionale dipende dal valore del momento critico elastico di instabilità torsionale, M_{cr} , del profilo inflesso in esame. Tale valore può calcolarsi, per profili di qualunque geometria, utilizzando metodi numerici, quali ad esempio metodi agli elementi finiti oppure programmi di calcolo strutturale che consentano di eseguire analisi di "buckling".

In alternativa, per profili standard (sezioni doppiamente simmetriche ad I o H) il momento critico può calcolarsi con la seguente formula

$$M_{cr} = \psi \cdot \frac{\pi}{L_{cr}} \cdot \sqrt{EJ_y \cdot GJ_T} \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{\pi}{L_{cr}}\right)^2 \cdot \frac{EJ_{\omega}}{GJ_T}} \quad [C4.2.30]$$

dove L_{cr} è la lunghezza di libera inflessione laterale, misurata tra due ritegni torsionali successivi, EJ_y è la rigidezza flessionale laterale del profilo (misurata in genere rispetto all'asse debole), GJ_T è la rigidezza torsionale del profilo mentre EJ_{ω} è la rigidezza torsionale secondaria del profilo. Il coefficiente ψ tiene conto della distribuzione del momento flettente lungo la trave ed è dato dall'espressione

$$\psi = 1.75 - 1.05 \cdot \frac{M_B}{M_A} + 0.3 \cdot \left(\frac{M_B}{M_A}\right)^2 \quad [C4.2.31]$$

in cui M_A ed M_B sono i momenti flettenti agenti alle estremità della trave, con $|M_B| < |M_A|$.

C4.2.4.1.3.3 Membrane inflesse e compresse

Oltre alle verifiche di resistenza, per elementi pressoinflessi devono essere eseguite, quando rilevanti, anche verifiche di instabilità a pressoflessione.

In assenza di più accurate valutazioni, si possono impiegare, in alternativa, i metodi A e B riportati nel seguito, o anche altre metodi ricavati da normative di comprovata validità.

C4.2.4.1.3.3.1 Metodo A

Nel caso di aste prismatiche soggette a compressione N_{Ed} e a momenti flettenti $M_{y,Ed}$ e $M_{z,Ed}$ agenti nei due piani principali di inerzia, in presenza di vincoli che impediscono gli spostamenti torsionali, si dovrà controllare che risulti:

$$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{\min} \cdot f_{yk} \cdot A} + \frac{M_{y,eq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} + \frac{M_{z,eq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_z \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)} \leq 1 \quad [C4.2.32]$$

dove:

χ_{\min} è il minimo fattore χ relativo all'inflessione intorno agli assi principali di inerzia;

W_y e W_z sono i moduli resistenti elastici per le sezioni di classe 3 e i moduli resistenti plastici per le sezioni di classe 1 e 2,

$N_{cr,y}$ e $N_{cr,z}$ sono i carichi critici euleriani relativi all'inflessione intorno agli assi principali di inerzia;

$M_{y,eq,Ed}$ e $M_{z,eq,Ed}$ sono i valori equivalenti dei momenti flettenti da considerare nella verifica.

Se il momento flettente varia lungo l'asta si assume, per ogni asse principale di inerzia,

$$M_{eq,Ed} = 1,3 \cdot M_{m,Ed} \quad [C4.2.33]$$

essendo $M_{m,Ed}$ il valor medio del momento flettente, con la limitazione

$$0,75 \cdot M_{\max,Ed} \leq M_{eq,Ed} \leq M_{\max,Ed} \quad [C4.2.34]$$

Nel caso di asta vincolata agli estremi, soggetta a momento flettente variabile linearmente tra i valori di estremità M_a e M_b , $|M_a| \geq |M_b|$, (Figura C4.2.11), si può assumere per $M_{eq,Ed}$ il seguente valore

$$M_{eq,Ed} = 0,6 \cdot M_a - 0,4 \cdot M_b \geq 0,4 \cdot M_a \quad [C4.2.35]$$



Figura C4.2.11 - Trave soggetta a momenti d'estremità

In presenza di fenomeni di instabilità flessio-torsionali bisogna verificare che sia:

$$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{min} \cdot f_{yk} \cdot A} + \frac{M_{y,eq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot f_{yk} \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} + \frac{M_{z,eq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_z \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)} \leq 1 \quad [C4.2.36]$$

dove χ_{LT} è il fattore di riduzione per l'instabilità flessio-torsionale, definito al § 4.2.4.1.3.2 delle NTC e z è l'asse debole.

C4.2.4.1.3.3.2. Metodo B

In assenza di più accurate valutazioni, nel caso di membrature a sezione costante con sezioni doppiamente simmetriche aperte o chiuse, soggette a sforzo assiale e momento flettente, la verifica di stabilità a pressoflessione, per sezioni di classe 1, 2 o 3, può essere eseguita controllando che siano soddisfatte le seguenti disuguaglianze

$$\begin{aligned} \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yk}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{W_z \cdot f_{yk}} &\leq 1 \\ \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yk}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yk}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{W_z \cdot f_{yk}} &\leq 1 \end{aligned} \quad [C4.2.37]$$

dove N_{Ed} , $M_{y,Ed}$ ed $M_{z,Ed}$ sono, rispettivamente, lo sforzo assiale ed i massimi momenti flettenti agenti sull'elemento nei piani di normale y e z , A è l'area e W_y e W_z i moduli resistenti elastici per le sezioni di classe 3 e i moduli resistenti plastici per le sezioni di classe 1 e 2, e k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} e k_{zz} sono opportuni coefficienti di interazione dati nel seguito.

Per sezioni di classe 4 le [C4.2.37] si modificano nelle

$$\begin{aligned} \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A_{eff} \cdot f_{yk}} + k_{yy} \cdot \frac{(M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}) \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot W_{eff,y} \cdot f_{yk}} + k_{yz} \cdot \frac{(M_{z,Ed} + \Delta M_{y,Ed}) \cdot \gamma_{M1}}{W_{eff,z} \cdot f_{yk}} &\leq 1 \\ \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_z \cdot A_{eff} \cdot f_{yk}} + k_{zy} \cdot \frac{(M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}) \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot W_{eff,y} \cdot f_{yk}} + k_{zz} \cdot \frac{(M_{z,Ed} + \Delta M_{y,Ed}) \cdot \gamma_{M1}}{W_{eff,z} \cdot f_{yk}} &\leq 1 \end{aligned} \quad [C4.2.38]$$

dove A_{eff} è l'area efficace della sezione, $W_{eff,y}$ e $W_{eff,z}$ i moduli resistenti efficaci e $\Delta M_{y,Ed}$ e $\Delta M_{z,Ed}$ i momenti della forza normale N_{Ed} rispetto al baricentro della sezione efficace,

$$\Delta M_{y,Ed} = e_{N,z} \cdot N_{Ed} \quad \text{e} \quad \Delta M_{z,Ed} = e_{N,y} \cdot N_{Ed} \quad [C4.2.39]$$

con $e_{N,y}$ e $e_{N,z}$ distanze del baricentro della sezione efficace dal baricentro della sezione lorda, lungo gli assi y e z rispettivamente.

Nelle [C4.2.37] e [C4.2.38] χ_y , χ_z sono i coefficienti di riduzione per l'instabilità a compressione e χ_{LT} è il coefficiente di riduzione per l'instabilità flessotorsionale, dati nel § 4.2.4.1.3.1 e § 4.2.4.1.3.2 delle NTC.

Tabella C4.2.IV - Coefficienti di interazione per la verifica di stabilità a pressoflessione di elementi con modesta deformabilità torsionale

k	Tipi di sezione	Sezioni di classe 3 e 4 (proprietà delle sezioni calcolate in campo elastico)	Sezioni di classe 1 e 2 (proprietà delle sezioni calcolate in campo plastico)
k_{yy}	I, H. Sezioni cave	$\alpha_{my} \cdot \left(1 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_y \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \leq \alpha_{my} \cdot \left(1 + 0,6 \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$	$\alpha_{my} \cdot \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \leq \alpha_{my} \cdot \left(1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$
k_{yz}	I, H. Sezioni cave	k_{zz}	$0,6 \cdot k_{zz}$
k_{zy}	I, H. Sezioni cave	$0,8 \cdot k_{yy}$	$0,6 \cdot k_{yy}$
k_{zz}	I, H.	$\alpha_{mz} \cdot \left(1 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_y \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \leq \alpha_{mz} \cdot \left(1 + 0,6 \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$	$\alpha_{mz} \cdot \left(1 + (2\bar{\lambda}_y - 0,6) \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \leq \alpha_{mz} \cdot \left(1 + 1,4 \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$
	Sezioni cave		$\alpha_{mz} \cdot \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \leq \alpha_{mz} \cdot \left(1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$

Per pressoflessione retta, $M_{yEd} \neq 0$, $k_{zy} = 0$ ($M_{zEd} = 0$).

I coefficienti di interazione k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} e k_{zz} sono dati nella Tabella C4.2.IV, per le membrature a sezione chiusa e per quelle a sezione aperta vincolate a torsione, e nella Tabella C4.2.V per le membrature a sezione aperta non vincolate a torsione. I valori riportati dipendono dai coefficienti α_{my} , α_{mz} per l'instabilità a compressione con inflessione intorno agli assi y e z, rispettivamente, e dal coefficiente α_{mLT} per l'instabilità flessotorsionale, che sono dati, in funzione del tipo di carico e dell'effettiva distribuzione dei momenti flettenti lungo l'elemento strutturale, in Tabella C4.2.VI.

Tabella C4.2.V - Coefficienti d'interazione per la verifica di stabilità a pressoflessione di elementi deformabili torsionalmente


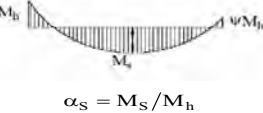
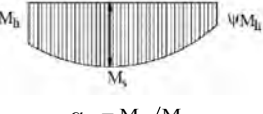
k	Sezioni di classe 3 e 4 (proprietà delle sezioni calcolate in campo elastico)	Sezioni di classe 1 e 2 (proprietà delle sezioni calcolate in campo plastico)
k_{yy}	$\alpha_{my} \cdot \left(1 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_y \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \leq \alpha_{my} \cdot \left(1 + 0,6 \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$	$\alpha_{my} \cdot \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \leq \alpha_{my} \cdot \left(1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$
k_{yz}	k_{zz}	$0,6 \cdot k_{zz}$
k_{zy}	$\left(1 - \frac{0,05 \cdot \bar{\lambda}_z}{(\alpha_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \geq \left(1 - \frac{0,05}{(\alpha_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$	$\left(1 - \frac{0,1 \cdot \bar{\lambda}_z}{(\alpha_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \geq \left(1 - \frac{0,1}{(\alpha_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$ per $\bar{\lambda}_z \geq 0,4$ $k_{zy} = 0,6 + \bar{\lambda}_z \leq \left(1 - \frac{0,1 \cdot \bar{\lambda}_z}{(\alpha_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$ per $\bar{\lambda}_z < 0,4$
k_{zz}	$\alpha_{mz} \cdot \left(1 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \leq \alpha_{mz} \cdot \left(1 + 0,6 \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$	$\alpha_{mz} \cdot \left(1 + (2\bar{\lambda}_z - 0,6) \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \leq \alpha_{mz} \cdot \left(1 + 1,4 \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$

Per la valutazione dei coefficienti α_{my} si farà riferimento ai vincoli allo spostamento lungo z; per la valutazione dei coefficienti α_{mz} e α_{mLT} si farà riferimento ai vincoli allo spostamento lungo y.

Per elementi con modo instabile per traslazione dei piani, si deve assumere $\alpha_{my}=0,9$ o $\alpha_{mz}=0,9$, rispettivamente.

Per il calcolo dei coefficienti d'interazione si possono adottare metodi alternativi, adeguatamente comprovati.

Tabella C4.2.VI - Coefficienti correttivi del momento flettente per la verifica di stabilità a presso-flessione deviata.

Diagramma del momento	Intervallo		Coefficienti α_{my} , α_{mz} , α_{mLT}	
			Carico uniforme	Carico concentrato
	$-1 \leq \psi \leq 1$		$0,6 + 0,4\psi \geq 0,4$	
 $\alpha_s = M_s/M_b$	$0 \leq \alpha_s \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$
	$-1 \leq \alpha_s < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,1 - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$-0,8\alpha_s \geq 0,4$
$-1 \leq \psi \leq 0$		$0,1(1-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2(-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	
 $\alpha_h = M_h/M_s$	$0 \leq \alpha_h \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$
		$0 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$
	$-1 \leq \alpha_h < 0$	$-1 \leq \psi \leq 0$	$0,95 + 0,05\alpha_h (1 + 2\psi)$	$0,90 + 0,10\alpha_h (1 + 2\psi)$

C4.2.4.1.3.3.3. Metodo generale per la verifica ad instabilità laterale e flessione-torsionale

Se elementi strutturali o parti di struttura non sono conformi ai requisiti imposti per l'applicazione dei metodi di verifica semplificati esposti nel § 4.2.4.1.3 delle NTC e nei §§ C4.2.4.1.3.1÷ C4.2.4.1.3.3, è necessario eseguire delle analisi più accurate per determinare i valori della resistenza nei confronti dei fenomeni di instabilità dell'equilibrio dovute a sollecitazioni di compressione, flessione o combinate. In particolare, è necessario conoscere i moltiplicatori dei carichi applicati all'elemento strutturale che ingenerano fenomeni di instabilità dell'equilibrio, calcolando, per l'elemento strutturale o la struttura o parte di essa:

$\alpha_{ult,k}$ - moltiplicatore dei carichi di progetto che induce in una sezione del sistema sollecitazioni pari alla sua resistenza caratteristica;

$\alpha_{cr,op}$ - il minore dei moltiplicatori dei carichi di progetto che produce nell'elemento strutturale o in uno degli elementi del sistema fenomeni di instabilità laterale o torsionale.

Da tali moltiplicatori è possibile ricavare la snellezza adimensionale

$$\bar{\lambda}_{op} = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr,op}}} \tag{C4.2.40}$$

dalla quale si ottiene il fattore di riduzione della resistenza del sistema

$$\chi_{op} = \min \left\{ \chi(\bar{\lambda}_{op}); \chi_{LT}(\bar{\lambda}_{op}) \right\} \tag{C4.2.41}$$

Tali moltiplicatori dei carichi di progetto, sono ricavati all'interno del § 4.2.4.1.3 delle NTC con formule semplificate valide solo per particolari casi di sollecitazione e per le geometrie delle sezioni più comuni e doppiamente simmetriche. Il calcolo, invece, di tali coefficienti tramite modelli numerici più complessi consente la loro definizione per geometrie e condizioni di carico qualunque, purché convalidato tramite attendibili riscontri sperimentali. Ovviamente tale metodo di analisi è fortemente raccomandato nel caso di strutture speciali e/o caratterizzate da conformazioni strutturali particolarmente complesse, per le quali sia giustificato il riscontro sperimentale.

La verifica complessiva nei confronti dell'instabilità al di fuori del piano per l'elemento strutturale generico (non prismatico, con condizioni al contorno particolari, ecc.) o per la struttura è imposta con la formula seguente

$$\frac{\chi_{op} \cdot \alpha_{ult,k}}{\gamma_{M1}} \geq 1,0 \tag{C4.2.42}$$

C4.2.4.1.3.4 Stabilità dei pannelli

I pannelli d'anima degli elementi strutturali, laminati oppure realizzati in soluzione composta saldata, devono essere verificati nei confronti dei fenomeni di instabilità dell'equilibrio allo stato limite ultimo.

In presenza di fenomeni di instabilità che potrebbero portare a rotture per fenomeni di fatica la verifica deve essere condotta in fase d'esercizio (verifica a *respiro delle anime*): al riguardo si veda § 7.4 del documento UNI EN 1993-2:2007 ed § 4.6 dell'UNI EN 1993-1-5:2007. Inoltre, nel caso di profili in parete sottile e/o sagomati a freddo di classe 4 è necessario fare riferimento ai documenti tecnici specializzati, che trattino le loro problematiche di resistenza e stabilità in maniera più esaustiva. Al riguardo si veda anche il documento UNI EN 1993-1-3.

Per la verifica dei pannelli d'anima è necessario riferirsi in genere a normative e documentazione tecnica di comprovata validità. Nei casi maggiormente ricorrenti è possibile verificare la stabilità dei pannelli d'anima utilizzando le procedure esposte nei paragrafi seguenti.

C4.2.4.1.3.4.1. Stabilità dei pannelli soggetti a taglio

I pannelli d'anima rettangolari delle travi a pareti piena devono essere verificati nei riguardi dell'instabilità per taglio quando il rapporto altezza spessore h_w/t supera il valore

$$\frac{h_w}{t} \geq \frac{72}{\eta} \cdot \varepsilon \quad [C4.2.43]$$

nel caso di pannelli non irrigiditi e

$$\frac{h_w}{t} \geq \frac{31}{\eta} \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_t} \quad [C4.2.44]$$

per pannelli irrigiditi, dove h_w è l'altezza del pannello, t il suo spessore, η è uguale a 1,20, k_t è il minimo coefficiente di instabilità per taglio del pannello e

$$\varepsilon = \sqrt{235/f_y} [\text{MPa}] \quad [C4.2.45]$$

In questo caso devono essere previsti irrigidimenti trasversali in corrispondenza dei vincoli.

La resistenza all'instabilità per taglio di un pannello d'anima privo di irrigidimenti intermedi è espressa da

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} \quad [C4.2.46]$$

dove f_{yw} è la tensione di snervamento del pannello, χ_w è un coefficiente che tiene conto dell'instabilità elastica dell'elemento ed è dato nella Tabella C4.2.VII in funzione del coefficiente di snellezza λ_w e della rigidezza dell'irrigiditore sull'appoggio, $V_{bw,Rd}$ è il contributo resistente dell'anima

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} \quad [C4.2.47]$$

e $V_{bf,Rd}$ è il contributo resistente delle piattabande.

Il contributo resistente delle piattabande può essere espresso da

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{a \left(0,25 + \frac{1,6 \cdot b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{t \cdot h_w^2 \cdot f_{yw}} \right) \gamma_{M1}} \cdot \left[1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,red}} \right) \right] \quad [C4.2.48]$$

in cui b_f è la larghezza efficace dell'anima, non maggiore di $15 \cdot \varepsilon \cdot t_f$ da ciascun lato dell'irrigiditore, t_f lo spessore della piattabanda di resistenza assiale minima e $M_{f,red}$ è il momento resistente di progetto ridotto della sezione costituita dalle aree efficaci, A_{fi} e A_{fs} rispettivamente, delle sole piattabande inferiore e superiore, che tiene conto dell'eventuale presenza dello sforzo normale di progetto N_{Ed}

$$M_{f,red} = \frac{M_{fk}}{\gamma_{M0}} \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M0}}{(A_{fi} + A_{fs}) \cdot f_{yf}} \right) \quad [C4.2.49]$$

Il coefficiente χ_w (vedi Tabella C4.2.VII) dipende dalla rigidezza del montante d'appoggio: un montante d'appoggio costituito da due coppie di piatti simmetrici rispetto al piano dell'anima, poste a distanza longitudinale $e > 0,1 \cdot h_w$, e tali che l'area di ciascuna coppia di piatti sia almeno uguale a $4 \cdot h_w \cdot t^2 / e$ può essere considerato rigido, negli altri casi il montante d'appoggio deve essere considerato non rigido.

Tabella C4.2.VII - Coefficienti χ_w per il calcolo della resistenza all'instabilità a taglio del pannello

Coefficiente di snellezza	Coefficiente χ_w per montanti d'appoggio rigidi	Coefficiente χ_w per gli altri casi
$\lambda_w < 0,83/\eta$	η	η
$(0,83/\eta) \leq \lambda_w < 1,08$	$0,83/\lambda_w$	$0,83/\lambda_w$
$\lambda_w \geq 1,08$	$1,37/(0,7 + \bar{\lambda}_w)$	$0,83/\lambda_w$

Il parametro di snellezza λ_w è dato dalla formula

$$\lambda_w = 0,76 \sqrt{\frac{f_{yw}}{\tau_{cr}}} \quad [C4.2.50]$$

dove $\tau_{cr} = k_\tau \cdot \sigma_E$ è la tensione tangenziale critica e σ_E è la tensione critica euleriana, che per un piatto di altezza h_w e spessore t è data da

$$\sigma_E = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot t^2}{12(1-\nu^2) \cdot h_w} = 190000 \left(\frac{t}{h_w} \right)^2 \quad [\text{MPa}]$$

In assenza di irrigiditori longitudinali, il parametro k_τ , coefficiente per l'instabilità a taglio, è dato da

$$k_\tau = 5,34 + 4,00 \left(\frac{h_w}{a} \right)^2 \quad \text{se } a/h_w \geq 1$$

$$k_\tau = 4,00 + 5,34 \left(\frac{h_w}{a} \right)^2 \quad \text{se } a/h_w < 1$$
[C4.2.51]

dove a è la lunghezza del pannello compreso tra due irrigiditori trasversali rigidi consecutivi. In assenza di irrigidimenti la lunghezza a del pannello si considera coincidente con quella della trave.

Un irrigiditore trasversale può essere considerato rigido quando il suo momento d'inerzia I_{st} soddisfa le relazioni seguenti

$$I_{st} \geq 1,5 \cdot h_w^3 \cdot t^3 / a^2 \quad \text{se } a/h_w < \sqrt{2}$$

$$I_{st} \geq 0,75 \cdot h_w \cdot t^3 \quad \text{se } a/h_w \geq \sqrt{2}$$
[C4.2.52]

Gli irrigiditori trasversali rigidi devono essere verificati per una forza assiale

$$N_{st,d} = V_{Ed} - \frac{f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \lambda_w^2 \cdot \gamma_{M1}} \quad [C4.2.53]$$

essendo V_{Ed} è il taglio di calcolo a distanza $0,5 \cdot h_w$ dal bordo del pannello più sollecitato.

Nel caso di pannelli dotati di irrigiditori longitudinali:

se gli irrigiditori longitudinali sono più di due o se il rapporto d'allungamento $\alpha = a/h_w \geq 3$ il coefficiente k_τ è dato da

$$k_\tau = 5,34 + 4,00 \left(\frac{h_w}{a} \right)^2 + k_{tl} \quad \text{quando } \alpha = a/h_w \geq 1$$

$$k_\tau = 4,00 + 5,34 \left(\frac{h_w}{a} \right)^2 + k_{tl} \quad \text{quando } \alpha = a/h_w < 1$$
[C4.2.54]

in cui

$$k_{tl} = \max \left[\left(\frac{3}{\alpha} \right)^2 \sqrt[4]{\left(\frac{I_{sl}}{t^3 \cdot h_w} \right)^3}; \frac{2,1}{t} \sqrt[3]{\frac{I_{sl}}{h_w}} \right] \quad [C4.2.55]$$

essendo I_{sl} la somma dei momenti d'inerzia degli irrigiditori longitudinali rispetto ai singoli assi baricentrici paralleli al piano dell'anima, considerando una larghezza collaborante pari a $15 \cdot \varepsilon \cdot t$ da ciascun lato dell'irrigiditore (Figura C4.2.12); se, invece, gli irrigiditori sono uno o due e $\alpha = a/h_w < 3$, il coefficiente k_τ è

$$k_\tau = 4,1 + \frac{1}{\alpha^2} \left(6,3 + 0,18 \frac{I_{sl}}{t^3 h_w} \right) + 2,2 \sqrt[3]{\frac{I_{sl}}{t^3 h_w}} \quad [C4.2.56]$$

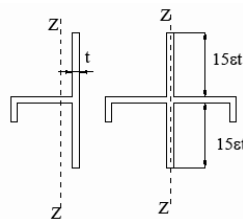


Figura C4.2.12 - Irrigidimenti longitudinali dei pannelli d'anima

C4.2.4.1.3.4.2. Stabilità dei pannelli soggetti a compressione

La verifica di stabilità dei pannelli compressi non irrigiditi si conduce considerando la sezione efficace del pannello.

L'area della sezione efficace è definita come $A_{c,eff} = \rho \cdot A_c$, dove ρ è il coefficiente di riduzione che tiene conto dell'instabilità della lastra e A_c è l'area lorda della sezione del pannello.

Nel caso dei pannelli irrigiditi su entrambi i lati longitudinali il coefficiente ρ è dato da

$$\rho = 1,0 \quad \text{se } \lambda_p \leq 0,673$$

$$\rho = \frac{\lambda_p - 0,055(3 + \psi)}{\lambda_p^2} \geq \frac{1}{\lambda_p} \quad \text{se } \lambda_p > 0,673 \quad [C4.2.57]$$

dove $\psi = \sigma_2/\sigma_1$ è il rapporto tra le tensioni ai bordi del pannello, essendo σ_1 la tensione di compressione massima in valore assoluto.

Nel caso di pannelli irrigiditi su un solo lato longitudinale ρ è dato da

$$\rho = 1,0 \quad \text{se } \lambda_p \leq 0,748$$

$$\rho = \frac{\lambda_p - 0,188}{\lambda_p^2} \leq 1,0 \quad \text{se } \lambda_p > 0,748 \quad [C4.2.58]$$

Nelle espressioni [C4.2.57] e [C4.2.58], la snellezza relativa del pannello λ_p è

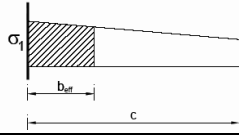
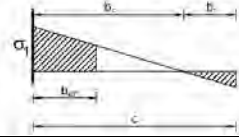
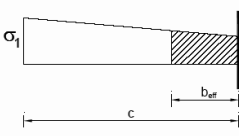
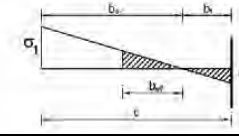
$$\lambda_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{\bar{b}}{28,4 \cdot t \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\sigma}} \quad [C4.2.59]$$

dove il coefficiente per l'instabilità per compressione k_σ , dipendente da ψ e dalle condizioni di vincolo, è dato nella Tabella C4.2.VIII per i pannelli con entrambi i bordi longitudinali irrigiditi e nella Tabella C4.2.IX per i pannelli con un solo bordo longitudinale irrigidito, e \bar{b} è la larghezza del pannello. \bar{b} è uguale a h_w , per i pannelli d'anima, è uguale alla larghezza b della piattabanda per le piattabande interne, è uguale a $b-3t_f$ per le piattabande delle sezioni rettangolari cave di spessore t_f ed è uguale alla lunghezza c dello sbalzo per le piattabande o le ali irrigidite da un sol lato.

Tabella C4.2.VIII - Larghezza efficace di pannelli compressi con entrambi i bordi longitudinali irrigiditi

Distribuzione delle tensioni				Larghezza efficace del pannello		
				$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = 1$ $b_{eff} = \rho \cdot \bar{b}$ $b_{e1} = 0,5 \cdot b_{eff} \quad b_{e2} = 0,5 \cdot b_{eff}$		
				$1 > \psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} \geq 0$ $b_{eff} = \rho \cdot \bar{b}$ $b_{e1} = \frac{2}{5 - \psi} \cdot b_{eff} \quad b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$		
				$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} < 0$ $b_{eff} = \rho \cdot \frac{\bar{b}}{1 - \psi}$ $b_{e1} = 0,4 \cdot b_{eff} \quad b_{e2} = 0,6 \cdot b_{eff}$		
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1,00	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	$-1 > \psi > -3$
fattore k_σ	4,00	$8,2 / (1,05 + \psi)$	7,81	$7,81 - 6,29\psi + 9,78\psi^2$	23,9	$5,98(1 - \psi)^2$

Tabella C4.2.IX - Larghezza efficace di pannelli compressi con un solo bordo longitudinale irrigidito

Distribuzione delle tensioni			Larghezza efficace del pannello		
			$1 > \psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} \geq 0$ $b_{eff} = \rho \cdot c$		
			$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} < 0$ $b_{eff} = \rho \cdot b_c = \rho \cdot \frac{c}{1 - \psi}$		
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1,00	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1
fattore k_σ	0,43	$0,578 / (0,34 + \psi)$	1,70	$1,7 - 5\psi + 17,1\psi^2$	23,8
Distribuzione delle tensioni			Larghezza efficace del pannello		
			$1 > \psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} \geq 0$ $b_{eff} = \rho \cdot c$		
			$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} < 0$ $b_{eff} = \rho \cdot b_c = \rho \cdot \frac{c}{1 - \psi}$		
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	$1 \geq \psi \geq -3$				
fattore k_σ	$0,57 - 0,21\psi + 0,07\psi^2$				

La definizione dei coefficienti k_σ e ψ si basa sul valore delle tensioni estreme σ_1 e σ_2 , per cui, essendo il valore di tali tensioni dipendente dalla sezione efficace considerata, il calcolo di ψ e la determinazione della geometria della sezione efficace necessitano di una procedura iterativa, in cui si considera una geometria inizialmente coincidente con la sezione lorda del pannello.

La sezione efficace del pannello è definita da area, A_{eff} modulo resistente, W_{eff} e momento di inerzia, J_{eff} che tengono conto anche degli effetti da trascinamento da taglio. Poiché le caratteristiche della sollecitazione sono calcolate, in genere, rispetto alle linee d'asse baricentriche dei profili, in fase di verifica il baricentro della sezione efficace potrebbe risultare non più coincidente con il baricentro della sezione lorda, determinando un'eccentricità addizionale e_N , che deve essere considerata nel calcolo, aggiungendo al momento flettente di calcolo M_{Ed} il momento flettente addizionale $N_{Ed} \cdot e_N$, prodotto dalla sollecitazione assiale di calcolo N_{Ed} .

In tal modo la verifica nei riguardi della stabilità è condotta utilizzando la formula

$$\frac{N_{Ed}}{\gamma_{M0} \cdot f_y \cdot A_{eff}} + \frac{M_{Ed} + (N_{Ed} \cdot e_N)}{\gamma_{M0} \cdot f_y \cdot W_{eff}} \leq 1,0 \quad [C4.2.60]$$

Nel caso in cui l'elemento sia soggetto a compressione e a flessione biassiale, l'equazione di verifica dei pannelli è

$$\frac{N_{Ed}}{\gamma_{M0} \cdot f_y \cdot A_{eff}} + \frac{M_{y,Ed} + (N_{Ed} \cdot e_{y,N})}{\gamma_{M0} \cdot f_y \cdot W_{y,eff}} + \frac{M_{z,Ed} + (N_{Ed} \cdot e_{z,N})}{\gamma_{M0} \cdot f_y \cdot W_{z,eff}} \leq 1,0 \quad [C4.2.61]$$

dove $M_{y,Ed}$ ed $M_{z,Ed}$ sono i momenti flettenti di calcolo rispetto agli assi y e z della sezione, mentre $e_{y,N}$ ed $e_{z,N}$ sono le eccentricità degli assi neutri e $W_{y,eff}$, $W_{z,eff}$ ed A_{eff} sono i moduli resistenti e l'area della sezione efficace.

In alternativa a quanto detto sopra e in via semplificata, l'area efficace A_{eff} si può determinare considerando la sezione soggetta a compressione semplice e il modulo resistente efficace W_{eff} si può determinare considerando la sezione soggetta a flessione pura.

Nel calcolo si deve tener conto anche degli effetti dovuti al trascinamento da taglio, considerando una larghezza collaborante

determinata in accordo con il § C4.2.4.1.3.4.3.

C4.2.4.1.3.4.3. Larghezza collaborante

Gli effetti di trascinamento da taglio possono essere trascurati se risulta $b_0 < 0,02 \cdot L_e$, dove $b_0 = 0,5 \cdot b$ per le piattabande interne, essendo b l'interasse delle anime, e $b_0 = c$ per le parti a sbalzo, essendo c la luce dello sbalzo, mentre L_e , luce equivalente, è la distanza tra due punti di nullo consecutivi del diagramma dei momenti.

Quando il trascinamento da taglio avviene in campo elastico la larghezza collaborante può essere valutata come

$$b_{eff} = \beta \cdot b_0 \tag{C4.2.62}$$

essendo β il fattore riduttivo dato nella Tabella C4.2.X in funzione di $\kappa = \alpha_0 \cdot b_0 / L_e$.

Tabella C4.2.X - Fattori riduttivi β per la larghezza collaborante

$\kappa = \frac{\alpha_0 \cdot b_0}{L_e}$	Sezioni da verificare	Valori di β
$\kappa \leq 0,02$		$\beta = 1,0$
$0,02 < \kappa \leq 0,70$	Zone a momento positivo	$\beta = \beta_1 = \frac{1}{1 + 6,4 \cdot \kappa^2}$
	Zone a momento negativo	$\beta = \beta_2 = \frac{1}{1 + 6,0 \left(\kappa - \frac{1}{2500 \cdot \kappa} \right) + 1,0 \cdot \kappa^2}$
$\kappa > 0,70$	Zone a momento positivo	$\beta = \beta_1 = \frac{1}{5,9 \cdot \kappa}$
	Zone a momento negativo	$\beta = \beta_2 = \frac{1}{8,6 \cdot \kappa}$
κ qualsiasi	Appoggi di estremità	$\beta = \left(0,55 + \frac{0,025}{\kappa} \right) \beta_1 \leq \beta_1$
κ qualsiasi	Sbalzi	$\beta = \beta_1$ sugli appoggi, $\beta_0 = 1,0$ all'estremità

Detta A_{sl} l'area di tutti gli irrigiditori longitudinali compresi nella larghezza b_0 , il coefficiente α_0 è

$$\alpha_0 = \sqrt{1 + \frac{A_{sl}}{b_0 t}} \tag{C4.2.63}$$

Nel caso di travi continue in cui le luci di due campate adiacenti non differiscono di più del 50% e gli eventuali sbalzi hanno luce non superiore al 50% della campata adiacente, le luci equivalenti L_e ed i coefficienti β possono essere calcolati come indicato in Figura C4.2.13.

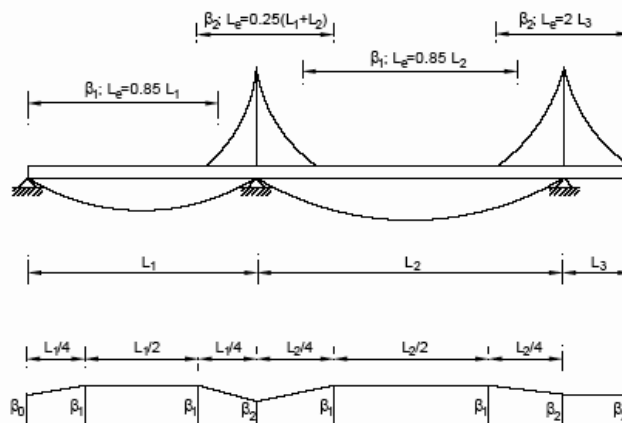


Figura C4.2.13 – Luci equivalenti L_e e coefficienti riduttivi β per travi continue

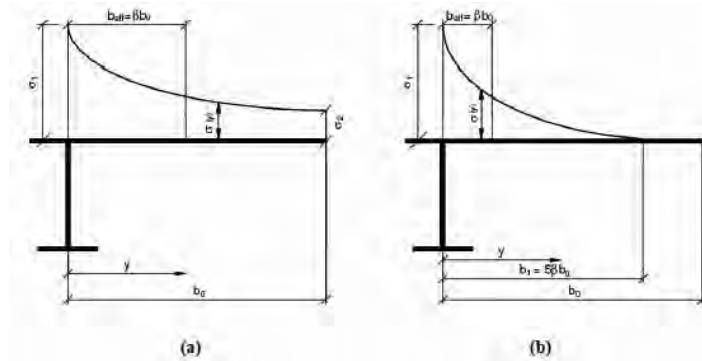


Figura C4.2.14 – Distribuzione delle tensioni normali dovute al trascinamento da taglio

La distribuzione delle tensioni normali nella piattabanda, considerando l'effetto del trascinamento da taglio, è riportata in Figura C4.2.14., con l'andamento delle tensioni nei due casi (a) e (b) descritto rispettivamente da

$$(a) \quad \beta > 0,20 \quad \left\{ \begin{array}{l} \sigma_2 = 1,25 (\beta - 0,20) \sigma_1 \\ \sigma(y) = \sigma_2 + (\sigma_1 - \sigma_2) \left(1 - \frac{y}{b_0} \right)^4 \end{array} \right. ; (b) \quad \beta \leq 0,20 \quad \left\{ \begin{array}{l} \sigma_2 = 0 \\ \sigma(y) = \sigma_1 \left(1 - \frac{y}{b_1} \right)^4 \end{array} \right. \quad [C4.2.64]$$

Allo stato limite ultimo, gli effetti di trascinamento da taglio delle piattabande compresse possono essere determinati considerando un'area efficace $A_{c,eff}$ data da

$$A_{c,eff} = \beta^\kappa \cdot A_{c,eff} \geq \beta \cdot A_{c,eff} \quad [C4.2.65]$$

in cui β e κ sono ricavati dalla Tabella C.4.2.X e $A_{c,eff}$ è l'area efficace della piattabanda compressa, che tiene conto dell'instabilità ed è definita al § C4.2.4.1.3.4.4.

L'espressione [C4.2.65] è valida anche per le piattabande tese, purché si sostituisca $A_{c,eff}$ con l'area lorda della piattabanda tesa.

C4.2.4.1.3.4.4. Pannelli con irrigiditori longitudinali

Nel calcolo dei pannelli con irrigiditori longitudinali si deve tener conto delle aree efficaci delle zone compresse, considerando l'instabilità globale del pannello irrigidito e l'instabilità locale di ciascun sottopannello e le riduzioni per effetto del trascinamento da taglio, se significative. Per le zone tese le aree efficaci si assumono uguali a quelle lorde, con le eventuali riduzioni per effetto del trascinamento da taglio.

Per tener conto dell'instabilità locale l'area effettiva di ciascun sottopannello deve essere valutata considerando il coefficiente di riduzione indicato nel seguito.

Il pannello irrigidito deve essere verificato per l'instabilità globale: il calcolo deve essere effettuato considerando le aree efficaci degli irrigiditori e modellando il pannello come una piastra ortotropa equivalente, in modo da determinare il coefficiente di riduzione ρ_c per l'instabilità globale.

Indicati con $A_{s,eff}$ la somma delle aree efficaci di tutti gli irrigiditori longitudinali che sono nella zona compressa e con ρ_{loc} il coefficiente di riduzione della larghezza $b_{c,loc}$ della parte compressa di ogni sottopannello, valutati come indicato nel seguito, e detto t lo spessore del sottopannello, l'area efficace $A_{c,eff,loc}$ degli irrigiditori e dei sottopannelli che sono in zona compressa è data da

$$A_{c,eff,loc} = A_{s,eff} + \sum_c \rho_{loc} b_{c,loc} t \quad [C4.2.66]$$

essendo la sommatoria estesa a tutta la zona compressa del pannello irrigidito, ad eccezione delle parti, di larghezza $b_{lat,eff}$ vincolati a lastre adiacenti (Figura C4.2.15).

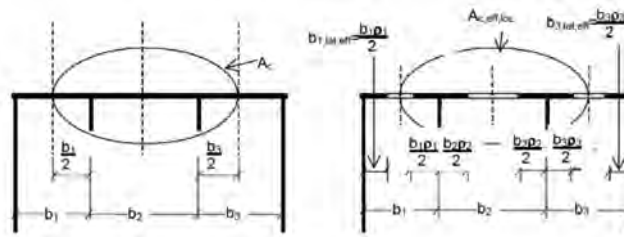


Figura C4.2.15 - Lastra irrigidita uniformemente compressa

L'area efficace della parte compressa del pannello nervato è quindi data da

$$A_{c,eff} = \rho_c A_{c,eff,loc} + \sum b_{lat,eff} t \tag{C4.2.67}$$

Nel caso di lastre irrigidite pressoinflesse si può far riferimento alla Figura C4.2.16. In detta figura b_i e b_{i+1} rappresentano le larghezze di lamiera collaboranti con l'irrigiditore, che possono essere ricavate, sempre in riferimento alla Figura C4.2.16, dalla Tabella C4.2.XI.

Il coefficiente di riduzione ρ_c per l'instabilità globale può essere determinato come

$$\rho_c = \xi(\rho - \chi_c)(2 - \xi) + \chi_c \tag{C4.2.68}$$

dove χ_c è il coefficiente di riduzione per l'instabilità di colonna, ρ il coefficiente di riduzione per l'instabilità di lastra e

$$0 \leq \xi = \frac{\sigma_{cr,p}}{\sigma_{cr,c}} - 1 \leq 1 \tag{C4.2.69}$$

essendo $\sigma_{cr,c}$ e $\sigma_{cr,p}$ le tensioni critiche euloriane per l'instabilità di colonna e l'instabilità di piastra, rispettivamente.

C4.2.4.1.3.4.5. Instabilità di colonna

In un pannello di lunghezza a , la tensione critica euloriana $\sigma_{cr,c}$ è data da

$$\sigma_{cr,c} = \frac{\pi^2 E \cdot t^2}{12(1 - \nu^2) a^2} \tag{C4.2.70}$$

se non irrigidito, e da

$$\sigma_{cr,c} = \sigma_{cr,sl} \frac{b_c}{b_{sl,l}} \tag{C4.2.71}$$

se irrigidito, essendo b_c e $b_{sl,l}$ rispettivamente, le distanze del lembo e dell'irrigiditore maggiormente compressi dall'asse neutro di pressoflessione (Figura C4.2.16).

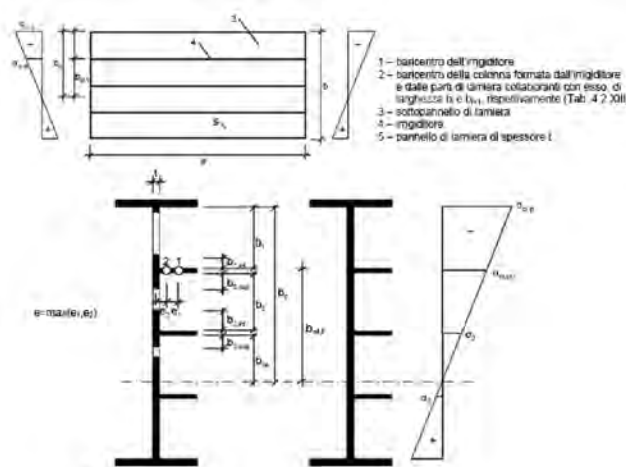


Figura C4.2.16 - Lastra irrigidita pressoinflessa

Tabella C4.2.XI - Calcolo della larghezza di lamiera collaborante in riferimento alla Figura C4.2.16

	larghezza collaborante per il calcolo dell'area lorda	larghezza collaborante per il calcolo dell'area efficace (Tabella C4.2.VIII)	ψ_i
$b_{1,inf}$	$\frac{3-\psi_1}{5-\psi_1} \cdot b_1$	$\frac{3-\psi_1}{5-\psi_1} \cdot b_{1,eff}$	$\psi_1 = \frac{\sigma_{cr,sl,1}}{\sigma_{cr,p}} > 0$
$b_{2,sup}$	$\frac{2}{5-\psi_2} \cdot b_2$	$\frac{2}{5-\psi_2} \cdot b_{2,eff}$	$\psi_2 = \frac{\sigma_2}{\sigma_{cr,sl,1}} > 0$
$b_{2,inf}$	$\frac{3-\psi_2}{5-\psi_2} \cdot b_2$	$\frac{3-\psi_2}{5-\psi_2} \cdot b_{2,eff}$	$\psi_2 = \frac{\sigma_2}{\sigma_{cr,sl,1}} > 0$
$b_{3,sup}$	$0,4 \cdot b_{3c}$	$0,4 \cdot b_{3c,eff}$	$\psi_3 = \frac{\sigma_3}{\sigma_2} < 0$

Nella [C4.2.71] $\sigma_{cr,sl}$ rappresenta la tensione critica euluriana dell'irrigiditore maggiormente compresso

$$\sigma_{cr,sl} = \frac{\pi^2 E \cdot I_{sl,1}}{A_{sl} a^2} \quad [C4.2.72]$$

essendo $A_{sl,1}$ e $I_{sl,1}$ l'area e il momento d'inerzia per l'inflessione fuori piano della sezione lorda dell'irrigiditore e delle parti di pannello ad esso adiacenti, determinate come indicato in Figura C4.2.16.

La snellezza relativa λ_c è definita da

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr,c}}} \quad [C4.2.73]$$

per i pannelli non irrigiditi e da

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{A_{sl,1,eff} f_y}{A_{sl} \sigma_{cr,c}}} \quad [C4.2.74]$$

per i pannelli irrigiditi, essendo $A_{sl,1,eff}$ l'area efficace dell'irrigiditore e delle parti di pannello ad esso adiacenti.

Il fattore di riduzione χ_c può essere ottenuto applicando la formula [4.2.44] del § 4.2.4.1.3.1 delle NTC e considerando un opportuno valore amplificato, α_e , del coefficiente α .

Per pannelli irrigiditi si può assumere

$$\alpha_e = \alpha + \frac{0,09 \cdot e}{i} \quad [C4.2.75]$$

dove $\alpha=0,34$ (curva b della Tabella 4.2.VIII delle NTC) per irrigiditori a sezione chiusa e $\alpha=0,49$ (curva c della Tabella 4.2.VIII delle NTC) per irrigiditori a sezione aperta. Nella [C4.2.75] $e=\max(e_1, e_2)$, dove e_1 e e_2 rappresentano le distanze dal baricentro della lamiera e dal baricentro dell'irrigiditore singolo, rispettivamente, (o dei baricentri dei due irrigiditori, in casi di irrigiditori doppi) dal baricentro della sezione efficace dell'irrigiditore (vedi Figura C4.2.16), e i è il raggio d'inerzia della sezione lorda dell'irrigiditore, comprensiva della parte di lamiera collaborante:

$$i = \sqrt{\frac{I_{sl,1}}{A_{sl,1}}} \quad [C4.2.76]$$

Per pannelli non irrigiditi si può porre $\alpha_e=\alpha=0,21$ (curva a della Tab. 4.2.VIII delle NTC).

C4.2.4.1.3.4.6. Instabilità di piastra

La tensione critica per l'instabilità di piastra può essere determinata come qui indicato, a seconda che, in zona compressa, la piastra abbia tre o più irrigiditori longitudinali o ne abbia meno di tre.

Piastre con tre o più irrigiditori longitudinali in zona compressa

Piastre con tre o più irrigiditori longitudinali in zona compressa possono essere trattate come piastre ortotrope equivalenti.

La tensione critica euluriana al bordo maggiormente compresso della piastra ortotropa equivalente, $\sigma_{cr,p'}$ è data da

$$\sigma_{cr,p} = k_{\sigma,p} \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{12 \cdot (1 - \nu^2)} \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^2 \quad [C4.2.77]$$

dove t e b sono lo spessore e la larghezza della piastra irrigidita (v. Figura C4.2.16) e $k_{\sigma,p}$ è il coefficiente d'instabilità per tensioni normali.

In mancanza di determinazioni più accurate, il coefficiente $k_{\sigma,p}$ per un pannello di lunghezza a può essere assunto uguale a

$$k_{\sigma,p} = \frac{2 \left[(1 + \alpha_1^2)^2 + \gamma - 1 \right]}{\alpha_1^2 (\psi + 1) (1 + \delta)} \quad \text{se } \alpha_1 \leq \sqrt[4]{\gamma} \quad [C4.2.78.a]$$

$$k_{\sigma,p} = \frac{4 \cdot (1 + \sqrt[4]{\gamma})}{(\psi + 1) (1 + \delta)} \quad \text{se } \alpha_1 > \sqrt[4]{\gamma} \quad [C4.2.78.b]$$

in cui

$$\alpha_1 = \frac{a}{b} \geq 0,5;$$

ψ è il rapporto tra le tensioni ai lembi del pannello, $\psi = \sigma_2 / \sigma_1 \geq 0,5$, essendo σ_1 la tensione al lembo maggiormente compresso;

γ è il rapporto tra il momento d'inerzia baricentrico dell'intera piastra irrigidita, I_{sl} , e il momento d'inerzia della lamiera:

$$\gamma = \frac{12 \cdot (1 - \nu^2) \cdot I_{sl}}{b \cdot t^3} \quad [C4.2.79]$$

δ è il rapporto tra l'area complessiva lorda degli irrigiditori ΣA_{sl} e l'area lorda della lamiera

$$\delta = \frac{\Sigma A_{sl}}{b \cdot t} \quad [C4.2.80]$$

Piastrre con uno o due irrigiditori longitudinali in zona compressa

Piastrre con uno o due irrigiditori longitudinali in zona compressa possono essere trattate con i seguenti metodi semplificati, trascurando il contributo degli eventuali irrigiditori tesi.

Piastra con un solo irrigiditore longitudinale

Se la piastra presenta un solo irrigiditore in zona compressa, quest'ultimo può essere considerato come un elemento compresso isolato vincolato elasticamente dalla lamiera, cosicché la tensione critica eleuriana può essere calcolata come

$$\sigma_{cr,sl} = \frac{1,05 \cdot E}{A_{sl,1}} \cdot \frac{\sqrt{I_{sl,1} \cdot t^3 \cdot b}}{b_1 \cdot b_2} \quad \text{se } a \geq a_c \quad [C4.2.81.a]$$

$$\sigma_{cr,sl} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{sl,1}}{A_{sl,1} \cdot a^2} + \frac{Eb \cdot a^2 \cdot t^3}{4 \cdot \pi^2 \cdot (1 - \nu^2) \cdot A_{sl,1} \cdot b_1^2 \cdot b_2^2} \quad \text{se } a < a_c \quad [C4.2.81.b]$$

dove $A_{sl,1}$ è l'area lorda dell'irrigiditore, ottenuta come indicato in Figura C4.2.16 e in Tabella C4.2.XI, $I_{sl,1}$ è il momento d'inerzia baricentrico della sezione lorda dell'irrigiditore, b_1 e b_2 sono le distanze dell'irrigiditore dai bordi longitudinali del pannello $b_1 + b_2 = b$, e a_c è uguale a

$$a_c = 4,33 \cdot \sqrt[4]{\frac{I_{sl,1} \cdot b_1^2 \cdot b_2^2}{t^3 \cdot b}} \quad [C4.2.82]$$

Piastra con due irrigiditori longitudinali

Se la piastra presenta due irrigiditori longitudinali, di area $A_{sl,1}$ e $A_{sl,2}$, e momenti d'inerzia $I_{sl,1}$ e $I_{sl,2}$, rispettivamente, si possono considerare le tre situazioni limite illustrate in Figura C4.2.17.

Nel caso I il primo irrigiditore si instabilizza e il secondo è considerato rigido; nel caso II il secondo irrigiditore si instabilizza e il primo è considerato rigido; nel caso III, infine, si considera un unico irrigiditore equivalente di area $A_{sl,eq} = A_{sl,1} + A_{sl,2}$ e momento d'inerzia $I_{sl,eq} = I_{sl,1} + I_{sl,2}$, disposto nel punto d'applicazione della risultante delle forze normali incassate dei due irrigiditori.

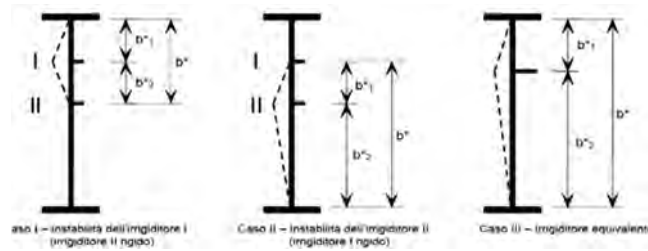


Figura C4.2.17 - Lastra irrigidita con due irrigiditori nella parte compressa

Mediante le formule [C4.2.81], ponendo $b_1=b^*_1$, $b_2=b^*_2$, $b=b^*$, si calcolano le tensioni critiche euleriane, $\sigma_{cr,pI}$, $\sigma_{cr,pII}$ e $\sigma_{cr,pIII}$ relative ai tre casi indicati in Figura C4.2.17.

La tensione critica del pannello $\sigma_{cr,p}$ è quella minima tra le tre sopra determinate

$$\sigma_{cr,p} = \min(\sigma_{cr,pI}, \sigma_{cr,pII}, \sigma_{cr,pIII}) \quad [C4.2.83]$$

C4.2.4.1.3.4.7. Requisiti minimi per gli irrigiditori trasversali

Gli irrigiditori trasversali devono garantire un adeguato vincolo alla lamiera, sia in assenza, sia in presenza di nervature longitudinali.

Gli irrigiditori trasversali possono essere considerati come elementi semplicemente appoggiati soggetti ai carichi laterali e ad un difetto di rettilineità di forma sinusoidale di ampiezza

$$w_0 = \frac{\min(a_1; a_2; b)}{300} \quad [C4.2.84]$$

in cui a_1 e a_2 sono le lunghezze dei due pannelli adiacenti all'irrigiditore considerato e b è la luce dell'irrigiditore (Figura C4.2.18). Nel calcolo, gli altri irrigiditori si considerano rigidi e rettilinei, come rappresentato in Figura C4.2.18.

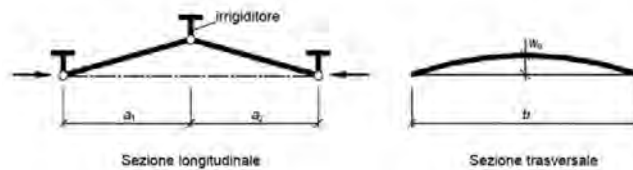


Figura C4.2.18 - Schema di calcolo per gli irrigiditori trasversali

Con le ipotesi sopra dette, si deve verificare, mediante un'analisi elastica del second'ordine che la tensione massima nell'irrigiditore risulti minore di f_y/γ_{M1} e che l'incremento massimo di freccia dell'irrigiditore risulti minore di $b/300$.

Nel caso che gli irrigiditori longitudinali siano soggetti a forze trasversali, occorre far riferimento a metodologie di calcolo e a normative di comprovata validità.

C4.2.4.1.3.4.8. Verifiche semplificate

Le verifiche possono essere semplificate controllando che, in assenza di sforzo normale, il momento d'inertia dell'irrigiditore I_{st} soddisfi la disuguaglianza

$$I_{st} \geq \frac{\sigma_m}{E} \cdot \left(\frac{b}{\pi}\right)^4 \left(1 + 300 \frac{w_0}{b} \cdot u\right) \quad [C4.2.85]$$

dove

$$\sigma_m = \frac{\sigma_{cr,c}}{\sigma_{cr,p}} \cdot \left(\frac{N_{Ed}}{b}\right) \left(\frac{1}{a_1} + \frac{1}{a_2}\right) \quad [C4.2.86]$$

$$u = \frac{\pi^2 E \cdot e_{max} \cdot \gamma_{M1}}{300 \cdot b \cdot f_y} \quad [C4.2.87]$$

essendo e_{max} la massima distanza tra i lembi dell'irrigiditore e il suo baricentro, N_{Ed} la massima forza di compressione nei pannelli adiacenti all'irrigiditore e $\sigma_{cr,c}$ e $\sigma_{cr,p}$ le tensioni critiche per l'instabilità di colonna e l'instabilità di piastra, definite ai §§ C4.2.4.1.3.4.5 e C4.2.4.1.3.4.6. N_{Ed} deve comunque soddisfare la relazione

$$N_d \geq N_d^* = 0,5 \cdot \sigma_{max} \cdot A_{c,eff} \quad [C4.2.88]$$

in cui $A_{c,eff}$ è l'area compressa effettiva del pannello nervato e σ_{max} la massima tensione di compressione nel pannello nervato stesso.

Qualora l'irrigidimento sia anche soggetto a forza normale di compressione N_{st} , questa deve essere incrementata ai fini della presente verifica semplificata di

$$\Delta N_{st} = \frac{\sigma_m \cdot b^2}{\pi^2} \quad [C4.2.89]$$

In alternativa al metodo appena descritto, in assenza di forza normale, la verifica semplificata può essere effettuata mediante un'analisi elastica lineare, considerando un carico fittizio addizionale uniformemente distribuito sulla lunghezza b

$$q = \frac{\pi}{4} \cdot \sigma_m \cdot (w_0 + w_{el}) \quad [C4.2.90]$$

dove w_0 è l'imperfezione [C4.2.84] e w_{el} la deformazione elastica, che può essere determinata per iterazione, o assunta cautelativamente uguale a $b/300$.

Nel caso di irrigiditori aperti, si deve inoltre effettuare la verifica di stabilità torsionale.

In assenza di analisi più rigorose, la verifica può considerarsi soddisfatta se

$$\frac{I_T}{I_p} \geq 5,3 \cdot \frac{f_y}{E} \quad [C4.2.91]$$

i cui I_T è il momento d'inerzia torsionale del solo irrigiditore e I_p è il momento d'inerzia polare del solo irrigiditore, rispetto all'attacco con la lamiera.

Qualora si consideri la rigidità torsionale da ingobbamento impedito, la verifica di stabilità torsionale può essere effettuata controllando, in alternativa alla [C4.2.91], che risulti soddisfatta la disuguaglianza

$$\sigma_{cr} \geq 6 \cdot f_y \quad [C4.2.92]$$

dove σ_{cr} è la tensione critica eleuriana per l'instabilità torsionale dell'irrigiditore considerato incernierato alla lamiera.

C4.2.4.1.3.4.9. Requisiti minimi per gli irrigiditori longitudinali

Gli irrigiditori longitudinali dovrebbero essere vincolati ad entrambe le estremità ad irrigiditori trasversali. Irrigiditori longitudinali che non soddisfano questo requisito possono essere impiegati solo per le anime, e non per le piattabande, e non possono essere considerati nell'analisi globale né nel calcolo delle tensioni; possono essere, invece, messi in conto per la determinazione delle tensioni critiche eleuriane e per il calcolo delle larghezze efficaci dei sottopannelli d'anima.

Per le verifiche di stabilità torsionale degli irrigiditori longitudinali si possono adottare le stesse formule fornite al § C4.2.4.1.3.4.7 per gli irrigiditori trasversali.

C4.2.4.1.4 Stato limite di fatica

Per le strutture soggette a carichi ciclici deve essere verificata la resistenza a fatica, considerando una distribuzione temporale delle azioni coerente con la tipologia strutturale in esame e con il regime d'impegno previsto nel corso della vita nominale.

C4.2.4.1.4.1 Spettri di carico

La distribuzione temporale delle ampiezze delle azioni nel corso della vita della struttura è assegnata mediante il cosiddetto spettro di carico, che fornisce il numero di ripetizioni di ciascun livello delle azioni di progetto in un intervallo di tempo di riferimento, in funzione della destinazione d'uso della struttura e dell'intensità dell'utilizzazione. Quando lo spettro di carico effettivo è complesso al punto da non poter essere impiegato direttamente nelle verifiche, esso può essere sostituito da spettri convenzionali, in grado di riprodurre il danneggiamento a fatica e/o il livello massimo di escursione delle tensioni $\Delta\sigma_{max}$ prodotti dallo spettro effettivo.

Nel caso degli edifici la verifica a fatica non è generalmente necessaria, salvo che per membrature che sostengono macchine vibranti o dispositivi di sollevamento e trasporto dei carichi.

Gli spettri di carico da impiegare nelle verifiche possono essere determinati mediante studi specifici o anche dedotti da normative di comprovata validità. Gli spettri di carico da impiegare per le verifiche a fatica dei ponti stradali e ferroviari sono assegnati nel § 5.1.4.3 delle NTC.

Nella verifica dei dettagli strutturali metallici, caratterizzati dalla presenza di limite di fatica ad ampiezza costante, spesso è necessario considerare spettri di carico convenzionali differenziati, a seconda che si tratti di verifiche a fatica a vita illimitata o di verifiche a danneggiamento.

C4.2.4.1.4.2 Spettri di tensione e metodi di conteggio

Gli spettri di tensione debbono essere ricavati analizzando gli oscillogrammi di tensione $\sigma(t)$, indotti nel dettaglio considerato

dalle azioni dello spettro di carico assegnato, con opportuni metodi di identificazione e di conteggio. Per le strutture civili si possono impiegare, in alternativa, il metodo del serbatoio (*reservoir method*) o il metodo del flusso di pioggia (*rainflow method*). Per singole strutture, ad esempio strutture offshore ecc., anche in considerazione della particolare tipologia dello spettro di carico cui sono soggette, si può far ricorso a metodi di conteggio alternativi, previa adeguata giustificazione.

Nel metodo del serbatoio (Figura C4.2.19) si ipotizza che l'oscillogramma delle tensioni rappresenti il profilo di fondo di un serbatoio pieno di liquido, i cui paramenti esterni sono costituiti dal tratto convergente verso il massimo assoluto e da un tratto corrispondente, reale o fittizio, posto al termine del diagramma stesso.

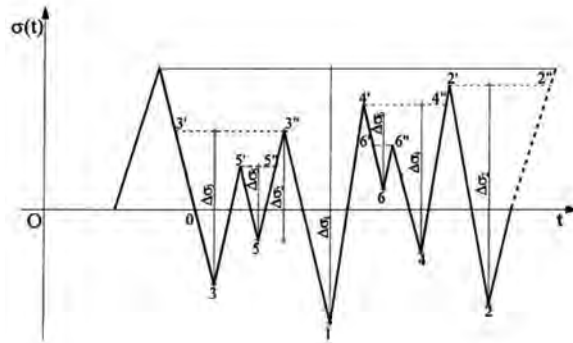


Figura C4.2.19 - Metodo del serbatoio

In riferimento alla Figura C4.2.19, si immagina di svuotare il serbatoio a partire dal minimo assoluto, punto 1 di figura, al vuoto che si forma corrisponde il primo ciclo ed alla differenza di quota tra 1 ed il pelo libero originario il delta di tensione relativo; al termine di questa operazione si formano altri bacini, semplici (2'22'') o multipli (3'35'53'') e (4'66'44''). L'operazione si ripete procedendo a svuotare in successione dagli altri punti di minimo relativo, ordinati in senso crescente, $\sigma_i < \sigma_{i+1}$, fino a svuotare l'intero serbatoio; ad ogni operazione di svuotamento corrisponde un ciclo, il cui delta di tensione è pari all'altezza d'acqua svuotata.

Il metodo del flusso di pioggia, meno intuitivo ed abbastanza complesso dal punto di vista operativo, individua i cicli mediante il flusso di una goccia d'acqua che scorre sulla traiettoria, immaginato verticale l'asse dei tempi (Figura C4.2.20). Si procede alternativamente da un massimo locale e da un minimo locale, curando che i massimi siano ordinati in senso decrescente e i minimi in senso crescente. Ogni volta che la goccia si distacca dalla traiettoria e cade o incontra un tratto già bagnato viene inizializzato un nuovo semiciclo, in modo che ciascun tratto dell'oscillogramma venga percorso una sola volta. I semicicli di uguale ampiezza vengono poi accoppiati sì da individuare i cicli.

Con riferimento alla Figura C4.2.20 e dopo aver spostato il tratto 0-1 alla fine dell'oscillogramma:

- la prima goccia viene rilasciata dal punto 1, che rappresenta il massimo assoluto del diagramma, percorre il tratto 1-2-2'-6 e cade individuando un semiciclo di ampiezza $\Delta\sigma_1 = \sigma_1 - \sigma_6$;

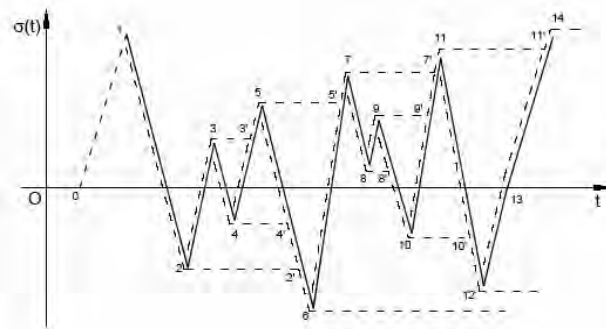


Figura C4.2.20 - Metodo del flusso di pioggia

- la seconda goccia viene rilasciata dal punto 6, che rappresenta il minimo assoluto del diagramma, percorre il tratto 6-7-7'-11-11'-14 e cade individuando un semiciclo di ampiezza $\Delta\sigma_1 = \sigma_{14} - \sigma_6$ ($\sigma_{14} = \sigma_1$);
- la terza goccia viene rilasciata dal punto 11, che rappresenta il secondo massimo locale del diagramma, percorre il tratto 11-12 e cade individuando un semiciclo di ampiezza $\Delta\sigma_2 = \sigma_{11} - \sigma_{12}$;
- la quarta goccia viene rilasciata dal punto 12, che rappresenta il secondo minimo locale del diagramma, percorre il tratto 12-11', incontra il tratto 11'-14, che è già bagnato, e si arresta individuando un semiciclo di ampiezza $\Delta\sigma_2 = \sigma_{11} - \sigma_{12}$ ($\sigma_{11} =$

σ_{11});

- la quinta goccia viene rilasciata dal punto 7, che rappresenta il terzo massimo locale del diagramma, percorre il tratto 7-8-8'-10-10' e si arresta perché incontra il tratto 10'-12, già bagnato, individuando un semiciclo di ampiezza $\Delta\sigma_3 = \sigma_7 - \sigma_{10}$ ($\sigma_{10} = \sigma_{10'}$);
- la sesta goccia viene rilasciata dal punto 2, che rappresenta il terzo minimo locale del diagramma, percorre il tratto 2-3-3'-5-5' e si arresta perché incontra il tratto 5'-7, già bagnato, individuando un semiciclo di ampiezza $\Delta\sigma_4 = \sigma_5 - \sigma_2$;
- si ripete quindi il procedimento finché tutto l'oscillogramma non è bagnato.

Rispetto al metodo del serbatoio, il metodo del flusso di pioggia ha il vantaggio di poter essere più facilmente implementato su calcolatore.

Nella verifica si impiegheranno i delta di tensione di calcolo $\Delta\sigma_{i,d}$ ricavati moltiplicando i delta di tensione dello spettro $\Delta\sigma_i$ per il coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche a fatica γ_{Mf} definito nella Tabella 4.2. XI delle NTC

$$\Delta\sigma_{i,d} = \gamma_{Mf} \Delta\sigma_i \quad [C4.2.93]$$

e la curva caratteristica S-N di resistenza a fatica del dettaglio, individuata mediante la classe $\Delta\sigma_C$, anch'essa definita nel seguito.

C4.2.4.1.4.3 Curve S-N

La resistenza a fatica di un dettaglio è individuata nel piano bilogaritmico $\log(\Delta\sigma)$ - $\log(N)$ o $\log(\Delta\tau)$ - $\log(N)$, essendo N il numero di cicli a rottura, mediante una curva caratteristica, detta curva S-N. Detta curva, è individuata mediante la classe di resistenza a fatica $\Delta\sigma_C$ o $\Delta\tau_C$, che rappresenta la resistenza a fatica del dettaglio, espressa in MPa, per $N=2 \cdot 10^6$ cicli.

Le curve S-N per tensioni normali sono caratterizzate, oltre che dalla classe $\Delta\sigma_C$, dal limite di fatica ad ampiezza costante $\Delta\sigma_D$, corrispondente a $N=5 \cdot 10^6$ cicli e dal limite per i calcoli di fatica, $\Delta\sigma_L$, che corrisponde all'intersezione del secondo ramo della curva con la verticale per $N=10^8$ cicli.

L'equazione della curva S-N è

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma_C \left(\frac{2 \cdot 10^6}{N} \right)^{\frac{1}{m}} \quad \text{per } N \leq 5 \cdot 10^6$$

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma_D \left(\frac{2 \cdot 10^6}{N} \right)^{\frac{1}{m+2}} \quad \text{per } 5 \cdot 10^6 < N \leq 10^8, \quad [C4.2.94]$$

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma_L \quad \text{per } N > 10^8$$

dove $m=3$, cosicché risulta

$$\Delta\sigma_D = 0,737 \Delta\sigma_C; \quad \Delta\sigma_L = 0,549 \Delta\sigma_C \quad [C4.2.95]$$

Le curve S-N per tensioni normali sono rappresentate in Figura C4.2.21.

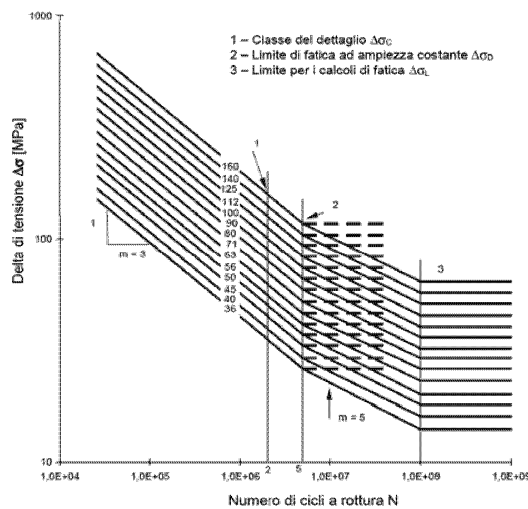


Figura C4.2.21 - Curve S-N per dettagli/elementi soggetti a tensioni normali

Le classi di resistenza a fatica per tensioni normali relative a i dettagli più comuni sono riportate nella Tabelle C4.2.XII.a, C4.2.XII.d, C4.2.XIII, C4.2.XIV, C4.2.XV e C4.2.XVI.a, mentre in Tabella C4.2.XVII sono riportate le classi dei dettagli tipici dei carriponte. Nelle tabelle le classi relative ad alcuni dettagli sono contrassegnate con un asterisco: per questi dettagli è possibile adottare una classificazione superiore di una classe, se si assume come resistenza a fatica ad ampiezza costante quella corrispondente a 10^7 cicli (vedi Figura C4.2.22).

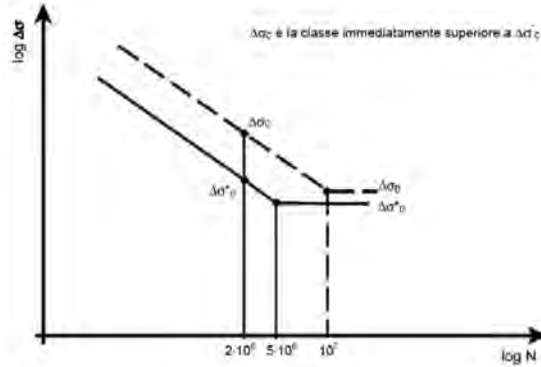


Figura C4.2.22 – Classificazione alternativa $\Delta\sigma_C$ per dettagli classificati come $\Delta\sigma_C$

Le curve S-N per tensioni tangenziali sono rappresentate in Figura C4.2.23.

Le curve S-N per tensioni tangenziali sono caratterizzate, oltre che dalla classe $\Delta\tau_C$, dal limite per i calcoli di fatica, $\Delta\tau_L$, corrispondente a $N=10^8$ cicli. L'equazione della curva S-N è

$$\Delta\tau = \Delta\tau_C \left(\frac{2 \cdot 10^6}{N} \right)^{\frac{1}{m}} \quad \text{per } N \leq 10^8 \quad [C4.2.96]$$

$$\Delta\tau = \Delta\tau_L \quad \text{per } N > 10^8$$

dove $m=5$, cosicché risulta

$$\Delta\tau_L = 0,457\Delta\tau_C. \quad [C4.2.97]$$

Le classi di resistenza a fatica per tensioni tangenziali relative ai dettagli più comuni sono riportate nella Tabelle C4.2.XII.b, C4.2.XII.c e C4.2.XVI.b.

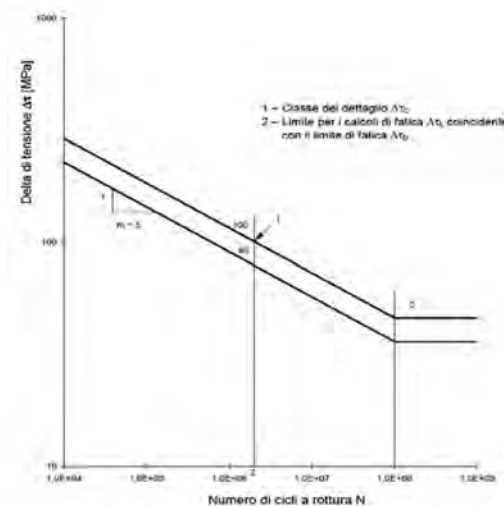





Figura C4.2.23 - Curve S-N per dettagli/elementi soggetti a tensioni tangenziali

Per la resistenza dei dettagli costruttivi tipici degli impalcati a piastra ortotropica, si può far riferimento al documento UNI EN 1993-1-9.

Tabella C4.2.XII.a - Dettagli costruttivi per prodotti laminati e estrusi e loro classificazione ($\Delta\sigma$)

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
160 140 ⁽¹⁾		Prodotti laminati e estrusi 1) Lamiere e piatti laminati; 2) Lamiere e piatti; 3) Profili cavi senza saldatura, rettangolari e circolari	Difetti superficiali e di laminazione e spigoli vivi devono essere eliminati mediante molatura
140 125 ⁽¹⁾		Lamiere tagliate con gas o meccanicamente 4) Taglio a gas automatico o taglio meccanico e successiva eliminazione delle tracce del taglio	4) Tutti i segni visibili di intaglio sui bordi devono essere eliminati. Le aree di taglio devono essere lavorate a macchina. Graffi e scalfitture di lavorazione devono essere paralleli agli sforzi
125 112 ⁽¹⁾		5) Taglio a gas manuale o taglio a gas automatico con tracce del taglio regolari e superficiali e successiva eliminazione di tutti i difetti dei bordi	4) e 5) Angoli rientranti devono essere raccordati con pendenza $\leq 1:4$, in caso contrario occorre impiegare opportuni fattori di concentrazione degli sforzi. Non sono ammesse riparazioni mediante saldatura

⁽¹⁾ Classe da adottare per acciai resistenti alla corrosione.

Tabella C4.2.XII.b - Dettagli costruttivi per prodotti laminati e estrusi e loro classificazione ($\Delta\tau$)


Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
100		6) e 7) Prodotti laminati e estrusi (come quelli di tabella C4.2.XVI.a) soggetti a tensioni tangenziali	$\Delta\tau$ calcolati con $\Delta\tau = \frac{\Delta V \cdot S(t)}{I \cdot t}$

Tabella C4.2.XII.c - Bulloni sollecitati a taglio ($\Delta\tau$)

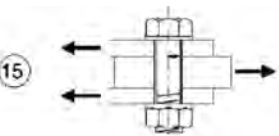


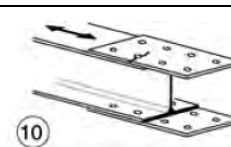
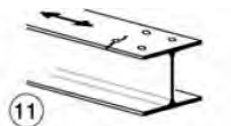
Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
100		15) Bulloni sollecitati a taglio su uno o due piani non interessanti la parte filettata. - Bulloni calibrati - Bulloni normali di grado 5.6, 8.8 e 10.9 e assenza di inversioni di carico	$\Delta\tau$ calcolati in riferimento all'area del gambo

Tabella C4.2.XII.d - Dettagli costruttivi per giunti chiodati o bullonati ($\Delta\sigma$)

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
112		8) Giunti bullonati con coprigiunti doppi e bulloni AR precaricati o bulloni precaricati iniettati	$\Delta\sigma$ riferiti alla sezione lorda
90		9) Giunti bullonati con coprigiunti doppi e bulloni calibrati o bulloni non precaricati iniettati	$\Delta\sigma$ riferiti alla sezione netta
		10) Giunti bullonati con coprigiunti singoli e bulloni AR precaricati o bulloni precaricati iniettati	$\Delta\sigma$ riferiti alla sezione lorda
		11) Elementi strutturali forati soggetti a forza normale e momento flettente	$\Delta\sigma$ riferiti alla sezione netta

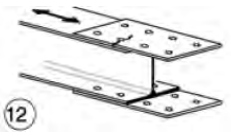
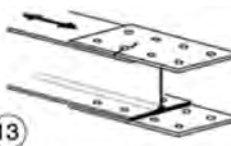
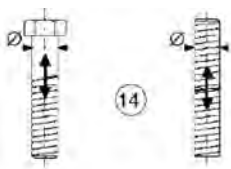

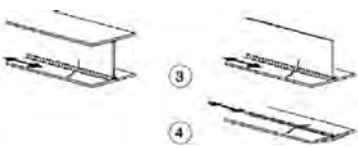
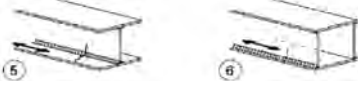

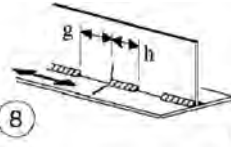
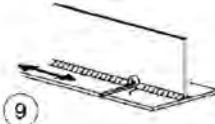
Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
80		12) Giunti bullonati con coprigiunti singoli e bulloni calibrati o bulloni non pre-caricati iniettati	$\Delta\sigma$ riferiti alla sezione netta
50		13) Giunti bullonati con coprigiunti singoli o doppi con bulloni con pre-carico in fori di tolleranza normale. Assenza di inversioni del carico.	$\Delta\sigma$ riferiti alla sezione netta
50		14) Bulloni e barre filettate soggetti a trazione. Per bulloni di diametro $\phi > 30$ mm, si deve adottare una classe ridotta del coefficiente $k_s = (30 / \phi)^{0,25}$	$\Delta\sigma$ riferiti alla sezione della parte filettata, considerando gli effetti dovuti all'effetto leva e alla flessione ulteriore. Per bulloni pre-caricati i $\Delta\sigma$ possono essere ridotti.

Tabella C4.2.XIII - Dettagli costruttivi per sezioni saldate ($\Delta\sigma$)

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
125		Saldature longitudinali continue 1) Saldatura automatica a piena penetrazione effettuata da entrambi i lati 2) Saldatura automatica a cordoni d'angolo. Le parti terminali dei piatti di rinforzo devono essere verificate considerando i dettagli 5) e 6) della tabella C4.2.XVI.a)	1) e 2) Non sono consentite interruzioni/riprese, a meno che la riparazione sia eseguita da un tecnico qualificato e siano eseguiti controlli atti a verificare la corretta esecuzione della riparazione
112		3) Saldatura automatica a cordoni d'angolo o a piena penetrazione effettuata da entrambi i lati, ma contenente punti di interruzione/ripresa. 4) Saldatura automatica a piena penetrazione su piatto di sostegno, non contenente punti di interruzione/ripresa	4) Se il dettaglio contiene punti di interruzione/ripresa, si deve far riferimento alla classe 100
100		5) Saldatura manuale a cordoni d'angolo o a piena penetrazione 6) Saldatura a piena penetrazione manuale o automatica eseguita da un sol lato, in particolare per travi a cassone	5) e 6) Deve essere assicurato un corretto contatto tra anima e piattabanda. Il bordo dell'anima deve essere preparato in modo da garantire una penetrazione regolare alla radice, senza interruzioni
100		7) Saldatura a cordoni d'angolo o a piena penetrazione, manuale o automatica, appartenente ai dettagli da 1) a 6) riparata	In caso di adozione di metodi migliorativi mediante molatura eseguita da tecnici qualificati, integrati da opportuni controlli, è possibile ripristinare la classe originaria
80		8) Saldatura longitudinale a cordoni d'angolo a tratti $g/l \leq 2,5$	$\Delta\sigma$ riferiti alle tensioni nella piattabanda
71		9) Saldatura longitudinale a piena penetrazione, a cordoni d'angolo e a tratti, con lunette di scarico di altezza non maggiore di 60 mm. Per lunette di altezza maggiore vedere dettaglio 1) della tabella C4.2.XV)	$\Delta\sigma$ riferiti alle tensioni nella piattabanda



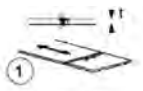


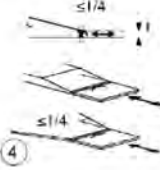


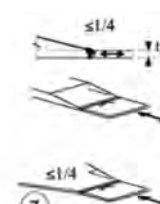
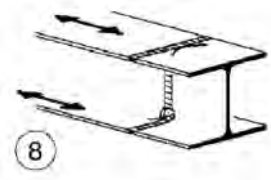

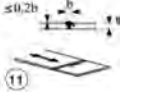

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
125 (a) 112 (b) 90 (c)		10) Saldatura longitudinale a piena penetrazione	(a) Entrambe le facce molate in direzione degli sforzi e controlli non distruttivi al 100% (b) Come saldata, assenza di interruzioni/riprese (c) Con interruzioni/riprese
140 (a) 125 (b) 90 (c)		11) Saldatura longitudinale automatica di composizione in sezioni cave circolari o rettangolari, in assenza di interruzioni/riprese	(a) Difetti entro i limiti della UNI EN 1090. Spessore $\leq 12,5$ mm e controlli non distruttivi al 100% (b) Come saldata, assenza di interruzioni/riprese (c) Con interruzioni/riprese

Tabella C4.2.XIV - Dettagli costruttivi per saldature a piena penetrazione ($\Delta\sigma$)

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
112	   	Saldature senza piatto di sostegno 1) Giunti trasversali in piatti e lamiere 2) Giunti di anime e piattabande in travi composte eseguiti prima dell'assemblaggio 3) Giunti trasversali completi di profili laminati, in assenza di lunette di scarico 4) Giunti trasversali di lamiere e piatti con rastremazioni in larghezza e spessore con pendenza non maggiore di 1:4. Nelle zone di transizione gli intagli nelle saldature devono essere eliminati Per spessori $t > 25$ mm, si deve adottare una classe ridotta del coefficiente $k_s = (25/t)^{0,2}$	Saldature effettuate da entrambi i lati, molate in direzione degli sforzi e sottoposte a controlli non distruttivi Le saldature devono essere iniziate e terminate su tacchi d'estremità, da rimuovere una volta completata la saldatura I bordi esterni delle saldature devono essere molati in direzione degli sforzi 3) Vale solo per profilati tagliati e risaldati
90	  	Saldature senza piatto di sostegno 5) Giunti trasversali in piatti e lamiere 6) Giunti trasversali completi di profili laminati, in assenza di lunette di scarico 7) Giunti trasversali di lamiere e piatti con rastremazioni in larghezza e spessore con pendenza non maggiore di 1:4. Nelle zone di transizione gli intagli nelle saldature devono essere eliminati Per spessori $t > 25$ mm, si deve adottare una classe ridotta del coefficiente $k_s = (25/t)^{0,2}$	Saldature effettuate da entrambi i lati e sottoposte a controlli non distruttivi Sovraspessore di saldatura non maggiore del 10% della larghezza del cordone, con zone di transizione regolari Le saldature devono essere iniziate e terminate su tacchi d'estremità, da rimuovere una volta completata la saldatura I bordi esterni delle saldature devono essere molati in direzione degli sforzi Le saldature dei dettagli 5) e 7) devono essere eseguite in piano
90		8) Come il dettaglio 3), ma con lunette di scarico Per spessori $t > 25$ mm, si deve adottare una classe ridotta del coefficiente $k_s = (25/t)^{0,2}$	Saldature effettuate da entrambi i lati, molate in direzione degli sforzi e sottoposte a controlli non distruttivi. Le saldature devono essere iniziate e terminate su tacchi d'estremità, da rimuovere una volta completata la saldatura I bordi esterni delle saldature devono essere molati in direzione degli sforzi I profili laminati devono avere le stesse dimensioni, senza differenze dovute a tolleranze
80	  	Saldature senza piatto di sostegno 9) Giunti trasversali in travi composte, in assenza di lunette di scarico 10) Giunti trasversali completi di profili laminati, in presenza di lunette di scarico 11) Giunti trasversali di lamiere, piatti, profilati e travi composte Per spessori $t > 25$ mm, si deve adottare una classe ridotta del coefficiente $k_s = (25/t)^{0,2}$	Saldature effettuate da entrambi i lati, non molate e sottoposte a controlli non distruttivi. Le saldature devono essere iniziate e terminate su tacchi d'estremità, da rimuovere una volta completata la saldatura I bordi esterni delle saldature devono essere molati in direzione degli sforzi Sovraspessore di saldatura non maggiore del 20% della larghezza del cordone, per i dettagli 9) e 11), o del 10% per il dettaglio 10, con zone di transizione regolari



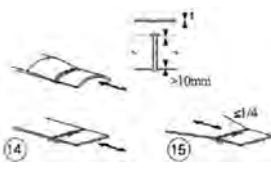

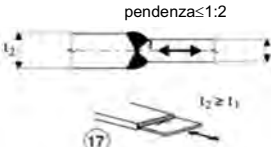
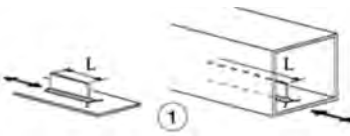
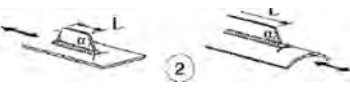

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
63		12) Giunti trasversali completi di profili laminati, in assenza di lunette di scarico	Saldature effettuate da entrambi i lati Le saldature devono essere iniziate e terminate su tacchi d'estremità, da rimuovere una volta completata la saldatura I bordi esterni delle saldature devono essere molati in direzione degli sforzi
71 (36)		13) Giunti trasversali a piena penetrazione eseguiti da un solo lato, con piena penetrazione controllata mediante opportuni controlli non distruttivi. Per spessori $t > 25$ mm, si deve adottare una classe ridotta del coefficiente $k_s = (25/t)^{0.2}$ In assenza di controlli, si deve adottare la classe 36, per qualsiasi valore di t	Saldature senza piatto di sostegno Le saldature devono essere iniziate e terminate su tacchi d'estremità, da rimuovere una volta completata la saldatura I bordi esterni delle saldature devono essere molati in direzione degli sforzi
71		Saldature su piatto di sostegno 14) Giunti trasversali in piatti e lamiere 15) Giunti trasversali di lamiere e piatti con rastremazioni in larghezza e spessore con pendenza non maggiore di 1:4. Vale anche per lamiere curve Per spessori $t > 25$ mm, si deve adottare una classe ridotta del coefficiente $k_s = (25/t)^{0.2}$	I cordoni d'angolo che fissano il piatto di sostegno devono terminare a più di 10 mm dai bordi dell'elemento e devono essere interni alla saldatura di testa
50		16) Saldature su piatto di sostegno permanente con rastremazioni in larghezza e spessore con pendenza non maggiore di 1:4. Vale anche per lamiere curve Per spessori $t > 25$ mm, si deve adottare una classe ridotta del coefficiente $k_s = (25/t)^{0.2}$	Da adottarsi quando i cordoni d'angolo che fissano il piatto di sostegno terminano a meno di 10 mm dai bordi dell'elemento o quando non può essere garantito un buon accoppiamento
71		17) Saldature trasversali a piena penetrazione tra elementi di spessore differente con assi allineati Per spessori $t_1 > 25$ mm si deve adottare una classe ridotta del coefficiente $k_s = (25/t_1)^{0.2}$	Nel caso di disassamento la classe deve essere ridotta con il coefficiente $k_{sc} = \left(1 + \frac{6e}{t_1} \cdot \frac{t_1^{1.5}}{t_1^{1.5} + t_2^{1.5}} \right)^{-1}$ da combinare, eventualmente, con k_s , quando $t_1 > 25$ mm

Tabella C4.2.XV - Dettagli costruttivi per attacchi e irrigiditori saldati ($\Delta\sigma$)

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
80 (a) 71 (b) 63 (c) 56 (d)		Attacchi saldati longitudinali 1) La classe del dettaglio dipende dalla lunghezza dell'attacco (a) $L \leq 50$ mm (b) $50 < L \leq 80$ mm (c) $80 < L \leq 100$ mm (d) $L > 100$ mm	Spessore dell'attacco minore della sua altezza. In caso contrario vedi dettagli 5 e 6
71		2) Attacchi saldati longitudinali a piatti o tubi con $L > 100$ mm e $\alpha < 45^\circ$	
80		3) Fazzoletti d'attacco saldati a piatti o tubi con cordoni d'angolo longitudinali e dotati di raccordo di transizione terminale di raggio r . La parte terminale dei cordoni deve essere rinforzata, cioè a piena penetrazione, per una lunghezza maggiore di r . $r > 150$ mm	Raccordo di transizione di raggio r realizzato con taglio meccanico o a gas realizzato prima della saldatura del fazzoletto. Al termine della saldatura, la parte terminale deve essere molata in direzione della freccia per eliminare completamente la punta della saldatura

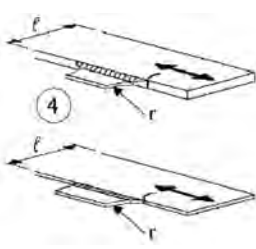

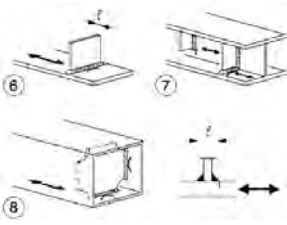
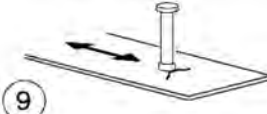
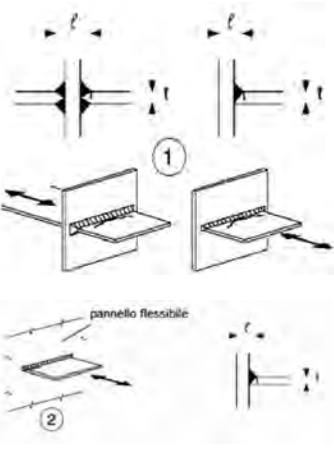
Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
90 (a) 71 (b) 50 (c)		4) Fazzoletti d'attacco saldati a un lato di un piatto o della piattabanda di una trave e dotati di raccordo di transizione di raggio r. La lunghezza L deve essere valutata come per i dettagli 1), 2) e 3). La stessa classificazione può essere adottata anche per piattabande saldate dotate di raccordo di transizione di raggio r. (a) $r \geq L/3$ or $r > 150$ mm (b) $L/3 > r \geq L/6$ (c) $r < L/6$	Raccordo di transizione di raggio r realizzato con taglio meccanico o a gas realizzato prima della saldatura del fazzoletto. Al termine della saldatura, la parte terminale deve essere molata in direzione della freccia per eliminare completamente la punta della saldatura
40		5) Come saldato, senza raccordo di transizione	
80 (a) 71 (b)		Attacchi trasversali 6) Saldati a una piastra 7) Nervature verticali saldate a un profilo o a una trave composta 8) Diagrammi di travi a cassone composte, saldati all'anima o alla piattabanda (a) $l \leq 50$ mm (b) $50 < l \leq 80$ mm Le classi sono valide anche per nervature anulari	6) e 7) Le parti terminali delle saldature devono essere molate accuratamente per eliminare tutte le rientranze presenti 7) Se la nervatura termina nell'anima, $\Delta\sigma$ deve essere calcolato usando le tensioni principali
80		9) Effetto della saldatura del piolo sul materiale base della piastra	

Tabella C4.2.XVI.a - Connessioni saldate direttamente sollecitate ($\Delta\sigma$)

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
80 (a) 71 (b) 63 (c) 56 (d) 50 (e) 45 (f) 40 (g)		Giunti a croce o a T 1) Lesioni al piede della saldatura in giunti a piena penetrazione o a parziale penetrazione 2) Lesione al piede della saldatura a partire dal bordo del piatto caricato, in presenza di picchi locali di tensione nelle parti terminali della saldatura dovuti alla deformabilità del pannello (a) $l \leq 50$ mm e t qualsiasi (b) $50 < l \leq 80$ mm e t qualsiasi (c) $80 < l \leq 100$ mm e t qualsiasi (d) $100 < l \leq 120$ mm e t qualsiasi (d) $l > 120$ mm e $t \leq 20$ mm (e) $120 < l \leq 200$ mm e $t > 20$ mm (e) $l > 200$ mm e $20 < t \leq 30$ mm (f) $200 < l \leq 300$ mm e $t > 30$ mm (f) $l > 300$ mm e $30 < t \leq 50$ mm (g) $l > 300$ mm e $t > 50$ mm	1) Il giunto deve essere controllato: le discontinuità e i disallineamenti devono essere conformi alle tolleranze della UNI EN 1090 2) Nel calcolo di $\Delta\sigma$ si deve far riferimento al valore di picco delle tensioni, mediante un opportuno fattore di concentrazione degli sforzi k_t 1) e 2) Il disallineamento dei piatti caricati non deve superare il 15% dello spessore della piastra intermedia

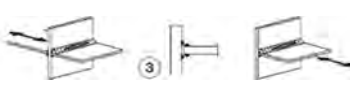

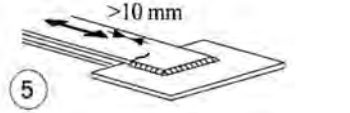
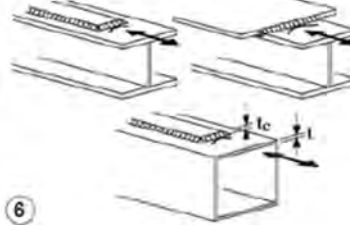

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
36*		Giunti a croce o a T 3) Lesione alla radice della saldatura in giunti a T a cordoni d'angolo, a parziale penetrazione e a parziale penetrazione equivalente alla piena penetrazione	Nelle saldature a parziale penetrazione sono richieste due verifiche: la prima riguardo alle lesioni alla radice della saldatura deve essere riferita alla classe 36* per $\Delta\sigma$ e alla classe 80 per $\Delta\tau$, la seconda riguardo alle lesioni al piede della saldatura nel piatto caricato deve essere riferita alle classi dei dettagli 1 e 2 della presente tabella Il disallineamento dei piatti caricati non deve superare il 15% dello spessore della piastra intermedia
come dettaglio 1		Giunzioni a sovrapposizione 4) Giunzione a sovrapposizione a cordoni d'angolo (verifica della piastra principale)	$\Delta\sigma$ nella piastra principale deve essere calcolato considerando l'area indicata in figura (diffusione con pendenza 1:2) Le saldature devono terminare a più di 10 mm dal bordo della piastra. Le verifiche a fatica della saldatura per tensioni tangenziali devono essere effettuate in riferimento al dettaglio 8 (Tabella C4.2.XVI.b)
45*		Giunzioni a sovrapposizione 4) Giunzione a sovrapposizione a cordoni d'angolo (verifica degli elementi sovrapposti)	$\Delta\sigma$ è riferito agli elementi sovrapposti Le saldature devono terminare a più di 10 mm dal bordo della piastra. Le verifiche a fatica della saldatura per tensioni tangenziali devono essere effettuate in riferimento al dettaglio 8 (Tabella C4.2.XVI.b)
56* (a) 50 (b) 45 (c) 40 (d) 36 (e)		Coprigiunti di travi e travi composte 6) Zone terminali di coprigiunti saldati singoli o multipli, con o senza cordoni terminali trasversali (a) $t_c < t$ e $t \leq 20$ mm (b) $t_c < t$ e $20 < t \leq 30$ mm (c) $t_c \geq t$ e $t \leq 20$ mm (d) $t_c < t$ e $30 < t \leq 50$ mm (e) $t_c \geq t$ e $20 < t \leq 30$ mm (f) $t_c < t$ e $t > 50$ mm (g) $t_c \geq t$ e $30 < t \leq 50$ mm (h) $t_c \geq t$ e $t > 50$ mm	Se il coprigiunto è più largo della flangia occorre eseguire un cordone terminale trasversale, che deve essere accuratamente molato per eliminare le incisioni marginali La lunghezza minima del coprigiunto è 300 mm
56		Coprigiunti di travi e travi composte 7) Zone terminali di coprigiunti saldati con cordone terminale rinforzato di lunghezza minima $5 t_c$	Cordone trasversale rinforzato molato e raccordato Se $t_c > 20$ mm, il raccordo, di pendenza non maggiore di 1:4, deve essere esteso fino al bordo superiore del coprigiunto

Tabella C4.2.XVI.b - Connessioni saldate direttamente sollecitate ($\Delta\tau$)


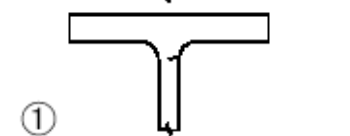
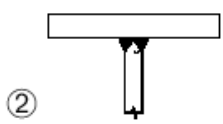
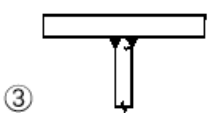
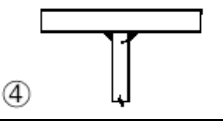
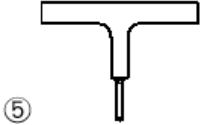
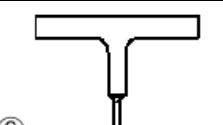
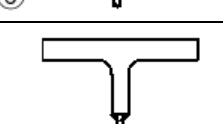
Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
80		8) Cordoni d'angolo continui soggetti a sforzi di sconnessione, quali quelli di composizione tra anima e piattabanda in travi composte saldate 9) Giunzioni a sovrapposizione a cordoni d'angolo soggette a tensioni tangenziali	8) $\Delta\tau$ deve essere calcolato in riferimento alla sezione di gola del cordone 9) $\Delta\tau$ deve essere calcolato in riferimento alla sezione di gola del cordone, considerando la lunghezza totale del cordone, che deve terminare a più di 10 mm dal bordo della piastra

Tabella C4.2.XVII - Dettagli costruttivi e resistenza a fatica per le vie di corsa di carriponte

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
160		1) Sezioni laminare ad I o H	La classe è relativa ai delta di compressione verticali $\Delta\sigma_{vert}$ indotti nell'anima dai carichi ruota

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
71		2) Saldatura a piena penetrazione a T	La classe è relativa ai delta di compressione verticali $\Delta\sigma_{vert}$ indotti nell'anima dai carichi ruota
36*		3) Saldatura a T a parziale penetrazione o a piena penetrazione equivalente a parziale penetrazione	La classe è relativa ai delta di compressione verticali $\Delta\sigma_{vert}$ indotti nella sezione di gola della saldatura dai carichi ruota
36*		4) Saldature a cordone d'angolo	La classe è relativa ai delta di compressione verticali $\Delta\sigma_{vert}$ indotti nella sezione di gola della saldatura dai carichi ruota
71		5) Saldatura a T a piena penetrazione tra anima e piattabanda a T	La classe è relativa ai delta di compressione verticali $\Delta\sigma_{vert}$ indotti nell'anima dai carichi ruota
36*		6) Saldatura a T a parziale penetrazione o a piena penetrazione equivalente a parziale penetrazione tra anima e piattabanda a T	La classe è relativa ai delta di compressione verticali $\Delta\sigma_{vert}$ indotti nella sezione di gola della saldatura dai carichi ruota
36*		7) Saldatura a T a cordoni d'angolo tra anima e piattabanda a T	La classe è relativa ai delta di compressione verticali $\Delta\sigma_{vert}$ indotti nella sezione di gola della saldatura dai carichi ruota

C4.2.4.1.4.4 Curva S-N per connettori a piolo

La curva S-N per connettori a piolo sollecitati a taglio delle strutture composte acciaio-calcestruzzo è rappresentata in Figura C4.2.24 ed è caratterizzata dall'assenza di limite di fatica. La pendenza della curva è $m = 8$ e la classe del particolare per calcestruzzo normale è $\Delta\tau_c = 90$ MPa.

Per calcestruzzi leggeri la classe si riduce, in funzione del limite superiore della densità della classe di appartenenza, ρ , espresso in kg/m^3 , a

$$\Delta\tau_c = 90 \left(\frac{\rho}{2200} \right)^2 \text{ MPa} \quad [\text{C4.2.98}]$$

Le tensioni tangenziali devono essere valutate in riferimento alla sezione nominale del connettore.

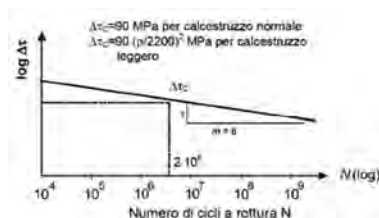


Figura C4.2.24 – Curva S-N per connettori a piolo

C4.2.4.1.4.5 Metodi di verifica

Nelle verifiche a fatica le tensioni da considerare devono essere coerenti con quelle alle quali è riferita la curva S-N del dettaglio. Di solito, le curve S-N dei dettagli costruttivi riportate nelle normative sono riferite alle *tensioni nominali* e pertanto ad esse si deve generalmente far riferimento. Per dettagli costruttivi particolarmente complessi o innovativi, per i quali si proceda ad uno studio

ad hoc, potrebbe essere necessario riferirsi alle *tensioni di picco*, misurate o determinate con specifici protocolli sperimentali. In questo caso, le tensioni debbono essere calcolate per via teorica o numerica con le stesse modalità adottate sperimentalmente.

Nell'associare al dettaglio in esame la corrispondente curva S-N di resistenza a fatica è consentito tener conto degli effetti benefici di eventuali trattamenti termici o meccanici di distensione, sulla base della letteratura consolidata o di adeguata sperimentazione.

Per i dettagli costruttivi dei quali non sia nota la curva di resistenza a fatica le escursioni tensionali potranno riferirsi alle tensioni *geometriche o di picco*, cioè alle tensioni principali nel metallo base in prossimità della potenziale lesione, secondo le modalità e le limitazioni specifiche del metodo, nell'ambito della meccanica della frattura.

Nel caso di verifica a danneggiamento, sulla base del danno D si può definire uno spettro di tensione equivalente, ad ampiezza di tensione costante, $\Delta\sigma_{eq,d}$ (o $\Delta\tau_{eq,d}$), in grado di produrre, nello stesso numero di cicli, $n_{tot} = \sum n_i$, un danneggiamento uguale a quello prodotto dallo spettro di tensione di progetto, oppure, in alternativa, un delta di tensione convenzionale $\Delta\sigma_{E,d}$ in grado di produrre in 2×10^6 cicli, lo stesso danneggiamento prodotto dallo spettro di tensione di progetto.

Nel caso di variazioni simultanee di tensioni normali e tangenziali, la valutazione della resistenza a fatica dovrà considerare i loro effetti congiunti adottando idonei criteri di combinazione del danno.

Nel caso di variazioni non simultanee del campo di tensioni normali e tangenziali si potranno sommare i danneggiamenti D_σ e D_τ prodotti dai cicli di tensione normale e dai cicli di tensione tangenziale, valutati separatamente con la formula [4.2.57] del § 4.2.4.1.4 delle NTC, controllando che

$$D = D_\sigma + D_\tau \leq 1,0 \quad [C4.2.99]$$

C4.2.4.1.4.6 Influenza dello spessore

Nella valutazione della resistenza a fatica dovrà tenersi conto dello spessore del metallo base nel quale può innescarsi una potenziale lesione.

Nel caso che l'influenza dello spessore sulla resistenza a fatica non sia trascurabile, la classe del dettaglio deve essere ridotta secondo la formula

$$\Delta\sigma_{C,red} = k_s \cdot \Delta\sigma_C \quad [C4.2.100]$$

dove il coefficiente riduttivo k_s dipende dal dettaglio strutturale considerato ed i cui valori indicativi sono indicati, per alcuni dettagli costruttivi, nel documento UNI EN 1993-1-9.

C4.2.9 REQUISITI PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE

C4.2.9.6 VERNICIATURA E ZINCATURA

Gli acciai in strutture metalliche devono mantenere nel tempo le loro proprietà meccaniche, preservando la durabilità. Per questo scopo, occorre prevedere una protezione dalla corrosione affidabile negli ambienti di corrosione in cui il manufatto è destinato ad essere installato e a svolgere la sua funzione nel tempo. Secondo la norma UNI EN 1090-1, norma armonizzata per i componenti e kit di componenti strutturali in acciaio, è obbligatorio dichiarare la durabilità nella Dichiarazione delle Prestazioni (DoP) ai fini della marcatura CE. La durabilità, ovvero la conservazione nel tempo delle caratteristiche essenziali e della geometria dei componenti strutturali, è uno dei requisiti richiesti dalle Norme Tecniche per le Costruzioni – NTC. In particolare, le NTC prevedono che gli elementi delle strutture in acciaio devono essere adeguatamente protetti con rivestimenti superficiali, quali la verniciatura e la zincatura.

La protezione dalla corrosione deve garantire la massima durata possibile limitando il più possibile gli interventi di manutenzione, essere sufficientemente resistente alle azioni meccaniche durante le fasi di cantiere, garantire la protezione anche delle superfici interne o comunque non raggiungibili quando la struttura è in opera come ad esempio nel caso di strutture tubolari.

A tal fine può utilmente considerarsi l'effettuazione della zincatura a caldo, conformemente alla norma UNI EN ISO 1461.

C4.2.12 PROFILATI FORMATI A FREDDO E LAMIERE GRECATE

C4.2.12.1 MATERIALI

Per i profilati di acciaio profilati a freddo e le lamiere grecate, l'acciaio deve essere conforme a quanto previsto al § C11.3.4.11.2.1.

C4.2.12.1.1 Effetto della formatura a freddo sulla resistenza dell'acciaio

Per effetto del processo di formatura a freddo si verifica un innalzamento della tensione di snervamento dell'acciaio che può essere considerato nei calcoli.

Ove il fenomeno non sia valutato sperimentalmente sulla membratura nel suo complesso, il valore della tensione di snervamento media dopo formatura f_{myk} può essere valutata nel modo seguente:

$$f_{myk} = f_{yk} + \frac{(f_{tk} - f_{yk}) \cdot k \cdot n \cdot t^2}{A_g} \leq 0,5 \cdot (f_{tk} + f_{yk}) \quad [C4.2.101]$$

in cui

k=7 per formatura continua con rulli,

k=5 per gli altri metodi di formatura,

A_g è l'area lorda della sezione trasversale della membratura,

n è il numero di pieghe a 90° con raggio interno r ≤ 5·t (pieghe con angolo diverso da 90° sono tenute in conto con frazioni di n),

t è lo spessore (al netto dei rivestimenti) del piatto o nastro prima della formatura.

Il valore medio della tensione di snervamento f_{myk} può essere tenuto in conto nei calcoli nei casi seguenti:

- verifiche di resistenza di aste tese,
- verifiche di resistenza e verifiche di stabilità di aste compresse aventi sezione di classe 1, 2 e 3 (cioè sezioni completamente reagenti),
- verifiche di resistenza e verifiche di stabilità di travi inflesse le parti compresse delle quali siano di classe 1, 2 e 3 (cioè parti compresse completamente reagenti).

Il valore medio della tensione di snervamento f_{myk} non deve essere tenuto in conto nei calcoli nei casi seguenti:

- determinazione dell'area efficace,
- calcolo di membrature che, dopo il processo di formatura a freddo, siano sottoposte ad un trattamento termico di distensione.

C4.2.12.1.2 Valori limite dei rapporti larghezza - spessore

Nella Tabella C4.2.XIX sono riportati i valori limite dei rapporti larghezza – spessore per i quali è applicabile la presente Circolare.

Tabella C4.2.XIX - Valori limite dei rapporti larghezza-spessore di profili formati a freddo

Elemento della sezione trasversale	Valore massimo
	b/t < 50
	b/t ≤ 60 c/t < 50
	b/t ≤ 90 c/t ≤ 80 d/t < 50
	b/t ≤ 500
	45° ≤ φ ≤ 90° b/t ≤ 500 sin φ

Tali limiti rappresentano il campo dei valori per i quali è disponibile probante esperienza costruttiva e valida sperimentazione.

Inoltre, per garantire sufficiente rigidità degli irrigidimenti di bordo, devono essere rispettate le seguenti limitazioni:

$$0,2 \leq \frac{c}{b} \leq 0,6 \quad 0,1 \leq \frac{d}{b} \leq 0,3 \quad [C4.2.102]$$

C4.2.12.1.3 Inflessione trasversale delle ali

Negli elementi soggetti a flessione le ali molto larghe (sia tese sia compresse) tendono ad incurvarsi in direzione dell'asse neutro (*curling*). Tale fenomeno può essere considerato, in assenza ed in presenza di irrigidimenti (purché non ravvicinati tra loro), nel modo seguente.

Per una trave con asse rettilineo ed in riferimento alla Figura C4.2.25, si ha:

$$u = 2 \cdot \frac{\sigma_a^2 \cdot b_s^4}{E^2 \cdot t^2 \cdot z} \tag{C4.2.103}$$

dove u è la massima inflessione trasversale verso l'asse neutro dell'ala, z è la distanza nominale dell'ala dall'asse neutro, t è lo spessore della membratura, b_s è la metà della distanza tra le anime (per sezioni a cassone o sezioni ad U) o la lunghezza della parte a sbalzo, σ_a è la tensione normale media nelle ali calcolata con riferimento all'area lorda.



Figura C4.2.25 -Incurvamento delle piattabande

Bisogna tener conto di questo fenomeno nel calcolo della resistenza flessionale quando $u \geq 0,05 \cdot h$, essendo h l'altezza della trave.

C4.2.12.1.4 Classificazione delle sezioni, instabilità locale e distorsione delle sezioni trasversali

Nelle membrature formate a freddo e nelle lamiere grecate, al fine della utilizzazione delle Tabelle 4.2.III, IV e V delle NTC per la classificazione delle sezioni, la larghezza b_p degli elementi piani deve essere determinata a partire dai punti medi di raccordo di due lati adiacenti, secondo le indicazioni di Figura C4.2.26.

In Figura C4.2.26 il punto P è il punto medio del raccordo da considerare per determinare la larghezza dell'elemento piano; X è l'intersezione degli assi degli elementi piani.

Il raggio medio di piega del raccordo r_m si determina a partire dal raggio interno di piega $r_i = r + 0,5 \cdot t$, mentre la proiezione g_r del segmento PX sull'asse dell'elemento piano è uguale a

$$g_r = r_m \cdot [\tan(\Phi/2) - \sin(\Phi/2)] \tag{C4.2.104}$$

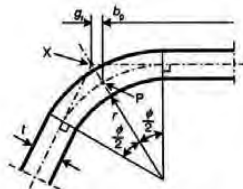


Figura C4.2.26 -Determinazione del punto X per la valutazione della larghezza di elementi piani

Alcuni esempi applicativi sono riportati in Figura C4.2.27.

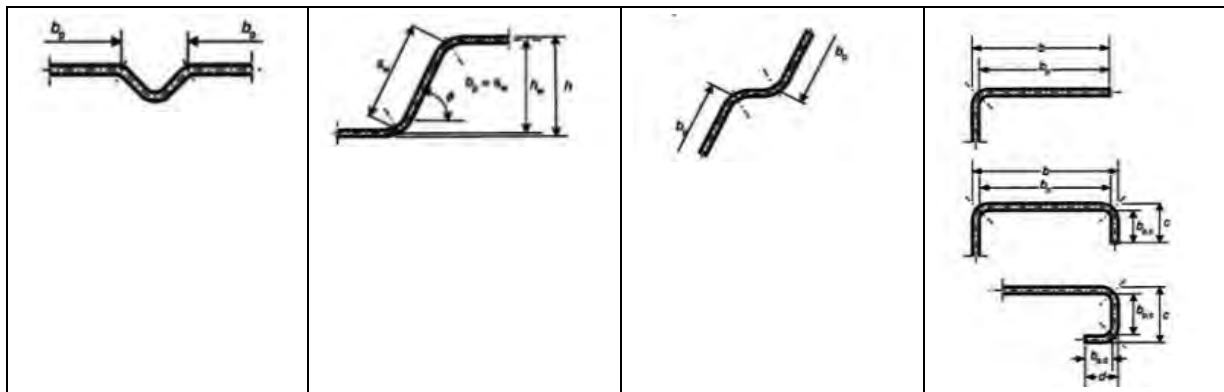


Figura C4.2.27 -Esempi di determinazione della larghezza b_p

Nel caso di parti compresse appartenenti alla classi 3 e 4 si possono verificare fenomeni di instabilità locale e distorsione della sezione trasversale che interagiscono tra loro ed insieme alla inflessione trasversale delle aste compresse e/o inflesse. Questi fenomeni possono essere studiati mediante una specifica modellazione matematica. In alternativa si possono applicare i metodi semplificati indicati nel seguito.

Tipo di elemento	Modello	Tipo di elemento	Modello

Figura C4.2.28 -Modelli statici per diverse tipologie di elementi piani

I vari tipi di elementi piani possono essere schematizzati con i modelli riportati in Figura C4.2.28.

Le parti piane compresse che, con la definizione di larghezza data sopra, non rispettano le limitazioni per la classe 3 sono soggette a fenomeni di ingobbamento locale i quali si possono considerare con il metodo delle larghezze efficaci per la determinazione delle quali si devono seguire i criteri esposti al § 4.2.4.1.3.4.

Tenendo presenti le larghezze efficaci degli elementi piani compresse si possono determinare le grandezze geometriche efficaci che tengono conto dei fenomeni di instabilità locale e che sono richiamate al § 4.2.4.1 delle NTC, nell'ipotesi che non intervenga la distorsione della sezione trasversale considerata più oltre.

Per discutere i fenomeni di distorsione della sezione trasversale si distinguono:

- elementi piani, con o senza irrigidimenti intermedi, delimitati da un'anima e da un irrigidimento di bordo (Figura C4.2.29);
- elementi piani compresi tra due anime con uno o più irrigidimenti intermedi (Figura C4.2.30).

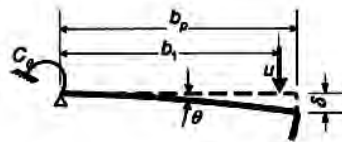


Figura C4.2.29 -Elementi piani delimitati da un'anima e da un irrigidimento di bordo

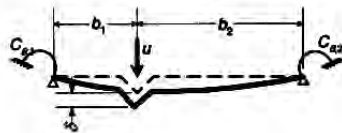


Figura C4.2.30 -Elementi piani delimitati da due anime con irrigidimenti intermedi

L'irrigidimento, insieme alla larghezza collaborante che gli compete (Figura C4.2.31) viene studiato come trave compressa su letto elastico alla Winkler. Il letto elastico ha costante elastica dipendente dall'elemento piano e dalle altre parti della sezione della trave alle quali l'elemento è collegato.



Figura C4.2.31 –Schematizzazione degli irrigidimenti

In Figura C4.2.32 sono riportati alcuni schemi statici di riferimento per il calcolo della costante k del letto elastico.

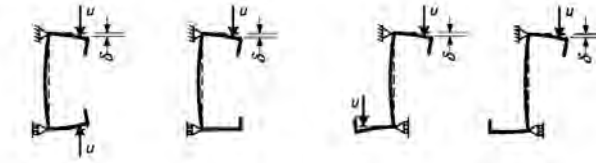


Figura C4.2.32 –Schemi di calcolo per la determinazione della costante elastica

Detti A_s l'area efficace dell'irrigidimento con la larghezza collaborante che gli compete e I_s il momento di inerzia dell'irrigidimento con la larghezza collaborante che gli compete, calcolato rispetto al suo asse baricentrico parallelo all'elemento piano collaborante, la tensione critica euleriana dell'irrigidimento compresso su letto elastico $\sigma_{cr,s}$, salvo più precise determinazioni teorico-numeriche, può essere assunta pari a

$$\sigma_{cr,s} = 2 \cdot \frac{\sqrt{k \cdot E \cdot I_s}}{A_s} \tag{C4.2.105}$$

La resistenza all'instabilità distorsionale dell'irrigidimento compresso $\sigma_{d,Rd}$ dipende dalla snellezza adimensionale λ_d

$$\lambda_d = \sqrt{\frac{f_{yk}}{\sigma_{cr,s}}} \tag{C4.2.106}$$

tramite il fattore di riduzione χ_d , per cui risulta

$$\sigma_{d,Rd} = \chi_d(\lambda_d) f_{yk} \tag{C4.2.107}$$

Essendo

$$\begin{aligned} \chi_d &= 1 && \text{per } \lambda_d < 0,65 \\ \chi_d &= 1,47 - 0,723 \cdot \lambda_d && \text{per } 0,65 \leq \lambda_d \leq 1,38 \\ \chi_d &= \frac{0,66}{\lambda_d} && \text{per } \lambda_d > 1,38 \end{aligned} \tag{C4.2.108}$$

Per semplicità ed in prima approssimazione si può assumere l'area ridotta dello irrigidimento, che tiene conto dell'instabilità distorsionale, pari a $A_{s,rid} = \chi_d \cdot A_s$.

Nel caso $\chi_d < 1$, per migliorare l'approssimazione si può far ricorso ad un processo iterativo che comporta le seguenti fasi:

- nuova definizione della larghezza efficace del pannello piano, riferita alla tensione massima di compressione,

$$\sigma_{com,Ed,I} = \chi_d \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \tag{C4.2.109}$$

- nuova determinazione delle caratteristiche geometriche dell'irrigidimento, A_s e I_s ;
- determinazione della nuova tensione critica euleriana $\sigma'_{cr,s}$, della nuova snellezza λ'_d e della nuova resistenza all'instabilità distorsionale dell'irrigidimento compresso

$$\sigma'_{d,Rd} = \chi_d(\lambda'_d) f_{yk} \tag{C4.2.110}$$

e così via iterando, fino a convergenza.

Una volta raggiunta la convergenza, l'area ridotta dell'irrigidimento, che tiene conto dell'instabilità distorsionale, è data da:

$$A_{s,rid} = \frac{\chi_d \cdot f_{yk} \cdot A_s}{\gamma_{M0} \cdot \sigma_{com,Ed}} \tag{C4.2.111}$$

Per la determinazione delle caratteristiche geometriche della sezione trasversale della membratura l'area ridotta dell'irrigidimento $A_{s,rid}$ può essere utilmente rappresentata mediante lo spessore ridotto dello stesso

$$t_{rid} = t \cdot \frac{A_{s,rid}}{A_s} \quad [C4.2.112]$$

C4.2.12.1.5 Verifiche di resistenza

C4.2.12.1.5.1 Verifiche di resistenza a trazione

La resistenza di calcolo a trazione centrata della sezione lorda è:

$$N_{t,Rd} = \frac{A \cdot f_{myk}}{\gamma_{M0}} \quad [C4.2.113]$$

dove A è l'area lorda della sezione trasversale e f_{myk} è il valore della tensione di snervamento media dopo formatura.

La resistenza di calcolo a trazione centrata della sezione lorda $N_{t,Rd}$ è limitata dalla resistenza di calcolo della sezione netta, indebolita dai fori per i collegamenti di estremità $F_{n,Rd}$:

$$N_{t,Rd} \leq F_{n,Rd} = \frac{A_{net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} \quad [C4.2.114]$$

essendo A_{net} l'area netta della sezione trasversale indebolita dai fori per i collegamenti di estremità e f_{tk} la resistenza a rottura dell'acciaio.

C4.2.12.1.5.2 Verifiche di resistenza a compressione

La resistenza di calcolo a compressione centrata della sezione lorda è data da

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad [C4.2.115]$$

se l'area efficace A_{eff} della sezione trasversale è minore dell'area lorda A, e da

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_{myk}}{\gamma_{M0}} \quad [C4.2.116]$$

se l'area efficace A_{eff} della sezione trasversale è uguale all'area lorda A.

C4.2.12.1.5.3 Verifiche di resistenza a flessione

La resistenza di calcolo a flessione rispetto ad un asse principale di inerzia è:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad [C4.2.117]$$

se il modulo di resistenza della sezione efficace, W_{eff} è minore di quello dell'area lorda W, e da

$$M_{c,Rd} = \frac{W \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad [C4.2.118]$$

se $W_{eff}=W$, salvo più favorevoli indicazioni fornite da normative di comprovata validità.

C4.2.12.1.5.4 Verifiche di resistenza a presso-tenso flessione

Nel caso di pressoflessione, la condizione di resistenza è

$$\frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{M_{cy,Rd}} + \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{cz,Rd}} \pm \frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1 \quad [C4.2.119]$$

in cui $\Delta M_{y,Ed}$ e $\Delta M_{z,Ed}$ sono gli eventuali momenti flettenti addizionali dovuti allo spostamento del baricentro della sezione efficace rispetto al baricentro della sezione lorda.

Nella [C4.2.119] si considera il segno + quando la condizione più sfavorevole per la resistenza a flessione è dettata dalle fibre compresse; si considera il segno - quando la condizione più sfavorevole per la resistenza a flessione è dettata dalle fibre tese (di questa differenza si deve tener conto anche nella determinazione di $M_{cy,Rd}$ e di $M_{cz,Rd}$).

Nel caso di tensoflessione, la condizione di resistenza è

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{cy,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{cz,Rd}} \pm \frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1 \quad [C4.2.120]$$

Si applica il segno + quando la condizione più sfavorevole per la resistenza a flessione è dettata dalle fibre tese; si applica il segno - quando la condizione più sfavorevole per la resistenza a flessione è dettata dalle fibre compresse (di questa differenza si deve tener conto anche nella determinazione di $M_{cy,Rd}$ e di $M_{cz,Rd}$).

C4.2.12.1.5.4.1. Verifiche di resistenza a taglio

La resistenza di calcolo a taglio di un'anima senza irrigidimenti (Figura C4.2.33) è

$$V_{b,Rd} = \frac{h_w \cdot t \cdot f_{bv}}{\gamma_{M0} \cdot \sin \phi} \quad [C4.2.121]$$

dove t è lo spessore dell'anima, h_w è l'altezza dell'anima ϕ è l'angolo di inclinazione dell'anima e f_{bv} è la resistenza alle tensioni tangenziali dell'anima, che tiene conto dell'instabilità locale.

La resistenza alle tensioni tangenziali è data da

$$f_{bv} = f_{yk} \cdot \chi(\lambda_w) \quad [C4.2.122]$$

essendo χ un coefficiente riduttivo, dipendente dalla snellezza adimensionale λ_w dell'anima,

$$\lambda_w = 0,346 \cdot \frac{s_w}{t} \cdot \sqrt{\frac{f_{yk}}{E}} \quad [C4.2.123]$$

dove s_w è la lunghezza dell'anima (Figura C4.2.33).

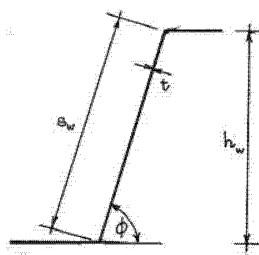


Figura C4.2.33 –Anime di profili sottili

In presenza di irrigidimenti agli appoggi, atti ad incassare la reazione vincolare e a prevenire distorsioni dell'anima, si può assumere

$$\begin{aligned} \chi &= 0,58 && \text{per } \lambda_w \leq 0,83 \\ \chi &= \frac{0,48}{\lambda_w} && \text{per } \lambda_w > 0,83 \end{aligned} \quad [C4.2.124]$$

in assenza di tali irrigidimenti si ha, invece,

$$\begin{aligned} \chi &= 0,58 && \text{per } \lambda_w \leq 0,83 \\ \chi &= \frac{0,48}{\lambda_w} && \text{per } 0,83 < \lambda_w < 1,40 \\ \chi &= \frac{0,67}{\lambda_w^2} && \text{per } \lambda_w \geq 1,40 \end{aligned} \quad [C4.2.125]$$

Si rimanda a normative di comprovata validità per problemi particolari, quali:

- la resistenza a taglio di anime con irrigidimenti intermedi,
- la resistenza a carichi concentrati (intermedi o di estremità),
- la interazione tra taglio e flessione quando l'azione tagliante di calcolo

$$V_{Ed} > 0,5 V_{b,Rd}$$

- la interazione tra carichi concentrati e flessione,

C4.2.12.1.6 Verifiche di stabilità

C4.2.12.1.6.1 Verifiche di stabilità di aste compresse

La resistenza delle aste compresse si valuta con i criteri di cui al § 4.2.4.1.3 delle NTC adottando le curve di stabilità specificate nella Tabella C4.2.XX.

Si richiama l'attenzione sul fatto che per aste con sezione aperta a simmetria polare (profilati a Z e simili) i carichi critici torsionali possono essere inferiori a quelli flessionali; similmente, per aste con sezione aperta con un solo asse di simmetria i carichi critici flessotorsionali possono essere inferiori a quelli puramente flessionali.

C4.2.12.1.6.2 Verifiche di stabilità di aste inflesse

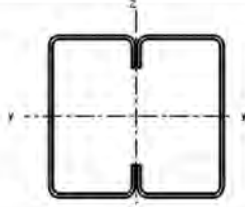
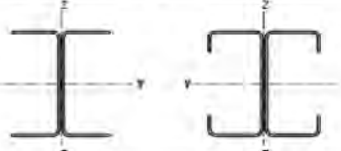

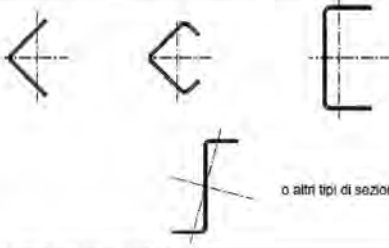
La verifica di stabilità di una trave inflessa soggetta a fenomeni di instabilità flessotorsionali si effettua con i criteri di cui al § 4.2.4.1.3 delle NTC adottando la curva di stabilità b.

Tuttavia, quando l'area efficace ha assi principali di inerzia sensibilmente discosti da quelli dell'area lorda, quei criteri non sono applicabili e devono essere effettuate specifiche indagini numeriche.

C4.2.12.1.6.3 Verifiche di stabilità di aste presso-inflesse

Si tratta di problemi specifici per i quali si rinvia alla normativa di comprovata validità.

Tabella C4.2.XX - Curve di stabilità per profili sottili compressi

Tipo di sezione	Inflessione intorno all'asse	Curva
	qualsiasi qualsiasi	b (se si usa f_{rc}) c (se si usa f_{td}) ¹
	y-y z-z	a b
	qualsiasi	b
 <p>o altri tipi di sezione</p>	qualsiasi	c

¹ f_{td} può essere usato soltanto quando $A_{eff} = A_g$

C4.2.12.1.7 Unioni

Nelle unioni dei profilati formati a freddo e delle lamiere grecate si possono impiegare, oltre ai mezzi d'unione classici, bulloni e saldature a cordoni d'angolo, trattati nelle NTC, altri mezzi di collegamento quali viti auto filettanti o automaschianti, chiodi sparati, chiodi ciechi, saldature per punti (a resistenza o per fusione) e bottoni di saldatura.

Poiché nelle unioni che interessano i profilati formati a freddo e le lamiere grecate possono intervenire elementi strutturali aventi spessori inferiori a 4 mm (minimo ammesso nelle NTC per gli elementi delle strutture di acciaio) sono necessari alcuni adattamenti ai piccoli spessori delle indicazioni delle Norme Tecniche anche per l'impiego dei bulloni e delle saldature.

Data la varietà delle soluzioni tecnologiche disponibili per i mezzi di unione quali viti autofilettanti o automaschianti, chiodi sparati, chiodi ciechi, bottoni di saldatura, alcune grandezze della resistenza delle unioni sono basate su attendibili risultati sperimentali, disponibili in letteratura, altre sono invece da determinarsi sperimentalmente (con procedure EOTA) per le applicazioni specifiche.

Simboli adottati nel seguito

- t spessore minimo delle membrature interessate nel collegamento
- t₁ spessore massimo delle membrature interessate nel collegamento

- t^* spessore del materiale base nel quale sono ancorate le viti autofilettanti oppure i bottoni di saldatura
- d_0 diametro del foro per il mezzo di collegamento (Figura C4.2.34)
- d diametro del mezzo di collegamento (chiodo, vite, ecc.)
- d_w diametro della testa della vite di collegamento o diametro della rondella sotto testa o diametro visibile del punto di saldatura (Figura C4.2.35)
- d_s diametro efficace del punto o bottone di saldatura,

$$d_s = 0,7 \cdot d_w - 1,5 \cdot \sum t \geq 0,55 \cdot d_w \quad [C4.2.126]$$
- d_p diametro della saldatura del bottone,
- s passo della filettatura delle viti autofilettanti o automaschianti.

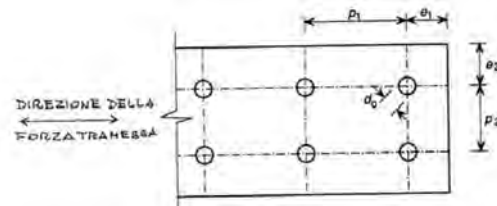


Figura C4.2.34 –Parametri significativi per i collegamenti

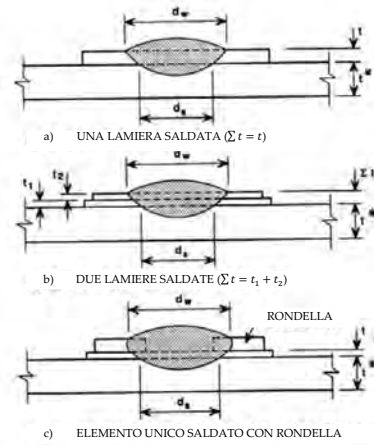


Figura C4.2.35 –Saldature a bottone

In Figura C4.2.34 sono indicati gli interassi e le varie distanze che interessano il dimensionamento dei collegamenti; in Figura C4.2.35 sono indicati i diametri dei punti e bottoni di saldatura.

C4.2.12.1.7.1 Chiodi ciechi

C4.2.12.1.7.1.1. Chiodi ciechi soggetti a taglio

La resistenza a rifollamento è data da

$$F_{b,Rd} = \frac{\alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} \quad [C4.2.127]$$

dove

$$\alpha = 3,6 \cdot \sqrt{\frac{t}{d}} \leq 2,1 \quad \text{per } t_1 = t \quad [C4.2.128]$$

$$\alpha = 2,1 \quad \text{per } t_1 \geq 2,5 \cdot t$$

nei casi intermedi ($t \leq t_1 < 2,5 t$) α può essere determinato per interpolazione lineare.

La resistenza allo strappo della lamiera collegata è data da

$$F_{t,Rd} = \frac{f_{tk} \cdot e_1 \cdot t}{1,2 \cdot \gamma_{M2}} \quad [C4.2.129]$$

essendo e_1 indicato in Figura C4.2.34.

La resistenza a trazione della sezione netta è data da

$$F_{n,Rd} = \frac{A_{net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} \quad [C4.2.130]$$

Le formule [C4.2.127], [C4.2.129] e [C4.2.130] per chiodi ciechi sono valide per diametri d compresi nell'intervallo

$$1/10'' (\phi 2,6 \text{ mm}) \leq d \leq 1/4'' (\phi 6,4 \text{ mm}) \quad [C4.2.131]$$

e per geometrie del collegamento che rispettino le condizioni

$$e_1 \geq 1,5 \cdot d; \quad p_1 \geq 3 \cdot d; \quad e_2 \geq 1,5 \cdot d; \quad p_2 \geq 3 \cdot d \quad [C4.2.132]$$

Informazioni sulla resistenza a taglio, a trazione, ecc. dei chiodi ciechi devono essere dedotte sperimentalmente, con adeguata base statistica (al riguardo potrà farsi utile riferimento a documenti resi disponibili dall'EOTA), sulle specifiche produzioni.

C4.2.12.1.7.2 Viti autofilettanti e automaschianti

C4.2.12.1.7.2.1 Viti autofilettanti o automaschianti soggette a taglio

La resistenza a rifollamento è data da

$$F_{b,Rd} = \frac{\alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} \quad [C4.2.133]$$

dove

$$\begin{aligned} \alpha &= 3,6 \cdot \sqrt{\frac{t}{d}} \leq 2,1 && \text{per } t_1 = t \text{ oppure per } t_1 \geq 2,5 \cdot t \text{ e } t < 1 \text{ mm} \\ \alpha &= 2,1 && \text{per } t_1 \geq 2,5 \cdot t \text{ e } t \geq 1 \text{ mm} \end{aligned} \quad [C4.2.134]$$

nei casi intermedi ($t \leq t_1 < 2,5 t$) α può essere determinato per interpolazione lineare.

La resistenza allo strappo della lamiera collegata è data da

$$F_{t,Rd} = \frac{f_{tk} \cdot e_1 \cdot t}{1,2 \cdot \gamma_{M2}} \quad [C4.2.135]$$

essendo e_1 indicato in Figura C4.2.34.

La resistenza a trazione della sezione netta è data da

$$F_{n,Rd} = \frac{A_{net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} \quad [C4.2.136]$$

C4.2.12.1.7.2.2 Viti autofilettanti o automaschianti soggette a trazione

La resistenza all'imbutitura delle lamiere collegate è data da

$$F_{p,Rd} = \frac{f_{tk} \cdot d_w \cdot t}{\gamma_{M2}} \quad [C4.2.137]$$

Questo valore è da ridurre al 50% quando queste viti sono adottate per collegamenti impegnati dagli effetti del vento.

La resistenza allo spanamento (strappo della filettatura) è data, infine, da

$$\begin{aligned} F_{0,Rd} &= \frac{0,45 \cdot t^* \cdot d \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} && \text{per } t_1 < s \\ F_{0,Rd} &= \frac{0,65 \cdot t^* \cdot d \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} && \text{per } t_1 \geq s \end{aligned} \quad [C4.2.138]$$

Le formule [C4.2.133], [C4.2.135], [C4.2.136], [C4.2.137] e [C4.2.138] per viti autofilettanti e automaschianti sono valide per diametri d compresi nell'intervallo

$$3 \text{ mm} \leq d \leq 8 \text{ mm} \quad [C4.2.139]$$

e per geometrie del collegamento che rispettino le condizioni

$$e_1 \geq 3,0 \cdot d; \quad p_1 \geq 3 \cdot d; \quad e_2 \geq 1,5 \cdot d; \quad p_2 \geq 3 \cdot d \quad [C4.2.140]$$

I collegamenti con viti tese devono soddisfare, inoltre,

$$0,5 \text{ mm} \leq t \leq 1,5 \text{ mm} \quad \text{e} \quad t_1 \geq 0,9 \text{ mm} \quad [C4.2.141]$$

Informazioni sulla resistenza a taglio, a trazione, ecc. delle viti autofilettanti o auto-maschianti devono essere dedotte sperimentalmente, con adeguata base statistica (EOTA), sulle specifiche produzioni.

C4.2.12.1.7.3 Chiodi separati

C4.2.12.1.7.3.1. Chiodi separati soggetti a taglio

La resistenza a rifollamento è data da

$$F_{b,Rd} = \frac{3,2 \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} \quad [C4.2.142]$$

La resistenza a trazione della sezione netta è data da

$$F_{n,Rd} = \frac{A_{net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} \quad [C4.2.143]$$

La resistenza all'imbutitura delle lamiere collegate è data da

$$F_{p,Rd} = \frac{f_{tk} \cdot d_w \cdot t}{\gamma_{M2}} \quad [C4.2.144]$$

Questo valore è da ridurre al 50% quando questi chiodi sono adottati per collegamenti impegnati dagli effetti del vento.

Le formule [C4.2.142], [C4.2.143] e [C4.2.144] per chiodi separati sono valide per diametri d compresi nell'intervallo

$$3,7 \text{ mm} \leq d \leq 6 \text{ mm} \quad [C4.2.145]$$

e per geometrie del collegamento che rispettino le condizioni

$$\begin{aligned} e_1 \geq 4,5 \cdot d; \quad p_1 \geq 4,5 \cdot d; \quad e_2 \geq 4,5 \cdot d; \quad p_2 \geq 4,5 \cdot d \\ \text{per } d=3,7 \text{ mm } t^* \geq 4 \text{ mm; per } d=4,5 \text{ mm } t^* \geq 6 \text{ mm; per } d=5,2 \text{ mm } t^* \geq 8 \text{ mm} \end{aligned} \quad [C4.2.146]$$

I collegamenti con chiodi tesi devono soddisfare, inoltre,

$$0,5 \text{ mm} \leq t \leq 1,5 \text{ mm} \quad e \quad t^* \geq 6 \text{ mm} \quad [C4.2.147]$$

Informazioni sulla resistenza a taglio, a trazione, allo sfilamento ecc. dei chiodi separati devono essere dedotte sperimentalmente, con adeguata base statistica (EOTA), sulle specifiche produzioni.

C4.2.12.1.7.4 Bulloni (per impiego con spessori minori di 4 mm)

Per le classi dei bulloni si veda il § 11.3.4.6 delle NTC.

C4.2.12.1.7.4.1. Bulloni soggetti a taglio

La resistenza a rifollamento è data da

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \cdot \alpha_b \cdot k_t \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} \quad [C4.2.148]$$

dove

$$\alpha_b = \min \left[1; \frac{e_1}{3 \cdot d} \right] \quad e \quad [C4.2.149]$$

$$k_t = \frac{0,8 \cdot t + 1,5}{2,5} \quad \text{per } t \leq 1,25 \text{ mm}; \quad k_t = 1,0 \quad \text{per } t > 1,25 \text{ mm}. \quad [C4.2.150]$$

La resistenza a trazione della sezione netta è data da

$$F_{n,Rd} = \frac{\beta \cdot A_{net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} \quad [C4.2.151]$$

in cui, detto r il rapporto tra il numero di bulloni nella sezione netta e il numero totale di bulloni impiegati ed u il minimo tra $2 \cdot e_2$ e p_2 , è

$$\beta = 1 + 3 \cdot r \cdot \left(\frac{d_0}{u} - 0,3 \right) \leq 1 \quad [C4.2.152]$$

Per il calcolo della resistenza a taglio dei bulloni si applicano le formule [4.2.63] e [4.2.64] di cui al § 4.2.8 delle NTC: con piccoli spessori di serraggio i piani di rescissione interessano sempre la parte filettata della vite.

C4.2.12.1.7.4.2. Bulloni soggetti a trazione

Per il calcolo della resistenza a trazione dei bulloni si applica la formula [4.2.68] di cui al § 4.2.8 delle Norme Tecniche.

Le formule per i bulloni sono valide per bulloni di dimensione minima M6, per spessori t degli elementi da collegare compresi nell'intervallo $0,75 \text{ mm} \leq t \leq 3 \text{ mm}$, e per geometrie del collegamento che rispettino le condizioni

$$e_1 \geq d_0 ; \quad p_1 \geq 3,0 \cdot d_0 ; \quad e_2 \geq 1,5 \cdot d_0 ; \quad p_2 \geq 3,0 \cdot d_0 \quad [\text{C4.2.153}]$$

C4.2.12.1.7.5 Cordoncini d'angolo (per impiego con spessori minori di 4 mm)

Vale quanto riportato al § 4.2.8 delle NTC.

C4.2.12.1.7.6 Saldature per punti (a resistenza o per fusione)**C4.2.12.1.7.6.1. Saldature per punti soggette a taglio**

La resistenza a rifollamento è data da

$$F_{b,Rd} = \frac{2,7 \cdot f_{tk} \cdot d_s \cdot \sqrt{t}}{\gamma_{M2}} \quad \text{per } t \leq t_1 \leq 2,5 t$$

$$F_{b,Rd} = \min \left(\frac{2,7 \cdot f_{tk} \cdot d_s \cdot \sqrt{t}}{\gamma_{M2}} ; \frac{0,7 \cdot f_{tk} \cdot d_s^2}{\gamma_{M2}} ; \frac{3,1 \cdot f_{tk} \cdot d_s \cdot t}{\gamma_{M2}} \right) \quad \text{per } t_1 > 2,5 t$$
[C4.2.154]

con t espresso in mm.

La resistenza allo strappamento della lamiera collegata è data da

$$F_{t,Rd} = \frac{1,4 \cdot f_{tk} \cdot e_1 \cdot t}{\gamma_{M2}} \quad [\text{C4.2.155}]$$

La resistenza a trazione della sezione netta è data da

$$F_{n,Rd} = \frac{A_{net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} \quad [\text{C4.2.156}]$$

La resistenza a taglio dei punti è data da

$$F_{v,Rd} = \frac{0,25 \cdot \pi \cdot d_s^2 \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} \quad [\text{C4.2.157}]$$

Le formule [C4.2.154], [C4.2.155], [C4.2.156], e [C4.2.157] per saldature per punti sono valide per geometrie del collegamento che rispettino le condizioni

$$2 \cdot d_s \leq e_1 \leq 6 \cdot d_s ; \quad 3 \cdot d_s \leq p_1 \leq 8 \cdot d_s ; \quad 1,5 \cdot d_s \leq e_2 \leq 4 \cdot d_s ; \quad 3 \cdot d_s \leq p_2 \leq 6 \cdot d_s \quad [\text{C4.2.158}]$$

dove $d_s = 0,5 \cdot t + 5 \text{ mm}$ per punti di fusione e $d_s = 5 \cdot t^{0,5}$, t in mm, per punti a resistenza.

C4.2.12.1.7.7 Bottoni di saldatura

I bottoni di saldatura sono previsti per solo impiego a taglio.

C4.2.12.1.7.7.1. Bottoni di saldatura soggetti a taglio

I bottoni possono essere circolari oppure oblunghi (Figura C4.2.36).

L'applicazione del procedimento è limitata a lamiere aventi spessore totale $\Sigma t \leq 4 \text{ mm}$.

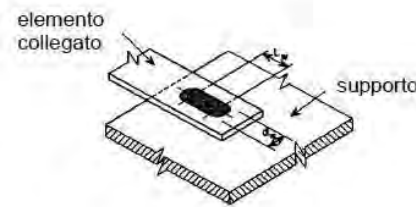


Figura C4.2.36 - Saldature oblunghie a bottoni

Secondo la direzione della forza trasmessa, la distanza minima tra il centro del bottoni ed il bordo libero deve soddisfare la relazione

$$e_1 \geq \frac{2,1 \cdot F_{w,Sd} \cdot \gamma_{M2}}{f_{tk} \cdot t} \quad [\text{C4.2.159}]$$

dove $F_{w,Sd}$ è la resistenza a taglio del bottone, che per i bottoni circolari è data da

$$F_{w,Sd} = \frac{0,25 \cdot \pi \cdot d_s^2 \cdot 0,625 \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} \quad [C4.2.160]$$

Il diametro effettivamente resistente della saldatura a bottone ds , (fig. C4.2.35), viene determinato con la seguente espressione:

$$ds = 0,7dw - 1,5 \Sigma t \quad [C4.2.161]$$

con la limitazione $ds \geq 0,55 dw$

con dw diametro di saldatura visibile (figg. C4.2.35 e C4.2.36)

con le seguenti limitazioni

$$\begin{aligned} F_{w,Sd} &\leq \frac{1,5 \cdot d_p \cdot f_{tk} \cdot \Sigma t}{\gamma_{M2}} && \text{per } \frac{d_p}{\Sigma t} \leq 18 \cdot \sqrt{\frac{420}{f_{tk}}}; \\ F_{w,Sd} &\leq \frac{27 \cdot f_{tk} \cdot (\Sigma t)^2}{\gamma_{M2}} \cdot \sqrt{\frac{420}{f_{tk}}} && \text{per } 18 \cdot \sqrt{\frac{420}{f_{tk}}} < \frac{d_p}{\Sigma t} \leq 30 \cdot \sqrt{\frac{420}{f_{tk}}}; \\ F_{w,Sd} &\leq \frac{0,9 \cdot d_p \cdot f_{tk} \cdot \Sigma t}{\gamma_{M2}} && \text{per } \frac{d_p}{\Sigma t} > 30 \cdot \sqrt{\frac{420}{f_{tk}}}; \end{aligned} \quad [C4.2.162]$$

e che per i bottoni oblunghi è data da

$$F_{w,Sd} = \frac{(0,25 \cdot \pi \cdot d_s^2 + L_w \cdot d_s) \cdot 0,625 \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} \quad [C4.2.163]$$

con la limitazione

$$F_{w,Sd} \leq \frac{(0,5 \cdot L_w + 1,67 \cdot d_p) \cdot f_{tk} \cdot \Sigma t}{\gamma_{M2}} \quad [C4.2.164]$$

essendo L_w indicato in Figura C4.2.36 e l'effettivo diametro periferico dp di una saldatura a bottone si ottiene con le seguenti espressioni:

- per un'unione a due piastre di spessore minimo t :

$$dp = dw - t \quad [C4.2.165]$$

- per unione di piastre multipla con spessore totale Σt :

$$dp = dw - 2 \Sigma t \quad [C4.2.166]$$

C4.3 COSTRUZIONI COMPOSTE DI ACCIAIO-CALCESTRUZZO

Per le costruzioni composte acciaio-calcestruzzo, la gamma degli acciai da carpenteria normalmente impiegabili è estesa dall'acciaio S235 fino all'acciaio S460, come nel caso dell'acciaio.

Il calcestruzzo ordinario deve avere classe non inferiore a C20/25 né superiore a C60/75, mentre il calcestruzzo con aggregati leggeri, la cui densità non può essere inferiore a 1800 kg/m³, deve avere classe non inferiore a LC20/22 e non superiore a LC55/60. Calcestruzzi di classe di resistenza superiori a C45/55 e LC 40/44, rispettivamente, richiedono comunque uno studio adeguato e specifiche procedure per il controllo di qualità.

Particolare attenzione deve essere posta al sistema di connessione, che determina il comportamento di queste strutture.

La classificazione delle sezioni è analoga a quella delle strutture metalliche, ma è possibile tenere conto del favorevole effetto irrigidente della soletta che può impedire alcuni fenomeni di instabilità locale consentendo una collocazione delle sezioni in classi caratterizzate da maggiore duttilità.

Oltre agli usuali stati limite, devono essere considerati anche lo SLU di resistenza e lo SLE della connessione acciaio-calcestruzzo.

Analogamente a quanto previsto per le strutture metalliche, anche per l'analisi globale delle strutture composte è possibile impiegare, in alternativa il metodo plastico, il metodo elastico con redistribuzione o il metodo non-lineare.

Per l'ulteriore approfondimento di elementi non trattati o non completamente trattati nelle NTC e nella presente Circolare si può fare utile riferimento a normative di comprovata validità, in particolare agli Eurocodici.

C4.3.1 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

Oltre a quanto indicato per le strutture di calcestruzzo armato e per quelle in carpenteria metallica, le NTC richiedono di considerare ulteriori stati limite, ed in particolare:

Stato limite di resistenza della connessione acciaio-calcestruzzo;

Stato limite di esercizio della connessione acciaio-calcestruzzo.

E' inoltre richiesta l'esplicita considerazione delle Fasi Costruttive.

C4.3.2 ANALISI STRUTTURALE

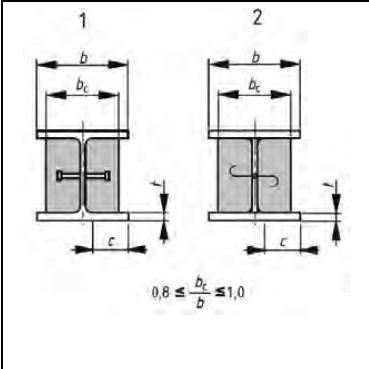
C4.3.2.1 CLASSIFICAZIONE DELLE SEZIONI

La classificazione di una sezione composta acciaio-calcestruzzo può farsi con riferimento alla sola sezione metallica, adottando quindi come classe quella meno favorevole delle parti metalliche.

In ogni caso, una piattabanda metallica, efficacemente collegata ad una soletta di calcestruzzo mediante connettori soddisfacenti alle condizioni date nel § 4.3.4.1 delle NTC, può essere classificata in classe 1.

Una piattabanda metallica di una sezione parzialmente rivestita di calcestruzzo può essere classificata in accordo con la Tabella C4.3.I. In una sezione parzialmente rivestita di calcestruzzo, il calcestruzzo che circonda l'anima dovrebbe essere efficacemente collegato alla sezione metallica e dovrebbe impedire l'instabilità dell'anima o della piattabanda compressa verso l'anima.

Tabella C4.3.I - Classificazione di piattabande compresse in profilati o in sezioni saldate parzialmente rivestiti

	<p>Classe 1: $\frac{c}{t} \leq 9 \varepsilon$</p> <p>Classe 2: $9 \varepsilon < \frac{c}{t} \leq 14 \varepsilon$</p> <p>Classe 3: $14 \varepsilon < \frac{c}{t} \leq 20 \varepsilon$</p> <p>Classe 4: $\frac{c}{t} > 20 \varepsilon$</p>
---	---

C4.3.4 TRAVI CON SOLETTA COLLABORANTE

C4.3.4.2 RESISTENZA DELLE SEZIONI

Il momento resistente, $M_{pl,Rd}$ di una sezione composta di classe 1 o 2 si valuta nell'ipotesi di conservazione delle sezioni piane, assumendo un diagramma equilibrato delle tensioni nella sezione, come indicato in Figura C4.3.1, e considerando nullo il contributo del calcestruzzo teso.

L'armatura longitudinale in soletta si ipotizza plasticizzata, sia in trazione sia in compressione, così come l'acciaio strutturale. A momento positivo, la parte compressa della sezione efficace della soletta di calcestruzzo si considera uniformemente compressa con tensione di compressione pari $0,85 f_{cd}$ e la risultante di compressione è detta N_{cf} .

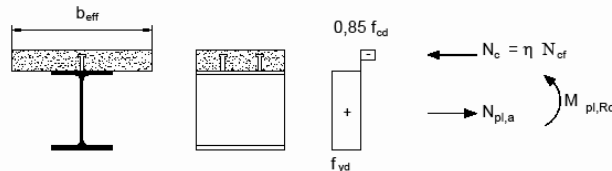


Figura C4.3.1 - Distribuzione delle tensioni plastiche allo SLU per il calcolo del momento resistente positivo

Si definisce, in questo paragrafo, grado di connessione il rapporto N_c/N_{cf} tra il massimo sforzo trasmissibile dalla connessione N_c e la risultante delle compressioni in soletta N_{cf} .

In via approssimata tale rapporto si può assumere pari al grado di connessione η definito al § 4.3.4.3 delle NTC come il rapporto tra il numero effettivo di connettori a taglio presenti e il numero di connettori che assicurano il completo sviluppo del momento resistente plastico della sezione composta.

Nel caso di connessione a pieno ripristino si ha $N_c=N_{cf}$.

La resistenza del calcestruzzo a trazione è trascurata ed in caso di momento negativo la connessione a taglio in genere è sufficiente a trasferire la risultante di trazione delle barre d'armatura in soletta, calcolata ipotizzando le barre d'armatura completamente snervate e soggette ad una tensione f_{sd} (vedi Figura C4.3.2).

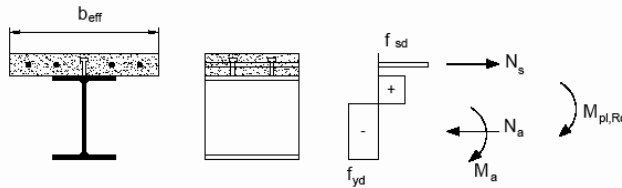


Figura C4.3.2 - Distribuzione delle tensioni plastiche allo SLU per il calcolo del momento resistente negativo

Quando la connessione a taglio è a parziale ripristino di resistenza ($N_c/N_{cf} < 1$) e realizzata con connettori "duttili", il momento resistente, M_{Rd} è calcolato utilizzando il metodo rigido-plastico ed il valore ridotto della risultante delle compressioni in soletta, N_c . In particolare, può assumersi una relazione lineare tra il grado di connessione η ed il momento resistente ottenibile, vedi Figura C4.3.3, rappresentata dalla formula

$$M_{Rd} = M_{pl,a,Rd} + (M_{pl,Rd} - M_{pl,a,Rd}) \cdot \eta \quad [C4.3.1]$$

dove $M_{pl,a,Rd}$ è il momento plastico della sola sezione di acciaio.

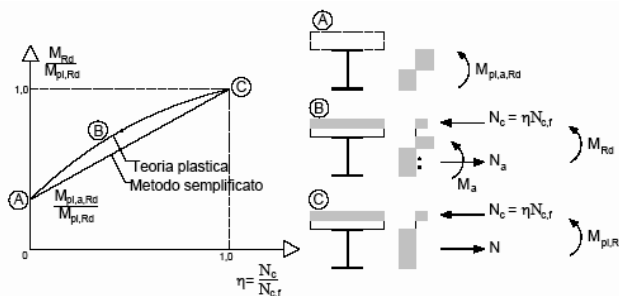


Figura C4.3.3 - Relazione tra il momento resistente della trave e il grado di connessione per connettori a taglio duttili

C4.3.4.3 SISTEMI DI CONNESSIONE ACCIAIO-CALCESTRUZZO

Nelle NTC, in linea con la UNI EN 1994 e con le CNR 10016/2000, per le travi con soletta collaborante, sono considerate sia connessioni “complete” a taglio, sia connessioni “parziali” a taglio.

Nel seguito viene più dettagliatamente illustrato il concetto di connessione a taglio (“completa” o “parziale”) e vengono illustrate le limitazioni applicative.

Si ha una connessione a taglio “completa” quando i connettori, nel loro insieme, sono così robusti che la capacità portante limite della struttura è determinata dalla massima resistenza flessionale. Ad esempio, la capacità portante limite della trave di acciaio con soletta collaborante rappresentata in Figura C4.3.4, semplicemente appoggiata agli estremi e soggetta ad un carico uniformemente distribuito, nel caso di connessione a taglio “completa” lungo la sezione III si raggiunge quando nella sezione II si stabilisce la distribuzione di tensioni normali che corrisponde al momento plastico.

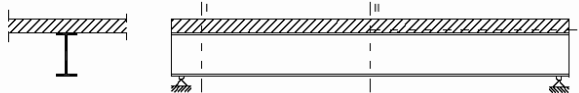


Figura C4.3.4 – Trave d'acciaio con soletta collaborante

Nel caso di connessione “completa” a taglio, pertanto, un eventuale incremento del numero dei connettori a taglio nella sezione III non si tradurrebbe in aumento della capacità portante, essendo determinante la resistenza flessionale.



Figura C4.3.5 – Legame tra resistenza della trave e resistenza della connessione

Per contro, disponendo connettori in minor numero si avrà una capacità portante ridotta, che dipende dalla numerosità dei connettori disposti nella sezione III, perché si riduce la risultante delle tensioni normali (di trazione e compressione) e quindi il momento limite nella sezione II: in questo caso si parla di connessione “parziale” a taglio.

In Figura C4.3.5 è schematizzato quanto sopra esposto: in ascisse è riportata la resistenza della connessione a taglio nella sezione III, in ordinate la capacità portante ultima della trave composta.

Al limite, quando mancassero del tutto i connettori, la resistenza della soletta può essere trascurata rispetto a quella della trave di acciaio.

L'applicazione della connessione “parziale” a taglio ha interesse per le travi composte acciaio-calcestruzzo nelle quali non è necessario sfruttare a fondo la collaborazione tra i due materiali per ottenere la resistenza richiesta.

Questo concetto si applica alle travi composte quando, ad esempio, le solette vengono gettate su casseri non puntellati, ma sostenuti direttamente dalle travi di acciaio. Le sezioni di acciaio devono essere dimensionate per sostenere il peso del getto cosicché, dopo l'indurimento del calcestruzzo, la connessione “completa” può portare a travi composte più prestazionali del richiesto.

Un altro caso in cui questo concetto si applica è quello in cui la progettazione delle travi composte è governata dalle limitazioni di deformabilità negli stati limite di esercizio; in tal caso, infatti, la resistenza ultima della sezione che ne consegue risulta sovrabbondante.

Situazione analoga si ha quando, per ragioni tecniche o economiche, il progettista è portato a preferire una sezione maggiore delle travi metalliche e un numero minore di connettori, piuttosto che travi con sezione di acciaio ridotta e maggior numero di connettori, come potrebbe accadere quando la soletta è gettata su una lamiera grecata, che limita posizione e numero dei connettori a causa della posizione e larghezza delle onde.

C4.3.4.3.1 Connessioni a taglio con pioli**C4.3.4.3.1.1 Disposizioni e limitazioni**

Le regole di progetto contenute nel § 4.3.4 delle NTC per la verifica delle travi composte acciaio-calcestruzzo riguardano elementi strutturali realizzati con connettori a taglio dotati di comportamento duttile. In particolare, tale condizione è imprescindibile allorché si applichi il calcolo plastico per la definizione del momento resistente della trave. Nelle NTC (§ 4.3.4.3.1.1) sono indicate le condizioni che si devono verificare per assumere l'ipotesi di connettori duttili.

La spaziatura massima tra i connettori deve essere pari a $s_{MAX} = 22 \cdot t_f \cdot \sqrt{235/f_{yk}}$ per le travi collaboranti con solette piene o solette gettate su lamiera con greche parallele all'asse della trave; $s_{MAX} = 15 \cdot t_f \cdot \sqrt{235/f_{yk}}$ nel caso in cui le greche della lamiera siano ortogonali all'asse della trave, dove con t_f si è indicato lo spessore della piattabanda del profilo e con f_{yk} la tensione di snervamento della piattabanda del profilo. In ogni caso la spaziatura massima deve essere inferiore ad 800 mm. La spaziatura minima dei connettori a pioli deve essere non minore di 5 volte il diametro del gambo del connettore. In direzione ortogonale alla forza di scorrimento l'interasse dei pioli non deve essere inferiore a 2,5 volte il diametro del gambo per le solette di calcestruzzo piene ed a 4 volte il diametro del gambo per tutti gli altri tipi di soletta.

I connettori possono essere disposti uniformemente tra i punti di momento massimo e minimo della trave solo nel caso di sezioni di classe 1 e classe 2 e se il fattore di connessione η rispetta le limitazioni indicate. Se l'azione composta della connessione è tale da definire una sezione con un momento plastico resistente maggiore di 2,5 volte quello della sola sezione di acciaio è necessario eseguire verifiche supplementari nelle sezioni intermedie tra quelle di massimo e minimo momento perché in tale caso il sistema di connessione potrebbe avere un comportamento non duttile.

C4.3.4.3.1.2 Resistenza dei connettori (a sollecitazioni combinate)

Quando i connettori a taglio disposti sul profilo di acciaio sono simultaneamente considerati efficaci per due elementi ortogonali, come ad esempio nel caso di una trave composta longitudinale e di una soletta composta, si deve considerare la combinazione delle forze di connessione provenienti dai due elementi strutturali e la verifica di resistenza del connettore può essere eseguita con la formula

$$\frac{F_1^2}{P_{1,Rd}^2} + \frac{F_t^2}{P_{t,Rd}^2} \leq 1,0 \quad [C4.3.2]$$

dove F_1 è l'azione longitudinale di progetto derivante dall'elemento principale, mentre F_t è la forza di progetto trasversale derivante dall'elemento secondario e $P_{1,Rd}$ e $P_{t,Rd}$ sono le resistenze a taglio del singolo connettore in direzione longitudinale e trasversale. La resistenza del connettore nelle due direzioni può assumere valori differenti a causa del diverso grado di ricoprimento offerto dal calcestruzzo al connettore a piolo nelle due direzioni (longitudinale e trasversale).

C4.3.4.3.3 Valutazione delle sollecitazioni di taglio agenti sul sistema di connessione

Il calcolo della forza di scorrimento a taglio necessaria per il progetto dei connettori può essere condotta utilizzando sia la teoria elastica sia la teoria plastica. Per le connessioni a completo ripristino di resistenza, in sezioni progettate utilizzando il calcolo plastico, la forza totale di scorrimento con cui progettare la connessione tra la sezione di massimo momento positivo e un appoggio di estremità è data da

$$V_{ld} = F_{cf} = \min \left\{ \frac{A_a \cdot f_{yk}}{\gamma_a}; 0,85 \frac{f_{ck} \cdot A_c}{\gamma_c} + \frac{A_{se} \cdot f_{sk}}{\gamma_s} \right\} \quad [C4.3.3]$$

dove A_a , A_c ed A_{se} sono le aree, rispettivamente, del profilo di acciaio, della soletta di calcestruzzo e dell'armatura compressa. La forza di scorrimento tra una sezione soggetta al minimo momento flettente e la sezione soggetta al massimo momento flettente (appoggio intermedio e campata) è pari a

$$V_{ld} = F_{cf} + \frac{A_s \cdot f_{sk}}{\gamma_s} + \frac{A_{ap} \cdot f_{yp}}{\gamma_{ap}} = \min \left\{ \frac{A_a \cdot f_{yk}}{\gamma_a}; 0,85 \frac{f_{ck} \cdot A_c}{\gamma_c} + \frac{A_{se} \cdot f_{sk}}{\gamma_s} \right\} + \frac{A_s \cdot f_{sk}}{\gamma_s} + \frac{A_{ap} \cdot f_{yp}}{\gamma_{ap}} \quad [C4.3.4]$$

dove A_{ap} è l'area della lamiera grecata, da considerarsi solo se è dimostrata la sua efficacia, f_{yp} la sua tensione di snervamento e A_s e f_{sk} sono, rispettivamente, l'area e la tensione di snervamento delle barre d'armatura in soletta.

Nel caso di connessione a parziale ripristino di resistenza con connettori duttili, si può assumere che allo stato limite ultimo si sviluppino scorrimenti sufficienti per ottenere nelle sezioni critiche i momenti resistenti calcolati sulla base della teoria plastica. In tal caso, la forza di scorrimento agente tra la sezione di estremità della trave e la sezione a momento flettente massimo si assume pari a

$$V_{ld} = F_c = \eta \times F_{cf} = \frac{M_{Rd} - M_{a,pl,Rd}}{M_{pl,Rd} - M_{a,pl,Rd}} \times F_{cf} \quad [C4.3.5]$$

mentre la forza di scorrimento tra la sezione a massimo momento flettente positivo e la sezione a minimo momento flettente negativo è pari a

$$V_{ld} = F_c + \frac{A_s \cdot f_{sk}}{\gamma_s} + \frac{A_{ap} \cdot f_{yp}}{\gamma_{ap}} \quad [C4.3.6]$$

Se si utilizza per le sezioni trasversali la teoria elastica, anche la forza di scorrimento per unità di lunghezza deve essere calcolata utilizzando la teoria elastica, considerando l'aliquota di taglio che agisce dopo che la connessione si è attivata. Le proprietà statiche della sezione trasversale devono essere uguali a quelle utilizzate nel calcolo delle tensioni normali.

Per le travate da ponte, nello stato limite di esercizio, il taglio longitudinale per ciascun connettore non deve eccedere il 60% della resistenza di progetto.

C4.3.4.3.5 Armatura trasversale

La disposizione dell'armatura trasversale in soletta secondo le tipologie mostrate nelle Figure 4.3.5a, 4.3.5b e 4.3.5c delle NTC è necessaria per l'eliminazione di possibili rotture fragili nel calcestruzzo a causa degli elevati sforzi di taglio che si concentrano in prossimità della connessione piolata. Le superfici interessate dai maggiori sforzi di taglio sono differenti in relazione alla tipologia di soletta considerata nel progetto della trave composta e comunque l'armatura trasversale deve essere disposta in modo tale da rinforzare e cucire tali superfici di scorrimento potenziali.

La sollecitazione di taglio agente lungo tali superfici critiche, v_{Ed} , è determinata, sulla base delle ipotesi di calcolo seguite per la definizione del momento resistente plastico della sezione, dalla forza di compressione massima sviluppata in soletta. Per cui la sollecitazione di taglio per unità di lunghezza si ricava, vedi Figura C4.3.6, dalla formula

$$v_{Ed} = \frac{\Delta F_s}{\Delta x \cdot h_f} \quad [C4.3.7]$$

dove h_f è lo spessore della piattabanda di calcestruzzo e Δx la distanza tra la sezione di momento massimo o minimo e la sezione di momento nullo.

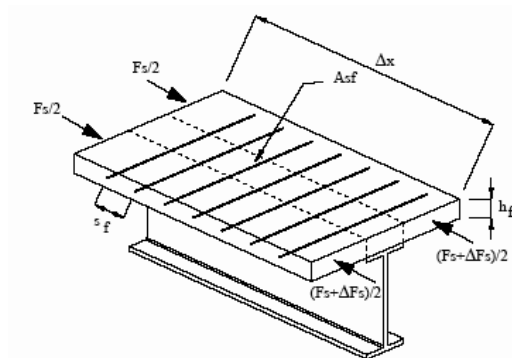


Figura C4.3.6. Distribuzione della sollecitazione di taglio longitudinale nella piattabanda di calcestruzzo

L'area dell'armatura minima necessaria all'assorbimento della sollecitazione v_{Ed} è data da

$$\frac{A_{sf} \cdot f_{sk}}{\gamma_s \cdot s_f} \geq v_{Ed} \cdot h_f \quad [C4.3.8]$$

dove A_{sf} è l'area della singola barra d'armatura disposta ad un interasse s_f . Per evitare la rottura del calcestruzzo compresso è necessario imporre che

$$v_{Ed} \leq 0,3 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad [C4.3.9]$$

Se le tensioni v_{Ed} sono inferiori a $0,4f_{ctd}$, dove f_{ctd} è la resistenza a trazione di progetto del calcestruzzo, non è necessario disporre apposita armatura trasversale.

C4.3.4.3.6 Instabilità flessio-torsionale delle travi composte

Nel caso in cui la soletta di calcestruzzo collaborante sia garantita nei riguardi dell'instabilità laterale, è possibile assumere che la piattabanda superiore del profilo d'acciaio connesso a taglio alla soletta sia stabile lateralmente. In tutti gli altri casi è necessario verificare la sicurezza delle ali dei profili nei riguardi della stabilità.

In generale è possibile verificare l'instabilità flessio-torsionale dei profili di acciaio trascurando il ritegno torsionale costituito dalla soletta di calcestruzzo ed utilizzando le formule ed i metodi proposti nel § C.4.2 e nelle NTC.

In alternativa è possibile considerare il contributo alla stabilità laterale fornito dalla soletta. Il momento resistente di progetto nei confronti dell'instabilità flessio-torsionale è pari a:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot M_{Rd} \quad [C4.3.10]$$

dove χ_{LT} è il fattore riduttivo della resistenza flessionale M_{Rd} espresso, tramite la formula 4.2.51 delle NTC, in funzione della snellezza relativa λ_{LT}

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{M_{Rk}}{M_{cr}}} \quad [C4.3.11]$$

dove M_{Rk} è il momento resistente della sezione composta, calcolato utilizzando i valori caratteristici delle resistenze, e M_{cr} è il momento critico corrispondente all'instabilità flessio-torsionale, calcolato per la trave di maggior luce e con il maggiore momento sollecitante negativo.

Se sono verificate le seguenti ipotesi:

- la flangia superiore del profilo è connessa alla soletta;
- la soletta è composta e fissata su due profili contigui a formare una sezione ad "U invertita" (v. Figura C4.3.7);
- in ogni punto di appoggio l'elemento di acciaio ha la flangia inferiore bloccata lateralmente e l'anima irrigidita,

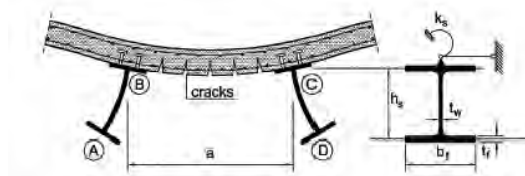


Figura C4.3.7 -Telaio ad U invertita: A-B-C-D

il contributo stabilizzante da considerare nel calcolo di M_{cr} si può valutare definendo la rigidezza rotazionale k_s per unità di lunghezza della soletta d'impalcato come:

$$k_s = \frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_2} \quad [C4.3.12]$$

dove k_1 , rigidezza flessionale in fase fessurata della soletta di calcestruzzo o composta ed in direzione trasversale ai profili d'acciaio, è definita come $k_1 = \alpha(EJ)_2 / a$, in cui $\alpha=2$ per le travi esterne ed $\alpha=3$ per le travi interne (per un telaio con più di 4 travi $\alpha=4$ per le travi più interne) e a è la distanza tra due profili consecutivi; $(EJ)_2$ è il modulo di rigidezza fessurato per unità di larghezza della soletta; k_2 è la rigidezza flessionale dell'anima del profilo d'acciaio, che vale

$$k_2 = \frac{E_a \cdot t_w^3}{4(1-\nu^2) \cdot h_s} \quad [C4.3.13]$$

dove ν è il coefficiente di Poisson, h_s è l'altezza del profilo di acciaio e t_w è lo spessore dell'anima.

Se la trave composta è continua su più appoggi o fa parte di un telaio a più campate ed è di classe 1, 2 o 3 la sezione può essere progettata senza un sistema di stabilizzazione laterale se sono soddisfatte le seguenti condizioni:

- le luci di campate adiacenti non differiscono tra loro di più del 20% (15% nel caso di una campata esterna a sbalzo e della campata adiacente);
- il carico su ogni campata è uniformemente distribuito ed i carichi permanenti costituiscono più del 40% dei carichi di progetto;
- la piattabanda superiore è collegata alla soletta;
- la soletta è connessa ad un altro profilo di acciaio che la supporta e che è parallelo alla trave composta considerata;
- se la soletta è composta, questa connette due profili di acciaio a formare un telaio ad "U invertita";
- in ogni punto di appoggio l'elemento di acciaio ha la piattabanda inferiore lateralmente bloccata e l'anima irrigidita;
- se la sezione di acciaio non è rivestita di calcestruzzo, rispetta i limiti imposti, sull'altezza della sezione, nella Tabella C4.3.II;

(h) se l'elemento della sezione è parzialmente rivestito di calcestruzzo, l'altezza h della sua sezione di acciaio non eccede l'altezza fornita in Tabella C4.3.II di più di 200 mm, per le classi d'acciaio S235, S275 ed S355, e di più di 150 mm, per le classi S420 ed S460.

Tabella C4.3.II - Altezza massima in mm dell'elemento di acciaio non rivestito

Elemento di acciaio	Grado nominale dell'acciaio			
	S235	S275	S355	S420 e S460
IPE	600	550	400	270
HE	800	700	650	500

C4.3.6 SOLETTE COMPOSTE CON LAMIERA GRECATA

C4.3.6.2 VERIFICHE DI RESISTENZA ALLO STATO LIMITE ULTIMO (SOLETTE COMPOSTE)

La resistenza a flessione delle sezioni trasversali di una soletta composta realizzata con una soletta armata di calcestruzzo gettata su una lamiera grecata collaborante può essere determinata con la teoria plastica, in accordo a quanto esposto in § 4.3.4.2.1.2 delle NTC ed in § 4.3.4.2, se sono soddisfatte le seguenti condizioni:

- sussiste la piena interazione tra lamiera e calcestruzzo;
- la sezione efficace della lamiera è valutata al netto di bugnature o dentelli;
- la lamiera nelle zone soggette a momento negativo è considerata attiva solo se continua sul profilo di acciaio;
- la stabilità delle parti compresse della lamiera è assicurata.

In tal caso si assume per il calcestruzzo un modello stress-block con tensione massima $0,85 f_{ck}/\gamma_c$ mentre le tensioni normali nella lamiera e nelle barre d'armatura sono assunte pari al limite plastico; vedi Figure C4.3.8 (a) e C4.3.8 (b).

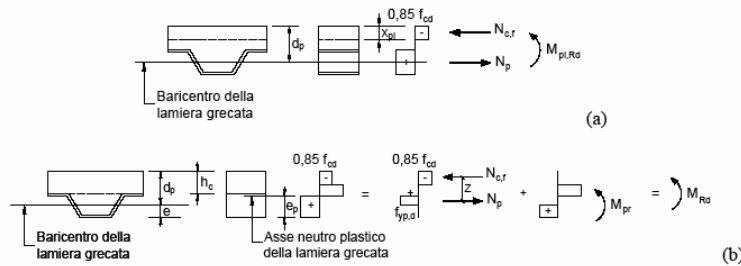


Figura C4.3.8 - Distribuzione plastica delle tensioni: (a) asse neutro nel calcestruzzo sopra la lamiera; (b) asse neutro che taglia la lamiera grecata

La resistenza allo scorrimento tra lamiera grecata e soletta deve essere verificata nelle zone in cui sono localizzate le massime sollecitazioni di taglio, in generale le sezioni prossime agli appoggi, poiché in caso di connessione parziale tra i due elementi non è possibile sviluppare il momento resistente plastico così come al § 4.3.6.2 delle NTC. A tal riguardo, è possibile definire una relazione lineare che rappresenta l'interazione parziale tra la lamiera grecata ed il calcestruzzo, basata sulla resistenza allo scorrimento offerta dalla lamiera, $\tau_{u,Rd}$, che consente di ricavare il momento resistente massimo ottenibile prima del raggiungimento della crisi per flessione (vedi Figura C4.3.9). Tale relazione, basandosi sulla capacità $\tau_{u,Rd}$ della lamiera grecata, dipende dal tipo di lamiera utilizzata.

Altre tipologie di connessione e differenti condizioni di carico definiscono differenti diagrammi di interazione parziale, come presentato in § 7.4.3 della CNR10016.

Metodi per il calcolo della resistenza allo scorrimento di sistemi di connessione a pioli, illustrati nella Figura 4.3.4(a,b) delle NTC, sono basati sulle resistenze fornite nel § 4.3.4.3.1 delle NTC; ulteriori informazioni e metodi per il calcolo sono riportati in § 9.7.3, § 9.7.4 della UNI EN 1994-1-1:2005.

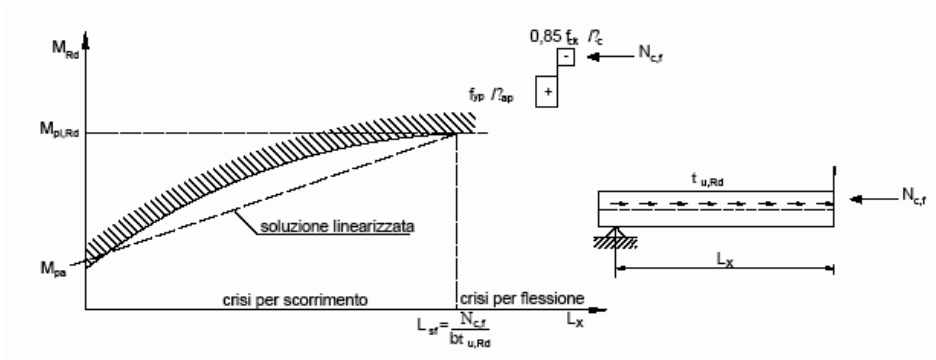


Figura C4.3.9 - Diagramma di interazione parziale calcestruzzo lamiera

C4.4 COSTRUZIONI DI LEGNO

L'impostazione generale relativa alla valutazione della sicurezza delle strutture di legno di nuova costruzione può essere utilizzata anche per le strutture di legno esistenti, purché si provveda ad una attenta valutazione delle caratteristiche fisiche e meccaniche del legno con metodi di prova diretti o indiretti. I calcoli, riferiti alle reali dimensioni geometriche degli elementi in sito, terranno opportunamente conto dei difetti del legno, degli eventuali stati di degrado, delle condizioni effettive dei vincoli e dei collegamenti.

Con riferimento anche a quanto previsto nel § 8.5 delle NTC, particolare attenzione va posta inoltre per le costruzioni antiche di rilevante interesse storico per le quali risulti opportuno il mantenimento dei materiali originali e per le quali si giustifica l'impiego di prove e criteri di valutazione che tengano conto anche delle prestazioni dimostrate dagli elementi strutturali nel corso della storia dell'opera.

C4.4.1 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

Il legno è un materiale di origine biologica e pertanto le sue caratteristiche fisiche e il suo comportamento meccanico sono strettamente legati all'anatomia della pianta di provenienza.

All'interno del tronco, idealmente cilindrico, si individuano tre direzioni principali (longitudinale, radiale e circonferenziale) cui corrispondono tre sezioni (trasversale, radiale e tangenziale), per ognuna delle quali è possibile definire caratteristiche morfologiche differenziate e caratteristiche fisiche e meccaniche molto variabili, che conferiscono al materiale uno spiccato comportamento anisotropo.

Le caratteristiche naturali del legno (presenza di nodi, inclinazione della fibratura, presenza di cretti, presenza di legno di reazione, ecc.) possono rappresentare da un punto di vista strutturale dei difetti che vanno debitamente considerati procedendo ad una accurata selezione e classificazione secondo quanto indicato nel § 11.7 delle NTC.

Una delle principali caratteristiche fisiche che influenza le prestazioni del legno è rappresentata dal comportamento igroscopico, connesso alla capacità di assorbire e rilasciare umidità all'atmosfera circostante. La definizione degli stati limite, sia in condizioni ultime che nelle condizioni di esercizio, tiene perciò conto di tali specifiche caratteristiche che sono influenzate dall'umidità del materiale e dalle sue variazioni.

Per quanto riguarda la durabilità, dovrà essere tenuta in considerazione la sensibilità del legno al biodegrado, principalmente per azione di funghi ed insetti xilofagi.

C4.4.2 ANALISI STRUTTURALE

La individuazione degli schemi strutturali non può prescindere dal reale comportamento delle singole membrature e dei collegamenti nelle varie fasi costruttive, anche in relazione alle imperfezioni geometriche e strutturali, la cui definizione quantitativa può essere effettuata anche sulla base di indicazioni di altre normative pertinenti di consolidata validità.

L'analisi della struttura terrà conto non solo delle caratteristiche di resistenza e di rigidezza dei materiali impiegati, ma anche della loro duttilità e delle loro caratteristiche reologiche, in relazione alle condizioni ambientali definite al § 4.4.5 delle NTC e C.4.4.5.

Generalmente, l'analisi della struttura può essere condotta con riferimento a un comportamento elastico lineare del materiale e dei collegamenti; tuttavia, qualora sia quantificabile un comportamento duttile dei collegamenti, il loro effetto può essere tenuto in conto mediante una analisi lineare con redistribuzione o, più in generale, con analisi non lineari.

I collegamenti generalmente utilizzati nelle costruzioni lignee, per i quali la rigidezza flessionale è trascurabile, possono essere schematizzati, da un punto di vista cinematico, come cerniere. Qualora la rigidezza flessionale non sia trascurabile si adotteranno schematizzazioni dei vincoli più realistiche.

Particolare attenzione andrà posta nella individuazione del reale meccanismo di trasmissione degli sforzi conseguente alla conformazione geometrica del collegamento, al fine di individuare eventuali disassamenti o possibili eccentricità.

Le analisi dovranno tener conto della evoluzione nel tempo delle caratteristiche del legno, con riferimento non solo alle condizioni iniziali, ma anche al loro sviluppo fino alle condizioni a lungo termine di cui al § 4.4.7 delle NTC.

I coefficienti di dilatazione termica riportati in Tab. 3.5.III del § 3.5.7 delle NTC si riferiscono al materiale legno in condizioni ideali anidre. Nelle condizioni reali di umidità (classi di servizio 1, 2, 3), tali valori dovranno essere valutati adeguatamente, tenendo presente che per gli elementi strutturali di legno o materiali derivati dal legno, le variazioni dimensionali per effetto termico sono generalmente trascurabili. Deve essere sempre considerato l'effetto del ritiro e/o rigonfiamento del legno causato dalle variazioni della sua umidità. Nel caso di strutture miste o composte con legno e altri materiali non derivati dal legno, l'interazione tra i due materiali dovrà essere esplicitamente verificata.

C4.4.3 AZIONI E LORO COMBINAZIONI

I valori delle azioni e le loro combinazioni devono essere valutati con riferimento a quanto previsto per le altre costruzioni nei § 2, § 3 e § 5 delle NTC.

È opportuno evitare, per quanto possibile, gli stati di coazione longitudinali o trasversali alla fibratura. In ogni caso i loro effetti saranno valutati, caso per caso, con particolare cautela, mettendo esplicitamente in conto l'evoluzione nel tempo delle deformazioni del legno.

C4.4.4 CLASSI DI DURATA DEL CARICO

Il comportamento reologico del materiale ha un effetto diretto sulla resistenza e sulla deformabilità degli elementi di legno. È quindi di fondamentale importanza tener conto della correlazione esistente tra il tempo di permanenza dell'azione sulla struttura e le caratteristiche di resistenza e deformabilità del materiale secondo quanto previsto nei § 4.4.4, § 4.4.6 e § 4.4.7 delle NTC.

Il carico provocato dalla neve, valutato secondo il § 3.4 delle NTC per uno specifico sito ad una certa altitudine di riferimento a_s , deve essere considerato almeno di media durata per altitudini a_s superiori a 1000 m; per altitudini inferiori la classe di durata dovrà essere scelta in funzione delle caratteristiche del sito, e comunque almeno di breve durata.

C4.4.5 CLASSI DI SERVIZIO

Per tener conto dell'influenza della variazione di umidità del materiale sulle sue caratteristiche di resistenza e sul suo comportamento reologico, si definiscono le tre classi di servizio indicate.

In prima approssimazione, si propone il seguente criterio di assegnazione:

- classe di servizio 1: elementi in ambiente chiuso e riscaldato;
- classe di servizio 2: elementi in ambiente interno non riscaldato, elementi in ambiente esterno protetti dall'esposizione diretta agli agenti atmosferici;
- classe di servizio 3: elementi in ambiente esterno esposti direttamente agli agenti atmosferici.

Elementi posti in ambienti particolarmente umidi, ivi compresi ambienti interni quali piscine, palaghiacci, depuratori e simili, saranno di regola assegnati alla classe di servizio 3. Scelte diverse da quelle sopra proposte dovranno essere giustificate da adeguati dati previsionali relativi alle condizioni termo-igrometriche previste in opera durante l'intero intervallo di vita della struttura.

C4.4.6 RESISTENZA DI PROGETTO

Nella Tab. 4.4.III delle NTC sono forniti i valori del coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale. I valori appartenenti alla colonna A possono essere sempre adottati; i valori riportati nella colonna B possono essere adottati purché i materiali utilizzati siano prodotti secondo un sistema di qualità e quindi siano certificati secondo la lettera A) o C) (ETA) di cui al § 11.1 delle NTC.

C4.4.7 STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Considerando il particolare comportamento reologico del legno e dei materiali derivati dal legno, si devono valutare sia la deformazione istantanea u_{inst} sia la deformazione finale u_{fin} .

La deformazione istantanea, u_{inst} , deve essere calcolata sotto la combinazione caratteristica (o rara) di azioni di cui al § 2.5.3 delle NTC, utilizzando il valore medio dei moduli di elasticità normale e tangenziale del materiale per le membrature, ed il valore istantaneo del modulo di scorrimento (K_{ser}) per le unioni.

In generale la deformazione finale u_{fin} provocata dal generico carico può essere valutata come segue:

$$u_{fin} = u_{inst} + u_{dif} \quad [C4.4.1]$$

dove:

- u_{fin} è la deformazione finale data dalla somma della deformazione istantanea e della deformazione differita;
- u_{inst} è la deformazione istantanea;
- u_{dif} è la deformazione differita.

La freccia netta, u_{net} , per un elemento inflesso, riferita alla corda congiungente i punti della trave in corrispondenza degli appoggi, è data da:

$$u_{net} = u_1 + u_2 - u_0 \quad [C4.4.2]$$

dove:

- u_0 è la contrefreccia iniziale (qualora presente);
- u_1 è la freccia dovuta ai soli carichi permanenti;
- u_2 è la freccia dovuta ai soli carichi variabili.

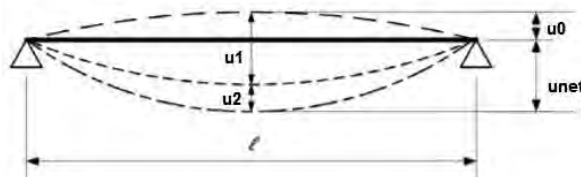


Figura C4.4.1 – Deformazione per un elemento inflesso

Nel caso di strutture costituite da elementi o componenti aventi lo stesso comportamento viscoelastico, in via semplificata, la deformazione totale finale $u_{tot,fin}$ relativa ad una certa condizione di carico, si può quindi valutare come segue:

$$u_{tot,fin} = u_{1,inst} (1+k_{def}) + u_{21,inst} (1+\psi_{21}k_{def}) + \sum_{i=2 \dots n} [u_{2i,inst} (\psi_{0i} + \psi_{2i}k_{def})] \quad [C4.4.3]$$

dove:

- $u_{1,inst}$: è la deformazione istantanea del carico permanente;
- $u_{21,inst}$: è la deformazione istantanea del carico variabile prevalente;
- $u_{2i,inst}$: è la deformazione istantanea dell'*i*-esimo carico variabile della combinazione considerata.

I valori delle deformazioni totali finali, calcolate mediante le formulazioni precedenti, richiedono una più accurata valutazione nel caso di impalcati sottoposti in esercizio a un carico permanente tale da indurre tensioni massime da flessione indicativamente superiori al 30% del corrispondente valore caratteristico di resistenza.

In aggiunta alla verifica di freccia istantanea dovuta ai soli carichi variabili nella combinazione di carico rara riportata nel § 4.4.7 delle NTC, si consiglia, per la medesima combinazione di carico, di limitare opportunamente anche la freccia istantanea totale, derivante cioè dai carichi permanenti e dai carichi variabili, in particolare nel caso degli impalcati che supportano elementi portati fragili, quali tramezzature in laterizio, pavimentazioni ceramiche ecc.

Lo scorrimento delle unioni può essere determinato mediante prove sperimentali eseguite nel rispetto dei pertinenti documenti di comprovata validità o può essere calcolato, in funzione delle caratteristiche dei materiali e del tipo di unione, con riferimento a normative di comprovata validità.

Per il calcolo della deformazione istantanea delle membrature si fa riferimento al valore medio dei moduli di elasticità normale e tangenziale del materiale; per le deformazioni istantanee delle unioni si fa riferimento al valore istantaneo del modulo di scorrimento.

La deformazione a lungo termine può essere calcolata utilizzando i valori medi dei moduli elastici ridotti opportunamente mediante il fattore $1/(1+k_{def})$ per le membrature e utilizzando un valore ridotto con lo stesso fattore del modulo di scorrimento dei collegamenti.

Si dovrà verificare che le azioni previste sulla struttura non producano vibrazioni che ne possano compromettere la normale utilizzazione o comunque ridurre il comfort degli utenti.

Si raccomanda che gli effetti provocati sui solai da vibrazioni e urti indotti dal calpestio siano limitati, in modo da garantire un accettabile livello di comfort per gli utilizzatori. Per solai aventi una frequenza fondamentale maggiore o uguale a 8 Hz, le verifiche devono essere effettuate limitando il valore massimo di freccia verticale indotta da un carico concentrato F agente su qualsiasi punto del solaio, nonché limitando il valore di velocità iniziale derivante da un carico impulsivo agente nel punto del solaio che fornisce la massima risposta. A tal proposito è possibile fare riferimento a quanto proposto all'interno della UNI EN 1995-1-1. Nel caso in cui la frequenza fondamentale del solaio risulti inferiore a 8 Hz, si raccomanda, al fine di scongiurare possibili fenomeni di amplificazione, di limitare opportunamente la massima accelerazione verticale indotta da un carico dinamico rappresentativo del fenomeno di calpestio lungo il solaio, anche facendo utile riferimento a documenti di comprovata validità.

Nel calcolo dei parametri necessari alle verifiche sopra riportate, si raccomanda di tenere in conto la collaborazione laterale dipendente dalla rigidezza trasversale del solaio. Si suggerisce inoltre di adottare un valore di massa del solaio corrispondente alla combinazione di carico quasi-permanente.

Nel caso si ritenga opportuno svolgere analisi più dettagliate si può far riferimento ai metodi di verifica proposti all'interno di normative di comprovata validità.

C4.4.8 STATI LIMITE ULTIMI

C4.4.8.1 VERIFICHE DI RESISTENZA

C4.4.8.1.1 Trazione parallela alla fibratura

Nel caso di giunzioni di elementi lignei mediante copri giunti è possibile computare in maniera semplificata l'azione flettente nel copri giunto indotta dall'eccentricità della trazione parallela alla fibratura, riducendo al 60% la resistenza a trazione nel medesimo

coprigiunto. È possibile trascurare queste azioni di flessione qualora si prevedano idonei dispositivi di contenimento atti a prevenire eventuali aperture del giunto, che generalmente non si considerano partecipanti alla trasmissione dell'azione di trazione nel coprigiunto salvo valutazioni più accurate (si veda il § C4.4.9).

C4.4.8.1.2 Trazione perpendicolare alla fibratura

Nel caso di elementi soggetti a trazione trasversale alla fibratura, quali travi a doppia rastremazione, travi centinate ecc., particolare attenzione dovrà essere posta nei casi in cui tali elementi risultino parzialmente o totalmente esposti alla pioggia o alla radiazione solare, a causa della possibilità di innesco di lesioni che possono compromettere la capacità di resistenza. In tali casi si deve valutare la opportunità di introdurre appropriati elementi di contenimento trasversale.

C4.4.8.1.4 Compressione perpendicolare alla fibratura

Nella determinazione della resistenza a compressione perpendicolare alla fibratura è ammesso assumere un valore incrementato rispetto al valore caratteristico, facendo utile riferimento a documenti di comprovata validità.

C4.4.8.1.9 Taglio

Le fessurazioni, che possono instaurarsi anche in tempi successivi alla messa in opera, determinano una riduzione della larghezza della trave che si ripercuote sullo stato tensionale. Pertanto, ai fini del calcolo della tensione massima di taglio τ_a dovrà essere presa in considerazione una larghezza di trave ridotta secondo il fattore k_{cr} che assume i valori seguenti:

- $k_{cr} = 2,0/f_{v,k}$ per legno massiccio;
 - $k_{cr} = 2,5/f_{v,k}$ per legno lamellare;
 - $k_{cr} = 1,0$ per gli altri prodotti a base legno secondo le UNI EN 13986 e UNI EN 14374;
- essendo $f_{v,k}$ il valore della resistenza caratteristica a taglio dell'elemento considerato (in MPa).

In assenza di certificazioni, la resistenza a taglio per rotolamento delle fibre (rollingshear) si può approssimativamente assumere non maggiore di due volte la resistenza a trazione ortogonale. In presenza di valori di resistenza certificati si dovrà fare riferimento ai valori caratteristici riportati nelle certificazioni di prodotto (ETA, Valutazione Tecnica Europea, o CIT, Certificato di Idoneità Tecnica).

Nel caso di pannelli di tavole incollate a strati incrociati, nella verifica a taglio delle tavole disposte parallelamente alla direzione dell'azione sollecitante si dovrà fare riferimento al valore della resistenza a taglio $f_{v,d}$ mentre nella verifica a taglio delle tavole disposte ortogonalmente alla direzione dell'azione sollecitante si dovrà fare riferimento al valore della resistenza a taglio per rotolamento delle fibre $f_{R,d}$.

C4.4.8.2 VERIFICHE DI STABILITÀ

Considerata la complessità del fenomeno dell'instabilità connessa alle peculiarità del materiale ligneo (anisotropia, difettosità, igroscopicità, comportamento reologico, etc.) ed alle difficoltà di schematizzazione, le verifiche possono essere svolte in modo convenzionale utilizzando formulazioni semplificate, che possono essere reperite in normative di comprovata validità.

C4.4.9 COLLEGAMENTI

I collegamenti di carpenteria sono quelli tipici delle tradizionali costruzioni storiche, realizzati per lavorazione delle superfici di contatto. Di regola sono in grado di trasmettere solamente sforzi di compressione per contatto, e quindi in grado di esplicare unicamente la funzione di vincoli monolateri, a meno che non vengano opportunamente integrati con altre tipologie di unioni.

Particolare attenzione dovrà essere posta nei confronti dei collegamenti di carpenteria detti a "coda di rondine", a causa del comportamento igroscopico del legno nonché della elevata precisione richiesta per l'accoppiamento degli elementi. Resistenza e deformabilità di tali collegamenti devono essere attentamente valutate, tenendo in debito conto gli angoli di contatto tra elementi secondari e principali e considerando inoltre l'interruzione della fibratura e la riduzione della sezione causate dagli intagli negli elementi. Nell'eventualità che si debbano prevedere rinforzi meccanici per garantire la trasmissione della reazione verticale all'appoggio, è necessario affidare in toto la trasmissione della stessa a tali dispositivi.

I collegamenti meccanici sono caratterizzati dalla trasmissione delle sollecitazioni attraverso opportuni mezzi di unione, generalmente metallici, o mediante adesivi. I metodi di calcolo per la valutazione della resistenza e della deformazione dei singoli mezzi di unione non riportati in documenti di comprovata validità, devono essere convalidati sulla base idonee prove sperimentali.

La valutazione della capacità portante di collegamenti con mezzi di unione multipli, tutti dello stesso tipo e dimensione, terrà conto della ridotta efficienza dovuta alla presenza di più mezzi di unione.

La capacità portante di collegamenti con piani di taglio multipli va valutata con riferimento a una opportuna combinazione di unioni con uno e/o due piani di taglio.

Per i collegamenti meccanici realizzati con mezzi di unione a gambo cilindrico, come chiodi, bulloni, perni, viti e cambre, la capacità portante dipende dal contributo della resistenza allo snervamento dell'acciaio, della resistenza al rifollamento del legno,

nonché della resistenza all'estrazione del mezzo di unione. È sempre da evitare che, prima del raggiungimento della resistenza dell'unione, si attivino meccanismi di rottura di tipo fragile come: spacco, espulsione di tasselli di legno in corrispondenza dei singoli connettori, strappo lungo il perimetro del gruppo di mezzi di unione. La resistenza a trazione della sezione netta dell'elemento ligneo o dell'eventuale piastra metallica va comunque verificata. In generale, si dovranno sempre tenere in considerazione le eccentricità locali presenti nei sistemi di collegamento, in particolare prevedendo idonei dispositivi di chiusura atti a prevenire eventuali aperture del giunto. In generale, tali dispositivi non potranno essere considerati nel calcolo della resistenza del collegamento (si veda anche C4.4.8.1.1).

Per collegamenti meccanici realizzati con pannelli di tavole incrociate incollate, la determinazione dei valori caratteristici di portata può essere eseguita sulla base delle indicazioni contenute nelle certificazioni di prodotto o nella norma UNI EN 1995-1-1. Nel caso di connettori inseriti nelle facce laterali dei pannelli (superfici parallele al piano del pannello) la resistenza a rifollamento può essere determinata in accordo con le indicazioni contenute nelle certificazioni di prodotto o in alternativa in accordo alla norma UNI EN 1995-1-1, facendo riferimento alla direzione della fibratura nello strato superficiale del pannello.

Nel caso di connettori inseriti sui bordi dei pannelli (superfici ortogonali al piano del pannello), la resistenza a rifollamento può essere determinata in accordo con le indicazioni contenute nelle certificazioni di prodotto o, in alternativa, in accordo alla norma UNI EN 1995-1-1 applicando, per i connettori inseriti con un angolo inferiore a 30° tra asse del connettore e direzione della fibratura, una riduzione del 50% della resistenza di rifollamento. A causa dell'incertezza di montaggio, si deve assumere che il connettore venga inserito nello strato con direzione della fibratura più sfavorevole.

Per i collegamenti meccanici realizzati con mezzi di unione di superficie, come anelli, caviglie, piastre dentate, la capacità portante è la minore tra la capacità portante del gruppo di mezzi di unione costituente il collegamento stesso, tenendo conto della loro disposizione e del loro numero, e la resistenza della sezione residua indebolita dalla presenza degli stessi elementi di unione.

Per i collegamenti meccanici realizzati con mezzi di unione di acciaio incollati, si utilizzano barre o piastre inserite in apposite sedi ricavate negli elementi di legno da unire e solidarizzate ad essi mediante adesivi strutturali. Tali unioni potranno essere impiegate per strutture in classe di servizio 1 e 2 su legno già in equilibrio igrometrico con l'ambiente. Particolare attenzione dovrà essere posta nel garantire che le caratteristiche dell'adesivo e la sua adesione all'acciaio e al legno siano compatibili con la durabilità della struttura, sulla base di evidenze sperimentali o specifici test di laboratorio, nelle condizioni di temperatura e umidità che saranno presenti per tutta la vita in esercizio della struttura.

La resistenza delle singole unioni dovrà essere valutata con riferimento a normative di comprovata validità.

Il progetto riporterà espressamente le specifiche relative alle modalità di realizzazione e di messa in opera dei sistemi di connessione.

C4.4.10 ELEMENTI STRUTTURALI

Nel caso di travi ad altezza variabile e di travi curve lo stato tensionale viene determinato tenendo conto opportunamente della particolare forma dell'elemento strutturale. Le verifiche di resistenza terranno conto della presenza contemporanea di tensioni normali parallele alla fibratura, di tensioni ortogonali alla fibratura e di tensioni tangenziali. Formulazioni specifiche per vari casi potranno essere reperite in normative di comprovata validità. Si veda anche quanto contenuto nel paragrafo C.4.4.8.1.2.

La verifica a taglio delle sezioni terminali di travi con intagli di estremità sarà svolta tenendo conto dello stato tensionale causato dall'intaglio, con riferimento all'altezza effettiva ridotta della sezione trasversale. Sono da evitare travi con intagli senza rastremazione o con rastremazione ridotta, eventualmente potranno essere presi opportuni provvedimenti per contrastare l'apertura delle fessure del materiale in zona tesa.

Nelle travi, gli eventuali fori passanti con dimensione massima maggiore di 50 mm vanno, per quanto possibile, centrati rispetto all'asse longitudinale, e devono essere rispettate distanze e dimensioni minime reperite in normative di comprovata validità.

Particolare attenzione dovrà essere posta alla verifica nei confronti di eventuali tensioni di trazione ortogonale alla fibratura, in particolar modo nella classe di servizio 2 e 3, come riportato nel paragrafo C4.4.8.1.2.

Nel caso di travi aventi la sezione trasversale composta da più parti unite mediante connettori meccanici, occorre tener conto dello scorrimento nelle unioni ai fini della determinazione delle tensioni nelle varie parti nonché per la valutazione delle deformazioni della trave.

Nel caso di travi aventi la sezione trasversale composta da elementi incollati con anime sottili, realizzate con materiali di legno o derivati dal legno, è possibile valutare lo stato tensionale nel materiale nell'ipotesi di conservazione delle sezioni piane. Se i materiali (legno o derivati dal legno) costituenti le ali e le anime sono diversi si può omogeneizzare la sezione in relazione ai moduli di elasticità medi.

Nel caso di travi aventi la sezione trasversale composta da elementi incollati con ali sottili, realizzate con materiali di legno o derivati dal legno, anche con più anime, è possibile valutare gli sforzi nel materiale nell'ipotesi di conservazione delle sezioni piane, tenendo conto di una distribuzione non uniforme delle tensioni nelle ali.

L'utilizzo di travi incollate secondo tipologie diverse e con materiali non derivati dal legno va valutato con particolare cautela e comunque dopo un'attenta analisi sia tecnologica che statica. In ogni caso si terrà conto del comportamento reologico dei

materiali accoppiati e degli incollaggi utilizzati, in relazione alla resistenza, alla deformabilità e alla durabilità, valutando attentamente i rischi legati a fenomeni di delaminazione.

Nel caso di colonne composte, ottenute assemblando due o più elementi resi collaboranti da idonei sistemi di collegamento, la valutazione della snellezza terrà conto in modo appropriato della deformabilità dei collegamenti.

Nel caso di pannelli strutturali realizzati con tavole incollate a strati incrociati, le verifiche di resistenza e le verifiche di deformabilità dovranno tenere conto della reale stratigrafia dell'elemento strutturale. Il calcolo del comportamento flessionale fuori piano di tali elementi deve essere eseguito considerando, ai fini della resistenza a flessione, le sole tavole disposte parallelamente alla direzione dell'azione sollecitante, trascurando le tavole disposte ortogonalmente. Sia nel calcolo delle tensioni che nel calcolo dell'inerzia della sezione, si deve tener conto della deformabilità tagliante per rotolamento delle fibre degli strati disposti ortogonalmente alla direzione dell'azione sollecitante. Il calcolo degli elementi può essere eseguito sulla base delle indicazioni contenute nella norma UNI EN 1995-1-1, con riferimento alle travi giuntate meccanicamente, schematizzando tali pannelli come elementi composti formati dagli strati di tavole disposte parallelamente alla direzione dell'azione sollecitante, collegate da una connessione deformabile costituita dagli strati di tavole disposte ortogonalmente. Formulazioni specifiche per i vari casi potranno essere reperite in documenti di comprovata validità e nelle certificazioni di prodotto.

Per quanto non espressamente specificato e per altri elementi strutturali si può fare riferimento a normative di comprovata validità.

C4.4.11 SISTEMI STRUTTURALI

La stabilità dei telai potrà essere verificata con un'analisi non lineare, tenendo conto delle imperfezioni geometriche della struttura.

La stabilità degli archi nel proprio piano va verificata adottando un'analisi del secondo ordine, tenendo conto di imperfezioni iniziali proporzionali alle prime possibili forme d'onda di instabilità. Si possono adottare modalità approssimate di verifica riferendosi ad un elemento compresso equivalente. Per tutte le strutture spingenti l'equilibrio strutturale potrà essere garantito dai vincoli esterni verificando l'assenza di significativi cedimenti, oppure dovranno essere previsti idonei elementi preposti specificamente all'assorbimento delle spinte.

Le strutture che non risultino adeguatamente rigide devono essere controventate. Le azioni di progetto sui controventi e/o diaframmi verranno determinate tenendo conto anche delle imperfezioni geometriche strutturali, nonché delle deformazioni indotte dai carichi applicati, se significative.

Le strutture di tetti e solai, che esplicano la funzione di diaframma, devono in generale includere elementi controventanti specifici (strutture reticolari, pannellature strutturali ecc.).

Nelle strutture la cui tipologia strutturale può essere ricondotta a quella di pannelli di parete a telaio leggero, qualora gli elementi di parete svolgano anche funzione di controventamento nel loro piano, è necessario escludere dalle verifiche il contributo della porzione di parete contenente un'apertura di porta o finestra. Nel caso di pareti a telaio leggero tutti i bordi dei rivestimenti strutturali devono essere collegati agli elementi del telaio: i rivestimenti che non terminano su elementi del telaio (ad esempio fogli di rivestimento giuntati in altezza) devono essere sostenuti e collegati da appositi elementi di bloccaggio taglio-resistenti. La valutazione della rigidezza della parete dovrà tener conto della cedevolezza di tali connessioni.

Per assicurare un'adeguata resistenza nei confronti della instabilità, deve essere assicurata la continuità flessionale della porzione di parete compresa tra due impalcati successivi.

Qualora gli elementi di parete non svolgano anche funzione di controvento allora tali elementi e i loro ancoraggi devono essere realizzati in modo da offrire una limitata rigidezza e resistenza nei confronti delle azioni orizzontali, mentre devono essere realizzati in modo da resistere ai carichi verticali seguendo gli spostamenti della struttura senza perdere capacità portante.

C4.4.12 ROBUSTEZZA

In aggiunta a quanto riportato nelle NTC si terrà anche conto di quanto segue:

- scelta di sistemi statici poco sensibili a collassi parziali;
- scelta e disposizione corretta dei sistemi di controventamento;
- scelta di sistemi di collegamento poco sensibili all'azione dell'incendio;
- utilizzazione di più elementi funzionanti in parallelo o di collegamenti realizzati con un numero elevato di mezzi elementari di unione a comportamento non fragile.

C4.4.13 DURABILITÀ

La durabilità delle strutture lignee deve essere sempre assicurata, prevedendo in sede di progetto adeguati particolari costruttivi ed opportuni accorgimenti di protezione dagli agenti atmosferici e dagli attacchi biologici di funghi e/o insetti xilofagi, ed utilizzando le specie legnose più idonee per durabilità naturale o per possibilità di impregnazione, in relazione alle condizioni ambientali di esercizio.

È possibile anche prevedere elementi sacrificali, da sostituire periodicamente secondo il piano di manutenzione da allegare obbligatoriamente al progetto esecutivo come previsto nel § 10.1, che comprende comunque tutte le altre operazioni di manutenzione ordinaria e straordinaria da mettere in atto durante la vita utile della struttura.

I mezzi di unione metallici strutturali devono, generalmente, essere intrinsecamente resistenti alla corrosione, oppure devono essere protetti contro la corrosione.

L'utilizzo di pannelli di tavole incollate a strati incrociati in ambienti le cui condizioni di esercizio sono attribuibili alla classe di servizio 3 secondo § 4.4.5 delle NTC non è in generale ammesso, a meno che non sia esplicitamente previsto nella certificazione di prodotto.

C4.4.14 RESISTENZA AL FUOCO

A completamento di quanto previsto nel pertinente paragrafo § 3.6 delle NTC, e con riferimento a una prefissata resistenza al fuoco, espressa come grandezza temporale, per una generica sezione trasversale di un elemento ligneo si definisce:

- linea di carbonizzazione: il confine tra lo strato carbonizzato e la sezione trasversale residua;
- sezione trasversale residua: la sezione trasversale originaria ridotta dello strato carbonizzato;
- sezione trasversale efficace: la sezione trasversale originaria ridotta, oltre che dello strato carbonizzato, anche di un successivo strato in cui si considerano nulli i valori di resistenza e di rigidità.

La resistenza al fuoco può essere valutata sotto l'ipotesi che le proprietà meccaniche della sezione trasversale efficace non risultino ridotte rispetto alle condizioni a temperatura di normale utilizzo.

Il calcolo della capacità portante allo stato limite ultimo di collasso (per rottura o per instabilità) di ogni singolo elemento strutturale dovrà essere effettuato con riferimento ai documenti normativi di comprovata validità di cui al § 12, e in particolare alla norma UNI EN 1995-1-2. Si ricorda che la resistenza della struttura lignea non coincide, in generale, con quella delle singole membrature componenti, essendo determinanti le prestazioni dei collegamenti e degli altri componenti (come, ad esempio, i sistemi di stabilizzazione) che, nella pratica, sono spesso realizzati con elementi metallici.

Ai fini del calcolo della resistenza al fuoco della struttura lignea è necessario quindi valutare la resistenza al fuoco offerta dagli eventuali collegamenti presenti, sulla base dei documenti sopra citati o di idonea sperimentazione.

C4.4.15 REGOLE PER L'ESECUZIONE

Si raccomanda che, in fase di progetto, particolare attenzione sia posta nella individuazione e nella definizione delle tolleranze di lavorazione, esecuzione e montaggio, soprattutto per le membrature sensibili a fenomeni di instabilità. Le limitazioni sull'arcatura, contenute nella maggior parte delle regole di classificazione secondo la resistenza meccanica, sono inadeguate ai fini della selezione del materiale per questi elementi, e pertanto si raccomanda che sia posta una particolare attenzione al controllo di rettilineità.

Si raccomanda che siano adottati i necessari provvedimenti in fase di stoccaggio, trasporto e costruzione affinché i componenti e gli elementi strutturali, di legno e a base di legno, non subiscano variazioni di umidità conseguenti ad esposizioni climatiche più severe di quelle attese per la struttura finita.

Prima di essere utilizzato nella costruzione, si raccomanda che il legno sia stagionato fino al valore di umidità appropriato alle condizioni climatiche di esercizio della struttura finita. Limitatamente ai casi previsti al § 4.4.15 delle NTC per i quali siano accettate umidità maggiori durante la messa in opera, specifica attenzione verrà posta nella definizione delle condizioni necessarie per una corretta stagionatura in opera prevedendo, in fase progettuale, gli effetti del processo di essiccamento sul comportamento strutturale.

Nelle zone di materiale interessate dai collegamenti di carpenteria e di quelli meccanici dovrà essere limitata la presenza di nodi, cretti, smussi o altri difetti, che possano ridurre la capacità portante del collegamento.

Se non diversamente previsto in sede progettuale ed espressamente specificato, si raccomanda che i chiodi siano infissi ortogonalmente rispetto alla fibratura e fino a una profondità tale che le superfici delle teste risultino a filo della superficie del legno. Si raccomanda, inoltre, che il diametro delle preforature non sia maggiore di $0,8 d$, essendo d il diametro del chiodo.

Si raccomanda che, nel legno, i fori per i bulloni abbiano un diametro che non sia più grande di 1 mm rispetto al diametro d del bullone. Si raccomanda che, nelle piastre di acciaio, i fori per i bulloni abbiano un diametro che non sia più grande di $\max [2 \text{ mm}; 0,1d]$ rispetto al diametro d del bullone.

Al di sotto della testa del bullone e del dado dovranno essere utilizzate rondelle aventi lunghezza del lato o diametro pari ad almeno $3d$ e spessore pari ad almeno $0,3d$ e che le rondelle appoggino per intero sul legno.

Si raccomanda che bulloni e tirafondi siano serrati in modo tale che gli elementi siano perfettamente accostati. Qualora il legno raggiunga l'umidità di equilibrio in fase di costruzione, si deve procedere ad un ulteriore controllo del serraggio al fine di assicurare il mantenimento della capacità portante e della rigidità della struttura.

Per le unioni con spinotti si raccomanda che il diametro dello spinotto non sia minore di 6 mm, che le tolleranze sul suo diametro siano entro $0/+0,1$ mm, che le preforature negli elementi di legno abbiano un diametro non maggiore di quello dello spinotto e che i fori delle eventuali piastre di acciaio abbiano un diametro non superiore a 1 mm rispetto al diametro dello spinotto.

Considerate le numerose tipologie di viti sul mercato, si raccomanda di fare riferimento alle certificazioni del prodotto effettivamente utilizzato (ETA, Valutazione Tecnica Europea, o CIT, Certificato di Idoneità Tecnica), soprattutto per quanto attiene la necessità e le modalità di effettuazione delle preforature nel legno. In mancanza di specifiche indicazioni, per viti infisse in legno di conifera, con diametro del gambo liscio $d \leq 6$ mm, non è richiesta la preforatura. In mancanza di specifiche indicazioni, per tutte le viti infisse in legno di latifoglie e per viti in legno di conifere aventi un diametro $d > 6$ mm, è richiesta una preforatura tale che:

- il foro-guida per il gambo abbia diametro uguale a quello del gambo stesso e profondità uguale alla lunghezza del gambo;
- il foro-guida per la porzione filettata abbia un diametro pari approssimativamente al 70% del diametro del gambo.

Per legno con massa volumica maggiore di 500 kg/m^3 , si raccomanda che il diametro di preforatura sia determinato tramite prove.

Nel caso si utilizzino viti, le cui certificazioni di prodotto (ETA, Valutazione Tecnica Europea, o CIT, Certificato di Idoneità Tecnica) attestino la capacità di auto-foratura, non è necessario eseguire il preforo.

Nei casi in cui la resistenza dell'incollaggio sia un requisito limitativo per la verifica agli stati limite ultimi, si raccomanda che la produzione delle unioni incollate sia sottoposta a controllo di qualità, per assicurare che l'affidabilità e la qualità dell'unione siano conformi alle specifiche tecniche pertinenti.

Si raccomanda che siano seguite le prescrizioni del produttore dell'adesivo, in relazione alla conservazione, miscelazione e applicazione, alle condizioni ambientali necessarie, sia in fase di applicazione sia in fase di indurimento, all'umidità degli elementi e a tutti i fattori pertinenti al corretto utilizzo dell'adesivo.

Per gli adesivi per i quali il raggiungimento della piena resistenza richiede un periodo di tempo dopo l'indurimento iniziale, si raccomanda che l'applicazione di carichi (pesi propri, permanenti, variabili) non avvenga prima della conclusione di tale periodo.

In fase di montaggio della struttura si raccomanda di evitare sovraccarichi sugli elementi o sulle connessioni, di porre particolare attenzione alla rispondenza degli elementi strutturali alle prescrizioni progettuali con riferimento alle condizioni di umidità, alla presenza di distorsione, di spaccature, difetti o imprecisioni di lavorazione in corrispondenza dei giunti, prevedendo eventualmente la sostituzione degli elementi difettosi.

Nelle fasi di immagazzinamento, trasporto o messa in opera si raccomanda che il sovraccarico degli elementi sia accuratamente evitato. Se la struttura è caricata o vincolata provvisoriamente durante la costruzione in maniera differente da quella prevista nelle condizioni di esercizio in opera, si raccomanda che la condizione temporanea sia considerata come uno specifico caso di carico, includendo ogni possibile azione dinamica. Nel caso di strutture a telaio, archi intelaiati, portali intelaiati, si raccomanda di porre particolare cura nell'evitare distorsioni durante il sollevamento dalla posizione orizzontale a quella verticale.

C4.4.16 VERIFICHE PER SITUAZIONI TRANSITORIE, CONTROLLI E PROVE DI CARICO

In considerazione delle specifiche caratteristiche del legno e materiali da esso derivati, in aggiunta a quanto previsto per le costruzioni realizzate con altri materiali è opportuno, fin dalla fase di progetto, predisporre un dettagliato piano di controlli che comprenda:

- a) controlli in fase di costruzione;
- b) controlli sulla struttura completa;
- c) controlli della struttura in esercizio.

C4.4.16.1 CONTROLLI IN FASE DI COSTRUZIONE

Per quanto riguarda i controlli obbligatori di accettazione sul materiale in cantiere, ci si deve riferire a quanto riportato nel paragrafo 11.7 delle NTC.

I controlli in fase di costruzione potranno essere realizzati sia in cantiere sia fuori cantiere, quindi sia in fase di produzione che di esecuzione. Essi potranno comprendere:

- prove preliminari, per verificare l'idoneità di materiali e dei metodi di produzione (si veda il pertinente punto in C.11.7);
- verifica di materiali e della loro identificazione (specie legnosa, classificazione, marcatura, trattamenti e umidità, tipo di adesivo, processo di produzione degli elementi incollati, qualità della linea di colla); tipologia dei mezzi di unione, protezione dalla corrosione degli elementi metallici; modalità di trasporto, deposito e conservazione in cantiere; movimentazione dei materiali (si veda il pertinente punto in C.11.7);
- verifiche dimensionali;
- verifica del montaggio e della messa in opera;

- verifica dei dettagli strutturali e in particolare dei collegamenti (numero degli elementi costituenti il collegamento, chiodi, bulloni, dimensioni di fori, caratteristiche dei fori, spaziature e distanze dalle estremità e dai bordi degli elementi lignei, presenza di rotture per spacco ecc.);
- controllo finale del risultato del processo di produzione, per esempio tramite ispezione visuale o prova di carico.

C4.4.16.2 CONTROLLI SULLA STRUTTURA COMPLETA

I controlli sulla costruzione ultimata sono quelli previsti anche per le altre costruzioni. Le eventuali prove di carico da eseguire a struttura ultimata, così come quelle sui singoli elementi strutturali, anche in fase di costruzione verranno eseguite con riferimento, generalmente, a carichi di prova tali da indurre le sollecitazioni massime di esercizio per combinazioni rare. Le procedure da seguire saranno pertanto limitate alla procedura 1 e/o alla procedura 2 della UNI EN 380, in relazione al tipo della struttura ed alla natura dei carichi.

L'esito della prova potrà essere valutato sulla base dei seguenti elementi:

- dopo la fase iniziale di assestamento, le deformazioni si accrescano all'incirca proporzionalmente ai carichi, tenuto conto del comportamento reologico del legno;
- nel corso della prova non si siano prodotte lesioni, deformazioni o dissesti che compromettano la sicurezza e la conservazione dell'opera;
- la deformazione elastica risulti compatibile con le previsioni di calcolo;
- la deformazione residua dopo la prima applicazione del carico massimo non superi una quota parte di quella totale tenuto conto degli assestamenti iniziali e dei fenomeni reologici.

C4.4.16.3 CONTROLLI DELLA STRUTTURA IN ESERCIZIO

Il programma di controllo della struttura in esercizio specificherà le caratteristiche e l'intervallo temporale delle ispezioni, dei controlli e delle manutenzioni, adottando quelle misure atte ad assicurare con sufficiente adeguatezza che le condizioni ambientali, strutturali e di utilizzazione permangano e siano conformi alle ipotesi assunte a base del progetto.

Tutte le informazioni necessarie per il corretto utilizzo in esercizio e per la manutenzione della struttura saranno messe a disposizione degli utilizzatori.

C4.5 COSTRUZIONI DI MURATURA**C4.5.2 MATERIALI E CARATTERISTICHE TIPOLOGICHE****C4.5.2.2 ELEMENTI RESISTENTI DI MURATURA****C4.5.2.2.1 Elementi artificiali**

Il rispetto degli spessori minimi dei setti esterni ed interni degli elementi artificiali ha il fine principale di garantire sufficiente robustezza agli elementi, cioè di prevenire rotture fragili. L'uso di elementi con spessori inferiori a quanto indicato nel presente punto è soggetto a quanto previsto nei §§ 4.6 e 11.1 delle NTC.

Analogamente, il rispetto della percentuale di foratura e della massima area della sezione normale di ogni singolo foro ha il fine principale di garantire sufficiente robustezza agli elementi, cioè di prevenire rotture fragili. L'uso di elementi con percentuale di foratura superiore o con fori di dimensioni superiori, anche se riempiti con materiale il quale non abbia però proprietà meccaniche uguali a quelle del materiale di base dell'elemento (laterizio, calcestruzzo, silicato di calcio, etc...), è soggetto a quanto previsto nei §§ 4.6 e 11.1 delle NTC. Si rammenta comunque che, in base al § 4.5.2.2.1, delle NTC non sono soggetti a limitazione di dimensioni i fori degli elementi in laterizio e calcestruzzo destinati ad essere riempiti di calcestruzzo o malta ad uso strutturale.

C4.5.2.3 MURATURE

La muratura a paramento doppio dal punto di vista strutturale è intesa come muratura in cui entrambi i paramenti sono progettati per svolgere una funzione strutturale. Nel caso in cui siano costruttivamente presenti due paramenti, dei quali però uno venga concepito con la sola funzione di rivestimento non strutturale, è possibile considerare tale paramento unicamente come massa portata, e seguire per l'altro le procedure di verifica strutturale per muratura a paramenti singoli.

Ai fini delle limitazioni in altezza indicate, qualora si impieghino giunti sottili e/o giunti verticali a secco, l'altezza interpiano è intesa come altezza massima del paramento murario misurata dall'estradosso del solaio o del cordolo inferiore all'intradosso del solaio o cordolo superiore.

Nel caso in cui vengano utilizzati elementi che consentono la realizzazione di giunti verticali a tasca, le condizioni per cui tali giunti possono essere considerati equivalenti ai giunti interamente riempiti sono riportate al paragrafo § 8.1.5(3) della norma UNI EN 1996-1-1:2013.

C4.5.4 ORGANIZZAZIONE STRUTTURALE

La funzione "portante" di un muro consiste nel sopportare i carichi verticali. La funzione di controvento consiste nel resistere alle azioni orizzontali. La resistenza di un muro a forze orizzontali è maggiore quando queste lo sollecitano parallelamente al proprio piano. Una adeguata concezione strutturale prevede muri disposti in pianta secondo almeno due direzioni ortogonali, al fine di resistere ad azioni orizzontali comunque dirette. La presenza di uno stato di compressione verticale influenza la resistenza della muratura alle azioni orizzontali, in particolar modo nel caso di muratura non armata. Per bassi valori di compressione media, un setto di muratura incrementa la sua resistenza alle forze orizzontali (nel piano e fuori del piano) al crescere della compressione verticale. L'orientamento dei solai e la modalità con cui questi trasmettono i carichi verticali ai setti murari rientrano quindi tra le scelte progettuali che possono influenzare il comportamento strutturale nei confronti delle azioni orizzontali.

C4.5.5 ANALISI STRUTTURALE

L'uso dei modelli semplificati basati sullo schema dell'articolazione completa è consentito, in particolare qualora ci si avvalga del metodo semplificato di verifica a pressoflessione per carichi laterali riportato al seguente § 4.5.6.2, ma non è l'unico modello utilizzabile. Sono altresì ammessi i metodi di analisi riportati nella norma UNI EN 1996-1-1, a cui dovranno essere abbinati i metodi di verifica corrispondenti riportati nella stessa norma.

C4.5.6 VERIFICHE

Le verifiche sulle travi di accoppiamento di cui al § 4.5.6 delle NTC si eseguono anche per la muratura armata e confinata.

C4.5.6.1 RESISTENZE DI PROGETTO

Per quanto riguarda il controllo e valutazione in loco delle proprietà della malta, il rispetto del requisito può essere considerato soddisfatto dai controlli di accettazione previsti al Capitolo 11 delle NTC.

Il coefficiente parziale di sicurezza γ_M da impiegarsi nelle espressioni 4.5.2 e 4.5.3 delle NTC è riportato in Tabella 4.5.II.

C4.5.6.2 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI

Il metodo semplificato proposto è una possibile alternativa ai metodi riportati dalle normative di comprovata validità (ad esempio la UNI EN 1996-1-1) ed introduce una riduzione della resistenza a compressione della muratura per l'effetto combinato di eccentricità trasversali del carico e effetti geometrici del secondo ordine mediante il coefficiente Φ . Questo metodo deriva dalle norme tecniche italiane precedentemente in vigore (a partire dal DM 20/11/87). Nell'applicazione di tale metodo è opportuno ricordare che le tensioni di compressione possono essere distribuite in modo non uniforme in direzione longitudinale al muro, a causa di una eccentricità longitudinale della risultante dei carichi verticali. Tale eccentricità longitudinale può essere dovuta alle modalità con cui i carichi verticali sono trasmessi al muro, oppure alla presenza di momenti nel piano del muro dovuti ad esempio alla spinta del vento nel caso di muri di controvento.

È quindi necessario tenere conto, nella verifica di sicurezza, della distribuzione non uniforme in senso longitudinale delle compressioni. In alternativa, è possibile valutare l'eccentricità longitudinale e_l dei carichi verticali e definire una ulteriore riduzione convenzionale della resistenza a compressione applicando alla resistenza ridotta $f_{d,rid}$ un ulteriore coefficiente Φ_1 valutato dalla Tabella 4.5.III delle NTC, ponendo $m = 6e_l/l$ dove l è la lunghezza del muro, e ponendo $\lambda = 0$.

La verifica di sicurezza viene formulata quindi come $N_d \leq \Phi \Phi_1 f_d t l$ dove N_d è il carico verticale totale agente sulla sezione del muro oggetto di verifica, l e t sono rispettivamente lunghezza e spessore del muro.

L'eccentricità accidentale e_a va considerata in ciascuna delle relazioni 4.5.10 con segno tale da rendere massimo il valore assoluto dell'eccentricità di calcolo. Il valore di eccentricità e_l è adottato per la verifica dei muri nelle loro estremità superiori, nelle sezioni inferiori l'eccentricità di calcolo dovrà essere assunta almeno pari ad e_a .

C4.5.6.4 VERIFICHE SEMPLIFICATE

Il limite di snellezza fissato a 12, di cui alla lettera e), è relativo alla muratura ordinaria, mentre si assume il valore limite di 15 nel caso di muratura confinata e di muratura armata.

Il valore di carico variabile di cui alla lettera f) è da intendersi come valore caratteristico del sovraccarico q_k di cui al § 3.1.4., e la limitazione non riguarda il sovraccarico di balconi e scale.

Ai fini del calcolo delle percentuali di sezione resistente delle pareti di cui alla Tabella 7.8.II delle NTC, la superficie totale in pianta dell'edificio deve essere determinata considerando la poligonale definita dal filo esterno delle pareti perimetrali al netto di eventuali aggetti (per es. gronde, balconi).

Le verifiche semplificate consentite, quando applicabili, garantiscono il progettista nei confronti degli stati limite per tutti i casi previsti ai § 4.5.6.2 e § 4.5.6.3 delle NTC, con eccezione della verifica per eventuali carichi concentrati. Rimane responsabilità del progettista valutare l'eventuale presenza di carichi concentrati e la necessità di una conseguente verifica locale.

C4.5.7 MURATURA ARMATA

Le indicazioni progettuali sulla muratura armata riportate nel § 4.5.7 delle NTC si basano sulle esperienze e sulle rilevante sperimentali attualmente disponibili. Pertanto nei sistemi di muratura armata qui normati è previsto l'uso di giunti orizzontali e verticali completamente riempiti di malta. Sono quindi esclusi, in accordo anche con quanto prescritto nella UNI EN 1996-1-1:2013 § 8.1.5(3), riempimenti parziali dei giunti verticali, come quelli consentiti per la muratura non armata (ad esempio i sistemi a tasca).

C4.5.8 MURATURA CONFINATA

L'introduzione della muratura confinata nel testo della norma costituisce un elemento di novità rispetto alle precedenti Norme Tecniche del 2008. La muratura confinata è costituita da setti di muratura "confinata", da elementi verticali ed orizzontali (cordolature) in cemento armato o muratura armata. Il calcestruzzo con cui sono realizzati gli elementi armati viene gettato in opera successivamente alla costruzione dei paramenti murari. I riferimenti normativi sono costituiti dalle norme della serie UNI EN 1996 e UNI EN 1998 con le relative Appendici Nazionali.

C4.6 ALTRI SISTEMI COSTRUTTIVI

Il § 4.6 delle NTC contiene rilevanti novità finalizzate a fare chiarezza sulla possibilità di realizzare costruzioni mediante sistemi costruttivi differenti da quelli indicati nel Capitolo 4 delle NTC stesse.

Le NTC chiariscono che si intendono per *“sistemi costruttivi diversi da quelli disciplinati dalle presenti norme tecniche”* quelli per cui le regole di progettazione ed esecuzione non siano previste nelle NTC stesse o nei riferimenti tecnici e nei documenti di comprovata validità di cui al Capitolo 12, nel rispetto dei livelli di sicurezza previsti dalle norme tecniche. Si estende quindi il concetto di sistemi costruttivi disciplinati dalla normativa tecnica nazionale, oltre a quelli esplicitamente trattati (quali strutture in c.a. e c.a.p., in carpenteria metallica, miste acciaio-clc, in legno ed in muratura), anche ai sistemi costruttivi le cui regole di progettazione siano riportate nei documenti di comprovata validità di cui al Capitolo 12, nel rispetto dei livelli di sicurezza delle norme tecniche nazionali. In altre parole si intendono disciplinati dalle norme tecniche nazionali anche quei sistemi costruttivi compiutamente trattati negli Eurocodici, quali, a mero titolo esemplificativo, quelli basati sull'impiego dell'alluminio, a condizione che siano applicate le Appendici nazionali italiane agli stessi Eurocodici.

Pertanto, all'impiego di sistemi costruttivi diversi da quelli disciplinati nelle NTC, così come sopra chiarito, si applica quanto indicato all'articolo 52, comma 2, del DPR 380/2001, che prevede che la loro idoneità debba essere comprovata da una dichiarazione rilasciata dal Presidente del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, su conforme parere dello stesso Consiglio e previa istruttoria del Servizio Tecnico Centrale.

Tale dichiarazione sarà riferita allo specifico progetto e/o cantiere, non avrà carattere generale, dovrà essere comunque preventiva all'avvio dei lavori e potrà essere richiesta mediante istanza indirizzata al Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici secondo le procedure previste dallo stesso Servizio. La documentazione allegata all'istanza dovrà ricomprendere anche la descrizione delle regole di progettazione ed esecuzione assunte a base del progetto, la loro giustificazione teorica, tecnica, scientifica ed eventualmente sperimentale, nonché la dimostrazione del rispetto dei principi e dei livelli di sicurezza previsti dalle NTC.

Come indicato nelle NTC, in ogni caso, i materiali o prodotti strutturali utilizzati nel sistema costruttivo devono essere conformi ai requisiti di cui al Capitolo 11, con particolare riferimento, per i materiali o prodotti innovativi, a quanto previsto al caso c) del § 11.1 (qualificazione mediante marcatura CE basata su ETA oppure mediante Certificato di Valutazione Tecnica). La qualificazione dei materiali e prodotti deve essere oggetto di apposita esauriente relazione accompagnata dalla pertinente documentazione specificata nelle relative Linee Guida, ove disponibili, oppure indicata dal Servizio Tecnico Centrale; tale relazione deve essere allegata alla richiesta di Dichiarazione di cui al presente paragrafo.

La Dichiarazione di idoneità di sistemi costruttivi, di cui all'articolo 52, comma 2, del D.P.R. 380/2001, costituisce, pertanto, atto tecnicamente diverso dal Certificato di Valutazione Tecnica di materiali o prodotti innovativi o comunque non coperti dalla normativa nazionale od europea, di cui al § 11.1, caso c), delle NTC. Quest'ultimo, infatti, costituisce documentazione di qualificazione idonea alla dichiarazione delle prestazioni finalizzata alla commercializzazione ed impiego di un prodotto da costruzione, indipendentemente dall'uso specifico, dalle regole di progettazione dell'opera di destinazione e che non ne comprova l'idoneità ad uno specifico impiego in un determinato sistema costruttivo o in una determinata opera. La Dichiarazione di idoneità di cui al presente paragrafo si riferisce invece ad uno specifico sistema costruttivo oppure ad una specifica opera, con particolare riferimento ai casi in cui vengono impiegati materiali e prodotti o metodi e criteri di progettazione non contenuti nelle NTC o nei documenti di comprovata validità in esse considerati.

Infine, stanti le possibili difficoltà applicative e/o interpretative della materia trattata al § 4.6 delle NTC e nel presente paragrafo, le NTC rammentano che le amministrazioni territorialmente competenti alla verifica dell'applicazione delle norme tecniche per le costruzioni ai sensi del DPR 380/2001 (gli ex Uffici del Genio Civile Regionali, nelle articolazioni territoriali oggi previste da apposite leggi regionali) o le amministrazioni committenti, possono avvalersi dell'attività consultiva, ai sensi dell'articolo 2, comma 1, lettera b), del DPR 204/2006, del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, che si esprime previa istruttoria del Servizio Tecnico Centrale. A tal fine, quindi, le Amministrazioni, di controllo o committenti, possono richiedere specifici pareri preventivi al Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, per il tramite del Servizio Tecnico Centrale.

CAPITOLO C5.

PONTI

Il Capitolo 5 delle NTC tratta i criteri generali e le indicazioni tecniche per la progettazione e l'esecuzione dei ponti stradali e ferroviari.

In particolare, per quanto riguarda i ponti stradali, oltre alle principali caratteristiche geometriche, vengono definite le diverse possibili azioni agenti ed assegnati gli schemi di carico corrispondenti alle azioni variabili da traffico.

Gli schemi di carico stradali e ferroviari da impiegare per le verifiche statiche e a fatica sono generalmente coerenti con gli schemi delle UNI EN 1991-2, cui si può far riferimento per aspetti di dettaglio non trattati nelle NTC.

I carichi da traffico per ponti stradali del modello principale sono indipendenti dall'estensione della zona caricata, includono gli effetti dinamici e sono indifferenziati per le verifiche locali e le verifiche globali, cosicché le possibili ambiguità e/o difficoltà applicative sono minimizzate.

Per i ponti stradali sono anche forniti appositi modelli di carico per il calcolo degli effetti globali in ponti di luce superiore a 300 m.

Per i ponti ferroviari particolare attenzione viene posta sui carichi ed i relativi effetti dinamici. Particolari e dettagliate prescrizioni vengono fornite per le verifiche, sia agli SLU sia agli SLE.

I modelli di carico assegnati, sia per i ponti stradali che per i ponti ferroviari, sono modelli ideali, intesi a riprodurre gli effetti del traffico reale caratterizzati da assegnato periodo di ritorno. Essi non sono pertanto rappresentativi di veicoli o convogli reali.

Si segnala ancora che i coefficienti parziali di sicurezza relativi ai sovraccarichi da traffico sono minori di quelli pertinenti ad altri sovraccarichi; infatti, il coefficiente γ_Q per le azioni da traffico stradale vale 1,35 per le combinazioni EQU e STR e 1,15 per la combinazione GEO, e il coefficiente γ_Q per le azioni da traffico ferroviario vale 1,45 per le combinazioni EQU e STR e 1,25 per la combinazione GEO.

C5.1 PONTI STRADALI

C5.1.2 PRESCRIZIONI GENERALI

C5.1.2.3 COMPATIBILITÀ IDRAULICA

Ai fini dell'applicazione del punto 5.1.2.3 della Norma, s'intende per alveo la sezione occupata dal deflusso della portata di piena di progetto. Quest'ultima è a sua volta caratterizzata da un tempo di ritorno pari a $T_r = 200$ anni, dovendosi intendere tale valore quale il più appropriato da scegliere, non escludendo tuttavia valori anche maggiori che devono però essere adeguatamente motivati e giustificati.

Gli elementi del ponte, quali le opere strutturali, di difesa ed accessorie, quando interessino l'alveo di un corso d'acqua, fanno parte di un progetto unitario corredato dallo studio di compatibilità idraulica di cui al punto 5.1.2.3 delle NTC. Il progetto sarà impostato tenendo in considerazione la necessità di garantire l'accesso per il ripristino dell'efficienza idraulica degli attraversamenti parzialmente o totalmente intasati dai detriti durante gli eventi di piena.

Fermo restando quanto previsto dalla Norma, nello studio di compatibilità idraulica, in funzione delle diverse situazioni, è opportuno siano tra l'altro illustrati i seguenti aspetti:

- analisi degli eventi di massima piena; esame dei principali eventi verificatisi nel corso d'acqua; raccolta dei valori estremi in quanto disponibili, e loro elaborazione in termini di frequenza probabile del verificarsi; per i ponti in sezioni di un corso d'acqua che abbiano a monte manufatti artificiali che limitino il naturale deflusso delle piene, queste sono da valutarsi anche nell'ipotesi che tali manufatti siano dismessi;
- ricerca e raccolta, presso gli Uffici ed Enti competenti, delle notizie e dei rilievi esistenti, anche storici, utili per lo studio idraulico da svolgere;
- giustificazione della soluzione proposta per: l'ubicazione del ponte, le sue dimensioni e le sue strutture in pianta, in elevazione ed in fondazione, tenuto conto del regime del corso d'acqua, dell'assetto morfologico attuale e della sua possibile evoluzione, nonché delle caratteristiche geotecniche della zona interessata;
- allontanamento delle acque dall'impalcato e prevenzione del loro scolo incontrollato sulle strutture del ponte stesso o su infrastrutture sottostanti.

Inoltre è di interesse stimare i valori della frequenza probabile ($1/T_r$) di ipotetici eventi che diano luogo a riduzioni del franco stesso.

Nello studio idraulico, in funzione delle diverse situazioni, sono inoltre considerati, ove applicabili, i seguenti problemi:

- classificazione del corso d'acqua ai fini dell'esercizio della navigazione interna: per ponti posti su vie classificate navigabili va rispettata la luce minima sotto il ponte che compete ai natanti per i quali il corso è classificato, fino alla portata per la quale sia consentita la navigazione;
- valutazione dell'influenza dello scavo localizzato che si realizza in corrispondenza delle pile e delle spalle, sulla stabilità di argini e sponde, oltre che delle fondazioni di altri manufatti presenti nelle vicinanze;

- esame delle conseguenze della presenza di corpi flottanti, considerando anche il possibile disormeggio dei natanti, trasportati dalle acque in relazione a possibili ostruzioni delle luci (specie se queste possono creare invasi anche temporanei a monte), sia in fase costruttiva sia durante l'esercizio delle opere;
- sollecitazioni indotte dall'acqua per evento sismico quando sia di qualche rilievo la superficie immersa delle pile (e, per i ponti esistenti, delle spalle) con riferimento al livello idrico massimo che si verifica mediamente ogni anno.

Per la stima del livello idrico massimo che si verifica mediamente ogni anno, in assenza di dati che garantiscano una robusta caratterizzazione statistica degli eventi, è da utilizzarsi il minimo fra i valori di portata massimi annuali registrati. Scalzamento e azioni idrodinamiche devono in tal caso essere combinate con tutte le altre azioni variabili, mentre nella situazione corrispondente all'evento di piena di progetto, nella combinazione con le altre azioni variabili sono da considerare solo quelle variabili da traffico.

In situazioni particolarmente complesse può essere opportuno sviluppare le indagini anche con l'ausilio di modelli fisici.

Quando, per caratteristiche del territorio e del corso d'acqua, si possa verificare nella sezione oggetto dell'attraversamento il transito di tronchi di rilevanti dimensioni, in aggiunta alla prescrizione di un franco normale minimo di 1,50 m, è da raccomandare che il dislivello tra fondo e sottotrave sia indicativamente non inferiore a 6÷7 m. Nel caso di corsi di acqua arginati, la quota di sottotrave sarà comunque non inferiore alla quota della sommità arginale per l'intera luce. Per tutti gli attraversamenti è opportuno sia garantito il transito dei mezzi di manutenzione delle sponde e/o delle arginature.

Le limitazioni alle modifiche delle pile o delle spalle e relative fondazioni di ponti esistenti previste al punto 5.1.2.3 della Norma, sono da riferirsi agli elementi che interessano l'alveo, come sopra definito, o i corpi arginali. La possibilità di deroga, subordinata all'autorizzazione dell'Autorità competente come previsto allo stesso punto della norma, è relativa alle sole pile.

Per i ponti esistenti sono ammessi gli interventi per l'incremento della sicurezza strutturale in analogia a quanto prescritto al § 8.4 della Norma, solo nel caso in cui siano esclusi incrementi, rispetto all'attuale, del livello di traffico di progetto e gli stessi interventi non vadano in alcun modo a peggiorare le condizioni di sicurezza idraulica esistenti. Poiché in questi casi sono possibili fenomeni di instabilità locale, in applicazione del §8.3 della Norma, è opportuno effettuare la verifica delle fondazioni, e quindi la valutazione dello scalzamento di eventuali spalle o pile in alveo. Anche gli interventi necessari per l'incremento della sicurezza strutturale devono essere accompagnati dallo studio di compatibilità idraulica dove sia messa in evidenza la frequenza probabile (1/Tr) degli eventi che garantiscono il franco previsto da Norma.

Nelle Relazioni idrologica e idraulica sarà valutato il sistema di smaltimento delle acque meteoriche, tenendo in considerazione anche i seguenti aspetti:

- analisi degli eventi pluviometrici brevi ed intensi della zona;
- disposizione delle caditoie in numero e posizioni dipendenti dalle loro dimensioni, dalla geometria plano-altimetrica della sede stradale e dai dati pluviometrici, al fine di evitare ristagni;
- influenza del trasporto solido e dell'eventuale deposito residuo in condotta sul dimensionamento del sistema di tubazioni che colleghino le acque fino al tubo di eduazione;
- posizione e lunghezza dei tubi di eduazione affinché l'acqua di scolo sia portata a distanza tale da evitare la ricaduta sulle strutture anche in presenza di vento.

Fermo restando il rispetto della normativa ambientale vigente, in tutti quei casi in cui le acque di eduazione possono produrre danni e inconvenienti o nel caso di attraversamento di zone urbane, è opportuno considerare la possibilità che esse siano intubate fino a terra ed eventualmente immerse in un sistema fognante.

Nelle strutture a cassone va considerata l'opportunità di praticare, nei punti di possibili accumulo, fori di evacuazione di eventuali acque di infiltrazione. Tubi di evacuazione e gocciolatoi saranno predisposti in modo da evitare scoli di acque sul manufatto.

Restano esclusi dal punto 5.1.2.3 della Norma i tombini, intendendosi per tombino un manufatto totalmente rivestito in sezione, eventualmente suddiviso in più canne, in grado di condurre complessivamente portate fino a 50 m³/s. L'evento da assumere a base del progetto di un tombino ha comunque tempo di ritorno uguale a quello da assumere per i ponti. La scelta dei materiali deve garantire la resistenza anche ai fenomeni di abrasione e urto causati dai materiali trasportati dalla corrente.

Oltre a quanto previsto per gli attraversamenti dalla Norma, nella Relazione idraulica è opportuno siano considerati anche i seguenti aspetti:

- è da sconsigliare il frazionamento della portata fra più canne, tranne nei casi in cui questo sia fatto per facilitare le procedure di manutenzione, predisponendo allo scopo luci panconabili all'imbocco e allo sbocco e accessi per i mezzi d'opera;
- sono da evitare andamenti planimetrici non rettilinei e disallineamenti altimetrici del fondo rispetto alla pendenza naturale del corso d'acqua.
- per sezioni di area maggiore a 1,5 m² è da garantire la praticabilità del manufatto;
- il tombino può funzionare sia in pressione che a superficie libera, evitando in ogni caso il funzionamento intermittente fra i due regimi: nel caso in cui in una o più sezioni il funzionamento sia in pressione, la massima velocità che si realizza all'interno dello stesso tombino non dovrà superare 1,5 m/s;

- nel caso di funzionamento a superficie libera, il tirante idrico non dovrà superare i 2/3 dell'altezza della sezione, garantendo comunque un franco minimo di 0,50 m;
- il calcolo idraulico è da sviluppare prendendo in considerazione le condizioni che si realizzano nel tratto del corso d'acqua a valle del tombino;
- la tenuta idraulica deve essere garantita per ciascuna sezione dell'intero manufatto per un carico pari al maggiore tra: 0,5 bar rispetto all'estradosso o 1,5 volte la massima pressione d'esercizio;
- il massimo rigurgito previsto a monte del tombino deve garantire il rispetto del franco idraulico nel tratto del corso d'acqua a monte;
- nel caso sia da temersi l'ostruzione anche parziale del manufatto da parte dei detriti galleggianti trasportati dalla corrente, è da disporre immediatamente a monte una varice presidiata da una griglia che consenta il passaggio di elementi caratterizzati da dimensioni non superiori alla metà della larghezza del tombino; in alternativa il tombino è da dimensionare assumendo che la sezione efficace ai fini del deflusso delle acque sia ridotta almeno alla metà di quella effettiva. È in ogni caso da garantire l'accesso in alveo ai mezzi necessari per le operazioni di manutenzione ordinaria o straordinaria da svolgere dopo gli eventi di piena;
- i tratti del corso d'acqua immediatamente prospicienti l'imbocco e lo sbocco del manufatto devono essere protetti da fenomeni di scalfamento e/o erosione, e opportune soluzioni tecniche sono da adottare per evitare i fenomeni di sifonamento.

Nel caso il tombino sia opera provvisoria, ovvero a servizio di un cantiere, le precedenti disposizioni possono essere assunte come elementi di riferimento, tenendo opportunamente conto del tempo di utilizzo previsto per l'opera provvisoria stessa.

C5.1.3 AZIONI SUI PONTI STRADALI

C5.1.3.3 AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO. CARICHI VERTICALI: q1

C5.1.3.3.2 Definizione delle corsie convenzionali

Ai fini del calcolo, la carreggiata deve essere suddivisa in corsie convenzionali, ciascuna di larghezza 3,00 m, come indicato al § 5.1.3.3.2 delle NTC, in modo da individuare, di volta in volta, le condizioni di carico più severe per la verifica in esame. A tal fine, si osserva che le corsie convenzionali possono essere adiacenti oppure no, a seconda del dettaglio considerato e della forma della superficie d'influenza.

Le corsie convenzionali, la loro posizione e la loro numerazione sono indipendenti dalle corsie fisiche, disegnate sulla carreggiata mediante la segnaletica orizzontale.

In alcuni casi quali verifiche per particolari SLE e/o verifiche a fatica, le corsie convenzionali possono essere disposte in modo meno severo.

C5.1.3.3.3 Schemi di carico

Gli schemi di carico specificati al § 5.1.3.3.3 delle NTC includono gli effetti dinamici determinati con riferimento alla rugosità di pavimentazioni stradali di media qualità secondo la norma ISO 8685:1995.

Lo schema di carico 1 vale per ponti di luce non maggiore di 300 m.

Per ponti di luce superiore a 300 m e in assenza di studi specifici, in alternativa allo schema di carico 1, generalmente cautelativo, si può utilizzare lo schema di carico 6.

C5.1.3.3.5 Disposizioni dei carichi mobili per realizzare le condizioni di carico più gravose

Gli assi tandem si considerano viaggianti secondo l'asse longitudinale del ponte e sono generalmente disposti in asse alle rispettive corsie. Nel caso in cui si debbano considerare due corsie con tandem affiancati, per ponti con carreggiata di larghezza minore di 5,80 m, la minima distanza trasversale tra due tandem affiancati si può considerare uguale a 50 cm.

C5.1.3.3.5.1 Carichi verticali da traffico su rilevati e su terrapieni adiacenti al ponte

Ai fini del calcolo delle spalle, dei muri d'ala e delle altre parti del ponte a contatto con il terreno, sul rilevato o sul terrapieno si può considerare applicato lo schema di carico 1 in cui, per semplicità, i carichi tandem possono essere sostituiti da carichi uniformemente distribuiti equivalenti, applicati su una superficie rettangolare larga 3,0 m e lunga 2,20 m.

In un rilevato correttamente consolidato, si può assumere una diffusione del carico con angolo di 30°.

C5.1.3.3.5.2 Carichi orizzontali da traffico su rilevati e su terrapieni adiacenti al ponte

Ai fini del calcolo delle spalle, dei muri d'ala e dei muri laterali, i carichi orizzontali da traffico sui rilevati o sui terrapieni possono essere considerati assenti.

Per il calcolo dei muri paraghiaia si deve, invece, considerare un'azione orizzontale longitudinale di frenamento, applicata alla testa del muro paraghiaia (vedi Figura C5.1.1), di valore caratteristico pari al 60% del carico asse Q_{1k} . Pertanto si considererà un carico orizzontale di 180 kN, concomitante con un carico verticale di 300 kN.

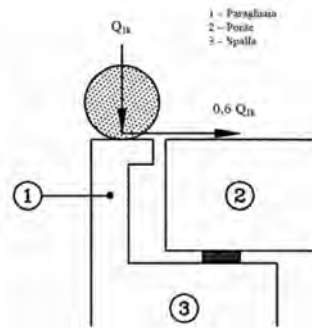


Figura C5.1.1 - Carichi da traffico su muri paraghiaia

C5.1.3.10 AZIONI SUI PARAPETTI E URTI DI VEICOLO IN SVIO: q_8

Le barriere di sicurezza stradali e gli elementi ai quali sono collegate devono essere dimensionati in funzione della classe di contenimento richiesta per l'impiego specifico dalle normative nazionali applicabili. Al fine di garantire il rispetto del requisito di resistenza meccanica e stabilità, si potranno utilizzare solo dispositivi di ritenuta stradale in possesso di idonea qualificazione ai sensi della normativa comunitaria o nazionale applicabile.

Nella progettazione dell'impalcato si dovrà tenere conto:

- della tipologia di barriera di sicurezza prescelta;
- della necessità di garantire uno spazio di lavoro tale da permettere la traslazione e il sostegno del veicolo in svio ed anche dei moduli di barriera coinvolti prevedendo una prosecuzione del cordolo per una larghezza trasversale retro-barriera almeno pari a quella utilizzata nella prova di qualificazione;
- delle modalità di ancoraggio e di funzionamento della barriera prescelta e della sua compatibilità, anche nel caso di impalcato non rettilineo, al fine di garantire un funzionamento "a catena" dell'intera tratta minima individuata nei test dal vero.

Nella progettazione esecutiva andranno altresì recepite tutte le prescrizioni di installazione e manutenzione contenute nel documento di qualificazione del dispositivo.

Per tutte le operazioni di sostituzione o adeguamento dei dispositivi di ritenuta stradale valgono le prescrizioni precedenti.

In caso di ripristino di parti localizzate di un sistema di ritenuta, danneggiate a seguito di eventi incidentali, prima di procedere al ripristino con elementi identici o equivalenti ma comunque compatibili con quelli già installati, si rende necessaria da parte del progettista una valutazione del comportamento offerto dalla barriera nell'evento che ha causato il danneggiamento, per valutarne l'efficacia in termini di prestazioni ai sensi della normativa nazionale vigente e tenuto conto della effettiva composizione prevalente del traffico e della conseguente classe di contenimento.

Utile e immediato a garantire le richieste minime di resistenza al piede della barriera è la riproduzione delle tipologie di vincolo effettivamente utilizzate nella positiva sperimentazione documentata da prove eseguite ai sensi della UNI EN 1317-2.

C5.1.4 VERIFICHE DI SICUREZZA

C5.1.4.3 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI FATICA

Per le verifiche a fatica, in alternativa all'effettivo spettro di carico che interessa il ponte, o in mancanza di esso, si può far riferimento ai quattro modelli di carico a fatica assegnati al §5.1.4.3 delle NTC. I predetti modelli di carico a fatica includono gli effetti dinamici, calcolati con riferimento alla rugosità di pavimentazioni stradali di qualità buona secondo la norma ISO 8685:1995.

Per le verifiche a fatica di dettagli caratterizzati da limite di fatica ad ampiezza costante debbono essere effettuate verifiche differenziate a seconda che si conducano verifiche a vita illimitata o verifiche a danneggiamento. Per dettagli caratterizzati da curve S-N prive di limite di fatica ad ampiezza costante, possono essere condotte solo verifiche a danneggiamento.

Per le verifiche a vita illimitata si possono impiegare, in alternativa, il modello di carico a fatica n. 1, derivato dal modello di carico statico, che è un modello cautelativo, molto semplificato, che consente anche di considerare l'effetto d'interazione di carichi simultaneamente applicati su più corsie, o il modello di carico a fatica n. 2, che è un modello molto raffinato costituito da uno spettro di carico frequente, il quale, però, non tiene conto dell'effetto d'interazione di carichi simultaneamente applicati su più corsie.

Il modello di carico a fatica n. 1 va disposto sul ponte in modo da massimizzare il delta di tensione,

$$\Delta\sigma = \sigma_{\max} - \sigma_{\min} \quad (C5.1.1)$$

considerando, se necessario, disposizioni diverse per il calcolo di σ_{\max} e di σ_{\min} .

I veicoli del modello di carico a fatica n. 2 debbono essere disposti in asse alla corsia convenzionale n. 1, che è quella che determina l'effetto più severo nel dettaglio in esame; il delta di tensione da considerare è espresso nuovamente da (C5.1.1), essendo σ_{max} e σ_{min} , rispettivamente, le tensioni massima e minima indotte dai veicoli dello spettro. Ove effetti di interazione tra veicoli simultaneamente presenti su una o più corsie siano rilevanti, è necessario tener conto, facendo ricorso a studi specifici o a letteratura tecnica consolidata.

Per le verifiche a danneggiamento si possono impiegare, in alternativa, il modello di carico a fatica n. 3, semplificato e generalmente cautelativo, costituito da un veicolo di fatica convenzionale equivalente, e il modello di carico a fatica n. 4, costituito da uno spettro di carico equivalente (Tab. 5.1.VIII delle NTC).

Il flusso annuo di veicoli da considerare su ciascuna corsia è dato, in funzione della strada servita, nella Tab. 5.1.X delle NTC, mentre la composizione del traffico è riportata, in funzione della tipologia di traffico interessante il ponte in esame, nella Tab. 5.1.VIII.

Con assunzione estremamente cautelativa, i veicoli dei modelli di carico di fatica 3 o 4 possono essere applicati in asse alle corsie convenzionali determinate in accordo con il §5.1.3.3.2 delle NTC.

È possibile, tuttavia, adottare disposizioni più favorevoli e realistiche dei veicoli, considerando che il flusso avvenga per il 10% sulle corsie convenzionali e per il 90% sulle corsie fisiche. La posizione dei veicoli nelle corsie fisiche dovrà essere, comunque, tale da determinare nel dettaglio in esame gli effetti più severi. L'aliquota del flusso di traffico considerata sulle corsie convenzionali (10%) tiene conto del fatto che, nel corso della vita del ponte, per effetto di incidenti, congestioni di traffico, lavori di manutenzione ecc., si possano verificare modifiche o restringimenti della carreggiata, tali da determinare condizioni di flusso più severe di quelle corrispondenti al flusso sulle corsie fisiche.

Nel caso in cui siano da prevedere significativi effetti di interazione tra veicoli, si deve far riferimento a studi specifici o a metodologie consolidate.

Il modello di carico di fatica 3, considerato in asse alla corsia convenzionale, può essere utilizzato per le verifiche col metodo dei coefficienti di danneggiamento equivalente, metodo λ . Per la determinazione dei coefficienti di danneggiamento equivalente, che devono essere specificamente calibrati sul predetto modello di carico di fatica 3, si può far riferimento alle norme UNI EN1992-2, UNI EN1993-2 ed UNI EN1994-2.

In prossimità di un giunto d'espansione può essere necessario considerare un fattore di amplificazione dinamica addizionale $\Delta\phi_{fat}$ da applicare a tutti i carichi e dato da

$$\Delta\phi_{fat} = 1,30 \cdot \left(1 - \frac{d}{26}\right) \geq 1,0 \tag{C5.1.2}$$

dove d è la distanza della sezione considerata dalla sezione di giunto, espressa in m.

C5.1.4.5 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI DEFORMAZIONE

Per la valutazione della domanda relativa alla componente cinematica dei vincoli e per il calcolo della dimensione dei varchi, ovvero della distanza tra costruzioni contigue in corrispondenza delle interruzioni strutturali, si potranno prendere in conto, oltre alle combinazioni sismiche, anche le combinazioni SLU delle altre azioni significative per il caso in esame (ritiro, viscosità, variazioni termiche, frenatura, azione centrifuga, vento, precompressione, ecc.).

I valori di progetto della variazione termica uniforme per la valutazione agli SLU della massima espansione/contrazione si possono esprimere come segue:

$$\Delta T_{exp,d} = \Delta T_{exp} + \Delta T_0 \tag{C5.1.3}$$

$$\Delta T_{con,d} = \Delta T_{con} + \Delta T_0 \tag{C5.1.4}$$

In cui:

$$\Delta T_{exp} = +T_{e,max} - T_0 \tag{C5.1.5}$$

$$\Delta T_{con} = -T_{e,min} + T_0 \tag{C5.1.6}$$

- $T_{e,max}$ e $T_{e,min}$ sono rispettivamente la massima e minima temperatura uniforme del ponte ricavabili, come indicato nel Capitolo 6 delle UNI EN 1991-1-5, in funzione della T_{min} e T_{max} dell'aria esterna di cui al § 3.5 delle NTC.
- T_0 è la temperatura iniziale all'atto della regolazione degli appoggi del ponte di cui al § 3.5.4 delle NTC.
- ΔT_0 è indicato nella tabella seguente.

$\Delta T_0 = 5^\circ\text{C}$ per strutture di c.a., c.a.p. e acciaio/cls	Installazione con la misurazione accurata della temperatura della struttura e con prerogolazione per effetti termici a fine costruzione.
$\Delta T_0 = 5^\circ\text{C}$ per strutture di acciaio	
$\Delta T_0 = 10^\circ\text{C}$ per strutture di c.a., c.a.p. e acciaio/cls	Installazione con la stima della temperatura della struttura e

$\Delta T_0 = 15^\circ\text{C}$ per strutture di acciaio	con prerogolazione per effetti termici a fine costruzione. Per stima della temperatura della struttura si intende la valutazione secondo quanto indicato nel Capitolo 6 delle UNI EN 1991-1-5 con una accurata misura della temperatura dell'aria esterna.
$\Delta T_0 = 20^\circ\text{C}$ per strutture di c.a., c.a.p. e acciaio/cls	Installazione senza alcuna prerogolazione per effetti termici.
$\Delta T_0 = 30^\circ\text{C}$ per strutture di acciaio	

I valori caratteristici della variazione termica uniforme per la massima espansione/contrazione si possono esprimere con la seguente formulazione.

$$\Delta T_{exp,k} = \Delta T_{exp} \quad [\text{C5.1.7}]$$

$$\Delta T_{con,k} = \Delta T_{con} \quad [\text{C5.1.8}]$$

C5.1.4.6 VERIFICA DELLE AZIONI SISMICHE

Nella progettazione sismica di manufatti che si collocano sull'intersezione di due infrastrutture lineari, caratterizzate da valori non coincidenti di V_N e C_U , per non pregiudicare il livello di sicurezza dell'infrastruttura più rilevante occorrerà progettare gli elementi strutturali delle opere di intersezione assumendo il più alto valore di V_R fra quelli determinati considerando l'opera appartenente a ciascuna delle infrastrutture interferenti.

C5.1.8 PONTI PEDONALI

Per i ponti pedonali si deve considerare lo schema di carico 4, folla compatta, applicato su tutta la parte sfavorevole della superficie d'influenza.

L'intensità del carico, comprensiva degli effetti dinamici, è di $5,0 \text{ kN/m}^2$. Tuttavia, quando si possa escludere la presenza di folla compatta, come accade per ponti in zone scarsamente abitate, l'intensità del carico può essere ridotta, previa adeguata giustificazione, a

$$2,50 \text{ kN/m}^2 \leq q_{f,r} = 2,0 + \frac{120}{L+30} \leq 5,00 \text{ kN/m}^2 \quad [\text{C5.1.9}]$$

dove L è la lunghezza della stesa di carico in m.

Qualora, per operazioni di manutenzione o di soccorso, sia necessario considerare la presenza di un veicolo sul ponte si può considerare lo schema di carico di Figura C5.1.2, costituito da due assi di peso $Q_{sv1}=40 \text{ kN}$ e $Q_{sv2}=80 \text{ kN}$, comprensivi degli effetti dinamici, con carreggiata di $1,3 \text{ m}$ ed interasse $3,0 \text{ m}$. L'impronta di ciascuna ruota può essere considerata quadrata di lato 20 cm . A questo schema può essere associata una forza orizzontale di frenamento pari al 60% del carico verticale.

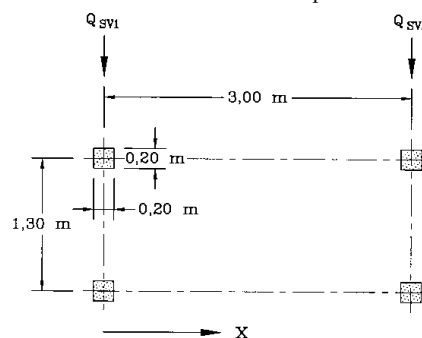


Figura C5.1.2 -Veicolo di servizio per ponti di 3ª categoria

C5.1.8.1 MODELLI DINAMICI PER PONTI PEDONALI

Vibrazioni nei ponti pedonali possono essere indotte da varie cause quali, per esempio, vento o persone singole o in gruppo che camminano, corrono, saltano o danzano sul ponte.

Ai fini delle verifiche nei riguardi dello stato limite di vibrazione può essere necessario considerare appropriati modelli dinamici, che tengano conto del numero e della posizione delle persone simultaneamente presenti sul ponte e di fattori esterni, quale la localizzazione del ponte stesso, e definire opportuni criteri di comfort, facendo riferimento a normative e a procedure di comprovata validità.

A titolo puramente informativo si può considerare che, in assenza di significativa risposta da parte del ponte, una persona che cammini ecciti il ponte con un'azione periodica verticale di frequenza compresa tra 1 e 3 Hz e un'azione orizzontale simultanea di frequenza compresa tra 0,5 e 1,5 Hz, e che un gruppo di persone in leggera corsa ecciti il ponte con una frequenza verticale pari a circa 3 Hz.

C5.2 PONTI FERROVIARI

C5.2.1.2 COMPATIBILITÀ IDRAULICA

Vale quanto detto al § C.5.1.2.3.

C5.2.2 AZIONI SULLE OPERE

Le azioni variabili da traffico assegnate ai §§ 5.2.2.2 e 5.2.2.3 delle NTC sono relativi alla rete ferroviaria con scartamento standard e alle linee principali.

Per ferrovie a scartamento ridotto, tramvie e linee ferroviarie leggere, metropolitane e funicolari non valgono le prescrizioni di cui sopra e le azioni debbono essere determinate caso per caso, in riferimento alle peculiarità della linea servita, sulla base di studi specifici o a normative di comprovata validità.

C5.2.2.4 AZIONI VARIABILI AMBIENTALI

C5.2.2.4.2 Temperatura

Le azioni della temperatura sono definite al § 3.5 delle NTC.

Nelle stesse norme sono individuate le metodologie per valutare l'effetto dell'azione. Le strutture andranno progettate e verificate nel rispetto di queste azioni.

Per le opere direttamente esposte alle azioni atmosferiche le variazioni termiche uniformi da considerare, in mancanza di studi approfonditi, rispetto alla temperatura media del sito, sono da assumersi pari a quanto indicato nello stesso § 3.5.

Per la valutazione della domanda relativa alla componente cinematica dei vincoli e per il calcolo della dimensione dei varchi, ovvero della distanza tra costruzioni contigue in corrispondenza delle interruzioni strutturali vale quanto indicato al punto C.5.1.4.5.

C5.2.2.5 EFFETTI DI INTERAZIONE STATICA TRENO-BINARIO-STRUTTURA

Ai fini della determinazione degli effetti di interazione statica treno-binario-struttura, di cui al § 5.2.2.5 delle NTC, si possono utilizzare i legami tra la resistenza longitudinale allo scorrimento e lo scorrimento longitudinale per metro di binario singolo, riportati nelle figure C5.2.1, C5.2.2 e C5.2.3 e relativi ai casi di posa su ballast, posa diretta con attacco tradizionale indiretto di tipo K e posa diretta con attacco elastico, rispettivamente.

Nel caso di posa su ballast, la forza di scorrimento longitudinale q , in assenza di carico verticale da traffico, è assunta pari a 12,5 kN/m su rilevato e a 20 kN/m su ponte, mentre in presenza di un carico verticale da traffico di 80 kN/m, è assunta pari a 60 kN/m. Per carichi diversi i valori della resistenza si otterranno per interpolazione o estrapolazione lineare. In tutti i casi si assume uno spostamento di soglia di 2 mm, per cui risulta univocamente definita la rigidità iniziale.

Nel caso di binario con posa diretta, la resistenza allo scorrimento q dipende dal tipo di attacco e dalla forza di serraggio, oltre che dal carico verticale applicato, come descritto nel seguito. Dette norme non si applicano alle opere d'arte con armamento di tipo innovativo.

Per l'attacco tradizionale indiretto di tipo K, la forza di scorrimento longitudinale q è assunta, per interasse fra le traverse di 0,6 m, 50 kN/m in assenza di carico verticale da traffico, 80 kN/m in presenza di un carico verticale da traffico di 80 kN/m.

Per l'attacco elastico, la forza di scorrimento longitudinale q è assunta pari a 13 kN/m in assenza di carico verticale da traffico e a 35 kN/m in presenza di un carico verticale da traffico di 80 kN/m.

Nel caso di posa diretta e per carichi verticali da traffico diversi, i valori della resistenza si otterranno per interpolazione o estrapolazione lineare. In tutti i casi si assume uno spostamento di soglia di 0,5 mm, per cui risulta univocamente definita la rigidità iniziale.

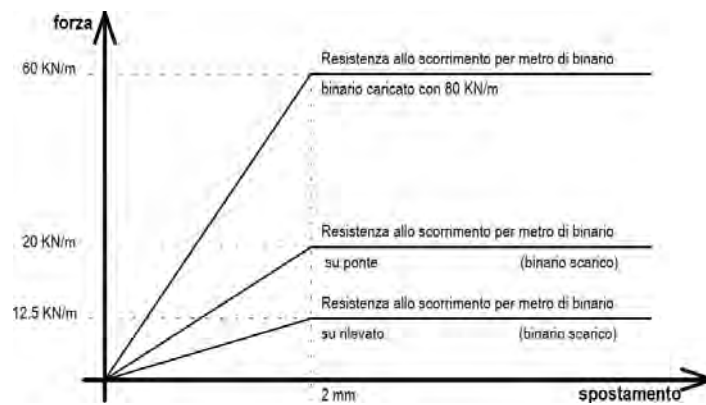


Figura C5.2.1 - Legame tra resistenza allo scorrimento e scorrimento longitudinale per metro di singolo binario (posa su ballast)

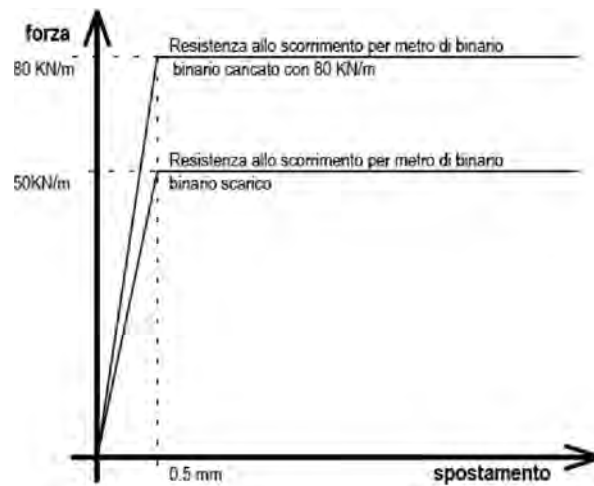


Figura C5.2.2 - Legame tra resistenza allo scorrimento e scorrimento longitudinale per metro di singolo binario (posa diretta con attacco tradizionale indiretto di tipo K)

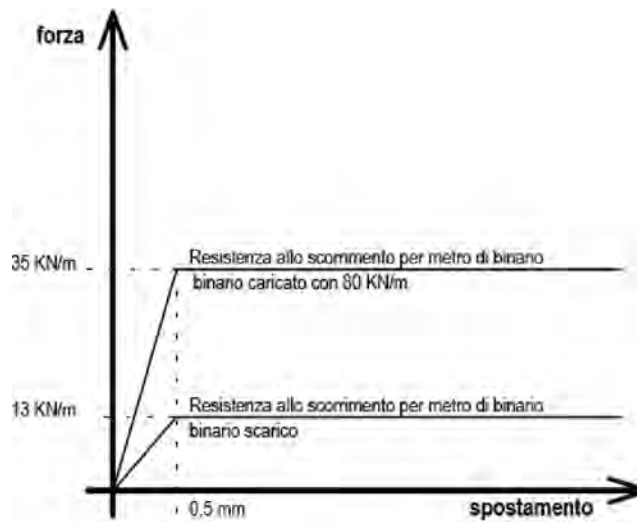


Figura C5.2.3 - Legame tra resistenza allo scorrimento e scorrimento longitudinale per metro di singolo binario (posa diretta con attacco elastico)

C5.2.2.8 AZIONI SISMICHE

Nella progettazione sismica di manufatti che si collocano sull'intersezione di due infrastrutture lineari, caratterizzate da valori non coincidenti di V_N e C_U , per non pregiudicare il livello di sicurezza dell'infrastruttura più rilevante occorrerà progettare gli elementi strutturali delle opere di intersezione assumendo il più alto valore di V_R fra quelli determinati considerando l'opera appartenente a ciascuna delle infrastrutture interferenti

C5.2.3 PARTICOLARI PRESCRIZIONI PER LE VERIFICHE**C5.2.3.2 VERIFICHE AGLI SLU E SLE****C5.2.3.2.1 Requisiti concernenti gli SLU**

Al §5.2.3.2.1 delle NTC, il carico permanente dovuto al ballast è trattato, se sfavorevole, come un carico variabile non da traffico (v. Tabella 5.2.V delle NTC) ed è precisato che qualora se ne prevedano variazioni significative, queste dovranno essere esplicitamente considerate nelle verifiche. In quest'ultimo caso dovranno essere aumentate di conseguenza anche le masse sismiche.

C5.2.3.2.3 Verifiche allo stato limite di fatica

Per la definizione dei modelli di carico a fatica, si può far riferimento agli spettri e ai coefficienti dinamici riportati nella norma UNI EN 1991-2.

Per le verifiche col metodo dei coefficienti di danneggiamento equivalente, metodo λ , si può utilizzare il modello di carico LM71, associato ad un appropriato coefficiente dinamico.

Per la determinazione dei coefficienti di danneggiamento equivalente, che devono essere specificamente calibrati sul predetto modello LM71, si può far riferimento alle norme UNI EN 1992-2, UNI EN 1993-2 ed UNI EN 1994-2.

La determinazione dell'effettivo spettro di carico da considerare nella verifica del ponte dovrà essere effettuata in base alle caratteristiche funzionali e d'uso della infrastruttura ferroviaria cui l'opera appartiene.

CAPITOLO C6.

PROGETTAZIONE GEOTECNICA

Per progettazione geotecnica si intende l'insieme delle attività progettuali, dalla pianificazione delle indagini geotecniche fino alle verifiche di sicurezza e al monitoraggio, che riguardano le costruzioni o le parti di costruzioni che interagiscono con il terreno, gli interventi di miglioramento e di rinforzo, le opere in materiali sciolti, i fronti di scavo, nonché la stabilità globale del sito nel quale ricade la costruzione.¹

Gli obiettivi della progettazione geotecnica sono quindi la verifica delle condizioni di sicurezza del sito e del sistema costruzione-terreno, inclusa la determinazione delle sollecitazioni nelle strutture a contatto con il terreno e la valutazione delle prestazioni del sistema nelle condizioni d'esercizio.

La caratterizzazione e modellazione geologica del sito, è propedeutica all'impostazione della progettazione geotecnica, soprattutto quando si tratti di opere infrastrutturali a grande sviluppo lineare o che investano aree molto estese; esse derivano da studi geologici, basati anche sugli esiti di specifiche indagini.

Le indicazioni e le prescrizioni riportate in questo Capitolo devono intendersi come integrative delle analoghe indicazioni e prescrizioni che si riferiscono alla progettazione geotecnica in condizioni sismiche di cui ai §§ 3.2 e 7.11.

C6.2 ARTICOLAZIONE DEL PROGETTO

C6.2.1 CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO

La relazione geologica, estesa ad un ambito significativo e modulata in relazione al livello progettuale, alle caratteristiche dell'opera e del contesto in cui questa si inserisce, descrive il modello geologico, definito sulla base di specifiche indagini e prove.

Tale relazione, che comprende quanto previsto al § 6.2.1 delle NTC, tiene conto dei seguenti aspetti:

- caratteristiche geologiche e successione stratigrafica locale (assetti litostrutturali e stratigrafici, stato di alterazione e fessurazione, distribuzione spaziale e rapporti tra i vari corpi geologici);
- caratteristiche geo-strutturali dell'area di studio e principali elementi tettonici presenti;
- processi morfoevolutivi e principali fenomeni geomorfologici presenti, con particolare riferimento a quelli di frana, individuandone stato e tipo di attività, di erosione e di alluvionamento;
- caratteristiche idrogeologiche del sito e schema di circolazione idrica superficiale e sotterranea;
- risultati dello studio sismo-tettonico;
- assetti geologici finalizzati alla valutazione degli effetti di sito sismoindotti.

La relazione geologica sarà corredata dai relativi elaborati grafici, quali: carte geologiche, idrogeologiche (con eventuale schema di circolazione idrica sotterranea) e geomorfologiche, sezioni geologiche, planimetrie e profili utili a rappresentare in dettaglio aspetti significativi, schema geologico di dettaglio alla scala dell'opera, carte dei vincoli geologico-ambientali e rapporto tecnico sulle indagini pregresse ed eseguite, corredate da una planimetria con la loro ubicazione.

Il piano delle indagini nell'area di interesse deve essere definito ed attuato sulla base dell'inquadramento geologico della zona e in funzione dei dati che è necessario acquisire per pervenire ad una ricostruzione geologica adeguata ed utile per la caratterizzazione e la modellazione geotecnica del sottosuolo. Gli studi svolti devono condurre ad una valutazione delle

¹ Il primo passo della progettazione geotecnica riguarda le scelte tipologiche (ad esempio il sistema di fondazione) e la pianificazione delle indagini e delle prove per la caratterizzazione meccanica di terreni o rocce compresi nel volume significativo, definito nel § 6.2.2 delle NTC; indagini geotecniche, stati limite e metodi di analisi sono intrinsecamente connessi. La caratterizzazione meccanica dei terreni deve infatti tenere conto del loro carattere tipicamente non lineare, anche a piccole deformazioni, del possibile comportamento fragile, della dipendenza dai percorsi tensionali, degli effetti di scala così come delle fasi costruttive e delle modalità esecutive. È dunque compito e responsabilità del progettista definire il piano delle indagini geotecniche e, sulla base dei risultati ottenuti, individuare i modelli geotecnici di sottosuolo più appropriati alla tipologia di opera e/o intervento, tenendo conto delle tecnologie e delle modalità costruttive previste.

In definitiva, alla luce degli studi geologici, il progettista definisce le scelte tipologiche dell'opera, i materiali da costruzione, le modalità e le fasi esecutive, programma le indagini geotecniche per stabilire i modelli geotecnici di sottosuolo ed effettua le verifiche agli stati limite; se ritenuti necessari a questi fini può richiedere approfondimenti dello studio geologico con ulteriori indagini e accertamenti che concorrano a una migliore definizione del modello geologico.

Pur concorrendo entrambe alla progettazione di un'opera, le indagini per la definizione del modello geologico e le indagini geotecniche sono concettualmente diverse tra loro sia perché interessano generalmente aree e volumi diversi sia perché hanno finalità diverse. Le prime, infatti, riguardano aree e volumi di sottosuolo più ampi e sono finalizzate alla definizione del modello geologico. Le seconde interessano generalmente aree e volumi più ridotti (i volumi significativi) e sono finalizzate alla definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo specifici per la singola opera e/o per parti di essa, che comprendono l'identificazione e la valutazione quantitativa dei parametri geotecnici necessari alle relative verifiche agli stati limite ultimi e di esercizio. Definito il quadro geologico di riferimento, le indagini geotecniche, logicamente consequenziali, sono programmate dal progettista sulla base della conoscenza dell'opera e dei suoi possibili stati limite.

pericolosità geologiche presenti e devono essere finalizzati alla definizione della compatibilità geologica con le peculiarità dell'opera da realizzare.

C6.2.2 INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA

Stabilito il volume significativo di terreno coinvolto dall'opera in progetto (definito nel § 6.2.2 delle NTC), l'obiettivo delle indagini è di giungere alla definizione del modello geotecnico ovvero a uno schema rappresentativo del volume significativo stesso, suddiviso in unità omogenee sotto il profilo fisico-meccanico.

A tal fine devono essere definiti la successione stratigrafica, il regime delle pressioni interstiziali e gli altri elementi significativi del sottosuolo, nonché i valori caratteristici dei parametri geotecnici; questi ultimi da intendersi come stime cautelative dei singoli parametri per ogni stato limite considerato.

Per le costruzioni di opere in materiali sciolti devono essere definite le proprietà dei materiali da impiegare per la costruzione.

La caratterizzazione geomeccanica degli ammassi rocciosi richiede inoltre l'individuazione delle famiglie (o dei sistemi) di discontinuità presenti e la definizione della loro giacitura (orientazione) e spaziatura. Sono anche descritte le seguenti caratteristiche delle discontinuità: forma, apertura, estensione, scabrezza, riempimento.

Le indagini sono estese ed approfondite in modo da risultare adeguate a tutte le diverse fasi di sviluppo del progetto e comprendono quanto necessario per la definizione dell'azione e l'analisi delle opere in condizioni sismiche secondo quanto prescritto ai §§3.2.2 e 7.11.2.

Opere che interessino grandi aree e che incidano profondamente sul territorio richiedono l'accertamento della fattibilità secondo i criteri di cui al § 6.12 delle NTC.

Nel caso di opere di notevole rilevanza e complessità o che interessino terreni dalle caratteristiche meccaniche scadenti è opportuno effettuare il controllo del comportamento dell'opera durante e dopo la costruzione, predisponendo un programma di osservazioni e misure commisurato all'importanza dell'opera e alla complessità della situazione.

C6.2.2.1 INDAGINI E PROVE GEOTECNICHE IN SITO

Nel rispetto delle indicazioni generali innanzi precisate, a titolo indicativo e non esaustivo, nella Tabella C6.2.I si elencano i mezzi di indagine e le prove geotecniche in sito di più frequente uso.

Tabella C6.2.I - Mezzi di indagine e prove geotecniche in sito

Stratigrafia		Trincee Pozzi Cunicoli Sondaggi a carotaggio continuo Prove penetrometriche Indagini di tipo geofisico (*)
Proprietà fisiche e meccaniche	Terreni a grana fine	Prove penetrometriche Prove scissometriche Prove dilatometriche Prove pressiometriche Prove di carico su piastra Prove di laboratorio Prove di tipo geofisico (*)
	Terreni a grana grossa	Prove penetrometriche Prove di carico su piastra Prove di laboratorio Prove di tipo geofisico (*)
	Rocce	Prove speciali in sito (prove di taglio) Prove di carico su piastra Prove di laboratorio Prove di tipo geofisico (*)
Misure di pressione interstiziale	Terreni di qualsiasi tipo	Piezometri
Permeabilità	Terreni a grana fine	Misure piezometriche Prove di laboratorio
	Terreni a grana grossa	Prove idrauliche in fori di sondaggio

		Prove di emungimento da pozzi
Verifica di procedimenti tecnologici	Palificate	Prove di carico su pali singoli Prove di carico su gruppi di pali
	Impermeabilizzazioni	Prove di permeabilità in sito e misura di altezza piezometrica prima e dopo l'intervento
	Consolidamenti	Determinazione delle proprietà meccaniche in sito prima e dopo l'intervento Prove di laboratorio
(*) Indagini di tipo geofisico	In foro con strumentazione in profondità	Cross hole Down hole
	Senza esecuzioni di fori, con strumentazione in profondità	Penetrometro sismico Dilatometro sismico
	Con strumentazione in superficie	Prove SASW o MASW Prove di rifrazione sismica Prove di riflessione sismica

La scelta dei mezzi di indagine è effettuata in fase di pianificazione e verificata durante lo svolgimento dell'indagine stessa, modificando ed integrando le scelte iniziali, se necessario.

Gli eventuali scavi, cunicoli o trincee realizzati a scopo esplorativo sono realizzati in modo da non causare apprezzabili modifiche alla situazione esistente, sia dal punto di vista statico, sia da quello idraulico.

Le indagini di tipo tradizionale (sondaggi, prove penetrometriche, piezometri, ecc.), sono frequentemente integrate da indagini di tipo geofisico. In questo caso, i risultati delle indagini geofisiche sono interpretati alla luce dei risultati ottenuti dalle altre indagini di tipo tradizionale, con l'obiettivo di ottenere un quadro sperimentale coerente ed unitario.

Generalmente le indagini di tipo geofisico inducono nei terreni deformazioni molto piccole; pertanto i risultati ottenuti non sono immediatamente utilizzabili nelle analisi geotecniche di stati limite che diano luogo a livelli deformativi più elevati, a meno che non si utilizzino modelli costitutivi del terreno che tengano conto della dipendenza della rigidità dal livello deformativo o come dato di base per valutare la rigidità operativa dei terreni.

I risultati delle indagini e delle prove geotecniche in sito sono documentati con:

- una planimetria con la collocazione delle verticali di indagine;
- indicazioni su tipologia e caratteristiche delle attrezzature impiegate;
- i profili stratigrafici ottenuti dalle perforazioni di sondaggio e dagli scavi esplorativi;
- i particolari esecutivi delle prove e delle misure eseguite in sito e in laboratorio;
- i risultati delle prove e delle misure eseguite in sito e in laboratorio;
- le notizie di eventi particolari verificatisi durante lo svolgimento delle indagini e ogni altro dato utile per la caratterizzazione del sottosuolo.

C6.2.2.2 PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO

Le prove geotecniche di laboratorio integrano le prove in sito e, a seconda del tipo di terreno, permettono di ricavare alcuni valori delle grandezze fisiche e meccaniche necessarie per le verifiche agli stati limite ultimi e agli stati limite di esercizio. La possibilità di ricavare grandezze fisiche e meccaniche da prove di laboratorio dipende dal grado di disturbo dei campioni di terreno prelevati che è funzione, a sua volta, del tipo di terreno e delle tecniche di campionamento. Per terreni ad elevata permeabilità, la qualità dei campioni prelevabili con le tecniche usuali di campionamento non permette la caratterizzazione meccanica in laboratorio ma solo la determinazione di alcune grandezze fisiche. In questi casi i parametri meccanici devono essere ricavati dalle prove in sito. Di contro, per terreni saturi a grana fine (di bassa permeabilità), le prove di laboratorio costituiscono il solo mezzo per la determinazione dei parametri di resistenza in termini di tensioni efficaci.

Le prove sui terreni utilizzati come materiali da costruzione devono essere effettuate su campioni rappresentativi dei materiali disponibili, preparati in laboratorio secondo modalità da stabilire in relazione alle condizioni di posa in opera previste e alla destinazione del manufatto.

I risultati delle prove di laboratorio devono essere accompagnati da chiare indicazioni sulle procedure sperimentali adottate.

C6.2.2.3 CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA

I risultati delle indagini e delle prove geotecniche, eseguite in sito e in laboratorio, sono interpretate dal progettista che, sulla base dei risultati acquisiti, della tipologia di opera e/o intervento, delle tecnologie previste e delle modalità costruttive, deve

individuare i valori caratteristici dei parametri geotecnici per le analisi e le verifiche nei riguardi degli stati limite ultimi e di esercizio.

C6.2.2.4 VALORI CARATTERISTICI DEI PARAMETRI GEOTECNICI

La scelta dei valori caratteristici dei parametri geotecnici avviene in due fasi.

La prima fase comporta l'identificazione dei parametri geotecnici appropriati ai fini progettuali. Tale scelta richiede una valutazione specifica da parte del progettista, per il necessario riferimento alle diverse verifiche da effettuare (ad esempio, ai diversi tipi di meccanismi di collasso del terreno nel caso di verifiche SLU).

A titolo di esempio, nel valutare la stabilità di un muro di sostegno è opportuno che la verifica allo scorrimento della fondazione del muro sia effettuata con riferimento al valore dell'angolo di resistenza al taglio a volume costante (stato critico), poiché il meccanismo di scorrimento, che coinvolge spessori molto modesti di terreno, e l'inevitabile disturbo connesso con la preparazione del piano di posa della fondazione, implicano il rimaneggiamento del terreno. Per questo stesso motivo, nelle analisi svolte in termini di tensioni efficaci, è opportuno trascurare ogni contributo della coesione nelle verifiche allo scorrimento.

Considerazioni diverse, invece, devono essere svolte con riferimento al calcolo della capacità portante della fondazione del muro che, per l'elevato volume di terreno indisturbato coinvolto, comporta il riferimento alla resistenza al taglio del terreno intatto, considerando, quando appropriato, anche il contributo della coesione efficace.

Identificati i parametri geotecnici appropriati, la seconda fase del processo decisionale riguarda la valutazione dei valori caratteristici degli stessi parametri.

Nelle valutazioni che il progettista deve svolgere per pervenire ad una scelta corretta dei valori caratteristici, appare giustificato il riferimento a valori prossimi ai valori medi quando nello stato limite considerato è coinvolto un elevato volume di terreno, con possibile compensazione delle eterogeneità o quando la struttura a contatto con il terreno è dotata di rigidità sufficiente a trasferire le azioni dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti. Al contrario, valori caratteristici prossimi ai valori minimi dei parametri geotecnici appaiono più giustificati nel caso in cui siano coinvolti modesti volumi di terreno, con concentrazione delle deformazioni fino alla formazione di superfici di rottura nelle porzioni di terreno meno resistenti del volume significativo, o nel caso in cui la struttura a contatto con il terreno non sia in grado di trasferire forze dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti a causa della sua insufficiente rigidità. La scelta di valori caratteristici prossimi ai valori minimi dei parametri geotecnici può essere dettata anche solo dalle caratteristiche dei terreni; basti pensare, ad esempio, all'effetto delle discontinuità sul valore operativo della resistenza non drenata.

Una migliore approssimazione nella valutazione dei valori caratteristici può essere ottenuta operando le opportune medie dei valori dei parametri geotecnici nell'ambito di piccoli volumi di terreno, quando questi assumano importanza per lo stato limite considerato. È questo il caso, ad esempio, delle verifiche SLU dei pali in condizioni non drenate, in termini di tensioni totali, nelle quali per la determinazione del contributo di resistenza alla punta è appropriata la valutazione del valore caratteristico della resistenza non drenata mediante una media locale effettuata nel volume di terreno interessato dal meccanismo di collasso indotto dalla punta stessa.

C6.2.2.5 RELAZIONE GEOTECNICA

La relazione geotecnica contiene i principali risultati ottenuti dalle indagini e prove geotecniche, descrive la caratterizzazione e la modellazione geotecnica dei terreni interagenti con l'opera e riassume i risultati delle analisi svolte per la verifica delle condizioni di sicurezza e la valutazione delle prestazioni nelle condizioni d'esercizio del sistema costruzione-terreno.

I contenuti della relazione geotecnica, modulati in relazione alla fase progettuale, al tipo di opera ed al contesto in cui essa si inserisce, sono indicativamente i seguenti:

- descrizione del sito, delle opere e degli interventi;
- valutazione della pericolosità ambientale (stabilità del territorio in condizioni statiche e sismiche);
- risposta sismica locale;
- problemi geotecnici e scelte tipologiche;
- identificazione degli stati limite per le opere in progetto e metodi di analisi;
- descrizione del programma delle indagini e delle prove geotecniche;
- caratterizzazione fisica e meccanica dei terreni e delle rocce e definizione dei valori caratteristici dei parametri geotecnici;
- modelli geotecnici di sottosuolo con indicazione dei valori caratteristici e di progetto dei parametri geotecnici;
- risultati delle analisi;
- confronto dei risultati con le prestazioni previste per le opere;
- prescrizioni sulle modalità costruttive;
- eventuale piano di monitoraggio in corso d'opera e in esercizio.

La relazione è inoltre corredata da una planimetria con l'ubicazione delle indagini, sia quelle appositamente effettuate, sia quelle di carattere storico e di esperienza locale eventualmente disponibili, dalla documentazione sulle indagini in sito e in laboratorio, da un numero adeguato di sezioni stratigrafiche con indicazione dei profili delle grandezze misurate (resistenza alla punta di prove penetrometriche, altezze piezometriche, valori della velocità di propagazione delle onde di taglio, ecc.).

Nel caso di impiego del metodo osservazionale di cui al § 6.2.5 delle NTC, la relazione geotecnica comprende la descrizione delle possibili soluzioni progettuali alternative, con le relative verifiche, e la specificazione dei parametri di controllo per l'adozione di una delle soluzioni previste e dei relativi limiti di accettabilità. A questo fine, il piano di monitoraggio include l'individuazione della specifica strumentazione di controllo e la definizione delle procedure di acquisizione, archiviazione ed elaborazione delle misure.

C6.2.3 FASI E MODALITÀ COSTRUTTIVE

La definizione, nel progetto, delle fasi esecutive di cui al § 6.2.3 delle NTC, comprende anche l'individuazione dei connessi stati limite ultimi e di esercizio.

C6.2.4 VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI

Conseguentemente ai principi generali enunciati nelle NTC, la progettazione geotecnica si basa sul metodo degli stati limite e sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza.

Nel metodo degli stati limite, ultimi e di esercizio, i coefficienti parziali sono applicati alle azioni, agli effetti delle azioni, alle caratteristiche dei materiali e alle resistenze.

I coefficienti parziali possono essere diversamente raggruppati e combinati tra loro in funzione del tipo e delle finalità delle verifiche, nei diversi stati limite considerati.

C6.2.4.1 VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Si considerano cinque stati limite ultimi che, mantenendo la denominazione abbreviata delle UNI EN 1990, sono così identificati:

- EQU** perdita di equilibrio della struttura fuori terra, considerata come corpo rigido;
- STR** raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali, compresi gli elementi di fondazione e tutti gli altri elementi strutturali che eventualmente interagiscono con il terreno;
- GEO** raggiungimento della resistenza del terreno interagente con la struttura con sviluppo di meccanismi di collasso dell'insieme terreno-struttura;
- UPL** perdita di equilibrio della struttura o del terreno, dovuta alla spinta dell'acqua (sollevamento per galleggiamento);
- HYD** erosione e sifonamento del terreno dovuta ai gradienti idraulici.

Nei paragrafi successivi questi stati limite sono specificati per i diversi tipi di opere e sistemi geotecnici. Tra gli stati limite **GEO** si possono menzionare, a mero titolo di esempio, gli stati limite che riguardano la capacità portante del complesso fondazione terreno e lo scorrimento sul piano di posa di fondazioni superficiali e muri di sostegno, la rotazione intorno a un punto di una paratia a sbalzo o con un livello di vincolo, ecc. In questi casi si esegue, di fatto, una verifica del sistema geotecnico nei confronti di un meccanismo di collasso che può implicare anche la plasticizzazione degli elementi strutturali (è il caso, ad esempio, della resistenza a carico limite sotto forze trasversali dei pali di fondazione).

Nelle verifiche di sicurezza rispetto agli stati limite ultimi strutturale e geotecnico, la Norma individua per ogni opera e per ogni stato limite l'approccio progettuale a cui fare riferimento, privilegiando per quanto possibile l'Approccio 2, anche per la semplificazione conseguente all'impiego di una sola combinazione di coefficienti di sicurezza parziali, così come riportato nelle NTC.

Il riferimento all'Approccio 1 è stato tuttavia mantenuto in quei casi per i quali può manifestarsi qualche ambiguità, non risolvibile a priori, sugli effetti delle azioni permanenti nelle verifiche di tipo geotecnico.

Per consentire l'impiego più appropriato dell'Approccio 1, è opportuno richiamare i due presupposti fondamentali sui quali sono basate le verifiche rispetto a **SLU** di tipo geotecnico e di tipo strutturale in entrambi gli approcci progettuali:

- 1) le verifiche **SLU** di tipo geotecnico hanno lo scopo di controllare che l'opera sia dimensionata in modo da garantire un adeguato margine di sicurezza nei riguardi della formazione di uno o più meccanismi di collasso del terreno, che eventualmente possono coinvolgere anche gli elementi strutturali. Il controllo si esercita mediante la fattorizzazione delle azioni e delle resistenze nell'Approccio 2 e delle sole azioni variabili e dei parametri di resistenza nell'Approccio 1 combinazione $A2+M2+R2$;
- 2) le verifiche **SLU** di tipo strutturale fanno sempre riferimento al raggiungimento locale della resistenza di progetto e, per questo motivo, richiedono la verifica delle singole sezioni. Una verifica di questo genere, per opere che interagiscono con il terreno, non può che scaturire da un'analisi d'interazione del sistema terreno-struttura, in cui svolge un ruolo preminente la rigidità di entrambi i componenti del sistema. Nello studio dell'interazione terreno-struttura effettuata con modelli costitutivi non lineari dei terreni, spesso utilizzati nelle analisi numeriche geotecniche, la rigidità del

terreno dipende anche dalle caratteristiche di resistenza e sarebbe alterata in presenza di una loro fattorizzazione con coefficienti parziali. Inoltre, in tali analisi, la fattorizzazione dei soli parametri di resistenza modificherebbe il rapporto rigidezza-resistenza del terreno alterando la distribuzione delle tensioni di contatto. Per queste ragioni le analisi d'interazione devono pertanto essere effettuate senza alcuna fattorizzazione di questi parametri, impiegando quindi i loro valori caratteristici. Anche la fattorizzazione dei carichi non è possibile in queste analisi poiché comporterebbe un'artificiosa alterazione delle condizioni di plasticizzazione del terreno e, conseguentemente, una irrealistica ridistribuzione delle tensioni di contatto. Le analisi d'interazione devono essere svolte impiegando i valori caratteristici anche delle azioni. Il margine di sicurezza è poi introdotto fattorizzando opportunamente le sollecitazioni risultanti dall'analisi d'interazione. Poiché nelle verifiche strutturali si adottano sempre valori unitari dei coefficienti γ_R , che fattorizzano la resistenza, questo procedimento è comune sia all'Approccio 1 combinazione A1+M1+R1 sia all'Approccio 2.

La Combinazione A2+M2+R2 dell'Approccio 1 è la sola che deve essere utilizzata per le verifiche di stabilità globale della parte di sottosuolo su cui insistono le opere di fondazione e di sostegno, nonché per le verifiche della stabilità dei fronti di scavo e dei paramenti delle opere di materiali sciolti.

Lo stato limite di ribaltamento dei muri di sostegno è compreso nelle verifiche **GEO**, da condurre con l'Approccio 2, diversamente da quanto previsto nelle **NTC08** nelle quali era trattato come uno stato limite di equilibrio di corpo rigido (**EQU**). Questa scelta è stata effettuata per evitare che la verifica a ribaltamento richieda una differente determinazione della spinta rispetto a quella da utilizzare per le verifiche a scorrimento e a carico limite. Le verifiche **EQU**, ai fini geotecnici, sono limitate al ribaltamento di strutture fuori terra, quali ciminiera, cartelloni pubblicitari, torri, ecc., rispetto ad una estremità della fondazione.

C6.2.4.2 VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI IDRAULICI

Gli stati limite **UPL** e **HYD** si riferiscono a stati limite ultimi di tipo idraulico (§ 6.2.4.2 NTC). Ad esempio, gli stati limite di sollevamento per galleggiamento di strutture interrate (parcheggi sotterranei, stazioni metropolitane, ecc.) o di opere marittime devono essere trattati come stati limite di equilibrio **UPL**. Al contrario, lo stato limite di sifonamento al quale corrisponde l'annullamento delle tensioni efficaci e che può essere prodotto da moti di filtrazione diretti dal basso verso l'alto, devono essere trattati come stati limite **HYD**.

Gli stati limite **HYD** sono stati trattati diversamente rispetto alle precedenti norme tecniche, semplificando il procedimento nelle situazioni più frequenti di frontiera di efflusso libera o con un carico imposto.

C6.2.4.3 VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

Per le opere e i sistemi geotecnici, gli stati limite di esercizio si riferiscono generalmente al raggiungimento di valori critici di spostamenti e rotazioni, assoluti e/o relativi, e distorsioni che possano compromettere la funzionalità dell'opera. È quindi necessario valutare, utilizzando i valori caratteristici delle azioni e delle resistenze dei materiali, gli spostamenti e le rotazioni delle opere, nonché il loro andamento nel tempo.

C6.3 STABILITÀ DEI PENDII NATURALI

C6.3.1 PRESCRIZIONI GENERALI

Nel caso della stabilità dei pendii naturali che siano interessati da movimenti franosi, potenziali o in atto, la cui scala di riferimento sia quella del singolo pendio, vale quanto nel seguito riportato.

Nello studio delle condizioni di stabilità dei pendii naturali sono presi in considerazione almeno i seguenti fattori:

- le caratteristiche geologiche e gli assetti geologico-strutturali del sito;
- gli assetti geomorfologici e l'evoluzione morfologica;
- la sismicità dell'area e le evidenze di fenomeni di instabilità pregressi sismo-indotti;
- le condizioni climatiche ed in particolare la distribuzione nel tempo degli eventi meteorici significativi;
- gli assetti idrogeologici;
- il regime idrico superficiale;
- le caratteristiche geometriche del pendio;
- le caratteristiche cinematiche della frana;
- il regime delle pressioni interstiziali e delle pressioni dell'acqua nelle discontinuità eventualmente presenti;
- le proprietà fisiche e meccaniche dei terreni e delle rocce costituenti il pendio e quelle che caratterizzano le discontinuità;
- peso proprio e azioni applicate sul pendio.

A questo fine deve essere predisposta una serie di indagini, anche distribuite nel tempo, per identificare, come verrà più dettagliatamente illustrato nel seguito, il modello geologico di riferimento e i modelli geotecnici necessari per le verifiche di sicurezza e per la progettazione degli interventi.

La sequenza delle indagini e la scelta della relativa strumentazione di indagine e di controllo devono conseguire da osservazioni e rilievi di carattere preliminare che permettano di definire il tipo di frana, in atto o potenziale, e il suo stato attuale. A questo fine è utile acquisire innanzitutto i dati già disponibili, qualora esistano, riguardanti l'evoluzione della frana e gli eventuali effetti sui manufatti esistenti.

Le indagini e gli accertamenti devono essere rivolti dapprima all'individuazione dei caratteri geometrici e cinematici della frana, con scelte calibrate in base al tipo di fenomeno e al suo stato. Devono essere inoltre finalizzati anche alla ricostruzione litostratigrafica del versante e alla caratterizzazione geotecnica dei terreni e degli ammassi rocciosi coinvolti nel fenomeno franoso.

Tra le indagini assumono interesse preminente, per la marcata influenza che tale aspetto ha spesso sulle condizioni di stabilità, quelle finalizzate alla ricostruzione del regime delle pressioni interstiziali, da perseguire alla luce dell'inquadramento idrogeologico del sito, con strumentazione adatta a misure puntuali e all'impiego nei terreni in studio. La stabilità di un versante è infatti spesso controllata dal regime delle pressioni interstiziali e dalle sue variazioni nel tempo; tali variazioni non richiedono necessariamente la presenza di flussi di acqua significativi.

C6.3.2 MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL PENDIO

Lo studio geologico di un pendio naturale, finalizzato alla valutazione delle condizioni di stabilità, consiste nella definizione dell'assetto lito-strutturale, geomorfologico e idrogeologico del versante al fine di identificare i meccanismi e i cinematismi di rottura attuali o potenziali, nonché le possibili cause.

Con tali riferimenti viene definito l'ambito geomorfologico significativo che corrisponde a quella porzione di territorio, identificabile cartograficamente sul terreno e delimitabile anche in profondità, nella quale sussistano assetti predisponenti ad una specifica tipologia di movimento franoso ed in cui i processi morfo-evolutivi di versante/fondovalle possano interferire direttamente o indirettamente con l'area d'interesse.

L'obiettivo dello studio geologico di un versante è, pertanto, quello di costruire un modello geologico finalizzato, oltre che alla illustrazione dei predetti assetti, anche alla conoscenza delle condizioni evolutive che hanno prodotto l'attuale assetto lito-strutturale, idrogeologico e geomorfologico, con connessa analisi dettagliata dello stato e tipo di attività delle eventuali instabilità presenti. La ricostruzione dell'assetto litostratigrafico e strutturale del versante deve integrare, in una specifica modellazione, sia rilievi di superficie sia indagini specifiche del sottosuolo.

L'evoluzione di un versante naturale, e di conseguenza anche la sua stabilità, può essere condizionata da situazioni geologiche locali non riportate nella cartografia geologica o non visibili in superficie, che richiedono, quindi, una caratterizzazione geologica di dettaglio. Pertanto, dovrà essere posta particolare attenzione:

- alla presenza di specifici assetti che inducono condizioni di suscettibilità a movimenti franosi;
- alla presenza e alla giacitura di intercalazioni anche sottili di litotipi a minore resistenza;
- alla sovrapposizione stratigrafica o tettonica di litotipi con differenti caratteristiche litologiche, idrogeologiche e geostrutturali;
- al grado di alterazione degli ammassi rocciosi;
- all'esistenza di discontinuità ad elevata persistenza ed all'eventuale materiale di riempimento.

Nel caso di presenza di eventi di frana nell'area di specifico interesse, i dati scaturiti dalle attività di indagine, sia di superficie sia in profondità, dovranno condurre ad una dettagliata ricostruzione dell'evento nelle tre dimensioni attraverso specifiche planimetrie (carta della frana) e sezioni illustrative. Soprattutto quando si è in presenza di eventi attivi può essere necessario integrare i dati dei rilievi con misure di spostamento superficiale o profondo del pendio e con i dati di monitoraggio più in generale, al fine di validare il modello geologico.

C6.3.3 MODELLAZIONE GEOTECNICA DEL PENDIO

Tenendo conto del modello geologico di riferimento, lo studio geotecnico di un pendio è finalizzato all'identificazione del suo modello geotecnico ed implica:

- la definizione dei caratteri geometrici e cinematici dell'eventuale corpo di frana;
- l'acquisizione dei dati necessari alle analisi, quali le caratteristiche meccaniche e idrauliche dei terreni o delle rocce presenti;
- la valutazione del comportamento delle discontinuità e del regime delle pressioni interstiziali.

Ricostruito il modello geotecnico del pendio, lo studio geotecnico si completa con la valutazione delle condizioni di stabilità attuali e future, in relazione alla realizzazione di nuovi manufatti e in base anche alle possibili evoluzioni delle condizioni climatiche e ambientali, con il dimensionamento degli eventuali interventi di stabilizzazione e la programmazione del piano di monitoraggio.

Nel caso di pendii costituiti da terreni, le verticali di indagine devono essere preferibilmente allineate lungo una o più sezioni longitudinali del pendio ed essere opportunamente spaziate per ottenere informazioni sufficienti lungo tutta l'estensione del pendio e nell'ambito delle profondità significative per il fenomeno in atto o potenziale.

Per i pendii in frana attiva, le indagini devono definire la posizione e la forma della superficie di scorrimento. A tal fine si deve provvedere alla misura degli spostamenti in superficie e in profondità. Queste misure devono permettere la determinazione dell'entità degli spostamenti e del loro andamento nel tempo, da porre eventualmente in relazione al regime delle pressioni interstiziali e a quello delle precipitazioni atmosferiche. Gli spostamenti in profondità devono essere riferiti a quelli misurati in superficie, avendo cura, ad esempio, di eseguire il rilievo topografico della testa degli inclinometri ogni volta che si effettuino le corrispondenti misure.

La caratterizzazione geotecnica del pendio richiede la determinazione sperimentale delle proprietà meccaniche e idrauliche dei terreni attraverso prove in situ e in laboratorio. In presenza di terreni a grana fina, le prove di laboratorio sono soprattutto necessarie per la determinazione dei parametri di resistenza.

La definizione del modello geotecnico può essere utilmente orientata a seconda che si sia in presenza di una frana o di un pendio naturale del quale occorra valutarne la stabilità. Nel primo caso, il riconoscimento della superficie di scorrimento fornisce indicazioni essenziali per l'ubicazione dei piezometri. Inoltre, poiché il fenomeno in atto comporta il valore unitario del coefficiente di sicurezza, tramite delle analisi a ritroso è possibile calibrare i valori dei parametri di resistenza del terreno compreso nella fascia di scorrimento. Nel secondo caso, invece, questa calibrazione non è possibile, essendo incognito il coefficiente di sicurezza, e la scelta dei valori dei parametri di resistenza non può che scaturire dall'interpretazione dei risultati delle prove di laboratorio e di quelle in sito.

Il regime idrico, superficiale e profondo, gioca un ruolo molto importante sulla stabilità di un pendio perché la sua conoscenza permette di definire le condizioni idrauliche al contorno nell'identificazione della rete idrodinamica.

Il regime delle pressioni interstiziali nel sottosuolo deve essere ricostruito con adeguata approssimazione mediante misure puntuali effettuate con piezometri, da posizionare tenendo conto che una distribuzione disomogenea della permeabilità può influenzare apprezzabilmente la rete idrodinamica con notevoli riflessi sulla distribuzione delle pressioni interstiziali e quindi sulle condizioni di stabilità del pendio. A questo fine, è in genere appropriato l'impiego di piezometri a circuito aperto tipo Casagrande, purché si tenga opportunamente conto della loro prontezza, utili anche per la valutazione in sito delle caratteristiche di permeabilità dei terreni. Piezometri a circuito chiuso, con registrazione automatica delle misure, possono essere impiegati in situazioni di particolare importanza e complessità, che richiedano un monitoraggio protratto a lungo nel tempo. I piezometri devono essere installati in posizioni opportunamente scelte in relazione alle caratteristiche geometriche e stratigrafiche del pendio e alla posizione presunta della superficie di scorrimento, potenziale o effettiva. Per rilevare le variazioni del regime delle pressioni interstiziali nel tempo è necessario effettuare il rilievo per un periodo di durata significativa. La ricostruzione del regime idrico nelle zone di sottosuolo non saturo implica in genere misure tensiometriche.

Alcuni tipi di frane, quali le colate di fango indotte da fenomeni meteorologici intensi o persistenti in terreni non saturi, con attivazione pressoché immediata ed effetti talvolta catastrofici devono essere studiati con riferimento a specifici ed appropriati modelli interpretativi.

Nei pendii in roccia si devono effettuare rilievi della struttura dell'ammasso roccioso con individuazione delle principali discontinuità, definite da posizione, giacitura e persistenza. Si deve procedere, poi, alla caratterizzazione meccanica della resistenza a taglio delle discontinuità, che è influenzata dalla rugosità della superficie, dalla resistenza a compressione della roccia in prossimità della superficie stessa, dalla presenza di materiale di riempimento, e così via.

C6.3.4 VERIFICHE DI SICUREZZA

Le verifiche di sicurezza si eseguono utilizzando i valori caratteristici dei parametri di resistenza congruenti con lo stato e l'evoluzione del cinematismo della frana, facendo riferimento, nelle situazioni più frequenti, ai valori dei parametri di resistenza di post-picco o, nel caso di possibile riattivazione di frane preesistenti, ai valori residui. Il coefficiente di sicurezza è definito dal rapporto tra la resistenza unitaria al taglio disponibile lungo la superficie di scorrimento (esistente o potenziale) e lo sforzo di taglio mobilitato lungo di essa. Il suo valore minimo deve essere scelto e motivato dal progettista in relazione al livello di affidabilità dei dati acquisiti, alla validità del modello di calcolo utilizzato, nonché al livello di protezione che si vuole garantire e che è funzione delle conseguenze di un eventuale fenomeno franoso. È necessario inoltre adottare valori cautelativi delle pressioni interstiziali nelle verifiche di sicurezza.

Le verifiche devono essere eseguite anche per le combinazioni sismiche previste dalle NTC, secondo quanto disposto nel § 7.11 delle NTC stesse.

C6.3.5 INTERVENTI DI STABILIZZAZIONE

Nel dimensionamento degli interventi di stabilizzazione devono essere valutate le condizioni di stabilità iniziali, prima dell'esecuzione dell'intervento, e quelle finali, ad intervento eseguito, in modo da valutare l'incremento del margine di sicurezza rispetto al cinematismo di collasso critico potenziale o effettivo. In dipendenza della tipologia di intervento deve essere valutata l'evoluzione temporale dell'incremento del coefficiente di sicurezza nel tempo, per garantire il raggiungimento di condizioni di

stabilità adeguate in tempi compatibili con i requisiti di progetto. In ogni caso, le condizioni di stabilità devono essere verificate non solo lungo il cinematismo di collasso critico originario, ma anche lungo possibili cinematismi alternativi che possano innescarsi a seguito della realizzazione dell'intervento di stabilizzazione.

Se un pendio è interessato da una nuova costruzione, il progettista deve verificare la stabilità del pendio prima della realizzazione dell'opera, quantificandone il coefficiente di sicurezza nelle condizioni più critiche. Se in queste condizioni il valore del coefficiente di sicurezza è giudicato adeguato alla nuova costruzione si procede alle verifiche dell'opera, valutandone anche la stabilità globale secondo quanto prescritto nel §6.8.2. Il progettista deve poi rianalizzare la stabilità del pendio tenendo conto della presenza della nuova costruzione e controllando che il valore del coefficiente di sicurezza non risulti inferiore al valore ottenuto con l'analisi effettuata prima della costruzione dell'opera. In caso contrario, è necessario predisporre interventi di stabilizzazione del pendio per riportarne il margine di sicurezza finale almeno pari a quello precedente la realizzazione della nuova opera.

Nel caso di frane di ampie dimensioni, per le quali non sempre è possibile giungere alla stabilizzazione, gli interventi possono essere progettati con il fine di rallentare l'evoluzione dei fenomeni in atto. In tal caso, l'efficacia di un intervento sul pendio deve essere valutata in termini di riduzione della pericolosità. Poiché l'obiettivo finale è la mitigazione del rischio per la vita umana e per le proprietà, in alcuni casi possono essere concepiti interventi di protezione (reti paramassi, vasche di accumulo, ecc.), che non incidono sulla pericolosità dell'evento franoso ma sulla protezione di persone e cose.

C6.3.6 CONTROLLI E MONITORAGGIO

Il piano dei controlli e di monitoraggio dei pendii è parte integrante del piano di indagini ed è uno strumento essenziale per validare le ipotesi sulla sicurezza del pendio e l'efficacia degli interventi di stabilizzazione. In situazioni particolari, il monitoraggio continuo del pendio è funzionale alla gestione della sicurezza dei manufatti presenti e rappresenta un metodo per la mitigazione del rischio rispetto ai fenomeni di instabilità per frana.

Il primo obiettivo del monitoraggio è quello di fornire un quadro di riferimento del comportamento del pendio prima di attuare un intervento di stabilizzazione. Si dovranno a questo fine installare dispositivi che permettano di misurare l'evoluzione di grandezze fisiche significative quali spostamenti, superficiali e profondi, e pressioni interstiziali. Le misure dovranno essere messe in relazione con i dati di natura meteorologica resi disponibili da stazioni di osservazione presenti nella zona, ovvero installate appositamente.

Quando possibile, il monitoraggio del pendio si avvale delle informazioni sullo stato di deformazione e/o fessurazione di manufatti presenti. In tal caso è necessario conoscere l'organizzazione strutturale del manufatto con particolare riferimento alla tipologia e profondità delle fondazioni.

Il controllo del pendio nel corso del tempo ed a seguito di un intervento di stabilizzazione si esegue attraverso il monitoraggio delle grandezze fisiche significative ai fini della mitigazione del rischio di instabilità o di danneggiamento dei manufatti e dei beni esistenti. Tipiche grandezze fisiche da monitorare sono:

- parametri ambientali (piogge, temperatura, neve);
- accelerazioni sismiche al suolo;
- pressioni interstiziali e suzioni (nei terreni insaturi);
- spostamenti assoluti di punti sulla superficie e in profondità;
- spostamenti relativi tra punti interni ad un eventuale corpo di frana;
- deformazioni di elementi strutturali.

Il sistema di controllo da mettere in opera dovrà essere progettato in relazione alla pericolosità del fenomeno e al rischio ad essa connesso. Il rischio deve poi essere differenziato tra rischio per le cose e rischio per la vita umana. Quest'ultimo è anche funzione della velocità di sviluppo dell'evento franoso. Pertanto, nei casi di fenomeni di crollo potenziale, per limitare il rischio per la vita umana il monitoraggio dovrà essere continuo.

La tipologia dei fenomeni franosi attesi condiziona la frequenza e le modalità di misura. Tenuto conto della particolarità dell'ambiente fisico in cui si deve svolgere il monitoraggio, la disposizione della strumentazione ed il numero dei sensori, dovranno essere scelti in base a principi di ridondanza ed affidabilità del sistema complessivo.

C6.4 OPERE DI FONDAZIONE

Le fondazioni sono distinte in fondazioni superficiali, o dirette (ad es.: plinti, travi, platee), e fondazioni profonde (ad es.: pali, pozzi, cassoni).

C6.4.1 CRITERI GENERALI DI PROGETTO

La progettazione delle opere di fondazione deve essere svolta contestualmente a quella delle strutture in elevazione, tenendo conto delle condizioni geotecniche e delle prestazioni richieste alla costruzione nel suo complesso.

Il progetto delle fondazioni prevede le sequenze progettuali evidenziate nel § 6.2 delle NTC che vanno dalla scelta del sistema di fondazione, alla pianificazione delle indagini e delle prove per la caratterizzazione meccanica dei terreni compresi nel volume significativo, definito nel § 6.2.2 delle NTC, alle analisi e al dimensionamento geotecnico delle opere, nonché alle analisi eseguite per la verifica delle condizioni di sicurezza e per la valutazione delle prestazioni nelle condizioni d'esercizio del sistema costruzione-terreno.

In relazione alle diverse fasi sopracitate occorre almeno considerare:

a) Terreni di fondazione:

– *Profondità del volume significativo*

Nel caso di fondazioni superficiali la profondità da raggiungere con le indagini può essere dell'ordine di $b+2b$, dove b è la lunghezza del lato minore del rettangolo che meglio approssima la forma in pianta del manufatto.

Nel caso di fondazioni su pali, la profondità, considerata dall'estremità inferiore dei pali, può essere dell'ordine di $0.5b+b$.

Profondità maggiori dovranno essere indagate in presenza di terreni molto compressibili o di cavità o per costruzioni molto sensibili ai cedimenti assoluti e differenziali.

– *Stratigrafia, regime delle pressioni interstiziali e grandezze fisiche e meccaniche e idrauliche dei terreni nel volume significativo.*

b) Opere in progetto:

– dimensioni dell'opera;

– caratteristiche della struttura in elevazione, con particolare riferimento ai possibili cedimenti differenziali;

– sequenza cronologica con la quale vengono costruite le varie parti dell'opera (fasi costruttive);

– distribuzione, intensità o variazione nel tempo dei carichi trasmessi in fondazione, distinguendo i carichi permanenti dai sovraccarichi, e questi, a loro volta, in statici e dinamici.

c) Fattori ambientali:

– caratteri morfologici del sito;

– deflusso delle acque superficiali;

– presenza o caratteristiche di altri manufatti (edifici, canali, acquedotti, strade, muri di sostegno, gallerie, ponti, ecc.) esistenti nelle vicinanze o dei quali è prevista la costruzione.

Qualora non si adotti un'unica tipologia di fondazione per tutto il manufatto, si deve tenere conto dei diversi comportamenti dei tipi di fondazione adottati, in particolare per quanto concerne i cedimenti.

Nel caso di opere in alveo ed a mare, o in bacini naturali e artificiali caratterizzati dalla presenza di correnti e/o moto ondoso, è necessario considerare la configurazione e la possibile evoluzione del fondo oltre ai fenomeni erosivi localizzati in dipendenza del regime delle acque e delle caratteristiche dei terreni e del manufatto.

Particolare attenzione deve essere posta nel progetto di opere contigue ad altre costruzioni. In questi casi è necessaria la valutazione degli effetti indotti dalla nuova opera sulle costruzioni preesistenti, in tutte le fasi della sua realizzazione. Nel caso in cui siano previsti scavi per impostare le nuove fondazioni si dovrà porre ulteriore attenzione alla scelta e al dimensionamento degli scavi e delle opere di sostegno, per limitare gli spostamenti del terreno circostante.

La progettazione di manufatti in pendii in frana, per i quali non è possibile una diversa localizzazione, o la verifica di manufatti esistenti, richiede la valutazione delle azioni trasmesse dai terreni in movimento al manufatto e alla sua fondazione. A tal fine è necessario definire le caratteristiche geometriche e cinematiche dei dissesti in conformità a quanto indicato nel § 6.3 delle NTC.

Il dimensionamento geotecnico delle fondazioni deve essere effettuato con riferimento ai modelli geotecnici del volume significativo definiti per i diversi stati limite considerati.

Per tutti i sistemi di fondazione, l'applicazione del metodo degli stati limite richiede necessariamente sia le verifiche agli stati limite ultimi sia le verifiche agli stati limite di esercizio.

Gli stati limite ultimi delle fondazioni si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno interagente con le fondazioni (GEO) e al raggiungimento della resistenza degli elementi che compongono la fondazione stessa (STR).

Per le verifiche agli stati limite ultimi delle fondazioni, nelle NTC, è considerato il solo Approccio 2 richiamato nel § C6.2.4.

C6.4.2 FONDAZIONI SUPERFICIALI

Criteria di progetto

È opportuno che i piani di posa di tutte le fondazioni di uno stesso manufatto siano posti alla stessa quota. Ove ciò non sia possibile, le fondazioni adiacenti, appartenenti o non ad un unico manufatto, dovranno essere verificate tenendo conto della reciproca influenza e della configurazione dei piani di posa.

Le fondazioni situate nell'alveo o nelle golene di corsi d'acqua possono essere soggette allo scalzamento e devono perciò essere adeguatamente difese e approfondite. Analoga precauzione deve essere presa nel caso delle opere marittime.

Per le verifiche sotto azioni sismiche, oltre a quanto previsto nel presente paragrafo, le fondazioni superficiali devono rispettare i criteri di verifica di cui al §7.11.5.3.1.

Nel progetto si deve tenere conto della presenza di sottoservizi e dell'influenza di questi sul comportamento del manufatto.

C6.4.2.1 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Gli stati limite ultimi per sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con le fondazioni (**GEO**) riguardano il collasso per carico limite nei terreni di fondazione e per scorrimento sul piano di posa. In tali verifiche, tutte le azioni su un elemento di fondazione possono essere ricondotte a una forza risultante applicata al piano di posa.

Nella condizione di collasso per raggiungimento del carico limite della fondazione, l'effetto dell'azione di progetto è la componente della risultante delle forze in direzione normale al piano di posa. La resistenza di progetto è il valore della forza normale al piano di posa cui corrisponde il raggiungimento del carico limite del complesso terreno-fondazione.

La resistenza di progetto a carico limite è funzione delle caratteristiche di resistenza del terreno di fondazione, di fattori geometrici (profondità del piano di posa, dimensioni della fondazione, inclinazione del piano di posa e della superficie limite, ecc.), delle condizioni di drenaggio (condizioni non drenate o condizioni drenate), della presenza della falda idrica, delle caratteristiche dell'azione di progetto (inclinazione e eccentricità), del meccanismo di raggiungimento della condizione ultima (rottura generale, punzonamento) e così via.

Nello stato limite di collasso per scorrimento, l'effetto dell'azione di progetto è data dalla componente della risultante delle forze in direzione parallela al piano di scorrimento della fondazione, mentre la resistenza di progetto è il valore della forza parallela allo stesso piano cui corrisponde lo scorrimento della fondazione. Per fondazioni massicce (pozzi, blocchi di ancoraggio, ecc.) a diretto contatto con le pareti di scavo, eventualmente sostenute da paratie o palancole, nella verifica allo scorrimento si può tenere conto della resistenza al taglio mobilitata lungo le pareti parallele all'azione di progetto, oltre che della spinta attiva e della resistenza passiva parallele alla stessa azione.

Il progetto delle fondazioni superficiali deve prevedere anche l'analisi degli stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza strutturale degli elementi che compongono la fondazione stessa (**STR**). In questo caso l'effetto dell'azione di progetto è costituita dalla sollecitazione nell'elemento e la resistenza di progetto è il valore della sollecitazione che produce la crisi nell'elemento esaminato.

VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI GEOTECNICI

Nelle verifiche agli stati limite ultimi di tipo geotecnico (**GEO**) per la stabilità globale l'analisi deve essere condotta con la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali, riportati nelle tabelle 6.2.I e 6.2.II, dei gruppi A2 per le azioni di progetto derivanti dalle analisi strutturali ed M2 per i parametri di resistenza del terreno; la resistenza globale del sistema deve essere ridotta tramite i coefficienti γ_R del gruppo R2 riportati nella tabella §6.8.I.

Per le verifiche agli stati limite ultimi di tipo geotecnico (**GEO**) per carico limite e per scorrimento si deve fare riferimento all'Approccio 2. L'analisi deve essere condotta con la Combinazione (A1+M1+R3), nella quale i coefficienti parziali sui parametri di resistenza del terreno (M1) sono unitari, i coefficienti parziali sulle azioni (A1) sono indicati dalla tabella 6.2.I e la resistenza globale del sistema è ridotta tramite i coefficienti γ_R del gruppo R3 riportati in tab. 6.4.I.

VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI STRUTTURALI

Nelle verifiche agli stati limite ultimi finalizzate al dimensionamento strutturale (**STR**), si considerano gli stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza negli elementi di fondazione. Si deve fare riferimento all'Approccio 2 con la combinazione (A1+M1+R3), assumendo $\gamma_{R=1}$.

C6.4.2.2 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

La scelta e il dimensionamento del sistema di fondazione deve scaturire anche dalla verifica che gli spostamenti del terreno, assoluti e differenziali, immediati e differiti nel tempo, siano compatibili con la costruzione in progetto.

Nel caso in cui la nuova costruzione possa influire sul comportamento statico e/o sulla funzionalità di manufatti adiacenti, la verifica suesposta deve essere estesa a questi ultimi.

A questi fini, devono essere impiegati metodi e modelli di comprovata validità per la valutazione del campo di spostamenti del terreno indotti dalla costruzione in progetto. Conseguentemente, il modello geotecnico di sottosuolo deve comprendere la caratterizzazione della rigidità dei terreni, valutata in corrispondenza delle deformazioni attese, e, nei terreni a grana fina, anche delle caratteristiche di compressibilità e permeabilità.

Nelle analisi, devono essere impiegati i valori caratteristici delle proprietà meccaniche e pertanto i relativi coefficienti parziali di sicurezza devono sempre essere assunti unitari.

C6.4.3 FONDAZIONI SU PALI

I pali possono essere impiegati come fondazioni a sé stanti, come riduttori dei cedimenti di fondazioni superficiali estese e come elementi contribuenti alla capacità portante di fondazioni miste (piastre su pali).

L'interasse tra i pali deve essere stabilito in relazione alla funzione della palificata e del procedimento costruttivo. Di regola e salvo specifiche valutazioni, l'interasse minimo non deve essere inferiore a 3 volte il diametro del palo.

Per le palificate soggette ad azioni orizzontali si deve valutare lo stato di sollecitazione nel palo e nel terreno e svolgere le relative verifiche agli stati limite.

Indagini geotecniche e caratterizzazione dei terreni

Le indagini geotecniche devono intendersi estese dal piano di campagna fino alla profondità significativa sotto la base dei pali (§ 6.4.1).

La caratterizzazione geotecnica dei terreni che interagiscono con i pali deve essere effettuata tenendo conto delle diverse modalità di trasmissione degli sforzi lungo la superficie laterale e alla base e dei relativi meccanismi di collasso. Conseguentemente, il progettista deve orientare le indagini in sito e le prove di laboratorio verso la ricerca dei parametri più appropriati alla descrizione di tali meccanismi, oltre che alla valutazione della rigidezza del complesso palo-terreno necessaria per le verifiche agli stati limite di esercizio.

Considerazioni del tutto analoghe valgono per i pali caricati trasversalmente. In quest'ultimo caso, per lo specifico tipo d'interazione palo-terreno, è necessaria un'accurata caratterizzazione geotecnica dei terreni più superficiali, maggiormente coinvolti nel fenomeno d'interazione.

C6.4.3.1 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Come già anticipato nel § C.6.2.4.1 e ulteriormente precisato per le fondazioni superficiali, le verifiche di stabilità globale dei pali devono essere effettuate seguendo l'Approccio 1 con la combinazione dei coefficienti parziali (A_2 , M_2 , R_2) definiti dalle tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I.

Per le altre verifiche agli stati limite ultimi finalizzate al dimensionamento geotecnico (carico limite della palificata nei riguardi di carichi assiali, trasversali e di sfilamento) le verifiche devono essere effettuate riferendosi all'Approccio 2 con i gruppi di coefficienti parziali (A_1 , M_1 , R_3) definiti dalle tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.II e 6.4.VI.

I coefficienti γ_R del gruppo R_2 sono diversificati rispetto alle modalità costruttive dei pali e (nel caso di carichi assiali) ai contributi di resistenza lungo il fusto e alla base.

La resistenza caratteristica dei pali può essere dedotta da prove di carico su pali pilota, non utilizzabili nell'opera, come previsto al § 6.4.3.7.1 delle NTC; da metodi di calcolo analitici, basati sui valori caratteristici dei parametri geotecnici o su correlazioni empiriche con i risultati di prove in sito (penetrometriche e pressiometriche, prevalentemente); da prove dinamiche di progetto, ad alto livello di deformazione, su pali pilota.

In analogia con l'Eurocodice 7, le Norme introducono una serie di fattori di correlazione che dipendono dal numero di prove di carico (statiche o dinamiche) e dall'affidabilità della caratterizzazione geotecnica del volume significativo, premiando la numerosità e la completezza degli accertamenti. Ad esempio, nel caso in cui la resistenza caratteristica sia valutata con procedimenti analitici, i valori dei fattori di correlazione permettono di valorizzare la qualità del modello geotecnico di sottosuolo, la cui accuratezza è migliorata al crescere del numero di verticali d'indagine per ciascuna delle quali sia possibile desumere una completa caratterizzazione geotecnica dei terreni. A questo proposito si deve ribadire che il numero di verticali d'indagine, con i requisiti necessari innanzi richiamati per ciascuna di esse, deve essere riferito al volume significativo. Ciò significa, ad esempio, che per gli edifici il volume significativo deve essere riferito a ciascun corpo di fabbrica, mentre per un'opera lineare, come un viadotto, il volume significativo riguarda ogni singola fondazione.

Per le verifiche sotto azioni sismiche oltre a quanto previsto nel presente paragrafo le fondazioni su pali devono rispettare i criteri di verifica di cui al § 7.11.5.3.2

C6.4.3.7 PROVE DI CARICO

L'applicazione del carico sul palo deve essere graduale e le modalità e durata della prova devono essere fissate sulla base delle caratteristiche meccaniche dei terreni.

La misura degli spostamenti della testa del palo deve essere riferita a punti fissi non influenzati dalle operazioni di prova.

Gli strumenti impiegati per le prove devono essere tarati e controllati.

C6.5 OPERE DI SOSTEGNO

In generale, le azioni sulle opere di sostegno dovrebbero derivare dallo studio dell'interazione tra l'opera e il terreno e dipendono quindi dallo stato tensionale iniziale in sito, dal regime delle pressioni interstiziali, dalle proprietà meccaniche dei terreni, degli elementi strutturali e dal contatto terra-opera, dalla geometria dell'opera e dalla sequenza costruttiva.

Le verifiche agli stati limite ultimi delle opere di sostegno si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno interagente con le opere (**GEO**) e al raggiungimento della resistenza degli elementi che compongono le opere stesse (**STR**).

Per le verifiche sotto azioni sismiche, oltre a quanto previsto nel paragrafo 6.5, le opere di sostegno devono rispettare i criteri di verifica di cui al successivo §7.11.6.

C6.5.3 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

C6.5.3.1 VERIFICHE DI SICUREZZA (SLU)

C6.5.3.1.1 Muri di sostegno

Gli stati limite ultimi dei muri di sostegno si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno interagente con il muro (**GEO**) e al raggiungimento della resistenza degli elementi che compongono le opere stesse (**STR**).

Gli stati limite ultimi di tipo **GEO** riguardano il ribaltamento, lo scorrimento sul piano di posa, il raggiungimento del carico limite nei terreni di fondazione e la stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno. Per quest'ultimo stato limite si rimanda al §6.8 sezione relativa alle opere di materiali sciolti e ai fronti di scavo.

Nel caso di muri i cui spostamenti orizzontali siano impediti, la spinta può raggiungere valori maggiori di quelli relativi alla condizione di spinta attiva.

Per la distribuzione delle pressioni interstiziali occorre fare riferimento alle differenti condizioni che possono verificarsi nel tempo in dipendenza, ad esempio, dell'intensità e durata delle precipitazioni, della capacità drenante del terreno, delle caratteristiche e della efficienza di eventuali sistemi di drenaggio del muro.

Le azioni sul muro devono essere valutate con riferimento all'intero paramento di monte, compreso il basamento di fondazione.

Nelle verifiche a ribaltamento intorno all'estremità anteriore della fondazione, l'effetto delle azioni di progetto è il momento ribaltante della spinta e delle altre forze sub-orizzontali che potrebbero produrre il ribaltamento dell'opera, mentre la resistenza è il momento stabilizzante del peso proprio del muro e del terreno che grava direttamente su di esso e delle altre eventuali azioni sub-verticali che possono concorrere alla stabilità.

Nello stato limite ultimo di collasso per scorrimento, l'effetto dell'azione di progetto è data dalla componente della risultante delle forze in direzione parallela al piano di scorrimento della fondazione, mentre la resistenza di progetto è il valore della forza parallela al piano a cui corrisponde lo scorrimento del muro.

Nello stato limite di collasso per raggiungimento del carico limite della fondazione, l'effetto dell'azione di progetto è la componente della risultante delle forze in direzione normale al piano di posa. La resistenza di progetto è il valore della forza normale al piano di posa a cui corrisponde il raggiungimento del carico limite nei terreni in fondazione.

Il progetto del muro di sostegno deve prevedere anche l'analisi degli stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza degli elementi che compongono il muro stesso (**STR**), siano essi elementi strutturali o una combinazione di terreno e elementi di rinforzo. In quest'ultimo caso l'effetto dell'azione di progetto è costituita dalla sollecitazione nell'elemento e la resistenza di progetto è il valore della sollecitazione che produce la crisi nell'elemento esaminato.

Per muri di sostegno che facciano uso di ancoraggi o di altri sistemi di vincolo, deve essere verificata la sicurezza rispetto a stati limite ultimi che comportino la crisi di questi elementi.

APPROCCIO 2

E' questo l'unico approccio ammesso per le verifiche di tipo **GEO** (carico limite, scorrimento e ribaltamento) e di tipo **STR**. Nelle verifiche per il dimensionamento geotecnico della fondazione del muro (**GEO**), si considera lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del complesso terreno-fondazione. L'analisi deve essere condotta con la Combinazione (A1+M1+R3), nella quale le azioni permanenti e variabili sono amplificate mediante i coefficienti parziali del gruppo A1, che possono essere applicati alle spinte, ai pesi e ai sovraccarichi; i coefficienti parziali sui parametri di resistenza del terreno (M1) sono unitari e la resistenza globale del sistema è ridotta tramite i coefficienti γ_R del gruppo R3. Tali coefficienti si applicano solo alla resistenza globale nei confronti del meccanismo di collasso, che è costituita, a seconda dello stato limite considerato, dalla forza parallela al piano di posa della fondazione che ne produce lo scorrimento, dalla forza normale alla fondazione che produce il collasso per carico limite, o dal momento stabilizzante nelle verifiche a ribaltamento. Essi vengono quindi utilizzati solo nell'analisi degli stati limite **GEO**.

Nelle verifiche **STR** si considerano gli stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali o comunque negli elementi che costituiscono il muro di sostegno. Per tale analisi non si utilizzano i coefficienti γ_R .

C6.5.3.1.2 Paratie

Gli stati limite ultimi per sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con una paratia riguardano la rotazione intorno a un punto dell'opera, la formazione di un meccanismo di collasso nel terreno per rotazione con formazione di una o più cerniere plastiche nella struttura o per plasticizzazione di eventuali sistemi

di vincoli, l'instabilità del fondo scavo in terreni a grana fine in condizioni non drenate, l'instabilità globale dell'insieme terreno-opera, il collasso per carico limite verticale e lo sfilamento di uno o più ancoraggi.

Per l'instabilità del fondo scavo in terreni a grana fine e per l'instabilità globale dell'insieme terreno-opera si deve far riferimento alla Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tab.6.2.I, 6.2.II e alla 6.8.I della sezione relativa alle opere di materiali sciolti e ai fronti di scavo.

Per lo stato limite di sfilamento degli ancoraggi si rimanda alla sezione relativa agli ancoraggi (§ 6.6).

Per lo stato limite di collasso per carico limite verticale si tiene conto della resistenza laterale e di quella alla punta, tenendo conto degli effetti connessi alla realizzazione in analogia a quanto fatto per i pali di fondazione.

Per rotazione intorno a un punto dell'opera deve intendersi uno stato limite in cui si raggiungano le condizioni di equilibrio limite nel terreno interagente con l'opera e sia cinematicamente possibile, al raggiungimento della resistenza del terreno, un atto di moto rigido per la paratia. Tipicamente, per una paratia con più livelli di vincolo questo stato limite ultimo non può verificarsi. Per tali opere si possono verificare solo meccanismi di collasso per rotazione che coinvolgano sia il terreno sia gli elementi strutturali.

Gli stati limite relativi al raggiungimento delle resistenze negli elementi strutturali (**STR**) sono quelli relativi al raggiungimento della condizione di rottura in una sezione della paratia o in un elemento del sistema di contrasto costituito da puntoni, ancoraggi, travi di ripartizione, ecc..

Gli stati limite di sifonamento del fondo scavo o di instabilità del fondo scavo per sollevamento dovuto a sottospinta idraulica agente al di sotto di strati di terreni a grana fine a fondo scavo sono rispettivamente di tipo **HYD** e **UPL** e vanno analizzati come illustrato al § 6.2.4.2 delle NTC.

APPROCCIO 1

Nelle verifiche nei confronti di stati limite ultimi geotecnici delle paratie, si considera lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno ed eventualmente della struttura e, specificamente, dal raggiungimento delle condizioni di equilibrio limite nel terreno interagente con la paratia o con parte di essa. Le analisi devono essere condotte con la Combinazione 2 (A2+M2+R1), nella quale i parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti parziali del gruppo M2, i coefficienti γ_R sulla resistenza globale (R1) sono unitari e le sole azioni variabili sono amplificate con i coefficienti del gruppo A2. I valori dei parametri di resistenza di progetto sono perciò inferiori a quelli caratteristici e di conseguenza il valore di progetto della spinta attiva è maggiore, e il valore della resistenza passiva è minore, dei corrispondenti valori che deriverebbero dai parametri di resistenza caratteristici. Le azioni di progetto E_d sono le risultanti o i momenti risultanti delle forze sulla paratia che producono il cinematismo di collasso ipotizzato, mentre le resistenze di progetto R_d sono le risultanti o i momenti risultanti delle forze che vi si oppongono.

Nelle verifiche nei confronti di stati limite per raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali l'analisi deve essere svolta utilizzando la Combinazione 1 (A1+M1+R1), nella quale i coefficienti sui parametri di resistenza del terreno (M1) e sulla resistenza globale del sistema (R1) sono unitari, mentre le azioni permanenti e variabili sono amplificate mediante i coefficienti parziali del gruppo A1. In questo caso, i coefficienti parziali amplificativi delle azioni possono applicarsi direttamente alle sollecitazioni, calcolate con i valori caratteristici delle azioni e delle resistenze. In particolare, le sollecitazioni (comprese quelle nei puntoni e negli ancoraggi) devono calcolarsi portando in conto, anche in maniera semplificata, l'interazione fra paratia e terreno, operando su configurazioni che rispettino l'equilibrio e la compatibilità con il criterio di resistenza. Dato che i coefficienti parziali amplificativi delle azioni permanenti e variabili (gruppo A1) sono diversi, è necessario in genere distinguere le sollecitazioni prodotte dai carichi permanenti da quelle prodotte dai carichi variabili.

Se le analisi sono svolte impiegando codici di calcolo automatico basati sulla discretizzazione del continuo (ad elementi finiti o alle differenze finite) o sui metodi della reazione di sottofondo ("metodi a molle"), le verifiche **SLU** di tipo geotecnico e di tipo strutturale scaturiscono da una stessa analisi d'interazione terreno-struttura impiegando, come indicato nel §6.2.4.1.3 delle Norme e nel precedente §C6.2.4.1, i valori caratteristici dei parametri geotecnici e delle azioni.

Nella verifica nei confronti di meccanismi di rottura che coinvolgono il terreno (**GEO**), dopo la simulazione di tutte le fasi di scavo, il margine di sicurezza si ricava con un ulteriore passo di calcolo, finalizzato alla ricerca di un meccanismo di collasso del terreno ed eventualmente nella struttura, riducendo progressivamente i parametri di resistenza dopo aver incrementato le azioni permanenti non strutturali e le azioni variabili (sovraccarichi) dei coefficienti parziali (γ_{G2} , γ_Q) del gruppo A2. Si ricorda, a tal proposito, che il peso del terreno che interagisce con la paratia e le azioni che da esso derivano sono da considerare come permanenti strutturali. In tali verifiche il comportamento delle sezioni della paratia e degli altri elementi strutturali è schematizzato ammettendo la formazione di cerniere plastiche, con valori delle sollecitazioni limite pari a quelli di plasticizzazione di progetto. La verifica è soddisfatta se il fattore di riduzione dei parametri risulta non inferiore a γ_c e a γ_{ϕ} nelle analisi in tensioni efficaci e a γ_{cu} nelle analisi in tensioni totali. Questo tipo di verifica, se soddisfatta, garantisce che non si formino, con il margine di sicurezza previsto dalle NTC per l'Approccio 1 combinazione 2, né meccanismi di collasso nel solo terreno né meccanismi di collasso che coinvolgano anche gli elementi strutturali.

La verifica allo stato limite ultimo nei confronti del raggiungimento della resistenza in una sezione della paratia o in uno degli elementi dell'eventuale sistema di vincoli (puntoni o ancoraggi) si esegue moltiplicando le sollecitazioni calcolate con l'analisi

d'interazione prima della ricerca di un meccanismo di collasso per i coefficienti parziali del gruppo A_1 (γ_{G1} , γ_{G2} e γ_Q). La presenza di un sovraccarico (permanente non strutturale o variabile) può essere trattata ripetendo l'analisi nella doppia ipotesi di presenza e assenza del sovraccarico, in modo da isolare l'aliquota di sollecitazione ad esso associata e permetterne la fattorizzazione prescritta in normativa.

Se ritenuto necessario per le peculiarità dell'opera, le verifiche di cui sopra si eseguono anche per le fasi di scavo intermedie.

Nel caso di paratie a sbalzo o con un solo livello di vincolo in testa le verifiche di sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi possono essere svolte spesso impiegando i metodi dell'equilibrio limite.

Nella verifica SLU nei confronti di meccanismi di tipo geotecnico, la verifica si esegue adottando la Combinazione 2 dei coefficienti parziali di sicurezza, controllando che la condizione fondamentale $E_d \leq R_d$ sia sempre soddisfatta, escludendo anche che si verifichino meccanismi di collasso che coinvolgano il complesso terreno-struttura. In queste verifiche, l'effetto delle azioni E_d e la resistenza R_d sono rispettivamente i momenti della spinta attiva di progetto e della spinta passiva di progetto rispetto ad un punto di rotazione (punto di applicazione del vincolo nelle paratie con un livello di ancoraggio; punto di rotazione per le paratie a sbalzo). Mantenendo la stessa configurazione geometrica si effettua la verifica SLU di tipo strutturale mediante un'analisi d'interazione, svolta ancora con i valori caratteristici dei parametri geotecnici e delle azioni, ma semplificata dall'assunzione a priori della distribuzione delle pressioni di contatto. Da quanto noto sulla mobilitazione delle spinte, si ipotizza infatti che a monte della paratia le tensioni orizzontali assumano il valore di equilibrio limite attivo, mentre a valle assumano valori la cui risultante sia inferiore alla resistenza passiva della quantità necessaria ad ottenere le condizioni di equilibrio, che in un'analisi di questo tipo devono essere soddisfatte. Le sollecitazioni così calcolate devono essere quindi moltiplicate per i coefficienti parziali del gruppo A_1 (Combinazione 1), come in precedenza.

Inoltre, in presenza di terreni sovraconsolidati, con elevati valori del coefficiente di spinta in quiete, se le verifiche **STR** sono effettuate impiegando i metodi semplificati di interazione che prevedono la completa mobilitazione della spinta attiva, è opportuno confrontarne i risultati con quelli ottenuti con l'impiego di uno degli altri metodi innanzi citati, più completi, per evitare possibili sottostime delle sollecitazioni nella struttura.

C6.5.3.2 VERIFICHE DI ESERCIZIO (SLE)

Gli spostamenti dell'opera di sostegno e del terreno circostante possono essere valutati con metodi empirici, analitici o numerici. Gli spostamenti dipendono dai parametri di resistenza dei terreni, dalla rigidità dei terreni e del sistema di sostegno (compresi puntone e ancoraggi), dalle condizioni idrauliche e dalla sequenza costruttiva.

Se si adoperano metodi empirici deve essere documentata l'analogia tra il problema in esame e i casi di studio utilizzati per la messa a punto del metodo.

Se si adoperano metodi numerici, devono essere adeguatamente documentate la scelta dei modelli costitutivi per i terreni e per il sistema di sostegno e la scelta dei parametri del modello. I valori delle proprietà meccaniche da adoperare nell'analisi sono quelli caratteristici e i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri di resistenza sono sempre unitari.

C6.6 TIRANTI DI ANCORAGGIO

C6.6.1 CRITERI DI PROGETTO

Il progetto deve contenere:

- la caratterizzazione e modellazione geologica del sito;
- le caratteristiche generali dell'opera da ancorare o dell'intervento;
- la programmazione delle indagini geotecniche e delle prove sugli ancoraggi pilota;
- la caratterizzazione fisico-meccanica e idraulica dei terreni e delle rocce e la definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo;
- la scelta della tecnica realizzativa dell'ancoraggio;
- il dimensionamento del sistema di ancoraggio;
- la descrizione delle fasi e delle modalità costruttive;
- le verifiche della sicurezza e delle prestazioni;
- i piani di controllo e monitoraggio.

Nella scelta del tipo di ancoraggio si deve tenere conto delle azioni attese, delle caratteristiche del sottosuolo, dell'aggressività ambientale.

Nel progetto devono essere indicati l'orientazione, la lunghezza e il numero degli ancoraggi, la tecnica e le tolleranze di esecuzione, il valore R_{nd} della resistenza di progetto, programma e modalità di tesatura.

Nel caso di ancoraggi attivi impiegati per una funzione permanente, devono essere adottati tutti gli accorgimenti costruttivi necessari a garantire la durabilità e l'efficienza del sistema di testata dei tiranti, soprattutto per quelli a trefoli, in particolare nei riguardi della corrosione. Deve inoltre essere predisposto un piano di monitoraggio per verificare il comportamento dell'ancoraggio nel tempo.

La validità delle schematizzazioni del sottosuolo adottate in progetto e delle conseguenti soluzioni progettuali deve essere verificata durante la costruzione degli ancoraggi sulla base di osservazioni dirette.

L'ampiezza dell'indagine è funzione delle caratteristiche morfologiche del sito entro cui ricade l'opera ancorata, della complessità delle condizioni litologiche, strutturali e idrogeologiche del sottosuolo, del tipo e dell'importanza dell'opera ancorata. L'indagine deve essere estesa a tutto il volume significativo, ovverosia a quella parte di sottosuolo interessata direttamente o indirettamente dall'esecuzione dell'opera ancorata o che ne influenza il comportamento. Il volume significativo si estende almeno oltre tutte le superfici di scorrimento considerate nelle analisi di progetto.

Il progetto di un sistema di ancoraggio richiede l'esecuzione di analisi di tipo globale, riferite al complesso degli ancoraggi, e analisi sull'ancoraggio singolo.

Per le analisi di tipo globale, si devono considerare uno o più cinematismi possibili, relativi a diverse superfici di rottura, tenendo conto delle caratteristiche stratigrafiche, strutturali, idrauliche e geotecniche del terreno, anche al di fuori della zona direttamente interessata dagli ancoraggi. Dalle analisi di tipo globale derivano ad esempio lunghezza minima e resistenze di progetto degli ancoraggi nei casi di scarpate instabili, di vasche o platee di fondazione soggette alla spinta di galleggiamento, di fronti di scavo da stabilizzare.

Il secondo tipo di verifiche sono riferite all'ancoraggio singolo e consentono di definire le caratteristiche geometriche della fondazione del singolo tirante, le dimensioni dell'armatura e del sistema di bloccaggio in funzione delle prestazioni richieste.

C6.6.2 VERIFICHE DI SICUREZZA (SLU)

Le verifiche di sicurezza sul singolo ancoraggio consentono di determinare le dimensioni delle diverse parti che lo costituiscono, la sezione trasversale dell'armatura, la lunghezza libera, la lunghezza e il diametro del bulbo di fondazione. Si deve tenere conto della possibilità che si verifichino i seguenti stati limite:

- rottura per sfilamento della fondazione;
- rottura dell'armatura.

Tenendo conto della necessità di contenere il rischio di rotture di tipo fragile, per il rispetto della gerarchia delle resistenze, quando l'armatura è realizzata mediante trefoli di acciaio armonico, la resistenza a sfilamento della fondazione dell'ancoraggio deve risultare minore della resistenza a snervamento dell'armatura.

Nel caso in cui la fondazione dell'ancoraggio ricada in terreni soggetti a deformarsi per fenomeni di tipo viscoso, la resistenza limite deve essere stabilita in modo tale che, nel corso della sua vita utile, l'opera ancorata non subisca deformazioni tali da determinare il superamento di uno stato limite di esercizio, dunque inaccettabili.

Lo stato limite ultimo che chiama in causa la resistenza del terreno è quello relativo allo sfilamento della fondazione dell'ancoraggio per raggiungimento della resistenza al contatto fra bulbo e terreno. Stabilito il valore della resistenza caratteristica dell'ancoraggio, la corrispondente verifica può essere effettuata con la combinazione di coefficienti parziali $A1+M1+R3$, dove i coefficienti γ_R sono quelli riportati nella Tabella 6.6.I delle NTC.

Per i tiranti delle paratie, l'azione di progetto sull'ancoraggio si ottiene amplificando, mediante i coefficienti $A1$, l'azione caratteristica calcolata mediante un'analisi che porti in conto, anche in maniera semplificata, l'interazione fra paratia e terreno, operando su configurazioni che rispettino l'equilibrio e la compatibilità con il criterio di resistenza, e nella quale tutti i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri di resistenza siano unitari.

C6.6.3 ASPETTI COSTRUTTIVI

Per la realizzazione di ancoraggi si devono adottare dispositivi qualificati ai sensi del Capitolo 11 delle NTC.

Tutti i dispositivi devono essere stati sottoposti a prove di sistema per verificarne la compatibilità con le funzioni di ancoraggio. I risultati delle prove devono essere documentati in dettaglio da parte del produttore ed allegati alla fornitura.

Le proprietà dei dispositivi ed in particolare dei materiali che li costituiscono devono essere scelti in modo che si mantengano invariate nel corso della vita utile del sistema di ancoraggio.

Ancoraggi che comportano l'uso di materiali o di metodi esecutivi di recente sviluppo possono essere impiegati soltanto se l'efficienza di ogni singolo componente del sistema e la durabilità dei materiali utilizzati, nonché i sistemi di protezione contro la corrosione siano stati controllati con prove di sistema in modo da garantire la piena funzionalità del dispositivo per la vita utile della struttura ancorata.

C6.7 OPERE IN SOTTERRANEO

Le opere in sotterraneo indicate nella norma cui si riferiscono le presenti istruzioni sono ad esempio le gallerie idrauliche, stradali, ferroviarie, con relativi imbocchi di estremità o intermedi (pozzi, finestre, discenderie), le caverne per centrali idroelettriche, gli scavi per stazioni (metropolitane e ferroviarie), parcheggi, depositi sotterranei.

Indagini specifiche

Il programma di ricerche e di indagini sui terreni e sulle rocce deve essere predisposto ed attuato sulla base dell'inquadramento geologico della zona ed in dipendenza dell'entità del ricoprimento. Nel caso di rocce fratturate le ricerche devono comprendere la descrizione qualitativa e quantitativa dello stato di fratturazione ed, in genere, delle discontinuità strutturali presenti nella formazione.

C6.7.4 CRITERI DI PROGETTO

Nella previsione progettuale dei metodi di scavo, particolare considerazione dovrà aversi per la sicurezza in avanzamento, per la stabilità di eventuali manufatti circostanti e per la sistemazione del materiale di risulta.

La costruzione di un'opera in sotterraneo determina una modifica dello stato di tensione efficace iniziale del sottosuolo. Le variazioni di tensione dipendono dalla forma e dalle dimensioni dell'opera, dalla posizione di questa rispetto alla superficie esterna, dal metodo seguito nella costruzione e dalla sequenza delle fasi costruttive, nonché dal tipo di rivestimento, provvisorio o definitivo, adottato. Ulteriori variazioni possono essere indotte durante l'esercizio dell'opera per effetto di sollecitazioni statiche e dinamiche dovute al traffico, o alla spinta di fluidi eventualmente convogliati dalla galleria, o ad azioni sismiche.

L'entità delle deformazioni indotte nel terreno dalla costruzione di un'opera in sotterraneo dipende da un lato dalla natura e dallo stato tensionale del terreno e dall'altro dalle caratteristiche dello scavo e dalle metodologie esecutive adottate. Gli spostamenti della superficie esterna per effetto dello scavo in sotterraneo devono essere sempre valutati con prudenza, tenendo conto anche dell'effetto di eventuali riduzioni delle pressioni interstiziali provocate dalla costruzione dell'opera.

C6.7.4.1 METODI DI SCAVO

La stabilità del fronte di avanzamento dipende dallo stato dei terreni che si attraversano o di quelli immediatamente circostanti, dalla grandezza del ricoprimento in rapporto al diametro della galleria, dalla velocità di avanzamento, dalle caratteristiche della eventuale macchina di scavo, dai procedimenti che si seguono nella posa in opera dei sostegni e del pre-rivestimento. In particolari terreni (ad es.: sabbie fini, argille consistenti o rocce fessurate) le condizioni di stabilità possono essere notevolmente modificate dagli effetti meccanici dei fenomeni di filtrazione o di percolazione dal fronte di scavo.

Eventuali interventi di trattamento preventivo, previsti in progetto per migliorare temporaneamente o permanentemente le proprietà meccaniche dei terreni, devono essere adeguatamente illustrati, giustificati e dimensionati secondo quanto disposto al § 6.9 delle NTC.

Le previsioni di progetto e le verifiche devono tener conto di eventuali variazioni delle proprietà meccaniche dei terreni lungo l'asse della galleria.

C6.7.4.2 VERIFICA DEL RIVESTIMENTO

Il comportamento del rivestimento dipende dalle dimensioni e dalla profondità della galleria, dallo stato tensionale del sottosuolo, dalla rigidità della struttura, dal metodo, dalla sequenza e dai tempi delle operazioni di scavo e di costruzione dell'eventuale pre-rivestimento.

Il comportamento del pre-rivestimento dipende principalmente dalle modalità e dall'accuratezza con le quali viene realizzato. Pertanto l'adeguatezza del rivestimento e dell'eventuale pre-rivestimento sarà controllata in fase costruttiva per mezzo di misure.

C6.7.6 CONTROLLO E MONITORAGGIO

Il programma dei controlli previsti in progetto indicherà la strumentazione da impiegare, nonché l'ubicazione degli strumenti e la sequenza delle misure.

C6.8 OPERE DI MATERIALI SCIOLTI E FRONTI DI SCAVO

Le opere di materiali sciolti indicati nelle NTC sono ad esempio i rilevati per strade, ferrovie, aeroporti e piazzali, i riempimenti a tergo di strutture di sostegno, gli argini e i moli.

C6.8.1 CRITERI GENERALI DI PROGETTO

C6.8.1.1 RILEVATI E RINTERRI

Per i rilevati ed i rinterrati a tergo di opere di sostegno sono da preferire le terre a grana media o grossa. Terre a grana fine possono essere impiegate per opere di modesta importanza e quando non sia possibile reperire materiali migliori. Si possono adoperare

anche materiali ottenuti dalla frantumazione di rocce. Sono da escludere materiali con forti percentuali di sostanze organiche di qualsiasi tipo e materiali fortemente rigonfianti.

Per i muri in terra armata o rinforzata i materiali da preferire sono costituiti da terre con passante ai 15 μm non superiore al 20%.

Per gli elementi di rinforzo dei muri in terra armata o rinforzata è necessario effettuare verifiche locali, di rottura e di sfilamento, e verifiche nei riguardi dell'azione aggressiva dell'ambiente ed in particolare delle acque.

I materiali per gli argini saranno scelti tenendo presenti i possibili moti di filtrazione. Per i dreni saranno adoperati materiali di elevata permeabilità. La loro granulometria deve essere scelta in relazione alle caratteristiche dei materiali a contatto con i dreni stessi secondo quanto specificato di seguito.

Per i moli devono essere adoperati blocchi di materiale durevole, in particolare nei confronti dell'acqua marina, e di dimensioni e caratteristiche idonee a resistere alle azioni esercitate dal moto ondoso. Limitatamente alla zona interna del manufatto possono essere adoperati materiali naturali o di frantumazione purché privi di frazione fine e opportunamente protetti da filtri.

Per gli aspetti non trattati nelle NTC nei riguardi dell'impiego delle terre nei manufatti stradali e ferroviari ci si riferisca alla specifica normativa per la campionatura, le prove sui materiali e la tecnica di impiego delle terre.

C6.8.1.2 DRENAGGI E FILTRI

I drenaggi e i filtri hanno lo scopo di:

- ridurre il valore delle pressioni interstiziali nel sottosuolo o in manufatti di materiali sciolti;
- eliminare o ridurre le pressioni interstiziali a tergo di strutture di sostegno;
- consentire la filtrazione verso l'esterno di acque presenti nel sottosuolo o in manufatti di materiali sciolti senza causare il sifonamento;
- interrompere l'eventuale risalita di acqua per capillarità.

I drenaggi e i filtri, in relazione alle finalità per cui vengono realizzati, devono essere progettati in modo da soddisfare i seguenti requisiti:

- il materiale filtrante deve essere più permeabile del terreno con il quale è a contatto;
- la granulometria del materiale filtrante deve essere tale da evitare che particelle di terreno causino intasamento del filtro e del drenaggio;
- lo spessore dello strato filtrante deve essere sufficientemente elevato da consentire una buona distribuzione delle frazioni granulometriche nello strato stesso e deve essere definito tenendo conto anche dei procedimenti costruttivi.

Se i criteri di progetto sopra elencati non possono essere soddisfatti con un solo strato filtrante, sarà impiegato un tipo a più strati. Ciascuno strato filtrante sarà progettato, nei riguardi di quelli adiacenti, alla stessa stregua di un filtro monostato.

I tubi disposti nei drenaggi allo scopo di convogliare l'acqua raccolta devono essere dimensionati tenendo conto della portata massima ed i fori di drenaggio dei tubi vanno dimensionati in modo da evitare che granuli del materiale filtrante penetrino nelle tubazioni stesse.

I materiali naturali o artificiali da impiegare per la confezione di drenaggi e filtri, devono essere formati da granuli resistenti e durevoli e non devono contenere sostanze organiche o altre impurità.

Le acque ruscellanti in superficie non devono penetrare entro i drenaggi e i filtri; esse devono essere regimentate in superficie mediante canalizzazioni.

Il terreno che costituisce il piano di posa di drenaggi e filtri non deve subire rimaneggiamenti, deve essere sufficientemente consistente e se necessario costipato.

Durante la costruzione vanno eseguiti regolari controlli della granulometria del materiale impiegato.

Il materiale del filtro e del drenaggio va posto in opera evitando la separazione delle frazioni granulometriche.

C6.8.6 FRONTI DI SCAVO

I fronti di scavo indicati nella norma cui si riferiscono le presenti istruzioni attengono ad esempio a scavi di fondazioni, trincee stradali o ferroviarie, canali, ecc.

C6.8.6.2 CRITERI GENERALI DI PROGETTO E VERIFICHE DI SICUREZZA

Le verifiche di sicurezza si intendono soddisfatte se la condizione (6.2.1) delle NTC risulta soddisfatta per tutti i possibili cinematismi di collasso. Bisogna quindi ricercare la condizione di minimo per il rapporto Rd/Ed . Le verifiche devono essere effettuate utilizzando l'Approccio 1 con riferimento alla Combinazione 2 dei coefficienti parziali di cui al § 6.8.2 delle NTC.

C6.11 DISCARICHE CONTROLLATE DI RIFIUTI E DEPOSITI DI INERTI

In questa categoria rientrano gli accumuli di materiali sciolti di qualsiasi natura inclusi quelli versati alla rinfusa (ad es. i depositi di rifiuti solidi urbani e industriali, i materiali di risulta di scavi e demolizioni, le discariche minerarie).

L'entità degli accertamenti e degli studi da svolgere va commisurata all'esigenza di sicurezza, all'importanza della discarica, alla morfologia della zona, alla presenza nel sottosuolo di terreni di bassa resistenza e alle possibili influenze sulla circolazione idrica, superficiale e sotterranea, e sulla quantità delle acque.

In merito ai provvedimenti necessari per la stabilità nel tempo, si richiama la necessità di far ricorso ad un'ideale strumentazione di controllo laddove si presentino casi particolarmente importanti per altezze, volumi ed ubicazioni nel territorio.

Il richiamo delle norme all'aspetto idrogeologico riguarda principalmente possibili riflessi negativi dell'intervento sulla circolazione idrica nel sottosuolo.

C6.12 FATTIBILITÀ DI OPERE SU GRANDI AREE

C6.12.1 INDAGINI SPECIFICHE

Per l'accertamento della fattibilità dell'opera saranno raccolte informazioni atte a definire:

- le caratteristiche geologiche e geomorfologiche dell'area;
- le caratteristiche topografiche dell'area;
- i caratteri delle acque superficiali e sotterranee;
- le caratteristiche e il comportamento di manufatti esistenti nei dintorni.

Lo studio geologico deve definire i lineamenti geomorfologici e la loro tendenza evolutiva, i caratteri stratigrafici e strutturali, il grado di alterazione, la degradabilità e la fratturazione degli ammassi rocciosi, nonché lo schema idrogeologico.

Lo studio geotecnico deve permettere la definizione delle proprietà fisiche e meccaniche dei principali tipi di terreno e del regime delle pressioni interstiziali. A tal fine saranno eseguite indagini in sito e in laboratorio in quantità ed estensione proporzionate alla prevista destinazione dell'area.

Sarà accertata l'eventuale esistenza di cavità naturali o artificiali nel sottosuolo, di dimensioni significative ai fini del progetto.

Nel caso di aree che, in tutto o in parte, ricadano in specchi d'acqua marini, lacustri o fluviali, gli studi saranno estesi ai fondali e devono essere integrati dal rilievo della batimetria che comprenda anche le zone adiacenti, significative ai fini della destinazione dell'area.

C6.12.2 VERIFICHE DI FATTIBILITÀ

La verifica di fattibilità comprende l'accertamento delle modifiche che il sistema di opere in progetto può indurre nell'area e deve precisare se le condizioni locali impongano l'adozione di soluzioni e procedimenti costruttivi di particolare onerosità. Nel caso di aree acclivi, deve essere accertata la stabilità dei pendii con riferimento alla condizione precedente la realizzazione delle opere in progetto e a seguito della costruzione di tali opere, secondo quanto prescritto al § 6.3 delle NTC.

Nel caso di reti idriche o fognarie, ed in genere di sottoservizi in aree urbanizzate o da urbanizzare, deve essere accertata l'influenza di queste sui manufatti esistenti, sia in fase di costruzione sia in fase di esercizio a seguito di eventuali guasti o rotture.

Per l'estrazione di liquidi o gas dal sottosuolo devono essere valutate le deformazioni provocate dalle variazioni dello stato tensionale efficace, i conseguenti spostamenti della superficie topografica e la loro influenza sulla stabilità e sulla funzionalità dei manufatti esistenti.

C6.12.2.1 EMUNGIMENTO DA FALDE IDRICHE

Il modello fisico assunto a base della progettazione delle opere e degli interventi deve essere ottenuto da specifici studi idrogeologici e geotecnici.

CAPITOLO C7.

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

Il Capitolo 7 delle NTC illustra, per ciascuna delle tipologie costruttive considerate nei Capitoli 4, 5 e 6, i provvedimenti specifici da adottare, in presenza di azioni sismiche, finalizzandoli alla progettazione e costruzione delle nuove opere (per le opere esistenti si rimanda ai Capitoli 8 delle NTC e C8).

Le indicazioni relative ai modelli di calcolo, alle sollecitazioni e alle resistenze degli elementi strutturali sono **additive e non sostitutive** di quelle riportate nei Capitoli 4 e 5 delle NTC. Si deve inoltre fare riferimento al Capitolo 2 delle NTC, per le azioni e le loro combinazioni, e al Capitolo 3 delle NTC, per le modalità di rappresentazione dell'azione sismica e la definizione della sua entità in relazione ai diversi stati limite da considerare. Particolare attenzione richiedono, infine, le indicazioni geotecniche specificamente antisismiche (§ 7.11 delle NTC), al solito, additive e non sostitutive di quelle già riportate nel Capitolo 6 delle NTC.

Ampio spazio è stato riservato, sia nelle NTC sia nel presente documento, alle costruzioni e ai ponti con isolamento e dissipazione di energia (§ 7.10 delle NTC e C7.10); tale attenzione è giustificata dalla indiscutibile efficacia che tali tecniche hanno manifestato nel garantire i livelli prestazionali richiesti alle costruzioni antisismiche, particolarmente quando si vogliono perseguire strategie progettuali atte a minimizzare i danni, sia alle componenti strutturali, sia alle componenti non strutturali e agli impianti.

La norma fa sistematico riferimento alla UNI EN 1998, risultando in sostanziale accordo con essa. Con tale finalità, particolare attenzione è stata dedicata a raccogliere, in una trattazione sintetica iniziale valida per tutte le tipologie costruttive, i requisiti comuni nei confronti degli stati limite (§ 7.1 delle NTC), i criteri generali di progettazione e modellazione (§ 7.2 delle NTC), i metodi di analisi e i criteri di verifica (§ 7.3 delle NTC). I paragrafi successivi (dal 7.4 al 7.11 delle NTC) sono poi dedicati alle diverse tipologie costruttive e a problemi specifici.

Le novità del Capitolo 7 delle NTC rispetto alla precedente versione sono più di carattere organizzativo che di carattere concettuale e verranno esaurientemente illustrate nei successivi paragrafi; tra le poche novità di carattere concettuale le principali sono:

- la scomparsa di qualunque riferimento alla zonazione sismica, sostituita dalla indicazione dei livelli di accelerazione a_{gS} , attesa allo SLV;
- la chiara distinzione tra progettazione in capacità (approccio concettuale con cui si persegue la duttilità) e gerarchia delle resistenze (strumento operativo impiegato per conseguirla);
- la sistematica adozione di tavole sinottiche di riepilogo dei diversi coefficienti, finalizzata a facilitare i confronti sistematici tra le diverse tipologie e i diversi stati limite.

C7.1 REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE

La norma indica, per ciascuno stato limite, l'insieme delle verifiche da eseguire attraverso il confronto tra capacità e domanda, così come definite al §7.1 delle NTC¹.

Ciò prevede una strategia progettuale basata su livelli crescenti dell'azione sismica e dei danni ad essa corrispondenti; non è possibile basarsi unicamente su verifiche in termini di resistenza ma occorre effettuare verifiche anche in termini di duttilità. Riferendosi agli Stati Limite definiti al § 3.2.1 delle NTC, occorre anche garantire l'operatività della costruzione o il controllo dei danni, per gli Stati Limite di Esercizio, la salvaguardia della vita o la prevenzione del collasso, per gli Stati Limite Ultime.

Scelta la tipologia strutturale e definite le caratteristiche generali della struttura, da cui dipende il comportamento sismico e dunque l'azione sismica stessa (legata alle proprietà dinamiche e di duttilità), la prestazione associata a ciascuno Stato Limite può essere assicurata progettando gli elementi strutturali e non strutturali in modo da garantire loro che una o più delle grandezze proprie della capacità (rigidezza, resistenza, duttilità) siano adeguate alla corrispondente domanda, secondo i criteri di verifica dettagliati nelle NTC.

Il controllo del danneggiamento strutturale e non strutturale, ad esempio, si consegue essenzialmente attraverso la limitazione degli spostamenti rigidi di interpiano; la relativa capacità, pertanto, è quantizzata in termini di rigidezza, tenendo opportunamente conto delle non linearità di materiale che si manifestano, in genere, già per livelli di azione sismica legati agli Stati Limite di Esercizio. D'altro canto, per garantire le prestazioni associate allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita, è necessario un confronto capacità/domanda in termini di resistenza; mentre nello Stato Limite di Prevenzione del Collasso il confronto capacità/domanda si effettua in termini di duttilità.

L'insieme delle verifiche da eseguire per gli elementi strutturali e non strutturali e per gli impianti è sintetizzato al § 7.3.6 delle NTC, commentato e ulteriormente dettagliato nel corrispondente paragrafo della presente circolare.

¹ Pur essendo la capacità una caratteristica intrinseca della struttura, per manifestarsi essa richiede un preciso livello dell'azione; nel caso di comportamento non lineare quale quello in esame, peraltro, le grandezze che esprimono la capacità possono variare in funzione dell'azione. Pertanto, la domanda e la capacità sono tra loro mutuamente connesse e dipendenti dal particolare stato limite considerato; il loro confronto, in fase di progettazione, è finalizzato ad assicurare alla costruzione nel suo insieme i livelli prestazionali prefissati. Tali livelli prestazionali si misurano essenzialmente in termini di danni, per gli elementi strutturali e non strutturali, in termini di funzionamento e stabilità, per gli impianti.

C7.2 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE E MODELLAZIONE

Questo paragrafo della norma illustra i criteri generali di progettazione e modellazione, indicando le caratteristiche generali che le costruzioni devono possedere per conseguire un comportamento dinamico ottimale in presenza di azioni sismiche, con particolare riguardo alle condizioni di regolarità (§7.2.1). La norma tratta, con le modalità in essa specificate, gli elementi strutturali, gli elementi non strutturali e gli impianti, dedicando attenzione specifica a ciascuna delle tre componenti, per ciascuno stato limite e, dunque, per il corrispondente valore dell'azione sismica, così da consentire il raggiungimento dei rispettivi livelli prestazionali definiti in fase di progettazione.

Per quanto riguarda i sistemi strutturali (§7.2.2), la norma distingue, preliminarmente, tra comportamento dissipativo e comportamento non dissipativo, lasciando libero il progettista di scegliere tra i due e, nel caso in cui opti per il comportamento dissipativo, fornendo i principi, le modalità operative e le regole pratiche per conseguire i livelli di duttilità prefissati.

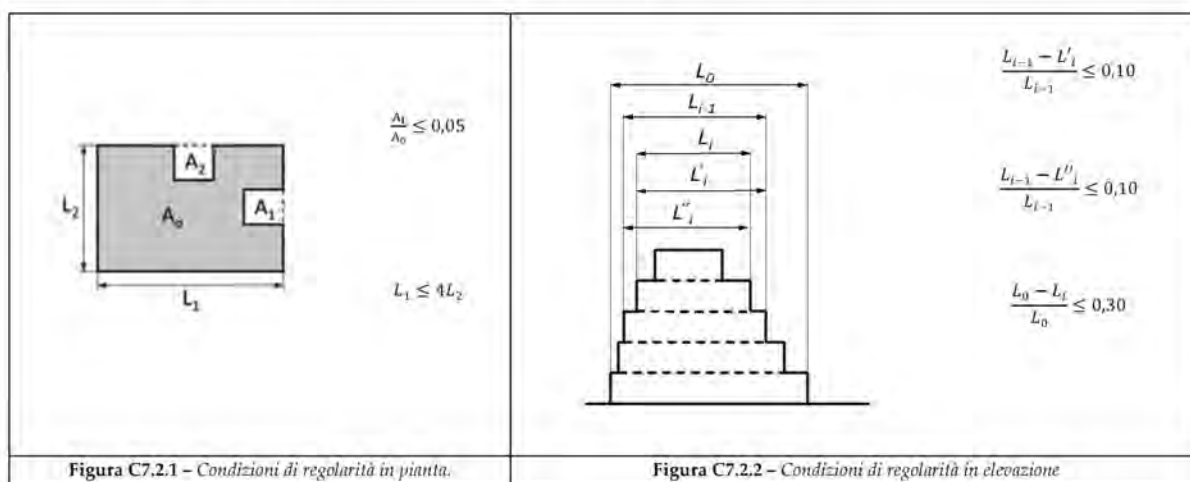
C7.2.1 CARATTERISTICHE GENERALI DELLE COSTRUZIONI

Regolarità

La regolarità strutturale è finalizzata a favorire, anche in campo inelastico, un comportamento della costruzione e delle sue membrature il più possibile uniforme e tale da evitare concentrazioni di sforzi.

In generale, un edificio può dirsi regolare in pianta e in altezza quando il suo comportamento dinamico sia governato principalmente da modi di vibrare traslazionali lungo le sue direzioni principali e quando tali modi siano caratterizzati da spostamenti crescenti, all'incirca linearmente, con l'altezza.

Con riferimento al §7.2.1 delle NTC le condizioni a) e b) di regolarità in pianta sono sintetizzate nella figura C7.2.1, la condizione g) di regolarità in elevazione è sintetizzata nella figura C7.2.2 e riferita al caso in cui, in una stessa direzione, siano presenti restringimenti in elevazione ad entrambe le estremità; in tal caso il limite del 10% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante è da intendersi per ciascuno dei due rientri, mentre il limite del 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento è da intendersi per la somma dei due.



Nel caso in cui in un edificio, immediatamente al di sopra della fondazione, sia presente un basamento, di uno o più piani, con caratteristiche tali da poter essere considerato alla stregua di una struttura scatolare rigida, le NTC specificano che, per valutare la regolarità in altezza, si può far riferimento alla sola parte della struttura che si sviluppa al di sopra del basamento. Tale indicazione tende a escludere la fondazione scatolare rigida dall'individuazione del comportamento strutturale, a condizione che ad essa venga assicurato un comportamento non dissipativo, indipendentemente dallo stato limite considerato².

Distanza tra costruzioni contigue

Tra costruzioni contigue la norma impone la verifica degli spostamenti massimi per evitare fenomeni di martellamento; tale verifica deve essere eseguita attraverso un calcolo diretto degli spostamenti assicurando, in ogni caso, che la distanza tra le costruzioni non risulti inferiore al valore minimo stabilito dalla norma.

²Questo requisito è essenziale perché le eventuali plasticizzazioni nella fondazione scatolare altererebbero i rapporti di rigidità con la sovrastruttura, con la conseguenza di non poter assicurare il soddisfacimento dei criteri di regolarità in elevazione posti a base della progettazione.

L'eventualità in cui non si possano eseguire calcoli specifici va riferita al solo caso di progettazione di nuova costruzione in adiacenza a costruzioni esistenti.

C7.2.2 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE DEI SISTEMI STRUTTURALI

Le prescrizioni normative sono volte a garantire che l'organismo strutturale sia dotato di sistemi resistenti disposti almeno secondo due direzioni distinte, capaci di garantire un'adeguata resistenza e rigidezza nei confronti sia dei moti traslazionali, sia dei moti torsionali, dovuti all'eccentricità tra il centro di massa ed il centro di rigidezza dell'intera struttura o anche solo di una sua porzione, che tendono a sollecitare i diversi elementi strutturali in maniera non uniforme.

Al riguardo, nel caso degli edifici, sono da preferirsi configurazioni strutturali in cui i principali elementi resistenti all'azione sismica sono distribuiti nelle zone perimetrali, così da massimizzare la rigidezza torsionale della costruzione. Per sfruttare al meglio la rigidezza torsionale conseguita nel modo suddetto è necessario che gli orizzontamenti, ai fini della ripartizioni degli effetti delle componenti orizzontali dell'azione sismica, tra gli elementi verticali che li sostengono, funzionino da diaframma rigido nei modi specificati al § 7.2.6 delle NTC.

Per quanto riguarda gli effetti della componente verticale dell'azione sismica, nel § 7.2.2 sono indicati gli elementi e le tipologie costruttive che maggiormente risentono delle accelerazioni verticali indotte dal sisma, nonché i livelli di pericolosità per i quali tale componente deve essere considerata nel progetto. Per gli elementi soggetti a tali azioni e per quelli di supporto dei medesimi è ammesso l'uso di modelli parziali che tengano conto della rigidezza degli elementi adiacenti.

In generale non si tiene conto della variabilità spaziale del moto sismico e si adotta per esso una rappresentazione di tipo "puntuale", quale è quella che prevede l'utilizzo degli spettri di risposta adottando un unico valore di accelerazione del suolo per tutti i punti di contatto tra esso e la struttura.

Quando, per l'estensione del sistema di fondazione, non è realistica l'ipotesi che l'intera costruzione sia soggetta ad una eccitazione sismica uniforme, è necessario considerare la variabilità spaziale del moto di cui al § 3.2.4 delle NTC.

Le NTC distinguono due tipi di comportamento strutturale:

- a) non dissipativo;
- b) dissipativo.

Specificando, per ciascun comportamento, i corrispondenti criteri di modellazione dell'azione sismica e della struttura.

Le NTC consentono al progettista di optare per uno dei due comportamenti, in relazione al particolare problema progettuale. Il comportamento strutturale non dissipativo (a) richiede che la struttura abbia resistenza tale da rimanere in campo sostanzialmente elastico per tutti gli stati limite considerati. Il comportamento strutturale dissipativo (b) si basa sulla duttilità e presuppone dunque l'accettazione del danneggiamento strutturale come strategia di protezione passiva per i terremoti di progetto agli stati limite ultimi.

Nel caso di comportamento strutturale non dissipativo (a) la risposta sismica della struttura dipende, essenzialmente, dalle sue caratteristiche di rigidezza e resistenza; in caso di comportamento strutturale dissipativo (b), dalle caratteristiche di rigidezza, resistenza e dalla capacità di sviluppare deformazioni cicliche in campo plastico (duttilità).

L'insieme delle prescrizioni contenute nelle NTC, finalizzate al conseguimento dei prefissati livelli di duttilità, costituisce la "progettazione in capacità".

Quando si opta per il comportamento non dissipativo (a) le azioni sismiche di progetto sono più elevate, ma la duttilità necessaria è molto contenuta e dunque non è richiesta la progettazione in capacità e l'adozione dei dettagli costruttivi riportati al Capitolo 7; quando, invece, si opta per il comportamento dissipativo (b), le azioni sismiche di progetto sono minori, ma la duttilità necessaria è più elevata e dunque è richiesta la progettazione in capacità e l'adozione di dettagli costruttivi specifici.

Il comportamento dissipativo (b), ammette, in generale, un danneggiamento della costruzione, eventualmente anche esteso ma controllato, per i livelli di azione relativi a SLV e SLC e un possibile danneggiamento, di entità comunque limitata, per lo SLD.

A ciò fanno eccezione le strutture dotate di isolamento alla base, per le quali anche i requisiti riferiti agli stati limite ultimi vengono conseguiti evitando significative escursioni in campo plastico degli elementi strutturali della sovrastruttura e della sottostruttura (si veda il § 7.10.2 delle NTC).

Nelle costruzioni dissipative e prive di specifici dispositivi antisismici o di controllo delle vibrazioni, ai fini di un buon comportamento dissipativo d'insieme, le deformazioni inelastiche devono essere distribuite nel maggior numero possibile di elementi duttili per contenere l'entità delle plasticizzazioni.

In funzione della tecnologia costruttiva e dei materiali utilizzati, è dunque possibile separare i meccanismi deformativi fragili o scarsamente dissipativi, dai meccanismi duttili ai quali è invece possibile associare, mediante adeguati accorgimenti, significativa capacità di dissipare energia.

La progettazione del comportamento dissipativo, effettuata secondo le NTC, è mirata a garantire l'attivazione di meccanismi deformativi, locali e globali, che concentrino la domanda di duttilità negli elementi più duttili (ad es. le travi) invece che negli elementi meno duttili (ad es. le pareti o i pilastri, particolarmente quelli soggetti a sforzi normali di compressione rilevanti) e che

impediscano l'attivazione di meccanismi fragili (ad es. rottura a taglio di pareti, travi o pilastri, rottura di nodi trave-pilastro), sia locali sia globali, o globalmente instabili.

La duttilità d'insieme della costruzione si ottiene, in definitiva, individuando gli elementi ed i meccanismi resistenti ai quali affidare le capacità dissipative e localizzando, all'interno del sistema strutturale, le zone in cui ammettere la plasticizzazione, in modo da ottenere un meccanismo deformativo d'insieme stabile, che coinvolga il maggior numero possibile di fonti di duttilità locale.

Nell'ambito del comportamento strutturale dissipativo, il progettista può decidere di conseguire la Classe di Duttilità Alta (CD "A"), a elevata capacità dissipativa, oppure la Classe di Duttilità Media (CD "B"), a media capacità dissipativa, rappresentando dunque le lettere "A" e "B" una mera tipizzazione.

La scelta della CD "A" rispetto alla CD "B" si traduce in un'ulteriore riduzione delle azioni di progetto, ma implica richieste di duttilità più elevate e, in generale, un maggiore onere in termini di dettagli costruttivi.

La norma definisce i criteri progettuali per conseguire il livello di duttilità prefissato; l'insieme di tali criteri costituisce la "progettazione in capacità".

In particolare, al fine di garantire il comportamento duttile locale e globale, fatta la distinzione tra elementi/meccanismi fragili e duttili, su ciascun elemento si determina:

- la domanda in termini di resistenza, stabilendo, in base a considerazioni di equilibrio, una "gerarchia delle resistenze" tra elementi/meccanismi fragili (più resistenti) e elementi/meccanismi duttili (meno resistenti);
- la domanda in termini di duttilità nelle zone destinate a plasticizzarsi, cui deve essere garantito un comportamento inelastico dissipativo e stabile in condizioni cicliche (duttile).

Si progettano quindi, in termini di resistenza e/o duttilità, le corrispondenti capacità.

Per conseguire gli obiettivi insiti nella progettazione in capacità, si impiegano fattori di sovra resistenza γ_{Rd} , opportunamente differenziati tra le due classi di duttilità³.

Le NTC prescrivono che il comportamento duttile vada perseguito sia a livello locale sia a livello globale. A tal fine viene prescritto un fattore di sovra resistenza $\gamma_{Rd} \geq 1,25$ per i meccanismi globali fragili rispetto ai meccanismi globali duttili.

Per una struttura alla quale si richiede un comportamento duttile e che abbia al suo interno pareti di controventamento tozze (particolarmente suscettibili di rottura a taglio) e telai duttili, ciò comporta l'assunzione di γ_{Rd} locali sulle pareti tali da assicurare che, per attivare un meccanismo globale che veda la rottura a taglio delle pareti, occorranzo azioni sismiche maggiori, almeno di un fattore 1,25, delle azioni richieste per attivare il meccanismo a telaio⁴.

Al riguardo è bene chiarire che, nel caso di strutture a telaio, l'applicazione della progettazione in capacità è finalizzata, a livello globale, ad impedire l'attivazione di meccanismi instabili di piano, a livello locale, a controllare le plasticizzazioni nei pilastri senza escluderle in assoluto.

Proprio per questa ragione, in accordo con la UNI EN1998, per la pressoflessione di pilastri o colonne si adotta un fattore di sovraresistenza γ_{Rd} unico e pari a 1,3, sia per la CD "A" sia per la CD "B". Per lo stesso motivo, non essendo possibile escludere che, durante l'evento sismico, si abbiano plasticizzazioni in alcuni pilastri, alle zone di estremità di tutti i pilastri primari deve essere garantito un comportamento dissipativo.

I valori dei fattori di sovra resistenza γ_{Rd} , distinti per tipologia strutturale e Classi di Duttilità, sono riportati nella Tabella 7.2.I delle NTC.

I principi della progettazione in capacità sono alla base della progettazione antisismica e si applicano ogni qual volta si voglia favorire un determinato comportamento strutturale a livello sia locale sia globale.

Analogamente, se si vuole valutare la massima domanda a taglio in un elemento strutturale, si determina, in base a semplici considerazioni di equilibrio, il valore del taglio in equilibrio con le azioni esterne (ad es. il carico verticale distribuito in una trave) e con la capacità a flessione (momenti resistenti) nelle sezioni di estremità, analizzando, per quanto riguarda i versi delle sollecitazioni, le diverse situazioni possibili in condizioni sismiche.

³I fattori di sovraresistenza tengono conto delle incertezze nella determinazione delle resistenze, dovute ai materiali, alla geometria, al modello di calcolo, ecc.; tali fattori, almeno pari all'unità, vengono utilizzati per aumentare la domanda in termini di resistenza (e di conseguenza la corrispondente capacità) degli elementi/meccanismi fragili di cui si vuole impedire l'attivazione. Essi includono, oltre alle incertezze dette, anche l'incertezza sulla capacità dell'elemento duttile di cui si vuole favorire la plasticizzazione ed hanno lo scopo di ridurre la probabilità di attivazione delle rotture/meccanismi indesiderati.

⁴Per evitare che, in forza di questa prescrizione, il progettista sia obbligato a produrre più modelli di calcolo confrontandoli poi sistematicamente, le NTC richiedono che la verifica avvenga "anche solo su base deduttiva a partire dai fattori di sovraresistenza R_i da utilizzare nella progettazione in capacità a livello locale".

C7.2.3 CRITERI DI PROGETTAZIONE DI ELEMENTI STRUTTURALI SECONDARI ED ELEMENTI COSTRUTTIVI NON STRUTTURALI**Elementi Secondari⁵**

Gli elementi strutturali secondari devono essere in grado, nella configurazione deformata più sfavorevole, di mantenere la loro capacità portante nei confronti dei carichi verticali tenendo conto, quando necessario, delle non linearità geometriche nei modi specificati nel § 7.3 delle NTC. Quando gli elementi secondari soggetti a spostamenti causati dalla più sfavorevole delle condizioni sismiche di progetto allo SLC, valutati come previsto nel § 7.2.3 delle NTC, non subiscono plasticizzazioni, per questi ultimi possono essere adottati i particolari costruttivi prescritti al Capitolo 4; in caso contrario valgono le prescrizioni del Capitolo 7.

Elementi costruttivi non strutturali

Le NTC classificano gli elementi costruttivi non strutturali in due gruppi:

- 1) elementi con rigidezza, resistenza e massa tali da influenzare in maniera significativa la risposta strutturale;
- 2) elementi che influenzano la risposta strutturale solo attraverso la loro massa, ma sono ugualmente significativi ai fini della sicurezza e/o dell'incolumità delle persone.

Ai fini anche della determinazione della domanda sismica, per il primo gruppo di elementi non strutturali, si potrà introdurre, in relazione al tipo di verifica e di analisi da effettuarsi, nel modello strutturale globale oltre alla massa degli elementi che viene sempre considerata anche la loro rigidezza descrivendone le condizioni di vincolo alla struttura.

Per il secondo gruppo di elementi non strutturali, ottenuta la risposta in accelerazione della struttura a ciascun piano, la si può assimilare ad una forzante esterna da applicare all'elemento non strutturale, così ricavando la domanda sismica su di esso.

La verifica degli elementi non strutturali, degli impianti o, per le costruzioni di muratura, dei meccanismi locali richiede una corretta valutazione dell'input sismico; il moto alla base dell'edificio è infatti filtrato dalla risposta della costruzione, in relazione alle sue caratteristiche dinamiche (frequenze proprie) e alla quota alla quale gli elementi soggetti a verifica sono collocati (forme modali); a tal fine risulta utile la seguente definizione di spettri di risposta di piano.

Spettri di risposta di piano

Gli spettri di risposta di piano rappresentano un modello per la valutazione dell'azione sismica in un predeterminato punto della struttura. Diverse formulazioni, più o meno approssimate, possono essere utilizzate. Nel seguito si riportano alcuni possibili metodi di calcolo, è ammesso l'uso anche di altre formulazioni purché di comprovata e documentata validità.

Gli spettri di risposta di ciascun piano possono essere determinati, a partire dalla risposta in accelerazione della struttura alla quota considerata, nell'ipotesi semplificativa che la struttura possa essere assunta come una forzante armonica per l'elemento non strutturale, portando in conto le amplificazioni dovute agli effetti dinamici sul singolo elemento non strutturale, legate al suo periodo di oscillazione e al suo coefficiente di smorzamento nonché alle corrispondenti caratteristiche della struttura.

Nella formula [7.2.1], il parametro S_0 rappresenta appunto l'accelerazione massima (risposta), normalizzata rispetto a quella di gravità, che l'elemento non strutturale subisce durante il sisma, per lo stato limite considerato. L'involuppo dei valori assunti da S_0 al variare del periodo proprio T_n , a un generico piano della costruzione, costituisce lo spettro di risposta di quel piano.

L'accelerazione del piano j -esimo della struttura relativa al modo i -esimo è data dalla relazione:

$$S_{ij} = \varphi_j \Gamma_i S_i(T_i) \quad [C7.2.1]$$

dove:

- $S_i(T_i)$ è l'ordinata dello spettro relativa al modo i -esimo (normalizzata rispetto a g ed eventualmente ridotta attraverso il fattore di comportamento q della costruzione);
- Γ_i è il "fattore di partecipazione modale", definito dalla relazione:

$$\Gamma_i = \frac{\varphi_i^T M \tau}{\varphi_i^T M \varphi_i} \quad [C7.2.2]$$

Il vettore τ è il vettore di trascinamento corrispondente alla direzione del sisma considerata; il vettore φ_i è la forma modale del modo i -esimo normalizzata al valore massimo; la matrice M è la matrice di massa del sistema reale.

L'accelerazione dell'elemento non strutturale al piano considerato, nella direzione considerata, per il modo i -esimo, è data, dunque, dall'equazione:

⁵Per facilitare la progettazione in situazioni oggettivamente difficili quali, ad esempio, quelle che si presentano quando, per ragioni architettoniche, alcuni elementi debbano avere dimensioni nettamente maggiori di quelle che sarebbero loro richieste dal progetto strutturale, le NTC consentono di trattare tali elementi come elementi secondari e dunque di trascurare la loro rigidezza e resistenza alle azioni orizzontali. Tale semplificazione è condizionata al rispetto di alcune condizioni precisate nelle norme.

$$S_{s,ij} = S_{ij} R \left(\frac{T_s}{T_i}; \xi_s \right) \quad [C7.2.3]$$

dove R, fattore di amplificazione dell'elemento non strutturale, è funzione del coefficiente di smorzamento ξ_s dell'elemento e del rapporto tra il periodo dell'elemento T_s e il periodo del modo i-esimo della struttura T_i , e vale:

$$R = \left[\left(2 \xi_s \frac{T_s}{T_i} \right)^2 + \left(1 - \left(\frac{T_s}{T_i} \right)^2 \right)^2 \right]^{-\beta} \quad [C7.2.4]$$

L'eq. C7.2.3 rappresenta la risposta del singolo elemento non strutturale di periodo T_s , posto al piano j-esimo, per effetto del modo di vibrare i-esimo della struttura e tiene conto attraverso il coefficiente β (variabile tra 0,4 e 0,5) dell'accoppiamento tra ciascun modo di vibrare della struttura e il modo proprio dell'elemento non strutturale. La risposta totale si ottiene combinando opportunamente le risposte relative ai diversi modi, ad es. attraverso la regola SRSS.

La norma consente infine di ridurre la domanda sismica S_s su ciascun elemento non strutturale attraverso uno specifico fattore di comportamento q_s . In tabella [C7.2.I] sono riportati i valori di q_s utilizzabili per le tipologie ricorrenti di elementi non strutturali.

Tabella C7.2.I - Valori di q_s per elementi non strutturali

Elemento non strutturale	q_s
Parapetti o decorazioni aggettanti	1,0
Insegne e pannelli pubblicitari	
Comignoli antenne e serbatoi su supporti funzionanti come mensole senza controventi per più di metà della loro altezza	
Pareti interne ed esterne	2,0
Tramezzatura e facciate	
Comignoli, antenne e serbatoi su supporti funzionanti come mensole non controventate per meno di metà della loro altezza o connesse alla struttura in corrispondenza o al di sopra del loro centro di massa	
Elementi di ancoraggio per armadi e librerie permanenti direttamente poggiati sul pavimento	
Elementi di ancoraggio per controsoffitti e corpi illuminanti	

È opportuno che il progettista, in base a considerazioni specifiche sulla risposta strutturale dell'elemento, indichi espressamente il gruppo attribuito a ciascun elemento non strutturale e il tipo di modellazione adottata. Nell'attribuzione del gruppo è opportuno ricordare che uno stesso elemento strutturale, ad esempio una tamponatura robusta, può appartenere al gruppo 1 per azioni sismiche nel proprio piano medio e al gruppo 2 per azioni sismiche ortogonali al proprio piano medio e tenere opportuno conto di ciò nel modello di calcolo.

Poiché la risposta degli elementi non strutturali è legata, attraverso il periodo proprio dell'elemento, ai modi di vibrare della struttura, nel valutarne la risposta si deve considerare un intervallo nell' intorno del periodo fondamentale della struttura, che tenga conto, per il limite inferiore dell'intervallo, delle possibili incertezze di modellazione o dell'incremento di rigidezza rispetto al modello di riferimento dovuta agli elementi non strutturali, per il limite superiore dell'intervallo, dell'incremento di periodo dovuto alle plasticizzazioni, da valutarsi in funzione del fattore di comportamento attribuito alla struttura. Lo stesso fattore di comportamento deve essere utilizzato per la valutazione della risposta spettrale inelastica della struttura.

Formulazione semplificata, a diverse quote, per elementi non strutturali, impianti, eventuali meccanismi locali

Nel seguito è fornita una formulazione analitica semplificata, valida per gli elementi non strutturali, per gli impianti e per eventuali meccanismi locali, valida qualunque sia la tipologia della costruzione.

La formulazione analitica semplificata consente di valutare lo spettro di accelerazione $S_{ez}(T, \xi)$ ad una quota z significativa per l'elemento non strutturale, l'impianto o il meccanismo locale in esame; la formulazione è basata sulle proprietà dinamiche della struttura principale e sui valori dello spettro di risposta alla base dell'edificio calcolati in corrispondenza dei periodi propri della costruzione.

Questa formulazione consente di tenere conto del contributo fornito da tutti i modi di vibrazione ritenuti significativi; in linea generale devono essere preventivamente individuate le forme di vibrazione (ed i relativi periodi) significative per l'elemento non strutturale, l'impianto o il meccanismo locale in esame, anche in relazione alla sua posizione in pianta (la sommatoria nella formula che segue è estesa a questi modi, identificati dal pedice k):

$$S_{ez}(T, \xi, z) = \sqrt{\sum (S_{ez,k}(T, \xi, z))^2} \quad (\geq S_e(T, \xi) \text{ per } T > T_1) \quad [C7.2.5]$$

$$S_{eZ,k}(T, \xi, z) = \begin{cases} \frac{1.1 \xi_k^{-0.5} \eta(\xi) a_{z,k}(z)}{1 + [1.1 \xi_k^{-0.5} \eta(\xi) - 1] \left(1 - \frac{T}{aT_k}\right)^{1.6}} & \text{per } T < aT_k \\ 1.1 \xi_k^{-0.5} \eta(\xi) a_{z,k}(z) & \text{per } aT_k \leq T < bT_k \\ \frac{1.1 \xi_k^{-0.5} \eta(\xi) a_{z,k}(z)}{1 + [1.1 \xi_k^{-0.5} \eta(\xi) - 1] \left(\frac{T}{bT_k} - 1\right)^{1.2}} & \text{per } T \geq bT_k \end{cases} \quad [C7.2.6]$$

$$a_{z,k}(z) = S_e(T_k, \xi_k) \gamma_k \psi_k(z) \sqrt{1 + 0.0004 \xi_k^2} \quad [C7.2.7]$$

dove:

$S_e(T, \xi)$ è lo spettro di risposta elastico al suolo, valutato per il periodo equivalente T e lo smorzamento viscoso equivalente ξ dell'elemento non strutturale, dell'impianto o del meccanismo locale considerato;

$S_{eZ,k}$ è il contributo allo spettro di risposta di piano fornito dal k -esimo modo della struttura principale, di periodo proprio T_k e smorzamento viscoso equivalente ξ_k (in percentuale);

a e b sono coefficienti che definiscono l'intervallo di amplificazione massima dello spettro di piano, che possono essere assunti pari a 0.8 e 1.1 rispettivamente;

γ_k è il k -esimo coefficiente di partecipazione modale della costruzione;

$\psi_k(z)$ è il valore della k -esima forma modale alla quota z , nella posizione in pianta dove è collocato il meccanismo locale da verificare;

η è il fattore che altera lo spettro elastico per un coefficiente di smorzamento ξ diverso dal 5%, dato dalla (3.2.4) nel § 3.2.3.2.1;

$a_{z,k}$ è il contributo del k -esimo modo alla accelerazione massima di piano.

L'accelerazione massima alla quota z è quindi fornita dalla seguente espressione:

$$a_z(z) = \sqrt{\sum (a_{z,k}(z))^2} \quad [C7.2.8]$$

mentre il contributo al picco di accelerazione spettrale in corrispondenza del periodo T_v fornito dal k -esimo modo, vale:

$$S_{eZ,k}(T_k, \xi, z) = 1.1 \xi_k^{-0.5} \eta(\xi) a_{z,k}(z) \quad [C7.2.9]$$

Nella verifica di meccanismi locali in edifici multipiano è, in genere, sufficiente riferirsi al solo primo modo di vibrare nella direzione di verifica, in quanto è quello che induce la domanda di spostamento più significativa; nel caso in cui si stia eseguendo una verifica globale dell'edificio principale attraverso un'analisi statica non lineare, per il periodo T_1 può essere assunto il periodo elastico T^* , dato dalla formula [C7.3.6] riportata nel § C7.3.4.2.

Una valutazione più accurata di T_1 richiederebbe la stima del periodo secante del sistema bilineare, in corrispondenza della domanda di spostamento (v. equazione [C7.3.7] o [C7.3.8]) prodotta dall'accelerazione al suolo che porta allo stato limite il meccanismo locale (procedimento iterativo che tiene conto dello stato di danneggiamento della struttura principale, al raggiungimento dello stato limite da parte del meccanismo locale).

In assenza di tali valutazioni, il periodo T_1 può essere stimato con la formula [7.3.6] del § 7.3.3.2.

Nel caso di strutture con masse distribuite in maniera sostanzialmente uniforme lungo l'altezza, se si assume la prima forma modale lineare e la si normalizza allo spostamento in sommità all'edificio, il coefficiente di partecipazione modale può essere approssimato dalla formula:

$$\gamma_1 = \frac{3n}{2n + 1} \quad [C7.2.10]$$

dove n è il numero di piani.

Si segnala che gli spettri alle diverse quote sono fortemente influenzati dal livello di non linearità della struttura principale; essi presentano infatti una forte amplificazione in corrispondenza del periodo fondamentale della struttura elastica. Tale amplificazione si riduce considerevolmente quando la struttura entra in campo non lineare. La formulazione proposta considera tale effetto attraverso lo smorzamento viscoso equivalente ξ_k e l'incremento del periodo equivalente T_k .

Formulazione semplificata per costruzioni con struttura a telai

Per le sole costruzioni con struttura intelaiata, in alternativa alle precedenti formulazioni e nell'ipotesi di andamento delle accelerazioni strutturali linearmente crescente con l'altezza, l'accelerazione massima $S_e(T_s)$ può essere determinata attraverso l'espressione [C7.2.5].

In alternativa all'utilizzo di specifici spettri di risposta di piano e nell'ipotesi di andamento delle accelerazioni strutturali linearmente crescenti con l'altezza, l'accelerazione massima $S_a(T_a)$ può essere determinata attraverso l'espressione [C7.2.5 o 11].

$$S_a(T_a) = \begin{cases} \alpha S \left(1 + \frac{z}{H}\right) \left[\frac{a_p}{1 + (a_p - 1) \left(1 - \frac{T_a}{aT_1}\right)^2} \right] \geq \alpha S & \text{per } T_a < aT_1 \\ \alpha S \left(1 + \frac{z}{H}\right) a_p & \text{per } aT_1 \leq T_a < bT_1 \\ \alpha S \left(1 + \frac{z}{H}\right) \left[\frac{a_p}{1 + (a_p - 1) \left(1 - \frac{T_a}{bT_1}\right)^2} \right] \geq \alpha S & \text{per } T_a \geq bT_1 \end{cases} \quad [\text{C7.2.11}]$$

dove:

- α è il rapporto tra accelerazione massima del terreno a_g su sottosuolo tipo A da considerare nello stato limite in esame (si veda § 3.2.1) e l'accelerazione di gravità g ;
- S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche secondo quanto riportato nel § 3.2.3.2.1;
- T_a è il periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale;
- T_1 è il periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione considerata;
- z è la quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di fondazione;
- H è l'altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione;
- a, b, a_p sono parametri definiti in accordo con il periodo fondamentale di vibrazione della costruzione (si vedano Fig. C.7.2.4 e Tabella C.7.2.II).

Per le strutture con isolamento sismico si assume sempre $z = 0$.

Gli spettri di piano, descritti attraverso l'eq. C7.2.11, sono in generale conservativi per un ampio campo di periodi, con particolare riguardo a elementi non strutturali aventi periodo proprio prossimo al periodo fondamentale della costruzione. In particolare i parametri a, b e a_p sono stati definiti in accordo con il periodo proprio della struttura e calibrati per tener conto dell'elongazione del periodo fondamentale, legata alle non linearità del sistema, e del contributo dei modi superiori.

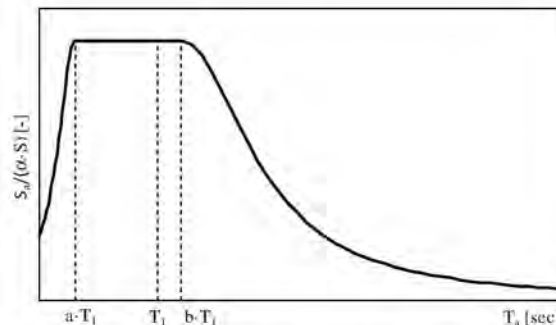


Figura C7.2.3 - Spettri di risposta di piano per gli elementi non strutturali

Tabella C7.2.II - Parametri a, b, a_p in accordo con il periodo di vibrazione della costruzione T_1 .

	a	b	a_p
$T_1 < 0,5 \text{ s}$	0,8	1,4	5,0
$0,5 \text{ s} < T_1 < 1,0 \text{ s}$	0,3	1,2	4,0
$T_1 > 1,0 \text{ s}$	0,3	1,0	2,5

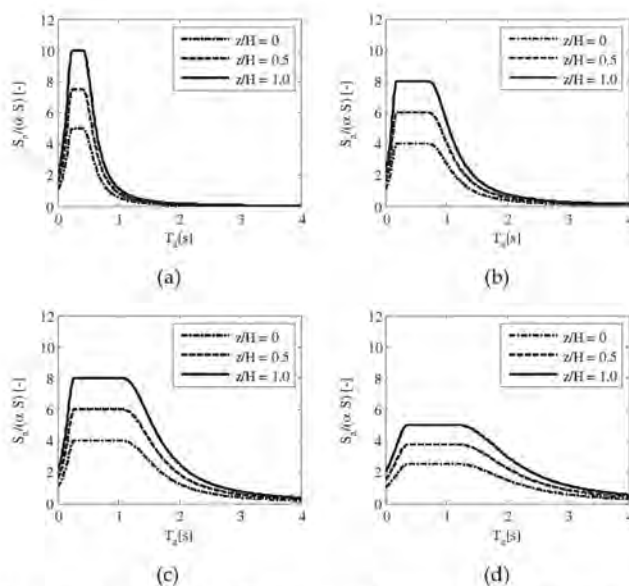


Figura C7.2.4 - Accelerazione massima, normalizzata rispetto ad αS , per i seguenti valori di T_1 : (a) $T_1 = 0,3$ s, (b) $T_1 = 0,6$ s, (c) $T_1 = 0,9$ s, (d) $T_1 = 1,2$ s.

L'approccio seguito per la determinazione degli effetti sugli elementi non strutturali del secondo gruppo può essere utilizzato anche per quelli del primo gruppo, a condizione che la risposta strutturale sia determinata attraverso un modello che includa sia la massa sia la rigidità degli elementi non strutturali. Ciò può rendersi necessario per quei modelli che non consentano la determinazione diretta della risposta dinamica degli elementi non strutturali.

C7.2.6 CRITERI DI MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E DELL' AZIONE SISMICA

Modellazione della struttura

Gli orizzontamenti devono essere dotati di opportuna rigidità e resistenza nel piano e essere collegati in maniera efficace alle membrature verticali che li sostengono, affinché possano assolvere la funzione di diaframma rigido ai fini della ripartizione delle forze orizzontali tra le membrature verticali stesse. Particolare attenzione va posta quando abbiano forma molto allungata o comunque non compatta; in quest'ultimo caso, occorre valutare se le aperture presenti, specie se localizzate in prossimità dei principali elementi resistenti verticali, non riducano significativamente la rigidità.

Gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano se, modellandone la deformabilità nel piano, le variazioni degli spostamenti di tutti i punti appartenenti al piano in esame non differiscono tra loro per più del 10%. Tale condizione può ritenersi generalmente soddisfatta nei casi specificati nelle NTC (v. § 7.2.6), salvo porre particolare attenzione quando gli orizzontamenti siano sostenuti da elementi strutturali verticali (per es. pareti) di notevole rigidità e resistenza.

Quando gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano, le masse e le inerzie rotazionali di ogni piano possono essere concentrate nel suo centro di gravità.

Ai fini di una corretta valutazione della risposta strutturale, la norma richiede che, nel rappresentare la rigidità flessionale e a taglio dei singoli elementi di muratura, calcestruzzo, acciaio-calcestruzzo, si tenga conto della fessurazione. La norma prevede che, in assenza di analisi specifiche, la rigidità degli elementi fessurati non sia assunta minore del 50% delle corrispondenti rigidità non fessurate. Valori minori possono essere assunti a fronte di specifiche valutazioni adeguatamente motivate.

La norma precisa che in ogni caso, nella valutazione della rigidità degli elementi fessurati, si debba tenere conto dello stato limite considerato⁶ e dell'influenza della sollecitazione assiale permanente.

⁶Il coefficiente di fessurazione allo SLD dipende dal fattore di comportamento q , in quanto quest'ultimo condiziona lo stato fessurativo che si riscontra in corrispondenza dei diversi stati limite considerati. Ad esempio, se si adotta per la progettazione allo SLV un fattore di comportamento q di notevole entità, è ragionevole ipotizzare che molti elementi possano essere plasticizzati e che gran parte di essi siano fessurati in maniera estesa; può accadere inoltre che, in corrispondenza di un'azione sismica minore (ad esempio quella corrispondente allo SLD), ci siano già plasticizzazioni ed estese fessurazioni. Se invece la struttura è stata progettata allo SLV per valori ridotti del fattore di comportamento q , è ragionevole ipotizzare che, per azioni sismiche minori quali quelle relative allo SLD, molti elementi siano ancora in campo elastico o siano fessurati in maniera limitata, tenuto sempre conto che la fessurazione si manifesta comunque anche per effetto dei soli carichi verticali. Per gli elementi di calcestruzzo armato la fessurazione degli elementi dipende dalla geometria, dai quantitativi di armatura e dallo stato di sollecitazione; pertanto, per tenerne correttamente conto, si dovrebbe ricorrere a un processo iterativo, che risulterebbe eccessivamente oneroso e, in ogni caso, affetto da numerose incertezze.

Per gli elementi in calcestruzzo armato si può, in maniera semplificata, adottare un coefficiente riduttivo della rigidezza denominato coefficiente di fessurazione α_r , da applicare sia alla rigidezza flessionale sia alla rigidezza a taglio di ciascun elemento. Tale coefficiente è espresso in funzione del carico assiale N e del fattore di comportamento q adottati per la progettazione allo SLV.

Nelle Figure C7.2.5 (a) e C7.2.5 (b), q rappresenta il fattore di comportamento, N lo sforzo normale dovuto ai soli carichi verticali nella combinazione sismica, A_c l'area della sezione, f_{cd} la resistenza a compressione del calcestruzzo.

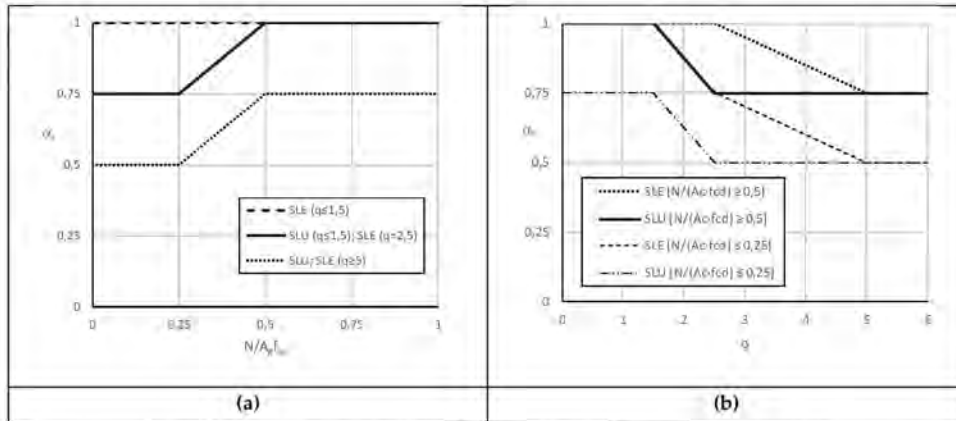


Figura C7.2.5 Dipendenza di α_r dal carico assiale N e dal fattore di comportamento q .

Modellazione dell'azione sismica

Per semplicità di analisi è possibile descrivere la variabilità spaziale del moto e l'aleatorietà dell'effettivo baricentro delle masse e delle rigidzze attraverso lo spostamento del centro di massa dalla sua posizione originaria nella direzione delle due componenti orizzontali e in ambo i versi. In alternativa è consentito (§7.3.3) applicare un momento torcente valutato a partire dalla risultante orizzontale della forza agente al piano, determinata come in § 7.3.3.2, moltiplicata per l'eccentricità accidentale² del baricentro delle masse rispetto alla sua posizione di calcolo, determinata come in § 7.2.6.

Nel valutare gli effetti dell'eccentricità accidentale, si dovranno considerare, ovviamente, gli effetti concomitanti delle due componenti dell'azione sismica, utilizzando le regole di combinazione indicate al § 7.3.5.

C7.3 METODI DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA

C7.3.1 ANALISI LINEARE O NON LINEARE

Quando nella progettazione allo SLV si adottano fattori di comportamento q elevati (mediamente superiori a 2,5), può accadere che le ordinate dello spettro SLD superino le corrispondenti ordinate dello spettro SLV.

Ciò implica, per le strutture in classe d'uso 1 e 2, per le quali allo SLD è richiesta dalle NTC la sola verifica in termini di rigidezza (RIG, si veda § 7.3.6) che gli elementi strutturali possano plasticizzarsi anche per eventi sismici relativamente frequenti, quali quelli corrispondenti allo SLD. In questo caso, se si vuole garantire l'assenza di danno strutturale allo SLD, è necessario effettuare, allo stesso SLD, anche la verifica in termini di resistenza (RES) oppure si può ridurre il fattore di comportamento da adottare nella progettazione allo SLV in modo tale da mantenere le ordinate dello spettro SLD al di sotto delle corrispondenti ordinate dello spettro SLV.

Il nuovo fattore di comportamento q' può essere ottenuto, per ciascuna direzione, dalla relazione C7.3.1:

$$q' = q_{ND} \cdot \frac{S_{e,SLV}(T_1)}{S_{e,SLD}(T_1)} \tag{C7.3.1}$$

Dove: q_{ND} è il fattore di comportamento non dissipativo definito dall'espressione [7.3.2] della norma; T_1 è il periodo del primo modo traslazionale nella direzione considerata; $S_{e,SLV}(T_1)$ e $S_{e,SLD}(T_1)$ sono, rispettivamente, la risposta spettrale elastica allo SLV e allo SLD, relative al periodo T_1 .

²Si specifica che l'eccentricità accidentale, oltre che per considerare le incertezze legate alla localizzazione delle masse, è una maniera indiretta per tener conto della variabilità spaziale del moto sismico. A rigore, infatti, si dovrebbe considerare una componente torsionale del trascinato sismico, sia nelle analisi statiche, sia nelle analisi dinamiche; tradizionalmente, invece, l'azione sismica viene descritta esclusivamente attraverso le due componenti traslazionali orizzontali del moto, cui va aggiunta, ove significativa, la componente verticale.

Gli effetti torsionali accidentali, sia nel caso di analisi lineare statica o dinamica e non lineare statica o dinamica, vengono considerati nel modo previsto al § 7.2.6 delle NTC.

C7.3.3 ANALISI LINEARE DINAMICA O STATICA

C7.3.3.1 ANALISI LINEARE DINAMICA⁸

C7.3.3.2 ANALISI LINEARE STATICA⁹

In letteratura e nei diversi documenti tecnici di riferimento esistono espressioni più o meno semplici per determinare, in maniera approssimata, il periodo del primo modo di vibrare della struttura, in ciascuna delle due direzioni principali.

L'equazione [7.3.6] della norma porta in conto, in maniera indiretta, l'effettiva rigidezza laterale della struttura e risulta, pertanto, più affidabile rispetto ad altre formulazioni più semplici, basate unicamente sul numero di piani o sull'altezza complessiva della costruzione, ma richiede necessariamente un modello di calcolo e un'analisi statica specifica.

Dipende dalle finalità dell'analisi il grado di approssimazione da conseguire nella determinazione del periodo T_1 , cui è legata la risposta spettrale e quindi l'entità delle forze statiche equivalenti. In via di prima approssimazione, si può utilizzare la seguente espressione semplificata:

$$T_1 = C_1 H^{3/4} \quad [C7.3.2]$$

dove H è l'altezza della costruzione, in metri, dal piano di fondazione e C_1 vale 0,085 per costruzioni con struttura a telaio di acciaio o di legno, 0,075 per costruzioni con struttura a telaio di calcestruzzo armato e 0,050 per costruzioni di muratura o per qualsiasi altro tipo di struttura.

⁸ L'analisi lineare dinamica, così come presentata nelle NTC, avviene in tre passi fondamentali:

- 1) determinazione dei modi di vibrare "naturali" della struttura (analisi modale);
- 2) calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentati dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- 3) combinazione degli effetti relativi a ciascun modo di vibrare per valutare la risposta complessiva.

L'analisi modale consiste nella soluzione delle equazioni del moto della struttura, considerata elastica, in condizioni di oscillazioni libere (assenza di forzante esterna) e nella individuazione di particolari configurazioni deformate che costituiscono i modi naturali di vibrare di una costruzione. Questi modi di vibrare sono una caratteristica propria della struttura, in quanto sono individuati in assenza di forzante, e sono caratterizzati da un periodo proprio di oscillazione T e da un fattore di smorzamento convenzionale ξ , nonché da una forma. Tranne che per casi particolari, quali ad esempio quelli di costruzioni dotate di sistemi di isolamento e di dissipazione, si assume che i modi di vibrare abbiano tutti lo stesso valore del fattore di smorzamento convenzionale ξ ossia $\xi = 5\%$. Qualunque configurazione deformata di una struttura (e lo stato di sollecitazione a tale deformata connesso), può essere ottenuta come combinazione di deformate elementari, ciascuna con la forma di un modo di vibrare. Ovviamente, in funzione dell'azione che agisce sulla costruzione, alcuni modi di vibrare avranno parte più significativa di altri nella descrizione della configurazione deformata. La massa partecipante di un modo di vibrare esprime la quota parte delle forze sismiche di trascinamento ad esso associate, da cui dipendono, unitamente alla corrispondente amplificazione, gli effetti che il singolo modo è in grado di descrivere. Per poter cogliere con sufficiente approssimazione gli effetti dell'azione sismica sulla costruzione, è opportuno considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%, trascurando solo i modi di vibrare meno significativi in termini di massa partecipante. L'utilizzo dello spettro di risposta consente di calcolare gli effetti massimi del terremoto sulla costruzione associati a ciascun modo di vibrare. Tuttavia, poiché durante il terremoto gli effetti massimi associati ad un modo di vibrare non si verificano generalmente nello stesso istante in cui sono massimi quelli associati ad un altro modo di vibrare, tali effetti non possono essere combinati tra di loro mediante una semplice somma ma con specifiche regole di combinazione, di natura probabilistica, che tengono conto di questo sfasamento temporale. La regola di combinazione imposta dalla norma è la regola di combinazione quadratica completa CQC (Complete Quadratic Combination): tale regola porta in conto anche l'eventuale correlazione tra i modi, attraverso il fattore ρ . Essa degenera nella più semplice regola SRSS (Square Root of Sum of Squares), valida nell'ipotesi in cui i contributi massimi dei singoli modi non siano correlati e non si verificano contemporaneamente. La SRSS può essere utilizzata, ove ritenuto necessario, come riferimento per il controllo dei risultati, tenendo presente che, in assenza di correlazione, la CQC degenera nella SRSS e che, in generale, quando il periodo di vibrazione di ciascun modo differisce di più del 10% da quello degli altri modi, le differenze tra le due regole diventano trascurabili.

⁹ L'analisi lineare statica consiste sostanzialmente in un'analisi lineare dinamica semplificata in cui:

- 1) invece di effettuare l'analisi dinamica della costruzione si assume per essa un modo di vibrare principale avente un periodo T_1 calcolato in maniera approssimata (utilizzando l'espressione [7.3.6] delle NTC) e spostamenti linearmente crescenti con l'altezza dal piano di fondazione, ai quali corrisponde la distribuzione di forze statiche data dall'espressione [7.3.7] delle NTC. A questo modo di vibrare si associa un'aliquota λ di massa partecipante pari a 0,85 se la costruzione ha almeno tre orizzontamenti e se $T_1 < 2T_c$, pari a 1,0 in tutti gli altri casi;
- 2) si calcolano gli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per il modo di vibrare principale considerato;
- 3) non si effettua alcuna combinazione degli effetti in quanto non si considerano altri modi di vibrare.

C7.3.4 ANALISI NON LINEARE DINAMICA O STATICA

C7.3.4.1 ANALISI NON LINEARE DINAMICA

Per eseguire analisi non lineari dinamiche occorre definire da un lato un modello della struttura che descriva opportunamente le fonti di non linearità significative, dall'altro le storie temporali di accelerazioni che descrivono il moto del terreno. Ciascuna storia temporale (accelerogramma) descrive una componente, orizzontale o verticale, dell'azione sismica; l'insieme delle tre componenti (due orizzontali, tra loro ortogonali, e una verticale) costituisce un gruppo di storie temporali del moto del terreno. Gli accelerogrammi possono essere artificiali, naturali o simulati e devono essere opportunamente selezionati e scalati, secondo quanto indicato nel § 3.2.3.6 e nel § C3.2.3.6.

Nelle analisi non lineari con integrazione al passo, un punto cruciale, oltre alla selezione degli accelerogrammi, è rappresentato dalla scelta delle direzioni di applicazione dell'input sismico rispetto alle direzioni principali della struttura.

A questo scopo, per gli accelerogrammi naturali, può essere utile proiettare ciascuna coppia di registrazioni lungo le direzioni principali del sisma, come indicato al § C3.2.3.6.

I modelli da utilizzare per effettuare analisi non lineari dinamiche devono rispettare i requisiti del § 7.2.6 delle NTC. In particolare essi devono consentire una corretta rappresentazione degli elementi strutturali in termini di rigidità, resistenza, e di comportamento post-elastico, dovendo rappresentare correttamente la capacità dissipativa per isteresi e i possibili fenomeni di degrado associati alle deformazioni cicliche. Un punto cruciale, nelle analisi non lineari dinamiche, è rappresentato dalla adeguata definizione della matrice di smorzamento.

La norma richiede espressamente il confronto tra i risultati dell'analisi dinamica non lineare e quelli dell'analisi modale con spettro di progetto, in termini di sollecitazioni globali alla base della struttura. Tale confronto deve fornire risultati coerenti, in generale spiegabili attraverso il fattore di comportamento α , in caso contrario, attraverso l'interpretazione della risposta della struttura e dei meccanismi inelastici evidenziati dalle analisi non lineari.

C7.3.4.2 ANALISI NON LINEARE STATICA

L'analisi non lineare statica consente di determinare la curva di capacità della struttura, espressa dalla relazione F_b-d_b , in cui F_b è il taglio alla base e d_b lo spostamento di un punto di controllo, che per gli edifici è in genere rappresentato dal centro di massa dell'ultimo orizzontamento. Per ogni stato limite considerato, il confronto tra la curva di capacità e la domanda di spostamento consente di determinare il livello di prestazione raggiunto. A tal fine, abitualmente, si associa al sistema strutturale reale un sistema strutturale equivalente a un grado di libertà.

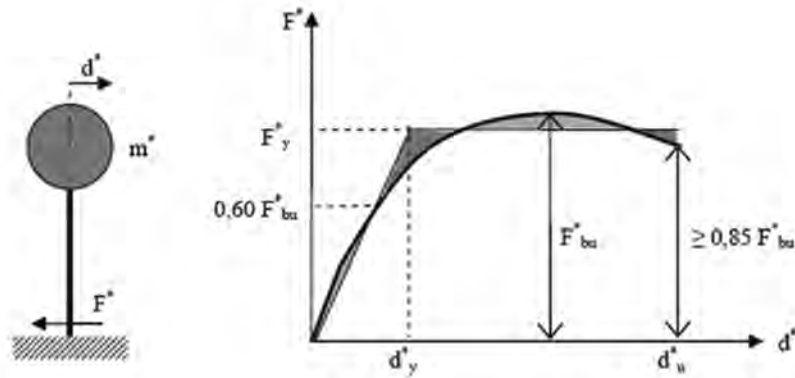


Figura C7.3.1 – Sistema e diagramma bilineare equivalente

La forza F^* e lo spostamento d^* del sistema equivalente sono legati alle corrispondenti grandezze F_b e d_b del sistema reale dalle relazioni:

$$F^* = F_b / \Gamma \quad [C7.3.3]$$

$$d^* = d_b / \Gamma \quad [C7.3.4]$$

dove Γ è il "fattore di partecipazione modale" definito dalla relazione:

$$\Gamma = \frac{\phi^T M \tau}{\phi^T M \phi} \quad [C7.3.5]$$

Il vettore τ è il vettore di trascinamento corrispondente alla direzione del sisma considerata; il vettore ϕ è il modo di vibrare fondamentale del sistema reale normalizzato ponendo $d_c = 1$; la matrice M è la matrice di massa del sistema reale.

Ai fini operativi, per poter determinare in forma chiusa l'energia dissipata dal sistema e, quindi, lo smorzamento equivalente, alla curva di capacità del sistema equivalente è utile sostituire una curva bilineare. Le tecniche di bilinearizzazione si basano usualmente su principi di equivalenza energetica, imponendo che le aree sottese dalla curva bilineare e dalla curva F^*-d^* siano uguali.

Per la valutazione del punto di prestazione (PP) della struttura è possibile seguire uno dei seguenti metodi:

- **Metodo A**, basato sull'individuazione della domanda anelastica attraverso il principio di uguali spostamenti o uguale energia.
- **Metodo B**, basato sulla costruzione di uno spettro di capacità.

Metodo A

Alla curva di capacità del sistema equivalente si sostituisce una curva bilineare avente un primo tratto elastico ed un secondo tratto perfettamente plastico (si veda Figura C7.3.1). Detta F_{bu} la resistenza massima del sistema strutturale reale ed $F_{bu}^* = F_{bu}/\Gamma$ la resistenza massima del sistema equivalente, il tratto elastico si individua imponendone il passaggio per il punto $0.6F_{bu}^*$ della curva di capacità del sistema equivalente, la forza di plasticizzazione F_y^* si individua imponendo l'uguaglianza delle aree sottese dalla curva bilineare e dalla curva di capacità per lo spostamento massimo d_{i1}^* corrispondente ad una riduzione di resistenza $\leq 0.15F_{bu}^*$.

Il periodo elastico del sistema bilineare è dato dall'espressione:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}} \quad [C7.3.6]$$

dove $m^* = \Phi M \tau$ e k^* è la rigidezza del tratto elastico della bilineare.

Nel caso in cui $T \geq T_c$ la domanda in spostamento per il sistema anelastico è assunta uguale a quella di un sistema elastico di pari periodo (v. § 3.2.3.2.3 delle NTC e Figura C7.3.2a):

$$d_{max}^* = d_{e,max}^* = S_{De}(T^*) \quad [C7.3.7]$$

Nel caso in cui $T < T_c$ la domanda in spostamento per il sistema anelastico è maggiore di quella di un sistema elastico di pari periodo (v. Figura C7.3.2b) e si ottiene da quest'ultima mediante l'espressione:

$$d_{max}^* = \frac{d_{e,max}^*}{q} \left[1 + (q^* - 1) \frac{T_c}{T^*} \right] \geq d_{e,max}^* \quad [C7.3.8]$$

dove $q^* = S_e(T^*)m^*/F_y^*$ è il rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente.

Se risulta $q^* \leq 1$ allora si ha $d_{max}^* = d_{e,max}^*$.

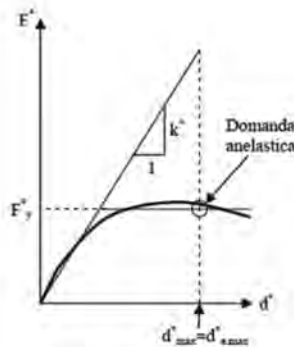


Figura C7.3.2a – Spostamento di riferimento per $T \geq T_c$

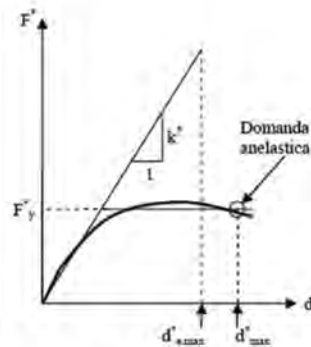


Figura C7.3.2b – Spostamento di riferimento per $T < T_c$

Metodo B

In questo metodo il punto di prestazione e lo spostamento atteso per un dato livello di azione sono valutati attraverso un processo iterativo.

Si converte lo spettro di domanda nel relativo spettro sul piano ADRS, in cui le accelerazioni spettrali S_e sono rappresentate in funzione degli spostamenti spettrali S_{De} , ottenuti attraverso l'espressione [3.2.10] delle NTC.

Si effettua una prima stima del punto di prestazione ipotizzando, generalmente, che lo spostamento d_{max}^* sia pari a quello di una struttura elastica avente la stessa rigidezza iniziale della struttura analizzata:

$$d_{max}^{*(0)} = d_e \quad [C7.3.9]$$

Stimato il punto di prestazione (F_{max}^*, d_{max}^*) sulla curva di capacità del sistema equivalente F^*-d^* , ad essa si sostituisce una curva bilineare equivalente, in termini energetici, ottenuta adottando un primo tratto con pendenza pari alla rigidezza iniziale della struttura ed identificando la forza F_y^* e la pendenza del tratto $F_y^*-d_{max}^*$ imponendo l'uguaglianza dell'area sottesa dalle due curve, come mostrato in Figura C7.3.3. Per rappresentare la curva bilineare F^*-d^* sul piano ADRS, occorre dividere le forze per m^* .

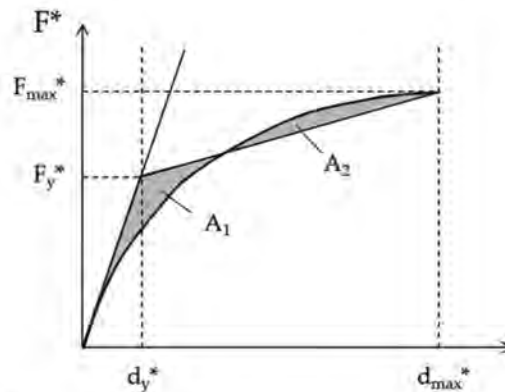


Figura C7.3.3- Bilinearizzazione equivalente

A partire dalla curva bilinearizzata così definita, si calcola lo smorzamento viscoso equivalente associato, espresso in percentuale, attraverso la [C7.3.10]:

$$\xi_{eq}^{(1)} = k \frac{63.7 (F_y^{*(0)} d_{max}^{*(0)} - F_{max}^{*(0)} d_y^{*(0)})}{F_{max}^{*(0)} d_{max}^{*(0)}} + 5 \quad [C7.3.10]$$

dove il coefficiente k tiene conto delle capacità dissipative della struttura ed in particolare delle caratteristiche del ciclo di isteresi.

Indicativamente, si possono assumere i seguenti valori, a seconda della differente tipologia strutturale:

- strutture a elevata capacità dissipativa (caratterizzate da cicli di isteresi stabili e ragionevolmente ampi): $k=1$;
- strutture a moderata capacità dissipativa (caratterizzate da cicli di isteresi con moderata riduzione dell'area): $k=0,66$;
- strutture a bassa capacità dissipativa (caratterizzate da cicli di isteresi con pinching elevato e da una sostanziale riduzione dell'area): $k=0,33$;
- strutture dotate di appositi dispositivi di dissipazione: va valutata l'energia dissipata complessivamente, attribuendo alla struttura e al sistema di dissipazione il valore di k corrispondente all'effettiva capacità di dissipazione.

Grazie al coefficiente ξ_{eq} così calcolato si abbatte, utilizzando l'espressione [3.2.4] delle NTC, lo spettro di domanda.

L'intersezione, sul piano ADRS, fra lo spettro di domanda abbattuto e la curva di capacità del sistema equivalente fornisce il nuovo punto di prestazione, come mostrato in Figura C7.3.4; se esso è caratterizzato da uno spostamento $d_{max}^{*(1)}$ ragionevolmente prossimo a quello stimato in partenza $d_{max}^{*(0)}$, la procedura iterativa ha termine e si ha la soluzione.

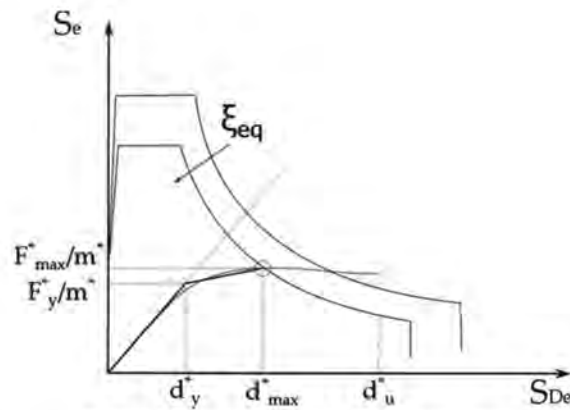


Figura C7.3.4- Individuazione del Punto di prestazione

La procedura, iterativa, è ripetuta fino a convergenza della soluzione, entro la tolleranza stabilita, secondo lo schema di Figura C7.3.5.

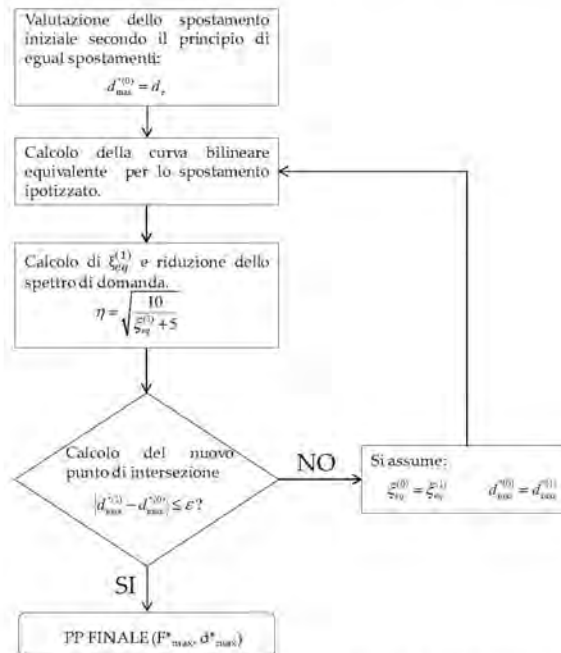


Figura C7.3.5- Diagramma di flusso per la procedura iterativa di ricerca del punto di prestazione

Una volta trovata la domanda in spostamento, d_{max}^* , per lo stato limite in esame si verifica la compatibilità degli spostamenti, per gli elementi/meccanismi duttili, e delle resistenze, per gli elementi/meccanismi fragili.

L'analisi non lineare statica, condotta nei modi previsti dalle NTC, può sottostimare significativamente le deformazioni sui lati più rigidi e resistenti di strutture flessibili torsionalmente, cioè strutture in cui il modo di vibrare torsionale abbia un periodo superiore ad almeno uno dei modi di vibrare principali traslazionali. Per tener conto di questo effetto, tra le distribuzioni secondarie delle forze occorre scegliere la distribuzione adattiva.

Per ciascuna direzione, devono essere eseguite due analisi distinte, applicando l'azione sismica in entrambi i possibili versi e considerando gli effetti più sfavorevoli derivanti da ciascuna delle due analisi.

C7.3.5 RISPOSTA ALLE DIVERSE COMPONENTI DELL'AZIONE SISMICA ED ALLA VARIABILITÀ SPAZIALE DEL MOTO

Nel caso di analisi statiche non lineari è possibile applicare separatamente ciascuna delle due componenti orizzontali (insieme a quella verticale ove necessario ed agli spostamenti relativi prodotti della variabilità spaziale del moto ove necessario), riconducendo quindi la valutazione unitaria degli effetti massimi ai valori più sfavorevoli così ottenuti.

Quando la variabilità spaziale del moto può avere effetti significativi sulla risposta strutturale essa deve essere considerata.

In generale l'effetto principale della variabilità è dovuto ai notevoli spostamenti relativi che essa genera alla base delle strutture, mentre la risposta dinamica risulta inferiore a quella ottenuta con moto sincrono. In questi casi risulta pertanto cautelativa la valutazione della risposta sovrapponendo l'effetto della distorsione degli appoggi a terra alla risposta all'azione sincrona, come indicato al punto 3.2.4.

Qualora si utilizzi l'analisi non lineare si potranno cautelativamente imporre le distorsioni alla base ed effettuare l'analisi dinamica sincrona.

In alternativa è possibile imporre alla base della costruzione serie temporali del moto sismico differenziate ma coerenti tra loro, in accordo con le caratteristiche dei siti ove sono situati i punti di appoggio della costruzione.

Quest'ultimo criterio, apparentemente più rigoroso, presentando difficoltà operative nella effettiva definizione delle storie temporali, richiede una notevole cautela da parte del progettista.

In ogni caso si deve considerare anche la risposta al moto sincrono.

C7.3.6 RISPETTO DEI REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE

In generale, la progettazione ha un'articolazione di tipo multi-prestazionale e multi-strategico. I diversi livelli prestazionali sono associati ai diversi stati limite, mentre le diverse strategie sono associate alla destinazione d'uso della costruzione.

La Tab. 7.3.III della norma sintetizza le diverse verifiche da eseguire per le costruzioni a comportamento dissipativo; nella Tabella C7.3.I, si esplicitano con maggiore dettaglio le verifiche riportate nella Tabella 7.3.III della norma, fornendo anche una descrizione sintetica della prestazione associata a ciascuno stato limite e indicando, per ogni elemento costruttivo, il riferimento al paragrafo della norma a cui si riferisce ciascuna delle verifiche.

La tabella C7.3.I fornisce, per ciascuno Stato Limite e per ciascun tipo di elemento (strutturale, non strutturale o impianto), la descrizione delle prestazioni in termini di danno, capacità ultima (resistenza o duttilità) o funzionamento; essa indica, inoltre, il tipo di verifica, in termini di confronto tra capacità e domanda, e il tipo di elemento su cui la verifica deve essere eseguita, per soddisfare il requisito prestazionale dato.

Tabella C7.3.I - Stati Limite di elementi strutturali primari, elementi non strutturali e impianti: descrizione delle prestazioni e corrispondenti verifiche

STATI LIMITE		Descrizione della prestazione		ST			NS	IM		Classe d'uso			
				RIG	RES	DUT (SPO)	STA	FUN	STA	I	II	III IV	
SLE	SLO	NS	Limitazione del danno degli elementi non strutturali, o delle pareti per le costruzioni di muratura	§ 7.3.6.1								x	
		ST											
	IM	Funzionamento degli impianti					§ 7.3.6.3					x	
	SLD	ST	Controllo del danno degli elementi strutturali		§ 7.3.1								x
NS ST		Controllo del danno degli elementi non strutturali, o delle pareti per le costruzioni di muratura	§ 7.3.6.1							x	x		
SLU	SLV	ST	Livello di danno degli elementi strutturali coerente con il fattore di comportamento adottato, assenza di rotture fragili e meccanismi locali/globali instabili		§ 7.3.6.1						x	x	x
		NS	Assenza di crolli degli elementi non strutturali pericolosi per l'incolumità, pur in presenza di danni diffusi				§ 7.3.6.3					x	x
		IM	Capacità ultima degli impianti e dei collegamenti						§ 7.3.6.3			x	x

SLC	ST	Margine di sicurezza sufficiente per azioni verticali ed esiguo per azioni orizzontali			§ 7.3.6.1 (DUT)					x	x
	ST	Capacità di spostamento dei dispositivi nelle costruzioni con isolamento sismico			§ 7.10.6.2.2 (SPO)					x	x

C7.3.6.1 ELEMENTI STRUTTURALI (ST)

Nelle verifiche di cui al § 7.3.6.1, nel caso di analisi lineari (§7.3.3.) si assume $d_r = d_{el}$.¹⁰

In merito alle "Verifiche di Rigidezza (RIG)", per le tamponature duttili di cui al punto a) e per le tamponature di cui al punto b), va verificato sperimentalmente che il raggiungimento dei rispettivi limiti di interpiano 0,0075h e 0,0100h siano ottenuti sulla parte ascendente della curva di comportamento Forza-Spostamento relativo, oppure sul ramo discendente verificando però che la perdita di resistenza sia inferiore al 10% del massimo. Inoltre, durante la prova non si dovranno riscontrare significativi danneggiamenti sugli elementi.

Per tamponature duttili si intendono elementi non strutturali che sviluppano un comportamento plastico o incrudente al di là del limite elastico e deformazioni significativamente maggiori delle deformazioni al limite elastico.

C7.3.6.2 ELEMENTI NON STRUTTURALI (NS)

Il controllo del danno negli elementi non strutturali si effettua, in maniera indiretta, intervenendo sulla rigidezza degli elementi strutturali al fine di contenere gli spostamenti di interpiano, come indicato al § 7.3.6.1. Devono essere eseguite invece verifiche dirette in termini di stabilità. La prestazione, consistente nell'evitare la possibile espulsione delle tamponature sotto l'azione della F_{vs} , si può ritenere conseguita con l'inserimento di leggere reti da intonaco sui due lati della muratura, collegate tra loro ed alle strutture circostanti a distanza non superiore a 500 mm sia in direzione orizzontale sia in direzione verticale, ovvero con l'inserimento di elementi di armatura orizzontale nei letti di malta, a distanza non superiore a 500 mm. La domanda sismica F_s si determina secondo le indicazioni del § 7.2.3 della norma e del § C7.2.3.

C7.4 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO

Per le costruzioni di struttura di calcestruzzo la norma contiene disposizioni specifiche a seconda del comportamento strutturale prescelto.

Nel caso di *comportamento strutturale non dissipativo* si fa riferimento unicamente al § 4.1 delle NTC, senza nessun requisito aggiuntivo, a condizione che gli elementi strutturali siano progettati per rimanere in campo sostanzialmente elastico.

Nel caso di *comportamento strutturale dissipativo*, i principi e i criteri della progettazione in capacità si applicano, in maniera estesa, alla progettazione di tutti gli elementi strutturali, poiché contribuiscono alla realizzazione di meccanismi ciclici inelastici dissipativi e globalmente stabili.

Nell'ottica del perseguimento di un comportamento duttile, affidato a plasticizzazioni diffuse nelle zone a tal fine individuate (zone dissipative) la norma dà particolare risalto, per le costruzioni di calcestruzzo, al confinamento. È noto, infatti, che il confinamento migliora il comportamento del calcestruzzo in termini sia di resistenza, sia di duttilità. A questo scopo, al § 4.1.2.1.2, la norma fornisce un legame costitutivo parabola-rettangolo in grado di descrivere il comportamento del calcestruzzo confinato da armature trasversali. Tale legame può essere utilizzato, con riferimento al solo nucleo confinato, per il calcolo della capacità della sezione, in termini di resistenza e di duttilità.

Per garantire un comportamento globalmente duttile, anche in considerazione dell'esigenza di contenere i fenomeni di degrado oligociclico e riduzione di rigidezza nelle zone dissipative, le verifiche di duttilità sono espressamente richieste nelle zone dissipative, sia degli elementi primari, sia degli elementi secondari.

Un particolare riguardo è richiesto per le verifiche di duttilità nelle zone allo spiccato delle fondazioni di tutti i pilastri primari. Per questi elementi, la norma fornisce, in alternativa alle verifiche specifiche, anche delle espressioni semplificate per il calcolo delle armature trasversali in funzione della domanda di duttilità.

¹⁰Le verifiche sugli elementi strutturali si eseguono in termini di:

- rigidezza, per contenere le deformazioni indotte dal sisma e conseguentemente i danni sugli elementi non strutturali;
- resistenza, per soddisfare la domanda allo SLV, in condizioni ultime o sostanzialmente elastiche, a seconda che si faccia riferimento a un comportamento strutturale dissipativo o non dissipativo;
- duttilità, per garantire alla struttura la capacità di sostenere la domanda di spostamento allo SLC.

Relativamente all'ultimo dei tre punti sopra elencati, per le strutture a telaio o a pareti, oltre ai dettagli costruttivi, sono previste specifiche verifiche di duttilità che riguardano gli elementi verticali primari allo spiccato delle fondazioni e per tutte le zone dissipative degli elementi strutturali secondari.

In generale, per tutti gli elementi strutturali, la norma fornisce dettagli costruttivi finalizzati a garantire il comportamento desiderato a livello sia locale sia globale.

C7.4.2 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

C7.4.2.1 CONGLOMERATO

Si consente l'impiego di calcestruzzi con aggregati leggeri purché di sufficiente resistenza.

C7.4.3 TIPOLOGIE STRUTTURALI E FATTORI DI COMPORTAMENTO

C7.4.3.1 TIPOLOGIE STRUTTURALI

La norma identifica le tipologie strutturali, classificandole essenzialmente in base alla tipologia delle strutture verticali che contribuiscono maggiormente alla resistenza laterale. Ciò significa che l'individuazione della tipologia è possibile, a rigore, solo a progettazione avvenuta e, considerato che i fattori di comportamento e dunque l'azione sismica di progetto dipendono proprio dalla tipologia, il processo dovrebbe essere di necessità iterativo.

In realtà, almeno in prima battuta, per l'individuazione della tipologia strutturale, si può valutare la percentuale del taglio totale al piede agente su ciascun tipo di struttura verticale sismoresistente (telaio, parete, ecc.) a partire dalle rigidità relative, quindi in base alla ripartizione delle sollecitazioni ottenuta attraverso un modello elastico. Sarebbe pertanto opportuno verificare, almeno a fine progettazione, la ripartizione delle resistenze rispetto alla resistenza a taglio totale, o comunque tenere debitamente conto delle eventuali incertezze nell'individuazione della tipologia strutturale ai fini della determinazione del fattore di comportamento.

Le strutture dotate di rigidità e/o resistenza torsionale basse sono deformabili torsionalmente; per tali tipologie strutturali occorre evitare o limitare, quanto più possibile, le eccentricità tra il centro di massa e il centro di rigidità, in quanto l'attivazione di modi di vibrare torsionali può provocare amplificazioni significative degli effetti legati all'azione sismica. Qualora non si riesca, modificando opportunamente la geometria e la disposizione degli elementi strutturali, a ridurre la significatività dei modi torsionali, la norma tende a penalizzare la struttura, particolarmente nei telai perimetrali, per tener conto dell'incremento della domanda di duttilità dovuta alla torsione d'insieme.

Da un punto di vista operativo, ciò si traduce in una riduzione significativa del fattore di comportamento e nel conseguente incremento dell'azione sismica di progetto. Secondo quanto prescritto al § 7.4.3.1, le strutture deformabili torsionalmente sono tipologie strutturali la cui rigidità torsionale non soddisfa ad ogni piano la condizione $r^2/l^2 > 1$.

Il parametro r è il raggio torsionale, che può essere così calcolato:

$$r = \sqrt{\frac{K_\theta}{K}} \quad [C7.4.1]$$

dove:

K_θ è la rigidità torsionale di piano rispetto al centro di rigidità;

K è la maggiore tra le rigidità di piano.

Per la determinazione della rigidità torsionale e flessionale di piano occorre considerare tutti gli elementi strutturali primari.

Il parametro l è il raggio di inerzia delle masse, che è pari alla radice quadrata del rapporto tra il momento di inerzia polare della massa del piano, rispetto ad un asse verticale passante per il centro di massa, e la massa del piano stesso. Nel caso di pianta rettangolare e distribuzione uniforme delle masse, è valida la formulazione semplificata proposta dalla norma al § 7.4.3.1; tale espressione può essere estesa a tutte le strutture che rispettano i requisiti di regolarità in pianta, considerando L e B come le dimensioni medie dell'ingombro lungo le due direzioni principali.

Alternativamente l'individuazione delle strutture deformabili torsionalmente può essere effettuata valutando il rapporto Ω tra i periodi dei modi di vibrare:

$$\Omega = \frac{T}{T_\theta} \quad [C7.4.2]$$

dove:

T Periodo traslazionale disaccoppiato;

T_θ Periodo torsionale disaccoppiato.

Se Ω è maggiore di 1 la risposta è principalmente traslazionale, se inferiore ad 1 la risposta è dominata da un comportamento torsionale, dunque la struttura viene classificata come deformabile torsionalmente.

C7.4.4 DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI PRIMARI E SECONDARI

L'analisi delle sollecitazioni è effettuata con riferimento alla combinazione sismica delle azioni specificata al § 2.5.3 delle NTC ed alla combinazione delle componenti orizzontali e verticali del sisma specificata al § 7.3.5 delle NTC (espressione [7.3.10]). Le verifiche di resistenza degli elementi strutturali si effettuano come indicato al § 4.1.2 delle NTC, dove si assumono, per tener conto del degrado ciclico dei materiali, gli stessi coefficienti parziali γ_c e γ_s delle condizioni non sismiche.

Le verifiche di duttilità previste al § 7.4.4 delle NTC si intendono implicitamente soddisfatte se si seguono le regole per i materiali, i dettagli costruttivi e la progettazione in capacità indicate al § 7.4 delle NTC per le diverse tipologie ed elementi strutturali.

Nella valutazione della duttilità di curvatura per le verifiche di duttilità nelle zone dissipative, il contributo in termini di resistenza e di duttilità dovuto al confinamento del calcestruzzo va considerato utilizzando modelli adeguati, così come specificato al Capitolo 4 delle NTC. A tal fine, la sola parte di calcestruzzo contenuta all'interno delle armature che garantiscono il confinamento può essere considerata efficacemente confinata.

In condizioni sismiche, quando nell'elemento si formano cerniere duttili occorre assicurare che la riduzione di resistenza a taglio, legata alla domanda di duttilità in condizioni cicliche, non attivi un meccanismo combinato di taglio-flessione.

Tale verifica deve essere eseguita almeno nelle zone dissipative degli elementi in cui sono attese con maggiore probabilità le plasticizzazioni, ovvero le sezioni di estremità delle travi, dei pilastri secondari e le sezioni allo spiccato dei pilastri primari e delle pareti.

Si deve verificare che la capacità a taglio nell'elemento sia maggiore della corrispondente domanda valutata in base ai criteri della progettazione in capacità, con i fattori di sovrarresistenza specifici per la classe di duttilità scelta.

La capacità a taglio in condizioni cicliche, in funzione della domanda di duttilità, può essere determinata come indicato nei successivi paragrafi. Ciò comporta l'esecuzione di una ulteriore verifica a taglio, per garantire il raggiungimento della duttilità di rotazione delle zone dissipative senza che si attivi un meccanismo a taglio. Il quantitativo di armatura trasversale nelle zone dissipative sarà, pertanto, pari al valore massimo tra l'armatura trasversale a taglio, considerando il degrado ciclico di resistenza, e l'armatura trasversale per il confinamento, necessaria a conseguire una duttilità di curvatura maggiore di quella richiesta, coerentemente con il fattore di comportamento adottato.

C7.4.4.1 TRAVI

C7.4.4.1.1 Verifiche di resistenza (RES)

Taglio

Per il calcolo della domanda a taglio sulla trave, si può far riferimento allo schema di Figura C7.4.1, dove è rappresentato sia il caso di plasticizzazione delle sezioni di estremità delle travi (quando la somma dei momenti resistenti delle sezioni di estremità delle travi convergenti nel nodo è inferiore alla somma dei momenti resistenti delle sezioni di estremità dei pilastri convergenti nel medesimo nodo) sia il caso di plasticizzazione dei pilastri (quando la somma dei momenti resistenti delle sezioni di estremità delle travi convergenti nel nodo è superiore alla somma dei momenti resistenti delle sezioni di estremità dei pilastri convergenti nel medesimo nodo).

Si precisa che quest'ultima condizione potrebbe presentarsi in differenti situazioni, in accordo con i principi di progettazione in capacità e con le prescrizioni definite nel Capitolo 7 delle NTC, ad esempio in corrispondenza di pilastri trattati come elementi secondari oppure quando le travi appartengono all'ultimo orizzontamento.

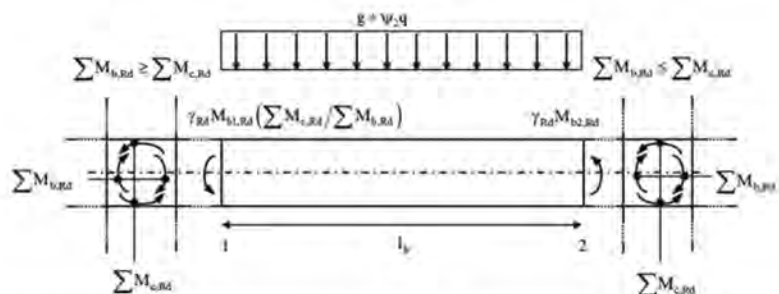


Figura C7.4.1 – Equilibrio dei momenti per il calcolo delle sollecitazioni di taglio di progetto $V_{E,nelle}$ travi.

C7.4.4.1.2 Verifiche di duttilità (DUT)

Le verifiche di duttilità devono essere eseguite secondo quanto specificato al Capitolo 4 delle NTC.

C7.4.4.2 PILASTRI

C7.4.4.2.1 Verifiche di resistenza (RES)

La progettazione in capacità dei pilastri prevede, basandosi su considerazioni di equilibrio, che la somma dei momenti resistenti delle sezioni di estremità dei pilastri convergenti in un nodo sia maggiore della somma dei momenti resistenti delle sezioni di estremità delle travi convergenti nello stesso nodo, moltiplicati per un fattore di sovrarresistenza.

Dal punto di vista applicativo, per determinare le sollecitazioni di progetto in ciascuna sezione dei pilastri all'interfaccia col pannello nodale, si può ipotizzare che il rapporto fra i momenti flettenti nelle due sezioni considerate si mantenga invariato a seguito delle plasticizzazioni nelle travi; in tale ipotesi, il coefficiente moltiplicativo α da applicare ai momenti flettenti sui pilastri derivanti dall'analisi elastica vale:

$$\alpha = \frac{\gamma_{Rd} \sum M_{b,Rd}}{\sum M_{c,Ed}} \quad [C7.4.3]$$

con $M_{b,Rd}$ momento resistente della generica trave convergente nel nodo e $M_{c,Ed}$ momento di calcolo del generico pilastro convergente nel nodo; le sommatorie sono estese a tutte le travi e i pilastri concorrenti nel nodo. Se i momenti di calcolo nei due pilastri concorrenti al nodo sono discordi vale quanto detto al § 7.4.4.2.1 e descritto in Fig. 7.4.2 delle NTC, dunque al denominatore della [C7.4.3] va il solo valore maggiore, mentre il minore va sommato ai momenti resistenti delle travi.

È opportuno sottolineare che l'utilizzo della formula [C7.4.3] rappresenta solo uno dei possibili modi per arrivare al rispetto della formula [7.4.4] delle NTC, unica condizione di norma da rispettare per proteggere i pilastri dalla plasticizzazione anticipata riducendo, in ossequio ai principi della progettazione in capacità, la domanda di duttilità su di essi. In questo caso, a parte le incertezze portate in conto attraverso il fattore di sovrarresistenza, la progettazione in capacità non è in grado di impedire plasticizzazioni, seppur limitate, in alcuni pilastri.

Nella realtà, infatti, a causa della variazione delle rigidzze relative fra gli elementi strutturali, quando la struttura entra in campo inelastico varia la distribuzione delle caratteristiche della sollecitazione all'interno della struttura. Può pertanto accadere che, pur mantenendosi inalterato l'equilibrio al nodo, una volta raggiunta la plasticizzazione nelle sezioni delle travi possa modificarsi, all'interfaccia del pannello nodale, il rapporto fra i momenti nelle sezioni dei pilastri convergenti nel medesimo nodo ovvero, in pratica, che uno dei due momenti dei pilastri possa crescere, potenzialmente fino alla plasticizzazione, e l'altro decrescere.

Pertanto non è escluso che, pur avendo utilizzato le regole della progettazione in capacità, si possano verificare delle plasticizzazioni nelle zone di estremità di qualche pilastro. D'altra parte, scopo della progettazione in capacità è limitare il più possibile tale eventualità e, soprattutto, escludere la formazione di meccanismi globalmente instabili, quali ad esempio quelli che possono determinarsi a causa della plasticizzazione contemporanea, alla base ed in testa, di tutti i pilastri di uno stesso livello (meccanismi di piano).

Per i motivi detti, nelle zone dissipative di tutti i pilastri primari la norma aggiunge, all'utilizzo della progettazione in capacità, l'applicazione di specifici accorgimenti per la duttilità. Un riguardo maggiore è dato alle zone dissipative allo spiccato dei pilastri primari, che devono necessariamente plasticizzarsi affinché si possa formare il meccanismo globale desiderato, cioè quello che prevede la contemporanea plasticizzazione delle sezioni di estremità delle travi a tutti i livelli.

Nella progettazione dei pilastri la norma prevede un approccio semplificato consentendo, per ciascuna direzione di applicazione del sisma, una verifica a presso-flessione retta purché la corrispondente capacità a flessione del pilastro venga considerata ridotta del 30%.

Le sollecitazioni della domanda si riferiscono alle due combinazioni sismiche con direzioni prevalenti alternate, secondo le regole di combinazione direzionale illustrate al § 7.3.5 delle NTC. Quando si applica la progettazione in capacità, per ottenere la domanda a pressoflessione deviata su ciascuna sezione dei pilastri, si può procedere nel modo seguente.

Per ciascuna combinazione direzionale, si determinano i rapporti tra i momenti flettenti lungo le direzioni principali della sezione considerata. Per ogni direzione principale della sezione, individuata la combinazione che massimizza la relativa componente di momento flettente, se ne incrementa il valore applicando le regole della progettazione in capacità, a partire dalla capacità delle travi convergenti nel nodo disposte lungo la direzione considerata. Si incrementa poi il momento nell'altra direzione, rispetto a quello ottenuto dall'analisi, in modo da mantenere invariato il rapporto tra le componenti. Si procede in analogia, massimizzando il momento lungo l'altra direzione principale della sezione. A partire dalla domanda a pressoflessione deviata nelle diverse combinazioni, associata ai corrispondenti valori del carico assiale, si eseguono le verifiche di resistenza.

Taglio

Nella valutazione del taglio di calcolo attraverso la formula [7.4.5] delle NTC, $M_{i,d}$ rappresenta la massima azione flettente trasmessa al pilastro, ove si tiene conto che le cerniere plastiche devono formarsi nelle zone estremali delle travi convergenti al nodo oppure (qualora si formino prima) nelle zone di estremità dei pilastri, come illustrato in Figura C7.4.2.

L'utilizzo della [7.4.5] consente di individuare il massimo taglio agente sul pilastro nell'ipotesi che le sequenze di plasticizzazione siano coerenti col meccanismo globale ipotizzato; nella valutazione del taglio di calcolo mediante l'espressione [7.4.5], la lunghezza del pilastro l_p è da valutarsi escludendo l'ingombro delle travi in esso confluenti.

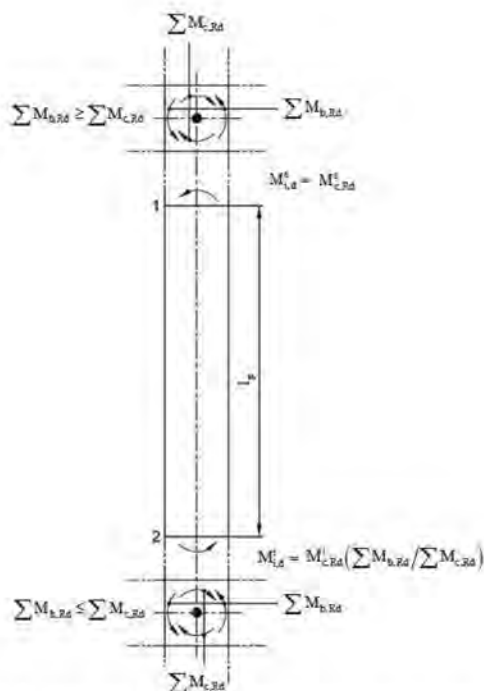


Figura C7.4.2 – Equilibrio dei momenti per il calcolo delle sollecitazioni di taglio di progetto V_{Ed} nei pilastri.

C7.4.4.2 Verifiche di duttilità (DUT)

Le verifiche di duttilità devono essere eseguite secondo quanto specificato al Capitolo 4 delle NTC. Per le zone dissipative allo spiccato dei pilastri primari e per le zone dissipative di tutti i pilastri secondari, al § 7.4.6.2.2 le NTC forniscono, in alternativa alle verifiche di duttilità, i quantitativi di armatura trasversale minimi in funzione della domanda di duttilità.

C7.4.4.3 NODI TRAVE-PILASTRO

Il progetto dei nodi è essenziale, indipendentemente dal comportamento strutturale prescelto, perché la sollecitazione da taglio all'interno del pannello nodale (la zona di intersezione tra travi e pilastri) è decisamente più elevata dell'analoga sollecitazione nei pilastri. Lo stato tensionale all'interno del pannello nodale dipende, oltre che dalla geometria e dalle sollecitazioni derivanti dal calcolo elastico, dai quantitativi di armatura delle travi. Infatti gli sforzi di taglio all'interno del pannello nodale non possono essere determinati direttamente dal modello di calcolo ma richiedono specifiche analisi per determinare la trasmissione degli sforzi all'interno della zona diffusiva. È pertanto indispensabile, se si vogliono evitare rotture da taglio del nodo, ricorrere ai criteri della progettazione in capacità, in questo caso non legata al conseguimento di un comportamento duttile, ma indispensabile per il progetto della resistenza del pannello nodale, che deve garantire il trasferimento delle sollecitazioni tra gli elementi in esso convergenti.

C7.4.4.3.1 Verifiche di resistenza (RES)

Le verifiche di resistenza dei nodi indicate nel presente paragrafo si applicano a strutture in CD "A" e, limitatamente ai nodi non interamente confinati, in CD "B". Esse non si applicano alle strutture non dissipative.

Per le verifiche di resistenza dei nodi trave-pilastro è richiesta l'identificazione della zona efficace ai fini del trasferimento delle sollecitazioni da un elemento strutturale all'altro. In Fig. C.7.4.3 sono sintetizzate le limitazioni di norma per la determinazione delle dimensioni della zona efficace nelle due direzioni ortogonali. Le armature trasversali nelle due direzioni devono essere contenute all'interno della zona efficace.

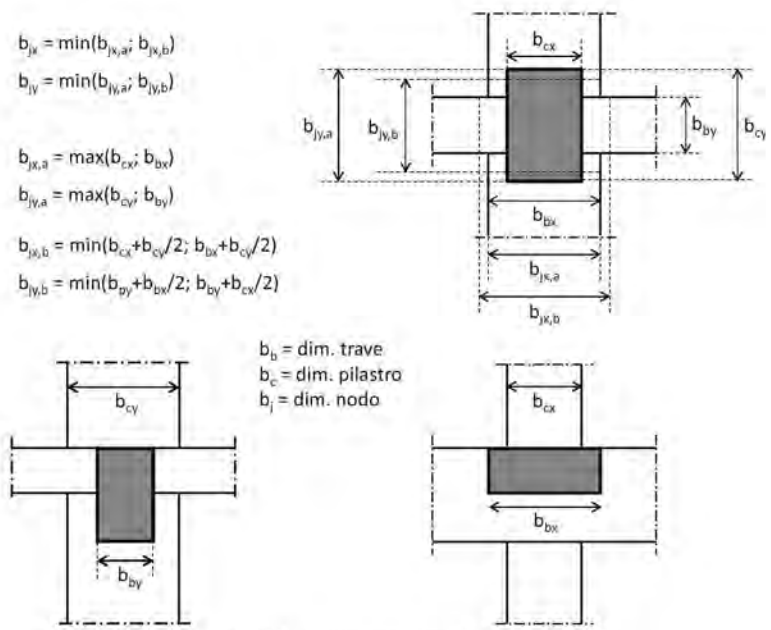


Figura C7.4.3 – Dimensione efficace dei nodi trave-pilastro

Per la verifica della capacità del nodo, relativamente alla massima trazione diagonale nel calcestruzzo, le NTC forniscono due formulazioni alternative. Attraverso l'uso della [7.4.10] si garantisce che le tensioni all'interno del pannello nodale non superino la resistenza a trazione del calcestruzzo, garantendo l'integrità del nodo; attraverso la [7.4.11] e la [7.4.12] la capacità del nodo è affidata interamente alle armature orizzontali, accettando dunque la fessurazione del nodo. Nel primo caso la verifica dipende dalle dimensioni del pannello nodale; nel secondo caso la verifica risulta indipendente da esse. E' sufficiente che la verifica risulti soddisfatta per uno dei due approcci.

Per la verifica di capacità del nodo è consigliabile l'utilizzo, nelle due direzioni di verifica del pannello nodale, dello stesso approccio, tra i due consentiti dalla norma.

Nella valutazione di V_{jbd} , di cui alla Equazione [7.4.8], è possibile tenere direttamente conto del confinamento del calcestruzzo, così come indicato al § 4.1.2.1.2.1 delle NTC, ponendo $\alpha_1 = 0,48 (f_{ck,c} / f_{ck})$, avendo cura di considerare soltanto il volume di calcestruzzo effettivamente confinato.

C7.4.4.4 DIAFRAMMI ORIZZONTALI

C7.4.4.4.1 Verifiche di resistenza (RES)

Qualora la verifica indichi deformazioni sensibili dell'orizzontamento nel suo piano, non si può assumere l'ipotesi di diaframma rigido nell'analisi della struttura.

C7.4.4.5 PARETI

Il presente paragrafo si applica alle verifiche sulle pareti, così come definite al § 7.4.4.5 delle NTC.

Per le strutture di calcestruzzo debolmente armato ottenute con blocchi cassero, si applicano le "linee guida per sistemi costruttivi a pannelli portanti basati sull'impiego di blocchi cassero e calcestruzzo debolmente armato gettato in opera" emanate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

C7.4.4.5.1 Verifiche di resistenza (RES)

Nella progettazione di strutture con pareti, la norma consente una redistribuzione degli effetti dell'azione sismica fino al 30%, purché non si verifichi una riduzione della domanda totale di resistenza delle pareti stesse.

La norma consente di redistribuire momenti e tagli dalle pareti soggette a modesta compressione o a trazione semplice a quelle soggette a un'elevata compressione assiale, con la finalità di ottenere un comportamento dissipativo stabile.

Nell'avvalersi della possibilità di redistribuire tra le pareti gli effetti dell'azione sismica, il progettista dovrebbe considerare le variazioni della risposta d'insieme dovute alle redistribuzioni, quali ad esempio le possibili eccentricità indotte da plasticizzazioni non uniformi nelle pareti, che potrebbero influire sulle condizioni di regolarità strutturale conseguite in fase di dimensionamento degli elementi strutturali.

C7.4.4.5.2 Verifiche di duttilità (DUT)

Per le zone dissipative delle pareti, la norma prevede che vengano eseguite specifiche verifiche di duttilità. La domanda di duttilità in tali zone viene espressa, a livello di sezione, mediante il fattore di duttilità in curvatura μ_q . Qualora non si proceda ad una determinazione diretta mediante analisi non lineare, tale domanda può essere valutata attribuendo a μ_q i valori forniti dalle [7.4.3] del § 7.4.4.1.2 in cui il valore di q è ridotto del fattore M_{Ed}/M_{Rd} , dove M_{Ed} è il momento flettente di progetto alla base della parete fornito dall'analisi nella situazione sismica di progetto (domanda) e M_{Rd} è il momento resistente di calcolo (capacità).

Si noti che, nel caso in cui nella progettazione si ricorra alla redistribuzione degli effetti tra le pareti, il fattore M_{Ed}/M_{Rd} può assumere valori maggiori dell'unità, comportando un conseguente incremento della domanda di duttilità nelle pareti progettate con valori del momento resistente inferiori alla corrispondente sollecitazione flessionale ottenuta dall'analisi.

Le formule [7.4.32] e [7.4.33] contenute nel § 7.4.6.2.4 delle NTC consentono di determinare i quantitativi di armatura trasversale in funzione della domanda di duttilità; tali quantitativi sono da intendersi come minimi inderogabili solo nel caso in cui non vengano eseguite le verifiche di duttilità come indicato al § 7.4.4.5.2.

C7.4.5 COSTRUZIONI CON STRUTTURA PREFABBRICATA

C7.4.5.1 TIPOLOGIE STRUTTURALI E FATTORI DI COMPORTAMENTO

Il paragrafo 7.4.5.1 riporta le tipologie di sistemi strutturali previsti dalle NTC per le costruzioni con struttura prefabbricata. I relativi valori massimi di q_0 sono contenuti nella tabella 7.3.II.

La norma prevede che *altre tipologie possono essere utilizzate giustificando i fattori di comportamento adottati e impiegando regole di dettaglio tali da garantire i requisiti generali di sicurezza di cui alle presenti norme*. Per tali tipologie i valori dei fattori di comportamento, non indicati dalle NTC, possono essere determinati sulla base di una opportuna campagna di prove e verifiche locali di duttilità e globali di spostamento allo SLV, utilizzando i medesimi principi indicati al § 7.3.1 in merito alla determinazione di q_0 .

C7.4.5.1.1 Strutture a telaio

Una prima categoria di sistemi a telaio prefabbricati si riferisce a strutture con collegamenti monolitici realizzati con getti integrativi che danno continuità di forze e momenti, ad emulazione delle strutture gettate in opera (v. Figura C7.4.4).

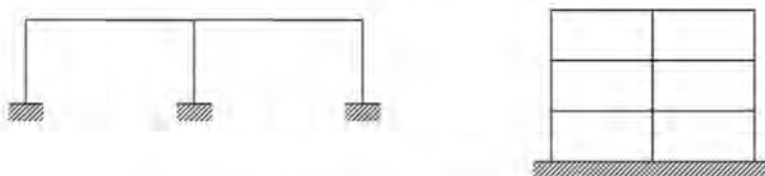


Figura C7.4.4 - Strutture a telaio con collegamenti monolitici

A questa categoria di telai si applicano le regole relative alle strutture in opera di cui al § 7.4 delle NTC. Il vincolo di base dei pilastri deve realizzare un incastro totale con la fondazione dimensionato con le regole delle strutture in opera di cui al § 7.4 o con le regole relative ai collegamenti tipo b) o tipo c) di cui al § 7.4.5.2.1 delle NTC.

Una seconda categoria di sistemi prefabbricati a telaio si riferisce a strutture con collegamenti realizzati con dispositivi meccanici tra i vari elementi prefabbricati. A questa categoria di telai si applicano le regole relative ai collegamenti di cui al § 7.4.5.2.1 delle NTC. Il vincolo di base dei pilastri deve realizzare un incastro totale con la fondazione dimensionato con le regole delle strutture in opera di cui al § 7.4 o con le regole relative ai collegamenti tipo b) o tipo c) di cui al § 7.4.5.2.1 delle NTC.

C7.4.5.1.2 Strutture con pilastri incastrati alla base e orizzontamenti ad essi cernierati

Nelle strutture con pilastri incastrati alla base ed orizzontamenti ad essi incernierati il collegamento a cerniera dà continuità di forze (v. Figura C7.4.5). A questa categoria di strutture, tipica della tecnologia della prefabbricazione, si applicano le regole relative ai collegamenti di cui al § 7.4.5.2.1 delle NTC, mentre il vincolo di base dei pilastri deve realizzare un incastro con la fondazione dimensionato con le regole delle strutture in opera di cui al § 7.4 o con le regole relative ai collegamenti tipo b) o tipo c) di cui al § 7.4.5.2.1 delle NTC.

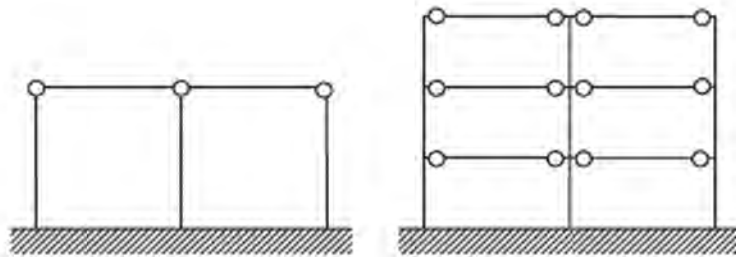


Figura C7.4.5 - Strutture con pilastri incastrati alla base ed orizzontamenti ad assi cernierati

Per tali tipologie di strutture, oltre che in corrispondenza dei giunti come indicato al § 7.4.5.2, i collegamenti ad appoggio mobile sono consentiti, come indicato al § 7.4.5.2.1, per le sole strutture monopiano del tipo di quelle rappresentate in Figura C7.4.6, che consentono le libere dilatazioni della copertura per effetto di fenomeni come le variazioni termiche, concentrando le azioni orizzontali dovute al sisma su alcuni pilastri.

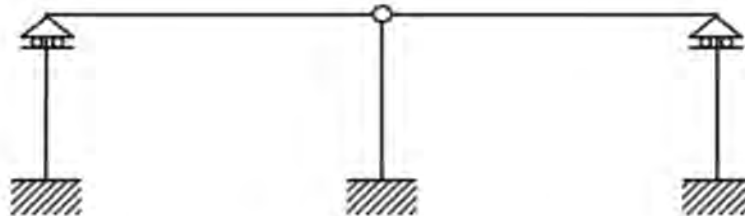


Figura C7.4.6 - Strutture monopiano con pilastri secondari collegati con appoggi mobili

C7.4.6 DETTAGLI COSTRUTTIVI

C7.4.6.1 LIMITAZIONI GEOMETRICHE

C7.4.6.1.2 Pilastri

Resta la limitazione sul valore massimo degli effetti del 2° ordine data al § 7.3.1 delle NTC ($\theta \leq 0,3$).

C7.4.6.2 LIMITAZIONI DI ARMATURA

C7.4.6.2.3 Nodi Trave-Pilastro

Le NTC prevedono che, oltre a quanto richiesto dalla verifica nel § 7.4.4.3.1, lungo le armature longitudinali del pilastro che attraversano i nodi devono essere disposte staffe di contenimento in quantità almeno pari alla maggiore prevista nelle zone adiacenti al nodo del pilastro inferiore e superiore; nel caso di nodi interamente confinati il passo risultante dell'armatura di confinamento orizzontale nel nodo può essere raddoppiato, ma non può essere maggiore di 15 cm. Questo è un minimo inderogabile e non aggiuntivo rispetto a quanto previsto al § 7.4.4.3.

C7.5 COSTRUZIONI D'ACCIAIO

Nel Capitolo sono opportunamente integrate le regole generali di progettazione ed esecuzione per le Costruzioni in acciaio per l'impiego in zona sismica.

In particolare, al fine di garantire la richiesta duttilità, sono fornite prescrizioni più dettagliate per la concezione dei dettagli nelle zone dissipative e per le modalità di verifica, in termini di gerarchia delle resistenze, dei gruppi trave-colonna.

C7.5.2 TIPOLOGIE STRUTTURALI E FATTORI DI COMPORTAMENTO

C7.5.2.1 TIPOLOGIE STRUTTURALI

Nelle strutture a telaio le zone dissipative devono essere localizzate principalmente all'estremità delle travi e/o nei nodi trave-colonna in modo tale da dissipare efficacemente l'energia sismica attraverso cicli flessionali inelastici. La localizzazione delle cerniere plastiche nelle strutture a telaio dovrebbe seguire le distribuzioni indicate nella Figura C7.5.1 a seconda delle soluzioni strutturali realizzate.

È possibile, inoltre, formare le cerniere plastiche nelle colonne, ma solo nelle seguenti parti:

- alla base della struttura a telaio (a, b, c, d, e);
- in sommità delle colonne all'ultimo piano dell'edificio (b e c in alternativa alle travi della copertura);
- alla base ed alla sommità delle colonne nelle strutture ad un unico piano (d).

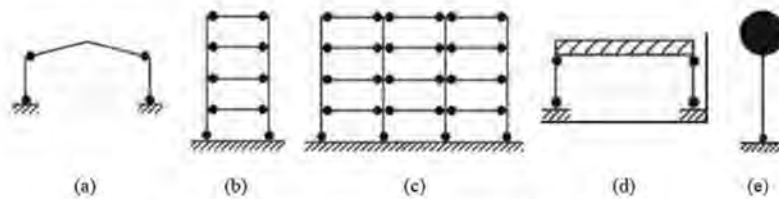


Figura C7.5.1 - Configurazioni dissipative di strutture intelaiate: disposizione delle cerniere plastiche, secondo le tipologie esposte nella Tabella 7.3.II del § 7.3.1 delle NTC

Una tipologia dissipativa ad un piano, in cui le cerniere plastiche sono localizzate nelle travi ed alla base delle colonne (tipo a, Figura C7.5.1), è caratterizzata da maggiori proprietà dissipative rispetto alle strutture del tipo d (Figura C7.5.1). Infatti, gran parte della capacità dissipativa della struttura è fornita dalle cerniere plastiche delle travi, soggette a sforzi normali trascurabili; per tale ragione il fattore di comportamento q_0 è pari a $5\alpha_u/\alpha_1$ per il tipo (a) ed a $2\alpha_u/\alpha_1$ per il tipo (d) e per il tipo (e).

In genere nel calcolo del fattore di comportamento, si assume per il coefficiente di sovra resistenza α_u/α_1 il valore proposto nel § 7.5.2.2. Tale valore, però, può essere determinato utilizzando metodi di analisi non lineari quali l'analisi dinamica non-lineare oppure l'analisi statica non-lineare (§ 7.3.4.1 e § 7.3.4.2). Ad ogni modo, durante la progettazione tale coefficiente non può assumere valori maggiori di 1,6, anche nel caso si ottengano valori più elevati a seguito di analisi non-lineari.

C7.5.3 REGOLE DI PROGETTO GENERALI PER ELEMENTI STRUTTURALI DISSIPATIVI

C7.5.3.1 VERIFICHE DI RESISTENZA (RES)

Si ritiene che il requisito di sovrarresistenza sia soddisfatto nel caso di saldature a completa penetrazione.

Nel caso in cui i collegamenti in zone dissipative siano realizzati mediante unioni bullonate, queste devono essere sufficientemente sovrarresistenti per evitare la rottura dei bulloni a taglio. Per tale ragione, la resistenza di progetto dei bulloni a taglio deve essere almeno 1,2 volte superiore alla resistenza a rifollamento dell'unione. Inoltre, deve essere assolutamente evitata la rottura dei bulloni a trazione, meccanismo di collasso caratterizzato da un comportamento fragile. Per tale motivo, anche i bulloni soggetti a trazione devono essere dotati di un'opportuna sovrarresistenza.

C7.5.4 REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE PER STRUTTURE INTELAIATE

C7.5.4.4 PANNELLI D'ANIMA DEI COLLEGAMENTI TRAVE-COLONNA

Affinché il pannello d'anima della colonna possa sostenere lo sviluppo del meccanismo dissipativo globale a telaio, secondo uno degli schemi proposti nella Figura C7.5.1, è necessario che la forza di taglio trasmessa dalle travi al pannello d'anima della colonna sia calcolata in condizioni di collasso. Per tale motivo la forza con cui è necessario confrontare la resistenza a taglio di progetto del pannello, $V_{WP,Rd}$, non deriva dalle sollecitazioni di calcolo ottenute dall'analisi strutturale, bensì dal momento plastico resistente delle travi in esso concorrenti tramite la formula

$$V_{WP,Rd,U} = \gamma_{ov} \cdot \frac{\sum M_{b,pl,Rd}}{Z} \left(1 - \frac{z}{H - h_b} \right) \quad [C7.5.1]$$

dove $\sum M_{b,pl,Rd}$ è la sommatoria dei momenti plastici resistenti delle travi, H è l'altezza di interpiano del telaio, z è il braccio di coppia interna della trave ed h_b è l'altezza della sezione della trave. La resistenza del pannello nodale privo di piatti di irrigidimento e/o continuità, ove i fenomeni di instabilità non siano condizionanti, è data da

$$V_{WP,Rd} \geq \frac{f_y}{\sqrt{3}} \cdot A_{VC} \cdot \sqrt{1 - \left(\frac{\sigma}{f_y}\right)^2} \quad [C7.5.2]$$

dove A_{VC} (§ 4.2.4.1.2.4) è l'area resistente a taglio, mentre σ è la tensione normale media agente nel pannello dovuta allo sforzo normale di calcolo presente nella colonna.

In Figura C7.5.2 sono rappresentati i dettagli costruttivi dei pannelli nodali, cui è necessario fare riferimento per il calcolo della resistenza a taglio. Nel caso di collegamenti trave-colonna saldati i piatti di continuità in prosecuzione delle ali della trave devono essere sempre previsti.

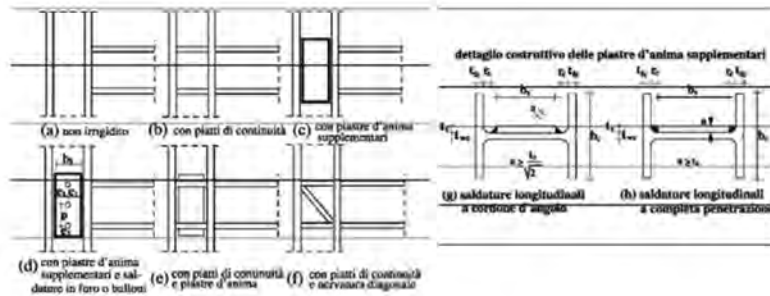


Figura C7.5.2 - Dettagli costruttivi di pannelli nodali irrigiditi

C7.5.5 REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE PER STRUTTURE CON CONTROVENTI CONCENTRICI

La risposta carico-spostamento laterale di una struttura con controventi concentrici deve risultare sostanzialmente indipendente dal verso dell'azione sismica. Tale requisito si ritiene soddisfatto se ad ogni piano vale la seguente disuguaglianza:

$$\frac{|A^+ - A^-|}{A^+ + A^-} \leq 0,05 \quad [C7.5.3]$$

essendo A^+ e A^- le proiezioni verticali delle sezioni trasversali delle diagonali tese, valutate per i due versi possibili delle azioni sismiche, secondo quanto presentato nella Figura C7.5.3.

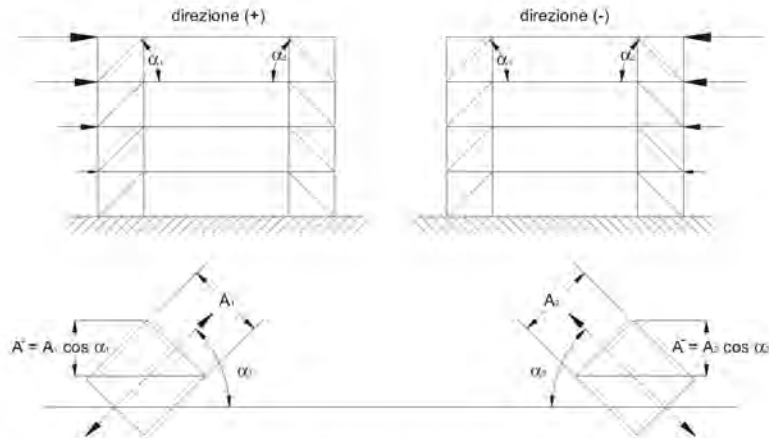


Figura C7.5.3 - Definizione dell'area delle sezioni dei controventi tesi, A^+ ed A^- , da utilizzare nella formula C7.5.3

C7.5.6 REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE PER STRUTTURA CON CONTROVENTI ECCENTRICI

Le capacità dissipative di un elemento di connessione ("link") di una struttura a controventi eccentrici dipendono dai dettagli strutturali con cui è realizzato tale elemento. In particolare, la presenza degli irrigidimenti trasversali d'anima garantisce lo sviluppo delle deformazioni plastiche all'interno del "link", per cui le regole costruttive presentate in § 7.5.6 devono essere necessariamente impiegate per la realizzazione di "link", sia lunghi sia corti.

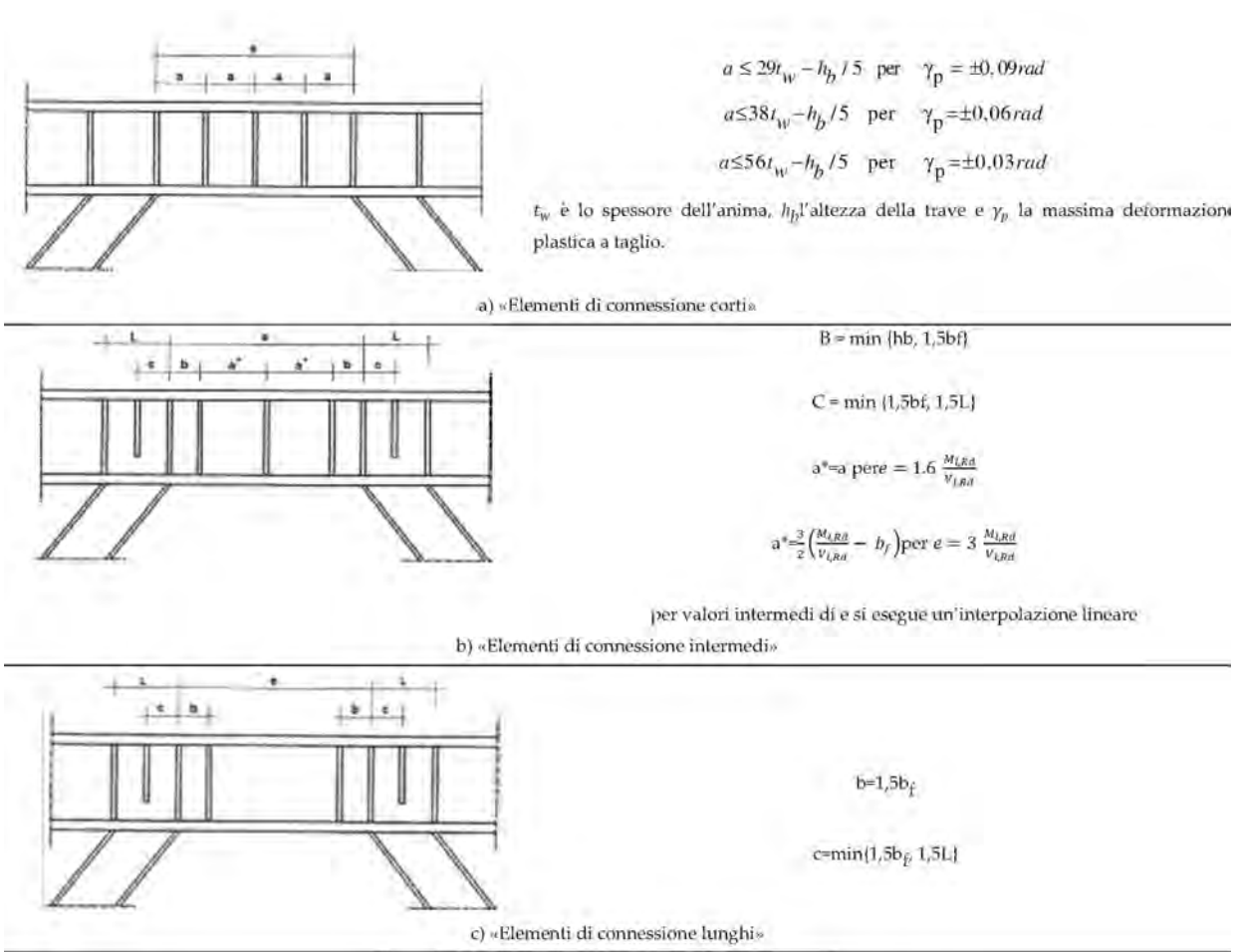


Figura C7.5.4 - Dettagli costruttivi degli elementi di connessione

Per quanto riguarda gli elementi di connessione corti, l'instabilità inelastica a taglio potrebbe limitare le capacità dissipative di tali elementi che potrebbero, quindi, non raggiungere la necessaria capacità rotazionale (espressa in termini di mrad). Pertanto, allo scopo di migliorare la duttilità locale, devono essere impiegati degli irrigidimenti d'anima il cui interasse "a", perché si raggiunga un'adeguata capacità deformativa, deve soddisfare le limitazioni presentate nella Figura C7.5.4 (a).

Il comportamento degli elementi di connessione lunghi è dominato dalla plasticizzazione per flessione per cui è necessario disporre irrigidimenti che coprano tutta l'altezza dell'anima del profilo. Anche nel caso di collegamenti "intermedi" o "lunghi" il passo degli irrigidimenti governa le capacità dissipative dell'elemento. Per ottenere "link" di buone proprietà dissipative è necessario seguire le prescrizioni costruttive presentate nelle figure C7.5.4 (b) e C7.5.4 (c).

C7.6 COSTRUZIONI COMPOSTE DI ACCIAIO-CALCESTRUZZO

Le regole integrative di progettazione ed esecuzione, per l'impiego in zona sismica, delle costruzioni composte acciaio-calcestruzzo sono, per larga parte, analoghe a quelle delle corrispondenti strutture metalliche; tuttavia sono previste regole specifiche aggiuntive per quanto riguarda la disposizione delle armature in soletta in prossimità dei nodi trave-pilastro e la progettazione dei pannelli nodali delle strutture intelaiate, poiché i collegamenti trave-pilastro devono essere progettati considerando una gerarchia di resistenza che determini la plasticizzazione nell'elemento trave.

Nel caso del nodo composto la resistenza è fortemente influenzata dalla capacità di trasferimento delle forze dalla soletta alla colonna e dalla resistenza del pannello nodale che può essere in solo acciaio o riempito di calcestruzzo.

Nel seguito sono illustrati i meccanismi resistenti che si possono attivare nella zona del nodo composto e quindi il tipo di dettagli costruttivi a cui si deve fare riferimento; per quanto riguarda ulteriori regole e formule di progetto si rimanda a normative di comprovata validità.

C7.6.4 CRITERI DI PROGETTO E DETTAGLI PER STRUTTURE DISSIPATIVE

C7.6.4.5 COLLEGAMENTI COMPOSTI NELLE ZONE DISSIPATIVE

I meccanismi che si attivano nelle zone di nodo tra la trave composta e la colonna composta o in acciaio possono essere diversi in base al segno del momento flettente trasferito dalla trave e ad alcuni dettagli costruttivi nella zona nodale.

In particolare, per il nodo esterno, la differenza fondamentale è dovuta alla presenza o meno di una mensola esterna e della trave trasversale (Figura C7.6.1); inoltre nelle zone dissipative delle travi soggette a momento negativo, occorre predisporre armatura metallica ad elevata duttilità, così come schematicamente riportato in Figura C7.6.1.

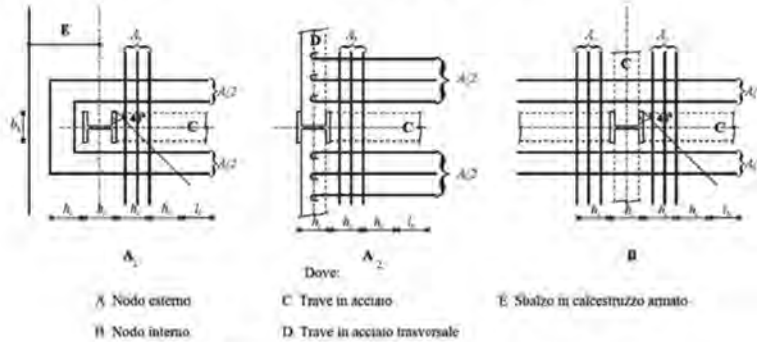


Figura C7.6.1- Dettagli di armatura in corrispondenza dei nodi trave-colonna

La disposizione delle barre d'armatura presentata in Figura C7.6.1 è efficace solo nel caso in cui la connessione tra trave e colonna sia sufficientemente rigida da consentire lo svilupparsi delle cerniere plastiche all'interno delle travi composte.

Nel caso si utilizzino collegamenti metallici travi-colonna a parziale ripristino di resistenza e semi-rigidi per una ottimale distribuzione delle tensioni e per evitare un prematuro collasso della porzione di soletta soggetta a compressione è necessario eseguire una opportuna qualifica, per via sperimentale e/o numerica, del collegamento e progettare su tale base la disposizione dell'armatura in soletta.

Le cerniere plastiche all'interno della trave composta devono avere un comportamento duttile, per cui nel disporre l'armatura di rinforzo in corrispondenza dei nodi trave-colonna composti è necessario:

- eliminare tutti i possibili fenomeni di instabilità dell'equilibrio nei componenti in acciaio e nelle armature;
- evitare la prematura rottura della soletta in calcestruzzo a contatto con la colonna composta.

Per il calcolo delle armature necessarie in soletta devono essere utilizzati metodi di calcolo basati su schemi di equilibrio "puntone-tirante". Inoltre, per favorire una migliore diffusione della sollecitazione di compressione dalla colonna composta alla soletta, è possibile predisporre una piastra supplementare saldata sull'ala della colonna e di larghezza maggiore di quest'ultima, in modo da incrementare la porzione di soletta collaborante nel trasferimento delle sollecitazioni in condizioni sismiche.

C7.6.4.5.1 Modelli resistenti per la soletta soggetta a compressione

La configurazione di tutti i meccanismi che si possono attivare in un nodo esterno è illustrata nella Figura C7.6.2. per il caso di momento positivo (a) e di momento negativo (b).

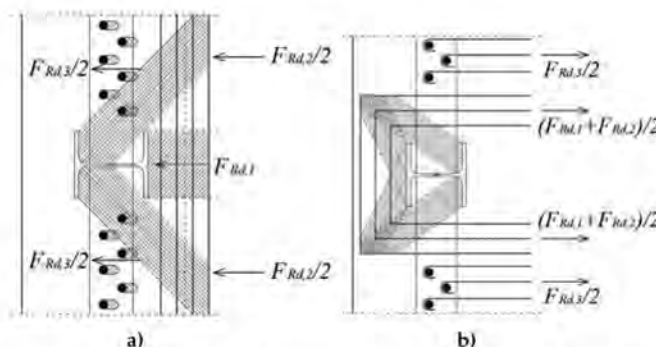


Figura C7.6.2- Meccanismi attivabili nella soletta: a) Soletta compressa (momento positivo); b) Soletta tesa (momento negativo)

Nel caso di nodi trave-colonna in acciaio, rigidi ed a completo ripristino di resistenza, si osserva che la compressione trasferibile dalla soletta alla colonna (Figura C7.6.2 a) avviene per contatto diretto della soletta sull'ala della colonna, mediante meccanismi

resistenti puntoné-tirante in corrispondenza dell'anima della colonna, nel caso in cui sia stata realizzata la mensola esterna, con trasferimento sui connettori della trave trasversale, qualora questa sia presente.

Anche quando la trave trasferisce momento negativo (Figura C7.6.2 b), i meccanismi dipendono dalla configurazione del calcestruzzo nella zona di nodo. Se la soletta termina al filo interno della colonna non si può sviluppare alcun meccanismo e quindi la resistenza del nodo si valuta considerando solo la parte in acciaio; se invece si realizza la mensola esterna e si dispone l'armatura circondando la colonna si forma un sistema di puntoni e tiranti; nel caso in cui sia presente una trave trasversale dotata di connettori a taglio si può realizzare un trasferimento diretto ancorando l'armatura tesa ai pioli.

Sulla base di quanto illustrato, in presenza di momento positivo si possono individuare tre meccanismi di trasferimento della compressione dalla soletta alla colonna, che possono essere sommati:

- **meccanismo 1** – compressione diretta sull'ala della colonna;
- **meccanismo 2** – puntoni inclinati verso l'anima della colonna.
- **meccanismo 3** – compressione sui pioli della trave trasversale

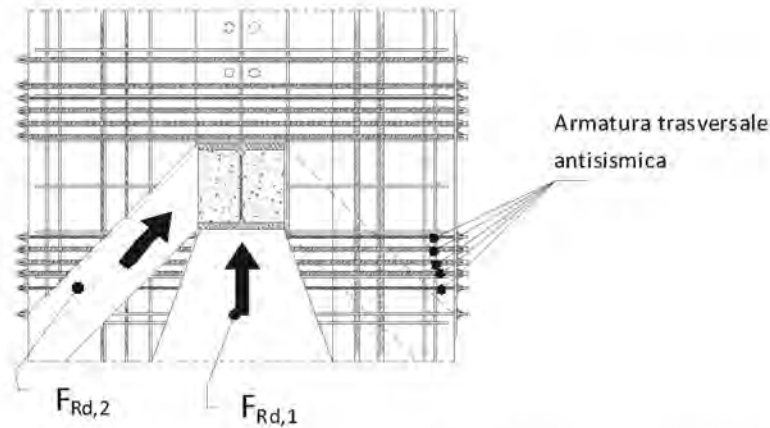


Figura C7.6.3-Vista in pianta dei meccanismi resistenti attivabili nella soletta compressa (momento positivo)

La forza trasmessa alla colonna dal **meccanismo 1** (Figura C7.6.3), si calcola come segue:

$$F_{Rd,1} = d_{eff} \cdot b_b \cdot f_{cd} \quad [C7.6.1]$$

dove d_{eff} e b_b sono, rispettivamente, lo spessore e la larghezza della sezione della soletta a contatto con la colonna. Nel caso di soletta realizzata con lamiera grecata d_{eff} è lo spessore di calcestruzzo al di sopra delle greche. Per il completo sviluppo della resistenza $F_{Rd,1}$ è necessario disporre un quantitativo minimo di armatura di "confinamento" la cui area complessiva deve rispettare la disuguaglianza:

$$A_T \geq 0,25 \cdot d_{eff} \cdot b_b \cdot \frac{0,15l - b_b}{0,15l} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd,T}} \quad [C7.6.2]$$

dove $f_{yd,T}$ è la tensione di snervamento di progetto dell'armatura trasversale disposta in prossimità della colonna ed l è la luce della trave composta collegata al nodo trave-colonna. La prima barra di armatura trasversale o rete elettrosaldata (se considerata nel calcolo) deve essere posta a non più di 30 mm dalla colonna composta.

La forza trasmessa alla colonna dal **meccanismo 2** (Figura C7.6.3), è pari a:

$$F_{Rd,2} = 0,7 \cdot h_c \cdot d_{eff} \cdot f_{cd} \quad [C7.6.3]$$

dove h_c è l'altezza della sezione della colonna. Affinché possano formarsi i due puntoni inclinati del **meccanismo 2** è necessario disporre un quantitativo di armatura minimo pari a:

$$A_T \geq \frac{F_{Rd,2}}{2 \cdot f_{yd,T}} \quad [C7.6.4]$$

Tale armatura deve essere distribuita su una lunghezza uguale all'altezza h_c della sezione della colonna e le barre trasversali d'armatura impiegate devono avere una lunghezza almeno pari a $L = b_b + 4 h_c + 2 l_b$, dove l_b è la lunghezza d'ancoraggio necessaria affinché la singola barra di armatura possa sviluppare la sua tensione di snervamento $f_{yd,T}$.

La massima compressione $F_{c,max}$ trasferibile dalla trave composta alla colonna in un nodo trave-colonna esterno in assenza di trave trasversale e soggetta a momento flettente positivo, è dunque pari a:

$$F_{c,max} = F_{Rd,1} + F_{Rd,2} = (0,7h_c + b_b) \cdot d_{eff} \cdot f_{cd} \quad [C7.6.5]$$

Per quanto riguarda il contributo del meccanismo 3, da considerare in caso di trave trasversale collegata con pioli alla soletta, si rimanda al caso del nodo interno trattato successivamente poiché è analogo anche per il nodo esterno.

Nel caso di nodo esterno soggetto a momento negativo, i meccanismi presentati nella figura C7.6.2b si attivano solo in presenza di mensola esterna e possono essere ancora distinti come **meccanismo 1**, di compressione diretta sull'ala della colonna, **meccanismo 2**, di diffusione verso l'anima della colonna, **meccanismo 3**, di ancoraggio dell'armatura quando è presente la trave trasversale.

Si deve rilevare che nel caso di momento negativo la larghezza efficace della trave nella zona di nodo è determinata dall'angolo di diffusione θ delle bielle che si formano nella mensola, dipendenti dalla geometria dell'armatura posizionata nella mensola stessa, e in presenza di trave trasversale, dalla zona in cui sono ancorate le barre longitudinali ai pioli.

Pertanto la larghezza efficace della trave per il caso in esame di nodo esterno a momento negativo si deve definire come il minimo tra quella determinata dal suddetto dettaglio costruttivo e quella riportata dalla Tabella 7.6.IV delle NTC.

Nei nodi trave colonna interni appartenenti a telai progettati per avere un comportamento dissipativo, è necessario limitare la massima forza di compressione trasmissibile alla colonna con i **meccanismi 1 e 2**. L'assumere in fase di progetto un comportamento dissipativo per una struttura a telaio, impone infatti lo sviluppo delle cerniere plastiche all'estremità delle travi composte; per tale motivo, la massima compressione trasferibile alla colonna dalla trave soggetta a momento flettente positivo deve essere limitata in ragione della massima trazione che le barre d'armatura trasferiscono alla colonna dalla trave soggetta a momento flettente negativo, come mostrato in Figura C7.6.4.

In tal caso, considerando che si raggiunga lo snervamento delle armature prima della crisi del calcestruzzo, la massima compressione $F_{c,max}$ trasferibile alla colonna dalla trave composta è pari a:

$$F_{c,max} = F_{Rd,1} + F_{Rd,2} - 2 \cdot F_{b,yd} \quad [C7.6.6]$$

dove $2 \cdot F_{b,yd}$ è la forza complessiva dovuta allo snervamento delle barre longitudinali disposte sul lato teso della soletta che circonda la colonna composta.

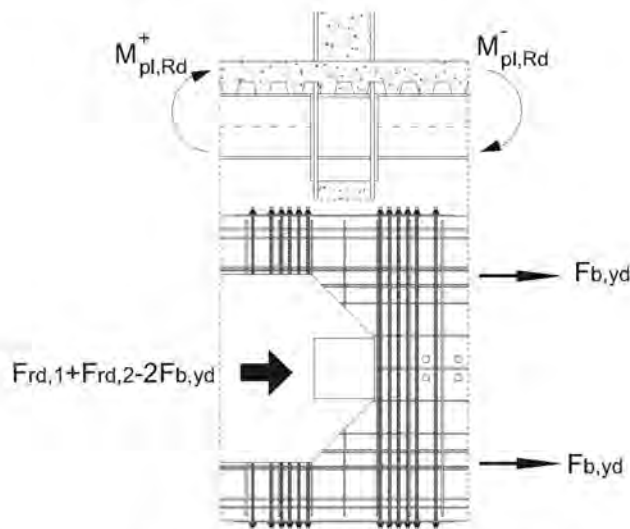


Figura C7.6.4 - Distribuzione a SLU sotto azioni sismiche, delle massime resistenze agenti nella soletta del nodo.

La presenza delle travi secondarie o di travi di bordo meccanicamente connesse con la soletta può rendere possibile un ulteriore meccanismo di trasferimento delle sollecitazioni di compressione (**meccanismo 3**), utile specialmente nei nodi trave-colonna interni al telaio ed in cui si abbia la presenza delle barre d'armatura in trazione. L'attivazione di questo meccanismo resistente è infatti assicurata dalla resistenza a taglio dei connettori disposti sull'ala superiore della trave secondaria e ricadenti all'interno di una zona di soletta larga $0,15L$ (Figura C7.6.5) con L luce della trave.

La resistenza del **meccanismo 3** è pari a:

$$F_{Rd,3} = n \cdot P_{Rd} \quad [C7.6.7]$$

dove n è il numero dei connettori a taglio presenti all'interno della larghezza collaborante 0,15L mentre P_{Rd} è la resistenza a taglio del singolo connettore impiegato.

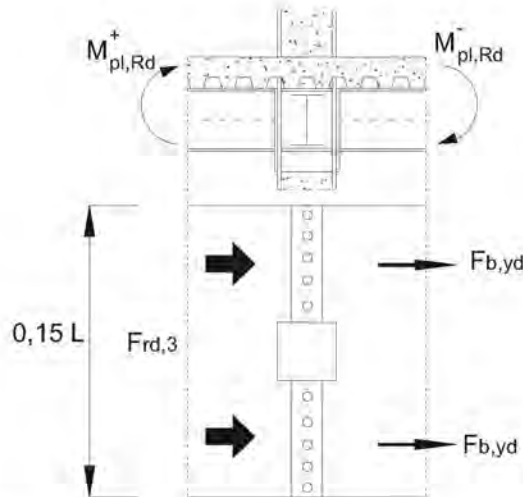


Figura C7.6.5 - Meccanismo 3 – Connettori a taglio sulle travi secondarie

In conclusione:

- per i nodi trave-colonna perimetrali al telaio, in cui concorre una sola trave composta, la compressione massima $F_{c,max}$ trasferibile dalla soletta della trave composta alla colonna, considerando la collaborazione delle travi secondarie connesse a taglio alla soletta, è pari a:

$$F_{c,max} = F_{Rd,1} + F_{Rd,2} + F_{Rd,3} = n \cdot P_{Rd} + (0,7 \cdot h_c + b_b) \cdot d_{eff} \cdot f_{cd} \quad [C7.6.8]$$

- per i nodi trave-colonna interni al telaio, in cui concorrono due travi composte, la compressione massima $F_{c,max}$ trasferibile dalla soletta della trave composta alla colonna è pari a:

$$F_{c,max} = F_{Rd,1} + F_{Rd,2} + F_{Rd,3} - 2 \cdot F_{b,yd} = n \cdot P_{Rd} + (0,7 \cdot h_c + b_b) \cdot d_{eff} \cdot f_{cd} - A_{s,l,totale} \cdot f_{yd} \quad [C7.6.9]$$

Al fine di poter ritenere il giunto composto a completo ripristino di resistenza è necessario che:

- Il giunto metallico sia sovraresistente a flessione rispetto alla trave metallica (nel rispetto della gerarchia delle resistenze) considerando entrambi i segni del momento flettente. Il pannello d'anima della colonna deve essere sovraresistente a taglio (vedere punto C7.6.4.5.2);
- La compressione $F_{c,max}$ calcolata come ai punti precedenti in funzione della posizione del giunto (interno o esterno) sia maggiore della massima compressione trasmissibile dalla soletta della trave pari a:

$$F_{sc} = b_{eff}^+ \cdot d_{eff} \cdot (0,85 \cdot f_{ck} / \gamma_c) \quad [C7.6.10]$$

con b_{eff}^+ pari alla larghezza efficace della trave per il caso in esame di nodo soggetto a momento positivo riportata in Tabella 7.6.IV delle NTC;

- La compressione $F_{c,max}$ calcolata come ai punti precedenti in un giunto esterno soggetto a momento negativo (Figura C.7.6.2 b) sia maggiore della massima trazione trasmissibile dalla soletta pari a:

$$F_{st} = A_{s,l,totale} \cdot f_{yd} \quad [C7.6.11]$$

dove $A_{s,l,totale}$ rappresenta l'armatura longitudinale contenuta all'interno della larghezza efficace della trave a momento negativo riportata in Tabella 7.6.IV delle NTC;

Tale metodo di calcolo è valido solo per le tipologie di nodo, presentate in questo paragrafo e cioè nodi a completo ripristino di resistenza e rigidi, con colonna parzialmente o completamente rivestita di calcestruzzo e con/senza travi secondarie.

Nel caso si utilizzino colonne di differente geometria o particolari sistemi di connessione tra gli elementi di acciaio concorrenti nel nodo e la soletta, si deve fare riferimento ad altre normative o a documentazione tecnica di comprovata validità.

C7.6.4.5.2 Resistenza dei pannelli d'anima delle colonne composte

La resistenza a taglio del pannello d'anima, nel caso dei profili composti parzialmente rivestiti, può essere valutata considerando anche il contributo resistente della parte in calcestruzzo localizzata a livello del nodo trave-colonna. Il taglio sollecitante agente sul pannello, $V_{wp,5d}$ deve essere calcolato considerando la situazione di maggior cimento. In particolare, sotto azioni sismiche, il pannello d'anima della colonna composta deve consentire lo sviluppo del meccanismo dissipativo globale a telaio assunto in fase di progettazione. Per tale ragione è necessario che la forza di taglio trasmessa dalle travi al pannello d'anima della colonna sia calcolata in condizioni di collasso, secondo lo schema proposto in § C7.5.4.4 per le strutture metalliche.

Per una colonna il contributo del riempimento in calcestruzzo della sezione, $V_{wp,Rd}$ può essere calcolato utilizzando normative e documentazione tecnica di comprovata affidabilità. In alternativa, nel caso delle colonne completamente o parzialmente rivestite, è possibile calcolare tale contributo tramite la formula

$$V_{wp,Rd} = 0,85 \cdot v \cdot A_c \cdot f_{cd} \cdot \sin(\vartheta) \quad [C7.6.12]$$

dove A_c rappresenta l'area della sezione del puntone inclinato che si forma, a livello del pannello d'anima della colonna, tra la linea d'azione della risultante delle forze di compressione e la linea d'azione della risultante delle forze di trazione ambedue trasmesse dalla trave composta alla colonna, come mostrato in Figura C7.6.6. L'area della sezione del puntone inclinato è pari a:

$$A_c = 0,8 \cdot (b_c - t_w) \cdot (h - 2 \cdot t_f) \cdot \cos(\vartheta) \quad \text{con } \vartheta = \arctan\left(\frac{h - 2 \cdot t_f}{z}\right) \quad [C7.6.13]$$

dove b_c è la larghezza del rivestimento in calcestruzzo, h è l'altezza della sezione della colonna, t_f e t_w sono, rispettivamente, lo spessore della flangia e dell'anima del profilo in acciaio, mentre z è il braccio di coppia interna, misurato tra la linea d'azione della risultante delle compressioni e la linea d'azione della risultante delle trazioni trasmesse dal collegamento trave-colonna al pannello nodale.

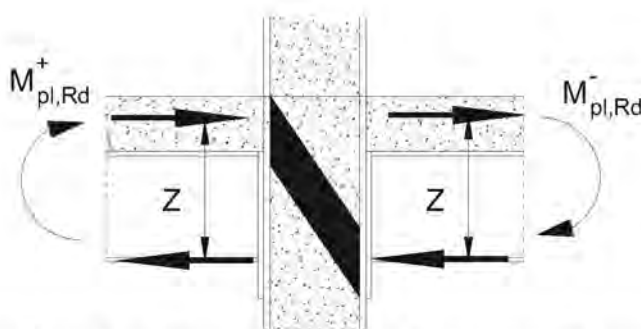


Figura C7.6.6 - Definizione del braccio di coppia interna Z e rappresentazione del puntone di calcestruzzo attivo nell'assorbire le sollecitazioni di taglio

Il fattore v tiene in conto gli effetti della compressione assiale presente nella colonna riducendo, opportunamente, la resistenza del rivestimento in calcestruzzo in ragione del livello di sforzo presente. Tale coefficiente può essere determinato tramite la formula:

$$v = 0,55 \cdot \left(1 + 2 \cdot \left(\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \right) \right) \leq 1 \quad [C7.6.14]$$

C7.6.7 REGOLE SPECIFICHE PER STRUTTURE CON CONTROVENTI CONCENTRICI

I controventi dovrebbero essere realizzati utilizzando unicamente elementi in acciaio, seguendo in tal modo tutte le indicazioni progettuali fornite in §7.5.5 delle NTC ed in § C7.5.5.

C7.6.8 CONTROVENTI ECCENTRICI

I telai composti forniti di un sistema resistente a controventi eccentrici dovrebbero essere progettati in modo da dissipare l'energia sismica essenzialmente per cicli deformativi plastici di taglio del link mantenendo in campo elastico tutti i restanti elementi. Per la sezione del link, qualora sia composta, deve essere garantita la collaborazione tra sezione in acciaio e soletta e deve essere spiegato come viene garantito il ripristino.

L'elemento di connessione deve essere di lunghezza corta o limitata, perciò la sua luce massima deve rispettare le seguenti limitazioni:

- nel caso in cui si consideri lo sviluppo di due cerniere plastiche all'estremità dell'elemento di connessione $l \leq \frac{2M_{l,Rd}}{V_{l,Rd}}$

- nel caso in cui si consideri lo sviluppo di una sola cerniera plastica all'interno dell'elemento di connessione $e \leq \frac{M_{l,Rd}}{V_{l,Rd}}$

dove $M_{l,Rd}$ e $V_{l,Rd}$ sono, rispettivamente, il momento resistente ed il taglio resistente della sezione del profilo in acciaio nella zona del link, calcolati secondo le formule riportate nel §7.5.6 delle NTC, trascurando perciò il contributo della soletta.

C7.7 COSTRUZIONI DI LEGNO

C7.7.1 ASPETTI CONCETTUALI DELLA PROGETTAZIONE

Gli edifici a struttura lignea devono essere progettati in accordo a un comportamento strutturale dissipativo (classe di duttilità "A" o "B") o non dissipativo.

Per gli edifici a struttura lignea progettati in accordo a un comportamento strutturale non dissipativo non è necessario adottare i procedimenti tipici della progettazione in capacità, rimanendo comunque valido quanto riportato nelle norme tecniche (Capitolo 4.4 delle NTC) e nel C4.4.

C7.7.2 MATERIALI E PROPRIETÀ DELLE ZONE DISSIPATIVE

Le richieste di dissipazione energetica sono concentrate a livello dei singoli collegamenti specificamente individuati e progettati. Conseguentemente tali richieste possono non essere estese agli altri collegamenti strutturali non ritenuti dissipativi purché, applicando i procedimenti tipici della progettazione in capacità, questi siano progettati per essere sovraresistenti rispetto a quei collegamenti individuati come dissipativi, utilizzando le disposizioni del pertinente Capitolo delle NTC (7.2.2).

I valori del fattore di sovraresistenza indicati in Tabella 7.2.I per la tipologia strutturale Legno sono utilizzati per incrementare la capacità in resistenza degli elementi/collegamenti/meccanismi duttili al fine di dimensionare, con tale capacità maggiorata, la capacità degli elementi/collegamenti/meccanismi fragili indesiderati.

Si dovrà controllare che gli elementi meccanici di collegamento utilizzati nelle zone dissipative possiedano un adeguato comportamento oligociclico.

Con riguardo agli spessori minimi richiesti per i pannelli strutturali di rivestimento di OSB, lo spessore minimo di 12 mm si applica se si prevede l'utilizzo di due pannelli, da disporre uno per lato e con la medesima tipologia di chiodatura (tipo e dimensione di chiodo, passo di chiodatura), lo spessore minimo di 15 mm si applica se si prevede l'utilizzo di un solo pannello.

Nel caso di utilizzo di pannelli realizzati con altri materiali la possibilità del loro utilizzo nelle zone considerate dissipative deve essere valutata sulla base di comprovata documentazione tecnico-scientifica, basata su sperimentazione, in accordo con normative di comprovata validità.

C7.7.3 TIPOLOGIE STRUTTURALI E FATTORI DI COMPORTAMENTO

Nella Tab. 7.3.II delle NTC sono riportati i valori massimi del valore del fattore di comportamento per alcuni esempi di tipologie strutturali.

Relativamente alle tipologie strutturali riportate nella Tabella 7.3.II delle NTC si precisa che con il termine diaframma si intendono solai e coperture. Nella medesima tabella, per diaframmi chiodati si intendono solai e coperture in grado di dissipare energia. Per le tipologie strutturali che adottano tali diaframmi, i fattori di comportamento adottati in CD "A" devono essere giustificati mediante analisi di tipo non lineare tenendo debitamente in conto la dissipazione dei solai. Per diaframmi incollati si intendono solai e coperture non in grado di dissipare energia.

Qualora più tipologie strutturali, anche di materiali diversi, collaborino nella resistenza sismica (sistemi resistenti in parallelo), è possibile computare il contributo di entrambe le tipologie, purché nell'analisi sia adottato il fattore di comportamento con valore minore. In alternativa dovranno essere utilizzate analisi di tipo non lineare.

È consentito realizzare una struttura in legno che sormonti una struttura realizzata con altra tipologia di materiale (calcestruzzo armato, muratura, acciaio, ecc.). In particolare, qualora sia presente un piano cantinato o seminterrato con pareti di calcestruzzo armato, esso può essere assimilato a struttura di fondazione dei sovrastanti piani in legno, nel rispetto dei requisiti di continuità delle fondazioni.

In generale, nel caso in cui la sottostruttura possa essere considerata rigida rispetto alla sovrastruttura in legno, progettata come dissipativa, l'analisi delle azioni sulla sovrastruttura in legno può essere eseguita indipendentemente dalla sottostruttura, utilizzando i fattori di struttura nella Tabella 7.3.II delle NTC relativi alle strutture in legno. In tal caso è necessario progettare la sottostruttura sovraresistente al fine di evitare possibili meccanismi di collasso di piano debole.

Nel caso di strutture a comportamento dissipativo (classe di duttilità "A" o "B"), il progettista giustifica l'adozione nel progetto del valore dei fattori di comportamento presenti nella Tab. 7.3.II delle NTC, in generale mediante analisi non lineari, nelle quali il comportamento delle zone dissipative è modellato a partire da dati sperimentali. Tale giustificazione può essere omessa se vengono adottate le disposizioni riportate al punto 7.7.3.1 delle NTC.

Qualora nella Tabella 7.3.II non sia indicato uno specifico valore per la $CD^{\prime}A^{\prime}$, le relative tipologie strutturali possono essere progettate solo in classe di duttilità bassa $CD^{\prime}B^{\prime}$.

Per edifici a struttura lignea non attribuibili a nessuna delle tipologie strutturali riportate nella Tabella 7.3.II delle NTC, qualora si scelga di adottare un comportamento strutturale dissipativo, il valore appropriato del fattore di comportamento η dovrà essere determinato mediante analisi non lineari, effettuate utilizzando per le zone dissipative i risultati di test sperimentali.

C7.7.4 ANALISI STRUTTURALE

Nell'analisi della struttura, sia di tipo lineare sia di tipo non lineare, di edifici lignei realizzati a pareti portanti (pareti intelaiate leggere, pareti di tavole incollate incrociate, ecc.), devono essere considerati i possibili contributi di deformabilità derivanti dal comportamento meccanico della parete (deformabilità del materiale e dei sistemi di giunzione interni alla parete stessa, tenendo conto delle reali dimensioni di produzione dei pannelli che la costituiscono) e dei collegamenti che la vincolano al sollevamento e alla traslazione.

Per le tipologie strutturali riconducibili a quella di parete a telaio leggero, qualora gli elementi di parete svolgano anche funzione di controventamento nel loro piano, è necessario escludere nell'analisi nei confronti delle azioni orizzontali il contributo della porzione di parete contenente un'apertura di porta o finestra.

Le pareti di tamponamento e le pareti strutturali non facenti parte del sistema sismoresistente (pareti secondarie in accordo con il punto 7.2.3 delle NTC) devono essere progettate con dettagli costruttivi atti a non trasmettere azioni orizzontali nel piano della parete medesima. Nell'analisi della struttura, il contributo in termini di resistenza e rigidezza di tali pareti secondarie nei confronti delle azioni orizzontali deve essere trascurato.

Negli edifici lignei gli elementi strutturali sismoresistenti dovranno garantire la continuità della trasmissione delle azioni a partire dal solaio di partenza delle elevazioni in legno; non è quindi ammesso interrompere tali elementi prima del raggiungimento di tale solaio. E' invece consentito disporre elementi strutturali sismoresistenti portanti che non raggiungono la sommità dell'edificio.

Gli impalcati (solai, orizzontamenti, coperture, ecc.), ai fini dell'analisi strutturale, devono essere dotati di opportuna rigidezza e resistenza nel piano e devono altresì essere collegati in maniera efficace agli elementi verticali che li sostengono. La capacità di esplicitare la funzione di diaframma deve essere opportunamente verificata, tenendo conto delle modalità di realizzazione, dei materiali impiegati e delle caratteristiche dei mezzi di unione.

Possono essere considerati rigidi nel proprio piano:

- gli impalcati lignei realizzati mediante travi ed elementi di rivestimento (pannelli, tavolato, tavoloni, ecc), per i quali il trasferimento delle azioni orizzontali sia affidato al rivestimento, che rispettino tutte le disposizioni competenti riportate al punto 7.7.5.3. delle NTC e al punto C7.7.5.3;
- gli impalcati lignei realizzati mediante elementi prefabbricati (ad esempio cassoni, pannelli di tavole incollate incrociate, ecc.) che rispettino tutte le disposizioni pertinenti al punto C.7.7.5.3.

C7.7.5 DISPOSIZIONI COSTRUTTIVE

C7.7.5.1 GENERALITÀ

Negli edifici lignei realizzati a pareti portanti (pareti intelaiate leggere, pareti di tavole incollate incrociate, ecc.) la giunzione in altezza tra gli elementi di parete dovrà avvenire all'intersezione con i solai. Deve cioè essere evitata la giunzione nelle zone non presidiate dagli impalcati a meno che non venga disposto un opportuno elemento stabilizzante.

Nel caso di pareti a telaio leggero tutti i bordi dei rivestimenti strutturali devono essere collegati agli elementi del telaio: i rivestimenti che non terminano su elementi del telaio (ad esempio fogli di rivestimento giuntati in altezza) devono essere sostenuti e collegati da appositi elementi di bloccaggio taglio-resistenti. La valutazione della rigidezza della parete dovrà tener conto della cedevolezza di tali connessioni.

C7.7.5.3 DISPOSIZIONI COSTRUTTIVE PER GLI IMPALCATI

Negli impalcati (solai, orizzontamenti, coperture, ecc.), realizzati mediante travi ed elementi di rivestimento (pannelli, tavolato, tavoloni, ecc.), gli elementi di rivestimento dovranno essere collegati meccanicamente o mediante incollaggio alle travi del solaio e ad elementi trasversali opportunamente inseriti (elementi di bloccaggio taglio resistenti o a un secondo strato di elementi di rivestimento).

Nei solai, specialmente in corrispondenza delle aperture, è necessario che le travi garantiscano la continuità nel trasferimento delle azioni orizzontali, eventualmente mediante elementi di collegamento specificamente progettati e verificati.

In corrispondenza delle zone nelle quali si attua il trasferimento delle forze orizzontali alle pareti di controvento, il mantenimento della tessitura delle travi può essere evitato purché il dettaglio costruttivo adottato garantisca la trasmissione delle azioni orizzontali tra impalcato e pareti di controvento.

Negli impalcati (solai, orizzontamenti, coperture, ecc.), realizzati mediante elementi prefabbricati (ad esempio cassoni, pannelli di tavole incrociate incollate) valgono le seguenti prescrizioni:

- il collegamento reciproco tra gli elementi deve essere progettato e realizzato in modo da assicurare il trasferimento delle forze sismiche di piano;
- i vincoli tra gli elementi di solaio e i sistemi resistenti a sviluppo verticale devono essere di tipo bilatero.

C7.8 COSTRUZIONI DI MURATURA

Nel Capitolo sono opportunamente integrate le regole generali di progettazione ed esecuzione per le costruzioni di muratura per l'impiego in zona sismica.

C7.8.1 REGOLE GENERALI

C7.8.1.1 PREMESSA

Quanto riportato nel presente Capitolo si applica alle costruzioni in muratura ordinaria, in muratura armata e in muratura confinata, soggette ad azioni sismiche.

Si applicano, oltre alle indicazioni specifiche riportate al § 7.8 delle NTC, i contenuti di carattere generale del § 4.5 delle NTC ed i requisiti dei prodotti e materiali (mattoni o blocchi e malta), costituenti la muratura, stabiliti al § 11.10 delle NTC.

C7.8.1.2 MATERIALI

Le limitazioni indicate per lo spessore minimo dei setti interni ed esterni degli elementi si riferiscono agli elementi in laterizio. Si sottolinea che la percentuale massima di foratura del 55% è applicabile solo nel caso in cui a_{eS} è non maggiore di 0,075 g_r allo SLV, dove i valori di a_{eS} siano superiori vale, per tutte le tipologie di elemento, la limitazione del 45%, in accordo con quanto indicato al primo capoverso del § 7.8.1.2 delle NTC.

C7.8.1.5 METODI DI ANALISI

C7.8.1.5.2 Analisi lineare statica

Per le pareti resistenti al sisma, il richiamo alla tabella Tab. 7.8.II è da intendersi alla Tab. 7.8.I

C7.8.1.5.4 Analisi statica non lineare

L'analisi statica non lineare consiste nell'applicare all'edificio i carichi gravitazionali ed un sistema di forze orizzontali che vengono tutte scalate in modo da far crescere lo spostamento orizzontale di un punto di controllo sulla struttura (ad esempio posto in sommità dell'edificio, a livello della copertura) fino al raggiungimento delle condizioni ultime. Il principale risultato dell'analisi consiste in un diagramma riportante in ascissa lo spostamento orizzontale del punto di controllo, in ordinata la forza orizzontale totale applicata (taglio alla base). La capacità di spostamento relativa ai diversi stati limite (§ 3.2.1) verrà valutata sulla curva forza-spostamento così definita, in corrispondenza dei seguenti punti:

SLC: il minore tra i valori di spostamento corrispondenti a ciascuna delle due condizioni:

- quello corrispondente ad un taglio di base residuo pari all'80% del massimo;
- quello corrispondente al raggiungimento della soglia limite della deformazione angolare a SLC in tutti i maschi murari verticali di un qualunque livello in una qualunque parete ritenuta significativa ai fini della sicurezza (questo controllo può essere omesso nelle analisi quando i diaframmi siano infinitamente rigidi o quando sia eseguita l'analisi di una singola parete).

SLV: spostamento corrispondente a 3/4 dello spostamento allo SLC;

SLD: spostamento minore tra quello corrispondente al raggiungimento della massima forza e quello per il quale lo spostamento relativo fra due piani consecutivi eccede i valori riportati al § 7.3.6.1;

SLO: spostamento minore tra quello corrispondente al raggiungimento della massima forza e quello per il quale lo spostamento relativo fra due piani consecutivi eccede i 2/3 dei valori riportati al § 7.3.6.1.

C7.8.1.6 VERIFICHE DI SICUREZZA

Nel caso dell'analisi statica non lineare le verifiche consistono nel confronto tra la capacità di spostamento della costruzione e la domanda di spostamento, ai diversi stati limite. La domanda di spostamento può essere valutata sul sistema bilineare equivalente attraverso le espressioni C.7.3.6, C.7.3.7 e C.7.3.8, indicate nel § C.7.3.4.2. Per lo SLC vale inoltre il requisito $q^* \leq 4$, ovvero la capacità di spostamento del sistema allo SLC non potrà mai eccedere lo spostamento corrispondente al valore $q^*=4$ per tutte le tipologie di muratura (ordinaria, armata, confinata). Si raccomanda inoltre che la capacità di spostamento del sistema allo SLV non ecceda lo spostamento corrispondente al valore $q^*=3$ per tutte le tipologie di muratura (ordinaria, armata, confinata).

Le verifiche fuori piano sulle pareti dovranno comunque essere svolte anche nel caso dell'analisi statica non lineare e potranno essere effettuate separatamente, secondo le procedure indicate per l'analisi lineare statica.

Per la verifica a pressoflessione fuori del piano delle pareti, di cui al primo capoverso del § 7.8.1.6 delle NTC, il richiamo alla tabella Tab. 7.8.II è da intendersi alla Tab. 7.8.I.

Inoltre, quanto riportato al penultimo capoverso dello stesso §7.8.1.6 in merito alla verifica di sicurezza per costruzioni non progettate in capacità, si applica anche alla muratura confinata.

C7.8.1.9 COSTRUZIONI SEMPLICI

Ai fini del calcolo delle percentuali di sezione resistente delle pareti di cui alla Tabella 7.8.II, la superficie totale in pianta dell'edificio deve essere determinata considerando l'area racchiusa dalla poligonale definita dal filo esterno delle pareti perimetrali al netto di eventuali aggetti (per es. gronde, balconi).

Nel calcolo del carico verticale totale N per la verifica espressa nell'equazione [7.8.1], i carichi verticali vanno moltiplicati per i coefficienti di combinazione corrispondenti alla combinazione sismica [2.5.5] del §2.5.3.

Ai fini del conteggio della lunghezza complessiva dei setti murari, il richiamo alla tabella Tab. 7.8.II è da intendersi alla Tab. 7.8.I.

Nella Tabella 7.8.II il coefficiente S_r andrebbe applicato, come previsto al § 3.2.3, anche nel caso di costruzioni in classe I e II.

Per la muratura confinata, nella Tabella 7.8.II, si applicano i valori indicati per la muratura ordinaria.

C7.8.2 COSTRUZIONI DI MURATURA ORDINARIA

C7.8.2.2 VERIFICHE DI SICUREZZA

C7.8.2.2.1 Pressoflessione nel piano

Si sottolinea che la capacità di spostamento ultimo allo SLC pari a 1.0% è coerente con rotture per pressoflessione caratterizzate da bassi valori dello sforzo di compressione medio normalizzato $v = \sigma_0/f_a$. In particolare tale valore è coerente con i risultati sperimentali ottenuti per $v \leq 0.2$; per $v > 0.2$ è opportuno assumere valori più cautelativi. In assenza di considerazioni più approfondite si suggerisce di assumere che la capacità di spostamento ultima sia non superiore a $1.25\% \times (1-v)$ e, comunque, non inferiore allo spostamento al limite elastico del pannello.

C7.8.2.2.2 Taglio

In questo §, il simbolo f_v è da intendersi f_{vt} , inoltre il richiamo al § 11.3.3 è da intendersi al § 11.10.3.3.

C7.8.2.2.4 Travi in Muratura

Nella equazione [7.8.5] il simbolo f_{td} è da intendersi f_{td} .

C7.8.3 COSTRUZIONI DI MURATURA ARMATA

C7.8.3.2 VERIFICHE DI SICUREZZA

C7.8.3.2.1 Pressoflessione nel piano

Si sottolinea che la capacità di spostamento ultimo allo SLC pari a 1.6% è coerente con rotture per pressoflessione caratterizzate da bassi valori dello sforzo di compressione medio normalizzato $v = \sigma_0/f_a$. Per valori di v superiori a 0.2 è opportuno assumere valori più cautelativi. In assenza di considerazioni più approfondite si suggerisce di assumere che la capacità di spostamento ultima sia non superiore a $2.0\% \times (1-v)$ e, comunque, non inferiore allo spostamento al limite elastico del pannello.

C7.8.3.2.2 Taglio

In questo §, il simbolo f_v è da intendersi f_v , invece nella espressione [7.8.9] f_{td} è da intendersi f_{vd} .

C7.8.4 COSTRUZIONI DI MURATURA CONFINATA

La progettazione e la realizzazione di edifici in muratura confinata devono essere eseguite in accordo anche con la UNI EN 1996-1-1, che è espressamente richiamata dalla UNI EN 1998-1.

Le resistenze a taglio e a pressoflessione nel piano, e a pressoflessione fuori piano, possono essere calcolate in accordo con la UNI EN 1996-1-1.

La capacità di spostamento ai fini della verifica allo SLC, a meno di moti rigidi del pannello, può essere assunta pari a:

- 1.2% dell'altezza del pannello (rottura per pressoflessione con $v \leq 0.2$);
- 0.5% dell'altezza del pannello (rottura per taglio);

in cui v è lo sforzo assiale medio normalizzato $v = \sigma_0/f_a = N/(A f_a)$ ed A è l'area lorda della sezione normale del setto murario comprensiva degli elementi di confinamento in c.a.

Per valori di v superiori a 0,2, nel caso di rottura per pressoflessione, è opportuno assumere valori più cautelativi. In assenza di considerazioni più approfondite, si suggerisce di assumere che la capacità di spostamento ultima sia non superiore a $1.5\% \times (1-v)$ e, comunque, non inferiore allo spostamento al limite elastico del pannello.

C7.8.5 STRUTTURE MISTE

La trasmissione delle azioni sismiche in una struttura mista può avvenire attraverso un organismo strutturale che presenti elementi in muratura ed elementi in cemento armato o acciaio o legno od altra tecnologia disposti altimetricamente allo stesso piano oppure disposti altimetricamente su piani successivi.

Laddove le azioni sismiche non vengano integralmente affidate alla struttura muraria od a quelle in altra tecnologia ma si ravvisi l'esigenza di considerare la collaborazione delle pareti in muratura e dei sistemi di diversa tecnologia nella resistenza al sisma, per tali strutture è necessario eseguire l'analisi non lineare, statica o dinamica, al fine di valutare correttamente i diversi contributi di elementi caratterizzati da rigidità, resistenze e capacità deformative molto differenziate tra di loro.

C7.8.6 REGOLE DI DETTAGLIO

C7.8.6.3 COSTRUZIONI DI MURATURA CONFINATA

Si ricorda che in ogni caso il cordolo di piano deve essere realizzato nel rispetto di quanto riportato al § 7.8.6.1, in analogia con le costruzioni in muratura ordinaria e in muratura armata.

Come per le costruzioni in muratura armata è possibile derogare dal requisito di avere agli incroci delle pareti perimetrali zone di parete muraria di lunghezza non inferiore ad un metro su ciascun lato dell'angolo.

C7.9 PONTI

C7.9.5 DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Per garantire alle pile da ponte un comportamento dissipativo, nel dimensionamento e nella verifica degli elementi strutturali si adotta la progettazione in capacità. A differenza degli elementi strutturali di tutte le altre tipologie strutturali, per le quali i fattori di sovrarresistenza sono tutti riassunti nella Tabella 7.2.1, la norma fornisce un'espressione specifica per le strutture in elevazione dei ponti. Per individuare la domanda calcolata, in base a considerazioni di equilibrio, a partire dalla capacità a flessione delle zone dissipative e dai carichi permanenti, si utilizza, solo per i ponti, il pedice "pre".

C7.9.5.1 PILE

C7.9.5.1.1 Verifiche di resistenza (RES)

La figura C7.9.1 sintetizza i criteri di verifica per le pile, con riferimento a due schemi tipo: quello della pila libera in testa (mensola) e quello della pila con incastro al piede e in testa, con diverso grado di vincolo. Le prescrizioni sulla lunghezza delle zone dissipative sono riportate al § 7.9.6.1.3 della norma.

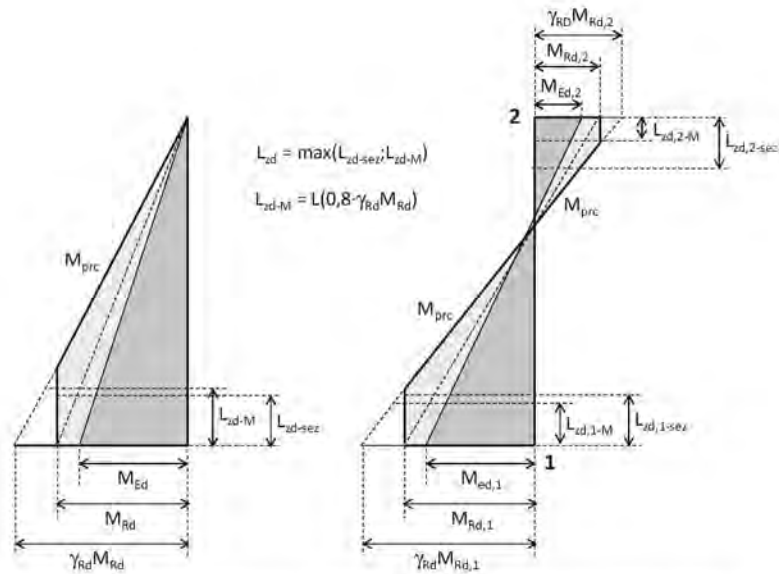


Figura C7.9.1 – Progettazione in capacità delle pile (schemi a mensola e a doppio incastro)

Si specifica di seguito il significato dei simboli in Figura C7.9.1: L_{zd} = lunghezza della zona dissipativa; L_{zd-sez} = lunghezza della zona dissipativa in funzione delle dimensioni della sezione (§ 7.9.6.1.3 NTC); L_{zd-M} = lunghezza della zona dissipativa in funzione della domanda flessionale M_{prc} definita al § 7.9.5 della norma.

C7.10 COSTRUZIONI CON ISOLAMENTO E/O DISSIPAZIONE

C7.10.1 SCOPO

L'isolamento sismico rientra tra le strategie di protezione usualmente raggruppate sotto la denominazione di "controllo passivo delle vibrazioni". Di queste l'"isolamento sismico" e la "dissipazione d'energia" sono quelle più comunemente utilizzate. Entrambe le tecniche di protezione sono correntemente usate per la protezione delle costruzioni, sia nuove che esistenti, e sono efficaci in ragione del modo in cui ne modificano il comportamento dinamico. La prima è essenzialmente finalizzata a limitare l'energia in ingresso⁽¹⁾ attraverso isolatori collocati tra la porzione di costruzione da proteggere e quella solidale al terreno, la seconda consente di dissipare parte dell'energia in ingresso, attraverso meccanismi di dissipazione controllata, utilizzando appositi dispositivi collocati all'interno della struttura o colleganti strutture contigue.

Queste tecniche di protezione si utilizzano per migliorare le prestazioni delle costruzioni soggette ad azioni sismiche.

Per realizzare l'isolamento sismico, occorre creare una discontinuità strutturale lungo l'altezza della costruzione che permetta ampi spostamenti orizzontali relativi tra la parte della costruzione superiore (*sovrastuttura*) e quella inferiore (*sottostruttura*) alla discontinuità. Il collegamento tra la sovrastuttura e la sottostruttura è realizzato mediante isolatori, ovvero speciali apparecchi di appoggio caratterizzati da rigidità basse nei confronti degli spostamenti orizzontali, elevate nei confronti di quelli verticali.

Negli edifici, la discontinuità strutturale viene spesso realizzata alla base, tra la fondazione e l'elevazione (isolamento alla base) o immediatamente al di sopra del 1° piano, per lo più lo scantinato.

Nei ponti l'isolamento sismico è generalmente realizzato tra l'impalcato e le strutture di supporto (pile e spalle), nel qual caso gli isolatori sostituiscono gli usuali apparecchi di appoggio. Normalmente la riduzione delle forze sismiche che ne consegue produce i suoi maggiori benefici sulle pile e sulle spalle (benefici indiretti sulla sottostruttura). Nei ponti ad impalcato continuo, un'attenta calibrazione delle caratteristiche meccaniche e dei dispositivi d'isolamento e di vincolo che collegano l'impalcato con le pile e le spalle permette altresì di migliorare la distribuzione delle forze sismiche orizzontali trasmesse dall'impalcato alle diverse strutture di supporto.

Molti degli isolatori attualmente in commercio, anche a comportamento sostanzialmente lineare, garantiscono rapporti di smorzamento del sistema d'isolamento superiori al 5%. Per modificare e migliorare le caratteristiche del sistema d'isolamento, in

⁽¹⁾ Per energia in ingresso si intende l'energia trasmessa alla costruzione da un'azione generica e nel caso del terremoto dal movimento sismico del terreno. Tale energia si manifesta come deformazioni e movimento della costruzione.

termini di capacità dissipative e/o ricentranti, si possono utilizzare “dispositivi ausiliari” con opportuno comportamento meccanico.

Gli effetti dell’isolamento su una struttura possono essere ben interpretati facendo riferimento a forme tipiche degli spettri di risposta elastici in accelerazioni e in spostamenti, per diversi rapporti di smorzamento (Figura C7.10.1).

Considerando una porzione di struttura che, a base fissa, avrebbe un periodo fondamentale di oscillazione T_{bf} in una data direzione, l’isolamento alla base di questa porzione deve produrre uno dei seguenti effetti:

- l’incremento del periodo grazie all’adozione di dispositivi con comportamento d’insieme approssimativamente lineare. Si ottiene un buon “disaccoppiamento” quando il periodo della struttura isolata T_{is} risulta $T_{is} \geq 3 \cdot T_{bf}$. Maggiore è l’incremento di periodo (generalmente $T_{is} > 2,0$ s) maggiore è la riduzione delle accelerazioni sulla sovrastruttura (spettro in accelerazioni) e l’incremento degli spostamenti (spettro in spostamenti), che si concentrano essenzialmente nel sistema di isolamento;
- la limitazione della forza trasmessa alla sottostruttura, grazie all’adozione di dispositivi con comportamento d’insieme non lineare, caratterizzato da basso incrudimento ovvero incrementi minimi o nulli della forza per grandi spostamenti. In questo modo si limitano le forze d’inerzia, quindi l’accelerazione, sulla sovrastruttura, ancora a scapito di un sensibile incremento degli spostamenti nel sistema di isolamento.

Oltre che nei due modi detti, l’isolamento si può conseguire utilizzando dispositivi che garantiscano al sistema un comportamento d’insieme intermedio tra i due.

La dissipazione di energia, dovuta agli isolatori e/o ad eventuali dispositivi ausiliari determina sempre una riduzione degli spostamenti nel sistema di isolamento. Essa è particolarmente utile in siti caratterizzati da elevata sismicità e/o nel caso di sottosuoli con caratteristiche meccaniche scadenti (tipo C, D, E), cioè nei casi in cui gli spettri di risposta possono presentare spostamenti elevati ed accelerazioni significative anche su periodi di oscillazioni elevati.

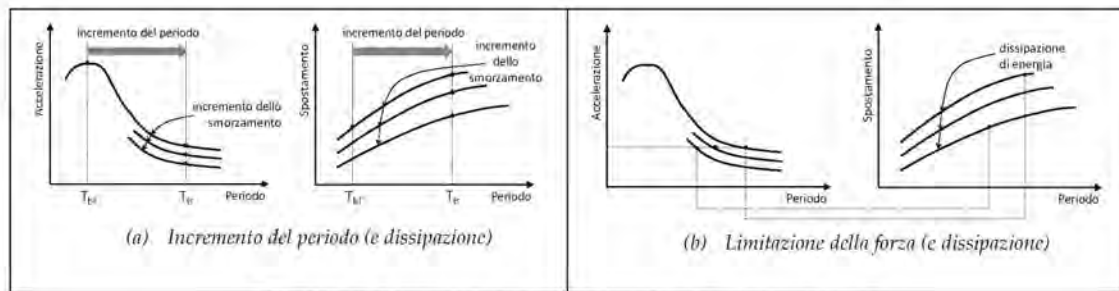


Figura C7.10.1 - Strategie di riduzione della domanda mediante isolamento sismico

L’applicazione dell’isolamento sismico, anche alle usuali costruzioni, richiede criteri, regole e accorgimenti particolari, riportati nel § 7.10 delle NTC e, ove necessario, meglio esplicitati in questa circolare, per tener conto del comportamento peculiare dell’insieme sottostruttura-sistema d’isolamento-sovrastuttura.

Tali regole, evidentemente, non possono essere estese all’applicazione strutturale di altri sistemi di protezione sismica, quali quelli basati sull’impiego di dispositivi dissipativi distribuiti a vari livelli, all’interno della costruzione, come nel caso dei sistemi di controventi dissipativi per gli edifici a struttura intelaiata.

Per essi non è necessaria una trattazione specifica, poiché la loro progettazione non richiede regole aggiuntive rispetto a quelle già descritte per le costruzioni ordinarie, una volta che il comportamento dei dispositivi antisismici sia tenuto correttamente in conto e che le loro caratteristiche e le modalità di accertamento siano conformi alle prescrizioni del § 11.9 delle NTC, fatto salvo il numero di cicli da effettuare nelle prove di qualificazione, che dovrà essere commisurato a quello prevedibile per il terremoto di progetto allo SLC. Infatti, le NTC forniscono indicazioni e prescrizioni sugli strumenti e metodi di valutazione (modellazione e analisi strutturali lineari e non lineari) nonché le regole per le verifiche di sicurezza degli elementi strutturali e dei dispositivi.

Per questi schemi applicativi, lo spostamento di interpiano prodotto dal sisma attiva i meccanismi di dissipazione di energia prima che gli spostamenti relativi possano produrre danni significativi sugli elementi strutturali. In tal modo la maggior parte dell’energia in entrata viene immagazzinata e dissipata nei dispositivi, mentre la funzione di sostegno dei carichi verticali rimane attribuita alla struttura convenzionale.

Facendo riferimento alle forme tipiche degli spettri di risposta elastici delle accelerazioni e degli spostamenti di Fig. C7.10.2, il comportamento di una struttura dotata di dispositivi dissipativi, assimilata ad oscillatore elementare, può essere interpretato osservando che l’introduzione del sistema di dissipazione produce un aumento dello smorzamento e, se il sistema determina un irrigidimento della struttura, una riduzione del periodo, oltre che, per molti sistemi di uso corrente, un aumento della resistenza

complessiva. Ciò determina una sensibile riduzione degli spostamenti complessivi (si vedano gli spettri in spostamenti) e, quindi, degli spostamenti di interpiano, con conseguente riduzione dei danni agli elementi strutturali e non.

Quando la struttura non isolata ha un periodo elevato, come nel caso esposto in figura, così da ricadere nell'intervallo del ramo calante delle curve spettrali in accelerazione, si può manifestare un aumento delle accelerazioni sulla struttura, e quindi un aumento delle forze orizzontali, con conseguente maggior impegno delle fondazioni, in particolare di quelle immediatamente sottostanti le maglie strutturali rafforzate. In ogni caso i pilastri interagenti direttamente con i controventi, a fronte di una drastica riduzione delle sollecitazioni flettenti e taglianti, subiscono un incremento delle sollecitazioni assiali.

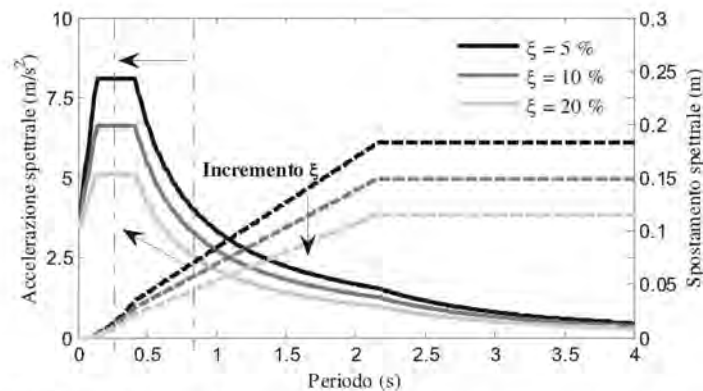


Figura C7.10.2 - Strategie di riduzione della domanda mediante dissipazione di energia

Tra i pregi che la strategia della dissipazione di energia presenta, anche rispetto all'isolamento sismico, spicca la capacità di far fronte a qualsiasi tipo di azione dinamica, indipendentemente dal contenuto in frequenze della forzante, il che la rende favorevolmente applicabile a qualsiasi tipo di edificio, in particolare anche agli edifici alti, e qualunque sia la natura del terreno di fondazione, quindi anche nel caso di terreni soffici. Inoltre essa ben si presta all'adeguamento o miglioramento sismico di costruzioni esistenti, particolarmente degli edifici intelaiati, con possibili vantaggi rispetto ad interventi sia convenzionali sia basati sull'isolamento sismico.

C7.10.2 REQUISITI GENERALI E CRITERI PER IL LORO SODDISFACIMENTO

Il sistema d'isolamento deve consentire elevati spostamenti orizzontali garantendo, al contempo, le previste condizioni di vincolo sotto le azioni di servizio. Per garantire quest'ultima condizione, qualora i dispositivi d'isolamento non siano in grado di garantire la condizione di vincolo necessaria, possono essere anche utilizzati dispositivi di vincolo temporaneo, del tipo "a fusibile" (v. § 11.9 delle NTC), che cessano di essere efficaci quando l'azione sismica supera una prefissata intensità. Quando si utilizzano dispositivi di vincolo temporaneo occorre valutare gli effetti che hanno sul movimento della struttura isolata, anche per azioni sismiche che eccedono questo livello prefissato.

La capacità di ricentraggio del sistema d'isolamento è un requisito aggiuntivo, legato alla necessità, o semplicemente, all'opportunità, di garantire che al termine di un terremoto anche violento il sistema d'isolamento, e quindi la struttura nella sua globalità, presenti spostamenti residui nulli o molto piccoli, in modo da non comprometterne l'efficacia operativa nel caso di scosse successive.

Il comportamento di una costruzione con isolamento sismico risulta valutabile, con una buona approssimazione, se i suoi elementi strutturali non subiscono grandi escursioni in campo plastico. La completa plasticizzazione della sovrastruttura può condurre, in alcuni casi particolari (strutture con uno o due piani, con alti periodi di isolamento, scarsa ridondanza e basso incrudimento post-elastico), a notevoli richieste di duttilità. Per questo motivo la *sovrastruttura* e la *sottostruttura* devono avere comportamento strutturale non dissipativo, il che, per azioni sismiche relative allo **SLV**, implica un danneggiamento strutturale molto più limitato, quasi nullo, rispetto a quello di una struttura antisismica convenzionale, per la quale si ammette che, per lo stesso livello di azione, si verifichino notevoli richieste di duttilità.

Il rispetto di questa prescrizione, peraltro, non richiede in generale sovradimensionamenti rispetto alle costruzioni convenzionali, grazie al drastico abbattimento delle accelerazioni cui la struttura isolata è soggetta, e anzi conduce a sollecitazioni di progetto paragonabili quando non inferiori. Essendo nulle o molto limitate le richieste di duttilità agli elementi strutturali, l'adozione di una progettazione in alta duttilità comporterebbe degli inutili aggravii di costo, senza sostanziali vantaggi. Pertanto per i dettagli costruttivi (e solo per questi) si fa riferimento alle regole relative alla Classe di Duttilità a media capacità dissipativa "CDB", per la quale non si richiedono particolari capacità dissipative, ma solo un'adeguata resistenza laterale.

I dispositivi dissipativi dovranno soddisfare le condizioni generali di non danneggiamento e di non rottura nei confronti degli stati limite **SLD** e **SLC**, analogamente a quanto previsto per i dispositivi facenti parte di sistemi di isolamento. Come per i dispositivi d'isolamento, infatti, un'affidabilità superiore è richiesta ai dispositivi del sistema di dissipazione, per il ruolo critico che essi svolgono. Tale affidabilità si ritiene conseguita se sono progettati e verificati sperimentalmente secondo quanto stabilito nel § 11.9.

Condizioni di malfunzionamento o di collasso dei sistemi dissipativi possono dipendere anche dai controventi che collegano o inglobano i dispositivi dissipativi, per i quali dovrà essere evitata la possibilità di instabilizzazione a compressione o di plasticizzazione a trazione per livelli di forza inferiori o pari a quelli di progetto, per qualsiasi Stato limite considerato.

Ulteriori condizioni generali sono legate alle caratteristiche di resistenza degli elementi strutturali collegati ai dispositivi e/o ai controventi. In particolare, nei pilastri adiacenti ai campi controventati occorre controllare che eccessivi stati di sforzo assiale di compressione non inducano fenomeni di instabilità nel caso di strutture in acciaio o di rotture di tipo fragile nel caso di strutture in c.a. Per queste ultime occorre, inoltre, evitare che sforzi di trazione troppo grandi indotti dall'azione sismica riducano eccessivamente il momento resistente ultimo, al punto da determinare la rottura.

C7.10.3 CARATTERISTICHE E CRITERI DI ACCETTAZIONE DEI DISPOSITIVI

In relazione alla funzione svolta nell'ambito del sistema d'isolamento, i dispositivi facenti parte di un sistema di isolamento si possono distinguere in "isolatori" e "dispositivi ausiliari".

Gli isolatori, in accordo con la definizione data nel § 11.9 delle NTC, sono dispositivi che svolgono fundamentalmente la funzione di sostegno dei carichi verticali, con i requisiti di un'elevata rigidità in direzione verticale e di una bassa rigidità o resistenza in direzione orizzontale, permettendo notevoli spostamenti orizzontali. A tale funzione possono essere associate o no quelle di dissipazione di energia, di ricentraggio del sistema, di vincolo laterale sotto carichi orizzontali di servizio (non sismici).

Ricadono nell'ampia categoria dei dispositivi ausiliari tutti quei dispositivi, trattati nel § 11.9, che non sostengono carichi verticali ma svolgono, rispetto alle azioni orizzontali, la funzione di dissipazione di energia e/o di ricentraggio del sistema e/o di vincolo laterale temporaneo per azioni sismiche o non sismiche.

Un sistema di isolamento può essere ad esempio costituito da isolatori elastomerici, eventualmente realizzati con elastomeri ad alta dissipazione o comprendenti inserti di materiali dissipativi (ad es. piombo), oppure da isolatori a scorrimento o rotolamento, che inglobano funzioni dissipative o ricentranti per capacità intrinseca o per presenza di elementi capaci di svolgere tali funzioni, oppure da un'opportuna combinazione di isolatori e dispositivi ausiliari, questi ultimi generalmente con funzione dissipativa, ricentrante e/o di vincolo.

Le proprietà di un sistema di isolamento, nel suo complesso, e la loro costanza nel tempo e nelle varie condizioni di funzionamento scaturiscono dalla combinazione delle proprietà dei dispositivi che lo costituiscono.

La scelta della tipologia di dispositivi da utilizzare in ciascun caso dipende da numerosi fattori, tra cui il livello di protezione da conseguire, le caratteristiche della struttura principale, gli ingombri, la necessità di garantire la piena funzionalità o l'assenza di danno ai dispositivi anche dopo terremoti violenti, le esigenze di manutenzione.

Tipicamente si utilizzano dispositivi di un unico tipo su tutta la struttura, sia per semplicità di progettazione ed esecuzione, sia per una generale economia dell'opera. Non è escluso, tuttavia, che, per alcune situazioni progettuali, un'opportuna combinazione di tipologie diverse di dispositivi possa determinare vantaggi nel comportamento generale della struttura. In tali casi occorre ben valutare gli effetti differenziati di fattori, quali ad esempio la temperatura e l'invecchiamento, che possono variare il comportamento dei dispositivi rispetto a condizioni di riferimento medie.

C7.10.4 INDICAZIONI PROGETTUALI

La progettazione richiede, in generale, la scelta della tipologia dei dispositivi e il loro dimensionamento, in base agli obiettivi da raggiungere.

Nel caso in cui si intervenga su una struttura esistente, l'analisi preliminare della struttura allo stato attuale fornisce utili indicazioni per il progetto del sistema di dissipazione.

L'inserimento del sistema dissipativo sarà finalizzato a ridurre le deformazioni, in modo da contenere i danni ed evitare il collasso della struttura, attraverso le due seguenti azioni alternative:

1. l'incremento della sola dissipazione, che si traduce in uno smorzamento modale equivalente aggiuntivo, con la conseguente riduzione dell'ordinata dello spettro degli spostamenti, a parità di periodo proprio;
2. l'incremento della rigidità e della dissipazione, per cui la riduzione dell'ordinata dello spettro degli spostamenti avviene sia per aumento dello smorzamento che per riduzione del periodo.

La prima è ottenibile con l'utilizzazione di dispositivi dipendenti dalla velocità e si applica bene a strutture dotate di per sé di buona rigidità e resistenza, per le quali è sufficiente una riduzione dell'ordine del 20-40% delle deformazioni sismiche, conseguente ad una uguale riduzione delle forze sismiche.

La seconda è ottenibile con l'utilizzazione di dispositivi dipendenti dallo spostamento e permette di ridurre drasticamente le deformazioni prodotte dal sisma. Nel contempo si possono però avere notevoli incrementi delle accelerazioni, e quindi incrementi delle forze sismiche, con aggravio delle sollecitazioni in fondazione.

C7.10.4.1 INDICAZIONI RIGUARDANTI I DISPOSITIVI

La norma prevede la possibilità di sostituzione dei dispositivi, e dunque predisporre la struttura in modo che sia possibile trasferire temporaneamente alla sottostruttura, attraverso martinetti opportunamente disposti, il carico gravante sul singolo isolatore e prevedere un adeguato spazio per le operazioni necessarie alla rimozione e sostituzione.

Per ridurre o annullare gli spostamenti residui a seguito di un terremoto è inoltre necessario verificare la presenza o prevedere appositi elementi strutturali di contrasto contro cui fare forza per ricollocare la struttura nella sua posizione originaria.

Le connessioni tra i controventi e i nodi strutturali devono essere progettate in modo tale da assorbire, con ampio margine di sicurezza, le forze previste dal calcolo. Le stesse aste non dovranno subire fenomeni di instabilità, sotto la massima forza che il dispositivo dissipativo è in grado di trasmettere.

Per i dispositivi dipendenti dagli spostamenti i parametri fondamentali sono la rigidità k_d e la resistenza F_{dy} , la duttilità μ_c e il rapporto tra la rigidità del sistema dissipativo k_c e quella della struttura k_s , mentre per i dispositivi dipendenti dalla velocità sono la costante di smorzamento e l'eventuale rigidità.

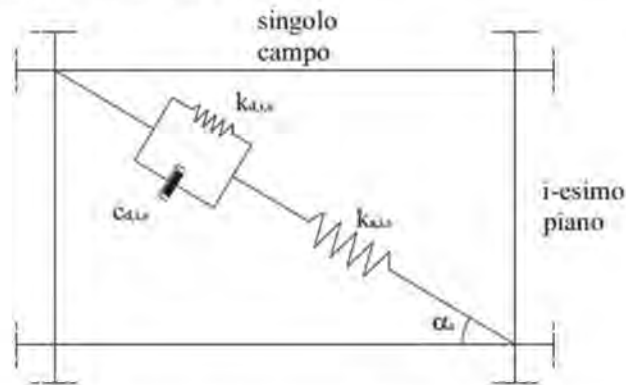


Figura C7.10.2 - Rigidità risultante del telaio rinforzato con sistema dissipativo

La rigidità del sistema dissipativo deriva dalla combinazione delle rigidità dei singoli componenti, ossia del dispositivo dissipativo e della struttura, generalmente metallica, di supporto.

Indicando con: k_c la rigidità del sistema dissipativo, k_s la rigidità del telaio, k_d la rigidità del dispositivo e k_a la rigidità del supporto metallico, e con riferimento alla Figura C7.10.2, si ha:

$$k_c = \frac{1}{\frac{1}{k_d} + \frac{1}{k_a}} \quad \text{rigidità del sistema;} \quad [C7.10.1]$$

$$k_{TOT} = k_s + k_c \quad \text{rigidità del telaio rinforzato.} \quad [C7.10.2]$$

In generale il sistema di supporto deve possedere un'elevata rigidità, rigidità assiale se si tratta di controventi, necessaria per concentrare le deformazioni indotte dal sisma nei dispositivi e per garantire una significativa dissipazione d'energia per piccoli spostamenti.

Per garantire un'efficace interazione, i sistemi dissipativi devono essere posizionati nel piano dei telai, possibilmente all'interno delle maglie strutturali. In caso contrario, particolare attenzione va posta nello studio delle connessioni, che possono risultare non sufficientemente rigide o indurre eccessive sollecitazioni locali nelle strutture portanti dell'edificio.

C7.10.4.2 CONTROLLO DI MOVIMENTI INDESIDERATI

Gli effetti torsionali d'insieme del sistema strutturale, ossia di rotazione intorno ad un asse verticale, determinano spostamenti diversi nei dispositivi e, nel caso di forti non linearità, differenze di comportamento che possono ulteriormente accentuare la torsione. Occorre pertanto evitare o limitare quanto più possibile le eccentricità massa-rigidità, cosa peraltro facilmente ottenibile attraverso una corretta progettazione degli isolatori e dei dispositivi ausiliari, e incrementare la rigidità e/o resistenza torsionale del sistema d'isolamento.

Si sottolinea la necessità di valutare i possibili effetti sulla struttura legati alla deformabilità verticale degli isolatori elastomerici, funzione delle caratteristiche geometriche dell'isolatore e meccaniche dell'elastomero, e a quella pressoché nulla degli isolatori a scorrimento. Si possono avere spostamenti differenziali significativi sia nella fase elastica di caricamento, sia nella fase successiva, di deformazioni lente (viscosità della gomma), sia, infine, sotto l'azione del terremoto.

L'isolatore in gomma, infatti, sottoposto a spostamento laterale, subisce anche accorciamenti verticali non trascurabili, a causa della concentrazione degli sforzi di compressione nell'area di sovrapposizione tra la piastra superiore e quella inferiore, nella condizione di isolatore deformato. In termini generali è consigliabile adottare isolatori in gomma molto rigidi verticalmente e, dunque, con fattori di forma primario e secondario piuttosto elevati, così da minimizzare gli spostamenti verticali in condizioni statiche e sismiche.

Gli isolatori soggetti a forze di trazione o a sollevamento durante l'azione sismica dovranno essere in grado di sopportare la trazione o il sollevamento senza perdere la loro funzionalità strutturale.

La presenza di sforzi di trazione eccessivi negli isolatori elastomerici può indurre cavitazione nella gomma e l'insorgere di rotture. Nel caso di isolatori a scorrimento, possono determinarsi sollevamenti e quindi distacchi tra le superfici di scorrimento, con possibili negativi effetti di impatto. In generale, la trazione negli isolatori determina comportamenti non lineari, difficilmente valutabili attraverso un calcolo lineare, ed una condizione di lavoro degli isolatori di solito non verificata sperimentalmente.

In generale, salvo situazioni particolari in cui una parte della struttura abbia resistenza sovrabbondante rispetto alla richiesta locale, sarà opportuno che il sistema di dissipazione sia distribuito lungo tutta l'altezza della struttura, con caratteristiche meccaniche piano per piano calibrate in modo da conseguire gli obiettivi sopra richiamati.

La posizione e la configurazione dei controventi dissipativi è spesso condizionata dalle esigenze architettoniche, e ciò può costituire un vincolo all'ottimizzazione della posizione in pianta e della disposizione nella maglia strutturale. Sarà, quindi, opportuno cercare soluzioni concordate con il progettista architettonico, che possano conciliare entrambe le esigenze.

E' opportuna una buona ridondanza degli elementi che costituiscono il sistema di protezione per un duplice motivo. In primo luogo, l'utilizzo di un maggior numero di controventi consente di ridurre le sollecitazioni indotte sulle membrature cui essi sono collegati. In secondo luogo, disponendo più controventi all'interno della struttura, è possibile scongiurare il rischio che il malfunzionamento di un dispositivo possa compromettere l'efficacia dell'intero sistema di protezione.

C7.10.4.3 CONTROLLO DEGLI SPOSTAMENTI SISMICI DIFFERENZIALI DEL TERRENO

La rigidità strutturale dei piani immediatamente al di sotto e al di sopra del sistema di isolamento va intesa nel piano orizzontale, ed è finalizzata a garantire una distribuzione regolare degli sforzi tra i diversi isolatori, anche in caso di funzionamenti difformi da quelli previsti, ed a distribuire correttamente le forze degli eventuali dispositivi ausiliari (che sono in genere in numero limitato) tra gli elementi strutturali che debbono assorbirli.

Il ruolo dei diaframmi rigidi orizzontalmente è tanto più importante quanto meno uniforme è la trasmissione degli sforzi orizzontali tra la sovrastruttura e la sottostruttura.

C7.10.4.4 CONTROLLO DEGLI SPOSTAMENTI RELATIVI AL TERRENO ED ALLE COSTRUZIONI CIRCOSTANTI

Il corretto funzionamento di una struttura con isolamento sismico si consegue solo a condizione che la massa isolata, ossia quella della sovrastruttura, possa muoversi liberamente in tutte le direzioni orizzontali per spostamenti almeno pari a quelli di progetto. Questa condizione deve essere verificata in tutte le fasi progettuali, realizzative e di collaudo.

In particolare è importante controllare che elementi non strutturali e/o impianti non riducano le possibilità di movimento della struttura previste nella progettazione strutturale. In tal senso è richiesta, da parte di tutti i progettisti inclusi quelli architettonici e impiantistici, la massima sensibilizzazione e la piena consapevolezza delle modalità di funzionamento di una struttura con isolamento sismico.

È inoltre importante controllare coprigiunti e elementi di attraversamento orizzontali (dispositivi di giunto) e verticali (scale, ascensori), affinché siano concepiti e realizzati così da non impedire il libero movimento della sovrastruttura.

C7.10.5 MODELLAZIONE E ANALISI STRUTTURALE

Il modello matematico dell'edificio deve tener conto della effettiva distribuzione in pianta e in elevazione dei dispositivi dissipativi, per consentire la valutazione esplicita della distribuzione delle forze e delle azioni di progetto nei componenti al sistema dissipativo. I rapporti di rigidità tra il sistema di dissipazione e la struttura portante sono importanti nel determinare la distribuzione delle forze orizzontali tra l'uno e l'altra e il comportamento dinamico dell'insieme. La complessità, inoltre, si accresce in relazione al fatto che la rigidità delle membrature in c.a. è fortemente condizionata dalla fessurazione, a sua volta funzione del livello di sollecitazione flessionale e tagliante, dell'entità dello sforzo assiale e della quantità di armatura, e di tali parametri è necessario tener conto almeno in maniera approssimata.

Nella modellazione del sistema di controventamento, occorre portare in conto la deformabilità dei collegamenti alla struttura portante e al dispositivo dissipativo.

C7.10.5.1 PROPRIETÀ DEL SISTEMA DI ISOLAMENTO

Ai fini della valutazione globale delle variazioni delle caratteristiche meccaniche da mettere in conto nelle analisi, occorrerà tener conto sia della (bassa) probabilità di occorrenza del terremoto contemporaneamente alle diverse condizioni che determinano tali variazioni, sia della correlazione tra le variazioni dei parametri che definiscono il comportamento meccanico dei diversi dispositivi che compongono il sistema di isolamento, in particolare verificando se le variazioni avvengono con stesso segno o con segno opposto.

L'entità delle deformazioni subite in relazione allo stato limite considerato ha notevole influenza nel caso di sistemi a comportamento non lineare, minore nel caso di sistemi a comportamento quasi-lineare. Nel primo caso, quando si esegue l'analisi non lineare, tale variabilità è automaticamente messa in conto nel modello. Qualora, invece, fosse possibile adottare l'analisi lineare, particolare cura dovrà essere rivolta alla determinazione delle caratteristiche lineari equivalenti del sistema. Per i sistemi quasi lineari l'effetto risulterà tanto maggiore quanto maggiore è la dissipazione di energia. Nel caso di isolatori elastomerici, per rapporti di smorzamento dell'ordine del 10%, le analisi per lo SLU e per lo SLD possono eseguirsi, in genere, con gli stessi valori di rigidezza e di smorzamento, se i valori di deformazione raggiunti per i due livelli di azione sono compresi tra il 50% e il 150%.

La velocità di deformazione (frequenza), nell'intervallo di variabilità del $\pm 30\%$ del valore di progetto ha, per la maggior parte dei dispositivi normalmente utilizzati, influenza trascurabile. Più importanti sono le differenze di comportamento tra le condizioni di esercizio (ad esempio in relazione a spostamenti lenti dovuti a variazioni termiche) e quelle sismiche, differenziandosi le velocità di qualche ordine di grandezza.

La rigidezza o la resistenza agli spostamenti orizzontali di alcuni tipi di isolatori dipendono dall'entità degli sforzi verticali agenti simultaneamente agli spostamenti sismici orizzontali. Ciò accade in maniera significativa per gli isolatori a scorrimento e, in misura minore, per gli isolatori elastomerici con basso fattore di forma secondario.

Per gli isolatori elastomerici con elevati fattori di forma e con verifiche di stabilità soddisfatte con ampio margine, la dipendenza della rigidezza orizzontale dallo sforzo verticale presente è in genere trascurabile.

Il comportamento di un dispositivo secondo una direzione può essere, per alcuni tipi, influenzato dalle deformazioni in direzione trasversale a quella considerata, per effetti del second'ordine non trascurabili.

Le variazioni di caratteristiche meccaniche conseguenti alle variazioni termiche potranno essere valutate coerentemente con i valori di combinazione degli effetti termici.

Nel piano di manutenzione dei dispositivi antisismici occorre tenere conto degli effetti dell'invecchiamento che, per i dispositivi elastomerici, possono essere particolarmente significativi.

C7.10.5.2 MODELLAZIONE

Anche nel caso in cui sia necessario ricorrere all'analisi non lineare, il modello della sovrastruttura e della sottostruttura sarà costituito da elementi a comportamento lineare, essendo assenti o trascurabili le escursioni in campo non lineare della struttura, per quanto specificato in §7.10.5.2 e in §7.10.6.2.1.

In tal caso si farà riferimento ad un modello in cui gli elementi della struttura operano in campo elastico lineare mentre gli elementi del sistema d'isolamento operano in campo non lineare, riproducendone al meglio il comportamento ciclico reale dei dispositivi, così come ricavato dalle prove di qualificazione (v. §11.9).

C7.10.5.3 ANALISI

In relazione alle caratteristiche dell'edificio e del sistema di isolamento possono essere utilizzati i seguenti metodi di analisi:

- statica lineare
- dinamica lineare
- dinamica non lineare

L'analisi statica lineare è applicabile solo nei casi in cui il sistema d'isolamento è modellabile come visco-elastico lineare (v. §7.10.5.2) e solo quando sono soddisfatte le condizioni specificate in §7.10.5.3.1, che individuano edifici e ponti con caratteristiche correnti e regolari.

L'analisi dinamica lineare è applicabile in tutti i casi in cui il sistema d'isolamento è modellabile come visco-elastico lineare (v. §7.10.5.2).

L'analisi dinamica non lineare del sistema di isolamento può essere svolta in ogni caso. Essa è obbligatoria quando il sistema d'isolamento non può essere rappresentato da un modello lineare equivalente. In tal caso si farà riferimento ad un modello in cui gli elementi della struttura operano in campo elastico lineare mentre gli elementi del sistema d'isolamento operano in campo non lineare, riproducendone al meglio il suo comportamento ciclico (v. §7.10.5.2).

Particolare attenzione andrà posta nella scelta dei parametri di smorzamento viscoso del sistema strutturale. Quando la dissipazione nel sistema d'isolamento è affidata esclusivamente a dispositivi con comportamento dipendente dallo spostamento, la matrice di smorzamento andrà definita in modo tale che lo smorzamento viscoso dia un contributo trascurabile alla

dissipazione di energia nel movimento del sistema d'isolamento e il corretto contributo, assimilabile a quello della struttura in elevazione operante in campo lineare, nei movimenti della struttura. Per valutare l'influenza della scelta dei parametri dello smorzamento è consigliabile eseguire più analisi variando tali parametri intorno al valore ritenuto più idoneo.

Non è citata l'analisi statica non lineare in quanto, dovendo essere trascurabili le non linearità che si sviluppano nella struttura, l'adozione dell'analisi statica non lineare non comporterebbe particolari vantaggi nella progettazione della struttura.

Per le costruzioni con sistemi di dissipazione di energia le prescrizioni del § 7.3 delle NTC, integrate con le indicazioni contenute nei successivi punti possono costituire un utile riferimento.

La dipendenza del comportamento dei dispositivi da fattori quali la frequenza, la temperatura, l'invecchiamento dei materiali, può essere tenuta in conto, qualora significativa, effettuando analisi multiple che considerino il comportamento dei dispositivi in corrispondenza dei valori limite dei parametri sopra detti. Le verifiche di sicurezza degli elementi strutturali e dei componenti del sistema dissipativo saranno riferite alla risposta più gravosa ottenuta dall'analisi multipla.

Per l'effettuazione delle verifiche agli SLU occorre, in generale, effettuare due serie di analisi. Per le verifiche della struttura le sollecitazioni saranno calcolate con riferimento alle azioni valide per lo SLV, per le verifiche dei dispositivi si farà riferimento alle azioni valide per lo SLC.

Nella valutazione dei risultati delle analisi, particolare attenzione andrà posta alla determinazione del numero di cicli di grande ampiezza cui sono soggetti i dispositivi, al fine di definire correttamente il programma delle prove di qualificazione e accettazione dei dispositivi stessi (v. §11.9 e relativi commenti in circolare).

C7.10.5.3.1 Analisi lineare statica

L'analisi statica lineare considera due traslazioni orizzontali indipendenti, cui sovrappone gli effetti torsionali. Si assume che la sovrastruttura sia un solido rigido che trasla al di sopra del sistema di isolamento, con un periodo equivalente di traslazione pari a:

$$T_{is} = 2\pi\sqrt{M/K_{esi}} \quad [C7.10.3]$$

in cui:

M è la massa totale della sovrastruttura;

K_{esi} è la rigidezza equivalente orizzontale del sistema d'isolamento, ottenuta trascurando eventuali effetti torsionali a livello di isolamento.

Lo spostamento del centro di rigidezza dovuto all'azione sismica d_{dc} verrà calcolato, in ciascuna direzione orizzontale, mediante la seguente espressione (equazione [7.10.2] della norma):

$$d_{dc} = \frac{M \cdot S_e(T_{is}, \xi_{esi})}{K_{esi, \min}} \quad [C7.10.4]$$

In cui $S_e(T_{is}, \xi_{esi})$ è l'accelerazione spettrale definita in 3.2.3 per la categoria di suolo di fondazione appropriata e $K_{esi, \min}$ è la rigidezza equivalente minima in relazione alla variabilità delle proprietà meccaniche del sistema di isolamento, per effetto dei fattori definiti in § C7.10.1.

Anche quando non sussistono le condizioni per la sua applicabilità, l'analisi statica lineare è un ottimo ausilio per la progettazione del sistema di isolamento e dei principali elementi strutturali ed i suoi risultati possono fornire utili indicazioni sull'impostazione generale del progetto e sui risultati ottenuti con analisi più sofisticate soprattutto nei passi relativi alla verifica del sistema di isolamento e alla valutazione del taglio alla base.

C7.10.5.3.2 Analisi lineare dinamica

La matrice di smorzamento, in caso di integrazione diretta delle equazioni del moto (analisi con accelerogrammi), può essere definita, se non si può determinarla direttamente, con la classica formulazione:

$$C = \alpha M + \beta K \quad [C7.10.5]$$

con:

$$\alpha = 4\pi(\xi_2 T_2 - \xi_1 T_1) / (T_2^2 - T_1^2) \quad [C7.10.6]$$

$$\beta = [(T_1 T_2) / \pi] [(\xi_1 T_2 - \xi_2 T_1) / (T_2^2 - T_1^2)] \quad [C7.10.7]$$

ξ = valore dello smorzamento che si vuole attribuire ai modi principali, mentre T_1 e T_2 definiscono il range di periodi per il quale si vuole che lo smorzamento sia all'incirca pari a ξ (con valore esatto agli estremi dell'intervallo).

Si possono adottare due diverse strategie nel fissare i parametri ξ_1, T_1, ξ_2, T_2 :

- Assumere T_1 circa pari a quello della struttura a base fissa e T_2 circa pari a quello della struttura isolata (in caso di modello 3D si hanno tre periodi di isolamento);
- Assumere T_1 e T_2 estremi dell'intervallo di periodi in cui si situano i tre periodi di isolamento del modello 3D.

Per scegliere nella maniera più opportuna occorre tener conto dello smorzamento risultante per gli altri modi di vibrare dall'adozione dei coefficienti α e β tarati su due soli modi, ricavabile con la formula seguente:

$$\xi_i = 0.5 [(\alpha T_i)/(2\pi) + (2\pi\beta)/(T_i)] \quad [C7.10.8]$$

C7.10.6 VERIFICHE

C7.10.6.1 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Il requisito del sostanziale mantenimento in campo elastico della struttura nelle verifiche allo SLV fornisce ampie garanzie rispetto alla sicurezza nei confronti dello SLD.

Ovviamente la condizione da rispettare allo SLD relativa agli spostamenti di interpiano, si applica solo agli edifici. In generale gli edifici con isolamento sismico subiscono spostamenti interpiano decisamente minori rispetto agli edifici convenzionali, grazie alla forte riduzione dell'ordinata spettrale legata all'incremento del periodo proprio e dello smorzamento, riduzione che può risultare dell'ordine di 4-5 volte e anche più. Per questo negli edifici con isolamento sismico i limiti da rispettare, pur ridotti ai 2/3 dei limiti utilizzati per gli edifici convenzionali, garantiscono un livello di protezione maggiore anche agli elementi non strutturali.

La presenza di spostamenti residui, ad esempio derivanti da plasticizzazioni più o meno estese degli elementi base, nel caso di sistemi a comportamento non lineare, non deve, in generale, portare né a malfunzionamenti del sistema d'isolamento, né a compromissione delle normali condizioni di esercizio dell'edificio.

Il comportamento quasi-elastico degli isolatori in gomma garantisce un ritorno alla condizione indeformata, anche se non necessariamente immediato, e garantisce il ripristino delle condizioni pre-sisma, senza necessità di verifiche apposite.

Date le modalità di funzionamento di una struttura con isolamento alla base, possono verificarsi spostamenti relativi non trascurabili (qualche centimetro) tra la sovrastruttura e le parti fisse (sottostruttura, terreno, costruzioni adiacenti), anche per le azioni sismiche relative allo SLD. Tali spostamenti porterebbero a danni alle connessioni, se queste non vengono esplicitamente progettate per sostenerli ed alle tubazioni rigide tipicamente adottate nella transizione tra edifici fissi alla base e terreno (o altre costruzioni o parti strutturali). Occorre, perciò, prestare particolare attenzione ai dettagli degli impianti, soprattutto delle condutture, in corrispondenza dell'attraversamento dei giunti. Per queste ultime occorre adottare delle giunzioni flessibili e comunque che permettano di subire spostamenti dell'entità detta, senza determinare danni e perdite.

Si raccomanda di valutare, di caso in caso, l'opportunità di elevare la protezione degli impianti, riferendola al terremoto di progetto allo SLV, come già richiesto in C7.10.6.2.1 per le costruzioni di classe IV, o comunque a un'azione di intensità superiore a quella dello SLD.

E' auspicabile che i dispositivi dissipativi possano esplicare la loro funzione dissipativa anche per le azioni orizzontali relative allo SLD, senza però comprometterne le prestazioni allo SLC.

Gli edifici rinforzati mediante inserimento di dispositivi dissipativi che potrebbero giungere a rottura per un numero non elevato di cicli (es. smorzatori di tipo elastoplastico) devono resistere in campo elastico alle altre azioni di progetto, al fine di evitare rotture premature dovute a fatica.

C7.10.6.2 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI

C7.10.6.2.1 Verifiche allo SLV

Di seguito si forniscono alcune indicazioni per gli edifici isolati alla base.

Per un corretto funzionamento del sistema di isolamento, occorre che la sottostruttura rimanga in campo sostanzialmente elastico, sotto l'effetto delle azioni sismiche di progetto. Le forze d'inerzia rispetto alle quali occorre verificare gli elementi della sottostruttura saranno quelle trasmesse dalla sovrastruttura, attraverso il sistema di isolamento, e quelle direttamente agenti su di essa. Queste ultime, nel caso in cui la sottostruttura sia estremamente rigida ed abbia modi di vibrare con periodo di oscillazione inferiore a 0,05 s, dunque in sostanziale assenza di amplificazioni, potranno essere calcolate applicando direttamente la massima accelerazione del terreno alle masse della sottostruttura.

In virtù della bassa probabilità che i massimi delle sollecitazioni indotte nella sottostruttura dalle forze d'inerzia sulla sovrastruttura e dalle forze d'inerzia direttamente applicate alla sottostruttura siano contemporanei, si può applicare la regola di combinazione della radice quadrata della somma dei quadrati, anche nel caso in cui le sollecitazioni prodotte dai due sistemi di forze d'inerzia (sulla sovrastruttura e sulla sottostruttura) siano calcolate separatamente mediante analisi statiche.

Per evitare danneggiamenti significativi della sovrastruttura, le sollecitazioni di progetto degli elementi strutturali della sovrastruttura possono essere determinate a partire da quelle ottenute dal calcolo, nell'ipotesi di comportamento perfettamente elastico lineare, utilizzando un fattore di comportamento pari a 1,5.

Le parti dei dispositivi non impegnate nella funzione dissipativa, cui si riferisce la norma, sono, ad esempio, gli elementi di connessione alla struttura (bulloni, piastre, etc.), le piastre cui sono attaccate le superfici di scorrimento degli isolatori in acciaio-

PTFE, il cilindro e lo stelo di un dispositivo viscoso, tutti gli elementi costruttivi e le connessioni di un dispositivo elasto-plastico ad esclusione degli elementi dissipativi (metallici o altro), etc..

Gli edifici di classe d'uso IV debbono mantenere la loro piena funzionalità anche dopo un terremoto violento. Per i loro impianti, pertanto, si richiede che vengano rispettati i requisiti di assenza di danni nelle connessioni anche per il terremoto di progetto allo SLV.

C7.10.6.2.2 Verifiche allo SLC

La verifica allo SLC dei dispositivi del sistema d'isolamento realizza il requisito enunciato in precedenza, riguardante il livello superiore di sicurezza richiesto al sistema d'isolamento. Lo spostamento d_s , che definisce lo spostamento di riferimento per la verifica dei dispositivi di isolamento, è prodotto da un terremoto di intensità superiore all'intensità del terremoto per il quale vengono progettate le strutture allo SLV. Ciò implica la necessità di ripetere il calcolo, anche in caso di analisi dinamica lineare.

Per gli impianti pericolosi, in particolare per le condutture del gas, la verifica delle capacità delle giunzioni di sopportare senza perdite di fluidi gli spostamenti relativi va obbligatoriamente riferita alle azioni sismiche relative allo SLC, in relazione all'alto rischio che essi implicano e che, in caso di rottura, può portare la struttura al collasso o creare condizioni di pericolo per la vita umana.

C7.10.8 ACCORGIMENTI SPECIFICI IN FASE DI COLLAUDO

È auspicabile che il collaudatore abbia specifiche competenze, acquisite attraverso precedenti esperienze, come progettista, collaudatore o direttore dei lavori di strutture con isolamento sismico, o attraverso corsi universitari o di specializzazione universitaria.

Oltre a quanto indicato nelle norme tecniche emanate ai sensi dell'art.21 della legge 5.11.71 n.1086, per le opere in c.a., in c.a.p. ed a struttura metallica, devono osservarsi le indicazioni di seguito riportate:

- devono essere acquisiti dal collaudatore i documenti di origine, forniti dal produttore dei dispositivi, unitamente ai certificati relativi alle prove sui materiali ed alla qualificazione dei dispositivi, nonché i certificati relativi alle prove di accettazione in cantiere disposte dalla Direzione dei Lavori;
- la documentazione ed i certificati sopraindicati devono essere esposti nella relazione a struttura ultimata del Direttore dei Lavori cui spetta, ai sensi delle vigenti norme, il preminente compito di accertare la qualità dei materiali impiegati nella realizzazione dell'opera.

In relazione all'importanza di assicurare la totale libertà di spostamento orizzontale della sovrastruttura (ossia della parte isolata), ai fini del corretto funzionamento dell'isolamento sismico, particolare attenzione andrà posta nel verificare tale condizione nelle ispezioni di collaudo. Oltre all'assenza di connessioni strutturali, è importante verificare che non ci siano elementi non strutturali, impianti o contatto con il terreno circostante che possano creare impedimento al movimento della sovrastruttura.

C7.11 OPERE E SISTEMI GEOTECNICI

La progettazione delle opere e dei sistemi geotecnici in presenza di azioni sismiche si esegue rispettando, in modo integrato, le prescrizioni contenute nel Capitolo 6 delle NTC relative alle azioni statiche e quelle specifiche fornite nel presente §7.11 per le azioni sismiche.

C7.11.1 REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE

Le verifiche agli stati limite ultimi in presenza di azioni sismiche (SLV) devono essere effettuate adottando valori unitari dei coefficienti parziali dei gruppi A ed M per il calcolo delle azioni e dei parametri geotecnici di progetto e i soli coefficienti parziali del gruppo R per il calcolo delle resistenze di progetto. A quest'ultimo fine, devono essere impiegati i valori dei coefficienti γ_R riportati nel presente Capitolo 7. Nel caso in cui non fossero espressamente indicati, si fa riferimento ai valori di γ_R indicati nel Capitolo 6.

C7.11.2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA AI FINI SISMICI

La caratterizzazione geotecnica dei terreni e delle rocce, così come la definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo, costituiscono un insieme di attività riguardanti unitariamente la progettazione geotecnica, sia in condizioni statiche, sia in condizioni sismiche. Ne consegue che la caratterizzazione geotecnica ai fini sismici costituisce la necessaria integrazione di quella illustrata nel Capitolo 6 delle NTC per la progettazione in condizioni statiche ed è finalizzata a completare la definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo secondo le necessità della progettazione sismica. Pertanto, anche in presenza di azioni sismiche, il progetto deve articolarsi nelle fasi prescritte nel § 6.2 delle NTC, comprendendo anche tutti gli elementi necessari per tenere conto degli aspetti sismici.

C7.11.3 RISPOSTA SISMICA E STABILITÀ DEL SITO

C7.11.3.1 RISPOSTA SISMICA LOCALE

Nella definizione delle azioni sismiche cui è sottoposta una costruzione, sia in fondazione, sia in elevazione, il progettista deve svolgere un'analisi della risposta sismica locale, cioè una valutazione delle modificazioni del segnale sismico, rispetto a quanto atteso sulla base delle indicazioni riportate al paragrafo 3.2 in merito alla pericolosità sismica di base, dovute alla deformabilità e alla capacità dissipativa del terreno compreso nel volume significativo. A questo fine, sono disponibili diversi strumenti per studiare gli effetti della propagazione delle onde sismiche nel sottosuolo, basati in genere su metodi di analisi numerica, lineare e non, riferiti a problemi monodimensionali, bidimensionali o tridimensionali.

Mentre nelle analisi monodimensionali è possibile tenere conto soltanto degli effetti dell'amplificazione stratigrafica, nelle analisi condotte in condizioni bi-tridimensionali è possibile tenere conto, congiuntamente, sia dell'amplificazione stratigrafica, sia dell'amplificazione morfologica (superficiale e/o profonda) del sito.

Nel caso in cui il volume significativo di terreno sia caratterizzato da situazioni stratigrafiche tipiche e ben definite, cui corrispondano anche prefissati campi di variazione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio, le norme offrono la possibilità di studiare la risposta sismica locale con un procedimento semplificato che permette di identificare uno spettro di risposta elastico in accelerazione ancorato all'accelerazione $a_{max} = S_s \cdot a_g$, dove a_g è l'accelerazione massima su sito di riferimento rigido ed S_s è il coefficiente di amplificazione stratigrafica. Analogamente, per condizioni topografiche riconducibili alle categorie di cui alla Tab. 3.2.III delle NTC, la valutazione dell'amplificazione topografica può essere effettuata con metodi semplificati, utilizzando il coefficiente di amplificazione topografica S_r .

C7.11.3.1.1 Indagini specifiche

In aggiunta alle indagini in sito e alle prove di laboratorio necessarie per l'identificazione dei modelli geotecnici di sottosuolo in condizioni statiche, per la progettazione in presenza di azioni sismiche le indagini e le prove devono comprendere l'accertamento della profondità e della conformazione del substrato rigido o di una formazione ad esso assimilabile.

Per depositi molto profondi, la profondità di indagine si estende fino alla profondità in corrispondenza della quale vengono individuati strati di terreno molto rigidi, assimilabili al substrato ai fini delle analisi di risposta sismica locale.

Queste analisi richiedono, inoltre, un'adeguata conoscenza delle proprietà meccaniche dei terreni in condizioni cicliche, da determinare mediante specifiche indagini in sito e prove di laboratorio, programmate dal progettista in funzione del tipo di opera e/o di intervento, e della procedura di analisi che intende adottare. In particolare, è auspicabile l'esecuzione di prove in sito per la determinazione dei profili di velocità di propagazione delle onde di taglio, ai fini della valutazione della rigidità a bassi livelli di deformazione. Le prove di laboratorio sono invece raccomandate per la valutazione della dipendenza della rigidità e dello smorzamento dal livello deformativo, e per la determinazione, in dipendenza del legame costitutivo adottato per i terreni, dei parametri di ingresso necessari alle analisi. A titolo di esempio e in maniera non esaustiva, le prove in sito possono includere le prove Cross-Hole, le prove Down-Hole, le prove SASW, le prove MASW, le prove eseguite con il dilatometro sismico (SDMT) e con il penetrometro sismico SCPT, ecc.; le prove di laboratorio possono invece consistere in prove cicliche di taglio torsionale o di taglio semplice, prove di colonna risonante, prove triassiali cicliche, ecc. Le apparecchiature di laboratorio, opportunamente strumentate, possono permettere anche la determinazione delle caratteristiche di rigidità a bassi livelli di deformazione.

C7.11.3.1.2 Analisi numeriche di risposta sismica locale

Le analisi della risposta sismica locale sono effettuate utilizzando procedure di calcolo numerico in cui viene simulata la propagazione delle onde sismiche entro gli strati di terreno compresi tra il sottostante substrato rigido e il piano campagna (volume significativo ai fini della definizione della azione sismica). In generale, queste analisi richiedono le seguenti operazioni:

- scelta della schematizzazione geometrica del problema;
- definizione del modello geotecnico di sottosuolo;
- definizione delle azioni sismiche al substrato rigido;
- scelta della procedura di analisi.

C7.11.3.1.2.1 Scelta della schematizzazione geometrica e definizione del modello geotecnico di sottosuolo

La schematizzazione geometrica monodimensionale è la più semplice ai fini delle analisi; a prescindere dalla effettiva configurazione topografica del piano campagna, ci si riconduce allo schema di terreno omogeneo o stratificato orizzontalmente, delimitato da piano campagna orizzontale e poggiante su un substrato rigido, anch'esso orizzontale. Sono assimilabili ad un substrato rigido strati di terreno caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio maggiori di 800 m/s.

Qualora il piano di campagna o la giacitura degli strati e/o del substrato non siano facilmente riconducibili a tale schematizzazione a causa di assetti morfologici e stratigrafici complessi debbono essere valutate schematizzazioni che consentano una rappresentazione adeguata degli effetti della morfologia superficiale e dell'assetto stratigrafico del sito, attraverso una modellazione numerica più raffinata.

Nella definizione del modello geotecnico di sottosuolo è necessario specificare, per ciascuno degli strati individuati, i parametri di ingresso all'analisi.

C7.11.3.1.2.2 Definizione delle azioni sismiche di ingresso

Le azioni sismiche di ingresso sono costituite da storie temporali del moto del terreno rappresentative dello scuotimento sismico atteso su un sito di riferimento rigido ed affiorante con superficie topografica orizzontale (sottosuolo di categoria A e classe topografica T1 descritte nel § 3.2.2 delle NTC).

Come specificato nel § 3.2.3.6 delle NTC, nelle analisi di risposta sismica locale, così come nelle analisi dinamiche di opere e sistemi geotecnici, non è consentito usare accelerogrammi artificiali. Gli accelerogrammi artificiali spettro-compatibili sono infatti caratterizzati da una banda di frequenze irrealisticamente ampia poiché gli spettri di risposta di progetto, su cui essi sono calibrati, sono ottenuti da involucri di spettri di risposta di numerosi eventi reali. Conseguentemente, l'uso di accelerogrammi artificiali in un'analisi di risposta sismica locale può produrre un'amplificazione contemporanea, e perciò poco realistica, dei diversi modi di vibrazione del sistema, mentre un'azione sismica reale, caratterizzata da una larghezza di banda modesta, amplifica solo un limitato numero di modi, o al limite un unico modo. Inoltre, dal momento che la risposta dei terreni a una sollecitazione ciclica è non lineare, la rigidità e la capacità di dissipare energia dipendono dall'ampiezza del livello deformativo. Perciò, durante il sisma, il terreno modifica la propria rigidità e le caratteristiche di smorzamento, adattandole all'ampiezza delle vibrazioni che riceve. Se l'azione sismica è poco realistica, la rigidità e lo smorzamento operativi prodotti dalla non-linearità del comportamento del terreno sono molto distanti dal vero e la conseguente risposta sismica risulta falsata.

Per le analisi di risposta sismica locale e per le analisi dinamiche di opere e sistemi geotecnici devono essere impiegati accelerogrammi registrati. È ammesso tuttavia l'uso di accelerogrammi sintetici, purché siano generati mediante simulazione del meccanismo di sorgente (§ 3.2.3.6 delle NTC). La scelta di accelerogrammi registrati può essere effettuata attingendo da archivi nazionali o internazionali accreditati, disponibili in rete, a condizione che la loro scelta sia rappresentativa della sismicità del sito e sia adeguatamente giustificata in base alle caratteristiche sismogenetiche della sorgente, alla magnitudo, alla distanza dalla sorgente e alla massima accelerazione orizzontale attesa al sito. Nella selezione degli accelerogrammi registrati occorre anche tenere conto del contesto geologico e delle caratteristiche geotecniche dei siti ove sono ubicate le stazioni accelerometriche di registrazione. Idealmente essi dovrebbero essere caratterizzati da substrato roccioso affiorante e superficie topografica orizzontale. Inoltre è opportuno utilizzare registrazioni in campo libero ed evitare la selezione di accelerogrammi registrati all'interno di edifici o altre tipologie di strutture. Ulteriori dettagli sui criteri di scelta degli accelerogrammi registrati sono riportati nel § 3.2.3.6 delle NTC. È inoltre raccomandabile effettuare analisi di risposta sismica locale utilizzando un numero adeguato di segnali (almeno 7 come richiamato in diversi punti delle NTC). Ciò è relativamente agevole, considerata l'ampia disponibilità di registrazioni accelerometriche di terremoti reali.

Benché le NTC prescrivano che il requisito della spettro-compatibilità debba essere soddisfatto rispetto allo spettro di risposta medio di un insieme di accelerogrammi, è opportuno evitare l'utilizzo di segnali individuali il cui spettro di risposta presenti uno scarto in eccesso rispetto allo spettro elastico di riferimento superiore al 30%, questo per evitare l'adozione di accelerogrammi rappresentativi di una domanda sismica troppo severa. Tali accelerogrammi potrebbero infatti determinare, sulla struttura o sul sistema geotecnico oggetto dell'analisi, effetti di non linearità eccessivamente pronunciati e incompatibili con l'effettiva pericolosità sismica del sito. Per motivi analoghi, è opportuno selezionare storie temporali che soddisfino l'ulteriore vincolo di compatibilità in media con l'accelerazione massima (a_g) prescritta per il sito in esame dallo studio di pericolosità sismica di base.

C7.11.3.1.2.3 Scelta della procedura di analisi

Le analisi di risposta sismica locale possono essere effettuate a diversi livelli di raffinatezza, in relazione all'importanza dell'opera e/o dell'intervento, e alla complessità del problema in esame.

Nelle analisi semplificate, il terreno viene assimilato a un mezzo monofase visco-elastico non lineare, con caratteristiche di rigidità e smorzamento dipendenti dal livello di deformazione. Le analisi sono generalmente eseguite in termini di tensioni totali, risolvendo la non linearità con un approccio lineare equivalente. Queste analisi possono essere condotte in condizioni monodimensionali o bidimensionali e forniscono i profili o le isolinee di accelerazione massima, deformazione e tensione di taglio, i valori operativi del modulo di taglio e del coefficiente di smorzamento, le storie temporali di accelerazione, deformazione e tensione di taglio e gli spettri di risposta e di Fourier in prefissati punti del dominio. L'analisi non permette la valutazione delle deformazioni permanenti indotte dal sisma nel terreno, in quanto essa è condotta facendo riferimento ad un modello elastico. Inoltre, essendo svolte in termini di tensioni totali, nel caso di terreni saturi, le analisi non permettono la valutazione della variazione delle pressioni interstiziali e delle tensioni efficaci. Le analisi semplificate risultano poco accurate nei casi in cui la non-linearità di comportamento dei terreni assume un ruolo importante (eventi sismici di elevata intensità e terreni teneri/sciolti, di modesta rigidità). Per valori delle deformazioni di taglio maggiori di 1-2%, soprattutto in presenza di terreni molto deformabili, è quindi opportuno non utilizzare l'approccio lineare equivalente e riferirsi a leggi costitutive maggiormente rappresentative del comportamento meccanico del terreno.

Nelle procedure di analisi avanzate, il terreno viene assimilato a un mezzo polifase elasto-plastico il cui comportamento è descritto in termini di tensioni efficaci. Affinché le analisi siano affidabili, i modelli costitutivi adottati devono essere in grado di riprodurre adeguatamente il comportamento non lineare e isteretico dei terreni in condizioni cicliche, a partire da bassi livelli di

deformazione. In queste condizioni è possibile ottenere una descrizione più realistica del comportamento dei terreni, ottenendo, ad esempio, in aggiunta a quanto summenzionato, la valutazione di:

- sovrappressioni interstiziali indotte dal sisma, particolarmente rilevanti nelle verifiche di stabilità nei confronti della liquefazione;
- redistribuzione e dissipazione delle sovrappressioni interstiziali nella fase successiva al sisma;
- stato di deformazione permanente indotta dal sisma e diffusione delle zone plasticizzate;
- stato di tensione efficace e grado di mobilitazione della resistenza al taglio.

L'uso di queste procedure di analisi richiede in genere un numero elevato di parametri di ingresso all'analisi, in dipendenza dei modelli costitutivi adottati per i terreni, e implica perciò una campagna di indagine specifica, da definire caso per caso.

C7.11.3.4 STABILITÀ NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE

La sicurezza nei confronti della liquefazione può essere valutata con procedure di analisi avanzate o con metodologie di carattere semi-empirico.

Le NTC, innanzitutto, fissano i casi in cui è possibile omettere la verifica a liquefazione. È sufficiente che si verifichi almeno una delle quattro condizioni indicate nel §7.11.3.4.2 affinché si possa omettere l'esecuzione di tale verifica.

Se la condizione relativa alla severità della azione sismica non è soddisfatta (e cioè se le accelerazioni massime attese al piano campagna in campo libero sono superiori a 0,1g), le NTC prescrivono degli approfondimenti delle indagini geotecniche finalizzati a verificare il manifestarsi o meno delle altre tre condizioni.

Nei metodi di analisi avanzata si deve tenere conto della natura polifase dei terreni, considerando l'accoppiamento tra fase solida e fase fluida, e si deve descrivere adeguatamente il comportamento meccanico delle terre in condizioni cicliche.

Le metodologie di carattere semi-empirico permettono sia verifiche di tipo puntuale, sia verifiche di tipo globale.

Nelle analisi puntuali, la sicurezza alla liquefazione è valutata localmente, a diverse profondità, calcolando il rapporto tra la resistenza ciclica alla liquefazione, $CRR = \tau_c / \sigma'_{v0}$, e la sollecitazione ciclica indotta dall'azione sismica, $CSR = \tau_{media} / \sigma'_{v0}$, in cui con σ'_{v0} si intende la tensione efficace verticale agente alla profondità considerata prima dell'evento sismico. La sollecitazione ciclica è correlata alla massima tensione tangenziale indotta dall'azione sismica alla profondità considerata, τ_{max} , che può essere determinata direttamente, da analisi di risposta sismica locale, o indirettamente, da relazioni empiriche, in funzione dei caratteri del moto sismico atteso al sito. La resistenza ciclica alla liquefazione, CRR , può essere valutata da prove cicliche di laboratorio o da correlazioni empiriche basate su risultati di prove e misure in sito. La verifica è effettuata utilizzando abachi di letteratura che riportano, in ordinata, la sollecitazione ciclica CSR e in ascissa una proprietà del terreno stimata dalle prove in sito (ad esempio da prove penetrometri che statiche o dinamiche o da misure in sito della velocità di propagazione delle onde di taglio V_s). Negli abachi, una curva separa gli stati per i quali nel passato si è osservata la liquefazione da quelli per i quali la liquefazione non è avvenuta.

Nelle verifiche globali, si valutano preliminarmente i profili della sollecitazione e della resistenza ciclica, CSR e CRR , e si valuta, per l'intervallo di profondità in esame, il potenziale di liquefazione, I_L , funzione dell'area racchiusa tra i due profili. La suscettibilità nei confronti della liquefazione, valutata in base ai valori assunti dal potenziale di liquefazione, è così riferita ad uno spessore finito di terreno piuttosto che al singolo punto.

Tali procedure sono valide per piano di campagna sub-orizzontale. In caso contrario, la verifica deve essere eseguita con studi specifici.

Se le verifiche semplificate sono effettuate contemporaneamente con più metodi, si deve adottare quella più cautelativa, a meno di non giustificare adeguatamente una scelta diversa.

La sicurezza nei confronti della liquefazione deve essere effettuata utilizzando i valori caratteristici delle proprietà meccaniche dei terreni. L'adeguatezza del margine di sicurezza nei confronti della liquefazione deve essere valutata e motivata dal progettista.

C7.11.3.5 STABILITÀ DEI PENDII

Il comportamento dei pendii durante un evento sismico, e per un periodo successivo all'evento stesso, è strettamente legato alla natura del terreno e alle condizioni esistenti prima del terremoto. Un'analisi completa della stabilità in condizioni sismiche deve perciò sempre comprendere lo studio del comportamento del pendio prima, durante e dopo il terremoto.

I metodi per l'analisi di stabilità dei pendii in presenza di sisma possono essere suddivisi in tre categorie principali, in ordine di complessità crescente:

- metodi pseudostatici
- metodi degli spostamenti (analisi dinamica semplificata)
- metodi di analisi dinamica avanzata

Per i pendii naturali le verifiche di sicurezza devono essere effettuate utilizzando i valori caratteristici dei parametri di resistenza dei terreni e delle azioni. In altre parole, tutti i coefficienti parziali sono assunti unitari.

Nei metodi pseudostatici la condizione di stato limite ultimo viene riferita al cinematismo di collasso critico, caratterizzato dal più basso valore del coefficiente di sicurezza, FS , definito come rapporto tra resistenza al taglio disponibile e sforzo di taglio mobilitato lungo la superficie di scorrimento (effettiva o potenziale) ($F_S = \tau_c / \tau_m$).

Nei pendii interessati da frane attive o quiescenti, che possono essere riattivate in occasione del sisma, le analisi in termini di tensioni efficaci risultano più appropriate rispetto a quelle in tensioni totali. In tal caso, particolare riguardo deve essere posto nella scelta delle caratteristiche di resistenza dei materiali, facendo riferimento alla resistenza al taglio a grandi deformazioni, in dipendenza dell'entità dei movimenti e della natura dei terreni.

In terreni saturi e per valori di $a_{max} > 0.15g$, nell'analisi statica delle condizioni successive al sisma, si deve considerare la riduzione della resistenza al taglio indotta da condizioni di carico ciclico a causa dell'incremento delle pressioni interstiziali e della degradazione dei parametri di resistenza. In assenza di specifiche prove di laboratorio eseguite in condizioni cicliche, l'incremento delle pressioni interstiziali, Δu , per le analisi in tensioni efficaci, e il coefficiente di riduzione della resistenza non drenata, δ_{cv} , per le analisi in tensioni totali, possono essere stimati facendo ricorso all'uso di relazioni empiriche.

Nelle analisi condotte con i metodi pseudostatici, il campo di accelerazione all'interno del pendio è assunto uniforme e le componenti orizzontale e verticale delle forze di inerzia sono applicate nel baricentro della massa potenzialmente in frana, nei metodi globali, o nei baricentri delle singole strisce, nei metodi delle strisce. Per tener conto dei fenomeni di amplificazione del moto sismico all'interno del pendio, il valore dell'accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido, a_g , può essere moltiplicato per un coefficiente S che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica, S_s , e dell'amplificazione topografica S_T . In alternativa, la variabilità spaziale dell'azione sismica può essere introdotta valutando un coefficiente sismico orizzontale equivalente, k_{req} , mediante un'analisi della risposta sismica locale.

Nelle verifiche pseudostatiche allo **SLV** dei pendii si utilizzano i coefficienti β_s dell'accelerazione massima attesa al sito riportati in Tabella 7.11.1 delle NTC. Tali coefficienti derivano da valutazioni sulla duttilità del meccanismo di rottura per scorrimento dei pendii di terra. Nel caso dei pendii di roccia, soprattutto per i meccanismi di rottura per crollo e per ribaltamento, decisamente più fragili di quello per scorrimento, si dovrebbero utilizzare valori di β_s più elevati, al limite unitari.

La norma non fissa esplicitamente i valori di β_s per le verifiche allo **SLD**. Per queste verifiche il coefficiente β_s potrebbe essere unitario, nel caso in cui non si accettassero spostamenti residui, o compreso tra 1 e quello fissato per le verifiche allo **SLV**, in funzione dello spostamento massimo ritenuto accettabile per lo stato limite **SLD** in cinematismi di rottura per scorrimento. Per la valutazione di β_s per questo stato limite si può fare riferimento alla Fig. 7.11.3 delle NTC. Per la definizione dello spostamento ammissibile si può fare riferimento alle indicazioni riportate di seguito, nell'illustrazione del metodo degli spostamenti.

I metodi degli spostamenti consentono di valutare gli effetti della storia delle accelerazioni. In essi l'azione sismica è definita da una funzione temporale (ad es., un accelerogramma), e la risposta del pendio all'azione sismica è valutata in termini di spostamenti accumulati, eseguendo la doppia integrazione nel tempo dell'equazione del moto relativo tra massa potenzialmente instabile e terreno stabile.

Gli spostamenti indotti dal sisma possono essere confrontati sia con valori di soglia dello spostamento corrispondenti ad una condizione di Stato Limite di salvaguardia della Vita (**SLV**), sia con valori di soglia dello spostamento corrispondenti ad una perdita di funzionalità (**SLD**).

Tenuto conto che i metodi degli spostamenti fanno riferimento a cinematismi di collasso idealizzati e semplificati, gli spostamenti calcolati devono considerarsi come una stima dell'ordine di grandezza degli spostamenti reali, e quindi come un indice di prestazione del pendio in condizioni sismiche.

Lo spostamento ammissibile dipende da molteplici fattori tra i quali la presenza e la natura di strutture/infrastrutture esistenti, il livello di protezione che si intende adottare, la gravità dei danni connessi ad un eventuale movimento franoso. In generale, maggiori valori dello spostamento ammissibile possono essere adottati per terreni e manufatti a comportamento duttile, o il cui comportamento sia analizzato utilizzando parametri di resistenza a grandi deformazioni.

La sensibilità del metodo degli spostamenti alle caratteristiche dell'accelerogramma (a_{max} , forma, durata e contenuto in frequenza) è ben nota e pertanto l'accelerogramma di riferimento dovrebbe essere scelto accuratamente dopo un'analisi dettagliata della pericolosità sismica e un'analisi statistica dei dati strumentali a scala regionale. È opportuno in ogni caso confrontare gli effetti di più accelerogrammi (almeno 7) selezionati secondo i criteri descritti nel § 3.2.3.6.

In aggiunta ai metodi pseudostatici e ai metodi degli spostamenti, la valutazione del comportamento dei pendii in presenza di sisma può essere valutata anche con metodi di analisi dinamica avanzata. In essi le equazioni dinamiche del moto vengono risolte mediante tecniche di integrazione numerica implementate in codici di calcolo.

Le analisi dinamiche avanzate dovrebbero intendersi come un affinamento delle analisi delle condizioni di stabilità di un pendio, non potendo, allo stato attuale delle conoscenze, considerarsi sostitutive dei metodi pseudostatici e dei metodi degli spostamenti. Anche nel caso in cui si conducano analisi dinamiche avanzate è opportuno che si faccia riferimento a più accelerogrammi (almeno 7) scelti secondo i criteri di cui al § 3.2.3.6.

C7.11.4 FRONTI DI SCAVO E RILEVATI

Per le verifiche di sicurezza dei fronti di scavo e dei rilevati si possono utilizzare gli stessi metodi descritti al § 7.11.3.5 e § C7.11.3.5 per i pendii naturali: metodi pseudostatici, metodi degli spostamenti e metodi avanzati di analisi dinamica.

Come specificato in generale al § 7.11.1 delle NTC, le verifiche pseudostatiche di sicurezza dei fronti di scavo e dei rilevati si eseguono adottando valori unitari dei coefficienti parziali dei gruppi A ed M per il calcolo delle azioni e dei parametri geotecnici di progetto e un coefficiente parziale γ_R pari a 1.20.

Nelle verifiche con metodi pseudostatici effettuate con riferimento a cinematismi di rottura per scorrimento nei terreni, si utilizzano i coefficienti β_s di riduzione della massima accelerazione attesa al sito riportati nel §7.11.4 delle NTC. Valori più elevati di tali coefficienti (al massimo unitari), per le verifiche allo **SLD**, possono essere utilizzati in presenza di elementi particolarmente sensibili agli spostamenti in prossimità del fronte di scavo o del rilevato. Inoltre, valori più elevati di β_s si devono utilizzare nel caso di fronti di scavo in ammassi rocciosi, soprattutto nel caso di meccanismi di rottura fragili (ad es., ribaltamento).

Si applicano ai fronti di scavo e ai rilevati le considerazioni già esposte per i pendii naturali, relative alla scelta dei parametri di resistenza, alla necessità di valutare la riduzione della resistenza al taglio indotta dall'azione sismica, e di tenere conto degli effetti dei fenomeni di risposta sismica locale.

Anche quando la verifica viene eseguita con il metodo degli spostamenti, l'accelerazione critica deve essere valutata utilizzando i valori caratteristici dei parametri di resistenza. Le condizioni del fronte di scavo possono in questo caso essere riferite ad una condizione di stato limite di salvaguardia della Vita (**SLV**) o di danno (**SLD**), in dipendenza del valore di soglia fissato per lo spostamento ammissibile (si veda § 7.11.3.5). Anche nel caso dei fronti di scavo o dei rilevati è opportuno che si faccia riferimento a più accelerogrammi (almeno 7) scelti secondo i criteri di cui al §3.2.3.6.

C7.11.5 FONDAZIONI

C7.11.5.1 REGOLE GENERALI DI PROGETTAZIONE

C7.11.5.1.1 Modellazione dell'interazione terreno-fondazione-struttura

Le azioni trasmesse dalla struttura in elevazione alla fondazione rappresentano la soluzione del problema dell'interazione terreno-fondazione-struttura, che può essere studiato con diversi livelli di complessità, in relazione all'importanza dell'opera e alla pericolosità sismica del sito.

Al fine delle verifiche di sicurezza del complesso fondazione-terreno e per il dimensionamento strutturale delle fondazioni, il valore delle azioni trasmesse alle fondazioni deve essere scelto secondo quanto prescritto al § 7.2.5, tenendo conto dei criteri di modellazione della struttura e dell'azione sismica di cui al § 7.2.6.

Nei metodi di analisi avanzata, il modello numerico include la struttura in elevazione, la fondazione e il sottosuolo; si considera l'interazione dinamica terreno-fondazione considerando la natura polifase dei terreni, tenendo conto del comportamento non lineare e isteretico degli elementi strutturali e dei terreni in condizioni cicliche, a partire da bassi livelli di deformazione. Tale approccio presuppone di per sé lo svolgimento di analisi dinamiche in campo non lineare.

Nei metodi di complessità intermedia (ad esempio, metodo delle sottostrutture), l'analisi viene eseguita in due fasi. Nella prima viene definita l'azione sismica alla base della struttura, mediante un'analisi non lineare o lineare equivalente di risposta sismica locale nella condizione di campo libero. Si può tenere conto della modifica del moto sismico dovuta all'interazione cinematica fondazione-terreno. Nella seconda fase si applica il moto sismico così ottenuto alla struttura la cui fondazione è generalmente modellata con vincoli visco-elastici caratterizzati da opportune funzioni di impedenza dinamica. Nel calcolo dell'impedenza dinamica è necessario tenere conto della dipendenza della rigidità e dello smorzamento dei terreni dal livello deformativo e dalla frequenza di eccitazione.

Anche in questo caso l'azione sismica può essere valutata con analisi di risposta sismica-locale lineare o lineare equivalente.

Qualora le verifiche nella struttura in elevazione siano condotte utilizzando le sollecitazioni derivanti da analisi effettuate con spettri di progetto applicati su strutture schematizzate come elastiche, e non da analisi non lineari, le azioni di progetto da considerare applicate sulle strutture di fondazione nelle verifiche agli stati limite ultimi (SLV e, eventualmente, SLC) delle fondazioni devono tenere conto di quanto previsto al § 7.2.5 delle NTC.

L'analisi sismica delle fondazioni con il metodo degli spostamenti o con metodi dinamici avanzati si esegue utilizzando i valori caratteristici delle azioni statiche e dei parametri di resistenza. In questo caso, il risultato dell'analisi è uno spostamento permanente (cedimento, traslazione orizzontale e/o rotazione). La verifica consiste nel confronto tra lo spostamento calcolato e quello limite scelto dal progettista per l'opera in esame, in funzione dello stato limite considerato.

C7.11.5.3 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO (SLV) E ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLD)**C7.11.5.3.1 Fondazioni superficiali**

L'analisi pseudo-statica delle fondazioni si esegue utilizzando valori unitari per i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici come specificato al § 7.11.1. Si utilizzano invece i coefficienti γ_R riportati nella Tabella 7.11.II per i diversi meccanismi considerati.

L'azione del sisma si traduce in accelerazioni nella parte di sottosuolo che interagisce con l'opera e in variazioni delle sollecitazioni normali, di taglio e dei momenti flettenti sulla fondazione, per l'azione delle forze d'inerzia generate nella struttura in elevazione (effetto inerziale). Nella valutazione delle azioni di progetto agenti sulle fondazioni, nelle verifiche **SLV**, si deve tenere conto anche di quanto previsto al §7.2.5.

Le verifiche a scorrimento e a ribaltamento si eseguono utilizzando gli usuali metodi già previsti per le verifiche sotto azioni statiche.

Nelle verifiche a carico limite, le NTC consentono di trascurare le azioni inerziali agenti nel volume di terreno sottostante la fondazione. In tal caso l'effetto dell'azione sismica si traduce nella sola variazione delle azioni di progetto in fondazione rispetto a quelle valutate nelle combinazioni statiche. La verifica viene condotta con le usuali formule del carico limite tenendo conto dell'eccentricità e dell'inclinazione, rispetto alla verticale, del carico agente sul piano di posa. In tal caso si adotta un coefficiente γ_R a carico limite pari a 2.3.

Nel caso in cui si considerino esplicitamente le azioni inerziali nel volume di terreno al di sotto della fondazione, le NTC consentono di utilizzare un coefficiente γ_R a carico limite più basso e pari a 1.8. In tal caso, le accelerazioni nel volume di sottosuolo interessato dai cinematismi di rottura modificano i coefficienti di capacità portante in funzione del coefficiente sismico pseudo-statico K_p , che simula l'azione sismica in tale volume di terreno. La scelta del valore di K_p è nella responsabilità del progettista e dovrebbe tenere conto del livello di spostamenti permanenti che si ritiene di accettare in occasione dell'evento sismico, considerando anche che le azioni inerziali sulla struttura in elevazione e quelle sul volume di terreno sottostante la fondazione potrebbero non essere sincrone.

L'analisi sismica delle fondazioni (sia **SLV** sia **SLD**) con il metodo degli spostamenti si esegue utilizzando i valori caratteristici delle azioni statiche e delle resistenze. In questo caso, il risultato dell'analisi è uno spostamento permanente, che si genera quando l'accelerazione massima al sito è superiore o uguale all'accelerazione critica del sistema. La verifica consiste nel confrontare lo spostamento calcolato con uno spostamento limite scelto dal progettista per l'opera in esame. Nel caso in cui si applichi il metodo degli spostamenti si deve fare riferimento ad almeno 7 accelerogrammi scelti in accordo con quanto riportato al §3.2.3.6 delle NTC.

In considerazione del fatto che non è consolidato in ambito tecnico l'uso di procedimenti per la valutazione degli spostamenti permanenti delle fondazioni superficiali prodotti da azioni sismiche, le NTC richiedono, anche per le verifiche **SLD**, che il progettista, in alternativa al calcolo degli spostamenti, effettui le stesse verifiche in fondazione con gli stessi valori dei coefficienti di sicurezza riportati in Tab. 7.11.II. Tali verifiche potrebbero essere anche più gravose di quelle allo **SLV**, in quanto in alcuni casi lo spettro elastico **SLD** può superare quello **SLV** e dare luogo a sollecitazioni di taglio e flettenti in fondazione maggiori di quelle allo **SLV**.

C7.11.5.3.2 Fondazioni su pali

L'analisi pseudo-statica delle fondazioni su pali si esegue utilizzando valori unitari per i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici, come specificato al § 7.11.1 delle NTC. Si utilizzano invece i coefficienti γ_R riportati nella Tabella 6.4.II e 6.4.VI, rispettivamente, per i carichi assiali e trasversali.

Gruppi di pali

La resistenza per carico limite verticale del complesso pali-terreno deve essere valutata tenendo conto dell'eccentricità del carico verticale e degli effetti di gruppo. Ci si deve riferire alla rottura per carico limite verticale ed eccentrico della palificata nel suo complesso. Anche nella verifica a carico limite orizzontale ci si deve riferire alla rottura della palificata nel suo complesso, tenendo conto degli effetti di gruppo.

Nelle verifiche agli stati limite ultimi nei confronti della rottura strutturale dei pali, con le limitazioni alle condizioni previste dalle NTC circa le caratteristiche del sottosuolo in cui sono ammorsati i pali, si deve tenere conto anche degli effetti flessionali prodotti dall'interazione cinematica palo-terreno, tenendo conto dei livelli di deformazione nel sottosuolo prodotti dal passaggio delle onde sismiche.

Fondazioni miste

Se la capacità portante della fondazione diretta è sufficiente, ai pali può essere affidata la sola funzione di controllo e regolazione del cedimento. In tale circostanza, per fare in modo che i pali possano svolgere correttamente tale funzione, occorre evitare la rottura di uno degli elementi strutturali (pali e struttura di collegamento).

Se la capacità portante della fondazione diretta è invece insufficiente, è possibile tenere conto del contributo dei pali nell'analisi dei seguenti stati limite ultimi:

- collasso della fondazione mista nei riguardi dei carichi assiali;

- collasso per carico limite della fondazione mista nei riguardi dei carichi trasversali.

Per la resistenza della fondazione mista nei confronti del collasso per carico limite orizzontale, occorre in primo luogo eseguire un'analisi di interazione pali-struttura di collegamento-terreno, al fine di pervenire alle aliquote di ripartizione fra platea e pali sia dei carichi assiali sia dei carichi trasversali. A questo punto la verifica viene effettuata per le due componenti della fondazione mista, secondo le prescrizioni di cui ai §§ 7.11.5.3.1 e 7.11.5.3.2. Se invece l'interazione fra la struttura di collegamento e i pali viene giudicata non significativa, o si omette la relativa analisi, il carico orizzontale deve essere affidato integralmente ai pali, e le verifiche della palificata nei confronti dei carichi trasversali vanno effettuate con le prescrizioni di cui al § 7.11.5.3.2.

L'integrità strutturale della fondazione mista (e dunque dei suoi componenti) deve essere preservata sia se l'aggiunta dei pali serve ad evitare una rottura per carico limite sia se l'aggiunta dei pali serve a ridurre il cedimento delle fondazioni. In ambedue le circostanze, l'azione orizzontale di progetto da applicare alla palificata può essere individuata con lo stesso criterio considerato per la verifica della fondazione mista nei confronti del collasso per carico limite orizzontale.

In considerazione del fatto che non è consolidato in ambito tecnico l'uso di procedimenti per la valutazione degli spostamenti permanenti delle fondazioni su pali prodotti da azioni sismiche, le NTC richiedono, per le verifiche **SLD**, che il progettista, in alternativa al calcolo degli spostamenti, effettui le stesse verifiche in fondazione con gli stessi valori dei coefficienti di sicurezza riportati in Tab.6.4.II e 6.4.VI rispettivamente per carichi assiali e trasversali. Tali verifiche potrebbero essere anche più gravose di quelle allo **SLV**, in quanto in alcuni casi lo spettro elastico **SLD** può superare quello **SLV** e dare luogo a sollecitazioni di taglio e flettenti in fondazione maggiori di quelle allo **SLV**.

C7.11.6 OPERE DI SOSTEGNO

C7.11.6.2 MURI DI SOSTEGNO

L'analisi dei muri di sostegno in presenza dell'azione sismica si esegue utilizzando sempre valori unitari dei coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici come prescritto al § 7.11.1. Per le sole verifiche **SLV**, si utilizzano i coefficienti γ_R riportati nella Tab. 7.11.III.

Nel caso in cui la verifica si conduca con approccio pseudo-statico, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente funzione dell'accelerazione massima attesa al sito e di un fattore di riduzione dell'accelerazione massima, β_m , che assume i valori specificati al § 7.11.6.2.1, differenziati per verifiche **SLV** e **SLD**. L'impiego di un fattore $\beta_m < 1$ implica che il muro di sostegno in occasione del sisma possa subire spostamenti permanenti lungo la sua base e che questi spostamenti siano quindi liberi di verificarsi e compatibili con la sicurezza delle strutture che interagiscono con l'opera stessa. Nel caso in cui ciò non fosse possibile, si devono assumere valori di β_m più elevati, derivanti dal diagramma di Fig. 7.11.3 delle NTC, fino ad assumere un valore β_m unitario per i muri nei quali la traslazione è impedita. Per garantire la sicurezza nei confronti del ribaltamento (meccanismo fragile), la norma impone che la verifica nei confronti di tale meccanismo sia effettuata facendo riferimento ad un valore di β_m incrementato del 50% rispetto a quello utilizzato nelle verifiche a scorrimento. Ovviamente, il coefficiente β_m utilizzato nelle verifiche a ribaltamento ha un limite superiore pari a 1.00.

Nel rispetto della gerarchia delle resistenze, sarebbe opportuno che le verifiche geotecniche, diverse da quella a scorrimento, e quelle strutturali siano condotte con riferimento alla minore tra l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito e l'accelerazione sismica pseudo-statica critica, che produce lo scorrimento in fondazione. L'analisi sismica dei muri di sostegno con il metodo degli spostamenti si esegue utilizzando i valori caratteristici delle azioni statiche e delle resistenze. In questo caso, il risultato dell'analisi è uno spostamento permanente, eventualmente anche nullo. La verifica consiste nel confrontare lo spostamento calcolato con uno spostamento limite scelto dal progettista per l'opera in esame. Nel caso in cui si applichi il metodo degli spostamenti si deve fare riferimento ad almeno 7 accelerogrammi scelti in accordo con quanto riportato al §3.2.3.6. delle NTC. La verifica allo scorrimento con il metodo degli spostamenti sostituisce la sola verifica allo scorrimento pseudo-statica. Vanno ovviamente condotte comunque le altre verifiche geotecniche e strutturali, tenendo conto delle indicazioni riportate in precedenza.

Il progetto dei muri di sostegno sotto azioni sismiche deve essere improntato per favorire lo sviluppo di meccanismi di rottura duttili (scorrimento) rispetto ad altri meccanismi considerati più fragili, primo tra tutti il ribaltamento.

C7.11.6.3 PARATIE

L'analisi sismica delle paratie si esegue verificando la sicurezza dell'opera, nei confronti di stati limite di tipo strutturale o geotecnico, in presenza di azioni sismiche. Come prescritto al §7.11.1, le verifiche si eseguono con coefficienti parziali unitari sulle azioni e sui parametri geotecnici e considerando le variazioni della spinta delle terre a monte e a valle della paratia per effetto dell'accelerazione sismica.

L'accelerazione sismica fa variare infatti la spinta delle terre e determina una maggiore mobilitazione delle resistenze del terreno con accumulo di spostamenti permanenti. Tali spostamenti consentono una dissipazione di energia progressivamente crescente all'aumentare del volume di terreno coinvolto nel processo di deformazione; la dissipazione diviene massima con l'innesco di un meccanismo di rottura generale nel terreno. Il valore dell'accelerazione sismica in grado di innescare il primo cinematismo è detta accelerazione critica del sistema.

Per tener conto degli effetti dissipativi, nei metodi pseudo-statici si considera il valore dell'accelerazione orizzontale equivalente $a_{p,r}$ valutato secondo la Formula 7.11.9 in funzione del coefficiente di spostamento β che tiene conto della capacità del sistema (terreno, struttura e vincoli) di dissipare energia durante il moto sismico.

Il coefficiente β è minore di 1 solo se l'accelerazione massima attesa al sito risulta maggiore dell'accelerazione critica del sistema. Con $\beta < 1$, a seguito del sisma, la paratia subirà quindi spostamenti di tipo permanente.

L'entità degli spostamenti permanenti può essere valutata in modo semplificato attraverso il diagramma di Figura 7.11.3 che assimila gli effetti permanenti prodotti dal sisma a quelli calcolati sul blocco rigido di Newmark con riferimento a numerosi accelerogrammi italiani. A tal fine, il valore di β può essere assunto pari al rapporto fra accelerazione critica del sistema e accelerazione massima attesa.

Qualora l'accelerazione massima non fosse sufficiente a produrre un meccanismo di rottura generale nel terreno, allora deve essere $\beta = 1$. Conseguentemente, l'accelerazione equivalente coincide con quella massima, a meno del fattore α di deformabilità, che va considerato solo come riduttore della spinta attiva.

La verifica delle paratie può essere condotta anche con metodi dinamici avanzati, tenendo conto del comportamento non lineare, non elastico e isteretico dei terreni interessati dall'opera. L'uso di tali modelli richiede necessariamente un'adeguata campagna di indagini in sito e in laboratorio che consenta la caratterizzazione del comportamento meccanico dei terreni in un ampio campo di deformazioni, oltre a strumenti di calcolo adeguati. Inoltre, poiché, sia per le verifiche **SLV** sia per quelle **SLD**, la verifica consiste nella valutazione degli effetti del sisma in termini di spostamenti e di variazioni del regime di sollecitazione dell'opera, la verifica va condotta confrontando gli effetti di più accelerogrammi (almeno 7) selezionati secondo i criteri descritti nel § 3.2.3.6.

CAPITOLO 08.

COSTRUZIONI ESISTENTI

Le costruzioni esistenti rappresentano certamente argomento particolarmente significativo nell'ambito dell'applicazione delle NTC. Rispetto al D.M.14 gennaio 2008 la norma riporta alcune modifiche la cui portata concettuale assume però particolare rilievo.

L'importanza che le criticità locali assumono negli edifici esistenti, in termini di danni a persone e cose, ha portato, fra l'altro, a considerare con maggiore attenzione gli interventi locali di rafforzamento e gli interventi di miglioramento.

Tale maggiore attenzione si è anche tradotta in un diverso ordine di presentazione (le varie forme d'intervento sono ora elencate dalla meno alla più impattante, dalla riparazione e rafforzamento locale all'adeguamento), nella diversa definizione dell'intervento di adeguamento e nell'ampia considerazione dedicata alla valutazione e riduzione del rischio sismico e, in special modo, nella maggiore attenzione prestata agli interventi finalizzati a ridurre la vulnerabilità delle costruzioni esistenti.

La presente Circolare, quindi, fornisce istruzioni operative per la corretta ed uniforme applicazione dei principi riportati nel Capitolo 8 delle NTC. Si osserva, in particolare, come molti dei contenuti delle Appendici della Circolare 617 C.S.LL.PP. del 2 febbraio 2009, sono ora ricondotti a questo testo.

C8.1 OGGETTO

Le *costruzioni esistenti* sono definite, nel § 8.1 delle NTC, come quelle costruzioni per le quali "alla data della redazione della valutazione di sicurezza e/o del progetto d'intervento" la struttura sia stata "completamente realizzata".

Detta definizione va certamente declinata per ciascun caso in esame.

In termini del tutto generali, con l'espressione *struttura completamente realizzata* può intendersi una struttura per la quale, alla data della redazione della valutazione di sicurezza e/o del progetto di intervento, sia stato redatto il certificato di collaudo statico ai sensi delle Norme Tecniche vigenti all'epoca della costruzione; se all'epoca della costruzione l'obbligo del collaudo statico non sussisteva, devono essere state almeno interamente realizzate le strutture e i muri portanti e le strutture degli orizzontamenti e delle coperture.

Per gli interventi finalizzati alla riduzione della vulnerabilità sismica dei beni del patrimonio culturale vincolato, il riferimento normativo, nelle more dell'emanazione di ulteriori disposizioni, è costituito dal D.P.C.M. 9 febbraio 2011 "Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008". Tale direttiva, in considerazione della specificità e articolazione del contenuto nonché delle caratteristiche del patrimonio storico edilizio italiano, è adottabile come riferimento per le costruzioni che comunque abbiano una valenza storica, artistica o urbanistico-ambientale, anche se non esplicitamente vincolate, fatto salvo quanto previsto al punto 8.4 delle NTC.

C8.2 CRITERI GENERALI

La conoscenza della costruzione, se da un lato contribuisce ad aumentare l'accuratezza delle verifiche di sicurezza e l'efficacia del progetto degli interventi, dall'altro dipende, di fatto, dalla possibilità di effettuare indagini approfondite in relazione all'uso ed alla natura/tipologia della costruzione stessa.

Le NTC, al fine di tener conto dei diversi possibili gradi di approfondimento, utilizzano i concetti di livello di conoscenza (relativo a geometria, organizzazione strutturale, dettagli costruttivi e materiali) e di fattore di confidenza (che modifica i parametri di capacità in ragione del livello di conoscenza).

È necessario che il progettista espliciti, nei documenti progettuali, le caratteristiche geometriche e strutturali della costruzione e il grado di approfondimento raggiunto dalle indagini.

In generale, la valutazione della sicurezza consiste nell'identificazione delle criticità nei confronti delle azioni considerate, sia non sismiche, come pesi propri, sovraccarichi e azioni climatiche, sia sismiche¹.

¹Per quanto riguarda le costruzioni esistenti di muratura, la valutazione della sicurezza deve essere effettuata nei confronti dei meccanismi di collasso, sia locali, sia globali, ove questi ultimi siano significativi; la verifica dei meccanismi globali diviene, in genere, significativa solo dopo che gli eventuali interventi abbiano eliminato i meccanismi di collasso locale. E' inoltre opportuno considerare la distinzione tipologica tra edifici singoli e edifici in aggregato (es. edilizia dei centri storici, complessi formati da più corpi). In particolare, per le tipologie in aggregato, particolarmente frequenti nei centri storici, il comportamento globale è spesso non definibile o non identificabile, al contrario del comportamento delle singole parti o unità strutturali.

Per quanto riguarda le costruzioni esistenti di c.a. e di acciaio, le NTC evidenziano come in esse possa essere attivata la capacità di elementi con meccanismi resistenti sia "duttili" sia "fragili"; a tale riguardo, è opportuno che l'analisi sismica globale utilizzi, per quanto possibile, metodi di modellazione e analisi che consentano di valutare in maniera appropriata sia la resistenza sia la duttilità disponibili, tenendo conto della possibilità di sviluppo di entrambi i tipi di meccanismo e adottando parametri di capacità dei materiali diversificati a seconda del tipo di meccanismo.

Attenzione deve essere, dedicata alla individuazione, per quanto possibile, di situazioni critiche locali e al loro conseguente effetto sulle verifiche. Esempi tipici sono la presenza e la realizzazione di cavedi, nicchie, canne fumarie, aperture in breccia, riprese murarie nelle pareti portanti che, indebolendo sensibilmente i singoli elementi strutturali o le connessioni tra i vari elementi costruttivi, possono facilitare l'innescarsi di meccanismi locali.

Anche lo spostamento o la demolizione di tramezzature o tamponature con rigidità e resistenza non trascurabili per una specifica struttura, potrebbero alterare la configurazione del fabbricato.

Riguardo ai dettagli costruttivi, per gli edifici esistenti le NTC non impongono la conformità alle prescrizioni previste per le nuove costruzioni.

Gli esiti della valutazione della sicurezza comportano conseguenze diversificate in termini di tempi e necessità di intervento, a seconda che le carenze della struttura si manifestino nei confronti delle azioni non sismiche o di quelle sismiche.

Le categorie di intervento si differenziano in interventi locali o di riparazione, di miglioramento e di adeguamento.

Le NTC specificano, per ciascuna categoria, la condizione di applicazione, sancendo l'obbligatorietà del collaudo statico, non solo per gli interventi di adeguamento, ma anche per quelli di miglioramento. Sono poi definiti alcuni fondamentali criteri di intervento, comuni a tutte le tipologie, quali la ricerca della regolarità, l'attenzione necessaria per le fasi di esecuzione e le priorità da assegnare e sono quindi esaminati i più usuali interventi per le varie tipologie strutturali.

Non è invece previsto il collaudo statico per gli interventi locali o di riparazione di cui al §8.4.1 delle NTC.

Al fine di una corretta valutazione del possibile utilizzo delle costruzioni, il tecnico incaricato delle verifiche o del progetto deve esplicitare, nei documenti progettuali, i livelli di sicurezza attuali e quelli che l'eventuale intervento si prefigge di conseguire, nonché le eventuali conseguenti limitazioni nell'uso della costruzione, esplicitando, per quanto possibile anche il livello di sicurezza degli elementi costruttivi non strutturali.

Il complesso delle norme vigenti, infatti, consente l'utilizzo anche delle costruzioni esistenti che non raggiungano i livelli di sicurezza richiesti per le costruzioni nuove.

CS.3 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

Il § 8.3 contiene una definizione della procedura di valutazione della sicurezza, le situazioni nelle quali è obbligatoria la valutazione, e gli stati limite ai quali fare riferimento.

Le modalità di valutazione della sicurezza dipendono dalle caratteristiche dell'edificio e dalle eventuali criticità presenti; la valutazione della sicurezza deve essere effettuata sia nello stato di fatto, sia nello stato di progetto degli interventi.

In particolare, nelle verifiche dello stato di progetto si deve tenere conto di come gli interventi possano incidere sul comportamento della costruzione. Nei successivi § C.8.5, § C.8.6, § C.8.7 sono trattate in modo esteso le modalità operative consigliate per le verifiche.

Tra i casi per i quali è obbligatorio procedere alla verifica della costruzione è escluso il caso conseguente ad una eventuale variazione dell'entità delle azioni a seguito di una revisione o della normativa o delle zonazioni che differenziano le azioni ambientali (sisma, neve, vento) nelle diverse parti del territorio italiano.

La valutazione della sicurezza degli edifici esistenti, per quanto possibile, deve essere effettuata in rapporto a quella richiesta per gli edifici nuovi. A tale scopo, le NTC introducono due nuovi parametri che costituiscono fattori indicativi per un rapido confronto tra l'azione sopportabile da una struttura esistente e quella richiesta per il nuovo:

- ζ_E , definito come il rapporto tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione sul medesimo suolo e con le medesime caratteristiche (periodo proprio, fattore di comportamento ecc.). Il parametro di confronto dell'azione sismica da adottare per la definizione di ζ_E è, salvo casi particolari, l'accelerazione al suolo $a_g S$.
- $\zeta_{v,i}$, definito come il rapporto tra il valore massimo del sovraccarico verticale variabile sopportabile dalla parte i -esima della costruzione e il valore del sovraccarico verticale variabile che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione.

Fermo restando quanto già indicato al Capitolo C2.1 si precisa quanto segue.

Nel caso in cui l'inadeguatezza di un'opera si manifesti nei confronti delle azioni non sismiche, quali carichi permanenti e altre azioni di servizio combinate per gli stati limite ultimi secondo i criteri esposti nel § 2.5.3 delle NTC (eventualmente ridotte in accordo con quanto specificato al § 8.5.5 delle NTC), è necessario adottare gli opportuni provvedimenti, quali ad esempio limitazione dei carichi consentiti, restrizioni all'uso e/o esecuzione di interventi volti ad aumentare la sicurezza, che consentano l'uso della costruzione con i livelli di sicurezza richiesti dalle NTC. Gli interventi da effettuare per eliminare le vulnerabilità più importanti possono anche essere parziali e/o temporanei, in attesa di essere completati nel corso di successivi interventi più ampi, atti a migliorare/adeguare complessivamente la costruzione e/o parti di essa.

Attesa l'aleatorietà dell'azione, nel caso in cui l'inadeguatezza di un'opera si manifesti nei confronti delle azioni sismiche, le condizioni d'uso, la necessità e la conseguente programmazione dell'intervento sono stabiliti sulla base di una pluralità di fattori, quali: la gravità dell'inadeguatezza e le conseguenze che questa comporterebbe anche in termini di pubblica incolumità, le

disponibilità economiche, etc.

Nella valutazione della sicurezza delle costruzioni esistenti va vagliata l'opportunità di procedere ad una verifica della stabilità geomorfologica del sito e del sistema terreno-fondazione, ferma restando l'obbligatorietà di quest'ultima verifica al ricorrere anche di una sola delle condizioni elencate al § 8.3 delle NTC. Nella relazione indicata dalla norma, il tecnico dovrà esplicitare che non sussistono le condizioni indicate al § 8.3 delle NTC tenendo ovviamente conto anche della gravità del dissesto (in atto o prodottosi in passato).

CS.4 CLASSIFICAZIONE DEGLI INTERVENTI

Le NTC confermano le tre categorie di intervento previste dalle precedenti norme: *riparazione o intervento locale, miglioramento, adeguamento*, elencandole in ordine inverso rispetto al D.M. 14. gennaio 2008, ciò al fine di ricollocare gli interventi di riparazione o locali ed il miglioramento in una meglio articolata scansione logica ed operativa².

CS.4.1 RIPARAZIONE O INTERVENTO LOCALE

Ricadono in questa categoria gli interventi che non alterano significativamente il comportamento globale della costruzione; l'obiettivo sulla base del quale è valutata l'ammissibilità dell'intervento è un aumento della sicurezza di almeno una porzione della costruzione, ovvero, nel caso di danni subiti, quello del mantenimento o dell'incremento dell'originaria efficacia strutturale della porzione danneggiata.

In tale categoria rientrano gli interventi di ripristino, rinforzo o sostituzione di elementi strutturali o di parti di essi non adeguati alla funzione che devono svolgere (ad esempio travi, architravi, coperture, impalcati o porzioni di impalcato, pilastri, pannelli murari). In particolare gli interventi di rinforzo devono privilegiare lo sviluppo di meccanismi duttili o comunque migliorare la duttilità locale, così da favorire lo sviluppo della duttilità di insieme della struttura.

Il ripristino o rinforzo dei collegamenti esistenti tra i singoli componenti o tra parti di essi o la realizzazione di nuovi collegamenti (ad esempio tra pareti murarie, tra pareti e travi o solai, anche attraverso l'introduzione di catene/tiranti, chiodature tra elementi lignei di una copertura o di un solaio, tra componenti prefabbricati) ricadono in questa categoria.

Infine, la modifica di una parte limitata della struttura (ad es. l'apertura di un vano in una parete, accompagnata da opportuni rinforzi) può rientrare in questa categoria, a condizione che si dimostri che l'insieme degli interventi non modifichi significativamente rigidità, resistenza nei confronti delle azioni orizzontali e capacità di deformazione della struttura.

La relazione illustrativa dei lavori deve riportare i risultati delle indagini conoscitive svolte, le carenze strutturali riscontrate, la descrizione dei lavori e i risultati attesi, affermando e, se necessario, dimostrando che l'intervento non ha modificato in senso negativo il comportamento degli altri elementi della costruzione e di tutta la costruzione nel suo insieme.

Per questa categoria di intervento non è richiesta la valutazione della sicurezza globale dell'opera ma, nel caso di rafforzamento locale finalizzato al miglioramento del funzionamento di elementi strutturali o alla limitazione di meccanismi di collasso, è richiesta la valutazione della variazione del livello locale di sicurezza.

CS.4.2 INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO

L'intervento di miglioramento è finalizzato a conseguire un aumento della sicurezza della costruzione.

In questa categoria ricadono tutti gli interventi che, pur non rientrando nella categoria dell'adeguamento, possono determinare modifiche, anche significative, del comportamento strutturale locale o globale operando o variazioni di rigidità, resistenza o capacità deformativa di singoli elementi o di porzioni della struttura, o introducendo nuovi elementi strutturali. Ciò può avvenire, ad esempio, impegnando maggiormente gli elementi più resistenti, riducendo le irregolarità in pianta e in elevazione, eliminando i meccanismi di collasso locali o trasformandoli da fragili in duttili.

L'intervento di miglioramento può essere effettuato nei confronti anche soltanto di alcune categorie di azioni quali, indicativamente ma non esaustivamente, le azioni del vento, le azioni sismiche, le azioni gravitazionali, fermi restando gli obblighi indicati al § C.8.3.

Come specificato nel § 8.3 delle NTC, per questa categoria di interventi la valutazione della sicurezza è obbligatoria e finalizzata a determinare l'entità massima delle azioni, considerate nelle combinazioni di progetto previste, cui la struttura può resistere con il grado di sicurezza richiesto. Essa riguarderà necessariamente, oltre ai possibili meccanismi locali, la struttura nel suo insieme.

Per la combinazione sismica delle azioni, il valore di ζ_E definito dalle NTC e introdotto al § C.8.3 può essere minore dell'unità; in particolare, per le costruzioni di classe III ad uso scolastico e di classe IV il valore di ζ_E a seguito degli interventi di miglioramento deve essere comunque non minore di 0,6, mentre per le rimanenti costruzioni di classe III e per quelle di classe II

²È opportuno che gli interventi in progetto siano primariamente finalizzati all'individuazione e all'eliminazione o riduzione di carenze e criticità locali che possano incidere sulla capacità strutturale, per poi prevedere l'eventuale rafforzamento della costruzione nel suo complesso. Interventi mirati all'eliminazione di specifiche criticità locali, pur con opere di modesto impatto economico e senza alterare sistemi d'equilibrio venutisi a creare nel tempo, possono infatti produrre aumenti sensibili della sicurezza

il valore di ζ_E , sempre a seguito degli interventi di miglioramento, deve essere incrementato di un valore comunque non minore di 0,1.

Nel miglioramento mediante l'impiego di isolatori sismici, si deve garantire che la sottostruttura si mantenga in campo sostanzialmente elastico; per la verifica del solo sistema di isolamento, il valore di ζ_E deve essere assunto almeno pari a 1,0. Inoltre, nel valutare la domanda di spostamento nei dispositivi e nei giunti sismici, il periodo proprio fondamentale del sistema isolato deve essere determinato tenendo conto opportunamente dell'elongazione del periodo proprio della sovrastruttura a seguito delle eventuali plasticizzazioni, in relazione al valore di ζ_E ad essa attribuito.

CS.4.3 INTERVENTO DI ADEGUAMENTO

L'intervento di adeguamento ha l'obiettivo di raggiungere i livelli di sicurezza richiesti per gli edifici di nuova costruzione così come specificati nel § 8.4.3 delle NTC.

Per questa categoria di interventi la valutazione della sicurezza è obbligatoria e finalizzata a stabilire se la struttura, a seguito dell'intervento, è in grado di resistere alle combinazioni delle azioni di progetto con il grado di sicurezza richiesto dalle NTC. Non è necessario il soddisfacimento delle prescrizioni sui dettagli costruttivi (per esempio armatura minima, passo delle staffe, dimensioni minime di travi e pilastri, ecc.) previste per le costruzioni nuove.

Negli interventi di adeguamento delle costruzioni nei confronti delle azioni sismiche è richiesto, generalmente, il raggiungimento del valore unitario del parametro ζ_E ; nel caso di semplici variazioni di classe e/o destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi verticali in fondazione superiori al 10% (caso c) del § 8.4.3 delle NTC è ammesso un valore minimo di ζ_E pari a 0,8. È assimilabile a tale situazione anche l'adeguamento sismico deciso dal proprietario a seguito di inadeguatezza riscontrata attraverso la valutazione di sicurezza di cui al § 8.3 delle NTC, ma non ricadente nei casi a), b) o d).

Per gli edifici esistenti in muratura, particolarmente quelli storici, in cui il regime delle sollecitazioni è frutto della sovrapposizione delle vicende statiche subite dalla costruzione nel tempo, la previsione degli effetti degli interventi sul comportamento strutturale risulta estremamente difficile. Per questo motivo, è conveniente limitare l'alterazione dello stato di fatto per non creare situazioni di esito incerto; particolare cautela deve pertanto essere adottata nel caso di interventi di tipo a), b) e d).

In merito all'ultimo capoverso del § 8.4.3 delle NTC, esso stabilisce che non è necessario procedere all'adeguamento, salvo che non ricorrano una o più delle condizioni b), c), d) od e) di cui allo stesso §8.4.3, solo nel caso di "variazione dell'altezza dell'edificio" causata dalla realizzazione di cordoli sommitali oppure causata da variazioni della copertura, che non comportino incrementi di superficie abitabile significativi dal punto di vista strutturale. Infatti, la ratio di tale disposizione è di permettere nelle situazioni citate, ferme restando le norme urbanistiche ed i regolamenti edilizi locali, la realizzazione di interventi di possibile beneficio strutturale, senza dover necessariamente adeguare l'intera costruzione.

CS.5 DEFINIZIONE DEL MODELLO DI RIFERIMENTO PER LE ANALISI

La definizione di modelli di riferimento che descrivano il comportamento dell'edificio costituisce certamente una delle fasi più complesse dell'intera procedura di analisi. Infatti, considerando la grande varietà di costruzioni esistenti, non è possibile indicare procedure di modellazione. Tali problematiche diventano, poi, particolarmente rilevanti per le costruzioni in muratura, anche a causa delle numerose incertezze relative agli stati di sollecitazione in atto, ai tipi di materiale impiegati e al loro comportamento meccanico, al grado di connessione tra gli elementi strutturali e alla loro morfologia interna, oltre che agli eventuali interventi di trasformazione, riparazione o consolidamento già attuati in passato.

L'adeguata conoscenza del manufatto è presupposto fondamentale e fase imprescindibile per la comprensione di singole criticità e del comportamento strutturale; l'attendibilità dei risultati, dunque, è strettamente legata al livello di conoscenza.

È opportuno sottolineare che le fasi della conoscenza e dell'analisi non sono sequenziali, ma strettamente connesse.

Il piano delle indagini, ad esempio, può essere efficacemente indirizzato, in relazione sia alla tipologia delle prove, sia alla loro localizzazione, da un'analisi basata su dati preliminari relativi alle caratteristiche geometriche, costruttive e dei materiali. In tal modo è possibile identificare le zone critiche nei riguardi degli stati limite ultimi, investigando eventualmente la sensibilità della risposta alle incertezze sui principali parametri, e quindi razionalizzare il piano delle indagini sperimentali, anche in considerazione della loro onerosità ed invasività.

Per gli edifici in muratura, anche considerate le conoscenze acquisibili, le verifiche nei riguardi di tutte le azioni possono essere eseguite utilizzando, quando previsto, un coefficiente γ_M non inferiore a 2 (Tab. 4.5.II in § 4.5.6.1 e §7.8.1.1 delle NTC).

In relazione al livello di conoscenza, le NTC definiscono opportuni fattori di confidenza, da intendersi come indici del livello di approfondimento raggiunto dalle indagini; è attraverso di essi che si possono ridurre i valori attribuiti ai parametri meccanici dei materiali. In determinate circostanze, i valori dei fattori di confidenza possono essere differenziati per i diversi materiali o per specifici elementi strutturali, nel modo illustrato nel seguito.

Indicazioni specifiche riguardanti le modalità di svolgimento delle analisi strutturali per la valutazione della sicurezza, sia nello stato di fatto, sia a seguito della realizzazione di interventi, sono riportate nel § 8.7 delle NTC.

C8.5.1 ANALISI STORICO-CRITICA

La conoscenza della storia di un fabbricato è elemento indispensabile, sia per la valutazione della sicurezza attuale, sia per la definizione degli interventi e la previsione della loro efficacia.

L'analisi storica deve essere finalizzata a comprendere le vicende costruttive, i dissesti, i fenomeni di degrado, i cimenti subiti dall'edificio e, particolarmente frequenti nelle costruzioni in muratura, le trasformazioni operate dall'uomo che possono aver prodotto cambiamenti nell'assetto statico originario. In tal senso l'indagine storica diventa indagine critica e fonte, per eccellenza, di documentazione e conoscenza finalizzate all'interpretazione del comportamento strutturale.

L'analisi inizia con il reperire tutti i documenti disponibili sulle origini del fabbricato quali, ad esempio, elaborati e relazioni progettuali della prima realizzazione della costruzione e di eventuali successivi interventi, elaborati e rilievi già prodotti, eventuali relazioni di collaudo e riguarda:

- l'epoca di costruzione;
- le tecniche, le regole costruttive e, se esistenti, le norme tecniche dell'epoca di costruzione;
- la forma originaria e le successive modifiche;
- i traumi subiti e le alterazioni delle condizioni al contorno;
- le deformazioni, i dissesti e i quadri fessurativi, con indicazioni, ove possibile, della loro evoluzione nel tempo;
- gli interventi di consolidamento pregressi;
- gli aspetti urbanistici e storici che hanno regolato lo sviluppo dell'aggregato edilizio di cui l'edificio è parte.

Risulta, in generale, utile anche la conoscenza delle patologie o delle carenze costruttive evidenziate da edifici simili per tipologia ed epoca di costruzione.

In definitiva, questa fase deve permettere di interpretare la condizione attuale dell'edificio come risultato di una serie di vicende statiche e di trasformazioni che si sono sovrapposte nel tempo.

C8.5.2 RILIEVO

C8.5.2.1 COSTRUZIONI DI MURATURA

Nelle costruzioni di muratura, vista la grande varietà di materiali e tecniche costruttive impiegate, riveste un ruolo di primaria importanza la conoscenza della composizione degli elementi costruttivi e delle caratteristiche dei collegamenti, a partire dalla tipologia e disposizione dei materiali e dalla presenza di discontinuità; in questo ambito, la verifica dell'efficacia degli incatenamenti, siano essi lignei o metallici, merita una particolare attenzione.

Nel rilievo si possono individuare tre livelli di indagine, in relazione al loro grado di approfondimento.

Indagini limitate: sono generalmente basate su indagini di tipo visivo che, al rilievo geometrico delle superfici esterne degli elementi costruttivi, uniscono saggi che consentano di esaminare, almeno localmente, le caratteristiche della muratura sotto intonaco e nello spessore, caratterizzando così la sezione muraria, il grado di ammassamento tra pareti ortogonali e le zone di appoggio dei solai, i dispositivi di collegamento e di eliminazione delle spinte.

Indagini estese: i rilievi e le indagini in-situ indicati al punto precedente, sono accompagnati da saggi più estesi e diffusi così da ottenere tipizzazioni delle caratteristiche dei materiali e costruttive e una aderenza delle indicazioni fedele alla reale varietà della costruzione.

Indagini esaustive: oltre a quanto indicato al punto precedente, le indagini sono estese in modo sistematico con il ricorso a saggi che consentano al tecnico di formarsi un'opinione chiara sulla morfologia e qualità delle murature, sul rispetto della regola dell'arte nella disposizione dei materiali, sia in superficie che nello spessore murario, sull'efficacia dell'ammorsamento tra le pareti e dei dispositivi di collegamento e di eliminazione delle spinte, oltre che sulle caratteristiche degli appoggi degli elementi orizzontali.

C8.5.2.2 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO ARMATO O ACCIAIO

Il rilievo è finalizzato alla definizione sia della geometria esterna, sia dei dettagli di tutti gli elementi costruttivi effettivamente raggiungibili, con funzione strutturale o meno. Per gli elementi aventi funzione strutturale la geometria esterna deve essere sempre descritta in maniera la più completa possibile, allo scopo di ottenere un modello di calcolo affidabile, mentre i dettagli, spesso occultati alla vista (ad esempio la disposizione delle armature), possono essere rilevati a campione, estendendo poi le valutazioni agli altri elementi operando per analogia, anche in forza delle norme vigenti e dei prodotti in commercio all'epoca della costruzione.

Il rilievo di manufatti che non hanno funzione strutturale (pareti divisorie, controsoffitti, impianti) deve essere effettuato con l'obiettivo principale di identificare eventuali rischi per la sicurezza degli abitanti, connessi a problemi di stabilità dei manufatti stessi o delle strutture. Particolarmente pericolose si sono rivelate, in occasione di eventi sismici, le pareti di tamponamento formate da più paramenti accostati e privi di adeguati collegamenti tra loro o/e separati da intercapedini isolanti, ancor più quando non sono contenute in riquadri strutturali.

Il rilievo geometrico degli elementi deve permettere:

- l'identificazione dell'organizzazione strutturale;
- l'individuazione della posizione e delle dimensioni di travi, pilastri, scale e setti;
- l'identificazione dei solai e della loro tipologia, orditura, sezione verticale;
- l'individuazione di tipologia e dimensioni degli elementi non strutturali quali tamponamenti, tramezzature, etc.

In particolare, per le costruzioni in acciaio, i dati raccolti devono includere anche:

- la forma originale dei profili e le loro dimensioni geometriche;
- la tipologia e morfologia delle unioni.

Nel caso in cui la geometria della struttura sia nota dai disegni originali, deve essere comunque eseguito il rilievo visivo a campione per verificare l'effettiva corrispondenza del costruito ai disegni di progetto.

Nel definire il comportamento della costruzione in presenza di sisma sono di particolare importanza i dettagli costruttivi; le informazioni su di essi possono essere desunte dai disegni originali, da un progetto simulato o da indagini in situ.

Il progetto simulato, eseguito sulla base delle norme tecniche in vigore all'epoca della costruzione e della corrispondente pratica costruttiva, è utile per fornire informazioni su quantità e disposizione dell'armatura negli elementi con funzione strutturale e sulle caratteristiche dei collegamenti.

Sia che si disponga dei disegni originali, sia che si sia prodotto un progetto simulato, per verificarne la rispondenza alla realtà del costruito in termini di particolari costruttivi occorre effettuare rilievi in situ. Nei rilievi si possono individuare tre livelli di indagine, in relazione al loro grado di approfondimento.

Indagini limitate: consentono di valutare, mediante saggi a campione, la corrispondenza tra le caratteristiche dei collegamenti riportate negli elaborati progettuali originali o ottenute attraverso il progetto simulato, e quelle effettivamente presenti.

Indagini estese: si effettuano quando non sono disponibili gli elaborati progettuali originali, o come alternativa al progetto simulato seguito da indagini limitate, oppure quando gli elaborati progettuali originali risultano incompleti.

Indagini esaustive: si effettuano quando si desidera un livello di conoscenza accurata e non sono disponibili gli elaborati progettuali originali.

Le indagini in-situ basate su saggi sono effettuate su una congrua percentuale degli elementi strutturali, privilegiando, tra le tipologie di elementi strutturali (travi, pilastri, pareti...), quelle che rivestono un ruolo di primaria importanza nella struttura.

Il quantitativo di indagini in-situ basate su saggi dipende dal livello di conoscenza desiderato in relazione al grado di sicurezza attuale e deve essere accuratamente valutato, anche in vista delle notevoli conseguenze che comporta sulla progettazione degli interventi.

Al fine di determinare, in maniera opportuna, il numero e la localizzazione delle indagini in-situ da effettuare, è utile eseguire, a seguito del rilievo geometrico:

- una campagna preliminare di indagini in-situ volta alla conoscenza dei dettagli costruttivi ritenuti più significativi;
- un'analisi preliminare della sicurezza statica e della vulnerabilità sismica dell'edificio, eseguita estendendo il risultato dei rilievi dei particolari costruttivi (sfruttando anche eventuali simmetrie o situazioni ripetitive della struttura) agli elementi simili per dimensioni e/o impegno statico, eventualmente utilizzando i risultati preliminari delle prove sui materiali come definite al § C8.5.3.2.

Dall'esito, in termini di impegno statico e ruolo delle diverse membrature nella sicurezza della struttura, fornito dall'analisi preliminare può scaturire la necessità di approfondimenti in termini di numero, tipologia e localizzazione delle indagini in-situ basate su saggi; il progetto delle indagini ne fornisce la misura, consentendo così di graduare quantitativamente il livello di approfondimento.

A titolo esemplificativo e quando realmente possibile, il rilievo dei dettagli costruttivi è finalizzato a conseguire le seguenti informazioni:

Costruzioni di calcestruzzo armato

- quantità di armatura longitudinale in travi, pilastri, pareti e sua disposizione;
- quantità di barre di armatura piegate che contribuiscono alla resistenza a taglio, presenti nelle travi;
- quantità e dettagli di armatura trasversale nelle zone critiche e nei nodi trave-pilastro;
- quantità di armatura longitudinale che contribuisce al momento negativo di travi a T, presente nei solai;
- lunghezze di appoggio e condizioni di vincolo degli elementi orizzontali;
- spessore dei copriferri;
- lunghezza delle zone di sovrapposizione delle barre e dei loro ancoraggi;

Costruzioni di acciaio:

- tipologia e localizzazione dei giunti tra le membrature;

- particolari di appoggio dei solai;
- modalità di collegamento alle fondazioni.

C8.5.2.3 COSTRUZIONI DI LEGNO

Per costruzioni di legno si intendono sia opere realizzate interamente con struttura lignea, sia elementi costruttivi all'interno di costruzioni caratterizzate da altre tipologie strutturali.

Il rilievo geometrico riguarda le membrature, la disposizione degli elementi nella struttura e i collegamenti (di carpenteria o meccanici); deve essere accuratamente rilevata la morfologia delle membrature, con le variazioni di forma della sezione e i difetti del materiale, in quanto elementi fondamentali per la quantificazione della capacità portante.

Per la comprensione dei fenomeni di dissesto, attenzione deve essere rivolta al rilievo delle deformazioni delle singole membrature e della struttura, distinguendo, ove possibile, lo stato deformativo derivante dalle azioni applicate da quello proprio del materiale, causato ad esempio da difettosità anatomiche, di taglio o di lavorazione. A tale scopo devono essere identificate le zone deteriorate, con particolare riferimento alle unioni tra elementi lignei o ai collegamenti di interfaccia tra membrature lignee e altri materiali (ad esempio muratura) o altre parti della costruzione (ad esempio fondazioni).

C8.5.3 CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI

Il § 8.5.3 delle NTC tratta della conoscenza delle caratteristiche di resistenza e deformabilità dei materiali con i quali è realizzato un fabbricato.

La norma prevede che per le prove di cui alla Circolare 08 settembre 2010, n. 7617/STC o eventuali successive modifiche o integrazioni, il prelievo dei campioni dalla struttura e l'esecuzione delle prove stesse devono essere effettuate a cura di un laboratorio di cui all'articolo 59 del DPR 380/2001. Ciò fa riferimento, esclusivamente, al prelievo dei campioni per le prove distruttive i cui esiti sono soggetti a certificazione ai sensi dello stesso articolo 59 del DPR 380/01.

In tal senso le NTC hanno voluto ricondurre ad un modello unitario - in termini di qualità e responsabilità - l'intero loro processo costruttivo e, conseguentemente anche l'attività di prelievo, quale ad esempio il carotaggio, giacché le prove comprendono ogni fase: dal prelievo del materiale, alla verifica fisica, chimica e meccanica della carota stessa. Il carotaggio costituisce una prima analisi, almeno qualitativa, di resistenza fisica del campione che si sta prelevando; l'operazione di carotaggio stessa è, inoltre, in grado di influenzare in maniera determinante, essa stessa, la resistenza fisica del campione che si sta prelevando,

C8.5.3.1 COSTRUZIONI DI MURATURA

La muratura in una costruzione esistente è il risultato dell'assemblaggio di materiali diversi, in cui la tecnica costruttiva, le modalità di posa in opera, le caratteristiche meccaniche dei materiali costituenti e il loro stato di conservazione, determinano il comportamento meccanico dell'insieme.

La misura diretta delle caratteristiche meccaniche della muratura avviene mediante l'esecuzione di prove in-situ su porzioni di muratura, o di prove in laboratorio su elementi indisturbati prelevati in-situ, ove questo sia possibile; le prove possono essere di compressione e di taglio, scelte in relazione alla tipologia muraria e al criterio di resistenza adottato per l'analisi; le modalità di prova e la relativa interpretazione dei risultati devono seguire procedure di riconosciuta validità.

Ulteriori informazioni si possono desumere da metodi di prova non distruttivi, utili anche ad estendere all'intero edificio i risultati ottenuti a livello locale con prove distruttive o mediamente distruttive.

In relazione al numero delle indagini e alle modalità con cui condurle, la grande varietà tipologica e la frequente presenza di stratificazioni temporalmente successive, come avviene, in particolare, negli edifici storici, rende priva di significato la prescrizione di una precisa quantità e tipologia di indagini, anche in vista del fatto che, talvolta, l'individuazione delle situazioni di vulnerabilità risulta più significativa della stessa caratterizzazione dei materiali. L'esecuzione delle indagini deve seguire protocolli operativi e interpretativi di comprovata validità.

La tabella C8.5.I riporta, per il comportamento delle tipologie murarie più ricorrenti, indicazioni, non vincolanti, sui possibili valori dei parametri meccanici, identificati attraverso il rilievo degli aspetti costruttivi (§C8.5.2.1) e relativi, con l'eccezione dell'ultima riga, a precise condizioni: malta di calce di modeste caratteristiche (resistenza media a compressione f_m stimabile tra 0,7 e 1,5 N/mm²), assenza di ricorsi (listature), paramenti semplicemente accostati o mal collegati, tessitura (nel caso di elementi regolari) a regola d'arte, muratura non consolidata. Ai soli fini della verifica sismica, nel caso in cui la malta abbia caratteristiche particolarmente scadenti (resistenza media a compressione f_m stimabile inferiore a 0,7 N/mm²) ai valori della tabella si applica un coefficiente riduttivo pari a 0,7 per le resistenze e 0,8 per i moduli elastici. I parametri indicati in tabella sono principalmente finalizzati alle verifiche nei riguardi delle azioni sismiche.

La resistenza a compressione è utilizzata anche per le verifiche nei riguardi delle azioni non sismiche, a patto di considerare anche l'eventuale possibilità di fenomeni di instabilità locale, associati ad un insufficiente collegamento tra i paramenti.

Per interpretare fenomeni pregressi e/o per cercare di stimare fenomeni futuri a tempi lunghi è bene considerare che nel materiale muratura sono presenti fenomeni consistenti di deformazioni lente plastiche e di viscosità, con comportamenti meccanici anche notevolmente differenti da quelli a tempi brevi, che possono dare luogo ad una ridistribuzione dei picchi di sollecitazione. Nel

caso di sollecitazioni di trazione permanenti, inoltre, la resistenza a trazione delle murature, non indicata nella tabella, può ridursi significativamente.

Nel caso di murature di blocchi artificiali di tecnologia moderna, i parametri da utilizzare per le verifiche possono essere derivati dalle indicazioni per la progettazione di nuove costruzioni in muratura (§11.10 delle NTC).

Tabella C8.5.I - Valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura, da usarsi nei criteri di resistenza di seguito specificati (comportamento a tempi brevi), e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura. I valori si riferiscono a: f = resistenza media a compressione, τ_0 = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), f_{v0} = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio.

Tipologia di muratura	f (N/mm ²)	τ_0 (N/mm ²)	f_{v0} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,0-2,0	0,018-0,032	- -	690-1050	230-350	19
Muratura a conci sbazzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2,0	0,035-0,051	- -	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6-3,8	0,056-0,074	- -	1500-1980	500-660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,4-2,2	0,028-0,042	- -	900-1260	300-420	13 ÷ 16 (**)
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.) (**)	2,0-3,2	0,04-0,08	0,10-0,19	1200-1620	400-500	
Muratura a blocchi lapidei squadriati	5,8-8,2	0,09-0,12	0,18-0,28	2400-3300	800-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

(*) Nella muratura a conci sbazzati i valori di resistenza tabellati si possono incrementare se si riscontra la sistematica presenza di zeppe profonde in pietra che migliorano i contatti e aumentano l'ammorsamento tra gli elementi lapidei; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente pari a 1,2.

(**) Data la varietà litologica della pietra tenera, il peso specifico è molto variabile ma può essere facilmente stimato con prove dirette. Nel caso di muratura a conci regolari di pietra tenera, in presenza di una caratterizzazione diretta della resistenza a compressione degli elementi costituenti, la resistenza a compressione f_{p0} può essere valutata attraverso le indicazioni del § 11.10 delle NTC.

(***) Nella muratura a mattoni pieni è opportuno ridurre i valori tabellati nel caso di giunti con spessore superiore a 13 mm; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente riduttivo pari a 0,7 per le resistenze e 0,8 per i moduli elastici.

Le Regioni potranno, tenendo conto delle specificità costruttive del proprio territorio, definire zone omogenee a cui riferirsi a tal fine.

Le caratteristiche meccaniche della muratura, in uno stato di fatto migliore di quello indicato nella Tabella C8.5.I, possono ottenersi applicando (indicativamente e salvo più dettagliate valutazioni) i coefficienti migliorativi di Tabella C8.5.II.

I coefficienti migliorativi sono funzione dei seguenti fattori:

- **malta di buone caratteristiche:** il coefficiente indicato in Tabella C8.5.II, diversificato per le varie tipologie, si può applicare sia ai parametri di resistenza (f , τ_0 e f_{v0}), sia ai moduli elastici (E e G);
- **presenza di ricorsi (o listature):** il coefficiente di tabella si può applicare ai soli parametri di resistenza (f e τ_0); tale coefficiente ha significato solo per alcune tipologie murarie, in cui si riscontra tale tecnica costruttiva;
- **presenza sistematica di elementi di collegamento trasversale tra i paramenti:** il coefficiente indicato in tabella si può applicare ai soli parametri di resistenza (f , τ_0 e f_{v0}).

I suddetti coefficienti migliorativi possono essere applicati in combinazione tra loro, in forma moltiplicativa, considerando la concomitanza al più dei due effetti che hanno i coefficienti moltiplicativi più alti.

I dati riportati nella Tabella C8.5.I fanno riferimento, ad eccezione dell'ultima riga, a una muratura costituita da due paramenti accostati, con eventuale nucleo interno di limitato spessore (significativamente inferiore a quello dei paramenti). In questi casi è preventivamente necessario valutare se la muratura ha caratteristiche tali da garantire che il pannello murario possa comportarsi unitariamente nei riguardi delle sollecitazioni, sia verticali, sia a taglio; in caso contrario la modellazione con parametri meccanici equivalenti ha poco significato.

I muri realizzati con due paramenti semplicemente accostati o con riempimenti “a sacco” di scadenti caratteristiche meccaniche presentano un elevato rischio di instabilità, che può essere accentuato dalla presenza di orizzontamenti appoggiati solo su uno dei paramenti e dall’assenza di efficaci ancoraggi tra i solai e i paramenti esterni dei muri. Il rischio di instabilità, maggiore nei muri in pietrame, è presente anche nei casi di pietre squadrate sulle superfici esterne.

Nel caso non sussistano rischi di instabilità dei singoli paramenti si potrà considerare il muro come composto da due pareti tra loro semplicemente accostate, ciascuna di spessore pari alla propria sezione efficace.

Dopo avere esclusa la possibilità di meccanismi di distacco tra i paramenti, nel caso in cui il *nucleo interno* sia ampio rispetto ai paramenti, e in particolare se scadente, è opportuno ridurre i parametri di resistenza e deformabilità propri dei paramenti esterni. Nel caso di nucleo interno di spessore consistente, le proprietà meccaniche equivalenti della muratura, da attribuire all’intero spessore della parete, sono da ottenersi a partire da quelle dei paramenti (Tabella C8.5.I, eventualmente modificata dai coefficiente della Tabella C8.5.II) e del nucleo, attraverso valutazioni opportune.

Nel caso particolare di nucleo interno di caratteristiche meccaniche trascurabili, le proprietà equivalenti del pannello murario possono essere ottenute, cautelativamente e in via semplificata, trascurando lo spessore del nucleo.

Tabella C8.5.II -Coefficienti correttivi massimi da applicarsi in presenza di: malta di caratteristiche buone; ricorsi o listature; sistematiche connessioni trasversali; consolidamento con iniezioni di malta; consolidamento con intonaco armato; ristilatura armata con connessione dei paramenti.

Tipologia di muratura	Stato di fatto			Interventi di consolidamento			
	Malta buona	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Iniezione di miscele leganti (*)	Intonacoarmato (**)	Ristilatura armata con connessione dei paramenti (**)	Massimo coefficiente complessivo
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	1,3	1,5	2	2,5	1,6	3,5
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo	1,4	1,2	1,5	1,7	2,0	1,5	3,0
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	1,1	1,3	1,5	1,5	1,4	2,4
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,5	1,2	1,3	1,4	1,7	1,1	2,0
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,6	-	1,2	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura a blocchi lapidei quadrati	1,2	-	1,2	1,2	1,2	-	1,4
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	(***)	-	1,3 (****)	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	1,2	-	-	-	1,3	-	1,3

(*) I coefficienti correttivi relativi alle iniezioni di miscele leganti devono essere commisurati all’effettivo beneficio apportato alla muratura, riscontrabile con verifiche sia nella fase di esecuzione (iniettabilità) sia a-posteriori (riscontri sperimentali attraverso prove soniche o similari).

(**) Valori da ridurre convenientemente nel caso di pareti di notevole spessore (p.es. > 70 cm).

(***) Nel caso di muratura di mattoni si intende come “malta buona” una malta con resistenza media a compressione f_m superiore a 2 N/mm². In tal caso il coefficiente correttivo può essere posto pari a $f_m^{0,35}$ (f_m in N/mm²).

(****) Nel caso di muratura di mattoni si intende come muratura trasversalmente connessa quella apparecchiata a regola d’arte.

In presenza di murature consolidate o nel caso in cui si debba progettare un intervento di rinforzo, è possibile incrementare i valori ottenuti con il procedimento suddetto applicando gli ulteriori coefficienti indicati in Tabella C8.5.II, in base alle tecniche di consolidamento previste, secondo le modalità di seguito illustrate

Consolidamento con iniezioni di miscele leganti

Il coefficiente indicato in tabella, diversificato per le varie tipologie murarie, può essere applicato ai valori sia dei parametri di resistenza (f , τ_0 e f_{v0}), sia dei moduli elastici (E e G); i benefici conseguibili dipendono in modo sensibile dalla qualità originaria della malta, risultando tanto maggiori quanto più questa è scadente. È bene ricordare che gli effettivi benefici delle iniezioni sono funzione della reale possibilità delle malte iniettate di riempire lacune esistenti nella trama muraria e di aderire ai materiali esistenti; in ogni caso, è raccomandabile l’esecuzione di saggi, preventivi e di verifica, per valutare i risultati effettivamente conseguiti.

Consolidamento con intonaco armato

L’effetto di questa tipologia di consolidamento può essere stimato attraverso opportune valutazioni che considerino gli spessori della parete e dell’intonaco armato, oltre che i relativi parametri meccanici.

In assenza di queste è possibile adottare il coefficiente indicato in tabella, diversificato per le varie tipologie, applicabile ai valori sia dei parametri di resistenza (f , τ_0 e f_{v0}), sia dei moduli elastici (E e G).

In tal caso non si applicano i coefficienti relativi alla connessione trasversale della muratura non consolidata e alla ristilatura armata. Si rileva che il consolidamento con intonaco armato non ha alcuna efficacia in assenza di sistematiche connessioni trasversali e la sua efficacia è ridotta quando realizzato su un solo paramento.

Nell'adozione degli eventuali coefficienti migliorativi si deve tenere conto delle caratteristiche delle malte utilizzate (cementizie o a calce) e delle armature (metalliche o in fibra). Infine, si segnala la necessità di una preventiva verifica che il paramento non evidenzii un'eccessiva disgregazione o presenza di vuoti, tale da rendere inefficace l'accoppiamento con l'intonaco armato; in questi casi è opportuno accoppiare l'intervento con iniezioni.

Consolidamento con diatoni artificiali o tirantini antiespulsivi

Nel caso dell'inserimento di diatoni artificiali dotati di una significativa rigidezza a taglio e sufficientemente diffusi, si può applicare a tutti i parametri di resistenza il coefficiente indicato per le murature originariamente dotate di una buona connessione trasversale; gli elementi di connessione a trazione (tirantini) hanno un effetto significativo solo per la resistenza a compressione (f_c).

Consolidamento con ristilatura armata e connessione dei paramenti

Il coefficiente indicato in tabella, diversificato per le varie tipologie murarie, può essere applicato ai valori sia dei parametri di resistenza (f_c , f_{ct} e f_{td}), sia dei moduli elastici (E , G), in quest'ultimo caso in misura ridotta del 50%.

Questa tecnica (con i relativi coefficienti migliorativi) può essere applicata anche sostituendo, su uno dei paramenti, la ristilatura armata con un intonaco armato di limitato spessore, realizzato con malta a base calce, purché siano posti in opera gli elementi di connessione trasversale.

I valori sopra indicati in tabella per il consolidamento delle murature devono essere considerati essenzialmente un riferimento, in assenza di specifiche valutazioni sui valori da adottare per il caso in esame; nel caso di tecniche diverse da quelle indicate nella tabella, i valori riportati costituiscono un utile riferimento.

Nel caso di uso combinato di diverse tecniche di consolidamento, i coefficienti possono essere applicati in forma moltiplicativa; il valore del coefficiente complessivo non può superare il coefficiente massimo indicato nell'ultima colonna della tabella.

Nella caratterizzazione meccanica dei materiali si possono distinguere, in relazione al loro grado di approfondimento, tre livelli di prova.

Prove limitate: Si tratta di indagini non dettagliate e non estese, basate principalmente su esami visivi delle superfici, che prevedono limitati controlli degli elementi costituenti la muratura. Sono previste rimozioni locali dell'intonaco per identificare i materiali di cui è costituito l'edificio; in particolare, avvalendosi anche dell'analisi storico-critica, è possibile suddividere le pareti murarie in aree considerabili come omogenee. Scopo delle indagini è consentire l'identificazione delle tipologie di muratura alla quale fare riferimento ai fini della determinazione delle proprietà meccaniche; questo prevede il rilievo della tessitura muraria dei paramenti ed una stima della sezione muraria.

Prove estese: Si tratta di indagini visive, diffuse e sistematiche, accompagnate da approfondimenti locali. Si prevedono saggi estesi, sia in superficie sia nello spessore murario (anche con endoscopie), mirati alla conoscenza dei materiali e della morfologia interna della muratura, all'individuazione delle zone omogenee per materiali e tessitura muraria, dei dispositivi di collegamento trasversale, oltre che dei fenomeni di degrado. È inoltre prevista l'esecuzione di analisi delle malte e, se significative, degli elementi costituenti, accompagnate da tecniche diagnostiche non distruttive (penetrometriche, sclerometriche, soniche, termografiche, radar, ecc.) ed eventualmente integrate da tecniche moderatamente distruttive (ad esempio martinetti piatti), finalizzate a classificare in modo più accurato la tipologia muraria e la sua qualità.

Prove esaustive: In aggiunta alle richieste della categoria precedente, si prevedono prove dirette sui materiali per determinarne i parametri meccanici. Il progettista ne stabilisce tipologia e quantità in base alle esigenze di conoscenza della struttura. Le prove devono essere eseguite o in situ o in laboratorio su elementi indisturbati prelevati in situ; esse possono comprendere, se significative: prove di compressione (ad esempio: su pannelli o tramite martinetti piatti doppi); prove di taglio (ad esempio: compressione e taglio, compressione diagonale, taglio diretto sul giunto), selezionate in relazione alla tipologia muraria e al criterio di resistenza adottato per l'analisi. Le prove devono essere eseguite su tutte le tipologie murarie o comunque su quelle relative agli elementi che, dall'analisi di sensibilità basata sui dati preliminari (§ C8.5), sono risultati significativi per la valutazione della sicurezza. I valori per le verifiche saranno ottenuti, a partire dai valori medi presenti nella Tabella C8.5.I, utilizzando misure sperimentali dirette sull'edificio, tenendo conto dell'attendibilità del metodo di prova. In sostituzione, possono essere considerati i risultati di prove eseguite su altre costruzioni della stessa zona, in presenza di chiara e comprovata corrispondenza tipologica per materiali e morfologia.

A seguito delle indagini, è necessario valutare, per ogni prova, il grado di rappresentatività sia della classe tipologica attribuita al materiale, sia dei valori medi delle caratteristiche meccaniche dell'edificio da utilizzare nelle modellazioni.

A questo scopo possono essere utili metodi che, avvalendosi della lettura visiva dei paramenti e della sezione, consentano di ottenere delle stime di tali caratteristiche attraverso indicatori di qualità muraria, purché elaborati con procedure di comprovata attendibilità.

Nelle costruzioni con struttura muraria occorre considerare anche la presenza di elementi realizzati con altri materiali (strutture

lignee, solai in c.a., tiranti d'acciaio ecc.), da indagarsi con le metodologie indicate negli specifici Capitoli.

Nei casi, previsti dalle NTC, in cui sia necessario eseguire indagini sulle fondazioni, queste saranno volte a determinarne morfologia, profondità e materiali costituenti, a prescindere dai gradi di approfondimento sopra riportati.

C8.5.3.2 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO ARMATO O ACCIAIO

I valori delle caratteristiche meccaniche dei materiali prescindono dalle classi discretizzate previste nelle NTC.

Per definire le caratteristiche meccaniche dei materiali è possibile riferirsi anche alle norme dell'epoca della costruzione.

Calcestruzzo: si fa riferimento alle Linee Guida per la valutazione delle caratteristiche del calcestruzzo in opera, del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Acciaio: la misura delle caratteristiche meccaniche si ottiene, in generale, mediante estrazione di campioni ed esecuzione di prove a trazione fino a rottura con determinazione della tensione di snervamento, della resistenza a rottura e dell'allungamento, salvo nel caso in cui siano disponibili certificati di prova conformi a quanto richiesto per le nuove costruzioni nella normativa dell'epoca di costruzione.

Unioni di elementi d'acciaio: la misura delle caratteristiche meccaniche si ottiene, ove possibile, mediante estrazione di campioni ed esecuzione di prove a trazione fino a rottura con determinazione delle caratteristiche meccaniche rilevanti, quali la tensione di snervamento, della resistenza a rottura e dell'allungamento.

Sono ammessi metodi di indagine non distruttiva di documentata affidabilità, ad integrazione di quelli sopra descritti, purché i risultati siano tarati su quelli ottenuti con prove distruttive.

Le prove sui materiali, in analogia a quanto definito per le indagini sui dettagli costruttivi, possono essere eseguite su un numero di elementi diverso, a seconda del livello di conoscenza che si vuole raggiungere.

Si possono distinguere, in relazione al loro grado di approfondimento, tre livelli di prova.

Prove limitate: prevedono un numero limitato di prove in-situ o su campioni, impiegate per completare le informazioni sulle proprietà dei materiali, siano esse ottenute dalle normative in vigore all'epoca della costruzione, o dalle caratteristiche nominali riportate sui disegni costruttivi o nei certificati originali di prova.

Prove estese: prevedono prove in-situ o su campioni più numerose di quelle del caso precedente e finalizzate a fornire informazioni in assenza sia dei disegni costruttivi, sia dei certificati originali di prova o quando i valori ottenuti con le **prove limitate** risultino inferiori a quelli riportati nei disegni o sui certificati originali.

Prove esaustive: prevedono prove in-situ o su campioni più numerose di quelle del caso precedente e finalizzate a ottenere informazioni in mancanza sia dei disegni costruttivi, sia dei certificati originali di prova, o quando i valori ottenuti dalle **prove limitate o estese**, risultino inferiori a quelli riportati sui disegni o nei certificati originali, oppure nei casi in cui si desideri una conoscenza particolarmente accurata.

Al fine di determinare in maniera opportuna il numero e la localizzazione delle prove sui materiali, è utile:

- eseguire un numero limitato di indagini preliminari sugli elementi individuati come rappresentativi a seguito dell'analisi storico-critica, della documentazione disponibile e del rilievo geometrico, al fine di definire un modello preliminare della struttura;
- eseguire un'analisi per la verifica preliminare della sicurezza statica e della vulnerabilità sismica, utilizzando i dettagli costruttivi valutati nel corso della campagna di indagini preliminari (§ C8.5.2.2).

In base all'esito dell'analisi preliminare è valutata la necessità di approfondimenti della campagna di indagini in termini di numero e localizzazione, in relazione all'impegno statico delle diverse membrature, del loro ruolo riguardo alla sicurezza della struttura e del grado di omogeneità dei risultati delle prove preliminari, anche in relazione a quanto previsto dai documenti originari; il progetto delle prove ne fornisce la misura, consentendo così di graduare quantitativamente il livello di approfondimento.

Per l'identificazione delle caratteristiche dei materiali, i dati raccolti devono includere le seguenti caratteristiche:

- resistenza e, ove significativo, il modulo elastico E del calcestruzzo;
- tensione di snervamento, resistenza a rottura e allungamento dell'acciaio.

C8.5.3.3 COSTRUZIONI DI LEGNO

L'esame degli elementi costruttivi prevede indagini volte alla conoscenza del materiale, in particolare nei riguardi della specie, dello stato di conservazione e delle caratteristiche meccaniche.

Riguardo alla caratterizzazione del materiale, per l'identificazione della specie legnosa si può fare riferimento alla norma UNI 11118 e, per la valutazione dello stato di conservazione e del profilo resistente degli elementi in opera, alla norma UNI 11119. Date le incertezze delle conoscenze, qualora si ricorra a metodi indiretti di prova, è opportuno confrontare le misure ottenute con metodi diversi, tenendo presente che la variabilità dei singoli parametri è in genere ampia.

Occorre identificare l'eventuale degrado materico di tipo biotico, anche in relazione alle condizioni ambientali di conservazione. Particolare attenzione deve quindi essere rivolta all'analisi del microclima nell'intorno di un elemento ligneo o di una sua parte

che si è instaurato in particolari condizioni di posa in opera (ad esempio testate di travi e capriate inserite nella muratura o elementi nascosti da controsoffitti, elementi lignei che appoggiano in fondazione).

Si possono distinguere, in relazione al loro grado di approfondimento, tre livelli di prova.

Prove limitate: si tratta di indagini basate principalmente su esami visivi delle superfici, che comprendano almeno tre facce e una testata di ogni elemento dell'orditura primaria e secondaria e che prevedano limitati controlli degli elementi costruttivi e delle connessioni; sono previste rimozioni locali dello strato di protezione per procedere a una valutazione dello stato di conservazione, ad esempio in accordo alla norma UNI 11119.

Prove estese: si tratta di indagini visive diffuse sulle superfici degli elementi, accompagnate da alcuni controlli strumentali a supporto, nonché sulle condizioni dei collegamenti. Sono previste rimozioni locali dello strato di protezione per procedere a una valutazione dello stato di conservazione, ad esempio in accordo alla norma UNI 11119. Come controlli strumentali, sono almeno da prevedere alcuni controlli dell'umidità del materiale in zone specificatamente individuate come particolarmente sensibili.

Prove esaustive: si tratta di indagini visive diffuse e sistematiche, accompagnate da approfondimenti strumentali, eventualmente di tipo resistografico. Si prevedono analisi per l'identificazione della specie, la misura dell'umidità nel materiale e nelle zone di interfaccia con materiali diversi e l'analisi dei collegamenti, con valutazione dei fenomeni di degrado degli elementi di connessione. Tali analisi possono anche richiedere attività di laboratorio. È opportuno l'impiego di tecniche non distruttive o parzialmente invasive per valutare le caratteristiche meccaniche del materiale o individuare zone degradate al di sotto della superficie.

C8.5.4 LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA

I fattori di confidenza sono utilizzati per la riduzione dei valori dei parametri meccanici dei materiali e devono essere intesi come indicatori del livello di approfondimento raggiunto.

Limitatamente al caso di verifiche in condizioni non sismiche di singoli componenti (ad esempio solai sui quali siano state condotte indagini particolarmente accurate) oppure di verifiche sismiche nei riguardi dei meccanismi locali, è possibile adottare livelli di conoscenza differenziati rispetto a quelli impiegati nelle verifiche sismiche globali.

Di seguito, con riferimento alle specifiche contenute al § 8.5 delle NTC, è riportata una guida alla stima dei *Fattori di Confidenza (FC)*, definiti con riferimento ai tre *Livelli di Conoscenza (LC)* crescenti, secondo quanto segue.

LC1: si intende raggiunto quando siano stati effettuati, come minimo, l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato, con riferimento al § C8.5.1, il rilievo geometrico completo e *indagini limitate* sui dettagli costruttivi, con riferimento al § C8.5.2, *prove limitate* sulle caratteristiche meccaniche dei materiali, con riferimento al § C8.5.3; il corrispondente fattore di confidenza è **FC=1,35** (nel caso di costruzioni di acciaio, se il livello di conoscenza non è **LC2** solo a causa di una non estesa conoscenza sulle proprietà dei materiali, il fattore di confidenza può essere ridotto, giustificandolo con opportune considerazioni anche sulla base dell'epoca di costruzione);

LC2: si intende raggiunto quando siano stati effettuati, come minimo, l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato, con riferimento al § C8.5.1, il rilievo geometrico completo e *indagini estese* sui dettagli costruttivi, con riferimento al § C8.5.2, *prove estese* sulle caratteristiche meccaniche dei materiali, con riferimento al § C8.5.3; il corrispondente fattore di confidenza è **FC=1,2** (nel caso di costruzioni di acciaio, se il livello di conoscenza non è **LC3** solo a causa di una non esaustiva conoscenza sulle proprietà dei materiali, il fattore di confidenza può essere ridotto, giustificandolo con opportune considerazioni anche sulla base dell'epoca di costruzione);

LC3: si intende raggiunto quando siano stati effettuati l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato, come descritta al § C8.5.1, il rilievo geometrico, completo ed accurato in ogni sua parte, e *indagini esaustive* sui dettagli costruttivi, come descritto al § C8.5.2, *prove esaustive* sulle caratteristiche meccaniche dei materiali, come indicato al § C8.5.3; il corrispondente fattore di confidenza è **FC=1** (da applicarsi limitatamente ai valori di quei parametri per i quali sono state eseguite le prove e le indagini su citate, mentre per gli altri parametri meccanici il valore di **FC** è definito coerentemente con le corrispondenti prove limitate o estese eseguite).

Per raggiungere il livello di conoscenza **LC3**, la disponibilità di un rilievo geometrico completo e l'acquisizione di una conoscenza esaustiva dei dettagli costruttivi sono da considerarsi equivalenti alla disponibilità di documenti progettuali originali, comunque da verificare opportunamente nella loro completezza e rispondenza alla situazione reale.

Ci si può riferire alla documentazione in atti, qualora per essa siano stati adempiuti gli obblighi della L. 1086/71 o 64/74 e s.m.i., ma solo dopo adeguata giustificazione eventualmente integrata da indagini in opera. Per la caratterizzazione meccanica dei materiali si possono adottare, motivatamente, i valori caratteristici assunti nel progetto originario o quelli ridotti risultanti dalla documentazione disponibile sui materiali in opera. In questo caso i fattori di confidenza si assumono unitari.

La quantità e il tipo di informazioni richieste per conseguire uno dei tre livelli di conoscenza previsti, sono, a titolo esclusivamente orientativo, ulteriormente precisati nel seguito.

C8.5.4.1 COSTRUZIONI DI MURATURA

Nel caso in cui la muratura in esame possa essere ricondotta alle tipologie murarie presenti nelle Tabelle C8.5.I e C8.5.II, i valori medi dei parametri meccanici da utilizzare per le verifiche possono essere definiti, con riferimento alla tipologia muraria in considerazione per i diversi livelli di conoscenza, come segue:

LC1: -Resistenze: i valori minimi degli intervalli riportati in Tabella C8.5.I.

- Moduli elastici: i valori medi degli intervalli riportati nella tabella suddetta.

LC2: - Resistenze: i valori medi degli intervalli riportati in Tabella C8.5.I

-Moduli elastici: i valori medi degli intervalli riportati nella tabella suddetta.

LC3: -I valori delle resistenze e dei moduli elastici riportati in Tabella C.8.5.I individuano una distribuzione a-priori che può essere aggiornata sulla base dei risultati delle misure eseguite in sito. Considerato il generico parametro X , una stima dei parametri μ' e σ' della distribuzione a-priori può essere dedotta dai valori minimo e massimo in tabella, con le formule seguenti:

$$\mu' = \frac{1}{2}(X_{\min} + X_{\max}) \quad [C8.5.4.1]$$

$$\sigma' = \frac{1}{2}(X_{\max} - X_{\min}) \quad [C8.5.4.2]$$

Eseguito un numero n di prove dirette, l'aggiornamento del valore medio può essere effettuato come segue:

$$\mu'' = \frac{n\bar{X} + \kappa\mu'}{n + \kappa} \quad [C8.5.4.3]$$

dove \bar{X} è la media delle n prove dirette e κ è un coefficiente che tiene conto del rapporto tra la dispersione (varianza) della stima effettuata attraverso le prove (combinazione tra incertezza della misurazione sperimentale e dispersione dei parametri meccanici nell'ambito dell'edificio che si sta analizzando) e la varianza σ'^2 della distribuzione a-priori.

Nel determinare la stima aggiornata del valore medio del parametro meccanico, il coefficiente κ rappresenta il peso relativo della distribuzione a-priori (associata ai parametri della tabella C.8.5.I) rispetto alle prove sperimentali³.

Qualora la media delle n prove dirette \bar{X} sia significativamente diversa dal valore μ' adottato per la distribuzione a-priori, e quindi la differenza tra μ' e μ'' risulti rilevante, l'accettabilità del risultato ottenuto applicando l'equazione C8.5.4.3 deve essere adeguatamente motivata.

Tabella C.8.5.III -Valori del coefficiente κ suggeriti per l'aggiornamento del valore medio dei parametri meccanici, secondo l'equazione [C8.5.4.3], con riferimento ai più diffusi metodi di indagine diretta sulle proprietà meccaniche della muratura.

Metodo di prova	Parametro	κ
Prova di compressione diretta (su una porzione di parete muraria)	E	1,5
	f	1
Martinetto piatto doppio	E	1,5
	f (*)	2 (*)
Prova di compressione e taglio (su un pannello isolato nella parete muraria) – prova tipo Sheppard	G	1,5
	$\tau_0 - f_{v0}$	1
Prova di compressione diagonale	G	1,5
	τ_0	1
Prova di taglio diretto sul giunto	f_{v0}	2
Prove in laboratorio sui costituenti (**)	f_b, f_m, f_g	2

(*) La prova con il martinetto piatto doppio consente di ottenere una misura del modulo elastico E della muratura, molto più raramente di misurarne direttamente la resistenza a compressione. Il coefficiente in tabella è quello suggerito quando nella prova viene misurata direttamente la resistenza a compressione. Ricordando che esiste una correlazione empirica approssimata di proporzionalità tra modulo E e la resistenza media a compressione della muratura (desumibile dagli intervalli di variazione dei due parametri nella tabella C.8.5.I) il modulo E ottenuto dalla prova con martinetto piatto può fornire una stima indiretta di f utilizzabile nell'equazione [C8.5.4.3] purché si adotti un valore di τ almeno pari a 3.

(**) Nel caso di muratura in blocchi di pietra squadrati o artificiali pieni o semipieni si ipotizza che, con prove a compressione diretta sugli elementi e sulla malta (i costituenti), si possa stimare la resistenza caratteristica a compressione della muratura f_k tramite i metodi descritti al § 11.10.3.1.2 delle Norme. Nota: f_k , la resistenza a compressione media f della muratura potrà essere quindi stimata come $f = 1,25 f_k$.

³Dalla formula emerge che, al crescere del numero di prove, il peso attribuito alla misura sperimentale aumenta, in quanto anche in presenza di una significativa dispersione del parametro nell'edificio la stima del suo valore medio risulta più attendibile. Nella scelta del coefficiente κ è opportuno considerare che l'incertezza legata al metodo di misura sperimentale non si riduce aumentando il numero di prove. Inoltre, l'attendibilità dei diversi metodi di prova cambia in relazione alle diverse tipologie murarie. In assenza di valutazioni specifiche da parte del progettista, la Tabella C.8.5.III suggerisce valori del coefficiente κ per i più diffusi metodi di indagine diretta in situ. Particolare cautela dovrà essere utilizzata nel caso di prove in laboratorio su campioni di muratura estratti in situ, a causa delle difficoltà nell'estrarre, movimentare e trasportare i provini senza arrecare loro danni.

C8.5.4.2 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO ARMATO O DI ACCIAIO

I fattori di confidenza, determinati in funzione del livello di conoscenza acquisito, vengono applicati ai valori medi delle resistenze dei materiali ottenuti dai campioni di prove distruttive e non distruttive, per fornire una stima dei valori medi delle resistenze dei materiali della struttura, entro l'intervallo di confidenza considerato (in genere si assume un intervallo di confidenza pari al 95%). Per determinare i fattori di confidenza per i diversi elementi strutturali o loro insiemi si deve tener conto che essi includono, oltre alle incertezze nella stima della resistenza dei materiali, anche le incertezze relative all'individuazione dei dettagli costruttivi.

Il livello di conoscenza acquisito in base ai rilievi, alle indagini sui dettagli strutturali e alle prove sui materiali, determina i valori dei fattori di confidenza da applicare alle proprietà dei materiali, anche in maniera differenziata per elementi strutturali o gruppi di elementi, e suggerisce il metodo di analisi più appropriato. In assenza di valutazioni specifiche, ci si può riferire alla Tabella C8.5.IV.

Tabella C8.5.IV – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza, per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio

Livello di conoscenza	Geometrie (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC (*)
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione; in alternativa rilievo completo ex-novo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>indagini limitate</i> in situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>prove limitate</i> in situ	Analisi lineare statica o dinamica	1,35
LC2		Elaborati progettuali incompleti con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini estese</i> in situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali, con <i>prove limitate</i> in situ; in alternativa da <i>prove estese</i> in situ	Tutti	1,20
LC3		Elaborati progettuali completi con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini esaustive</i> in situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto, con <i>prove estese</i> in situ; in alternativa da <i>prove esaustive</i> in situ	Tutti	1,00

(*) A meno delle ulteriori precisazioni già fornite nel § C8.5.4.

La quantità e il tipo di informazioni richieste per conseguire uno dei tre livelli di conoscenza previsti, sono, a titolo esclusivamente orientativo, ulteriormente precisati nel seguito.

LC1: si intende raggiunto quando sia stata effettuata l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato (con riferimento al § C8.5.1), la geometria della struttura sia nota in base ai disegni originali (effettuando un rilievo visivo a campione per verificare l'effettiva corrispondenza del costruito ai disegni) o a un rilievo, poiché non si dispone dei disegni costruttivi i dettagli costruttivi siano stati ricavati sulla base di un progetto simulato (con riferimento al § C8.5.2) e con *indagini limitate* in-situ sulle armature e sui collegamenti presenti negli elementi più importanti (i dati raccolti devono essere tali da consentire verifiche locali di resistenza), poiché non si dispone di informazioni sulle caratteristiche meccaniche dei materiali (provenienti dai disegni costruttivi o dai certificati di prova) si siano adottati i valori usuali della pratica costruttiva dell'epoca, convalidati da *prove limitate* in-situ sugli elementi più importanti (con riferimento al § C8.5.3); il corrispondente fattore di confidenza è **FC=1,35**. La valutazione della sicurezza è, in genere, eseguita mediante analisi lineare, statica o dinamica; le informazioni raccolte devono consentire la messa a punto di un modello strutturale idoneo.

LC2: si intende raggiunto quando sia stata effettuata l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato (con riferimento al § C8.5.1), la geometria della struttura sia nota in base ai disegni originali (effettuando un rilievo visivo a campione per verificare l'effettiva corrispondenza del costruito ai disegni) o a un rilievo, i dettagli costruttivi siano noti, o parzialmente dai disegni costruttivi originali integrati da *indagini limitate* in situ sulle armature e sui collegamenti presenti negli elementi più importanti, o (con riferimento al § C8.5.2) a seguito di una *indagine estesa* in situ (i dati raccolti devono essere tali da consentire, nel caso si esegua un'analisi lineare, verifiche locali di resistenza, oppure la messa a punto di un modello strutturale non lineare), le caratteristiche meccaniche dei materiali siano note in base ai disegni costruttivi, integrati da *prove limitate* in situ (se i valori ottenuti dalle prove in situ sono minori dei corrispondenti valori indicati nei disegni di progetto, si eseguono *prove estese* in situ), o con *prove estese* in situ (con riferimento al § C8.5.3); il corrispondente fattore di confidenza è **FC=1,2**. La valutazione della sicurezza è eseguita mediante metodi di analisi lineare o non lineare, statici o dinamici; le informazioni raccolte sulle dimensioni degli elementi strutturali, insieme a quelle riguardanti i dettagli strutturali, devono consentire la messa a punto di un modello strutturale idoneo.

LC3: si intende raggiunto quando sia stata effettuata l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato (con riferimento al § C8.5.1), la geometria della struttura sia nota in base ai disegni originali (effettuando un rilievo visivo a campione per verificare l'effettiva corrispondenza del costruito ai disegni) o a un rilievo, i dettagli costruttivi siano noti, o dai disegni costruttivi originali integrati da *indagini limitate* in situ sulle armature e sui collegamenti presenti negli elementi più importanti, o (con riferimento al § C8.5.2) a seguito di una *indagine esaustiva* in situ (i dati raccolti devono essere tali da consentire, nel caso si esegua un'analisi lineare, verifiche locali di resistenza, oppure la messa a punto di un modello strutturale non lineare), le caratteristiche meccaniche

dei materiali siano note in base ai disegni costruttivi e ai certificati originali di prova, integrati da *prove limitate* in situ (se i valori ottenuti dalle prove in situ sono minori dei corrispondenti valori indicati nei certificati originali di prova, si eseguono *prove esaustive* in situ), o con *prove esaustive* in situ (con riferimento al § C8.5.3); il corrispondente fattore di confidenza è $FC=1$. La valutazione della sicurezza è eseguita mediante metodi di analisi lineare o non lineare, statici o dinamici; le informazioni raccolte sulle dimensioni degli elementi strutturali, insieme a quelle riguardanti i dettagli strutturali, devono consentire la messa a punto di un modello strutturale idoneo.

Le resistenze dei materiali cui riferirsi nelle formule di capacità degli elementi sono ricavate dalle resistenze medie, ottenute dalle informazioni disponibili e dalle prove in situ aggiuntive, dividendole per gli FC indicati nella Tabella C8.5.IV.

Gli FC possono essere valutati anche in modo differenziato per i diversi materiali, sulla base di considerazioni statistiche condotte su un insieme di dati significativo per gli elementi in esame e di metodi di comprovata validità.

A titolo esclusivamente orientativo, nelle tabelle C8.5.V e C8.5.VI si lega il livello (limitato, esteso, esaustivo) delle indagini alla quantità di rilievi dei dettagli costruttivi e di prove per la valutazione delle caratteristiche meccaniche dei materiali. Rimane inteso che il piano delle indagini deve essere opportunamente calibrato in funzione dell'analisi preliminare (v. § C8.5.2.2 e C8.5.3.2) e quindi, in relazione al livello di conoscenza da raggiungere, orientato agli approfondimenti necessari nelle zone della costruzione ove risulti opportuno, sia in relazione all'impegno statico delle diverse membrature e al loro ruolo riguardo alla sicurezza della struttura, sia in relazione al grado di omogeneità dei risultati delle prove preliminari e al loro accordo con quanto previsto dai documenti originari.

Tabella C8.5.V – Definizione orientativa dei livelli di rilievo e prova per edifici di c.a.

Livello di Indagini e Prove	Rilievo (dei dettagli costruttivi) ^(a)	Prove (sui materiali) ^{(b)(c)(d)}
	Per ogni elemento "primario" (trave, pilastro)	
<i>limitato</i>	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 15% degli elementi	1 provino di cls. per 300 m ² di piano dell'edificio, 1 campione di armatura per piano dell'edificio
<i>esteso</i>	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 35% degli elementi	2 provini di cls. per 300 m ² di piano dell'edificio, 2 campioni di armatura per piano dell'edificio
<i>esaustivo</i>	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 50% degli elementi	3 provini di cls. per 300 m ² di piano dell'edificio, 3 campioni di armatura per piano dell'edificio

Tabella C8.5.VI – Definizione orientativa dei livelli di rilievo e prova per edifici di acciaio

Livello di Indagini e Prove	Rilievo (dei collegamenti) ^(a)	Prove (sui materiali) ^{(b)(c)(d)}
	Per ogni elemento "primario" (trave, pilastro...)	
<i>limitato</i>	Le caratteristiche dei collegamenti sono verificate per almeno il 15% degli elementi	1 provino di acciaio per piano dell'edificio, 1 campione di bullone o chiodo per piano dell'edificio
<i>esteso</i>	Le caratteristiche dei collegamenti sono verificate per almeno il 35% degli elementi	2 provini di acciaio per piano dell'edificio, 2 campioni di bullone o chiodo per piano dell'edificio
<i>esaustivo</i>	Le caratteristiche dei collegamenti sono verificate per almeno il 50% degli elementi	3 provini di acciaio per piano dell'edificio, 3 campioni di bullone o chiodo per piano dell'edificio

NOTE ESPLICATIVE ALLE TABELLE C8.5.V E C8.5.VI

Le percentuali di elementi da indagare ed il numero di provini da estrarre e sottoporre a prove di resistenza riportati nelle Tabelle C8.5.V e C8.5.VI hanno valore indicativo e vanno adattati ai singoli casi, tenendo conto dei seguenti aspetti:

- Nel controllo del raggiungimento delle percentuali di elementi indagati ai fini del rilievo dei dettagli costruttivi si tiene conto delle eventuali situazioni ripetitive, che consentano di estendere ad una più ampia percentuale i controlli effettuati su alcuni elementi strutturali facenti parte di una serie con evidenti caratteristiche di ripetibilità, per geometria e ruolo uguali nello schema strutturale.
- Le prove sugli acciai sono finalizzate all'identificazione della classe dell'acciaio utilizzata con riferimento alla normativa vigente all'epoca di costruzione. Ai fini del raggiungimento del numero di prove sull'acciaio necessario per acquisire il livello di conoscenza desiderato è opportuno tener conto dei diametri (nelle strutture in c.a.) o dei profili (nelle strutture in acciaio) di più diffuso impiego negli elementi principali, con esclusione delle staffe.
- Ai fini delle prove sui materiali è consentito sostituire alcune prove distruttive, non più del 50%, con almeno il triplo di prove non distruttive, singole o combinate, tarate su quelle distruttive.
- Il numero di provini riportato nelle tabelle C8.5.V e C8.5.VI può esser variato, in aumento o in diminuzione, in relazione alle caratteristiche di omogeneità del materiale. Nel caso del calcestruzzo in opera, tali caratteristiche sono spesso legate alle modalità costruttive tipiche dell'epoca di costruzione e del tipo di manufatto, di cui occorrerà tener conto nel pianificare l'indagine. Sarà opportuno, in tal senso, prevedere l'effettuazione di una seconda campagna di prove integrative, nel caso in cui i risultati della prima risultino fortemente disomogenei.

C8.5.4.3 COSTRUZIONI DI LEGNO

Per le costruzioni di legno, fermo restando quanto indicato nel § 8.5 delle NTC, stante la possibile variabilità del materiale soprattutto nel costruito storico, è opportuno estendere, ove possibile ed in relazione ai livelli di conoscenza che si intende raggiungere, l'indagine ai singoli elementi, soprattutto per valutare il degrado biotico e abiotico. E' inoltre opportuno verificare le condizioni delle estremità delle membrature (o di struttura lignea), in particolare quando a contatto con altro materiale.

C8.5.5 AZIONI

Le verifiche di sicurezza devono essere effettuate tenendo conto di tutte le azioni presenti, sia non sismiche, sia sismiche. Con riferimento a quanto espresso nel § 8.5 delle NTC si precisa che, nel caso di combinazioni di carico che includano l'azione sismica, ai fini della determinazione dell'entità massima delle azioni sopportabili dalla struttura si considerano i carichi permanenti effettivamente riscontrati e quelli variabili previsti dalle NTC.

L'azione sismica è definita, per i diversi stati limite, al § 3.2 delle NTC, tenuto conto del periodo di riferimento definito al § 2.4 delle NTC (v. anche § C8.3).

Per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni, valgono i criteri di cui al § 2.5.3 delle NTC. Le diverse componenti dell'azione sismica sono combinate con i criteri riportati al § 7.3.5 delle NTC.

C8.5.5.1 COSTRUZIONI IN MURATURA

Per la verifica di edifici con analisi lineare e impiego del fattore q , si possono utilizzare per quest'ultimo i seguenti valori:

- $q = 2,0 \alpha_u / \alpha_1$ per edifici regolari in elevazione, nel caso di muratura in pietra e/o mattoni pieni;
- $q = 1,75 \alpha_u / \alpha_1$ per edifici regolari in elevazione, nel caso di muratura in blocchi artificiali con percentuale di foratura >15% (elementi semipieni, forati...).

in cui α_u e α_1 sono definiti al § 7.8.1.3 delle NTC. In assenza di più precise valutazioni, non può essere assunto un rapporto α_u / α_1 superiore a 1,5.

Nel caso di edificio non regolare in elevazione i valori di q sono ridotti del 25%. La definizione di regolarità per un edificio esistente in muratura è quella indicata al § 7.2.1 delle NTC.

C8.5.5.2 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO ARMATO O ACCIAIO

Il fattore di comportamento q è scelto nel campo fra 1,5 e 3,0, sulla base della regolarità nonché dei tassi di lavoro dei materiali (quando soggetti alle azioni non sismiche). Valori di q superiori a quelli sopra indicati devono essere adeguatamente giustificati con riferimento alla duttilità disponibile a livello locale e globale.

C8.6 MATERIALI

In aggiunta a quanto indicato al § 8.5.3 riguardo ai materiali degli edifici esistenti, il § 8.6 delle NTC fornisce indicazioni sui materiali da utilizzare per gli interventi sulle costruzioni esistenti.

I casi di incompatibilità più frequentemente riscontrati in merito all'associazione di materiali diversi sono legati alla differente rigidità di questi, al loro diverso comportamento termico, ai fenomeni di ritiro differenziali e alle reazioni chimiche tra di essi.

Le differenze di rigidità possono essere messe in conto attraverso i moduli di elasticità, peraltro affetti da incertezze nella valutazione. Inoltre il comportamento reologico dei materiali rende ardue queste quantificazioni, in particolare nel caso della muratura, la cui composizione è estremamente variabile.

Si ricorda che i valori dei moduli di elasticità riportati nella Tabella C.8.5.I sono riferiti a sollecitazioni a tempi brevi; sotto carichi permanenti le caratteristiche meccaniche delle murature possono subire notevoli variazioni in relazione all'intensità e al tempo di permanenza del carico, con conseguenze rilevanti in termini di deformazioni e sollecitazioni nei materiali.

Differenze di comportamento termico tra materiali in contatto possono determinare situazioni patologiche dovute a incrementi delle sollecitazioni. A questo proposito, l'accoppiamento tra murature e materiali metallici, ma anche tra murature e elementi di c.a. o di legno, deve essere valutato con particolare attenzione per evitare lesioni e disarticolazioni della compagine a causa delle variazioni termiche e/o igrometriche.

Anche i fenomeni di ritiro dei materiali introdotti nel consolidamento, in particolare il calcestruzzo e il legno, possono compromettere l'efficacia del rinforzo in maniera non prevedibile e determinare nelle strutture situazioni patologiche legate agli stati di coazione.

Infine vanno adeguatamente considerate le eventuali incompatibilità chimiche.

E' pertanto necessaria, particolarmente nel caso delle iniezioni, la determinazione della composizione chimica dei materiali esistenti e la verifica della loro compatibilità con i materiali di apporto.

Per quanto riguarda gli interventi sulle strutture lignee, gli accoppiamenti con lastre metalliche estese vanno valutati con attenzione perché, in presenza di fenomeni di condensa, possono determinare situazioni termo-igrometriche favorevoli al degrado del legno.

C8.7 PROGETTAZIONE DEGLI INTERVENTI

Il § 8.7 contiene indicazioni sia sulle modalità di verifica che sulle caratteristiche dei principali interventi da applicare agli edifici

esistenti, in funzione delle specifiche tipologie costruttive, per migliorarne il comportamento strutturale e aumentarne la sicurezza. Tali indicazioni sono anche utili per la valutazione della sicurezza degli edifici nello stato di fatto.

Con riferimento a quanto espresso nel § C8.3 si precisa che, ai fini della determinazione dell'entità massima delle azioni sismiche sopportabili dalla struttura, nella combinazione di carico sismica si considerano i carichi permanenti effettivi e quelli variabili previsti dalle NTC.

Per le costruzioni esistenti a struttura prevalentemente lignea, per le quali non sono date indicazioni specifiche, si rimanda al §4.4 delle NTC.

C8.7.1 COSTRUZIONI DI MURATURA

Nei paragrafi che seguono, che non hanno paragrafi corrispondenti nelle NTC, si forniscono indicazioni su una possibile procedura con cui effettuare le analisi per la valutazione della sicurezza degli edifici in muratura ed i relativi modelli proposti la cui attendibilità nella simulazione della risposta sismica dello specifico edificio deve essere valutata dal progettista.

Modelli alternativi sono sempre possibili, ovviamente nel rispetto di quanto indicato nelle NTC; essi diventano, peraltro, necessari quando le specificità del manufatto oggetto di verifica rendessero inapplicabili gli strumenti nel seguito proposti.

Per gli edifici in muratura, le verifiche nei riguardi di tutte le azioni, ad esclusione di quelle sismiche sono eseguite utilizzando i coefficienti γ_M definiti in Tab. 4.5.II in § 4.5.6.1 delle NTC; le verifiche nei riguardi delle azioni sismiche sono eseguite utilizzando $\gamma_M = 2$.

La valutazione della sicurezza delle costruzioni esistenti di muratura richiede la verifica degli stati limite definiti al § 3.2.1 delle NTC, con le precisazioni riportate al § 8.3 delle NTC e nel seguito; in particolare, le verifiche possono essere eseguite, in alternativa, nei confronti dello SLV o dello SLC.

Si procede quindi a verificare la risposta del fabbricato alle azioni non sismiche e, ove rilevante, ai meccanismi di dissesto locale per azioni sismiche, in particolare quelli per rotazioni fuori dal piano medio della singola parete. In questo ambito è opportuno riconoscere e analizzare, per quanto possibile, tutte le criticità locali (anche quelle difficilmente quantificabili) che possano determinare situazioni di fragilità e rotture rovinose in occasione di scuotimenti.

Successivamente, si procede alla verifica della risposta globale dell'edificio nei confronti delle azioni orizzontali sismiche che complessivamente possono agire su di esso, considerando il comportamento delle pareti per azioni nel proprio piano medio.

Nell'analisi globale dell'edificio la ripartizione delle azioni orizzontali tra le diverse pareti dipende dalla rigidezza dei solai nel proprio piano e dall'efficacia dei loro collegamenti con le murature; per la rigidezza dei solai si può fare riferimento a tre situazioni:

- solai modellabili come infinitamente rigidi;
- solai modellabili con rigidezza finita (in grado di vincolare le pareti e di ripartire le sollecitazioni sismiche);
- solai con rigidezza trascurabile (inadeguati a ridistribuire le azioni orizzontali tra le pareti).

Nel caso di solai infinitamente rigidi e ben collegati alle pareti d'ambito è consentita la ripartizione delle azioni orizzontali in base alla capacità di resistenza, alla rigidezza e alla posizione in pianta delle varie pareti.

Nel caso di solai di rigidezza trascurabile ciascuna parete può essere verificata per le azioni che le competono direttamente per aree di influenza dei solai a essa vincolati, tenendo conto, sempre per area di influenza, di quelle ad essa trasmesse dalle pareti investite ortogonalmente al proprio piano.

Nella situazione intermedia tra questi due casi limite, ovvero in presenza di solai con rigidezza finita, la risposta può essere ottenuta inserendo nel modello della costruzione le caratteristiche meccaniche di ciascun solaio orizzontale, ove ragionevolmente identificabili; in questo caso, i solai contribuiscono a prevenire il collasso prematuro delle pareti più deboli e le connessioni tra solai e pareti risultano, in genere, meno sollecitate rispetto al caso di solai infinitamente rigidi.

In via approssimata e in alternativa alla modellazione esplicita dei diaframmi, sulla base di opportune considerazioni è possibile riferirsi ai casi limite di analisi con solai infinitamente rigidi e analisi per singole pareti.

Nei casi di edifici articolati (in particolare con porzioni realizzate in epoche successive) e in tutti i casi nei quali mancano adeguate connessioni tra solai e pareti, la ridistribuzione delle azioni sismiche è soggetta ad incertezze; al riguardo le coperture lignee a falde devono essere considerate con particolare attenzione a causa delle loro difficoltà di connessione con le murature.

Quando la costruzione, per la presenza di orizzontamenti di rigidezza trascurabile o di una maglia muraria diradata e/o non sufficientemente connessa, non manifesta un chiaro comportamento d'insieme, la verifica sismica globale può essere svolta attraverso un insieme esaustivo di verifiche locali su macroelementi, purché la totalità delle forze sismiche sia coerentemente ripartita sugli elementi considerati e si tenga eventualmente conto delle forze che si assume vengano scambiate tra i diversi sottosistemi strutturali.

Rientrano in queste situazioni, ad esempio, le grandi chiese o gli edifici estesi di geometria complessa, privi di efficaci e diffusi sistemi di collegamento tra le diverse porzioni, caratterizzati da numerosi modi di vibrazione locali.

Nella valutazione della sicurezza sismica di un edificio è anche necessario considerare il comportamento di elementi quali i

cornicioni, i comignoli, i muri divisorii e di altri elementi non pensati per avere funzioni strutturali; queste verifiche hanno carattere locale e, in genere, non sono ricomprese nei modelli per l'analisi globale.

Le NTC pongono in evidenza anche la presenza frequente di fabbricati in aggregato, per i quali non è generalmente possibile effettuare un'analisi globale estesa a tutti gli immobili contigui; in tali casi essa può essere limitata ad una porzione più o meno estesa dell'aggregato.

Le esperienze maturate nel corso di passati eventi sismici evidenziano che i meccanismi di dissesto sono favoriti da:

- assenza di connessioni, soprattutto in sommità, tra le diverse pareti di muratura;
- assenza di connessioni efficaci tra pareti ortogonali;
- assenza di connessioni trasversali tra i paramenti murari di una parete;
- muratura comunque poco coesa e facilmente disgregabile;
- presenza di elementi spingenti (archi, volte, cupole, puntoni di copertura) la spinta dei quali non sia efficacemente trasferita a elementi strutturali adeguatamente resistenti;
- presenza di orizzontamenti voltati di limitato spessore e soggetti a significativi spostamenti delle imposte (in particolare ai piani alti dell'edificio);
- coperture e/o solai male organizzati e/o mal collegati alle pareti;
- presenza di pareti eccessivamente snelle;
- presenza, ai piani alti, di masse di entità significativa (anche dovute a sopraelevazioni successive);
- presenza di fenomeni di degrado nei materiali.
- presenza di elementi non strutturali non adeguatamente ancorati o di per sé fragili e poco resistenti (cornicioni, timpani di facciata, camini, elementi di decoro, serbatoi, apparecchiature impiantistiche ecc.);
- presenza di corpi di fabbrica di differente altezza.

C8.7.1.1 VERIFICA DELLE PARETI MURARIE ALLE AZIONI NON SISMICHE

Per la verifica delle pareti murarie nei riguardi delle azioni non sismiche è possibile fare riferimento alle indicazioni per la progettazione delle nuove strutture di muratura del § 4.5.6 delle NTC, ovviamente nei casi in cui queste siano compatibili con le specifiche caratteristiche costruttive dell'edificio in esame; le limitazioni geometriche e costruttive indicate per le nuove costruzioni non sono da considerarsi vincolanti per una struttura esistente. Procedimenti alternativi di analisi e verifica sono quindi possibili, purché si faccia riferimento a formulazioni di comprovata validità.

C8.7.1.2 MECCANISMI LOCALI - METODI DI ANALISI DELLA RISPOSTA SISMICA E CRITERI DI VERIFICA

Negli edifici in muratura, per effetto dello scuotimento sismico, possono avvenire collassi parziali per perdita di equilibrio di porzioni murarie. I meccanismi locali nelle pareti si attivano, prevalentemente, per azioni perpendicolari al loro piano medio, ma anche per azioni nel loro piano medio. Fanno parte dei meccanismi locali, ad esempio, le criticità connesse a rotazioni delle pareti fuori dal proprio piano e alla presenza di elementi spingenti (come archi, volte o puntoni), ma anche alla sconnessione di orizzontamenti e coperture e alla fuoriuscita delle travi dalle sedi di appoggio.

L'identificazione dei meccanismi locali può essere ottenuta attraverso modellazioni specifiche, ad esempio con elementi continui o discreti, o prefigurata dal progettista sulla base della conoscenza storica del manufatto o del comportamento sismico di strutture analoghe, oppure in base al rilievo degli stati fessurativi già presenti, anche di origine non sismica.

Devono essere considerate la qualità della tessitura muraria (anche in termini di ingranamento nello spessore), degli ammorsamenti tra le pareti e delle connessioni tra le pareti e gli orizzontamenti, la presenza di catene o altri elementi atti ad assorbire spinte (speroni e contrafforti) e le interazioni con altri elementi appartenenti alla costruzione o agli edifici adiacenti.

Le forme ricorrenti con cui i meccanismi locali si manifestano, identificate e classificate per le diverse tipologie di edifici in base alle esperienze maturate nel passato, sono riportate su linee guida e pubblicazioni scientifiche e costituiscono un utile riferimento per definire le modalità di collasso.

La verifica della maggior parte dei suddetti meccanismi può essere eseguita attraverso l'analisi dei cinematismi di corpo rigido, illustrata ai punti seguenti, utilizzabile anche per la verifica a pressoflessione fuori dal piano di pannelli murari in edifici esistenti, come possibile alternativa alla procedura indicata al § 7.8.1.6 delle NTC. In particolare occorre eseguire la verifica dei meccanismi locali di pressoflessione fuori dal piano individuando accuratamente gli elementi ritenuti vulnerabili per posizione e snellezza.

C8.7.1.2.1 Analisi dei meccanismi locali di corpo rigido

In generale, ogni meccanismo locale di corpo rigido può essere descritto da un insieme di blocchi murari, che possono essere considerati indeformabili, tra loro collegati attraverso vincoli interni (sconnessioni, quali ad esempio cerniere o bielle, che lasciano liberi uno o più gradi di libertà relativi) ed elementi di connessione (rigidi o elastici, lisci o attritivi), che simulano l'eventuale presenza di catene metalliche, travi o ammorsamenti murari; sono inoltre presenti vincoli esterni che simulano il collegamento della porzione interessata dal meccanismo con il resto della costruzione.

Per le verifiche che seguono, l'insieme di tali vincoli deve essere tale da costituire una catena cinematica a un grado di libertà, il cui atto di moto può essere descritto da un parametro di spostamento (o rotazione) virtuale infinitesimo. La rappresentazione della struttura come catena cinematica di corpi rigidi è attendibile solo se la parete non è vulnerabile nei riguardi di fenomeni di disgregazione.

Le ipotesi tradizionalmente adottate per modellare questo tipo di meccanismi locali sono le seguenti:

- resistenza della muratura a trazione, nulla;
- scorrimento tra i blocchi, assente;
- resistenza a compressione della muratura, infinita.

Tuttavia, per una simulazione più realistica (anche se in forma approssimata) del comportamento, è possibile considerare:

- a) gli scorrimenti tra i blocchi, considerando la presenza dell'attrito;
- b) le connessioni, anche di resistenza limitata, tra le pareti murarie;
- c) la presenza di catene metalliche e di collegamenti alle strutture orizzontali;
- d) la limitata resistenza a compressione della muratura, considerando le cerniere adeguatamente arretrate rispetto allo spigolo della sezione;
- e) la presenza di pareti a paramenti scollegati.

In generale occorre considerare i meccanismi locali significativi, verificando ciascuno di essi con analisi che vanno dalla statica, lineare o non lineare, alla dinamica non lineare.

Nel caso di analisi statica, l'azione sismica è espressa da forze orizzontali di massa la cui intensità è rappresentata dal moltiplicatore α , pari al rapporto tra le forze orizzontali e i corrispondenti pesi delle masse presenti. La verifica può essere eseguita in termini di accelerazione (*approccio cinematico lineare*) o di spostamento (*approccio cinematico non lineare*).

In particolare, la verifica attraverso i metodi dell'analisi limite con approccio cinematico si articola nei seguenti passi:

- individuazione del meccanismo di dissesto;
- valutazione del moltiplicatore orizzontale dei carichi α_0 che comporta l'attivazione del meccanismo;
- determinazione della curva α - dc (essendo dc lo spostamento di un punto di controllo della catena cinematica, usualmente scelto in prossimità del baricentro delle masse) fino all'annullamento della forza sismica orizzontale;
- trasformazione della curva così ottenuta nella curva di capacità che esprime l'accelerazione spettrale a in funzione dello spostamento spettrale d di un oscillatore non lineare equivalente a un grado di libertà;
- esecuzione delle verifiche di sicurezza, attraverso il controllo della compatibilità degli spostamenti e/o delle resistenze richiesti alla struttura.

L'*approccio cinematico lineare* si basa sulla valutazione dell'azione orizzontale che è in grado di attivare il cinematismo; la verifica consiste nel confronto tra l'accelerazione necessaria per attivare il cinematismo e la massima accelerazione al suolo corrispondente allo stato limite di interesse, opportunamente ridotta, nel caso di verifica allo SLV, attraverso il fattore di comportamento q .

L'*approccio cinematico non lineare* richiede la determinazione dell'azione orizzontale che la struttura è progressivamente in grado di sopportare all'evolversi del meccanismo. La curva che ne rappresenta l'andamento esprime il valore del moltiplicatore α in funzione dello spostamento dc di un punto di riferimento del sistema, e deve essere tracciata fino all'annullamento di ogni capacità di sopportare azioni orizzontali ($\alpha=0$).

Essa può essere trasformata, come di seguito descritto (v. § C8.7.1.2.4), nella curva di capacità di un sistema equivalente a un grado di libertà, sulla quale può essere individuata la capacità di spostamento ultimo del meccanismo; la verifica consiste nel confronto tra lo spostamento richiesto dall'azione sismica e quello corrispondente al raggiungimento dello stato limite ultimo.

Nel caso di analisi dinamica non lineare, l'azione sismica è descritta in forma di accelerogrammi, opportunamente selezionati in base alle caratteristiche sismologiche del sito in esame e allo stato limite considerato, come indicato nelle NTC e meglio precisato nel seguito della presente Circolare; tali accelerogrammi debbono essere in numero sufficiente ad individuare una risposta media significativa, stante la sensibilità alle caratteristiche del singolo accelerogramma mostrata dalla risposta dinamica di meccanismi di parete soggetti ad azioni fuori dal loro piano medio.

C8.7.1.2.1.1 Analisi con approccio cinematico lineare

L'analisi con approccio cinematico lineare (o cinematica lineare) richiede il calcolo del solo moltiplicatore di attivazione del meccanismo α_0 e può essere utilizzata per eseguire sia la verifica allo Stato Limite di Danno (attivazione del meccanismo locale) sia quella allo SLV, in quest'ultimo caso attraverso il metodo semplificato del fattore di comportamento q .

A titolo indicativo, è necessario individuare preliminarmente l'entità ed il punto di applicazione dei pesi propri e di quelli portati da ciascun blocco o elemento della catena cinematica, l'entità delle forze esterne applicate e attrittive, nonché di quelle interne agenti negli elementi elastici. L'azione sismica può essere rappresentata da un sistema di forze orizzontali, proporzionali ai pesi attraverso un coefficiente α . Nel calcolo dell'azione sismica è opportuno che siano considerate anche le forze orizzontali indotte dalle eventuali masse che non gravano direttamente sui blocchi, ma la cui azione sismica inerziale andrebbe ad agire sui blocchi del meccanismo (ad esempio, un solaio o una copertura gravano sull'elemento della catena cinematica solo parzialmente ma, se non trattenuti all'altra estremità, possono esercitare un'azione sismica orizzontale proporzionale all'intera massa).

Applicando il teorema dei lavori virtuali è possibile calcolare il moltiplicatore α_0 che attiva il cinematiso, attraverso la seguente espressione:

$$\alpha_0 = \frac{\sum_{k=1}^N P_k \delta_{Py,k} - \sum_{k=1}^m F_k \delta_{F,k} + L_i}{\sum_{k=1}^N (P_k + Q_k) \delta_{PQx,k}} \quad [\text{C8.7.1.1}]$$

dove:

- N è il numero dei blocchi di cui è costituita la catena cinematica;
- m è il numero di forze esterne, assunte indipendenti dall'azione sismica, applicate ai diversi blocchi;
- P_k è la risultante delle forze peso applicate al k -esimo blocco (peso proprio del blocco, applicato nel suo baricentro, sommato agli altri pesi portati);
- Q_k è la risultante delle forze peso non gravanti sul k -esimo blocco ma la cui massa genera su di esso una forza sismica orizzontale, in quanto non efficacemente trasmessa ad altre parti dell'edificio;
- F_k è la generica forza esterna applicata ad uno dei blocchi; tali forze possono favorire l'attivazione del meccanismo (ad es. spinte di volte) o ostacolarlo (ad es. archi di contrasto, ovvero forze attrittive che si sviluppano in presenza di parti della costruzione non coinvolte nel meccanismo);
- $\delta_{Py,k}$ è lo spostamento virtuale verticale del baricentro delle forze peso proprie e portate P_k , agenti sul k -esimo blocco, assunto positivo se verso l'alto;
- $\delta_{F,k}$ è lo spostamento virtuale del punto d'applicazione della forza esterna F_k , proiettato nella direzione della stessa (di segno positivo o negativo a seconda che questa favorisca o contrasti il meccanismo);
- $\delta_{PQx,k}$ è lo spostamento virtuale orizzontale del baricentro delle forze orizzontali $\alpha(P_k+Q_k)$ agenti sul k -esimo blocco, assumendo come verso positivo quello dell'azione sismica che attiva il meccanismo;
- L_i è il lavoro totale di eventuali forze interne (allungamento di una catena; scorrimento con attrito in presenza di ammorsamento tra i blocchi del meccanismo, dovuto a moti relativi traslazionali o torsionali; deformazione nel piano di solai o coperture collegate ma non rigide).

Il moltiplicatore α_0 che si ottiene dall'equazione [C8.7.1.1] rappresenta una stima per eccesso dell'effettivo moltiplicatore statico di collasso (corrispondente all'attivazione del meccanismo in ambito dinamico).

Quest'ultimo può essere stimato come il più basso dei moltiplicatori α_0 ottenuti per i meccanismi selezionati come possibili tra quelli ricorrenti per configurazioni analoghe, in quanto caratterizzati da condizioni statiche e cinematiche realistiche; in tal senso, la forma geometrica delle porzioni di muratura coinvolte nella catena cinematica (e la posizione delle cerniere) dovrebbe derivare, nell'ambito di ciascuna classe di meccanismo, da un processo di minimizzazione, facendo riferimento anche a modelli attrittivi a blocchi rigidi (identificazione del meccanismo corretto).

Un caso particolarmente significativo è quello di una parete che, pur essendo collegata alle pareti di spina ortogonali attraverso un ammorsamento murario parzialmente efficace, ribalta fuori dal proprio piano medio (ribaltamento semplice). A meno che non sia già in atto un distacco evidente dalle pareti ortogonali o che queste non siano totalmente prive di ammorsamento, tale meccanismo può considerare il contributo stabilizzante esercitato dalle pareti ortogonali attraverso resistenze attrittive. La risultante della forza attrittiva che può svilupparsi lungo l'altezza h dell'ammorsamento con una parete ortogonale (lesione verticale a pettine, ipotizzando caratteristiche di ammorsamento pressoché uniformi) può essere ricavata in modo approssimato dalla seguente espressione:

$$F = 0.4 n (n + 1) \Phi \mu l^2 t_s w \quad [\text{C8.7.1.2}]$$

dove:

- n è il numero dei filari interessati dalla lesione verticale ($n=h/h_b$, dove h_b è l'altezza media degli elementi costituenti la muratura);
- l è la lunghezza del singolo giunto attrittivo, sovrapposizione tra i blocchi di due corsi successivi;
- ϕ è il coefficiente di ammorsamento, così definito $\phi = h_b/l$; tale parametro è analogamente definito per il criterio di resistenza a taglio per fessurazione diagonale, con rottura "a scaletta" nei giunti di malta, nell'equazione [C8.7.1.17];
- μ è il coefficiente d'attrito; un valore di riferimento è 0,577, identico a quello indicato per l'equazione [C8.7.1.17];
- t_s è lo spessore della parete trasversale (opportunitamente ridotto nel caso di muratura a tre paramenti);
- w è il peso specifico della muratura (valori sono suggeriti nella Tabella C8.5.I).

Il punto di applicazione di questa resistenza può essere assunto a quota $1/3h$; si ricorda che l'altezza h (ovvero la estensione della cerniera) dovrebbe essere identificata attraverso un processo di minimizzazione del moltiplicatore α_0 .

Queste resistenze attrittive si sviluppano anche nel caso in cui la lesione non sia "a pettine" (verticale) ma presenti un andamento inclinato. Tuttavia la [C8.7.1.2] può essere considerata valida solo nel caso di lesione verticale, perché nel caso di lesione inclinata le rotazioni e i distacchi tendono ad essere prevalenti sugli scorrimenti. Nel caso limite di lesione secondo la "scaletta" naturale (definita dal parametro ϕ) in genere si ha solo distacco per rotazione e il contributo attrittivo si annulla; la [C8.7.1.2] è stata formulata assumendo un coefficiente riduttivo pari a 0,8, per considerare che, anche nel caso di lesione verticale, non si ha uno scorrimento puro.

Si fa inoltre presente che la [C8.7.1.2] non considera il contributo di eventuali carichi applicati in sommità ai muri ortogonali a quello in esame, quali parapetti o solai e coperture, i quali incrementano lo stato di sollecitazione verticale sulle superfici di ammorsamento (ciò avviene in misura ridotta anche nel caso di lesione verticale "a pettine", a seguito della diffusione delle tensioni nella muratura). L'entità di questa resistenza aggiuntiva può essere stimata e il suo punto di applicazione, in genere, può essere assunto a quota $1/2h$.

C8.7.1.2.1.2 *Analisi con approccio cinematico non lineare*

L'analisi con approccio cinematico non lineare (o cinematica non lineare) richiede la valutazione del moltiplicatore α non solo per la configurazione iniziale della catena cinematica ma anche per configurazioni variate, rappresentative dell'evoluzione del cinematismo e descritte dallo spostamento orizzontale d_c di un punto C di controllo del sistema, scelto a piacere. In generale il moltiplicatore α si riduce progressivamente, fino ad annullarsi in corrispondenza dello spostamento d_{c0} .

La curva $\alpha-d_c$, ottenuta attraverso l'analisi cinematica non lineare, rappresenta (a meno dell'accelerazione di gravità g) la curva forza reattiva-spostamento, o curva di spinta, del meccanismo locale. Per la sua determinazione è necessario considerare se, con l'evolversi del cinematismo, le forze interne ed esterne si modificano o si mantengono costanti.

C8.7.1.2.1.3 *Definizione dell'oscillatore non lineare equivalente*

Al fine di valutare la domanda sismica di spostamento, è necessario determinare la "curva di capacità" del meccanismo locale, ovvero ricondursi alla risposta (a meno dell'accelerazione di gravità g) di un oscillatore equivalente non lineare a un grado di libertà descritta in termini accelerazione-spostamento come $\alpha(d)$:

$$a = \frac{\alpha(d_c)g}{e^*FC} \quad [C8.7.1.3]$$

$$d = d_c \frac{\sum_{k=1}^N (P_k + Q_k) \delta_{PQx,k}^2}{\delta_{Cx} \sum_{k=1}^N (P_k + Q_k) \delta_{PQx,k}} \quad [C8.7.1.4]$$

dove:

- g è l'accelerazione di gravità;
- FC è il Fattore di Confidenza, che in questo caso si applica direttamente alla capacità in termini di resistenza (nel caso in cui, per la valutazione del moltiplicatore α , non si tenga conto della resistenza a compressione della muratura, il fattore di confidenza da utilizzare sarà comunque quello relativo al livello di conoscenza **LC1**;
- δ_{Cx} è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di controllo valutato, così come gli spostamenti virtuali $\delta_{PQx,k}$, a partire dalla configurazione indeformata iniziale;
- e^* è la frazione di massa partecipante che, in prima approssimazione, può essere valutata considerando gli spostamenti virtuali relativi al cinematismo (misurati a partire dalla configurazione indeformata iniziale) come rappresentativi del modo di vibrazione del meccanismo locale.

$$e^* = \frac{[\sum_{k=1}^N (P_k + Q_k) \delta_{PQx,k}]^2}{[\sum_{k=1}^N (P_k + Q_k)] [\sum_{k=1}^N (P_k + Q_k) \delta_{PQx,k}^2]} \quad [C8.7.1.5]$$

La curva di capacità così ottenuta presuppone che il comportamento del meccanismo, prima della sua attivazione, sia infinitamente rigido; questa assunzione è ammissibile nel caso di meccanismi fuori dal piano di pareti murarie inizialmente vincolate con continuità alle pareti trasversali, in quanto le prime, precedentemente all'attivazione del meccanismo stesso, non sono caratterizzate da un comportamento dinamico autonomo.

Nel caso invece di elementi liberi di vibrare (quali parapetti, porzioni svettanti di facciate, pinnacoli o merlature, ecc.) è necessario considerare che la loro risposta, prima che si verifichino le condizioni di attivazione del cinematismo, è dinamica elastica, anche se spesso caratterizzata da un basso periodo di vibrazione; è quindi necessario introdurre un ramo elastico iniziale nella curva di capacità, legando l'accelerazione a allo spostamento d mediante il periodo T_0 attraverso la equazione [C8.7.1.6].

$$a = \frac{4\pi^2}{T_0^2} d \quad [C8.7.1.6]$$

Il periodo T_0 , a sua volta, può essere stimato, a partire dalla soluzione della trave con massa distribuita, con la formula:

$$T_0 = k\lambda L \sqrt{\frac{W}{Eg}} \quad [C8.7.1.7]$$

dove:

- g è l'accelerazione di gravità;
- κ è un coefficiente che vale 6,2 per elementi svettanti (mensola) e 2,2 per meccanismi flessionali verticali (trave appoggiata);
- L è la lunghezza dell'elemento;
- λ è la snellezza dell'elemento (rapporto tra la lunghezza L e lo spessore t);
- W è il peso specifico della muratura;
- E è il modulo elastico della muratura (valori sono suggeriti nella Tabella C8.5.I); si suggerisce di introdurre un valore ridotto per considerare condizioni fessurate.

Questo tratto lineare definisce il primo ramo della curva di capacità fino all'intersezione (a_y , d_y) con la curva di capacità del meccanismo locale in coordinate spettrali, come ottenuta dalla curva di spinta risultante dall'analisi cinematica non lineare mediante la trasformazione di variabili (C8.7.1.4) e (C8.7.1.5).

C8.7.1.2.1.4 Azioni spettrali da applicare nella verifica dei meccanismi locali

Per la verifica dei meccanismi locali occorre valutare correttamente gli effetti di interazione dinamica con la costruzione, in relazione alle sue caratteristiche dinamiche (frequenze proprie) e alla quota alla quale gli elementi soggetti a verifica sono collocati (forme modali). Per la determinazione degli spettri di risposta alle diverse quote della costruzione, si può fare riferimento al § C7.2.3 e, in particolare, alle equazioni [C.7.2.5÷10].

In particolare, per tener conto delle non linearità della struttura principale, che producono una riduzione dell'amplificazione delle accelerazioni relative ai meccanismi locali, occorre valutare lo smorzamento viscoso equivalente ξ_v e l'incremento del periodo equivalente T_{kv} da introdurre nelle equazioni suddette.

È quindi opportuno valutare lo spettro alla quota z con parametri compatibili con il livello di duttilità richiesto, alla struttura principale, dall'azione corrispondente alla formazione del meccanismo locale ricordando che, nella risposta globale allo stato limite ultimo, gli edifici in muratura presentano un incremento del periodo equivalente compreso tra il 50% ed il 100% e raggiungono valori di smorzamento viscoso equivalente variabili dal 10% fino al 20%.

Infine, si segnala che, nel caso di meccanismi locali che coinvolgano significative porzioni di muratura (ad esempio porzioni svettanti di facciate), la verifica per sottostrutture non è pienamente legittima, in quanto sarebbe necessario considerare l'interazione dinamica tra struttura principale e secondaria. Tale interazione comporta una riduzione della domanda in accelerazione sulla struttura secondaria, che può essere eventualmente stimata attraverso un opportuno coefficiente funzione del rapporto tra la massa di quest'ultima e quella della struttura principale; la formulazione proposta fornisce comunque una stima cautelativa della massima amplificazione spettrale.

C8.7.1.2.1.5 Verifica dello Stato Limite di Danno del meccanismo locale

Nel caso dei meccanismi locali l'attivazione del meccanismo comporta l'apertura di lesioni, una condizione che può essere ancora lontana dal vero e proprio ribaltamento; peraltro, la presenza di un quadro fessurativo non necessariamente indica l'attivazione di un meccanismo di dissesto. Tuttavia, nel caso di elementi murari non efficacemente connessi al resto della costruzione per l'assenza di catene, di ammorsamento con i muri ortogonali, di collegamenti con i diaframmi orizzontali, la vulnerabilità nei confronti di questo stato limite può risultare elevata, come è stato osservato frequentemente a seguito dei passati terremoti.

Nell'ipotesi che la porzione rappresentata dal sistema di corpi rigidi si comporti come infinitamente rigida fino all'attivazione del cinematisimo, questo si attiva quando l'accelerazione massima alla quota z (a_z) a cui si colloca il meccanismo locale in esame è uguale all'accelerazione a_0 corrispondente al moltiplicatore di attivazione α_0 :

$$a_{z,SLD} = \frac{\alpha_0 g}{e * FC} \quad [C8.7.1.8]$$

Nel caso invece di meccanismi locali relativi ad elementi liberi di vibrare (quali parapetti, porzioni svettanti di facciate, pinnacoli o merlature, ecc.) è necessario considerare la domanda in accelerazione (alla quota z) corrispondente al periodo caratteristico iniziale T_0 del meccanismo (per uno smorzamento $\xi=5\%$, a meno di più accurate valutazioni da adottare in funzione della geometria e delle condizioni di vincolo) e confrontarla con la capacità a_y (che può in genere essere approssimata da α_0):

$$S_{eZ,SLD}(T_0) = \frac{a_y}{FC} \cong \frac{\alpha_0 g}{e * FC} \quad [C8.7.1.9]$$

Per la verifica è, in entrambi i casi, necessario valutare l'accelerazione al suolo $a_{g,SLD}$, rispettivamente attraverso la [C7.2.11] o la [C7.2.5], e confrontarla con l'accelerazione di riferimento al suolo a_g valutata per la probabilità di superamento corrispondente allo stato limite di danno per la struttura oggetto di verifica.

C8.7.1.2.1.6 Verifica degli Stati Limite Ultimi di Salvaguardia della Vita (SLV) e di prevenzione del Collasso (SLC)

La verifica a stato limite ultimo può essere eseguita con riferimento ad uno dei due stati limite (SLV o SLC) individuati sulla curva di capacità attraverso opportune soglie dello spostamento spettrale d .

SLV: lo spostamento d_{SLV} corrisponde al minore tra gli spostamenti così definiti:

- il 40% dello spostamento d_0 per cui si annulla l'accelerazione spettrale a valutata su una curva di capacità in cui si considerino solamente le azioni di cui è verificata la presenza fino al collasso;
- lo spostamento corrispondente a situazioni nelle quali si verifichino rotture di elementi, quali catene o altri collegamenti, che, pur non comportando problemi di equilibrio, producano una riduzione della capacità, in termini di accelerazione, superiore al 50% del valore massimo; ovviamente non devono verificarsi le condizioni di seguito indicate per lo SLC (ad esempio sfilamento di travi, collasso di volte).

SLC: lo spostamento d_{SLC} corrisponde al minore tra gli spostamenti così definiti:

- il 60% dello spostamento d_0 per cui si annulla l'accelerazione spettrale a valutata su una curva di capacità in cui si considerino solamente le azioni di cui è verificata la presenza fino al collasso;
- lo spostamento corrispondente a situazioni localmente incompatibili con la stabilità degli elementi della costruzione (ad esempio sfilamento di travi, collasso di volte), nei casi in cui questo sia valutabile.

Per la verifica si utilizzano, in genere, metodi di analisi non lineare, statica o dinamica; la verifica allo SLV può essere eseguita anche adottando un metodo lineare, considerando solo il moltiplicatore di attivazione del meccanismo e utilizzando un fattore di comportamento q .

Le procedure descritte nel seguito sono state calibrate per meccanismi nei quali gli spostamenti dei punti di tutti i corpi rigidi coinvolti si mantengano paralleli ad uno stesso piano; condizioni di vincolo più complesse, che comportino ad esempio l'attivazione di cerniere torsionali, possono non essere adeguatamente rappresentate dalle equazioni che seguono.

C8.7.1.2.1.7 Verifica semplificata dello SLV con fattore di comportamento q (analisi cinematica lineare)

Questo metodo di verifica può essere utilizzato quando non viene calcolata la curva di capacità $a(d)$, ma solo il moltiplicatore α_0 che attiva il meccanismo. Tale semplificazione può essere conveniente, in particolare, per meccanismi complessi, identificati tenendo conto anche del contributo dell'attrito e dell'interazione con altri elementi della costruzione, per i quali l'esecuzione di un'analisi cinematica non lineare risulterebbe problematica.

L'accelerazione al suolo $a_{g,SLV}$ può essere calcolata moltiplicando per un fattore di comportamento q l'accelerazione valutata per lo SLD ($a_{g,SLD}$), attraverso le equazioni [C8.7.1.8] e [C7.2.8], nel caso di meccanismi locali rigidamente vincolati alla struttura principale, o le equazioni [C8.7.1.9] e [C7.2.5], nel caso di elementi liberi di vibrare.

In assenza di valutazioni più accurate, che tengano conto del tipo di meccanismo e dello spessore delle pareti, si può assumere $q = 2$.

L'accelerazione al suolo $a_{g,SLV}$ deve essere confrontata con l'accelerazione di riferimento al suolo a_g valutata per la probabilità di superamento dello SLV nella vita di riferimento, come definita al §3.2 delle NTC.

C8.7.1.2.1.8 Verifica in spostamento allo SLV e allo SLC (analisi cinematica non lineare)

La verifica in spostamento si esegue calcolando l'accelerazione al suolo che produce una domanda di spostamento sul meccanismo locale pari a quella prima definita come corrispondente al raggiungimento dello SLV o dello SLC. A tal fine è necessario valutare, a partire dalla curva di capacità $a(d)$, il periodo equivalente caratteristico dei due stati limite:

$$T_{SLV} = 1,68\pi \sqrt{\frac{d_{SLV}}{a(d_{SLV})}} \quad [C8.7.1.10]$$

$$T_{SLC} = 1,56\pi \sqrt{\frac{d_{SLC}}{a(d_{SLC})}} \quad [C8.7.1.11]$$

Tali periodi sono opportunamente ridotti rispetto a quelli corrispondenti allo spostamento ultimo assunto, tenendo conto della dispersione dei risultati in prossimità della soglia di instabilità dinamica.

La domanda di spostamento sul meccanismo locale allo SLV corrisponde al valore massimo dello spostamento spettrale valutato nell'intervallo di periodi $[T_0, T_{SLV}]$. Questo criterio deve essere seguito nel caso in cui siano stati selezionati accelerogrammi di sito o sia stata svolta un'analisi di risposta sismica locale (spettro di spostamento non strettamente crescente con il periodo T anche per bassi periodi), in quanto i picchi dello spettro sono spesso associati a impulsi particolarmente pericolosi.

Nel caso in cui il meccanismo locale che si sta verificando sia collocato a livello del suolo e la verifica sia effettuata tramite gli spettri di norma, la domanda di spostamento è quella calcolata attraverso lo spettro di risposta elastico in spostamento $S_{De}(T)$ (§ 3.2.3.2.3 delle NTC) per i valori caratteristici del periodo corrispondenti ai due stati limite.

Per meccanismi ad una quota z dell'edificio è necessario fare riferimento allo spettro in accelerazione alla quota z (v. formula [C7.2.5]), trasformato in spettro in spostamento sempre alla quota z moltiplicandolo per $T^2/4\pi^2$. Per la verifica a stato limite ultimo dei meccanismi locali, considerato che i periodi di interesse dello spettro sono in genere lunghi, è sufficiente considerare il solo primo modo di vibrazione, o comunque il primo tra quelli caratterizzati da spostamenti significativi nella zona dove si sviluppa il meccanismo locale.

Considerato che la domanda di spostamento deve essere valutata, per quanto sopra detto, su uno spettro di spostamento non decrescente con il periodo T , è possibile riferirsi alle seguenti espressioni per lo SLV:

$$d_{SLV} = S_{eZ}(T_{SLV}, \xi, z) \frac{T_{SLV}^2}{4\pi^2} \left(\geq S_{eZ}(T_1, \xi, z) \frac{b^2 T_1^2}{4\pi^2} \text{ per } T_{SLV} > bT_1 \right) \quad [C8.7.1.12]$$

Dalla espressione [C8.7.1.12] è possibile calcolare l'accelerazione al suolo $a_{g,SLV}$ (nel caso in cui questa risulti minore di $a_{g,SLD}$ calcolata al § C8.7.1.2.1.5, si assume quest'ultima anche per lo SLV). Per la verifica, $a_{g,SLV}$ deve essere confrontata con l'accelerazione di riferimento al suolo a_g valutata per la probabilità di superamento dello SLV nella vita di riferimento, come definita al § 3.2 delle NTC.

Un'espressione analoga alla [C8.7.1.12] consente di valutare la domanda di spostamento allo SLC e i corrispondenti valori di $a_{g,SLC}$.

Nel calcolo della domanda di spostamento allo stato limite ultimo è importante considerare l'effetto della dissipazione, sia nel calcolo dello spettro in quota (non linearità della struttura principale), sia nella valutazione della domanda di spostamento (non linearità del meccanismo locale). In assenza di valutazioni più accurate, lo smorzamento viscoso equivalente ξ del meccanismo locale può essere assunto complessivamente pari all'8% per lo SLV e al 10% per lo SLC. È inoltre opportuno che lo smorzamento ξ e il periodo T_1 dell'edificio siano valutati considerando il livello di non linearità raggiunto dalla struttura principale in corrispondenza dei valori $a_{g,SLV}$ e $a_{g,SLC}$.

C8.7.1.2.1.9 Verifica con analisi dinamica non lineare dello SLV e SLC

La verifica con analisi dinamica non lineare può essere effettuata facendo ricorso ad approcci computazionali avanzati, anche a più gradi di libertà, in grado di simulare il distacco, la formazione del meccanismo locale e la risposta dinamica della struttura muraria, quali ad esempio approcci agli elementi distinti o approcci a macroelementi.

La rappresentazione dell'azione sismica mediante accelerogrammi in linea di principio consente di tenere conto, in modo adeguato, di fattori importanti nella risposta dinamica dei meccanismi locali che si manifestano nelle strutture murarie, quali ad esempio la distanza epicentrale, la sequenza e la durata dei picchi del segnale accelerometrico, fattori questi che possono essere rappresentati solo parzialmente attraverso uno spettro di risposta. Per contro, però, tali fattori è possibile conoscerli con un accettabile grado di dettaglio esclusivamente dopo che si è manifestato l'evento. A tal fine, in fase di analisi, il numero di accelerogrammi rappresentativi da considerare è in genere maggiore che per la verifica con analisi dinamica non lineare delle risposte globali, per tener conto della sensibilità della risposta dei meccanismi locali alle caratteristiche del singolo accelerogramma. In particolare, si consiglia di ricercare combinazioni di accelerogrammi naturali compatibili con gli spettri in accelerazione delle NTC, utilizzando cataloghi di registrazioni digitali, affidabili nelle componenti a lungo periodo dello spettro di risposta.

Molti meccanismi locali possono essere descritti anche attraverso un sistema dinamico non lineare a un grado di libertà, la cui formulazione richiede la definizione di una relazione forza-spostamento appropriata e la stima della massa associata al meccanismo locale e dei fenomeni di dissipazione che si manifestano nella risposta dinamica.

La formulazione del modello può discendere dalla descrizione della catena cinematica di blocchi rigidi che rappresenta il meccanismo locale e quindi la relativa curva scheletro può coincidere con la curva di capacità definita ai § C8.7.1.2.1.2 e § C8.7.1.2.1.3. Il modello può anche essere arricchito per tenere conto della cedevolezza dei vincoli e dei contatti, della non perfetta monoliticità dei blocchi murari, della deformabilità iniziale e di quant'altro per una migliore rappresentazione dell'effettivo comportamento dinamico del meccanismo locale.

Per quanto attiene ai fenomeni di dissipazione, questi possono essere modellati considerando diversi contributi:

- 1) un opportuno coefficiente di restituzione atto a rappresentare la perdita dell'energia cinetica dovuta all'urto tra i blocchi, funzione del tipo di meccanismo e della snellezza degli elementi;
- 2) una dissipazione viscosa equivalente, rappresentativa della risposta elastica iniziale e che può includere anche l'effetto del coefficiente di restituzione (quando non esplicitamente modellato);
- 3) una dissipazione dovuta a locali plasticizzazioni e a meccanismi attritivi, direttamente modellata attraverso il comportamento isteretico.

La verifica con analisi dinamica non lineare consente anche di rappresentare la risposta di meccanismi non simmetrici, in particolare quelli influenzati da vincoli monolateri, come nel caso dell'oscillazione fuori dal piano di una parete che si può verificare solo verso l'esterno.

In assenza di valutazioni più accurate, gli stati limite ultimi SLV e SLC si intendono rispettati a condizione che la soglia di spostamento d_0 rappresentativa della crisi della struttura non venga superata per alcuna delle analisi dinamiche effettuate e che la media degli spostamenti massimi ottenuti, per i diversi segnali accelerometrici utilizzati, attraverso l'integrazione delle equazioni del moto non ecceda, per ciascuno dei due stati limite, la rispettiva soglia di spostamento d_{SLV} o d_{SLC} così come definita al § C8.7.1.2.1.6.

C8.7.1.3 MECCANISMI GLOBALI METODI DI ANALISI DELLA RISPOSTA SISMICA E CRITERI DI VERIFICA

C8.7.1.3.1 Edifici singoli

L'analisi globale della risposta sismica degli edifici con struttura muraria "singoli" (cioè non facenti parte di un aggregato) può essere effettuata sia mediante l'analisi dei singoli setti murari sottoposti alle azioni di loro competenza (nel proprio piano e fuori dal proprio piano) in base ad una suddivisione per aree di influenza (come già esposto), sia mediante un modello globale in grado di ripartire tra i vari setti le azioni sismiche agenti sull'intero fabbricato. La scelta deve essere effettuata in base alle effettive capacità degli elementi costruttivi presenti di garantire la ripartizione delle azioni orizzontali.

L'analisi e le verifiche devono essere condotte considerando le sollecitazioni e le capacità di tutti gli elementi costruttivi, quali le pareti, i diaframmi di piano, le connessioni tra essi e con gli eventuali presidi di rinforzo (quali ad esempio gli incatenamenti). Nelle scelte di modellazione occorre considerare le incertezze sulle caratteristiche meccaniche delle murature, degli elementi lignei, dei vincoli tra gli elementi strutturali e dei vincoli esterni (ad esempio con edifici in aderenza la cui modellazione esplicita sia omessa). Oltre a ciò, può essere opportuno condurre diverse analisi con modelli alternativi e/o formulare diverse ipotesi nel campo di variabilità dei parametri in gioco.

La verifica della risposta globale di costruzioni esistenti in muratura allo stato limite ultimo può essere eseguita con i metodi dell'analisi lineare o non lineare.

Nell'analisi lineare, per la verifica a **SLV** le sollecitazioni in ciascun elemento sono valutate con un'azione sismica ridotta dal fattore di comportamento q ; tali sollecitazioni, eventualmente ridistribuite secondo quanto indicato al § 7.8.1.5.2 delle NTC, devono essere verificate con i criteri di resistenza indicati nel seguito.

Nell'analisi non lineare, il controllo della compatibilità tra sollecitazioni e resistenze a livello di singolo elemento è eseguito nel corso dell'analisi stessa e la verifica è effettuata a livello globale attraverso un confronto tra la domanda di spostamento e la corrispondente capacità. Eventuali meccanismi di rottura ritenuti significativi, ma non esplicitamente considerati nell'analisi (ad esempio quelli relativi ad alcuni elementi di connessione), devono essere verificati a posteriori.

Nel caso i diaframmi orizzontali siano di rigidità trascurabile, ovvero non in grado di garantire una significativa ripartizione delle azioni sismiche tra le diverse pareti murarie, l'analisi globale della risposta sismica può essere effettuata analizzando i singoli setti murari, sottoposti alle azioni di loro competenza in base a una suddivisione per aree di influenza.

Nel caso invece di diaframmi dotati di rigidità non trascurabile, l'analisi della risposta sismica globale può essere effettuata con uno dei metodi di cui al § 7.3, con le precisazioni e le restrizioni indicate al § 7.8.1.5, delle NTC. In particolare è possibile utilizzare l'analisi statica non lineare assegnando, come distribuzioni principale e secondaria, rispettivamente, la prima distribuzione, sia del Gruppo 1, sia del Gruppo 2, indipendentemente dalla percentuale di massa partecipante sul primo modo. Nel caso di diaframmi di rigidità finita, non potendosi definire lo spostamento del centro di massa dell'ultimo livello (v. § 7.3.4.2 delle NTC), lo spostamento dc da assumersi per la curva di capacità può essere coerentemente assunto come lo spostamento medio tra quello delle diverse pareti, pesato con le corrispondenti masse sismiche.

Nella modellazione globale eventuali porzioni di muratura in grado di accoppiare la risposta degli elementi verticali possono essere considerate parte del sistema resistente, quando siano verificate entrambe le seguenti condizioni:

- la porzione considerata sia sorretta da un architrave, da un arco o da una piattabanda strutturalmente efficace, che ne garantisca il sostegno anche nel caso in cui la stessa sia fessurata e danneggiata dal sisma;
- essa sia efficacemente ammorsata alle pareti che la sostengono (ovvero sia possibile confidare in una resistenza orizzontale a trazione, anche se limitata) o si possa instaurare nella porzione un meccanismo resistente a puntone diagonale (ad esempio per la presenza di una catena o di un elemento accoppiato resistente a trazione).

Per le verifiche di sicurezza nei riguardi del comportamento sismico globale, è possibile applicare quanto prescritto dalle NTC per la progettazione delle nuove costruzioni in muratura, con le precisazioni nel seguito riportate.

Nel caso dell'analisi statica non lineare la capacità in spostamento relativa ai diversi stati limite è valutata, sulla curva taglio di base-spostamento, nei modi appresso indicati:

SLC: per la definizione della bilineare equivalente, identificata seguendo i criteri indicati al § C.7.3.4.2, lo spostamento ultimo a SLC è dato dal minore tra quelli forniti dalle seguenti due condizioni:

- quello corrispondente ad un taglio di base residuo pari all'80% del massimo;
- quello corrispondente al raggiungimento della soglia limite della deformazione angolare a SLC in tutti i maschi murari verticali di un qualunque livello in una qualunque parete ritenuta significativa ai fini della sicurezza (questo controllo può essere omesso nelle analisi quando i diaframmi siano infinitamente rigidi o quando sia eseguita l'analisi di una singola parete).

SLV: lo spostamento ultimo a SLV, sulla bilineare equivalente sopra definita, è pari a $\frac{3}{4}$ dello spostamento a SLC

SLD: lo spostamento corrispondente è il minore tra gli spostamenti ottenuti dalle seguenti due condizioni:

- quello corrispondente al limite elastico della bilineare equivalente, definita a partire dallo spostamento ultimo a SLC;
- quello corrispondente al raggiungimento della resistenza massima a taglio in tutti i maschi murari verticali in un qualunque livello di una qualunque parete ritenuta significativa ai fini dell'uso della costruzione (e comunque non prima dello spostamento per il quale si raggiunge un taglio di base pari a $\frac{3}{4}$ del taglio di base massimo).

SLO: lo spostamento corrispondente è pari a $\frac{2}{3}$ di quello allo SLD.

La domanda di spostamento, da confrontarsi con le suddette capacità di spostamento ai diversi stati limite, può essere valutata sul sistema bilineare equivalente attraverso le espressioni indicate nel § C.7.3.4.2, valide sia per la risposta in campo non lineare (SLV, con $q^* \leq 3$, e SLC, con $q^* \leq 4$) che in campo lineare equivalente (SLO e SLD).

Nel caso di analisi dinamica non lineare, le domande di spostamento, per ciascuna direzione e verso, sono rappresentate dalla media dei valori massimi ottenuti applicando un numero significativo di storie temporali, compatibili con le condizioni di pericolosità del sito. Ciascuna domanda di spostamento deve essere confrontata con la corrispondente capacità ottenuta da un'analisi statica non lineare. Quest'ultima può essere definita attraverso un confronto tra le curve forza-spostamento cicliche, ottenute dalle analisi dinamiche, e quelle monotone, ottenute dalle analisi statiche con le due distribuzioni di forze come sopra indicato; in assenza di tale valutazione è possibile considerare la capacità di spostamento minore tra quelle fornite dalle due distribuzioni.

C8.7.1.3.1.1 Pareti murarie

Nel caso di analisi elastica con il fattore q (analisi lineare statica ed analisi dinamica modale con fattore di comportamento), i valori di calcolo delle resistenze sono ottenuti dividendo i valori medi per i rispettivi fattori di confidenza e per il coefficiente parziale di sicurezza dei materiali (in accordo a quanto indicato al § C8.5); nel caso di analisi non lineare, i valori di calcolo delle resistenze sono ottenuti dividendo i valori medi per i rispettivi fattori di confidenza.

I modelli di capacità degli elementi in muratura sono differenziati in funzione della loro geometria, condizioni al contorno, ruolo strutturale e tipologia muraria. In alcune situazioni è possibile fare riferimento ad elementi maschio (ad asse verticale) ed elementi fascia (ad asse orizzontale), per i quali sono meglio note e più facilmente definibili le capacità in resistenza e in deformazione. Per questi elementi, nel caso di analisi non lineare, è possibile utilizzare un modello bilineare taglio-spostamento, in cui la resistenza è calcolata come la minore tra quelle relative ai diversi possibili meccanismi di rottura e la capacità di spostamento è valutata di conseguenza, attraverso una deformazione angolare limite di elemento.

Nei maschi murari i principali meccanismi di rottura nel piano sono:

- pressoflessione;
- taglio-scorrimento;
- taglio con fessurazione diagonale.

Per la verifica a pressoflessione si rimanda al § 7.8.2.2.1 delle NTC, precisando che lo spostamento ultimo è valutato in base alla rotazione della corda nelle due sezioni di estremità i e j del maschio data dalle formule [C8.7.1.13].

$$\begin{aligned} \theta_i &= \left| \varphi_i - \frac{u_i - u_0}{h_i} \right| \\ \theta_j &= \left| \varphi_j - \frac{u_0 - u_j}{h_j} \right| \end{aligned} \quad [C8.7.1.13]$$

dove (assumendo nel piano della parete una terna destrorsa): φ e φ_i sono le rotazioni, u_j e u_i sono gli spostamenti orizzontali, u_0 è lo spostamento orizzontale del punto di flesso, h_i e h_j sono le luci di taglio (essendo $h = h_i + h_j$ l'altezza dell'elemento). Lo spostamento ultimo a SLC è definito in corrispondenza di una rotazione della corda pari a 0,01.

Il criterio di resistenza per la verifica a taglio scorrimento, da valutare nelle sezioni soggette a momento massimo (solitamente le due sezioni di estremità del pannello), è quello indicato al § 7.8.2.2.2 delle NTC, utilizzando i valori di f_{v0} indicati in tabella 8.5.1, con la precisazione che la limitazione $f_{v,lim}$ relativa alla rottura dei blocchi è fornita dalla seguente relazione, ricavata per blocchi di forma standard:

$$f_{v,lim} = \frac{0.065 f_b}{0.7} \quad [C8.7.1.14]$$

dove f_b è la resistenza a compressione del blocco, normalizzata. Lo spostamento ultimo a SLC è definito in corrispondenza di una rotazione della corda, calcolata come sopra per la sezione di estremità di verifica, pari a 0.005.

Per le verifiche a taglio con fessurazione diagonale si rinvia ai due meccanismi di rottura definiti nel seguito.

Nelle fasce di piano i possibili meccanismi di rottura nel piano sono:

- pressoflessione;
- taglio con fessurazione diagonale.

Per le valutazioni relative alla pressoflessione nelle fasce, un aspetto critico della modellazione è la valutazione dell'azione assiale, influenzata dall'interazione con i diaframmi orizzontali (in taluni modelli assunti rigidi) e dall'interazione cinematica tra rotazione e deformazione assiale nelle fasce stesse (trascurata nei modelli a trave). Nel caso in cui siano presenti elementi orizzontali dotati di resistenza a trazione (catene, cordoli), accoppiati alla fascia, si può fare utile riferimento al § 7.8.2.2.4 delle NTC.

Diversamente dal caso dei maschi, il dominio di resistenza a pressoflessione per le fasce può essere determinato tenendo conto della resistenza a trazione (f_{td}) che si genera nelle sezioni di estremità per effetto dell'ingranamento con le porzioni di muratura adiacenti. I meccanismi di rottura possono coinvolgere la resistenza per trazione dei blocchi f_{td} o avvenire per scorrimento lungo i giunti orizzontali; la resistenza a trazione orizzontale è quindi data dall'espressione:

$$f_{ftd} = \min\left(\frac{f_{btd}}{2}; f_{v0d} + \frac{\mu\sigma_y}{\phi}\right) \quad [C8.7.1.15]$$

dove σ_y è la tensione normale media agente sui giunti orizzontali nella sezione d'estremità; f_{v0d} è la resistenza a taglio della muratura in assenza di tensioni normali (che cautelativamente in questo contesto può essere trascurata); μ è il coefficiente d'attrito locale del giunto; ϕ è il coefficiente di ingranamento murario, già definito nella equazione [C8.7.1.2].

In assenza di valutazioni più accurate, σ_y può essere stimata pari a metà della tensione normale media σ_0 agente nei maschi adiacenti. Stimata la resistenza a trazione della fascia f_t , il dominio di resistenza a pressoflessione $M-N$ può essere calcolato ipotizzando la conservazione della sezione piana e un legame tensione-deformazione elastoplastico a compressione ed elasto-fragile a trazione, nel caso di rottura dei blocchi, elastoplastico, eventualmente a duttilità controllata, nel caso di rottura per scorrimento dei giunti. Per la resistenza a compressione occorre valutare quella in direzione orizzontale f_h , usualmente inferiore a quella in direzione verticale. Considerato che per le fasce il modello globale non è usualmente in grado di valutare in modo affidabile l'azione assiale orizzontale, la resistenza per pressoflessione può essere calcolata in via cautelativa assumendo $N=0$.

Lo spostamento ultimo a SLC è valutato calcolando la deformazione angolare nelle due sezioni di estremità del pannello secondo la [C8.7.1.13], eventualmente assumendo che il punto di flesso sia a metà dell'elemento; la soglia limite è pari a 0,02, in presenza di elemento orizzontale resistente a trazione accoppiato alla fascia, 0,015 negli altri casi.

Per le valutazioni relative al taglio, sia nei maschi, sia nelle fasce, si distinguono due famiglie di murature:

- le murature a tessitura irregolare, con rottura per trazione diagonale governata dal parametro τ_0 ;
- le murature a tessitura regolare, per le quali la fessurazione può essere "a scaletta", ossia con andamento diagonale attraverso i giunti di malta (governata dal parametro di resistenza f_{v0} , associato idealmente alla crisi dei giunti), oppure diagonale attraverso gli inerti della muratura (governata dal parametro di resistenza $f_{v,lim}$).

La Tabella C8.5.I, fornendo valori di riferimento per τ_0 e f_{v0} , suggerisce quale criterio adottare in funzione della tipologia muraria; per la tipologia "muratura in mattoni pieni e malta di calce" è possibile utilizzare, sulla base delle caratteristiche specifiche rilevate dal progettista, alternativamente uno dei due metodi.

Nel caso di muratura irregolare, la resistenza a taglio di calcolo per azioni nel piano del pannello può essere valutata con la relazione seguente:

$$V_t = l \cdot t \cdot \frac{1.5\tau_{0d}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5\tau_{0d}}} = l \cdot t \cdot \frac{f_{td}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{td}}} \quad [C8.7.1.16]$$

dove:

l è la lunghezza del pannello

t è lo spessore del pannello

σ_0 è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione (= P/lt , con P forza assiale agente, positiva se di compressione)

f_{td} e τ_{0d} sono, rispettivamente, i valori di calcolo della resistenza a trazione per fessurazione diagonale e della corrispondente resistenza a taglio di riferimento della muratura ($f_t = 1,5 \tau_0$); nel caso in cui tale parametro sia desunto da prove di compressione diagonale, la resistenza a trazione per fessurazione diagonale f_t si assume pari al carico diagonale di rottura diviso per due volte la sezione media del pannello sperimentato valutata come $t(l+h)/2$, con t , l e h rispettivamente spessore, base e altezza del pannello.

b è un coefficiente correttivo legato alla distribuzione degli sforzi sulla sezione, dipendente dalla snellezza della parete. Si può assumere $b = h/l$, comunque non superiore a 1,5 e non inferiore a 1, dove h è l'altezza del pannello.

Nel caso dei maschi la soglia limite della deformazione angolare a SLC è pari a 0,005 e, in assenza di più precise formulazioni, la deformazione angolare rappresentativa di un pannello soggetto a taglio per fessurazione diagonale può essere valutata a partire dai valori della rotazione della corda nei due estremi i e j (v. formula [C8.7.1.13]).

Nel caso delle fasce di piano, la resistenza a taglio può essere valutata con la formula [C8.7.1.16], nella quale la tensione media di compressione σ_0 , che può essere usualmente trascurata, è la maggiore tra quella orizzontale, se nota in maniera affidabile dal modello di calcolo, e quella verticale, valutabile a partire dai carichi eventualmente trasmessi dai solai e dalla diffusione delle tensioni verticali nei maschi murari adiacenti.

Raggiunto, allo **SLC**, il valore limite della deformazione angolare sopra indicato per i maschi, la presenza di un architrave efficace consente di mantenere una resistenza a taglio residua anche per valori di deformazione angolare superiori a 0,015.

Qualora nel modello si considerassero anche le resistenze residue, in assenza di formulazioni più accurate, si possono adottare valori della resistenza residua, come frazione di quella massima fornita dalla [C8.7.1.16], pari a:

- architrave in calcestruzzo armato o in profilato d'acciaio, purché appoggiato per una significativa estensione nella muratura: 60%;
- architrave in legno, di buone caratteristiche e ben ammortato: 40%;
- arco in muratura: 10%.

Il contributo della resistenza residua può eventualmente essere messo in conto attraverso un legame costitutivo multilineare, che simula la riduzione di resistenza in corrispondenza di una deformazione angolare pari a 0,005, o ancora con un modello bilineare ma assegnando alla fascia direttamente una resistenza pari a quella residua e assumendo un valore di deformazione angolare ultimo pari a 0,015.

Nel caso di muratura regolare, la resistenza a taglio può essere ottenuta dalla relazione semplificata, indicata per la muratura irregolare che risulterà generalmente più cautelativa, oppure dalla relazione più completa riportata nel seguito:

$$V_t = \frac{lt}{b} (\tilde{f}_{v0d} + \tilde{\mu} \sigma_0) = \frac{lt}{b} \left(\frac{f_{v0d}}{1 + \mu \phi} + \frac{\mu}{1 + \mu \phi} \sigma_0 \right) \leq V_{t,lim} \quad [C8.7.1.17]$$

dove: \tilde{f}_{v0d} è la resistenza equivalente a taglio della muratura e $\tilde{\mu}$ è un coefficiente di attrito equivalente, funzione dei parametri di resistenza locale del giunto (coesione, assunta convenzionalmente pari alla resistenza a taglio della muratura in assenza di tensioni normali f_{v0} , e μ , coefficiente d'attrito) e della tessitura attraverso il coefficiente di ingranamento murario ϕ , definito come rapporto tra l'altezza del blocco e la lunghezza di sovrapposizione minima dei blocchi di due corsi successivi (tale parametro rappresenta la tangente dell'angolo medio di inclinazione della fessura diagonale "a scaletta" e può essere stimato sulla base del rilievo della tessitura del paramento murario).

In assenza di valutazioni più accurate, il coefficiente di attrito locale μ può essere assunto pari a 0,577 (corrispondente ad un angolo di attrito di 30°); ciò porta a valori del coefficiente di attrito equivalente $\tilde{\mu}$ variabili da circa 0,4 (per murature con buona tessitura) a 0,2 (per murature con blocchi scarsamente ammortati). Si noti, a titolo di esempio, che questo criterio di resistenza è in grado di distinguere la diversa vulnerabilità, a parità di malta e di mattoni, di un paramento costruito con mattoni disposti "per lungo" o "di lista", in quanto presenta normalmente una diversa inclinazione della fessura a scaletta.

$V_{t,lim}$ è un valore limite che può essere stimato, in via approssimata, in funzione della rottura a trazione dei blocchi f_{bt} , e tenendo conto della geometria del pannello, attraverso l'espressione, ricavata per blocchi di forma standard:

$$V_{t,lim} = \frac{lt}{b} \frac{f_{btd}}{2.3} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{btd}}} \quad [C8.7.1.18]$$

dove f_{btd} può essere ricavata da dati di letteratura o attraverso prove di caratterizzazione diretta in laboratorio su campioni prelevati in sito, eventualmente stimandola a partire dalla resistenza a compressione del blocco f_b , come $f_{bt} = 0,1f_b$.

Lo spostamento ultimo a SLC è definito valutando la deformazione angolare rappresentativa come nel caso della rottura a taglio per trazione diagonale e assumendo per le tipologie murarie riportate in Tabella C8.5.I una soglia limite pari a 0,005. Nel caso invece di murature di tipologia moderna, ovvero costituite da blocchi forati, la soglia limite è pari a 0,004.

Nel caso delle fasce di piano valgono le precisazioni riportate per la rottura a taglio per trazione diagonale, relativamente alla valutazione della tensione media di compressione σ e al calcolo della resistenza residua.

C8.7.1.3.1.2 Solai e coperture

I solai possono essere considerati infinitamente rigidi e resistenti nel loro piano nei casi in cui esistano effettivi elementi strutturali atti a impedire le deformazioni, così come indicato al § 7.2.6 delle NTC, salvo valutazioni più accurate della reale situazione svolte dal progettista. Le indicazioni del § 7.2.6 costituiscono un utile riferimento comparativo ad altre tipologie al fine di decidere se attribuire al diaframma la condizione di infinita rigidità nel proprio piano.

Le volte, proprio a causa delle incertezze sulla loro capacità di trasferire le sollecitazioni sismiche alle pareti, non possono essere considerate capaci di svolgere la funzione di diaframma di piano, salvo venga dimostrata e quantificata la loro capacità in tal senso.

C8.7.1.3.2 Edifici in aggregato

Un aggregato edilizio di edifici⁴ è il risultato di una genesi articolata e sovente non unitaria, dovuta a molteplici fattori (sequenza costruttiva, uso di materiali diversi, mutate esigenze, etc.). Nell'analisi di un aggregato edilizio occorre individuare, in via preliminare, le Unità Strutturali (US) che compongono l'aggregato, evidenziando le azioni che su ciascuna di esse possono derivare dalle Unità Strutturali contigue. Ove necessario, tale analisi preliminare può estendersi all'intero aggregato, al fine di individuare le relazioni tra ciascuna US e il resto dell'aggregato, con particolare attenzione al contesto ed ai meccanismi di giustapposizione e di sovrapposizione.

⁴Nell'analisi degli aggregati, al concetto di edificio si preferisce sostituire il concetto di Unità Strutturale (US), chiaramente definito e individuato negli ultimi capoversi del § 8.7.1 delle NTC.

La porzione di aggregato che costituisce l'US comprende cellule tra loro legate in elevazione ed in pianta da un comune processo costruttivo, e considera tutti gli elementi interessati dalla trasmissione a terra dei carichi verticali.

In particolare, il processo di indagine sugli aggregati edilizi si dovrebbe sviluppare, ove significativo in relazione alle verifiche da effettuare e/o agli interventi previsti, attraverso l'individuazione di diversi strati d'informazione:

- i rapporti tra i processi di aggregazione ed organizzazione dei tessuti edilizi;
- i principali eventi che hanno influito sugli aspetti morfologici del costruito storico (fonti storiche);
- la disposizione e la gerarchia dei cortili ed il posizionamento delle scale;
- l'allineamento delle pareti (con particolare riferimento alle facciate, al disassamento dei fronti ed ai flessi planimetrici);
- i rapporti spaziali elementari delle singole cellule murarie, nonché i rapporti di regolarità, ripetizione, modularità, ai diversi piani, al fine di distinguere le cellule originarie da quelle realizzate successivamente;
- la forma e la posizione delle aperture nelle pareti: loro assialità, simmetria e ripetizione al fine di individuare il percorso di trasmissione degli sforzi e la sua evoluzione nel tempo;
- i disassamenti e le rastremazioni delle pareti, i muri poggianti "in falso" sui solai sottostanti, le differenze di quota tra solai contigui.

L'US è caratterizzata da comportamento strutturale unitario nei confronti dei carichi orizzontali e verticali per cui, nell'individuarela, si terrà conto della tipologia costruttiva e del permanere di elementi caratterizzanti, anche al fine di definire interventi coerenti con la configurazione strutturale.

L'US deve comunque garantire con continuità il trasferimento dei carichi in fondazione e, generalmente, è delimitata o da spazi aperti, o da giunti strutturali, o da edifici contigui costruiti, ad esempio, con tipologie costruttive e strutturali diverse, o con materiali diversi, oppure in epoche diverse.

Tra le interazioni strutturali con gli edifici adiacenti occorre considerare: le azioni (sia verticali che orizzontali) provenienti da solai o da pareti di US adiacenti; le spinte di archi e volte appartenenti ad US contigue; le spinte provenienti da archi di contrasto o da tiranti ancorati su altri edifici; i martellamenti tra US adiacenti.

Ove necessario, occorre anche considerare gli effetti di: spinte causate da orizzontamenti sfalsati di quota sulle pareti in comune con le US adiacenti; effetti locali causati da disallineamenti dei prospetti, differenze di altezza o di rigidezza tra US adiacenti; azioni di ribaltamento e di traslazione nelle US di testata.

L'analisi di una US secondo i metodi utilizzati per edifici isolati, se effettuata modellando in maniera approssimata (o addirittura trascurando) l'interazione con i corpi di fabbrica adiacenti, assume un significato largamente convenzionale, per cui la determinazione della capacità sismica globale dell'US può essere eseguita attraverso metodologie semplificate.

Qualora i solai dell'edificio siano di rigidezza trascurabile si può procedere all'analisi delle singole pareti dell'US, ciascuna analizzata come struttura indipendente, soggetta ai carichi verticali di competenza ed all'azione del sisma nella direzione parallela alla parete; nel caso in cui la parete oggetto di verifica abbia continuità con quella di una US adiacente (ad esempio nel caso delle facciate di aggregati in linea) è necessario stimare se l'azione sismica da prendere in considerazione non debba essere incrementata rispetto a quella derivante dalle sole masse dell'US in esame (fatto che, ad esempio, si verifica nelle US di angolo o di testata). L'analisi e le verifiche di ogni singola parete seguono i criteri esposti nei punti precedenti.

Nel caso di solai infinitamente rigidi o di rigidezza significativa, la verifica agli stati limite ultimi e/o di esercizio di una US in aggregato può essere svolta, anche per edifici con più di due piani, mediante l'analisi statica non lineare analizzando e verificando separatamente ciascun interpiano dell'edificio e trascurando la variazione della forza assiale nei maschi murari dovuta all'effetto dell'azione sismica. Con l'esclusione di unità strutturali d'angolo o di testata, così come di parti di edificio non vincolate o non aderenti su più lati alle US contigue (es. piani superiori di un edificio di maggiore altezza rispetto alle US adiacenti), l'analisi può anche essere svolta trascurando gli effetti torsionali, ipotizzando che i solai, infinitamente rigidi, possano unicamente traslare nella direzione considerata dell'azione sismica.

C8.7.1.3.3 Edifici semplici

Sulle costruzioni esistenti è possibile eseguire interventi che consentano di assimilare la costruzione ad un edificio semplice. In tali casi l'intervento è volto a soddisfare le regole di cui al § 7.8.1.9 delle NTC; facendo riferimento al posto della resistenza caratteristica a compressione f_k , al valore medio f_m , diviso per il fattore di confidenza. Oltre alle condizioni sopra indicate è necessario che, dopo l'eventuale intervento, risulti verificato anche quanto segue:

- a. i solai siano in grado di svolgere la funzione di diaframma di piano, siano ben collegati alle pareti e siano in grado di evitare il ribaltamento delle pareti fuori dal loro piano;
- b. tutte le aperture abbiano architravi dotati di adeguata resistenza flessionale;
- c. tutti gli elementi spingenti, comprese le coperture a falda, eventualmente presenti siano dotati di accorgimenti atti ad eliminare o equilibrare le spinte orizzontali e a inibire lo scivolamento dei vari elementi (es. presenza di connessioni quali chiodi, viti o staffe tra tutti gli elementi delle coperture a falda con struttura lignea);
- d. tutti gli elementi ad elevata vulnerabilità, anche non strutturali, siano stati eliminati o resi sicuri (ad esempio comignoli,

cornicioni ecc.);

e. le pareti ortogonali siano tra loro ben collegate;

f. le murature non siano a sacco o a doppio paramento o, in generale, di cattiva qualità e scarsa resistenza (es. muratura in "forati", muratura con pietre tondeggianti di fiume o pareti di spessore chiaramente insufficiente).

Se l'intervento rispetta tutto quanto sopra descritto, lo stesso potrà essere considerato come un intervento di adeguamento e sarà possibile omettere le analisi ante e post intervento.

C8.7.1.4 ELEMENTI STRUTTURALI IN LEGNO

I collegamenti tra differenti elementi lignei devono essere ripristinati nella loro funzionalità statica, mantenendo valori di rigidità simili a quelli posseduti dalla struttura originaria, a meno di evidenti riconosciute carenze strutturali/costruttive.

Il ripristino della continuità strutturale tra parti diverse di uno stesso elemento può essere realizzato mediante collegamenti tradizionali a secco utilizzando, quando possibile, elementi lignei o, in alternativa, metallici o altri riconosciuti idonei. Adesivi strutturali, in alternativa a collegamenti meccanici, possono essere usati con cautela e comunque non per trasmettere tensioni di trazione ortogonali al piano di incollaggio.

Nell'intervenire su elementi lignei è opportuno garantire la possibilità di variazione dimensionale dell'elemento a seguito di variazioni di umidità, per evitare stati di coazione. Sono da evitarsi interventi che producano manomissioni delle fessure longitudinali da ritiro (cretti) o che impediscano, in qualsiasi modo, dilatazioni e ritiri trasversali del legno.

Nella definizione dello schema strutturale occorre tenere conto, in generale, anche degli altri elementi che possono interferire, a livello di comportamento globale, con la struttura lignea in esame, considerando, ove necessario, anche dei possibili effetti sul comportamento dell'intero edificio. A tale riguardo si deve anche osservare che, generalmente, la struttura lignea costituisce parte essenziale nel comportamento statico di insieme dell'edificio. Conseguentemente, modificazioni staticamente importanti della struttura lignea necessitano di valutazioni complessive atte a valutare l'interazione tra elementi lignei e non lignei nonché l'effettivo contributo delle stesse membrature lignee al comportamento strutturale globale.

C8.7.2 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO ARMATO O DI ACCIAIO

Nei paragrafi che seguono, che non hanno corrispettivi nelle NTC, l'attenzione è prevalentemente concentrata sugli edifici; alcune considerazioni di carattere generale, nonché quelle relative a valutazioni sui singoli elementi strutturali, possono essere estese anche ad altri tipi costruttivi.

Alcuni elementi considerati non strutturali, ma comunque dotati di resistenza non trascurabile, o anche strutturali, ma comunemente non presi in conto nei modelli, possono essere presi in conto nelle valutazioni di sicurezza globali della costruzione, a condizione che, per il livello di azione considerato, ne sia adeguatamente verificata l'efficacia.

C8.7.2.1 REQUISITI DI SICUREZZA

C8.7.2.1.1 Stato Limite di prevenzione del collasso (SLC)

Nel caso di elementi/meccanismi duttili (v. § C8.7.2.3 e § C8.7.2.4) gli effetti da considerare sono quelli derivanti dall'analisi strutturale, mentre nel caso di elementi/meccanismi fragili (v. § C8.7.2.3 e § C8.7.2.4) gli effetti derivanti dall'analisi strutturale possono venire modificati come indicato nel § C8.7.2.2.

Le capacità sono definite in termini di deformazioni ultime per gli elementi/meccanismi duttili e di resistenze ultime per gli elementi/meccanismi fragili.

C8.7.2.1.2 Stati Limite di esercizio

In mancanza di più specifiche valutazioni, per d_{rp} si può far riferimento ai valori limite di spostamento di interpiano riportati in § 7.3.6.1 validi per gli edifici nuovi.

C8.7.2.2 METODI DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA

Gli effetti dell'azione sismica, possono essere valutati con i metodi di cui al § 7.3 delle NTC, con le precisazioni seguenti.

Ai fini delle verifiche di sicurezza, gli elementi/meccanismi strutturali vengono distinti in "duttili" e "fragili". La classificazione degli elementi/meccanismi nelle due categorie è fornita in § C8.7.2.3 per le costruzioni in c.a. e in § C8.7.2.4 per le costruzioni in acciaio.

I fattori di confidenza indicati nella Tabella C8.5.III servono a un duplice scopo:

- per definire le resistenze dei materiali da utilizzare nelle formule di capacità degli elementi duttili e fragili; le resistenze medie, ottenute dalle prove in situ e dalle informazioni aggiuntive, sono divise per i fattori di confidenza;
- per determinare le sollecitazioni trasmesse dagli elementi/meccanismi duttili a quelli fragili; le resistenze medie degli elementi duttili, ottenute dalle prove in situ e dalle informazioni aggiuntive, sono moltiplicate per i fattori di confidenza.

Nel caso di analisi lineare con spettro elastico la capacità degli elementi duttili, in termini di resistenza, si valuta dividendo le proprietà dei materiali esistenti per il fattore di confidenza FC e la capacità degli elementi fragili per il fattore di confidenza FC e

per il coefficiente parziale. Per i materiali nuovi o aggiunti si impiegano i valori di progetto.

Nel caso di analisi lineare con fattore di struttura q o di analisi non lineare, per gli elementi duttili la capacità si valuta dividendo le proprietà dei materiali esistenti per il fattore di confidenza FC , per gli elementi fragili le proprietà dei materiali esistenti si dividono sia per il fattore di confidenza FC sia per il coefficiente parziale. Per i materiali nuovi o aggiunti si impiegano i valori di progetto.

C8.7.2.2.1 Analisi statica lineare

L'analisi statica lineare può essere effettuata ove siano soddisfatte le condizioni di cui al § 7.3.3.2 delle NTC, con le seguenti indicazioni aggiuntive:

- considerando tutti gli elementi primari della struttura ed indicato, per l' i -esimo di tali elementi, con $\rho_i = D_i/C_i$ il rapporto tra il momento flettente D_i fornito dall'analisi della struttura soggetta alla combinazione di carico sismica e il corrispondente momento resistente C_i (valutato in presenza dello sforzo normale relativo alle condizioni di carico gravitazionali), il coefficiente di variazione di tutti i $\rho_i \geq 1$ non deve superare il valore di 0,5;
- la capacità C_i degli elementi/meccanismi fragili è maggiore della corrispondente domanda D_i , quest'ultima calcolata sulla base della capacità degli elementi duttili adiacenti, se il ρ_i degli elementi/meccanismi fragili è maggiore di 1, oppure sulla base dei risultati dell'analisi, se il ρ_i degli elementi/meccanismi fragili è minore di 1.

Analisi statica lineare con spettro elastico

Nel caso di analisi lineare con spettro elastico, lo spettro di risposta da impiegare è quello elastico di cui al § 3.2.3 delle NTC eseguendo l'analisi e la verifica secondo quanto previsto nel § 7 per le costruzioni non dissipative.

Analisi statica lineare con fattore di comportamento q

È possibile utilizzare lo spettro di progetto, definito in § 3.2.3 delle NTC, assumendo il valore del fattore di comportamento q nel campo fra 1,5 e 3,0 sulla base della regolarità della costruzione in esame nonché delle sollecitazioni delle membrature dovute ai carichi verticali. Valori superiori a quelli indicati devono essere adeguatamente giustificati tenendo debito conto della duttilità disponibile a livello locale e globale. Nel caso in cui il sistema strutturale resistente all'azione orizzontale sia integralmente costituito da elementi strutturali di nuova costruzione, si possono adottare i valori dei fattori di comportamento validi per le nuove costruzioni; in tal caso occorre verificare la compatibilità degli spostamenti con le strutture esistenti.

Le verifiche devono essere eseguite in termini di resistenza, controllando che, per ciascun elemento strutturale, la domanda in termini di sollecitazioni sia inferiore o uguale alla corrispondente capacità.

La domanda sugli elementi strutturali si ottiene dall'analisi con spettro di risposta elastico ridotto, rispettivamente, per gli elementi/meccanismi "duttili" del fattore di comportamento attribuito alla struttura, per gli elementi/meccanismi "fragili" del fattore di comportamento $q = 1,5$. Per questi ultimi la domanda non può superare quella trasmessa dagli elementi/meccanismi duttili ad essi alternativi, valutata come indicato al punto b) del §C8.7.2.2.

C8.7.2.2.2 Analisi dinamica modale con spettro di risposta elastico o con fattore di comportamento q

Tale metodo di analisi è applicabile secondo quanto indicato al § 7.3.3.1 delle NTC, alle medesime condizioni di cui ai punti precedenti. La prima modalità prevede che lo spettro di risposta da impiegare sia quello elastico di cui al § 3.2.3 delle NTC e si applica con le stesse modalità di cui all'analisi statica lineare con spettro elastico; la seconda che si faccia riferimento ad uno spettro di progetto, definito nel § 3.2.3 delle NTC, utilizzando le precisazioni riportate per l'analisi statica lineare con fattore q .

C8.7.2.2.3 Analisi statica non lineare

Tale metodo di analisi si applica con le modalità indicate al § 7.3.4.1 delle NTC, con le limitazioni della Tabella C8.5.IV.

Le sollecitazioni indotte dall'azione sismica sugli elementi/meccanismi sia duttili sia fragili, da utilizzare ai fini delle verifiche, sono quelle derivanti dall'analisi strutturale eseguita utilizzando i valori medi delle proprietà dei materiali.

La verifica degli elementi "duttili" è eseguita confrontando la domanda in termini di deformazioni ottenuta dall'analisi con la relativa capacità.

La verifica degli elementi "fragili" è eseguita confrontando la domanda in termini di sollecitazioni con la relativa capacità.

Nel caso di analisi statica non lineare con ramo degradante e stati limite che si verificano su questo, inoltre:

- nel caso di elementi duttili la domanda in termini di deformazione si calcola in corrispondenza di d_{max} per ciascuno stato limite;
- nel caso di elementi fragili la domanda in termini di sollecitazione di taglio si può calcolare utilizzando la seguente procedura:
 - a. si valuta il taglio massimo alla base V_{bu} sulla base dei risultati dell'analisi statica non lineare
 - b. si individua lo spostamento d_{cu} corrispondente al raggiungimento di tale sollecitazione di taglio
 - c. se lo spostamento d_{max} relativo allo stato limite considerato è minore di d_{cu} , la domanda in termini di sollecitazione di

- taglio si calcola in corrispondenza di d_{max}
 d. se $d_{max} > d_{cu}$, la domanda in termini di sollecitazione di taglio si calcola in corrispondenza di d_{cu} .

C8.7.2.2.4 Analisi dinamica non lineare

Tale metodo di analisi è applicabile secondo quanto indicato al § 7.3.4.2 delle NTC, alle medesime condizioni di cui al punto precedente.

C8.7.2.3 MODELLI DI CAPACITÀ PER LA VALUTAZIONE DI EDIFICI IN CEMENTO ARMATO

Gli elementi ed i meccanismi resistenti sono classificati in:

- "duttili": travi, pilastri e pareti inflesse con e senza sforzo normale;
- "fragili": meccanismi di taglio in travi, pilastri, pareti e nodi;

Pilastri e pareti soggetti a sollecitazioni di sforzo normale particolarmente elevate possono manifestare comportamento fragile.

C8.7.2.3.1 Travi, pilastri e pareti: flessione con e senza sforzo normale

La capacità in termini di deformazione è definita con riferimento alla rotazione ("rotazione rispetto alla corda") θ dell'elemento, data dal rapporto tra lo spostamento relativo tra la sezione d'estremità e la sezione caratterizzata da momento flettente nullo e la loro distanza, pari alla luce di taglio $L_V = M/V$.

C8.7.2.3.2 Stato limite di prevenzione del collasso

Allo stato limite di prevenzione del collasso, la capacità θ_u in termini di rotazione totale rispetto alla corda può essere valutata alternativamente utilizzando modelli numerici che tengano in debito conto i contributi del calcestruzzo, dell'acciaio ed dell'aderenza acciaio calcestruzzo, ovvero mediante formule di comprovata validità, come, ad esempio, quelle riportate nel seguito.

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} 0,016 \cdot (0,3^v) \left[\frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} f_c \right]^{0,225} \left(\frac{L_V}{h} \right)^{0,35} 25^{\left(\alpha \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1,25^{100 \rho_d}) \quad [\text{C8.7.2.1}]$$

dove:

$\gamma_{el} = 1.5$ per gli elementi primari ed 1.0 per gli elementi secondari (come definiti al § 7.2.3 delle NTC),

L_V è la luce di taglio;

h è l'altezza della sezione;

$v = N/(A_c f_c)$ è lo sforzo assiale normalizzato di compressione agente su tutta la sezione A_c ;

$\omega = A_s f_y / (A_c f_c)$ e $\omega' = A'_s f_y / (A_c f_c)$ sono le percentuali meccaniche di armatura longitudinale in trazione e compressione rispettivamente (nelle pareti tutta l'armatura longitudinale d'anima è da includere nella percentuale in trazione);

$f_c, f_y, e f_{yw}$ sono la resistenza a compressione del calcestruzzo e la resistenza a snervamento dell'acciaio, longitudinale e trasversale, ottenute come media delle prove eseguite in sito, eventualmente corrette sulla base di fonti aggiuntive di informazione, divise per il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto;

$\rho_{sx} = A_{sx} / b_w s_h$ è la percentuale di armatura trasversale (S_h = interasse delle staffe nella zona critica);

ρ_d è la percentuale di eventuali armature diagonali in ciascuna direzione,

α è un fattore di efficienza del confinamento dato da:

$$\alpha = \left(1 - \frac{S_h}{2b_0} \right) \left(1 - \frac{S_h}{2h_0} \right) \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6h_0 b_0} \right) \quad [\text{C8.7.2.2}]$$

(b_0 e h_0 dimensioni del nucleo confinato, b_i distanze delle barre longitudinali trattenute da tiranti o staffe presenti sul perimetro).

Per le pareti il valore dato dall'espressione (C8.7.2.1) deve essere diviso per 1,6.

Negli elementi non dotati di adeguati dettagli di tipo antisismico o per i quali non sia stata effettuata una verifica di duttilità, quindi con percentuali di armatura trasversale e longitudinale diverse da quelle ottenibili utilizzando le indicazioni riportate per la progettazione delle nuove costruzioni, il valore dato dall'espressione [C8.7.2.1] deve essere moltiplicato per 0,85.

Il fattore di efficienza del confinamento α dato dalla [C8.7.2.2] è definito nell'ipotesi che le staffe presenti nell'elemento abbiano ancoraggi idonei ad evitare l'apertura delle stesse, ad esempio se presentano una chiusura con ganci a 135°. Nel caso tale ipotesi non sia soddisfatta, è opportuno assumere $\alpha = 0$.

Per gli elementi armati con barre longitudinali nervate continue, senza sovrapposizione in corrispondenza della regione plastica, la capacità di rotazione allo SLC è definita dalla [C8.7.2.1]. Viceversa, se le barre longitudinali nervate sono caratterizzate, a partire dalla sezione di estremità dell'elemento, da una sovrapposizione di lunghezza l_0 il valore dato dall'espressione (C8.7.2.1) deve essere moltiplicato per il fattore:

$$0.025 \cdot \min(40, l_0 / d_{bL}) \quad [C8.7.2.3]$$

dove d_{bL} è il diametro (medio) delle barre longitudinali. Il fattore [C8.7.2.3] non tiene in conto della riduzione connessa all'assenza di adeguati dettagli di tipo antisismico; in tal caso la [C8.7.2.3] va moltiplicata per 0.85.

Per gli elementi armati con barre longitudinali lisce continue, senza sovrapposizione in corrispondenza della regione plastica, la capacità di rotazione in condizioni di collasso è definita dalla [C8.7.2.1]. Viceversa, se le barre longitudinali lisce sono caratterizzate, a partire dalla sezione di estremità dell'elemento, da una sovrapposizione di lunghezza l_0 il valore dato dall'espressione (8.7.2.1) deve essere moltiplicato per il fattore:

$$0.02 \cdot [10 + \min(40, l_0 / d_{bL})] \quad [C8.7.2.4]$$

dove d_{bL} è il diametro (medio) delle barre longitudinali.

La decurtazione valutata con la [C8.7.2.4] è applicabile solo per sovrapposizioni costituite dalla presenza di ganci ad uncino di estremità; la lunghezza l_0 è definita al netto delle dimensioni degli uncini. In assenza di ganci ad uncino di estremità il valore dato dalla [C8.7.2.4] è opportuno sia assunto pari a zero. Inoltre, il fattore [C8.7.2.4] non tiene in conto della riduzione connessa all'assenza di adeguati dettagli di tipo antisismico; in tal caso la [C8.7.2.4] è moltiplicata per 0.85.

Allo SLC, per la valutazione della capacità θ_u in termini di rotazione totale rispetto alla corda può essere utilizzata anche la seguente equazione:

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} \left(\theta_y + (\phi_u - \phi_y) L_{pl} \left(1 - \frac{0,5L_{pl}}{L_V} \right) \right) \quad [C8.7.2.5]$$

dove θ_y è la rotazione rispetto alla corda allo snervamento definita in [C8.7.2.7a] e [C8.7.2.7b], ϕ_u è la curvatura ultima valutata considerando le deformazioni ultime del calcestruzzo (tenuto conto del confinamento) e dell'acciaio (da stimare sulla base dell'allungamento uniforme al carico massimo, in mancanza di informazioni si può assumere che la deformazione ultima dell'acciaio sia pari al 4%), ϕ_y è la curvatura allo snervamento valutata considerando l'acciaio alla deformazione di snervamento ε_{sy} , L_V è la luce di taglio e L_{pl} è la lunghezza di cerniera plastica valutabile come:

$$L_{pl} = 0,1L_V + 0,17h + 0,24 \frac{d_{bL} f_y}{\sqrt{f_c}} \quad [C8.7.2.6]$$

dove h è l'altezza della sezione, d_{bL} è il diametro (medio) delle barre longitudinali, ed f_c e f_y sono rispettivamente la resistenza a compressione del calcestruzzo e la resistenza a snervamento dell'acciaio longitudinale (in MPa), ottenute come media delle prove eseguite in sito e da fonti aggiuntive di informazione, divise per il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto.

C8.7.2.3.3 Stato limite di salvaguardia della vita

La capacità di rotazione totale rispetto alla corda allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV), θ_{SD} , può essere assunta pari a 3/4 del valore θ_u valutato per lo SLC.

C8.7.2.3.4 Stato limite di danno

La capacità θ_y in termini di rotazione totale rispetto alla corda al raggiungimento della tensione di snervamento può essere valutata mediante le seguenti espressioni:

per travi e pilastri

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_V}{3} + 0,0013 \left(1 + 1,5 \frac{h}{L_V} \right) + 0,13 \phi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}} \quad [\text{C8.7.2.7a}]$$

per pareti

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_V}{3} + 0,002 \left(1 - 0,125 \frac{L_V}{h} \right) + 0,13 \phi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}} \quad [\text{C8.7.2.7b}]$$

dove ϕ_y è la curvatura al raggiungimento della tensione di snervamento della sezione terminale, h l'altezza della sezione, d_b è il diametro (medio) delle barre longitudinali, ed f_c e f_y sono rispettivamente la resistenza a compressione del calcestruzzo e la tensione di snervamento dell'acciaio longitudinale in [MPa], ottenute come media delle prove eseguite in sito e da fonti aggiuntive di informazione, divise per il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto.

C8.7.2.3.5 Travi e pilastri: taglio

Per la valutazione delle resistenze ultime di elementi monodimensionali nei confronti di sollecitazioni taglianti dovute ai soli carichi gravitazionali, vale quanto indicato per le condizioni non sismiche al § 4.1.2.3.5 delle NTC, facendo in generale riferimento al § 4.1.2.3.5.2, considerando per le travi il contributo delle barre di armatura piegate ove presenti.

Per le azioni sismiche, occorre considerare la riduzione di resistenza a taglio in condizioni cicliche in funzione della domanda di duttilità sull'elemento, per il livello di azione considerato. La domanda massima a taglio nell'elemento può essere determinata, indipendentemente dal livello di azione considerato, a partire dai momenti resistenti nelle sezioni di estremità, valutati amplificando le resistenze medie dei materiali tramite il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto.

La resistenza a taglio V_R in condizioni cicliche, quali quelle sismiche, può essere valutata sulla base dei tre contributi dovuti all'entità dello sforzo normale N , al calcestruzzo e all'acciaio, nonché dell'interazione con la rotazione flessionale dell'elemento in funzione della parte plastica della domanda di duttilità, $\mu_{\Delta,pl}$.

$$V_R = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[\frac{h-x}{2L_V} \min(N; 0,55A_c f_c) + \left(1 - 0,05 \min(0,5; \mu_{\Delta,pl}) \right) \left[0,16 \max(0,5; 100\rho_{tot}) \left(1 - 0,16 \min\left(5; \frac{L_V}{h}\right) \right) \sqrt{f_c} A_c + V_W \right] \right] \quad [\text{C8.7.2.8}]$$

(unità di misura MN, m) dove:

γ_{el} = 1.15 per gli elementi primari ed 1.0 per gli elementi secondari (come definiti al § 7.2.3 delle NTC);

h è l'altezza totale della sezione;

x è l'altezza della zona compressa della sezione (profondità dell'asse neutro);

N è lo sforzo normale di compressione (assunto pari a zero se di trazione);

L_V è la luce di taglio;

A_c è l'area della sezione pari a $(b \times d)$ per la sezione rettangolare e $\pi D_c^2/4$ per quella circolare (dove $D_c = D - 2c - d_{bw}$, essendo D il diametro della sezione, c il copriferro, d_{bw} il diametro delle staffe);

f_c è la resistenza a compressione del calcestruzzo ottenuta come media delle prove eseguite in sito, eventualmente corretta sulla base di fonti aggiuntive di informazione, divisa per il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto; per gli elementi sismici primari il valore di f_c deve essere ulteriormente diviso per il relativo coefficiente parziale;

ρ_{tot} è la percentuale geometrica totale di armatura longitudinale;

V_W è il contributo dell'armatura trasversale per la resistenza a taglio definito come segue:

– sezioni rettangolari:

$$V_W = \rho_{sx} b_w z f_y \quad [\text{C8.7.2.9}]$$

dove, oltre al significato dei simboli già noti, z è il braccio delle forze interne.

– per le sezioni circolari:

$$V_W = \frac{\pi}{2} \frac{A_{sx}}{s} f_{yw} (D - 2c) \quad [\text{C8.7.2.10}]$$

Il valore della resistenza a taglio fornito dalla (8.7.2.8) non può essere assunto maggiore del valore della resistenza a "taglio compressione", valutata come per le condizioni non sismiche (Eq. [4.1.28] delle NTC), utilizzando $\theta = 45^\circ$ ed assumendo f_{cd} pari alla resistenza media del calcestruzzo divisa per il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto e per il coefficiente parziale del materiale.

Nella [8.7.2.8] $\mu_{\Delta,pl}$ rappresenta la parte plastica della domanda di duttilità ed è espressa dalla relazione: $\mu_{\Delta,pl} = \mu_{\Delta} - 1$

dove μ_{Δ} è la domanda di duttilità espressa come rapporto tra la rotazione massima θ_m per il livello di azione sismica considerato e la rotazione di prima plasticizzazione θ_y . Ove necessario, la relazione tra duttilità di rotazione e duttilità di curvatura si ottiene dalla [8.7.2.7], con ϕ_m al posto di ϕ_u , essendo ϕ_m la domanda di curvatura massima per il livello di azione considerato.

Nella [8.7.2.8], in assenza di specifiche valutazioni, l'altezza della zona compressa della sezione può essere calcolata in maniera semplificata attraverso la relazione: $x/h = 0,25 + 0,85N/(A_c \cdot f_c) \leq 1$.

La resistenza a taglio in condizioni sismiche può essere valutata come indicato nel seguito.

Quando la domanda di duttilità μ_{Δ} dell'elemento è inferiore a 2, la resistenza a taglio è data dalla maggiore tra la resistenza a taglio con armatura trasversale per le condizioni non sismiche (Eq. [4.1.29] delle NTC) e la resistenza a taglio ciclica fornita dalla [8.7.2.8]. Quando $\mu_{\Delta} > 3$, la resistenza a taglio è quella relativa alle condizioni cicliche, valutata attraverso la [8.7.2.8]. Per le situazioni intermedie, si interpola linearmente tra la resistenza a taglio per $\mu_{\Delta} = 2$ e quella ottenuta in base alla [8.7.2.8] per $\mu_{\Delta} = 3$.

Per i carichi gravitazionali e, in generale, quando la domanda di duttilità μ_{Δ} dell'elemento è inferiore a 1, la resistenza a taglio può essere valutata, alternativamente, come per gli elementi senza armature trasversali resistenti a taglio (§ 4.1.2.3.5.1 delle NTC).

In questo caso si deve verificare che, per l'azione considerata, la domanda a flessione o a pressoflessione non superi la corrispondente capacità al limite elastico (momento di prima plasticizzazione come definito al § 4.1.2.3.4.2 delle NTC) in entrambe le direzioni principali della sezione. Nel caso in cui si adottino metodi di analisi lineari, la domanda dovuta alle azioni sismiche deve essere valutata con riferimento al fattore di comportamento $q \leq 1,5$.

In condizioni sismiche, un approccio prudenziale suggerisce che la resistenza a taglio valutata con riferimento agli elementi senza armature trasversali venga considerata esclusivamente per le strutture in cui la domanda plastica sia in ogni caso contenuta, ad es. grazie all'uso di tecniche di protezione passiva quali i controventi (elastici o dissipativi) o l'isolamento sismico.

Nel caso di rinforzi di edifici esistenti, la messa in opera dei controventi dissipativi comporta problematiche e difficoltà differenti a seconda del tipo di struttura. Particolarmente negli edifici in cemento armato occorre curare la connessione con i telai, verificando correttamente le sollecitazioni trasmesse alle membrature esistenti e eventualmente predisponendo sistemi di redistribuzione degli sforzi di taglio nei pilastri e di trazione nelle travi e negli orizzontamenti, utilizzando opportuni tiranti e piastre di ancoraggio.

Nodi trave-pilastro

La verifica di resistenza deve essere eseguita solo per i nodi non interamente confinati come definiti al § 7.4.4.3 delle NTC. Deve essere verificata sia la resistenza a trazione diagonale che quella a compressione diagonale. Per la verifica si possono adottare le seguenti espressioni:

- per la resistenza a trazione:

$$\sigma_{jt} = \left[\frac{N}{2A_j} - \sqrt{\left(\frac{N}{2A_j}\right)^2 + \left(\frac{V_j}{A_j}\right)^2} \right] \leq 0,3\sqrt{f_c} (f_c \text{ in MPa}) \quad [C8.7.2.11]$$

- per la resistenza a compressione:

$$\sigma_{jc} = \frac{N}{2A_j} + \sqrt{\left(\frac{N}{2A_j}\right)^2 + \left(\frac{V_j}{A_j}\right)^2} \leq 0,5f_c (f_c \text{ in MPa}) \quad [C8.7.2.12]$$

dove N indica l'azione assiale presente nel pilastro superiore, V_j indica il taglio totale agente sul nodo, ottenuto come somma algebrica del taglio trasmesso dal pilastro superiore e degli sforzi orizzontali trasmessi dalle parti superiori delle travi, $A_j = b_j h_{jc}$ dove b_j e h_{jc} sono stati definiti al § 7.4.4.3.1 della norma. Le resistenze dei materiali sono ottenute come media delle prove eseguite in sito e da fonti aggiuntive di informazione, divise per il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto e per il coefficiente parziale del materiale.

C8.7.2.4 MODELLI DI CAPACITÀ PER LA VALUTAZIONE DI EDIFICI DI ACCIAIO

C8.7.2.4.1 Travi e pilastri: flessione con e senza sforzo normale

La capacità in termini di deformazione di travi e pilastri è definita con riferimento alla rotazione totale rispetto alla corda θ analogamente a quanto già descritto per le strutture di c.a. (v. § C8.7.2.3).

C8.7.2.4.2 Stato limite di prevenzione del collasso

Allo SLC la capacità in termini di rotazione rispetto alla corda può essere valutata utilizzando modelli numerici che tengano in debito conto le non linearità geometriche e meccaniche del materiale, ovvero sulla base delle indicazioni riportate in documenti

di comprovata validità. È possibile riferirsi all'Annex B (*Steel and composite structures*) della Norma UNI EN 1998-3:2005. In particolare il punto B.5.2 –*member deformation capacities*, analizza il problema delle travi e colonne soggette a flessione, per le quali la capacità di deformazione inelastica è espressa in termini di rotazione plastica definita come multiplo della rotazione rispetto alla corda θ_y valutata al raggiungimento della tensione di snervamento. Il valore del moltiplicatore della rotazione θ_y dipende dallo stato limite considerato e dalla classe della sezione trasversale della trave o della colonna (classi 1 o 2, definite al § 4.2.3.1 delle NTC). Lo stesso Annesso riporta i moltiplicatori che consentono di determinare la capacità di elementi di controvento soggetti a compressione in termini di moltiplicatore dello sforzo normale corrispondente allo stato limite di instabilità, o di elementi di controvento tesi, in termini di moltiplicatore dello sforzo normale corrispondente al raggiungimento della tensione di snervamento del materiale.

C8.7.2.4.3 Stato limite di salvaguardia della vita

Allo stato limite di salvaguardia della vita, la capacità in termini di rotazione totale rispetto alla corda, θ_{SD} , può essere assunta pari a 3/4 del valore θ_u valutato per lo SLC.

C8.7.2.4.4 Stato limite di danno

Allo stato limite di esercizio, la capacità in termini di rotazione rispetto alla corda, θ_y , al raggiungimento della tensione di snervamento può essere valutata mediante la seguente espressione:

$$\theta_y = \frac{M_{e,Rd} L_V}{2EI} \quad [C8.7.2.13]$$

dove:

- $M_{e,Rd}$ è il momento di prima plasticizzazione di calcolo;
- L_V è la luce di taglio;
- I è il momento di inerzia della sezione nella direzione considerata.

C8.7.2.4.5 Travi e pilastri: Taglio

La capacità in termini di resistenza a taglio V_R si valuta come per il caso di nuove costruzioni per situazioni non sismiche.

C8.7.2.4.6 Collegamenti

Si applica quanto prescritto per gli edifici di nuova costruzione.

C8.7.3 COSTRUZIONI MISTE

L'interpretazione del comportamento delle costruzioni miste e la relativa modellazione è in generale più complicata di quella delle costruzioni con struttura di caratteristiche omogenee, a causa delle interazioni tra elementi strutturali caratterizzati da rigidità e comportamento meccanico del materiale e strutturale diversi. In campo non lineare il comportamento è spesso complesso e non rappresentabile attraverso modelli e metodi semplificati, a meno che non si possa trascurare il contributo alla capacità resistente sismica di tutti gli elementi di uno dei materiali costituenti, considerandoli come elementi secondari. Tale assunzione è ammissibile solo nel caso il contributo degli elementi considerati secondari, nel caso di azione sismica, sia favorevole.

L'analisi statica non lineare può essere eseguita se è disponibile un modello in grado di simulare, per gli elementi strutturali realizzati con i diversi materiali utilizzati, il loro comportamento non lineare sino alla capacità ultima in termini di deformazione. La verifica deve condursi tenendo conto dei meccanismi locali e globali a seconda della tipologia di elementi strutturali che si sta analizzando e del loro materiale costituente. Attenzione deve poi essere rivolta alla verifica delle connessioni tra elementi di diverso materiale, valutando l'entità della domanda per la quale è stimato il raggiungimento dello stato limite di interesse.

C8.7.4 CRITERI E TIPI DI INTERVENTO

Il § 8.7.4 delle NTC descrive gli aspetti principali degli interventi sugli edifici esistenti, qui sono riportate alcune raccomandazioni che possono costituire un utile riferimento ai fini della scelta degli interventi. Si sottolinea l'importanza che gli interventi siano definiti in funzione di specifiche vulnerabilità dell'edificio, analizzando prioritariamente quelle locali. Sono invece da evitarsi interventi generalizzati e diffusi, se non adeguatamente motivati da una specifica valutazione.

Nel caso in cui nell'intervento si faccia uso di materiali compositi, ai fini delle verifiche di sicurezza degli elementi rinforzati, si possono utilizzare documenti di comprovata validità.

C8.7.4.1 CRITERI PER GLI INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO DEGLI EDIFICI IN MURATURA

Nel presente Capitolo si forniscono criteri generali per gli interventi di consolidamento degli edifici di muratura, con riferimento ad alcune tecniche usualmente utilizzate. I criteri e le tecniche di seguito riportati sono indicativi e non esaustivi e non si esclude l'impiego di tecniche di intervento non citate, metodologie innovative o soluzioni particolari che il progettista individui come adeguate al caso specifico.

Attenzione va posta alla fase esecutiva degli interventi, onde evitare di comprometterne l'efficacia.

Oltre agli interventi volti a sanare le carenze nei confronti delle azioni non sismiche, quelli che generalmente inducono i maggiori benefici nei riguardi delle azioni sismiche riguardano:

1. La formazione dei diaframmi di piano, a livello dei solai ed eventualmente nelle falde di copertura.
2. Le connessioni delle pareti tra loro e ai diaframmi di piano.
3. I collegamenti nello spessore della parete in presenza di paramenti multipli.
4. L'incremento della sismo-resistenza delle pareti.
5. Il contenimento delle spinte ed il consolidamento di archi e volte.

Di seguito, a livello indicativo, sono riportate alcune soluzioni tecniche per alcuni dei miglioramenti sopra indicati.

1. Formazione dei diaframmi di piano

Il ruolo primario dei solai è quello di sostenere i carichi verticali, ma la loro funzione durante lo scuotimento sismico è quella di trasferire le azioni orizzontali alle pareti e di scongiurare l'attivazione dei meccanismi fuori piano delle pareti collegandole efficacemente. I solai devono pertanto essere ben ancorati alle murature, soprattutto a quelle perimetrali.

Occorre notare che, mentre può non essere necessario realizzare un'elevata rigidità, in quanto i meccanismi fuori dal piano sono caratterizzati da deformazioni ammissibili anche elevate, è invece necessario che i diaframmi abbiano una resistenza sufficiente a trasferire le azioni tra una parete e l'altra, quando la prima raggiunge la resistenza ultima a taglio.

Per gli edifici storici, nel consolidamento di solai lignei sono generalmente preferibili i diaframmi leggeri, di rigidità non trascurabile, realizzati a secco, quali quelli ottenuti con doppio assito, con pannelli a base legno quali quelli citati nel paragrafo 11.7, lamiere di acciaio, reticolari di acciaio, reticolari con fibre o altro materiale idoneo ecc. Nel caso sia presente un sottofondo a supporto della pavimentazione, i diaframmi di piano possono essere realizzati sostituendolo con un nuovo sottofondo strutturale opportunamente armato.

Nel caso risulti necessario anche un consolidamento statico del solaio per le sollecitazioni flettenti, quando è presente l'impalcato ligneo un rinforzo che consente di conseguire contemporaneamente un rinforzo nel piano e flessionale, si realizza, ad esempio, tramite strutture composte legno-legno mediante solette lignee, che sfruttano eventualmente il tavolato esistente, rese opportunamente collaboranti con le travi tramite idonei connettori a taglio. La tecnica di rinforzo con soletta collaborante in calcestruzzo realizza ugualmente un elevato irrigidimento nel piano e un miglioramento della resistenza ai carichi verticali, ma con un maggiore incremento dei pesi.

Nel caso di solai a putrelle e voltine o tavelloni, un miglioramento del comportamento flessionale delle travi e nel piano del solaio può essere ottenuto con un irrigidimento mediante solette armate rese solidali ai profilati e collegate alle murature perimetrali mediante opportuni connettori. Nel caso di solai con voltine, può essere necessario anche collegare tra loro i profilati, saldando bandelle o barre metalliche trasversali, all'intradosso o all'estradosso.

Per quanto riguarda le *coperture*, nelle costruzioni in muratura è in linea generale opportuno operare mediante il mantenimento dei tetti in legno per non incrementare le masse nella parte più alta dell'edificio, o con soluzioni più pesanti di acciaio o di calcestruzzo armato, previa verifica. Ove i tetti presentino orditure spingenti, come nel caso di puntoni inclinati o cantonali privi di elementi di ritegno, la spinta deve essere contenuta, integrando in modo opportuno lo schema strutturale. E' inoltre opportuno intervenire sui collegamenti tra gli elementi lignei per evitare locali situazioni spingenti o di labilità.

2. Connessioni delle pareti tra loro e ai diaframmi di piano

Le connessioni delle pareti tra loro e ai diaframmi di piano hanno il compito di ridurre la snellezza delle pareti, rispettivamente nei riguardi della flessione orizzontale e verticale. Ciò ha il duplice effetto di: 1) limitare gli spostamenti fuori dal piano a livello degli orizzontamenti, prevenendo lo sfilamento delle travi dei solai e della copertura; 2) limitare l'ampiezza della porzione di parete muraria potenzialmente interessata da meccanismi fuori dal piano, riducendo la vulnerabilità nei riguardi di cinematismi locali.

Qualora i collegamenti tra le pareti siano scarsi o deteriorati, può essere realizzata un'*idonea ammorsatura* tra parti adiacenti o intersecantisi. Questa può essere realizzata o migliorata con interventi locali. Tra questi, ad esempio, sono annoverabili diverse tipologie di interventi, tra cui quelli tipo *scuci-cuci*. *Cuciture armate* realizzate con barre di lunghezza limitata, iniettate con malta o resina, non sempre risultano efficaci, per la difficoltà di garantire un adeguato ancoraggio in presenza di un nucleo interno di scadenti proprietà, e possono essere invasive (in ogni caso è opportuno utilizzare elementi metallici inossidabili o altri materiali idonei).

Particolarmente efficaci sono gli elementi di collegamento tra pareti opposte atti a impedirne le rotazioni verso l'esterno e ad assicurare il funzionamento scatolare dell'edificio. A tale scopo possono essere utilmente impiegati *tiranti* (o *catene*), siano essi metallici o di altri materiali, disposti nelle due direzioni principali del fabbricato, al livello dei solai e in corrispondenza delle

pareti portanti. I tiranti consentono anche la formazione del meccanismo tirante-puntone nelle fasce, migliorando la capacità di accoppiamento dei maschi murari.

In alternativa, il funzionamento scatolare dell'edificio è favorito dalle *cerchiature esterne*, che in alcuni casi si possono realizzare con elementi metallici o materiali compositi, particolarmente efficaci nel caso di edifici di dimensioni in pianta ridotte, come i campanili, o quando vengono realizzati ancoraggi in corrispondenza dei martelli murari. È in ogni caso necessario evitare l'insorgere di concentrazioni di tensioni in corrispondenza degli spigoli delle murature

Il *collegamento dei diaframmi di piano* alle pareti è in primo luogo assicurato dagli elementi principali degli stessi, ovvero travi principali e secondarie in legno o putrelle metalliche. Questi elementi devono essere appoggiati nella parete muraria per una sufficiente lunghezza ed il carico verticale deve essere adeguatamente diffuso alla muratura (eventualmente grazie ad elementi locali di ripartizione). Anche se in modo non sistematico, l'aggiunta di elementi di connessione ancorati alla parete muraria può essere utile a migliorare la risposta sismica, in quanto fa funzionare l'elemento inflesso anche come tirante di collegamento confidando in un ancoraggio meccanico e non solo sull'attrito. Quando si valuta come necessario garantire un collegamento continuo tra diaframma di piano e pareti murarie, possono essere adottati ancoraggi puntuali realizzati sul perimetro degli orizzontamenti attraverso barre iniettate con malte o resine.

I *cordoli in sommità* possono costituire una soluzione efficace sia per collegare le pareti in una zona dove la muratura è meno resistente a taglio a causa del basso livello di compressione, sia per contenere eventuali azioni spingenti della copertura, sia anche per favorire l'appoggio delle singole membrature dell'orditura. Il collegamento del cordolo con la muratura esistente può essere realizzato, in assenza di soluzioni più efficaci e meno invasive, attraverso perforazioni armate con barre metalliche, protette o di tipo inossidabile, oppure di altro materiale resistente a trazione, efficacemente ancorate alla muratura.

I cordoli in sommità possono essere realizzati nei seguenti modi.

- *Cordoli realizzati con elementi lignei*, adeguatamente protetti;
- *Cordoli realizzati con muratura armata*..
- *Cordoli realizzati con elementi d'acciaio*.
- *Cordoli di calcestruzzo armato*.

L'esecuzione di cordolature a livelli intermedi risulta necessaria solo in determinati casi, che devono essere motivati. L'uso di cordoli eseguiti a scasso nello spessore della parete deve generalmente essere evitato per gli, eventuali effetti negativi legati all'alterazione dello stato di sollecitazioni della parete per effetto della formazione delle aperture in breccia. La soluzione più efficace per la realizzazione di cordoli a livello intermedio è quella della trave in muratura armata, ottenuta applicando piatti metallici sui due lati della muratura e collegandoli tramite barre passanti o mediante soluzioni di tipo analogo.

3. Collegamenti nello spessore della parete in presenza di paramenti multipli

Quando i collegamenti tra paramento esterno e interno sono insufficienti, come frequentemente avviene per le murature in pietrame, occorre verificare che, per effetto delle azioni sismiche, non si attivi un meccanismo di flessione fuori piano nella porzione di paramento compresa tra due ritegni dotati di ancoraggio esterno. Si può eventualmente ricorrere a diatoni di contenimento integrativi, disposti nella parete ad adeguata distanza tra loro (in misura non necessariamente troppo fitta).

L'inserimento di *diatoni artificiali*, realizzati in calcestruzzo armato, in profilati metallici o in altri materiali resistenti a trazione, compreso l'utilizzo di legature metalliche, con funzione di *tirantini antispulsivi* o di legature con materiali compositi, può realizzare un efficace collegamento tra i paramenti murari, evitando il distacco o l'innescare di fenomeni di instabilità per compressione dei paramenti esterni.

L'efficacia di tali interventi è legata all'effettiva possibilità di solidarizzare detti presidi con la muratura circostante che, pertanto, deve presentare buona consistenza.

4. Incremento della capacità delle pareti

Qualora i setti murari siano costituiti da materiale di bassa qualità, può risultare opportuno migliorare le caratteristiche meccaniche del materiale. Il tipo di intervento da applicare va valutato in base alla tipologia e alla qualità della muratura e può variare dalla ricostruzione parziale (interventi di *scuci-cuci*) al consolidamento mediante iniezioni o mediante interventi superficiali o altre tecniche opportune; si deve procedere alla verifica preliminare della compatibilità chimico-fisica dei materiali nuovi con quelli originari.

Nei casi in cui si operi attraverso le *iniezioni di miscele leganti*, si procede anche alla verifica della fattibilità dell'intervento in termini di capacità delle murature di assorbire e diffondere le malte iniettate ponendo attenzione nella scelta della pressione di immissione della miscela, per evitare dissesti locali.

L'intervento di *ristilatura dei giunti*, se effettuato su entrambe le superfici esterne, può migliorare le caratteristiche meccaniche della muratura incrementandone, di fatto, l'area resistente. Particolare cura deve essere rivolta alla scelta della malta da utilizzare in relazione a quella esistente. L'eventuale inserimento nei giunti "ristilati" di piccole barre, trefoli o piattine metalliche o di altri materiali resistenti a trazione, specie se ancorati alla muratura attraverso connessioni trasversali dei paramenti ed organizzati come sistema continuo nelle tre direzioni, può migliorare ulteriormente l'efficacia dell'intervento.

Il placcaggio delle murature con *intonaco armato* costituisce un efficiente provvedimento soprattutto nel caso in cui le murature

siano gravemente danneggiate o incoerenti, purché siano posti in opera i necessari collegamenti trasversali bene ancorati alle armature poste su entrambe le facce della muratura. Le *fodere* possono essere realizzate con malte a base di cemento o di calce e armatura in reti o tessuti di acciaio inossidabile, oppure con materiali compositi, utilizzando fibre di carbonio, vetro o aramidiche.

Il rinforzo dei setti murari può essere eseguito mediante elementi strutturali integrativi collaboranti disposti sulla superficie; questi possono essere, per esempio, realizzati in acciaio (strutture reticolari costituite da piatti/nastri) o in legno (pannellature). Opportune connessioni devono consentire la collaborazione tra la parete esistente e il rinforzo.

L'applicazione di *fasciature resistenti a trazione* può essere realizzata sia con fasce di materiali compositi (sopra citati) sia con tessuti in trefoli di acciaio inossidabile, fissate al supporto murario con prodotti a base cementizia o polimerica.

L'inserimento di *tiranti verticali post-tesi* è un intervento applicabile solo in presenza di murature di ottima qualità.

Nel caso di realizzazione di *nuove aperture* in pareti esistenti, per far fronte alla diminuzione della capacità resistente della parete e all'aumento della sua deformabilità, può essere necessario prevedere rinforzi in grado di collaborare con la muratura esistente attraverso opportune connessioni ripristinando, per quanto possibile, la condizione dell'intera parete in atto prima della realizzazione dell'apertura.

Un incremento della capacità portante delle pareti murarie, con conseguente miglioramento del comportamento sismico, si ottiene infine anche attraverso l'eliminazione delle discontinuità con la chiusura di nicchie, canne fumarie cave di o anche di vecchie lesioni o sconnessioni all'interno delle murature, purché venga realizzato un efficace collegamento dei nuovi elementi di muratura con quelli esistenti.

5. Contenimento delle spinte e consolidamento di archi e volte

L'assorbimento delle spinte di strutture voltate, particolarmente importante in caso di sisma, può essere ottenuto con *tiranti* e *cerchiature*. La posizione ottimale dei tiranti è al di sopra delle imposte degli archi, ma spesso tale soluzione non può essere adottata, per cui può essere necessario disporre i tiranti all'estradosso, purché ne sia dimostrata l'efficacia e la flessione risultante sia adeguatamente presidiata. Presidi estradosso possono essere realizzati con elementi dotati anche di rigidità flessionale (elementi di limitata sezione) e aggiungendo tiranti inclinati a questi connessi e ancorati a livello delle imposte (catene a braga).

La realizzazione di *contrafforti* (o *ringrossi murari*) è utile nei confronti delle sollecitazioni non sismiche, ma il loro effetto in caso di azioni sismiche deve essere adeguatamente valutato, a causa dei potenziali effetti locali connessi al significativo irrigidimento.

Per il consolidamento di archi e volte è possibile anche il ricorso a tecniche di rinforzo estradosso basate sull'utilizzo di compositi fibrorinforzati. Soluzioni alternative o integrative possono essere ottenute con frenelli o riempimenti coesivi leggeri.

La realizzazione di soluzioni pesanti come cappe e contro-volte in calcestruzzo, armato o meno, va valutata con cautela a causa degli incrementi di peso che comporta.

6. Altri interventi

– Interventi su pilastri e colonne

Tenendo presente che i pilastri e le colonne sono essenzialmente destinati a sopportare carichi verticali con modeste eccentricità, gli interventi tendono generalmente a:

- migliorare la resistenza a sforzo normale mediante ad esempio cerchiature e fasciature;
- eliminare eventuali spinte orizzontali prodotte da elementi spingenti poggianti su di essi.

In presenza di azioni sismiche, le colonne e i pilastri, realizzati in muratura o anche monolitici, devono, infatti, non solo essere preservati da forze orizzontali, ma anche essere impediti di ruotare in sommità.

Sono da evitare, in genere, gli inserimenti di anime metalliche, perforazioni armate, precompressioni longitudinali e in generale, salvo in caso di accertata e inevitabile necessità, gli interventi volti a conferire a colonne e pilastri in muratura capacità resistenti non usuali.

– Interventi sulle scale

La struttura portante delle scale deve essere accuratamente verificata, sia per le azioni non sismiche, sia per le azioni sismiche.

Particolari situazioni di rischio possono presentare le soluzioni ad arco rampante, spesso particolarmente sottile e spingente su murature esterne, oppure quelle realizzate con gradini di pietra a sbalzo, sia per le insufficienti dimensioni dei gradini, sia per l'insufficiente spessore delle murature nelle quali questi sono inseriti.

È infine opportuno verificare la sicurezza dei parapetti, spesso inaspettatamente poco resistenti.

– Realizzazione di giunti sismici

La realizzazione di giunti sismici in edifici esistenti di muratura, specie se in aggregato, risulta tecnicamente problematica e deve essere attentamente valutata perché può produrre effetti negativi nei confronti dell'equilibrio statico delle diverse parti coinvolte.

– Interventi in fondazione

I cedimenti in fondazione di un edificio sono generalmente fenomeni che si manifestano lentamente, se non sono prodotti da repentine alterazioni del suolo (ad es. variazioni del regime idrico per perdite di tubazioni e fognature, nuove costruzioni

contigue, rilevati o scavi vicini). Negli edifici esistenti le insufficienze fondali sono pertanto messe in luce, nella maggior parte dei casi, grazie alla presenza di quadri fessurativi e deformativi che possono essere individuati nella fase di rilievo. Per una prima valutazione dell'efficacia di un sistema fondale di un edificio esistente è pertanto fondamentale un accurato rilievo dei quadri fessurativi e dei dissesti, nonché comprendere se il fenomeno si è ormai arrestato mediante lo studio dell'evoluzione storica di tali fenomeni.

Per quanto riguarda gli effetti dei terremoti, se si escludono casi di pendii instabili e fenomeni di liquefazione dei terreni, è raro che i dissesti siano legati a insufficienze fondali. In ogni caso la conoscenza del sistema fondale e l'identificazione delle manifestazioni di dissesto precedenti all'evento sismico è funzionale per la valutazione della capacità resistente post sisma.

Nel caso in cui la fondazione poggi su terreni dalle caratteristiche geomeccaniche inadeguate al trasferimento dei carichi, o nel caso in cui si siano manifestati dissesti attribuibili al sistema fondale o siano stati effettuati interventi che modifichino i carichi alla base, occorre procedere alla verifica e all'eventuale consolidamento delle fondazioni. Gli interventi sono di massima classificabili nelle seguenti tipologie.

Allargamento della fondazione mediante cordoli o platee in c.a. L'intervento va realizzato in modo tale da far collaborare adeguatamente le fondazioni esistenti con le nuove, curando in particolare la connessione fra nuova e vecchia fondazione. A tale scopo, deve essere realizzato un collegamento rigido (travi in c.a., traversi in acciaio di idonea rigidità, barre post-tese che garantiscono una trasmissione per attrito) in grado di trasferire parte dei carichi provenienti dalla sovrastruttura ai nuovi elementi. In presenza di possibili cedimenti differenziali della fondazione è opportuno valutarne gli effetti sull'intero fabbricato.

Consolidamento dei terreni di fondazione. Gli interventi di consolidamento dei terreni possono essere effettuati mediante iniezioni di miscele cementizie, resine (ad es. poliuretani che si espandono nel terreno) o altre sostanze chimiche.

Inserimento di sottofondazioni profonde (micropali, pali radice). Nel caso di cedimenti che interessino singole porzioni di fabbricato, è consigliabile valutare la possibilità che si verifichino assestamenti differenziali, legati alla nuova configurazione. Si deve prevedere un'ideale struttura di collegamento tra micropali e muratura esistente (ad es. un cordolo armato rigidamente connesso alla muratura). I collegamenti diretti tra i pali e le fondazioni esistenti devono essere considerati con particolare prudenza per il rischio di danneggiamento del manufatto con riduzione della capacità portante delle fondazioni esistenti.

Nelle situazioni in cui, nell'eventualità di un sisma, si ritiene possibile l'attivazione di fenomeni d'instabilità del pendio, il problema va normalmente affrontato agendo direttamente sul terreno e non a livello delle sole strutture di fondazione.

Una delle cause più ricorrenti dei cedimenti fondali è quella di alterazione del regime delle acque del sottosuolo; nel caso di dissesti imputabili a tale fenomeno, è pertanto opportuno valutare attentamente le cause che hanno determinato l'alterazione del regime delle acque del sottosuolo.

C8.7.4.2 CRITERI PER GLI INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO DEGLI EDIFICI IN CALCESTRUZZO

Nel presente Capitolo si forniscono criteri generali per gli interventi di consolidamento degli edifici in calcestruzzo armato, insieme ai relativi modelli di capacità, con riferimento ad alcune tecniche usualmente utilizzate. I criteri e le tecniche di seguito riportati sono indicativi e non esaustivi; non si esclude pertanto l'impiego di tecniche di intervento non citate, metodologie innovative o soluzioni particolari che il progettista individui come adeguate al caso specifico.

C8.7.4.2.1 Incamiciatura in c.a.

A pilastri o pareti possono essere applicate camicie di c.a. per conseguire tutti o alcuni dei seguenti obiettivi:

- aumento della capacità portante verticale;
- aumento della resistenza a flessione e/o taglio;
- aumento della capacità in termini di deformazione;
- miglioramento dell'efficienza delle giunzioni per sovrapposizione.

Lo spessore delle "camicie" deve essere tale da consentire il posizionamento di armature longitudinali e trasversali e la realizzazione di uno spessore del copriferro adeguato.

Ai fini della valutazione della resistenza e della deformabilità di elementi incamiciati sono accettabili le seguenti ipotesi semplificative:

- l'elemento incamiciato si comporta monoliticamente, con piena aderenza tra il calcestruzzo vecchio e il nuovo;
- il carico assiale si considera applicato alla sola porzione preesistente dell'elemento per i soli carichi permanenti, all'intera sezione incamiciata per i carichi variabili e per le azioni sismiche;
- le proprietà meccaniche del calcestruzzo della camicia si considerano estese all'intera sezione se le differenze fra i due materiali non sono eccessive.

I valori della capacità da adottare nelle verifiche sono quelli calcolati con riferimento alla intera sezione incamiciata nelle ipotesi semplificative su indicate ridotte secondo le espressioni seguenti:

- capacità in termini di resistenza a taglio:

$$\tilde{V}_R = 0.9V_R \quad [C8.7.4.1]$$

- capacità in termini di resistenza a flessione:

$$\tilde{M}_y = 0.9M_y \quad [C8.7.4.2]$$

- capacità in termini di deformabilità allo snervamento:

$$\tilde{\theta}_y = 0.9\theta_y \quad [C8.7.4.3]$$

- capacità in termini di deformabilità ultima:

$$\tilde{\theta}_u = \theta_u \quad [C8.7.4.4]$$

I valori da impiegare per le resistenze dei materiali sono:

- a) per l'acciaio delle strutture esistenti, la resistenza ottenuta come media tra le prove eseguite in sito e quanto ricavato da fonti aggiuntive di informazione, divisa per il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto e, solo nel calcolo di \tilde{V}_R , divisa anche per il coefficiente parziale;
- b) per i materiali aggiunti, calcestruzzo ed acciaio, la resistenza di progetto.

I valori da impiegare per le resistenze dei materiali nel calcolo del valore della capacità in termini di resistenza a flessione \tilde{M}_y , da usare per la valutazione della sollecitazione di taglio agente su elementi/meccanismi fragili sono:

- c) per l'acciaio delle strutture esistenti, la resistenza ottenuta come media tra le prove eseguite in sito e da fonti aggiuntive di informazione moltiplicata per il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto;
- d) per i materiali aggiunti, calcestruzzo ed acciaio, il valore caratteristico della resistenza.

C8.7.4.2.2 Incamiciatura in acciaio

Camicie in acciaio possono essere applicate principalmente a pilastri o pareti per conseguire tutti o alcuni dei seguenti obiettivi:

- aumento della capacità in termini di resistenza a taglio;
- aumento della capacità in termini di deformazione;
- miglioramento dell'efficienza delle giunzioni per sovrapposizione.
- aumento della capacità portante verticale (effetto del confinamento, espressione (8.7.4.6)).

Le camicie di acciaio applicate a pilastri rettangolari sono generalmente costituite da quattro profili angolari sui quali vengono saldate piastre continue in acciaio o bande di dimensioni ed interasse adeguati, oppure sono avvolti nastri in acciaio opportunamente dimensionati. I profili angolari devono essere resi solidali al calcestruzzo esistente attraverso idonei dispositivi (costituiti ad esempio da tasselli metallici).

Aumento della resistenza a taglio

Il contributo della camicia alla capacità in termini di resistenza a taglio può essere considerato aggiuntivo alla resistenza preesistente purché la camicia rimanga interamente in campo elastico. Tale condizione è necessaria affinché essa limiti l'ampiezza delle fessure e assicuri l'integrità del conglomerato, consentendo il funzionamento del meccanismo resistente dell'elemento preesistente.

Se la tensione nella camicia è limitata al 50% del valore di snervamento l'espressione della resistenza a taglio aggiuntiva V_j offerta dalla camicia vale:

$$V_j = 0.5 \frac{2t_j}{s} b f_{yw} 0.9d \cot \theta \quad [C8.7.4.5]$$

nella quale d , t_j , b e s sono rispettivamente l'altezza utile della sezione trasversale dell'elemento incamiciato, lo spessore, la larghezza e interasse delle bande ($b/s=1$ nel caso di camicie continue), e f_{yw} è la resistenza di calcolo a snervamento dell'acciaio, θ è l'inclinazione delle fessure per taglio.

Azione di confinamento

L'effetto di confinamento di una camicia di acciaio si valuta, come per le staffe, con riferimento alla percentuale geometrica di armatura presente in ciascuna delle direzioni trasversali.

Per le proprietà del calcestruzzo confinato possono essere impiegate espressioni di comprovata validità, come ad esempio le seguenti:

per la resistenza del calcestruzzo confinato:

$$f_{cc} = f_c \left[1 + 3,7 \left(\frac{0,5 \alpha_n \alpha_s \rho_s f_y}{f_c} \right)^{0,86} \right] \quad [C8.7.4.6]$$

dove ρ_s è il rapporto volumetrico di armatura trasversale, pari a $\rho_s = 2 (b+h) t_s / (b h)$ nel caso di camicie continue (t_s = spessore della camicia, b e h = dimensioni della sezione) e pari a $\rho_s = 2 A_s (b+h) / (b h s)$ nel caso di bande discontinue (A_s = area trasversale della banda, s = passo delle bande), α_n ed α_s sono, rispettivamente, i fattori di efficienza del confinamento nella sezione e lungo l'elemento, dati da:

$$\alpha_n = 1 - \frac{(b-2R)^2 + (h-2R)^2}{3bh} \quad [C8.7.4.7a]$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s-hs}{2b}\right) \left(1 - \frac{s-hs}{2h}\right) \quad [C8.7.4.7b]$$

dove R è il raggio di arrotondamento (eventuale) degli spigoli della sezione (in presenza di angolari R può essere assunto pari al minore tra la lunghezza del lato degli angolari e 5 volte lo spessore degli stessi), b , h sono le dimensioni della sezione e h_s è l'altezza delle bande discontinue (se la camicia è continua si assume $h_s=s$).

- per la deformazione ultima del calcestruzzo confinato:

$$\varepsilon_{cu} = 0,0035 + 0,5 \frac{0,5 \alpha_n \alpha_s \rho_s f_y}{f_{cc}} \quad [C8.7.4.8]$$

Nelle due equazioni precedenti i valori da impiegare per le resistenze dei materiali sono:

- per il calcestruzzo esistente, la resistenza ottenuta come media delle prove eseguite in sito e da fonti aggiuntive di informazione, divisa per il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto;
- per l'acciaio della camicia, la resistenza di calcolo.

Le camicie di acciaio possono fornire un'efficace azione di "serraggio" nelle zone di giunzione per aderenza. Per ottenere questo risultato occorre che:

- la camicia si prolunghi oltre la zona di sovrapposizione per una lunghezza pari almeno al 50% della lunghezza della zona di sovrapposizione;
- nella zona di sovrapposizione la camicia sia mantenuta aderente in pressione contro le facce dell'elemento mediante almeno due file di bulloni ad alta resistenza;
- nel caso in cui la sovrapposizione sia alla base del pilastro, le file di bulloni siano disposte una alla sommità della zona di sovrapposizione, l'altra ad un terzo dell'altezza di tale zona misurata a partire dalla base.

C8.7.4.2.3 Placcatura e fasciatura in materiali compositi

L'uso di idonei materiali compositi (o altri materiali resistenti a trazione) nel rinforzo sismico di elementi di c.a. è finalizzato a conseguire i seguenti obiettivi:

- aumento della resistenza a taglio di pilastri, travi, nodi trave-pilastro e pareti mediante applicazione di fasce con le fibre disposte secondo la direzione delle staffe;
- aumento della resistenza nelle parti terminali di travi e pilastri mediante applicazione di fasce con le fibre disposte secondo la direzione delle barre longitudinali ed opportunamente ancorate, purché si garantisca l'efficacia dell'ancoraggio nel tempo
- un aumento della duttilità degli elementi monodimensionali, per effetto dell'azione di confinamento passivo esercitata dalle fasce con le fibre disposte secondo la direzione delle staffe.

Ai fini delle verifiche di sicurezza degli elementi rafforzati con materiali compositi si possono adottare documenti di comprovata validità.

C8.7.5 ELABORATI DEL PROGETTO DELL'INTERVENTO

Di seguito è riportato, come promemoria, un elenco più dettagliato del contenuto degli elaborati necessari per illustrare i progetti relativamente al punto (a) dell'elenco presente al § 8.7.5 delle NTC:

- analisi storico critica;
- rilievo completo della geometria;
- rilievo dei sintomi di dissesto, dei quadri fessurativi e dei fenomeni di degrado;
- identificazione dei materiali, dei dettagli strutturali e delle tecniche costruttive;
- identificazione dei dissesti manifestatisi nel tempo e delle relative cause;

- identificazione delle trasformazioni subite dal fabbricato;
- identificazione delle criticità statiche e sismiche di elementi non strettamente strutturali;
- analisi della struttura nella situazione attuale;
- identificazione delle carenze e indicazione del livello di azione sismica per il quale si ritiene venga raggiunto lo SLU(e SLE se richiesto).

Gli elaborati sopra elencati sono da considerare necessari anche per le valutazioni della sicurezza richieste al § 8.3 in assenza di interventi. In tal caso, in una specifica relazione devono essere indicati i presupposti delle valutazioni effettuate, i risultati, le eventuali criticità esistenti, anche di elementi non pensati per svolgere funzioni strutturali, e le eventuali conseguenze sull'utilizzo dei fabbricati, anche con riferimento ai parametri ζ introdotti al § 8.3.

Per un'esauriva documentazione relativa al punto (f), ovvero per una completa comprensione dei risultati attesi con l'intervento in progetto, è necessario che sia ugualmente redatta una relazione nella quale si illustrano i miglioramenti attesi, le criticità e le eventuali conseguenze sull'utilizzo delle costruzioni in esame, anche con riferimento ai parametri ζ introdotti al § 8.3.

Per gli interventi di riparazione e rafforzamento locale, le analisi strutturali possono essere limitate alla sola parte oggetto dell'intervento, valutando in ogni caso le eventuali conseguenze sul complesso del fabbricato.

C8.7.6 INDICAZIONI AGGIUNTIVE PER GLI ELEMENTI NON STRUTTURALI E GLI IMPIANTI SOGGETTI AD AZIONI SISMICHE

I danni causati dal terremoto ai componenti e ai sistemi non strutturali possono essere significativi. Ai notevoli miglioramenti nella concezione sismica dei sistemi strutturali resistenti non sono corrisposti significativi progressi nell'ambito dell'ancoraggio e del controventamento dei componenti e dei sistemi non strutturali, che spesso hanno subito danni estesi, anche nel caso di terremoti di modesta intensità. D'altro canto, i danni sismici di componenti non strutturali e impianti possono essere tali da rendere la struttura inutilizzabile per un periodo di tempo anche molto lungo, con conseguenze notevoli, in particolare per le strutture strategiche.

Le NTC, ai §§ 7.2.3 e 7.2.4, contengono prescrizioni esplicite per la progettazione di sistemi e componenti non strutturali.

C8.7.6.1 INDIVIDUAZIONE DEI COMPONENTI NON STRUTTURALI CHE RICHIEDONO UNA VALUTAZIONE SISMICA

La scelta dei componenti non strutturali da sottoporre ad una valutazione sismica si basa sulle seguenti considerazioni:

- la pericolosità sismica,
- la vulnerabilità sismica del componente,
- l'importanza del componente per la funzionalità nel periodo post-terremoto,
- il costo e il grado di interruzione dei servizi necessari per adeguare o ancorare il componente.

C8.7.6.2 CRITERI DI PROGETTAZIONE E AZIONI DI VERIFICA

In assenza di valutazioni più dettagliate, le sollecitazioni agenti sui componenti non strutturali possono essere calcolate in base ai §§ 7.2.3 e 7.2.4 delle NTC. Possibili formulazioni per la valutazione dell'azione sismica agente su un componente non strutturale è proposta al § C7.2.3 (spettri di piano).

E' possibile altresì valutare l'azione sismica agente su un componente non strutturale utilizzando direttamente i risultati delle analisi dinamiche incrementali determinando, ad esempio, la massima accelerazione o gli spettri di risposta in corrispondenza di ciascun piano. In tal caso occorre fare attenzione alla selezione degli accelerogrammi, che devono essere compatibili con lo spettro di progetto, e ai possibili effetti sfavorevoli sulla risposta dell'edificio causati da componenti non strutturali, come ad esempio i tamponamenti. Si raccomanda infine di utilizzare l'involuppo di più analisi dinamiche.

C8.7.6.3 RACCOMANDAZIONI AGGIUNTIVE PER LA LIMITAZIONE DEL RISCHIO DI FUORIUSCITE INCONTROLLATE DI GAS A CAUSA DEL SISMA

Esistono diverse alternative per migliorare le condizioni di sicurezza sismica degli impianti di gas, in ottemperanza a quanto richiesto dal § 7.2.4 delle NTC. La Tabella C8.7.6.3.II descrive queste alternative, basate sul miglioramento dell'integrità degli impianti o delle strutture o sull'utilizzo di dispositivi per la limitazione del flusso di gas. Ogni alternativa presenta vantaggi e svantaggi, in relazione a costi di realizzazione, livello di miglioramento della sicurezza, benefici collaterali per emergenze non sismiche. La scelta della opzione migliore andrà, quindi, condotta caso per caso.

Per limitare questo rischio l'opzione più efficace, ed in generale priva di controindicazioni, consiste nella messa in atto di opportuni controventamenti e vincoli sismici degli impianti e delle apparecchiature, ai quali si è fatto cenno nei paragrafi precedenti.

Per le valvole ad attivazione automatica, i criteri per l'accettazione e per il controllo sono disciplinate dalle norme di settore, che potranno essere basate su standard internazionali esistenti.

La prescrizione di cui al § 7.2.4 delle NTC, relativa al passaggio dal terreno alla costruzione dei tubi per la fornitura del gas, evidenzia il problema che può derivare dagli assestamenti del terreno in prossimità delle fondazioni e dei danni che questi cedimenti possono produrre sulle tubature.

Sono da esaminare, inoltre, quei casi in cui le tubature possono subire distorsioni significative a causa del moto sismico relativo tra i punti di vincolo delle stesse alla struttura. Questa circostanza si verifica, in particolare, negli edifici dotati di sistemi di isolamento alla base, nelle zone di passaggio tra basamento ed elevazione. Si può verificare anche quando le tubature attraversano giunti strutturali tra corpi diversi quando non sono adottati accorgimenti che evitino i danni conseguenti agli spostamenti differenziali.

Tabella C8.7.6.3.I - Raccomandazioni per la valutazione e l'adeguamento di componenti non strutturali esistenti e per l'ancoraggio di componenti non strutturali di nuova installazione al variare della zona sismica

Componente	Vulnerabilità ⁵	Importanza	Costo & interruzione per l'adeguamento	Valutazione / adeguamento se esistenti nelle zone ⁶				Ancoraggi se nuovi nelle zone ^{7,8}			
				1	2	3	4	1	2	3	4
<i>Gas per uso medico</i>											
Serbatoi di ossigeno	Alta	Alta	Basso	1	2	3		1	2	3	4
Bombole di azoto	Molto alta	Alta	Molto basso	1	2	3	4	1	2	3	4
<i>Impianto elettrico d'emergenza</i>											
Batterie per la corrente elettrica d'emergenza	Molto alta	Alta	Molto basso	1	2	3	4	1	2	3	4
Generatore della elettrico d'emergenza	Alta	Alta	Basso	1	2	3		1	2	3	4
Batterie per i generatori di corrente elettrica d'emergenza	Media	Alta	Molto basso	1	2	3		1	2	3	
<i>Ascensori</i>											
Guide dell'ascensore	Molto alta	Alta	Medio-alto	1	2			1	2	3	4
Motori e generatori dell'ascensore	Medio-alta	Alta	Medio	1				1	2	3	
Pannelli elettrici e di controllo dell'ascensore	Variabile	Alta	Basso	1	2			1	2	3	
<i>Apparecchiature per la comunicazione</i>											
Computer e schermi nei "call centers" d'emergenza	Medio-alta	Medio-alta	Molto basso	1	2	3		1	2	3	4
Armadietti non ancorati che supportano le apparecchiature telefoniche per i "call centers" d'emergenza	Alta	Alta	Basso	1	2	3		1	2	3	4
Interruttori e pannelli da muro dell'impianto telefonico dei "call centers" d'emergenza	Bassa	Alta	Medio					1	2	3	
<i>Apparecchiature e rifornimenti medici</i>											
Scaffali per stoccaggio di medicinali e altri importanti materiali medici di scorta	Alta	Alta	Basso	1	2			1	2	3	
Apparecchiature mediche	Variabile	Alta	Variabile	1	2			1	2	3	
<i>Componenti fissati al pavimento o sul tetto⁽⁴⁾</i>											
Caldaie	Media	Medio-alta	Basso	1	2			1	2	3	
Cabine contenenti i trasformatori elettrici	Bassa	Alta	Medio-basso	1				1	2	3	
Tipici componenti da installarsi sul pavimento o sul tetto montati su isolatori per le	Medio-alta	Media	Medio-basso	1	2			1	2	3	

⁵La vulnerabilità è quella assunta per alta sismicità.

⁶Le raccomandazioni si basano sulle osservazioni dei danni dei terremoti passati e sull'ipotesi di vulnerabilità, importanza e costi di adeguamento per sistemi tipici.

⁷La colonna "Ancoraggi se nuovi nelle zone" riguarda i componenti o i sistemi di nuova installazione in edifici sia nuovi che esistenti.

⁸Per i componenti fissati sul pavimento o sul tetto il rapporto di ribaltamento è pari h_c / x_{\min} , dove h_c è l'altezza del baricentro del componente sopra la sua base, e x_{\min} è la distanza orizzontale più breve dal baricentro al bordo della base del componente.

Componente	Vulnerabilità ⁵	Importanza	Costo & interruzione per l'adeguamento	Valutazione / adeguamento se esistenti nelle zone ⁶				Ancoraggi se nuovi nelle zone ^{7,8}					
				1	2	3	4	1	2	3	4		
vibrazioni													
Tipici componenti o serbatoi fissati al pavimento o installati sul tetto con un rapporto di ribaltamento >1.6, componenti soggetti al ribaltamento	Alta	Media	Basso	1	2			1	2	3			
Tipici componenti o serbatoi fissati al pavimento o installati sul tetto con un rapporto di ribaltamento tra 1 e 1.6.	Media	Media	Basso	1	2			1	2	3			
Tipici componenti o serbatoi fissati al pavimento o installati sul tetto con un rapporto di ribaltamento < 1	Media	Media	Basso	1	2			1	2				
Pedane d'appoggio	Medio-bassa	Variabile	Medio-alto					1	2				
Sistemi di distribuzione													
Tubature sospese nei sistemi critici con un diametro nominale >200 mm e su attacchi lunghi più di 500 mm	Media	Alta	Medio	1	2			1	2	3			
Tubature sospese di diametro nominale >100 mm e attacchi lunghi più di 300 mm	Medio-bassa	Medio-alta	Medio					1	2				
Condotto per gli impianti di riscaldamento, ventilazione, e condizionamento d'aria	Bassa	Medio-alta	Medio					1					
Componenti dell'impianto elettrico come condotti contenenti i cavi e piattaforme di sostegno dei condotti per la distribuzione dell'energia elettrica	Bassa	Alta	Medio					1					
Componenti architettonici													
Soffitto sospeso o a pannelli	Bassa	Medio-bassa	Medio					1					
Lampadari su controsoffitti	Bassa	Media	Medio-basso	1				1	2				
Tamponamenti interni non armati in muratura	Media	Media	Molto alto					1	2				
Muri esterni di mattoni non rinforzati	Media	Media	Molto alto					1	2				
Sostanze Pericolose													
Tamponamenti e altri componenti in aree con materiale biologico o infettivo	Variabile	Alta	Variabile	1	2	3	4	1	2	3	4		
Aree con stoccaggio o uso di materiale pericolosi di tipo chimico, nucleare o biologico	Variabile	Alta	Variabile	1	2	3	4	1	2	3	4		

Tabella C8.7.6.3.II - Possibili alternative per la limitazione del rischio di fuoriuscite di gas sotto azioni sismiche

Criterio di confronto	Valvole ad attivazione manuale	Valvole sismiche ad attivazione automatica	Valvole ad eccesso di flusso (installazione al contatore)	Valvole ad eccesso di flusso (installazione all'apparecchio)	Sensori di metano	Sistemi ibridi
Principio di funzionamento	Sono installate dal fornitore in corrispondenza	Interrompono automaticamente il flusso del gas	Interrompono automaticamente il flusso di gas se un	Interrompono automaticamente il flusso di gas se un	Individuano la elevata concentrazione di	Sistema modulare costituito da una unità centrale di

Critero di confronto	Valvole ad attivazione manuale	Valvole sismiche ad attivazione automatica	Valvole ad eccesso di flusso (installazione al contatore)	Valvole ad eccesso di flusso (installazione all'apparecchio)	Sensori di metano	Sistemi ibridi
	di ogni contatore	quando avvertono una eccitazione sismica al di sopra di una soglia di taratura	danno provoca, a valle del dispositivo, una perdita di entità superiore ad una soglia di taratura	danno provoca, a valle del dispositivo, una perdita di entità superiore ad una soglia di taratura	gas metano e producono un segnale di allarme	controllo, sensori, dispositivi di controllo e di allarme
Requisiti di installazione e manutenzione	Nessuno, in quanto già previste come parte dell'impianto	Installazione da parte di personale qualificato	Installazione da parte di personale qualificato. Devono essere dimensionate per uno specifico carico di lavoro dell'impianto e adeguate in caso di modifiche dell'impianto.	Installazione anche da parte dell'utente. Devono essere dimensionate per uno specifico carico di lavoro dell'apparecchio e adeguate in caso di modifiche dell'apparecchio	Installazione anche da parte dell'utente.	Di solito installazione da parte di personale qualificato (se in associazione con dispositivi di intercettazione automatica)
Benefici	Presenti in ogni impianto. Istruzioni per il loro utilizzo di solito sono presenti nelle informazioni divulgate dal fornitore	Interrompono il flusso quando il livello di eccitazione potrebbe essere sufficiente a danneggiare le tubature del gas. Devono essere certificate in base ad uno standard	Interrompono il flusso solo quando si verificano condizioni di pericolo dovute ad una perdita di gas. Devono essere certificate in base ad uno standard	Interrompono il flusso solo quando si verificano condizioni di pericolo dovute ad una perdita di gas. Devono essere certificate in base ad uno standard	Avvisano l'utente quando si verifica una situazione potenzialmente pericolosa, lasciandogli la scelta su come intervenire.	Sono modulari e possono essere personalizzati per varie esigenze. Ogni modulo è dotato di funzioni specifiche.
Possibili inconvenienti	Possono essere utilizzate solo se qualcuno è presente, conosce la localizzazione delle valvole e (se richiesta) dispone dell'apposita chiave per la chiusura della valvola	Si può interrompere il flusso di gas anche se non si verificano condizioni realmente pericolose. Le scosse successive alla prima possono causare l'interruzione del gas anche dopo il ripristino della fornitura. Potrebbero essere attivate da vibrazioni non causate da terremoti.	Non interrompono il flusso di gas se la perdita è al di sotto della soglia di taratura, anche se si sono verificate condizioni di pericolo. Potrebbero non attivarsi se il carico di lavoro dell'impianto si modifica e le valvole non vengono adeguate.	Non fornisce protezione per i danni a monte del dispositivo. Non interrompono il flusso di gas se la perdita è al di sotto della soglia di taratura, anche se si sono verificate condizioni di pericolo. Potrebbero non attivarsi se il carico di lavoro dell'impianto si modifica e le valvole non vengono adeguate.	È necessario che l'utente sia presente per udire il segnale di allarme e porre in essere le misure necessarie. Si potrebbe verificare un allarme a causa di vapori diversi dal gas metano.	
Altri aspetti	Le operazioni sulla valvola potrebbero essere difficili quando questa fosse bloccata, oppure impossibili per utenti disabili, feriti o anziani	Installazioni diffuse sul territorio potrebbero causare interruzioni generalizzate di forniture e ritardi nel ripristino. Eventuale necessità nel post-terremoto di usare il gas per rendere potabile l'acqua. Non sono sensibili ai	Disponibili con o senza bypass (consentono il ripristino automatico). Non sono sensibili allo scuotimento sismico.	Disponibili con o senza bypass (consentono il ripristino automatico). Devono essere efficaci per ogni apparecchio. Non sono sensibili allo scuotimento sismico.		

Critero di confronto	Valvole ad attivazione manuale	Valvole sismiche ad attivazione automatica	Valvole ad eccesso di flusso (istallazione al contatore)	Valvole ad eccesso di flusso (istallazione all'apparecchio)	Sensori di metano	Sistemi ibridi
		cambiamenti di flusso o di pressione.				

C8.8 INDICAZIONI AGGIUNTIVE RELATIVE AI PONTI ESISTENTI

I paragrafi che seguono non hanno corrispondenza nelle NTC, essi comunque forniscono utili indicazioni per la valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sui ponti esistenti.

In merito alla compatibilità idraulica si fa riferimento alle indicazioni riportate, per i ponti esistenti, ai §§ 5.1.2.3 delle NTC e C5.1.2.3.

C8.8.1 AZIONE SISMICA

Si fa riferimento a quanto previsto nel § 3 delle NTC.

C8.8.2 CRITERI GENERALI

Le disposizioni di carattere generale richiamate nel § 8.2 delle NTC nel caso dei ponti sono contenute nei: § 7.2; § 7.9.2; § 7.10.2. Qualora non sia possibile rispettare le indicazioni inerenti la "distanza tra costruzioni contigue" e gli "spostamenti relativi in appoggi mobili" occorre porre in essere idonei accorgimenti finalizzati a minimizzarne le conseguenze.

Con riferimento ai ponti gli esiti delle verifiche devono permettere di stabilire quali provvedimenti adottare affinché l'uso della struttura possa essere conforme ai criteri di sicurezza delle NTC ed alle norme funzionali e di sicurezza dell'esercizio.

C8.8.3 LIVELLO DI CONOSCENZA E FATTORE DI CONFIDENZA

Occorre disporre dei valori di tutte le grandezze geometriche e meccaniche che consentono una verifica del tipo indicato al § C8.8.5.

C8.8.4 MODELLO STRUTTURALE

Valgono le indicazioni al Capitolo 7 delle NTC, con particolare riferimento alla corretta rappresentazione della rigidità.

I valori delle caratteristiche dei materiali da utilizzare nel modello sono i valori medi derivanti dalla documentazione disponibile e dalle ulteriori indagini effettuate.

C8.8.5 METODI DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA

Le verifiche di sicurezza comportano l'esecuzione di un'analisi strutturale, di tipo lineare oppure non lineare, e di successive verifiche di resistenza e/o di deformabilità di tutti gli elementi critici dell'opera.

La valutazione della sicurezza può essere limitata alle sole strutture di elevazione solo nel caso in cui non sussistano le condizioni di cui al sesto capoverso del § 8.3 delle NTC.

Per quanto riguarda i metodi di analisi, con riferimento alle raccomandazioni del Capitolo 7 delle NTC valgono per i ponti esistenti le seguenti precisazioni.

C8.8.5.1 ANALISI LINEARE STATICA

Si adottano le regole introdotte con riferimento agli edifici esistenti, di cui al § C8.7.2.2.1, per l'analisi con spettro elastico ($q=1$) e l'analisi con spettro di progetto ($q>1$).

C8.8.5.2 ANALISI LINEARE DINAMICA

Si adottano le regole introdotte con riferimento agli edifici esistenti, di cui al § C8.7.2.2.2, per l'analisi con spettro elastico ($q=1$) e l'analisi con spettro di progetto ($q>1$). Occorre altresì soddisfare i requisiti con riferimento ai ponti di nuova realizzazione al § 7.9.4.1.

C8.8.5.3 ANALISI NON LINEARE STATICA

Il metodo, nella sua versione più semplice, consiste nell'applicazione alla struttura di un sistema di forze statiche di intensità crescente fino al raggiungimento della capacità massima in termini di resistenza o di deformabilità. La struttura viene ridotta ad un sistema bilineare equivalente ad un grado di libertà. La domanda di spostamento al periodo dell'oscillatore equivalente T si ottiene mediante spettro di risposta inelastico. In assenza di più accurate determinazioni quest'ultimo può essere approssimato con le seguenti espressioni:

$$\begin{cases} S_{Di}(T) = S_{De}(T) & T \geq T_C \\ S_{Di}(T) = \frac{S_{De}(T)}{q} \left[1 + (q-1) \frac{T_C}{T} \right] & T < T_C \end{cases} \quad [\text{C8.8.5.1}]$$

dove:

$$q = mS_e(T) / F_y$$

con

$$m = \sum m_i \Phi_i \quad \text{e} \quad F_y \quad \text{la massa e la resistenza dell'oscillatore equivalente.}$$

La verifica consiste nel controllare che la configurazione della struttura corrispondente alla domanda in spostamento del sistema equivalente produca domande di duttilità compatibili con le rispettive capacità e forze di taglio minori delle rispettive resistenze.

Si distinguono due casi:

- a) *Ponti a travi semplicemente appoggiate.* I ponti costituiti da impalcato semplicemente appoggiati sulle pile sono modellabili in ogni caso come sistemi ad un grado di libertà. In direzione trasversale ciascuna pila costituisce un oscillatore semplice la cui massa m è data dalla somma della massa efficace della pila e della massa dell'impalcato ad essa afferente. In direzione longitudinale si distingue il caso in cui le travate siano in qualche modo vincolate ad avere uno spostamento rigido, da quello in cui ciascun sistema pila-impalcato è indipendente da quelli contigui (su ogni testa-pila un impalcato è vincolato con appoggi fissi e l'altro con appoggi scorrevoli). Nel primo caso l'intero ponte è assimilabile ad un oscillatore semplice di massa m pari alla somma della massa totale dell'impalcato e delle masse efficaci delle pile, e di rigidità pari alla somma della rigidità delle pile in direzione longitudinale. Nel secondo caso ciascuna pila è assimilabile ad un oscillatore semplice come indicato per l'analisi nella direzione trasversale.
- b) *Ponti con impalcato continuo.* La versione più semplice del metodo è applicabile per ponti per i quali la massa corrispondente al primo modo di vibrazione è non inferiore all'80% della massa totale. Quando questa condizione non è soddisfatta occorre considerare più modi fino al raggiungimento di una massa modale pari all'80%. Una possibilità è quella di eseguire ripetutamente il procedimento sopra indicato con riferimento a una singola distribuzione di forze, con le distribuzioni derivanti da ciascuno dei modi considerati e ricavando per ciascun caso la corrispondente risposta in termini di distorsione degli elementi duttili. La risposta complessiva per tali elementi si ottiene quindi con la regola SRSS oppure CQC. Le sollecitazioni agenti negli elementi/meccanismi fragili si ottengono infine mediante condizioni di equilibrio. Per quanto riguarda il punto di controllo da adottare per ciascuna distribuzione di forze, l'esperienza ha mostrato che la scelta più opportuna consiste nell'assumere come punto il nodo avente la massima ampiezza modale.

C8.8.5.4 VERIFICA DEI MECCANISMI DUTTILI

Gli elementi soggetti a presso-flessione sono verificati confrontando la domanda di rotazione rispetto alla corda con la rispettiva capacità.

Le espressioni seguenti forniscono i valori medi della rotazione rispetto alla corda allo snervamento e al collasso:

$$\theta_y(N) = \phi_y(N) \frac{L_s}{3} \quad [\text{C8.8.5.2}]$$

$$\theta_u(N) = \theta_y(N) + [\phi_u(N) - \phi_y(N)] L_p \left(1 - \frac{0.5L_p}{L_s} \right) \quad [\text{C8.8.5.3}]$$

Nelle espressioni riportate $\phi_y(N)$ e $\phi_u(N)$ sono le curvature di snervamento e ultima della sezione trasversale dell'elemento, calcolate mediante una serie di analisi momento-curvatura della stessa effettuate per un numero discreto di valori dello sforzo normale N . Ad ogni livello dello sforzo normale, i valori delle curvature ϕ_y e ϕ_u si ottengono approssimando il diagramma $M - \phi$ con una curva bilineare. La curvatura ultima è quella minima tra la più piccola delle curvature che si ottengono imponendo ai lembi della sezione le deformazioni limite dei materiali, e quella per la quale il momento flettente diminuisce all'85% del valore massimo. Il calcolo delle deformazioni limite viene effettuato per tutti i materiali componenti la sezione dell'elemento adeguato, e cioè acciaio (in trazione) e calcestruzzo (in compressione) delle parti esistenti e di eventuali ampliamenti di sezione. Nel calcolo della deformazione limite del calcestruzzo occorre tenere conto dell'effettivo stato di confinamento. Il limite inferiore per l'acciaio può essere convenzionalmente assunto pari a $\varepsilon_{su} = 0.040$, indipendentemente dalla qualità dell'acciaio. Le lunghezze L_s e L_p sono rispettivamente la lunghezza di taglio e quella della cerniera plastica. In assenza di più accurate determinazioni, quest'ultima può essere assunta pari a $L_p = 0.1L_s$.

Nel caso di verifica allo SLC la capacità di rotazione rispetto alla corda da utilizzare vale:

$$\theta_{SLC} = \frac{1}{\gamma_{el}} \theta_u(N) \quad [C8.8.5.4]$$

con $\gamma_{el} = 1.5$. Nel caso di verifica allo SLV la capacità è pari a $\frac{3}{4}$ di quella per lo SLC.

C8.8.5.5 VERIFICA DEI MECCANISMI FRAGILI

Il valore di verifica della domanda per sollecitazione di taglio è:

- quello fornito dall'analisi, se a entrambe le estremità dell'elemento la distorsione non supera il valore di snervamento (l'elemento è elastico);
- quello equilibrato dai momenti di estremità, limitati al loro valore di snervamento quando risulta $\theta > \theta_y$ per una o entrambe le estremità.

La capacità resistente a taglio deve essere valutata in accordo a modelli di comprovata validità. Ad esempio, può essere la formula seguente che fornisce la resistenza come somma dei contributi del calcestruzzo, dello sforzo normale e delle armature trasversali:

$$V_u = V_c + V_N + V_s \quad V_c = 0.8 A_c k \sqrt{f_c} \quad V_N = N \frac{h-x}{2L_s} \quad V_s = \frac{A_{sw}}{s} f_y z \quad [C8.8.5.5]$$

dove A_c, A_{sw} sono rispettivamente l'area della sezione di calcestruzzo interna alle staffe e quella dell'armatura trasversale, h, x e z l'altezza efficace della sezione, la profondità dell'asse neutro e il braccio delle forze interne, s il passo delle staffe. Il parametro $k = k(\mu_\Delta)$ varia in generale tra 0.29 e 0.1 in funzione della duttilità in spostamento dell'elemento tra 1 e 4) e tiene conto del degrado ciclico del contributo del calcestruzzo alla resistenza a taglio.

Il valore della resistenza a taglio da impiegare nelle verifiche (SLV e SLC) è quello sopra riportato diviso per un coefficiente di sicurezza pari a $\gamma_{el} = 1.25$.

C8.8.6 FONDAZIONI E SPALLE

Per quanto riguarda la verifica delle fondazioni e delle spalle valgono le indicazioni di cui al §7 delle NTC.

C8.8.7 CLASSIFICAZIONE DEGLI INTERVENTI

Le tipologie di intervento sui ponti sono descritte nel § 8.4 delle NTC.

Interventi di riparazione o locali

Purché il numero delle corsie fisiche non sia incrementato, e ove non ricorrano gli estremi per l'esecuzione di interventi di miglioramento o adeguamento, possono rientrare in questa categoria i seguenti interventi:

- Sostituzione dei vincoli, a condizione che ciò non comporti una variazione di rigidità del sistema "pile-vincoli" superiore al 10%.
- Allargamento della piattaforma dedicata all'esercizio principale dell'infrastruttura (al fine di aumentare la superficie carrabile, ovvero la superficie disponibile per il transito ciclo-pedonale). In tal caso le verifiche dell'impalcato devono essere effettuate, in generale, considerando i carichi variabili previsti dalle NTC. E' possibile, con adeguata motivazione e adottando apposite limitazioni d'uso, considerare i carichi variabili previsti nel progetto dell'impalcato originario.
- Sostituzione degli impalcati. Le verifiche dell'impalcato di nuova realizzazione, in generale, devono essere effettuate considerando i carichi da traffico previsti dalle NTC. Per i ponti ferroviari, considerando che tutte le linee ferroviarie esistenti sono classificate secondo i massimi carichi ammessi a circolare, le verifiche dell'impalcato di nuova realizzazione possono essere effettuate adottando i carichi da traffico previsti nel progetto dell'impalcato originario, ovvero utilizzando i carichi relativi alla categoria di linea cui l'opera appartiene.
- La combinazione degli interventi indicati nei punti precedenti, purché essa non determini la necessità di interventi di miglioramento o adeguamento

Interventi di miglioramento

Possono ricadere in questa in questa categoria i seguenti interventi:

- Interventi finalizzati ad accrescere la capacità dell'opera nel suo insieme.
- Interventi finalizzati a mitigare gli effetti dell'azione sismica. Possono rientrare in questa fattispecie anche gli interventi che modificano lo schema statico della travata (ad esempio mediante l'uso di nuovi impalcati a trave continua o mediante la creazione di una catena cinematica tra campate adiacenti) con o senza l'impiego di sistemi di isolamento e/o dissipazione, purché non determinino incremento delle sollecitazioni trasmesse alla sottostruttura.

- La combinazione degli interventi indicati nei punti precedenti, purché essa non determini la necessità di interventi di adeguamento.

Interventi di adeguamento

Per gli interventi di adeguamento conseguiti mediante idonei accorgimenti mirati a mitigare gli effetti dell'azione sismica sull'opera, la valutazione della sicurezza può essere limitata alle sole strutture di elevazione solo nel caso in cui, oltre a non sussistere le condizioni di cui al sesto capoverso del § 8.3 delle NTC, non siano previsti interventi di rinforzo delle strutture originarie in elevazione. Possono rientrare in questa fattispecie gli interventi che modificano lo schema statico della travata (ad esempio mediante l'uso di nuovi impalcati a trave continua o mediante la creazione di una catena cinematica tra campate adiacenti) con o senza l'impiego di sistemi di isolamento e/o dissipazione.

Ove non ricorrano condizioni diverse, gli interventi inerenti l'adeguamento sismico di infrastrutture esistenti progettate e realizzate antecedentemente alla classificazione sismica dell'area su cui insistono o nel rispetto di una normativa tecnica antecedente delle Norme Tecniche possono inquadrarsi nella lettera c) del § 8.4.3, per essi, pertanto, si può assumere $\zeta_E=0,80$.

CAPITOLO C9.

COLLAUDO STATICO

C9.1 PRESCRIZIONI GENERALI

Il Capitolo 9 delle NTC detta le disposizioni per l'esecuzione del collaudo statico ed individua, come oggetto di questa attività, tutte le opere e componenti strutturali, rientranti nel campo di applicazione delle NTC, comprese nel progetto ed eventuali varianti, depositati presso gli organi di controllo secondo le modalità individuate da leggi e norme vigenti.

In generale, il collaudo statico deve essere eseguito in corso d'opera. Ne discende l'importanza da attribuire a questa attività che, di fatto, si svolge in parallelo all'azione del Direttore dei Lavori ed accompagna tutto l'iter della fase realizzativa di una costruzione.

Per svolgere questa attività è fondamentale il possesso, da parte del professionista incaricato, di un'adeguata preparazione e competenza tecnica, in relazione alla tipologia, dimensione, specificità dell'opera da collaudare, unita ad una consapevolezza dell'importanza dell'attività stessa e delle responsabilità connesse.

Il collaudo statico, così inteso, deve essere effettuato per tutte le costruzioni, le opere geotecniche, le opere di protezione ambientale quando presentino componenti rilevanti ai fini strutturali, gli interventi di adeguamento e miglioramento delle costruzioni esistenti di cui al Capitolo 8 delle NTC.

Dovendo il collaudo statico riguardare l'intero contenuto del progetto strutturale, nonché delle relative eventuali varianti depositate presso gli uffici competenti, esso comprende anche una valutazione delle previsioni progettuali relative ad elementi non strutturali - qualora riportati negli elaborati progettuali depositati agli organi di controllo - i quali, come indicato nel Capitolo 7 delle NTC, assumono rilevanza nel comportamento dinamico dell'opera, in termini di incolumità delle persone, danni e funzionalità dell'opera stessa. Il Committente o il Costruttore, nel caso in cui quest'ultimo esegua in proprio la costruzione, possono richiedere al Collaudatore statico l'esecuzione di collaudi statici parziali riguardanti parti completamente indipendenti della struttura, nonché, quando previsto da specifiche disposizioni in materia, collaudi statici provvisori; detti certificati parziali o provvisori potranno consentire l'uso della costruzione o di alcune sue parti, nei limiti espressi dal certificato medesimo.

Il collaudo statico comprende:

- Adempimenti tecnici: volti alla formazione del giudizio del Collaudatore sulla sicurezza e stabilità dell'opera nel suo complesso, includendo le interazioni della struttura con il terreno, le strutture di fondazione, le strutture in elevazione, gli elementi non strutturali - qualora riportati negli elaborati progettuali depositati agli organi di controllo -, nonché sulla rispondenza ai requisiti prestazionali indicati in progetto, con particolare riferimento alla vita nominale, alle classi d'uso, ai periodi di riferimento e alle azioni sulle costruzioni.
- Adempimenti amministrativi: volti ad accertare l'avvenuto rispetto delle procedure tecnico-amministrative previste dalle normative vigenti in materia di strutture.

Il Collaudatore statico è tenuto a verificare la correttezza delle prescrizioni formali e sostanziali della progettazione strutturale in conformità alla normativa vigente di settore.

Il Collaudatore statico, pertanto, è tenuto ad effettuare:

- a) un controllo generale sulla regolarità delle procedure amministrative seguite nelle fasi precedenti; si citano ad esempio: il deposito presso gli uffici tecnici competenti, il rilascio dell'autorizzazione sismica, quando prevista, etc.;
- b) l'ispezione generale dell'opera nelle varie fasi costruttive degli elementi strutturali, con specifico riguardo alle strutture più significative, da confrontare con il progetto depositato di cui al punto a), conservato in cantiere; la ricognizione generale deve avvenire alla presenza del Direttore dei lavori e del rappresentante del Costruttore; per ciascuna visita di ispezione deve essere redatto un apposito verbale controfirmato dagli intervenuti alla visita e trasmesso al Committente; i diversi verbali devono essere poi allegati al Certificato di collaudo statico;
- c) l'esame dei certificati relativi alle prove sui materiali; detto esame deve essere finalizzato a verificare che:
 - il numero dei prelievi effettuati sia coerente con le dimensioni della struttura;
 - il laboratorio che ha emesso i certificati sia in possesso dell'autorizzazione prevista dall'art.59 del D.P.R. n.380/2001;
 - i certificati siano conformi alle relative indicazioni fornite dal Capitolo 11 delle NTC. In particolare occorre verificare: che nel certificato sia chiaramente indicato il cantiere di cui trattasi, che sia riportato il nominativo del Direttore dei lavori, che vi sia la conferma che il Direttore dei lavori ha regolarmente sottoscritto la richiesta di prove al laboratorio, che siano indicati gli estremi dei verbali di prelievo dei campioni;
 - i risultati delle prove rispondano ai criteri di accettazione fissati dalle norme tecniche, in particolare di quelle del Capitolo 11 delle NTC, con le precisazioni di cui al Capitolo C11.
- d) l'acquisizione e l'esame della documentazione di origine relativa a tutti gli eventuali materiali e prodotti, previsti in progetto, soggetti alla qualificazione di cui al Capitolo 11, paragrafo 11.1, punti A), B) e C) delle NTC; in particolare, nel caso di strutture dotate di dispositivi di isolamento sismico e/o di dissipazione, il certificato di collaudo statico deve prevedere l'acquisizione dei relativi documenti di origine, forniti dal produttore e dei certificati relativi:
 - alle prove sui materiali;
 - alla qualificazione dei dispositivi utilizzati;

- alle prove di accettazione in cantiere disposte dal Direttore dei Lavori. In tal caso è fondamentale il controllo della posa in opera dei dispositivi, del rispetto delle tolleranze e delle modalità di posa prescritte in fase di progetto.

Sulla base dell'esito del predetto esame, il Collaudatore statico può prevedere, eventualmente, l'esecuzione di prove complementari, come previsto al § 11.2 delle NTC;

Il Collaudatore statico ha facoltà di disporre l'esecuzione di speciali prove per la caratterizzazione dinamica del sistema di isolamento, atte a verificare il comportamento della costruzione nei riguardi delle azioni di tipo sismico.

- e) l'esame dei verbali delle prove di carico eventualmente fatte eseguire dal Direttore dei Lavori, tanto su strutture in elevazione che in fondazione, controllando la corretta impostazione delle prove in termini di azioni applicate, tensioni e deformazioni attese, strumentazione impiegata per le misure;
- f) l'esame dell'impostazione generale del progetto dell'opera, degli schemi di calcolo utilizzati e delle azioni considerate;
- g) l'esame delle indagini eseguite nelle fasi di progettazione e costruzione in conformità delle vigenti norme; particolare attenzione dovrà essere posta, in tal senso, a verificare la presenza, nella documentazione progettuale, della Relazione geologica (redatta da un Geologo) e della Relazione geotecnica (redatta dal Progettista), verificando che in quest'ultima siano presenti i certificati delle indagini geotecniche – rilasciati da uno dei laboratori di cui all'art.59 del D.P.R. n.380/2001 – posti a base delle scelte progettuali inerenti le fondazioni e le relative verifiche;
- h) la convalida dei documenti di controllo qualità ed il registro delle non-conformità, per quanto di competenza, nel caso in cui l'opera sia eseguita in procedura di garanzia di qualità. Qualora vi siano non conformità irrisolte, il Collaudatore statico deve interrompere le operazioni e non può concludere il collaudo statico. Tale circostanza dovrà essere comunicata dal Collaudatore statico al Responsabile di gestione del Sistema Qualità, al Committente, al Costruttore, al Direttore dei lavori, per l'adozione delle opportune azioni correttive o preventive sul Sistema Qualità ai fini della correzione o prevenzione delle non conformità, secondo le procedure stabilite nel Manuale di gestione del sistema qualità;
- i) l'esame della Relazione a struttura ultimata, redatta dal Direttore dei Lavori, come prescritto dalle vigenti disposizioni di legge.

Il Collaudatore statico può richiedere, quando a propria discrezione lo ritenga necessario, ulteriori accertamenti, studi, indagini, sperimentazioni e ricerche, utili per la formazione di un definitivo convincimento sulla sicurezza, durabilità e collaudabilità dell'opera.

In particolare il Collaudatore statico potrà richiedere di effettuare:

- prove di carico;
- prove sui materiali messi in opera, eseguite secondo le specifiche norme afferenti a ciascun materiale previsto nelle vigenti norme tecniche di settore;
- monitoraggio programmato di grandezze significative del comportamento dell'opera, da proseguire, eventualmente, anche dopo il collaudo della stessa.

Al termine di questo processo il Collaudatore potrà concludere le sue attività rilasciando il Certificato di collaudo statico, nel quale deve attestare esplicitamente la collaudabilità delle strutture.

Qualora il Collaudatore riscontri criticità tali da compromettere le prestazioni dell'opera, esclusa ogni possibilità di risolvere da parte del Committente, del Costruttore, del Direttore dei Lavori e del Progettista - le criticità rilevate, il Collaudatore conclude le proprie attività rilasciando il Certificato riportante la motivata non collaudabilità delle strutture.

I contenuti del Certificato di collaudo statico devono prevedere:

- una relazione sul progetto strutturale, sui documenti esaminati e sulle eventuali attività integrative svolte;
- i verbali delle visite effettuate, con la descrizione delle operazioni svolte;
- la descrizione dell'eventuale programma di monitoraggio, di cui devono essere indicati tempi, modi e finalità, che il Collaudatore stesso ritenga necessario prescrivere al Committente;
- le risultanze del processo relativo alle eventuali prove di carico eseguite, come descritte nel p.to C9.2;
- le eventuali raccomandazioni/prescrizioni al Committente e al Direttore dei Lavori, quando previsto dalle vigenti norme, in ordine alla futura posa in opera di elementi non strutturali e/o impianti, come sopra richiamato e come indicato nel Capitolo 7 delle NTC;
- il giudizio sulla collaudabilità o non collaudabilità delle strutture, anche ai fini della relativa manutenzione.

Per le costruzioni esistenti, il collaudo statico deve essere redatto per gli interventi di adeguamento e miglioramento, applicando i criteri di collaudo statico relativi alle nuove opere, salvo quanto aggiunto, desumibile e/o diversamente indicato nel Capitolo 8 delle NTC e nel Capitolo C8.

Per gli interventi locali nelle costruzioni esistenti, le norme vigenti non prevedono il collaudo statico; è raccomandata comunque la redazione di una Relazione sugli interventi eseguiti, a cura del Direttore dei Lavori.

A richiesta del Committente, nell'ambito della procedura di collaudo statico, può essere effettuata la revisione dei calcoli, da compensarsi a parte.

C9.2 PROVE DI CARICO

Le prove di carico, sia quelle esplicitamente disposte dalle NTC – quando non vi abbia provveduto la Direzione dei Lavori – sia quelle ritenute comunque necessarie dal Collaudatore statico, hanno la finalità di identificare la corrispondenza fra comportamento teorico e sperimentale.

Il programma delle prove richieste dal Collaudatore statico, con l'indicazione delle procedure di carico e delle prestazioni attese (deformazioni, livelli tensionali, reazione dei vincoli, ecc.), deve essere:

- sottoposto al Direttore dei lavori per l'attuazione;
- reso noto al Progettista, perché ne verifichi la compatibilità con il progetto strutturale;
- reso noto al Costruttore per accettazione.

Nel caso di mancata convalida da parte del Progettista o di non accettazione da parte del Costruttore, il Collaudatore statico, con relazione motivata, potrà chiederne l'esecuzione al Direttore dei Lavori, ovvero dichiarare l'opera non collaudabile.

Di questo processo deve essere redatta idonea documentazione attestante gli esiti, anche formali, dei passaggi e delle azioni delle figure sopra richiamate.

Le prove di carico devono essere svolte con le modalità indicate dal Collaudatore statico, mentre la loro materiale attuazione è affidata al Direttore dei lavori, ciascuno assumendone la relativa responsabilità.

Nelle prove si deve tenere conto di quanto indicato nel Capitolo 4 delle NTC per i vari materiali. Per i ponti si deve tenere conto, inoltre, di quanto prescritto ai §§ 5.1 e 5.2 delle NTC ed ai corrispondenti paragrafi della presente Circolare, rispettivamente per i ponti stradali e per quelli ferroviari.

Le prove di carico devono consentire di valutare il comportamento delle opere sotto le azioni di esercizio; a tale scopo deve essere applicata, quando possibile, la combinazione di carichi tale da indurre le sollecitazioni massime di esercizio. A tal fine, deve essere effettuato uno specifico calcolo della struttura o dell'elemento strutturale esaminato, applicando le azioni previste per la prova e determinando quindi lo stato tensionale e deformativo con il quale confrontare i risultati della prova stessa.

In relazione al tipo di struttura ed alla natura dei carichi le prove possono essere convenientemente protratte nel tempo, ovvero ripetute in più cicli.

Esse vanno condotte verificando, durante il loro svolgimento, che:

- le deformazioni si accrescano all'incirca proporzionalmente ai carichi;
- non si producano fratture, fessurazioni, deformazioni o dissesti che compromettano la sicurezza o la conservazione dell'opera;
- la deformazione residua dopo la prima applicazione del carico massimo non superi una quota parte di quella totale commisurata ai prevedibili assestamenti iniziali di tipo anelastico della struttura oggetto della prova. Nel caso invece che tale limite venga superato, prove di carico successive devono indicare che la struttura tenda ad un comportamento elastico;
- la deformazione elastica risulti non maggiore di quella calcolata come sopra indicato.

Il Collaudatore statico dovrà a priori stabilire un congruo numero di prove ovvero di cicli di prova a seconda del componente o della struttura da collaudare.

Le prove statiche, a giudizio del Collaudatore ed in relazione all'importanza dell'opera, possono essere integrate con prove dinamiche che consentano di giudicare il comportamento dell'opera attraverso la risposta dinamica della struttura; le prove di carico dinamiche possono essere anche sostitutive di quelle di tipo statico, in forza della specialità dell'opera e delle condizioni al contorno in cui la prova può essere eseguita.

Il giudizio sull'esito delle prove è responsabilità del Collaudatore statico.

C9.2.1 STRUTTURE PREFABBRICATE

In presenza di strutture prefabbricate poste in opera, fermo restando quanto sopra specificato, devono essere eseguiti idonei controlli atti a verificare la rispondenza dell'opera ai requisiti di progetto. È inoltre fondamentale il controllo della posa degli elementi prefabbricati e del rispetto del progetto per quanto attiene in particolare: le tolleranze ammesse, le disposizioni delle armature integrative, i giunti, il corretto montaggio dei dispositivi di vincolo.

Il giudizio del Collaudatore statico sulla sicurezza dell'opera dovrà essere sempre riferito all'intero organismo strutturale.

C9.2.2 PONTI STRADALI

Oltre a quanto specificato nel precedente § C9.2, il Collaudatore statico deve controllare che le deformazioni sotto i carichi di prova, in termini di spostamenti, rotazioni etc, siano comparabili con quelle previste nel calcolo della struttura effettuato con le azioni di prova; in genere le eventuali deformazioni residue dopo il primo ciclo di carico, determinate come sopra indicato, non dovrebbero risultare superiori al 15% di quelle massime misurate, ovvero successive prove di carico dovrebbero dimostrare che le deformazioni residue tendono ad esaurirsi.

Per i ponti a campata multipla, la prova di carico va eseguita, secondo le modalità precisate nel § C9.2, interessando almeno 1/5 del numero complessivo di campate, arrotondato all'unità superiore.

Per le opere di significativa rilevanza, le prove statiche devono essere integrate con prove dinamiche che misurino la risposta del ponte all'eccitazione dinamica, controllando che il periodo fondamentale sperimentale sia confrontabile con quello previsto in progetto.

C9.2.3 PONTI FERROVIARI

Le prove sui ponti ferroviari devono essere eseguite sulla base di un piano dettagliato predisposto dal Collaudatore statico con riferimento ai calcoli strutturali ed ai loro esiti.

Oltre a quanto specificato al precedente § C9.2, le prove di carico devono essere effettuate adottando carichi che inducano, di norma, le sollecitazioni di progetto dovute ai carichi mobili verticali nello stato limite di esercizio, in considerazione della disponibilità di mezzi ferroviari ordinari e/o speciali, controllando che le deformazioni residue dopo il primo ciclo di carico, determinate come indicato più sopra, non risultino superiori al 15% di quelle massime misurate, ovvero successive prove di carico dimostrino che le deformazioni residue tendano ad esaurirsi.

Per i ponti a campata multipla, la prova di carico va eseguita, secondo le modalità precisate nel § C9.2, interessando almeno 1/5 del numero complessivo di campate, arrotondato all'unità superiore.

Per le opere di significativa rilevanza, le prove statiche andranno integrate da prove dinamiche che misurino la rispondenza del ponte all'eccitazione dinamica, controllando che il periodo fondamentale sperimentale sia confrontabile con quello previsto in progetto.

C9.2.4 PONTI STRADALI E FERROVIARI CON DISPOSITIVI DI ISOLAMENTO E/O DISSIPAZIONE

Nel collaudo statico di tali strutture è di fondamentale importanza il controllo della posa in opera dei dispositivi, nel rispetto delle tolleranze e delle modalità di posa prescritte dal progetto, nonché la verifica della completa separazione tra sottostruttura e sovrastruttura e tra quest'ultima ed altre strutture adiacenti, con il rigoroso rispetto delle distanze di separazione previste in progetto. Il Collaudatore può disporre l'esecuzione di speciali prove per la caratterizzazione dinamica del sistema di isolamento atte a verificare, nei riguardi di azioni di tipo sismico, che il comportamento della costruzione corrisponda a quello atteso.

CAPITOLO C10.

REDAZIONE DEI PROGETTI STRUTTURALI ESECUTIVI E
DELLE RELAZIONI DI CALCOLO

Le norme di cui al Capitolo 10 delle NTC, disciplinando la redazione dei progetti esecutivi delle strutture, contengono anche criteri guida per il loro esame ed approvazione da parte degli Uffici preposti nonché criteri per la loro verifica e validazione.

Anche per la progettazione geotecnica e per le costruzioni esistenti si applicano i criteri di redazione della progettazione strutturale di cui al Capitolo 10 delle NTC, salvo quanto aggiunto e/o diversamente indicato rispettivamente nei Capitoli 6 e 8 delle NTC e nei Capitoli C6 e C8.

Per la redazione dei progetti degli interventi strutturali di edifici tutelati ai sensi del D.Lgs. 42/2006 si fa riferimento alle specifiche disposizioni del settore, di legge e regolamentari.

C10.1 CARATTERISTICHE GENERALI

La disciplina dei contenuti della progettazione esecutiva strutturale che riguarda, essenzialmente, la redazione della relazione di calcolo e di quelle specialistiche annesse (geologica, geotecnica, sismica ecc.), degli elaborati grafici e dei particolari costruttivi nonché del piano di manutenzione, salvo diverse disposizioni normative di settore, trova riferimento:

- nel T.U. dell'edilizia D.P.R. n. 380/2001 di cui vanno osservate modalità e procedure;
- nel vigente Codice dei contratti pubblici di lavori, servizi e forniture;
- nel decreto relativo ai livelli della progettazione, di cui all'articolo 23, comma 3 del sopra citato Codice.

In ogni caso il progetto deve essere redatto in modo da *"assicurare la perfetta stabilità e sicurezza delle strutture e di evitare qualsiasi pericolo per la pubblica incolumità"* (D.P.R. n. 380/2001 art. 64) ed escludere, per quanto possibile, *"la necessità di variazioni in corso di esecuzione"*.

A tale scopo il § 10.1 delle NTC prescrive che il progetto strutturale, tenuto conto dei riferimenti legislativi sopra richiamati, debba essere informato a caratteri di chiarezza espositiva e di completezza nei contenuti, che definiscano compiutamente l'intervento da realizzare, comprensivo degli aspetti costruttivi e, ove previsti, di montaggio, restando esclusi soltanto i piani operativi di cantiere e i piani di approvvigionamento (ad esempio intesi come distinte dei materiali).

Il progetto strutturale si compone dei seguenti elaborati:

- 1) relazione di calcolo strutturale, comprensiva di una descrizione generale dell'opera, dei criteri generali di analisi e di verifica, nonché degli esiti delle elaborazioni di calcolo;
- 2) relazione sui materiali;
- 3) elaborati grafici, particolari costruttivi;
- 4) piano di manutenzione della parte strutturale dell'opera;
- 5) relazioni specialistiche sui risultati sperimentali forniti dalle indagini eseguite.

La progettazione esecutiva delle strutture è effettuata unitamente alla progettazione esecutiva delle opere civili al fine di prevedere ingombri, passaggi, cavedi, sedi, attraversamenti e simili e di definire e ottimizzare le fasi di realizzazione.

I calcoli esecutivi delle strutture e le relative verifiche, nell'osservanza delle normative vigenti, possono essere eseguiti anche mediante utilizzo di programmi informatici, avendo cura in ogni caso di riportare in dettaglio la definizione ed il dimensionamento delle strutture stesse in ogni loro aspetto generale e particolare, in modo da limitare il più possibile la necessità di variazioni in corso d'opera.

Relazione di calcolo strutturale

La relazione di calcolo strutturale deve comprendere almeno:

- l'illustrazione dell'opera nel suo complesso, del suo uso, della sua funzione nonché dei criteri normativi di sicurezza specifici della tipologia della costruzione con i quali la struttura progettata deve risultare compatibile; la definizione delle caratteristiche della costruzione (localizzazione, destinazione e tipologia, dimensioni principali) e delle interferenze, in particolare con le costruzioni esistenti limitrofe; le caratteristiche geomorfologiche e topografiche del sito ove l'opera viene realizzata. Analogamente, nel caso di intervento sull'esistente, non si può prescindere dalla accurata descrizione del sito sul quale ricade l'opera esistente sulla quale si interviene e delle caratteristiche dell'opera stessa;
- le normative di riferimento;
- la descrizione del modello strutturale, correlato con quello geotecnico, ed i criteri generali di analisi e verifica;
- la presentazione e la sintesi dei risultati, preferibilmente anche in forma grafica.

Relazione sui materiali

La relazione sui materiali deve descrivere le caratteristiche dei materiali ed i prodotti per uso strutturale previsti nel progetto, evidenziandone la corrispondenza alle specifiche di progetto ed alle disposizioni delle NTC, in termini di identificazione e qualificazione con riferimento alle prescrizioni contenute nel Capitolo 11 delle NTC.

Atteso che i materiali ed i prodotti di cui è prevista in progetto l'utilizzazione, devono essere poi sottoposti alle procedure ed alle prove sperimentali di accettazione, prescritte nelle NTC, queste devono essere dettagliatamente richiamate nella Relazione sui materiali.

Una opportuna scelta dei materiali e un opportuno dimensionamento delle strutture, comprese le eventuali misure di protezione e manutenzione programmata, sono necessari per garantire la durabilità, definita come conservazione delle caratteristiche fisiche e meccaniche dei materiali e delle strutture; indicare gli accorgimenti adottati ai fini della durabilità è altresì essenziale affinché i livelli di sicurezza previsti vengano mantenuti durante tutta la vita dell'opera.

Elaborati grafici

Gli elaborati grafici del progetto strutturale devono comprendere almeno:

- tutti i disegni che definiscono il progetto architettonico e d'insieme (planimetrie, piante, sezioni delle opere e del terreno con la sua sistemazione, prospetti, ecc.), sui quali va riportata con evidenza l'esatta posizione delle strutture e del loro ingombro, a tutti i livelli comprese le fondazioni rispetto al terreno. Nel caso di interventi previsti su costruzioni esistenti, i disegni devono riportare un dettagliato rilievo delle strutture esistenti sulle quali si interviene;
- la rappresentazione degli elementi predisposti per la ispezione e manutenzione delle strutture;
- tutti i disegni in fondazione ed in elevazione, in scala adeguata, accuratamente quotati della carpenteria delle strutture (piante e sezioni) e degli interventi sulle strutture esistenti, con la precisa indicazione della foronomia prevista per cavedi e passaggio di impianti ed apparecchiature.

In particolare, gli elaborati grafici di insieme (carpenterie, profili e sezioni) da redigere in scala non inferiore ad 1:50, e gli elaborati grafici di dettaglio da redigere in scala non inferiore ad 1:10, devono contenere fra l'altro:

- per le strutture in cemento armato o in cemento armato precompresso: i tracciati dei ferri di armatura con l'indicazione delle sezioni e delle misure parziali e complessive, del copriferro e dell'interferro, nonché i tracciati delle armature per la precompressione; resta esclusa soltanto la compilazione delle distinte di ordinazione a carattere organizzativo di cantiere;
- per le strutture metalliche o lignee o realizzate con altri materiali composti per elementi: tutti i profili e i particolari relativi ai collegamenti, completi nella forma e spessore delle piastre, del numero e posizione di chiodi e bulloni, dello spessore, tipo, posizione e lunghezza delle saldature; resta esclusa soltanto la compilazione dei disegni di officina e delle relative distinte pezzi;
- per le strutture murarie, tutti gli elementi tipologici e dimensionali atti a consentirne l'esecuzione.

Nelle strutture che si identificano con l'intero intervento, quali ponti, viadotti, pontili di attracco, opere di sostegno delle terre e simili, il progetto esecutivo deve essere completo di particolari esecutivi di tutte le opere integrative.

Su ogni elaborato grafico vanno indicati la classe e le caratteristiche del calcestruzzo, il tipo di acciaio o di ogni altro metallo, la tipologia dei solai e le caratteristiche del legno e di ogni materiale e prodotto da impiegarsi.

Particolari costruttivi

I particolari costruttivi vanno definiti, numerati ed indicati sugli elaborati grafici di insieme del progetto strutturale; devono essere progettati in conformità alle indicazioni delle NTC per ogni tipologia di nuova struttura o di intervento sulle costruzioni esistenti; inoltre devono illustrare, a titolo indicativo e non esaustivo:

- ogni tipo di sezione e di nodo con le posizioni delle armature provenienti da qualsiasi direzione;
- i solai;
- le giunzioni degli elementi di carpenteria metallica;
- i dispositivi di ancoraggio dei cavi di precompressione;
- gli apparecchi e i dispositivi di ogni tipo (appoggi, respingenti, isolatori, ecc.);
- l'ancoraggio alla struttura degli elementi predisposti per la ispezione e manutenzione delle strutture;
- i prodotti, in particolare prefabbricati, da impiegarsi, nonché il dettaglio della carpenteria di fori da predisporre per il passaggio di impianti, di apparecchi ecc. con le relative armature metalliche.

Piano di manutenzione della parte strutturale dell'opera

Il piano di manutenzione della parte strutturale dell'opera è il documento complementare al progetto strutturale che ne prevede, pianifica e programma, tenendo conto degli elaborati progettuali esecutivi dell'intera opera, l'attività di manutenzione dell'intervento al fine di mantenerne nel tempo la funzionalità, le caratteristiche di qualità, l'efficienza ed il valore economico.

Il piano di manutenzione delle strutture - coordinato con quello generale della costruzione - costituisce parte essenziale della progettazione strutturale. Esso va corredato, in ogni caso, del manuale d'uso, del manuale di manutenzione e del programma di manutenzione delle strutture.

Relazioni specialistiche

Quando previsto dalle NTC, fanno parte integrante del progetto e possono essere eventualmente redatte da uno specialista, ferma restando la responsabilità del progettista dell'opera, le seguenti relazioni specialistiche:

- 1) Relazione geologica sulle indagini, caratterizzazione e modellazione geologica del sito (§ 6.2.1 delle NTC e § C 6.2.1);
- 2) Relazione geotecnica sulle indagini, caratterizzazione e modellazione del volume significativo di terreno (§ 6.2.2 delle NTC e § C 6.2.2);
- 3) Relazione sulla modellazione sismica concernente la "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione (§ 3.2 delle NTC e § C3.2), contenente il riferimento a tutti i parametri ed i coefficienti in base ai quali sono state determinate le azioni sismiche da applicare.

C10.2 ANALISI E VERIFICHE SVOLTE CON L'AUSILIO DI CODICI DI CALCOLO

C10.2.1 RELAZIONE DI CALCOLO

La Relazione di calcolo deve essere redatta dal progettista con tutta la cura necessaria affinché la presentazione delle impostazioni del calcolo e dei risultati finali ne garantisca la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità.

La relazione di calcolo, a tal fine, oltre a quanto già precisato al precedente § C10.1, deve comprendere, senza ambiguità ed in modo esaustivo:

- a) il tipo di analisi svolta
 - a.1) analisi statica o dinamica, lineare o non lineare;
 - a.2) il metodo adottato per la risoluzione del problema strutturale;
 - a.3) le metodologie seguite per le verifiche o per il progetto-verifica delle sezioni;
 - a.4) le combinazioni di carico adottate;
 - a.5) i criteri seguiti per la modellazione;
- b) informazioni sull'origine, le caratteristiche e la validazione dei codici di calcolo:
 - b.1) titolo, autore, produttore, distributore, versione, estremi della licenza o di altro titolo d'uso;
 - b.2) documentazione fornita dal produttore e dal distributore a corredo del programma:
 - una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati;
 - l'individuazione dei campi d'impiego;
 - i casi di prova interamente risolti e commentati con files di input che consentano la riproduzione dell'elaborazione;
 - b.3) l'esame preliminare, condotto dal progettista delle strutture, di valutazione dell'affidabilità e soprattutto dell'idoneità del programma nel caso specifico di applicazione;
 - b.4) l'esame della documentazione fornita dal produttore o dal distributore sulle modalità e procedure seguite per la validazione del programma;

Particolare attenzione assume quindi la modalità di presentazione dei risultati, che deve costituire una sintesi completa ed efficace, capace di riassumere il comportamento della struttura, per ogni tipo di analisi svolta.

I valori numerici di ogni elaborazione, preceduti dall'indicazione della convenzione sui segni e delle unità di misura, devono essere sintetizzati mediante disegni, schemi grafici rappresentativi almeno delle parti più sollecitate della struttura e delle configurazioni delle deformate, rappresentazione grafica delle principali caratteristiche di sollecitazione, delle componenti degli sforzi, nonché dei diagrammi di involuppo associati alle combinazioni di carichi considerate, degli schemi grafici con la rappresentazione delle azioni applicate e delle corrispondenti reazioni vincolari.

Al fine delle verifiche e della valutazione del comportamento complessivo della struttura, devono essere chiaramente evidenziati i valori numerici necessari nei punti e nelle sezioni significative della struttura stessa.

Si sottolinea, infine, l'importanza della disposizione contenuta nelle NTC, per cui i tabulati forniti dai programmi di calcolo, cui la Relazione di calcolo deve fare riferimento, non devono far parte integrante della Relazione stessa, ma costituirne un allegato. Tale disposizione ha il fine di impedire che, come talvolta accade, la Relazione di calcolo sia costituita essenzialmente dal solo tabulato dei calcoli fornito dal programma utilizzato, rendendo estremamente difficile se non talvolta impossibile, da parte degli organi e/o delle figure preposte ad un eventuale controllo, riscontrare tutte quelle informazioni sull'impostazione progettuale, i parametri ed i coefficienti scelti, gli elementi strutturali più sollecitati, come sopra descritti, che devono essere posti a base della Relazione di calcolo vera e propria.

C10.2.2 VALUTAZIONE INDIPENDENTE DEL CALCOLO

Nel caso di opere di particolare importanza, ritenute tali dal Committente, il progettista delle strutture deve effettuare un controllo incrociato sui risultati delle calcolazioni; può essere utile, in taluni casi, il confronto con i risultati ottenuti dalla ripetizione dei calcoli da parte di un soggetto qualificato, prescelto dal Committente, diverso dal progettista originario delle strutture; la ripetizione del calcolo deve essere eseguita generalmente mediante l'impiego di programmi automatici diversi da quelli impiegati originariamente.

CAPITOLO C11.

MATERIALI E PRODOTTI PER USO STRUTTURALE

Il Capitolo 11 delle NTC tratta le procedure di identificazione, di qualificazione e di accettazione in cantiere dei materiali e prodotti per uso strutturale, con una formulazione finalizzata, fra l'altro, a definire con chiarezza i compiti assegnati ai vari soggetti coinvolti (progettista, fabbricante o produttore, direttore dei lavori, appaltatore, collaudatore, etc.).

Ciò consente la chiara identificazione da parte del fabbricante dei materiali e prodotti e delle relative caratteristiche tecniche e prestazionali nonché la qualificazione dei prodotti stessi mediante le specifiche procedure indicate al § 11.1 delle NTC (casi A, B e C). A seguito di tali procedure, i progettisti e gli utilizzatori dei prodotti potranno valutare l'idoneità del prodotto qualificato allo specifico uso richiesto per una determinata opera ed i soggetti preposti alla vigilanza ed al controllo potranno verificare la conformità del prodotto stesso a quanto indicato nelle NTC o negli elaborati progettuali.

Al riguardo si evidenzia quanto segue:

1. Le suddette NTC disciplinano in particolare le procedure di qualificazione dei materiali e prodotti per uso strutturale da parte del fabbricante in fase di produzione, affinché tali materiali e prodotti possano essere utilizzati nelle successive fasi di progettazione, posa/installazione, collaudo e manutenzione delle opere ed in particolare degli elementi strutturali che prioritariamente assicurano e/o contribuiscono alla sicurezza strutturale delle opere stesse. Ciò assume particolare rilievo anche allo scopo di meglio definire e distinguere le responsabilità che sono proprie delle diverse figure professionali direttamente operanti nell'ambito della norma.
2. Il termine "prodotto" (come definito nel Regolamento UE 305/2011, nel seguito CPR- *Construction Products Regulation*) ha un significato estensivo che spazia dal materiale al sistema e che configura come "prodotto da costruzione" qualsiasi prodotto fabbricato e immesso sul mercato al fine di essere permanentemente incorporato in un'opera o in una sua parte.
3. Si intendono, per "materiali e prodotti per uso strutturale", Articolo 2, comma 1, lett. l), del D.Lgs. 106/2017, "i materiali e prodotti che prioritariamente assicurano o contribuiscono alla sicurezza strutturale ovvero geotecnica delle opere stesse e che consentono ad un'opera ove questi sono incorporati permanentemente di soddisfare in maniera prioritaria il requisito di base delle opere n.1 «Resistenza meccanica e stabilità», di cui all'Allegato I del regolamento (UE)n. 305/2011"; tali materiali e prodotti strutturali consentono quindi di soddisfare i requisiti previsti in termini di rispetto degli stati limite, ultimi e di esercizio, nonché di durabilità e robustezza, previsti negli altri Capitoli delle NTC, ivi compresi gli aspetti geotecnici.

In sintesi, dunque, la caratteristica che consente di identificare "materiali e prodotti per uso strutturale" è la "destinazione d'uso", che si intende prioritariamente strutturale.

C11.1 GENERALITÀ

Per quanto riguarda le modalità di qualificazione ed identificazione, da parte del fabbricante, prima dell'immissione sul mercato e quindi dell'impiego, dei materiali e prodotti, viene opportunamente specificato quali siano i possibili casi di riferimento:

- A) materiali e prodotti per uso strutturale per i quali sia disponibile una norma europea armonizzata;
- B) materiali e prodotti per uso strutturale per i quali sia prevista la qualificazione con le modalità e le procedure indicate nelle presenti norme;
- C) materiali e prodotti per uso strutturale non ricadenti in uno dei due casi indicati con le lettere A) e B) o comunque non citati nel presente Capitolo, per i quali il produttore potrà pervenire alla Marcatura CE, valida su tutto il territorio dello spazio economico europeo, sulla base di una pertinente Valutazione Tecnica Europea (ETA), ovvero, in alternativa, dovrà essere in possesso di un Certificato di Valutazione Tecnica, valido esclusivamente sul territorio nazionale, rilasciato dal Servizio Tecnico Centrale sulla base di Linee Guida approvate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, ove disponibili.

Tale ultima indicazione chiarisce che è possibile pervenire al rilascio di un Certificato di Valutazione Tecnica anche in assenza di Linee guida già predisposte, purché sulla base di documenti tecnici di comprovata validità scientifica e di procedure tecnico amministrative già elaborate dal Servizio Tecnico Centrale o dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici e comunque tali da assicurare livelli di sicurezza non inferiori a quelli previsti dalle NTC per altri prodotti o materiali.

Circa i concetti sopraesposti, si riportano, di seguito, alcuni chiarimenti riguardo ai termini utilizzati.

«*Fabbricante*» - (articolo 2, n.19, del CPR) È colui che immette uno specifico prodotto da costruzione sul mercato, per un determinato uso, assumendosene le relative responsabilità riguardo alle prestazioni dichiarate ed alla conformità ai requisiti applicabili stabiliti nel CPR e nelle NTC.

«*Norma europea armonizzata*» o «*Norma armonizzata*» - (articolo 2, n.11, del CPR) Costituisce il documento di cui all'art. 17 del CPR ed è predisposta da uno degli organismi europei di normalizzazione di cui all'allegato I della direttiva 98/34/CE (nel settore delle costruzioni si tratta essenzialmente del CEN). Gli estremi di ciascuna norma armonizzata, una volta approvata, sono pubblicati sulla Gazzetta Ufficiale dell'Unione Europea (nel seguito GUUE) a cura della Commissione, con indicazione del periodo di coesistenza nel quale l'applicazione della norma stessa non è obbligatoria. Al termine di tale periodo possono essere immessi sul mercato soltanto i prodotti da costruzione valutati in base alla norma armonizzata di riferimento e le pertinenti norme nazionali sono ritirate. La pubblicazione dei testi delle norme europee armonizzate è compito dei singoli

Organismi nazionali di normazione (per l'Italia l'UNI) che ne predispongono generalmente una versione nella propria lingua. Può accadere che la datazione della versione nazionale di una norma europea armonizzata non coincida con quella originaria. Ciascuna norma armonizzata, predisposta sulla base di uno specifico Mandato della Commissione Europea, in applicazione del CPR, contiene un "Allegato ZA" che identifica i paragrafi della norma che appartengono alla parte "armonizzata" della norma stessa e che quindi diventano cogenti ai sensi del CPR e da applicarsi, quindi, nella procedura di marcatura CE.

«*Marcatura CE*» - Attualmente, ai sensi del CPR, la Marcatura CE indica fondamentalmente che un prodotto da costruzione risponde alle pertinenti Norme armonizzate, oppure è conforme ad una Valutazione Tecnica Europea (in inglese ETA - *European Technical Assessment*), rilasciata ai sensi della procedura di cui al Capo IV ed all'Allegato II del CPR. Le indicazioni in merito alla Marcatura CE (etichetta e documenti di accompagnamento), sono esplicitamente comprese in ogni Allegato ZA di una norma armonizzata di prodotto. Tali informazioni devono essere riportate, in relazione alle effettive possibilità, prioritariamente sul prodotto stesso, altrimenti su un'etichetta ad esso applicata, ovvero sul suo imballo, oppure far parte dei Documenti di Trasporto (DdT). Esse devono essere riprodotte in modo visibile, leggibile ed indelebile.

«*Valutazione Tecnica Europea (ETA)*» - L'articolo 2 del CPR definisce la Valutazione Tecnica Europea come "Valutazione documentata della prestazione di un prodotto da costruzione in relazione alle sue caratteristiche essenziali conformemente al rispettivo documento per la valutazione europea". La prassi per la quale si identificano i prodotti da costruzione per i quali possa essere rilasciato un'ETA è disciplinata dagli articoli da 19 a 26 dell'Allegato II del CPR. Su tali basi un'ETA può essere rilasciata per un prodotto da costruzione che non rientra o non rientra interamente nell'ambito di applicazione di una norma armonizzata o la cui prestazione, in relazione alle caratteristiche essenziali previste, non possa essere pienamente valutata in base ad una norma armonizzata esistente. Si tratta quindi, tra l'altro, dei seguenti casi:

- il prodotto non rientra nel campo di applicazione di alcuna norma armonizzata esistente;
- per almeno una delle caratteristiche essenziali del prodotto il metodo di valutazione previsto dalla norma armonizzata non è appropriato; la norma armonizzata non prevede alcun metodo di valutazione per quanto concerne almeno una delle caratteristiche essenziali del prodotto.

Secondo quanto previsto dal CPR, cui si rimanda per i necessari dettagli, gli ETA sono rilasciati dagli Organismi di Valutazione Tecnica (TAB - *Technical Assessment Bodies*), designati a tal fine dagli Stati Membri, sulla base di un Documento per la Valutazione Europea (EAD - *European Assessment Document*), pubblicati dall'EOTA (e resi disponibili sul relativo sito internet) ed i cui riferimenti sono periodicamente pubblicati, a cura della Commissione Europea, in GUUE. A tal fine è anche utile rammentare che, ai sensi dell'articolo 66(3) del CPR, anche gli *orientamenti per il benessere tecnico europeo* (ETAG) pubblicati prima del 1 luglio 2013 in conformità all'articolo 11 della Direttiva 89/106/CEE possono essere utilizzati come Documenti per la Valutazione Europea (EAD).

L'EOTA (www.eota.eu) è l'Organizzazione europea che riunisce tutti gli organismi nazionali (TAB - *Technical Assessment Bodies*) deputati al rilascio della Valutazione Tecnica Europea per una o più delle aree di prodotto indicate nella Tabella 1 dell'Allegato IV del CPR.

Si rammenta, altresì, che l'articolo 4 del CPR sancisce l'obbligo di Dichiarazione della Prestazione, da parte del fabbricante, anche nel caso in cui il prodotto sia coperto da un ETA; a tal fine dovrà essere quindi effettuata, dopo l'emanazione da parte del TAB di un ETA e sulla base dell'ETA stesso, la pertinente procedura di *valutazione e verifica della costanza della prestazione*, con il coinvolgimento, ove previsto, di un Organismo notificato per la specifica attività prevista

«*Valutazione e verifica della costanza della prestazione*» - Un prodotto da costruzione può essere marcato CE solo qualora il fabbricante abbia redatto una Dichiarazione di Prestazione, e quindi, ai sensi dell'articolo 4 del CPR, nel caso in cui esso rientri nel campo di applicazione di una Norma europea armonizzata o sia conforme ad una Valutazione Tecnica Europea. I *sistemi di valutazione e verifica della costanza della prestazione* sono specificati nell'Allegato V del CPR, così come modificato dal Regolamento delegato (UE) n. 568/2014 della Commissione del 18 febbraio 2014 (identificati sinteticamente con i numeri: 1+,1,2+,3, 4).

«*Certificato di costanza della prestazione del prodotto*» o «*Certificato di conformità del controllo della produzione in fabbrica*» - Ai sensi del CPR sono i documenti a valore legale, rilasciati da un Organismo europeo notificato. Il primo certificato si riferisce al prodotto, nei casi di sistema di valutazione della costanza della prestazione 1+ o 1, oppure, nel secondo caso, al Controllo della produzione in fabbrica (FPC) nel caso di sistema 2+.

«*Dichiarazione di Prestazione*» - Costituisce il documento fondamentale, obbligatoriamente predisposto dal fabbricante per prodotti da costruzione recanti la marcatura CE nei casi previsti dall'articolo 4 del CPR. Contiene le informazioni prescritte dall'articolo 6 del CPR ed è fornito in forma cartacea o su supporto elettronico ovvero messo a disposizione su un sito web, nelle lingue richieste dallo Stato membro, secondo quanto previsto all'articolo 8 del CPR. Qualora la dichiarazione di prestazione venga fornita su supporto elettronico oppure messa a disposizione su un sito web nei modi previsti dal Regolamento delegato (UE) n. 157/2014, ai sensi dell'articolo 7, paragrafi 1 e 3, del CPR, si adottano le procedure di cui al decreto legislativo 7 marzo 2005, n. 82, e successive modificazioni (Codice dell'Amministrazione Digitale).

«*Certificato di Valutazione Tecnica*» - Costituisce una valutazione del materiale, prodotto, o sistema da costruzione, ai fini dell'uso strutturale previsto in opere realizzate, in accordo alle disposizioni nazionali (si veda anche l'art.1 della legge n.64/74). Il Certificato di Valutazione Tecnica è rilasciato dal Servizio Tecnico Centrale sulla base delle procedure indicate dalle vigenti

norme tecniche ed ha validità sul territorio nazionale o anche in quello di altri stati dell'Unione Europea in caso di applicazione della procedura di mutuo riconoscimento, in base al concetto di "equivalenza" più avanti specificato. Qualora il fabbricante preveda l'impiego dei prodotti strutturali anche con funzioni di compartimentazione antincendio, dichiarando anche la prestazione in relazione alla caratteristica essenziale "Resistenza al fuoco", le Linee Guida sono elaborate dal Servizio Tecnico Centrale di concerto, per la valutazione di tale specifico aspetto, con il Dipartimento dei Vigili del Fuoco, del Soccorso Pubblico e della difesa Civile del Ministero dell'Interno.

«Attestato di Qualificazione» - È il documento emesso dal Servizio Tecnico Centrale che attesta la positiva conclusione della procedura di qualificazione per materiali e prodotti ricadenti nel caso B di cui al §11.1 delle NTC.

«Controllo della produzione in fabbrica (FPC)» - Si intende il controllo interno permanente e documentato della produzione in fabbrica esercitato dal fabbricante in conformità alle pertinenti specifiche tecniche armonizzate.

«Equivalenza» - Laddove richiamato, il concetto di equivalenza si riferisce alla possibilità di riconoscere procedure o certificazioni utilizzate per valutare la prestazione di un prodotto da costruzione legalmente commercializzato in un altro Stato membro.

«Organismi notificati» - Ai fini della marcatura CE su prodotti da costruzione, l'Articolo 39 della CPR richiede agli Stati membri di notificare alla Commissione e agli altri Stati membri, gli Organismi che essi hanno autorizzato per i compiti di parte terza per la valutazione e verifica della costanza delle prestazioni dei prodotti da costruzione, previsti nell'art. 28 del CPR, distinguendo, con riferimento alle funzioni esercitate, tra:

- Organismi di Certificazione di prodotto (sistemi 1 e 1+) e di FPC (sistema 2+),
- Laboratori di Prova (sistema 3).

Il compito degli Organismi notificati, in relazione ai sistemi di valutazione e verifica della costanza della prestazione dei prodotti da costruzione, è quello dettagliato nell'Allegato V del CPR, così come modificato dal Regolamento delegato (UE) N. 568/2014 della Commissione del 18 febbraio 2014.

Un medesimo Organismo, se notificato per le varie funzioni, sulla base di quanto previsto nelle specifiche tecniche armonizzate, può agire quale Organismo di Certificazione del prodotto, da Organismo di Certificazione del controllo di produzione in fabbrica e da Laboratorio di Prova.

La procedura di autorizzazione di tali organismi è attualmente regolata in Italia dal D.Lgs. 106/2017 e dalle specifiche disposizioni emanate in materia dalle Amministrazioni competenti in attuazione del CPR.

Mediante lo strumento informatico messo a disposizione dalla Commissione Europea (*NANDO - New Approach Notified and Designated Organisations*¹), è possibile verificare:

- l'elenco degli Organismi notificati per lo svolgimento delle attività di parte terza in merito alla valutazione e verifica della costanza della prestazione dei prodotti da costruzione, per le specifiche attività inerenti le diverse specifiche tecniche armonizzate;
- l'elenco degli Organismi di Valutazione Tecnica (TAB), con le aree di prodotto di pertinenza;
- l'elenco delle norme europee armonizzate, con l'indicazione del relativo periodo di coesistenza;
- l'elenco dei Documenti per la valutazione europea (EAD);
- l'elenco degli ETAG precedentemente utilizzabili ai sensi della Dir.89/106/CEE ed utilizzabili ai sensi del CPR;

L'accettazione in cantiere dei materiali e prodotti per uso strutturale è responsabilità del Direttore dei Lavori e viene attuata mediante l'acquisizione e verifica della documentazione di accompagnamento dei materiali e prodotti, nonché mediante prove di accettazione. Per quanto riguarda gli aspetti documentali il Direttore dei Lavori deve acquisire, oltre alla predetta documentazione di accompagnamento, la documentazione che attesti la qualificazione del prodotto (differente a seconda dei casi A), B) o C) previsti al §11.1 delle NTC). Il Direttore dei Lavori deve anche verificare l'idoneità di tale documentazione, ad esempio verificando la titolarità di chi ha emesso la dichiarazione di prestazione, le informazioni in esse riportate, la titolarità dell'Organismo che ha emesso il certificato su cui si basa la dichiarazione, nonché la pertinenza del certificato stesso (caso A) o le certificazioni e/o attestazioni (casi B e C), la loro validità ed il campo di applicazione in relazione ai prodotti effettivamente consegnati ed all'uso per essi previsto, la conformità alle caratteristiche prestazionali contenute nelle specifiche progettuali o capitolari, etc.

Oltre ai casi in cui le NTC prevedono esplicitamente l'esecuzione delle prove di accettazione obbligatorie, precisandone le modalità di campionamento ed esecuzione, il Direttore dei Lavori può in ogni caso richiedere l'esecuzione di ulteriori prove che ritenga opportune o necessarie ai fini dell'accettazione del materiale o prodotto per uso strutturale. Essendo le predette prove finalizzate all'accettazione, le stesse devono far parte della documentazione tecnica prevista dal D.P.R. 380/2001, ed in particolare della Relazione a strutture ultimate e del collaudo statico, e pertanto deve esserne rilasciata certificazione ufficiale da un laboratorio di cui all'articolo 59 del D.P.R. 380/2001, dotato di adeguate attrezzature, esperienze e competenze, oppure, nei casi previsti, da un laboratorio di prova notificato ai sensi del Capo VII del CPR.

¹ http://ec.europa.eu/growth/tools-databases/nando/index.cfm?fuseaction=directive.notifiedbody&dir_id=33

Le NTC prevedono, a riguardo, come eccezione alle disposizioni sopra indicate, l'esecuzione di tali prove anche da parte di "altri laboratori, dotati di adeguata competenza ed idonee attrezzature", solo a seguito di nulla osta del Servizio Tecnico Centrale. Tale nulla osta potrà essere rilasciato sulla base di istanza motivata e documentata e conseguente istruttoria tecnica volta alla verifica dei requisiti di terzietà, competenza, disponibilità delle necessarie attrezzature e capacità nell'esecuzione delle specifiche prove richieste.

In via generale e fermo restando quanto previsto nelle NTC, possono essere oggetto di prova:

- i provini: confezionati da materiale in genere sciolto, come il conglomerato cementizio, le malte, etc;
- i saggi: ottenuti/estratti da prodotti finiti, come lo spezzone estratto da una barra di acciaio da c.a. o il tallone ricavato da una lamiera, etc.;
- i campioni: un numero di pezzi singoli prelevati da un lotto di produzione o di spedizione, come ad esempio i bulloni.

E' compito del Direttore dei Lavori provvedere al campionamento dei materiali e dei prodotti da sottoporre alle prove di accettazione, quindi al confezionamento dei provini, all'esecuzione/estrazione dei saggi, al prelevamento dei campioni, nonché la corretta conservazione e custodia degli stessi fino alla consegna al laboratorio di cui all'articolo 59 del D.P.R. 380/2001 incaricato, che a tal fine rilascia apposito verbale di accettazione. Tali attività possono essere eventualmente eseguite attraverso personale a tal fine formalmente delegato dal Direttore dei Lavori, ferma restando la responsabilità del Direttore dei Lavori stesso.

I certificati riportanti gli esiti delle prove di accettazione sono consegnati al Direttore dei Lavori, indipendentemente dal soggetto che effettua il pagamento della prestazione, in originale analogico, oppure possono essere trasmessi, allo stesso Direttore dei Lavori, tramite PEC in formato elettronico, firmati digitalmente, ai sensi del Codice dell'Amministrazione Digitale. I laboratori di cui all'articolo 59 del D.P.R. 380/2001 registrano e documentano l'identità sia dei soggetti che consegnano i provini, saggi o campioni, sia di quelli cui il laboratorio consegna i certificati, prendendo nota ed acquisendo l'eventuale delega sottoscritta dal Direttore dei Lavori.

Principio generale della Norma è che le prove previste dalle stesse NTC, quali quelle di accettazione in cantiere o quelle di controllo di produzione in stabilimento (quali ad esempio quelle nei centri di trasformazione), siano un reale strumento di controllo e di verifica della qualità della filiera, atte a permettere il miglioramento continuo del processo, eventualmente permettendo, nel caso di esito non positivo, di adottare le idonee azioni correttive. Per tale motivo le NTC richiedono, in generale e salvo le necessarie specificazioni in funzione dei materiali (quale ad esempio per il calcestruzzo fresco, per il quale, fisiologicamente questo non può avvenire) che la posa in opera o la commercializzazione dei prodotti sia subordinata all'esito positivo delle pertinenti prove (di accettazione o di controllo in stabilimento). Qualora ciò non avvenga, il soggetto responsabile (Direttore dei Lavori, Direttore tecnico di stabilimento o di centro di trasformazione, etc.) dovrà evidenziare quanto sopra nei relativi documenti (verbale di accettazione, relazione a strutture ultimate, documenti di accompagnamento della fornitura, etc.), motivandolo opportunamente, e subordinare, sotto la propria responsabilità, l'efficacia ed il buon esito della posa in opera e/o della fornitura all'esito positivo delle suddette prove, assumendosi tutte le responsabilità e prendendosi carico di ogni eventuale onere derivante dal mancato esito positivo delle prove e quindi dell'accettazione in cantiere.

Poiché le NTC rappresentano una regola tecnica nazionale che impone, ai fini dell'impiego sul territorio italiano, la dichiarazione delle caratteristiche essenziali dei materiali e prodotti ad uso strutturale, a tali prodotti non si applicano, in generale e fatto salvo quanto eventualmente specificato nelle NTC in merito alla produzione occasionale, le deroghe alla redazione della dichiarazione di prestazione di cui all'articolo 5 del CPR.

In generale si intendono per prodotti *occasional*i, prodotti fabbricati *non in serie*, senza il presupposto della ripetitività tipologica, non realizzati secondo procedure e processi ripetitivi indipendentemente dal grado di automazione di tali processi, non inserite e non inseribili in un catalogo della produzione, poiché destinate unicamente ad una specifica opera o cantiere, il cui Direttore dei Lavori assume la responsabilità diretta dei controlli di produzione, oltre che dei controlli di accettazione, in assoluta analogia con i materiali e prodotti fabbricati a *piè d'opera* o in cantiere stesso.

Si applica il Decreto Legislativo 16 giugno 2017, n. 106 "Adeguamento della normativa nazionale alle disposizioni del regolamento (UE) n. 305/2011, che fissa condizioni armonizzate per la commercializzazione dei prodotti da costruzione e che abroga la direttiva 89/106/CEE", che in particolare, all'articolo 5, comma 5, richiama che "L'impiego nelle opere di un prodotto da costruzione è soggetto, per i materiali e prodotti per uso strutturale, alle norme tecniche per le costruzioni adottate in applicazione dell'articolo 52 del decreto del Presidente della Repubblica 6 giugno 2001, n. 380, e successive modificazioni, ...". Si applicano pertanto anche le disposizioni del Capo V del medesimo Decreto legislativo, "Controllo, Vigilanza e Sanzioni" ed in particolare, anche per le violazioni di quanto riportato nelle NTC, le sanzioni di cui agli articoli 19 (per il fabbricante), 20 (per il costruttore, il direttore dei lavori, il collaudatore ed il progettista), 21 (per gli altri operatori economici coinvolti) e 22 (per gli organismi di certificazione e laboratori).

C11.2 CALCESTRUZZO

C11.2.1 SPECIFICHE PER IL CALCESTRUZZO

In merito alla progettazione della miscela, la norma, oltre a riconfermare le caratteristiche prestazionali minime che devono essere indicate nel progetto (classe di resistenza, classe di consistenza, diametro massimo dell'aggregato), introduce anche

l'obbligo di indicazione della classe di esposizione ambientale. Viene inoltre precisato che nel caso di impiego di armature pretese o post-tese, permanentemente incorporate in getti di calcestruzzo, è obbligatoria l'indicazione della classe di contenuto in cloruri.

Per quanto attiene la classe di resistenza, la stessa è individuata esclusivamente dai valori caratteristici delle resistenze cilindrica f_{ck} e cubica R_{ck} a compressione uniassiale, misurate su provini normalizzati e cioè rispettivamente su cilindri di diametro 150 mm e di altezza 300 mm e su cubi di spigolo 150 mm.

Per quanto attiene la resistenza caratteristica a compressione, la cui valutazione deve avvenire, di norma, dopo 28 giorni di maturazione, si precisa che, in casi particolari, potranno essere indicati, sulla base di documentate motivazioni, anche altri tempi di maturazione cui riferire le misure di resistenza ed il corrispondente valore caratteristico.

C11.2.2 CONTROLLI DI QUALITÀ DEL CALCESTRUZZO

Il §11.2.2 delle vigenti NTC, in merito alle prove di accettazione in cantiere sul calcestruzzo, stabilisce che *“Le prove di accettazione e le eventuali prove complementari, compresi i carotaggi di cui al punto 11.2.6, devono essere eseguite e certificate dai laboratori di cui all'art. 59 del D.P.R. n. 380/2001”*.

Tale disposizione, come l'analoga riportata al § 8.4.2 delle NTC per la caratterizzazione meccanica dei materiali per le costruzioni esistenti, si applica soltanto alle prove distruttive da effettuarsi, e certificarsi, in applicazione della citata Circolare 7167/STC del 2010, e nulla ha a che vedere con eventuali prove non distruttive da effettuarsi sulla struttura esistente, di cui al Capitolo 8 delle NTC, o in fase di accettazione da parte del Direttore dei Lavori, quando si verifichino i casi di cui al § 11.2.6 delle stesse NTC. Si evidenzia, inoltre, che dette prove non distruttive non rientrano fra le prove complementari di cui al § 11.2.7 delle stesse NTC.

Ai fini della certificazione delle conseguenti prove i laboratori di cui all'articolo 59 del D.P.R. 380/2001 daranno evidenza, nel verbale di accettazione dei campioni e nel certificato di prova stesso, della conformità dell'avvenuto prelievo a quanto disposto dal §8.4.2 o dal §11.2.2 delle NTC18; diversamente i campioni non potranno essere accettati ai fini dell'attività di certificazione ufficiale del Laboratorio.

C11.2.3 VALUTAZIONE PRELIMINARE

La valutazione preliminare del calcestruzzo, che il § 11.2.3 delle NTC pone in capo al costruttore, è finalizzata ad ottenere un calcestruzzo rispondente alle caratteristiche prestazionali indicate dal progettista, e alle esigenze costruttive, sia tramite l'acquisizione di documenti relativi ai componenti, sia attraverso l'eventuale esecuzione di prove, per le quali la Direzione dei lavori si avvale di un laboratorio di cui all'articolo 59 del D.P.R. 380/2001.

Tale valutazione deve essere effettuata indipendentemente dalla modalità di produzione del calcestruzzo, che può avvenire sia in cantiere, sia presso un impianto di produzione industrializzata. Quest'ultima modalità presuppone che il calcestruzzo sia prodotto in un impianto di produzione certificato secondo la procedura indicata al § 11.2.8. E' responsabilità del Direttore dei lavori, prima di autorizzare qualsiasi fornitura di calcestruzzo, verificare la documentazione consegnata dal costruttore relativa alla valutazione preliminare del calcestruzzo eseguita dal costruttore e, in caso di produzione in stabilimento, la sussistenza della prevista certificazione rilasciata dagli organismi terzi indipendenti autorizzati dal Servizio Tecnico Centrale.

C11.2.4 PRELIEVO E PROVA DEI CAMPIONI

Il prelievo dei provini in concomitanza dell'esecuzione dei getti costituisce un momento importante dei controlli di sicurezza sulle strutture in calcestruzzo, controlli sanciti dalla Legge n. 1086/71, poi richiamati nel D.P.R. n. 380/2001, e descritti nel § 11.2.5 delle NTC. Per tale motivo al § 11.2.5.3 delle NTC è riportata una serie di prescrizioni relative alle modalità di prelievo dei provini, ai compiti ed alle relative responsabilità attribuite al Direttore dei lavori ed al laboratorio di prove autorizzato. Fondamentale importanza assume, in tale contesto, la corretta modalità di prelievo dei provini di calcestruzzo, al fine di verificare la conformità delle caratteristiche del calcestruzzo messo in opera rispetto a quelle stabilite nel progetto; un efficace controllo della qualità del calcestruzzo messo in opera serve infatti a tutelare, oltre che la sicurezza e la qualità dell'opera, anche il fornitore del calcestruzzo stesso e l'impresa che lo mette in opera, oppure ad individuare, in caso di criticità, le precise responsabilità dei predetti attori.

Premesso che se il prelievo dei campioni viene effettuato correttamente, i due provini di uno stesso prelievo non possono presentare valori di resistenza sensibilmente differenti, la norma stabilisce che il prelievo (due provini) non può essere considerato valido, ai fini del controllo di accettazione di cui al successivo punto C11.2.5, se la differenza fra i valori di resistenza dei due provini supera il 20% del valore inferiore (NTC, §11.2.4); si rinvia al § 11.2.5.3 delle NTC per le determinazioni da assumersi in tale evenienza.

In questo caso il laboratorio emetterà il relativo certificato, in cui sarà chiaramente indicato, per i campioni per cui la suddetta differenza superi il 20% del valore inferiore, che *“ai sensi del §11.2.4 del D.M. 17.01.2018 i risultati non sono impiegabili per i controlli di accettazione di cui al §11.2.5 del D.M. 17.01.2018 e che pertanto dovranno applicarsi le procedure di cui al §11.2.5.3, ultimi tre capoversi, dello stesso D.M. 17.01.2018”*.

C11.2.5 CONTROLLI DI ACCETTAZIONE

E' fatto obbligo, al Direttore dei lavori, di eseguire controlli sistematici in corso d'opera per verificare la conformità delle caratteristiche del calcestruzzo messo in opera rispetto a quelle stabilite nel progetto. Qualora i controlli, sia tipo A che di tipo B, non risultino soddisfacenti, si applicano le procedure indicate nel § 11.2.5.3 delle NTC.

Ai fini dei controlli di accettazione, si intende per "miscela omogenea" il calcestruzzo che, nell'ambito di una stessa ricetta di base, mantenga costanti i requisiti richiesti in termini di classe di resistenza e classe di esposizione; sono fatte salve lievi modifiche in termini di quantità e/o qualità dei componenti eventualmente necessarie per mantenere le prestazioni richieste.

C11.2.5.1 CONTROLLO DI ACCETTAZIONE DI TIPO A

Ai fini di un efficace controllo di accettazione di Tipo A, è necessario che il numero dei provini prelevati e provati sia non inferiore a sei, quindi tre prelievi, anche per getti di calcestruzzo di quantità inferiore a 100 m³ di miscela omogenea.

Premesso che R_c è il valore di resistenza di prelievo, ovvero il valore medio fra i valori di resistenza dei due provini di uno stesso prelievo, il Controllo di Tipo A è ritenuto accettabile se, per un numero di prelievi uguale a 3, sono verificate entrambe le disuguaglianze:

- 1) $R_{c,min} \geq R_{ck} - 3,5$
- 2) $R_{cm28} \geq R_{ck} + 3,5$

dove:

- $R_{c,min}$ è il valore di resistenza di prelievo R_c minore fra i tre prelievi;
- R_{cm28} è il valore medio fra i tre valori di resistenza di prelievo; il termine 28 indica che i valori considerati sono quelli ottenuti da prove sui provini eseguite a 28 giorni di stagionatura;
- R_{ck} è il valore caratteristico di resistenza di progetto.

C11.2.5.2 CONTROLLO DI ACCETTAZIONE DI TIPO B

Il controllo di Tipo B è obbligatorio quando la quantità di miscela omogenea di calcestruzzo impiegato in un'opera è uguale o superiore a 1500 m³. Il controllo di Tipo B è costituito quindi da almeno 15 prelievi, ciascuno dei quali eseguito su 100 m³ di getto di miscela omogenea.

Il Controllo di Tipo B è ritenuto accettabile se, per un numero di prelievi non minore di 15, sono verificate entrambe le disuguaglianze:

- 1) $R_{c,min} \geq R_{ck} - 3,5$
- 2) $R_{cm28} \geq R_{ck} + 1,48 \cdot s$

con s = scarto quadratico medio.

Qualora la quantità di miscela omogenea da impiegare nell'opera sia maggiore di 1500 m³, ai fini del controllo si consiglia la seguente procedura:

- 1) in prima fase, si esegue il controllo sul primo gruppo di 15 prelievi (30 provini);
- 2) successivamente, si esegue il controllo sul secondo gruppo di 15 prelievi;
- 3) contestualmente si esegue anche il controllo su tutti i prelievi disponibili (in questo caso 30);
- 4) si prosegue con la medesima procedura per i successivi gruppi di 15 prelievi, ovvero prima sull'ultimo gruppo di 15, poi sulla somma di tutti i precedenti;
- 5) qualora l'ultimo gruppo disponibile sia inferiore a 15 prelievi, questi si aggiungono al precedente gruppo.

I requisiti prestazionali più stringenti, adottati per i controlli di Tipo B, sono finalizzati a garantire la costanza prestazionale della miscela. In tal senso viene anche precisato che non possono essere accettati calcestruzzi con coefficiente di variazione (s/R_m) superiore a 0,3, dove s è lo scarto quadratico medio e R_m è la resistenza media dei prelievi (N/mm²). Inoltre, la norma prevede che con coefficiente di variazione superiore a 0,15 occorrono controlli più accurati, integrati con prove complementari di cui al § 11.2.7.

C11.2.5.3 PRESCRIZIONI COMUNI PER ENTRAMBI I CRITERI DI CONTROLLO

In questo paragrafo la norma fornisce una serie di prescrizioni comuni sia ai controlli di Tipo A che di Tipo B, utili ai fini di una corretta esecuzione dei controlli di accettazione. In primo luogo la norma intende sottolineare i compiti attribuiti al Direttore dei Lavori, che deve assicurare la propria presenza alle operazioni di prelievo dei provini di calcestruzzo nella fase di getto, provvedendo sotto la propria responsabilità:

- a redigere apposito Verbale di prelievo;
- a fornire indicazioni circa le corrette modalità di prelievo;

- a fornire indicazioni circa le corrette modalità di conservazione dei provini in cantiere, fino alla consegna al laboratorio incaricato delle prove;
- ad identificare i provini mediante sigle, etichettature indelebili, etc.;
- a sottoscrivere la domanda di prove al laboratorio, avendo cura di fornire, nella domanda, precise indicazioni sulla posizione delle strutture interessate da ciascun prelievo, la data di prelievo, gli estremi dei relativi Verbali di prelievo, nonché le sigle di identificazione di ciascun provino;
- a consegnare i provini presso il laboratorio;
- ad acquisire i relativi certificati di prova, che devono pertanto essere sempre consegnati allo stesso Direttore dei Lavori (che ne rende noti i risultati al committente, al collaudatore ed a quanti ne abbiano titolo) indipendentemente dal soggetto che effettua il pagamento della prestazione del laboratorio.

Delle predette operazioni il Direttore dei lavori può incaricare, mediante sottoscrizione di delega scritta, un tecnico di sua fiducia, ferma restando tuttavia la personale responsabilità ad esso attribuita dalla legge.

Premesso che la resistenza caratteristica del calcestruzzo è definita convenzionalmente come quella ottenuta dalla prova di rottura a 28 giorni di stagionatura, la Norma ha prescritto, laddove le prove non possano essere eseguite esattamente al 28° giorno di stagionatura, che le stesse siano comunque eseguite entro 45 giorni dalla data di prelievo. Trascorso tale termine, il laboratorio accetterà e sottoporrà a prova il materiale ed emetterà il relativo certificato, in cui sarà chiaramente indicato, per i campioni eventualmente provati oltre il 45° giorno dalla data del prelievo risultante dal verbale di prelievo redatto dal Direttore dei Lavori, che *“ai sensi del §11.2.5.3 del D.M. 17.01.2018 le prove di compressione vanno integrate da quelle riferite al controllo della resistenza del calcestruzzo in opera”*. In tale situazione il Direttore dei Lavori, nell'effettuazione dei controlli integrativi di cui al §11.2.6 delle NTC, valuterà l'approfondimento delle indagini attraverso l'esecuzione di eventuali controlli distruttivi, sulla base della situazione effettivamente riscontrata, dell'esito delle prove e delle motivazioni del differimento nell'esecuzione della prova. Di tale attività si darà riscontro nella Relazione a Strutture ultimate.

Qualora la consegna avvenga prima dei 28 giorni, il laboratorio provvede alla corretta conservazione dei provini.

Pertanto, tenendo opportunamente conto della possibilità di consegna anticipata dei campioni in laboratorio, il Direttore dei lavori potrà organizzare le proprie attività in modo da ottimizzare il trasporto e la consegna dei provini al laboratorio, che provvederà alla corretta conservazione dei provini ed alla effettuazione delle prove nei tempi stabiliti.

Da quanto sopra emerge chiaramente la responsabilità attribuita al Direttore dei Lavori in merito al confezionamento, alla conservazione, custodia e consegna dei provini al laboratorio di cui all'articolo 59 del D.P.R. 380/01, al fine di garantire la necessaria corrispondenza fra il calcestruzzo sottoposto alle prove di accettazione certificate dai suddetti Laboratori e quello impiegato nell'opera, o in una parte o porzione dell'opera stessa, soggetta a controllo. Tale compito, assolutamente necessario a garantire l'efficacia e credibilità della filiera di controllo prevista dalla legge e dalle norme, potrà anche essere esercitato dal Direttore dei Lavori adottando tutte le iniziative che riterrà utili al raggiungimento dell'obiettivo, quali ad esempio garantire e documentare la tracciabilità dei provini mediante l'impiego di idonei strumenti tecnologici (ad esempio con *micro-chips* o targhette con codici a barre annegati nel calcestruzzo e soggetti a lettura digitalizzata e localizzazione spazio-temporale automatica in cantiere ed in Laboratorio) oppure affidando allo stesso laboratorio ufficiale incaricato il compito di effettuare il prelievo e l'accettazione dei provini in cantiere, occupandosi poi anche della maturazione fino alla stagionatura prevista per le prove.

Un ruolo significativo nella procedura di accettazione è svolto dal Laboratorio incaricato di effettuare le prove sul calcestruzzo, il quale, sotto il controllo del Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, deve svolgere costantemente la propria attività nel rispetto dei principi di qualità, trasparenza e indipendenza, declinati nei requisiti previsti dalle pertinenti disposizioni normative e ministeriali.

In tal senso, il laboratorio deve, di norma:

- certificare solo prove le cui richieste siano regolarmente sottoscritte dal Direttore dei Lavori o altra figura titolata a richiedere prove ufficiali (collaudatore, RUP, CTU, nei casi previsti, etc.); diversamente, in luogo del previsto Certificato ufficiale di prova, il laboratorio rilascia semplice Rapporto di prova, precisando che lo stesso Rapporto di prova non costituisce certificato utile ai fini della procedura prevista dalla legge 1086/71;
- accettare solo richieste di prova in originale, rifiutando richieste non firmate o non firmate in originale (in fotocopia o altro), salvo che le stesse non siano trasmesse via PEC ai sensi del Codice dell'Amministrazione Digitale; in tal caso oltre alla richiesta deve essere conservata (in formato elettronico o cartaceo) anche la mail di trasmissione, dalla quale sia possibile rilevare con certezza l'identità del mittente;
- accettare solo provini di calcestruzzo provvisti di contrassegno; tutti i provini devono essere identificati mediante sigle apposte direttamente dal richiedente, che devono corrispondere, evidentemente, alle sigle riportate sulla richiesta;
- rifiutare provini che rechino segni evidenti che mettano in dubbio il regolare prelievo dall'opera indicata dalla richiesta (ne sono un esempio il segno di vecchie etichette rimosse, ovvero la presenza di altre sigle pregresse rispetto a quelle indicate sulla richiesta);

- verificare le condizioni di planarità e verticalità sui cubetti di calcestruzzo prima di eseguire la prova;
- provvedere alla esecuzione delle prove a compressione conformemente alle norme UNI EN più aggiornate;
- evitare di conservare in laboratorio, anche provvisoriamente, provini che non siano regolarmente accettati e identificati, anche quando non siano destinati a prova o certificazione ufficiale, motivando in questo caso la permanenza in laboratorio;
- riportare sui certificati del calcestruzzo, gli estremi dei verbali di prelievo; in assenza degli estremi dei verbali di prelievo il laboratorio effettua le prove ma, in luogo del Certificato ufficiale valido ai sensi della Legge n. 1086/71, rilascia un semplice Rapporto di prova;
- riportare sempre sui verbali di accettazione e sui certificati il nominativo della persona fisica che ha consegnato il materiale al laboratorio, nonché il ruolo svolto, se diverso dal Direttore dei Lavori;
- attuare le disposizioni impartite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Il contenuto minimo dei certificati di prova è descritto nel § 11.2.5.3 delle NTC. Lo stesso § 11.2.5.3 delle NTC ribadisce che: *“Il laboratorio verifica lo stato dei provini e la documentazione di riferimento ed in caso di anomalie riscontrate sui campioni oppure di mancanza totale o parziale degli strumenti idonei per la identificazione degli stessi, deve sospendere l'esecuzione delle prove e darne notizia al Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici”* e che *“La domanda di prove al laboratorio deve essere sottoscritta dal Direttore dei Lavori e deve contenere precise indicazioni sulla posizione delle strutture interessate da ciascun prelievo”*, diversamente pertanto il laboratorio non accetterà i relativi campioni.

La norma precisa infine che le prove non richieste dal Direttore dei Lavori non possono fare parte dell'insieme statistico che serve per la determinazione della resistenza caratteristica del materiale. In tal caso, pertanto, il laboratorio effettua le prove ma, in luogo del certificato ufficiale, rilascia un semplice rapporto di prova.

Inoltre, qualora il numero dei provini di calcestruzzo consegnati in laboratorio sia inferiore a sei, il laboratorio effettua le prove e rilascia il richiesto certificato, ma vi appone una nota con la quale segnala al Direttore dei lavori che *“il numero di campioni provati dal laboratorio non è sufficiente per eseguire il controllo di Tipo A previsto dalle vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni”*, tale segnalazione non inficia la validità del certificato, ma costituisce una segnalazione per il Direttore dei Lavori o altri soggetti preposti al controllo.

Si evidenzia, infine, che nello spirito di quanto esplicitamente previsto ai §§ 11.2.5.3, 11.3.2.12, 11.3.3.5.4, 11.3.4.11.3, 11.7.10.2, 11.10.1.1, 11.10.2.4, delle NTC, i laboratori di cui all'articolo 59 del D.P.R. 380/2001 incaricati dell'esecuzione delle prove devono conservare i campioni, di calcestruzzo, acciaio o qualsiasi altro materiale sottoposti a prova per almeno trenta giorni dopo l'emissione dei certificati di prova, in modo da consentirne l'identificabilità e la rintracciabilità, e non più per i venti giorni precedentemente previsti.

C11.2.6 CONTROLLO DELLA RESISTENZA DEL CALCESTRUZZO IN OPERA

Può essere utile, spesso necessario, quando si presentino uno o più casi fra quelli previsti chiaramente dalla norma stessa, ovvero ogni qualvolta il Collaudatore ne ravvisi l'opportunità, controllare la resistenza del calcestruzzo già gettato in opera ed indurito.

È opportuno tenere sempre presente che tali prove non sono in ogni caso sostitutive dei controlli di accettazione, ma possono essere utili al Direttore dei lavori od al Collaudatore per formulare un giudizio tecnico sul calcestruzzo in opera.

Fatti salvi i diversi tipi di prove non distruttive che possono essere impiegate, quando il controllo della resistenza del calcestruzzo in opera viene effettuato mediante carotaggio, si rammenta che per quanto attiene le procedure per l'estrazione, la lavorazione dei saggi estratti e le relative modalità di prova a compressione, si può fare riferimento alle norme UNI EN 12504-1, UNI EN 12390-1, UNI EN 12390-2 e UNI EN 12390-3, nonché alle *Linee guida per la valutazione delle caratteristiche del calcestruzzo in opera* emanate dal Servizio Tecnico Centrale.

In ogni caso si devono prendere in considerazione le seguenti avvertenze:

- il diametro delle carote deve essere almeno superiore a tre volte il diametro massimo degli aggregati; al riguardo, ancorché le Linee Guida precisino che i diametri consigliati sono compresi tra 75 e 150 mm, si suggerisce di prelevare carote di diametro, ove possibile, non inferiore a 100 mm, ai fini delle valutazioni sulla resistenza più avanti riportate;
- le carote destinate alla valutazione della resistenza non dovrebbero contenere ferri d'armatura, (si devono scartare i saggi contenenti barre d'armatura inclinate o parallele all'asse);
- per ottenere la stima attendibile della resistenza di un'area di prova devono essere prelevate e provate almeno tre carote;
- il rapporto altezza/diametro delle carote deve essere possibilmente pari a 1 o 2;
- i saggi estratti devono essere protetti nelle fasi di lavorazione e di deposito al fine di impedire per quanto possibile l'essiccazione all'aria; a meno di diversa prescrizione, le prove di compressione devono essere eseguite su saggi umidi;
- nel programmare l'estrazione dei saggi si deve tener presente che la resistenza del calcestruzzo dipende dalla posizione o giacitura del getto;

- è necessario verificare accuratamente, prima di sottoporre le carote alla prova di compressione, la planarità ed ortogonalità delle superfici d'appoggio; infatti, la lavorazione o preparazione inadeguata delle carote porta a risultati di prova erronei. E' necessario, in tal senso, che il taglio dei campioni sia effettuato con ogni possibile accuratezza al fine di evitare disturbi al saggio stesso e che le superfici di prova siano adeguatamente preparate per garantirne planarità e ortogonalità.

Sulla base di quanto sopra, vista la complessità delle operazioni descritte, le NTC, al § 8.5.3, prevedono esplicitamente che il prelievo dei saggi e le relative prove siano effettuati da uno dei laboratori di cui all'articolo 59 del D.P.R. 380/2001. Ciò anche al fine di rendere coerente tutta la procedura di controllo sul calcestruzzo in opera mediante prelievo di saggi, che già prevede che le prove sulle carote siano eseguite e certificate da uno dei laboratori di cui all'articolo 59 del D.P.R. 380/2001.

Sotto il profilo operativo, effettuato il prelievo di un determinato numero di carote ed eseguita sulle stesse la prova di compressione con le procedure previste, si determina il valore caratteristico della resistenza strutturale cilindrica in situ, definita come f_{ckis} . A tale riguardo, le norme prevedono che la resistenza caratteristica in situ va calcolata in accordo alle *Linee Guida per la valutazione delle caratteristiche del calcestruzzo in opera* elaborate e pubblicate dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, edizione 2017, nonché secondo quanto previsto nella norma UNI EN 13791:2008 (§§ 7.3.2 e 7.3.3).

In particolare, le *Linee Guida per la valutazione delle caratteristiche del calcestruzzo in opera* sottolineano come l'estrazione delle carote dalla struttura, per quanto condotta con le attenzioni sopra raccomandate, produca comunque un disturbo al calcestruzzo, per cui nel risultato di prova sulla carota si manifesta un decremento di resistenza. Per tenere conto di tale decremento, le citate *Linee Guida* hanno introdotto un Fattore di danno F_d , moltiplicativo della resistenza ottenuta dalla prova; il valore di F_d decresce all'aumentare della resistenza f_{carota} rilevata sulla specifica carota, come indicato nella tabella seguente:

Tabella C11.2.6.I.- Fattore di disturbo in funzione della resistenza a compressione delle carote ($H/D=1$; $d=100$ mm)

f_{carota} [N/mm ²]	10 ÷ 20	20 ÷ 25	25 ÷ 30	30 ÷ 35	35 ÷ 40	> 40
F_d	1.10	1.09	1.08	1.06	1.04	1.00

Le medesime *Linee Guida* precisano inoltre che se la resistenza potenziale è espressa in valori cubici, l'eventuale determinazione della resistenza strutturale va effettuata su carote aventi rapporto $H/D = 1$ (con tolleranza $\pm 0,05$); se invece la resistenza potenziale è espressa in valori cilindrici, l'eventuale determinazione della resistenza strutturale va effettuata su carote aventi rapporto $H/D = 2$ (con tolleranza $\pm 0,05$), sconsigliando fortemente l'impiego di carote caratterizzate da un rapporto H/D intermedio, al fine di evitare l'introduzione di ulteriori incertezze derivanti dall'utilizzo del coefficiente di conversione, notoriamente posto pari a 0,83.

Pertanto, il valore della resistenza strutturale di ciascuna carota si determina come segue:

- $f_{carota} * F_d = R_{cis}$, nel caso di provini, ottenuti da carote con rapporto $H/D=1$;
- $f_{carota} * F_d = f_{cis}$, nel caso di provini, ottenuti da carote con rapporto $H/D=2$.

Ciò premesso, il valore della resistenza caratteristica in opera f_{ckis} può essere determinata considerando l'approccio B se il numero di carote è minore di 15, oppure l'approccio A se il numero di carote è ≥ 15 , secondo quanto previsto nella norma UNI EN 13791:2008 (§§ 7.3.2 e 7.3.3).

Determinato il valore della resistenza caratteristica strutturale in opera, la norma stabilisce che è accettabile un valore della predetta resistenza caratteristica, non inferiore all'85% del valore della resistenza caratteristica assunta in fase di progetto. Evidentemente il confronto fra i suddetti valori deve essere effettuato o utilizzando sempre la resistenza cilindrica o utilizzando sempre la resistenza cubica.

C11.2.7 PROVE COMPLEMENTARI

Si precisa che i controlli complementari, come i controlli in corso d'opera sul calcestruzzo fresco, devono essere eseguiti dai laboratori di cui all'art. 59 del D.P.R. n. 380/2001.

C11.2.8 PRESCRIZIONI RELATIVE AL CALCESTRUZZO CONFEZIONATO CON PROCESSO INDUSTRIALIZZATO

Gli stabilimenti che producono calcestruzzo con processo industrializzato devono dotarsi di un sistema permanente di controllo interno della produzione allo scopo di assicurare che il prodotto risponda ai requisiti previsti e che tale rispondenza sia costantemente mantenuta fino all'impiego, detto sistema di controllo deve essere realizzato e certificato conformemente a quanto riportato al § 11.2.8 delle NTC.

La certificazione rilasciata dagli organismi terzi indipendenti di cui al quinto capoverso del § 11.2.8 delle NTC non deve essere limitata, evidentemente, all'accertamento dei requisiti di carattere generale richiesti dalle UNI EN ISO 9001, che riguardano l'organizzazione di qualità di ogni generica azienda, ma deve contenere i necessari riferimenti agli aspetti inerenti il processo produttivo, con particolare attenzione agli aspetti più squisitamente tecnici che concorrono alla qualità del prodotto.

Ai fini dell'autorizzazione, da parte del Servizio Tecnico Centrale, degli Organismi terzi indipendenti che operano in coerenza con la norma UNI CEI EN ISO/IEC 17021, continuano ad applicarsi gli specifici criteri emanati dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici con le *Istruzioni operative per il rilascio dell'autorizzazione agli Organismi di certificazione del Controllo del processo di fabbrica FPC del calcestruzzo prodotto con processo industrializzato, ai sensi del §11.2.8 delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14.01.2008.*

Si precisa, inoltre, che gli impianti di produzione industrializzata appartenenti al costruttore nell'ambito di uno specifico cantiere, per i quali non è richiesta la suddetta certificazione del controllo del processo di fabbrica, a condizione che il sistema di gestione della qualità del costruttore - predisposto in coerenza con la norma UNI EN ISO 9001 e certificato da un organismo accreditato - preveda l'esistenza e l'applicazione di un sistema di controllo della produzione dell'impianto, sono quelli predisposti nell'ambito di uno specifico cantiere destinato alla realizzazione di un'opera nella quale viene impiegato un volume di calcestruzzo strutturale superiore a 1500 m³.

Nei cantieri di opere che prevedono una quantità di calcestruzzo inferiore a 1.500 m³, restano nella responsabilità del Costruttore e del Direttore dei lavori, ciascuno per le proprie competenze, tutte le procedure di confezionamento e messa in opera del calcestruzzo.

Nel caso in cui l'impianto è ubicato all'interno di uno stabilimento di prefabbricazione di serie, allora si distinguono due casi:

- se il cls prodotto viene impiegato esclusivamente per la realizzazione dei manufatti prefabbricati, l'impianto non necessita di certificazione in quanto rientra nella qualificazione dei manufatti stessi, sia se forniti di marcatura CE sia se qualificati dal Servizio Tecnico Centrale;
- se il cls prodotto viene fornito ad altri utilizzatori al di fuori dello stabilimento di prefabbricazione, allora l'impianto deve essere regolarmente certificato.

C11.2.12 CALCESTRUZZI FIBRORINFORZATI (FRC)

Le NTC definiscono il calcestruzzo FRC come *"caratterizzato dalla presenza di fibre discontinue nella matrice cementizia"* e stabiliscono che sia per la sua qualificazione che per la progettazione delle strutture in FRC, si dovrà fare esclusivo riferimento a specifiche disposizioni del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, rese attraverso apposite Linee Guida.

Al riguardo occorre precisare che secondo le dizioni comunemente adottate nel settore della tecnologia delle costruzioni, un calcestruzzo fibrorinforzato ad uso strutturale, per essere definito tale, deve essere caratterizzato da un dosaggio minimo delle fibre al suo interno. Le norme CNR-DT 204/2006 *"Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione ed il controllo di strutture di calcestruzzo fibrorinforzato"*, indicano che *"per impieghi strutturali deve essere garantito un dosaggio minimo di fibre"* e quantificano tale dosaggio come *"non inferiore allo 0.3% in volume"*.

Pertanto, a meno di specifiche indicazioni eventualmente riportate nelle sopracitate Linee Guida, per quantitativi inferiori a tale dosaggio, allo stato un calcestruzzo che preveda l'utilizzo di fibre non può essere definito, ai fini strutturali, come *"fibrorinforzato"* e quindi il suo impiego, non vincolato dalle procedure autorizzative di cui al citato p.to 11.2.12, può fare riferimento alle prescrizioni per il calcestruzzo normale, contenute nei pertinenti Capitoli delle NTC.

Ne consegue, in termini pratici, che la presenza di un quantitativo di fibre al di sotto della soglia sopra indicata, può essere considerata nei normali calcestruzzi quale semplice ausilio per il miglioramento del comportamento del calcestruzzo in particolari situazioni, quali ad esempio le fasi di scasso, con lo scopo di tenere sotto controllo microfessurazioni e di minimizzare l'effetto di cavillature in punti sensibili del manufatto, quali spigoli e zone d'angolo, non facilmente raggiungibili dall'armatura ordinaria.

Naturalmente, l'impiego delle fibre comporta comunque l'obbligo del rispetto della vigente normativa del settore, ed in presenza di norme armonizzate il possesso della marcatura CE.

Inoltre, in sintonia con quanto previsto dal p.to 11.2.3 delle NTC, occorre che anche tali calcestruzzi non definibili strutturalmente quali fibrorinforzati, siano oggetto di prove preliminari di studio, non solo al fine di ottenere le prestazioni richieste dal progetto, ma anche, data comunque la specificità del materiale impiegato, di verificare la piena compatibilità delle fibre con il particolare utilizzo previsto.

A tale fine, si ritiene anche necessaria l'implementazione di un sistema permanente di controllo della produzione opportunamente calibrato, attraverso un processo industrializzato dotato di idonei impianti, nonché di strutture e tecniche opportunamente organizzate, al fine di assicurare il mantenimento di un adeguato livello di affidabilità nella produzione del calcestruzzo e nella conformità del prodotto finito.

C11.3 ACCIAIO

C11.3.1 PRESCRIZIONI COMUNI A TUTTE LE TIPOLOGIE DI ACCIAIO

C11.3.1.1 CONTROLLI

Le NTC prevedono che il controllo sugli acciai da costruzione sia obbligatorio e si effettui, con modalità e frequenze diverse, negli stabilimenti di produzione, nei centri di trasformazione, in cantiere. Per quanto attiene l'entità dei controlli, si prevede che questi siano effettuati:

- negli stabilimenti di produzione su *lotti di produzione* continua. Nella maggior parte dei casi, negli stabilimenti nei quali sono presenti i forni di fusione, si può individuare come lotto di produzione la colata;
- nei centri di trasformazione su *forniture* di materiale lavorato;
- in cantiere, nell'ambito dei controlli di accettazione, su *lotti di spedizione*.

C11.3.1.2 CONTROLLI DI PRODUZIONE IN STABILIMENTO E PROCEDURE DI QUALIFICAZIONE

Tutti gli acciai per impiego strutturale devono essere qualificati. In tal senso la valutazione della conformità del controllo di produzione in stabilimento e del prodotto finito è effettuata:

- mediante la marcatura CE, ai sensi del CPR; quando applicabile (§11.1, caso "A");
- attraverso la qualificazione del Servizio Tecnico Centrale, con la procedura indicata nelle NTC stesse (§11.1, caso "B").

Nel secondo caso, ultimata l'istruttoria e verificato il possesso dei requisiti richiesti, il Servizio Tecnico Centrale rilascia allo stabilimento di produzione, un apposito Attestato di qualificazione.

L'Attestato di qualificazione, di validità 5 anni, individuato da un numero progressivo, riporta il nome dell'azienda, lo stabilimento, i prodotti qualificati, il marchio. Un elenco di tutti gli attestati rilasciati è riportato sul sito del Consiglio Superiore dei lavori pubblici.

C11.3.1.3 MANTENIMENTO E RINNOVO DELLA QUALIFICAZIONE

La documentazione, di cui al §11.3.1.3 delle NTC, finalizzata al mantenimento della qualificazione, è trasmessa al STC, con cadenza annuale, entro sessanta giorni dalla data di scadenza di ciascun anno di riferimento.

L'istanza di rinnovo è trasmessa almeno sessanta giorni prima della scadenza del periodo di validità dell'Attestato. Detta istanza è corredata di tutta la documentazione prevista per l'avvio della procedura di qualificazione di cui al §11.3.1.2, ad eccezione di quella rimasta invariata, per la quale si deve comunque produrre una dichiarazione attestante la permanenza della validità della documentazione stessa per tutto il periodo di validità del futuro attestato rinnovato, con relativo elenco esplicativo, nonché degli attestati dell'avvenuto pagamento delle tariffe previste per il mantenimento annuale.

C11.3.1.5 FORNITURE E DOCUMENTAZIONE DI ACCOMPAGNAMENTO

Tutte le forniture di acciaio, provenienti dallo stabilimento di produzione (Produttore), devono essere accompagnate da:

- A) nel caso si applichi la Marcatura CE
 - copia della Dichiarazione di prestazione CE;
 - certificato di controllo interno tipo 3.1, di cui alla norma UNI EN 10204, dello specifico lotto di materiale fornito;
 - documento di trasporto con la data di spedizione, la quantità, il tipo di acciaio, il destinatario ed i riferimenti della Dichiarazione di prestazione.
- B) nel caso non si applichi la Marcatura CE
 - copia dell'attestato di qualificazione del Servizio Tecnico Centrale;
 - certificato di controllo interno tipo 3.1, di cui alla norma UNI EN 10204, dello specifico lotto di materiale fornito;
 - documento di trasporto con la data di spedizione ed il riferimento alla quantità, al tipo di acciaio, alle colate, al destinatario ed i riferimenti dell'Attestato di qualificazione.

Il "*certificato di controllo interno tipo 3.1, di cui alla norma UNIEN 10024*", citato dalle NTC, deve intendersi strettamente riferito al certificato di origine fornito dall'acciaieria (produttore) all'atto di immissione in commercio del prodotto laminato.

Con riferimento ai "*kit*" definiti all'articolo 2 del CPR e coperti da marcatura CE, è sufficiente accompagnare le forniture con la copia della Dichiarazione di prestazione CE, oltre che con il documento di trasporto completo delle informazioni necessarie.

In considerazione dell'impiego ormai generalizzato degli strumenti informatici, in particolare fruibili attraverso piattaforme "*on line*" su canale Internet, può non essere necessario che tra i documenti di accompagnamento forniti dal "*produttore*" compaiano anche la copia dei certificati di controllo interno tipo 3.1, di cui alla norma UNI EN 10204, dello specifico lotto di materiale fornito, purché tali certificati siano resi disponibili, su richiesta del Direttore tecnico del Centro di Trasformazione e/o dal Direttore dei lavori dell'opera di destinazione, anche attraverso i canali informatici di cui sopra.

Gli stabilimenti di produzione (Produttori) di acciai qualificati, caso B, non sono tenuti ad allegare alle forniture copia dei Certificati rilasciati dal Laboratorio incaricato che effettua i controlli periodici di qualità. Si precisa infatti, al riguardo, che i predetti Certificati non sono significativi ai fini della fornitura, trattandosi di documenti riservati al Servizio Tecnico Centrale per i controlli finalizzati al mantenimento e rinnovo della qualificazione. Tali Certificati, peraltro, non possono sostituire i Certificati relativi alle prove effettuate a cura del Direttore dei Lavori, che devono essere rilasciati dai laboratori di cui all'art. 59 del D.P.R. n. 380/2001 nell'ambito dei controlli obbligatori di cantiere.

Le forniture effettuate da un commerciante intermedio devono essere accompagnate da copia dei documenti sopra menzionati rilasciati dal Produttore e completati con il riferimento al documento di trasporto del commerciante stesso.

Il Direttore dei Lavori prima della messa in opera, è tenuto a verificare quanto sopra indicato ed a rifiutare le eventuali forniture non conformi, ferme restando le responsabilità del produttore.

C11.3.1.7 CENTRI DI TRASFORMAZIONE

La normativa insiste, in modo particolare, sull'adozione di procedure documentate e sull'implementazione di un sistema di controllo delle lavorazioni, coerentemente alle UNI EN ISO 9001, allo scopo di garantire il mantenimento della conformità delle caratteristiche meccaniche e geometriche dei prodotti oggetto di lavorazione e di assicurarne una completa tracciabilità.

Ciò comporta, da parte del centro di trasformazione, la necessità dell'adozione di tutta una serie di misure e di accorgimenti tecnici ed organizzativi, volti a garantire il mantenimento di un adeguato livello di controllo e verifica sull'intero processo produttivo e di lavorazione, ivi compresa l'adozione di un apposito archivio delle commesse adeguatamente verificabile su richiesta degli aventi titolo (Direzione lavori, Ispettori del STC).

Si ritiene opportuno esplicitare, a scopo esemplificativo, alcune di queste misure, anche alla luce delle utili indicazioni fornite nella UNI EN 13670 e nelle Linee Guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale, edizione 2017, pubblicate dal Consiglio Superiore dei LL.PP.:

- Non possono essere trascurate le misure atte a garantire un adeguato stoccaggio del materiale e la sua conservazione quali ad esempio l'uso di locali appositamente attrezzati, protetti dalle intemperie, etc.
- La necessaria attenzione deve essere posta anche alle condizioni ambientali e di temperatura (adeguati accorgimenti nelle lavorazioni al di sotto di 5°C, limitazioni alla lavorazione a - 5 °C).
- E' essenziale che in fase di movimentazione dei materiali in lavorazione, le etichette di provenienza (dall'acciaieria) accompagnino i singoli elementi lavorati e siano adeguatamente conservate ed archiviate.
- Il requisito della rintracciabilità nelle fasi di lavorazione può essere assolto anche con l'impiego di software specifici basati sull'uso di codici a barre.
- I processi e le modalità operative di sagomatura adottati presso i centri, devono essere eseguiti in coerenza con quanto riportato nel Capitolo 6 e nell'Allegato D della Norma UNI EN 13670:2009 e devono essere definiti in apposite procedure/istruzioni di lavorazione, a disposizione degli operatori, preferibilmente "a bordo macchina".
- In linea con le normative europee, l'affidamento di alcune lavorazioni può essere effettuato previo specifico processo di qualificazione dell'affidatario, che dovrà essere almeno dotato di attestato di denuncia dell'attività come centro di trasformazione di cui al §11.3.1.7 delle NTC. Il centro affidante le lavorazioni si assume l'intera responsabilità delle lavorazioni eseguite dall'affidatario e tiene a disposizione del STC la pertinente documentazione di qualificazione dell'affidatario.
- Non è possibile svolgere l'attività di Centro di trasformazione al di fuori della sede dello stabilimento indicata nell'attestato rilasciato dal STC.
- La formazione degli operatori, che deve essere specifica sui temi oggetto dell'attività di trasformazione, non può prescindere da una sensibilizzazione circa l'importanza di una costante e periodica manutenzione delle apparecchiature, conformemente alle indicazioni fornite dalle aziende costruttrici dei macchinari.
- Gli operatori devono essere adeguatamente informati e sensibilizzati circa la necessità di un interscambio dei mandrini in funzione dei diametri delle varie barre in lavorazione, conformemente alle indicazioni fornite dalla UNI EN 13670 ed alle citate Linee guida del Consiglio Superiore dei LL.PP. Inoltre, al fine di assicurare la corretta scelta del diametro dei mandrini effettivamente da utilizzare, occorre verificare il rispetto delle lunghezze minime di ingombro dei lati, in funzione del diametro della barra in lavorazione e della effettiva sagomatura da realizzare.
- Qualora i disegni esecutivi riportino sagome con angoli e dimensioni incompatibili con i previsti mandrini minimi, il presagomatore, comunicandolo al Direttore dei Lavori, è tenuto a modificare le sagome, laddove la struttura di destinazione lo consenta, affinché rientrino nei parametri di sagomatura richiesti dalla Norma o, in caso contrario, a non realizzarle in assenza di modifiche del progetto. Per ulteriori approfondimenti si può fare utile riferimento alle citate Linee Guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale.
- Per quanto riguarda i documenti di accompagnamento delle forniture in cantiere, la dichiarazione di cui al p.to c) della Norma (dichiarazione contenente i riferimenti alla documentazione fornita dal fabbricante ai sensi del § 11.3.1.5 in

relazione ai prodotti utilizzati nell'ambito della specifica fornitura) che deve essere rilasciata dal Centro di trasformazione, può anche essere inserita nel documento di trasporto, unitamente alla dichiarazione di cui al p.to a) della Norma. Anche per i Centri di trasformazione, inoltre, la documentazione di accompagnamento può essere resa disponibile attraverso i canali informatici, con regole analoghe e quelle comunitarie, fatto salvo il documento di trasporto che segue la fornitura.

C11.3.2 ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO

C11.3.2.1 ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO B450C

La norma stabilisce, preliminarmente, i valori nominali della tensione di snervamento $f_{y,nom}$ e di rottura $f_{t,nom}$ che possono essere utilizzati nel calcolo delle strutture.

Vengono quindi fissati i requisiti che gli acciai devono possedere per rispondere alle attese previste nel calcolo. Nella Tabella 11.3.1.b delle NTC si stabilisce infatti che i valori caratteristici con frattile 5%, f_{yk} e f_{tk} , ottenuti mediante prove su un numero significativo di saggi, non siano inferiori ai rispettivi valori nominali fissati, ovvero 450 N/mm² e 540 N/mm².

Per garantire le necessarie caratteristiche di duttilità, le NTC stabiliscono inoltre che:

- il valore caratteristico con frattile 10% del rapporto fra il valore della tensione di snervamento effettiva, riscontrata sulla barra, ed il valore nominale $(f_y/f_{y,nom})_k$ non sia superiore a 1,25;
- il valore caratteristico con frattile 10% del rapporto fra il valore della tensione di rottura e la tensione di snervamento $(f_t/f_y)_k$ sia compreso fra 1,15 e 1,35;
- il valore caratteristico con frattile 10% dell'allungamento al massimo sforzo $(A_{gt})_k$ non sia inferiore al 7,5%.

Tutti i confronti di cui alla Tabella 11.3.1.b, basati sui valori caratteristici, sono quindi sostanzialmente demandati ai controlli che i Laboratori ufficiali effettuano negli stabilimenti di produzione, sia in fase di qualificazione iniziale che di verifica periodica della qualità.

I valori attesi nei controlli di cantiere sono invece definiti nel § 11.3.2.12 delle NTC.

Al fine di garantire l'idoneità alla piegatura e, quindi, la necessaria lavorabilità agli acciai da c.a. la norma stabilisce che le barre debbano essere piegate a 90° e poi raddrizzate, con opportuni raggi di curvatura stabiliti in base al diametro della barra stessa, senza che, dopo la prova, le barre mostrino rotture o incrinature visibili "ad una persona con visione normale o corretta".

C11.3.2.2 ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO B450A

Valgono le indicazioni di cui al § 11.3.2.1 delle NTC, fatti salvi i diversi valori richiesti in termini di duttilità, allungamento e lavorabilità.

C11.3.2.3 ACCERTAMENTO DELLE PROPRIETÀ MECCANICHE

In relazione alle prove sugli acciai deformati a freddo, si ribadisce che rientrano nelle categorie degli acciai deformati a freddo anche gli acciai forniti in rotoli, siano essi B450C o B450A, in quanto impiegati previa raddrizzatura meccanica. Le verifiche delle proprietà meccaniche devono essere pertanto effettuate dopo la raddrizzatura, su saggi mantenuti per 60 minuti a 100 ± 10 °C e successivamente raffreddati in aria calma a temperatura ambiente.

La prova di piegamento e raddrizzamento come indicato nella norma UNI EN ISO 15630-1:2010 può essere eseguita in un intervallo di temperatura compreso tra 10°C e 35 °C.

C11.3.2.4 CARATTERISTICHE DIMENSIONALI E DI IMPIEGO

La norma precisa che la sagomatura e/o l'assemblaggio possono avvenire:

- in cantiere, sotto la vigilanza della Direzione Lavori;
- in centri di trasformazione, solo se provvisti dei requisiti di cui al § 11.3.1.7 delle NTC.

Nel primo caso, per cantiere si intende esplicitamente l'area recintata del cantiere, all'interno della quale il Costruttore e la Direzione lavori sono responsabili dell'approvvigionamento e lavorazione dei materiali, secondo le competenze e responsabilità che la legge attribuisce a ciascuno.

Al di fuori dell'area di cantiere, tutte le lavorazioni di sagomatura e/o assemblaggio devono avvenire esclusivamente in Centri di trasformazione provvisti dei requisiti di cui al § 11.3.1.7 delle NTC.

C11.3.2.5 RETI E TRALICCI ELETTROSALDATI

Le NTC prevedono che la produzione di reti e tralici elettrosaldati deve essere effettuata a partire da materiale di base qualificato.

Nel caso di reti e tralici formati con elementi base prodotti nello stesso stabilimento, la marchiatura del prodotto finito può coincidere con quella dell'elemento base.

Nel caso di reti e tralicci formati con elementi base prodotti in altro stabilimento, deve essere apposta su ogni confezione di reti o tralicci un'apposita etichettatura con indicati tutti i dati necessari per la corretta identificazione del prodotto e del fabbricante delle reti e dei tralicci stessi. In questo caso il produttore provvede, ove possibile, ad apporre su ogni pannello o traliccio una apposita marchiatura che identifichi il produttore medesimo. La marchiatura di identificazione può essere anche costituita da sigilli o etichettature metalliche indelebili con indicati tutti i dati necessari per la corretta identificazione del prodotto, ovvero da marchiatura supplementare indelebile. In ogni caso, se si utilizza una propria marchiatura aggiuntiva di identificazione, questa deve essere identificabile in modo permanente anche dopo annegamento nel calcestruzzo. Laddove invece non fosse possibile tecnicamente applicare su ogni pannello o traliccio la marchiatura secondo le modalità sopra indicate, dovrà essere comunque apposta su ogni pacco di reti o tralicci un'apposita etichettatura con indicati tutti i dati necessari per la corretta identificazione del prodotto di base e del produttore. In questo caso il Costruttore al momento della fornitura deve verificare la presenza della predetta etichettatura ed il Direttore dei Lavori, al momento dell'accettazione, deve rilevarne i dati e fornirli al collaudatore che ne farà cenno nel Certificato di collaudo. In caso di assenza dell'etichettatura il Direttore dei lavori deve rifiutare la fornitura.

Il riferimento alla UNI EN ISO 17660 introdotto per le reti e i tralicci elettrosaldati è applicabile anche alle travi tralicciate in acciaio conglobate nel getto di calcestruzzo collaborante, di cui alle pertinenti Linee Guida del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, con particolare riferimento alla categoria classificabile come gruppo b), ovvero alle "travi in calcestruzzo armato o precompresso". Assume, infatti, particolare rilevanza il rispetto delle norme sulle saldature ed in particolare della UNI EN ISO 17660-1, quando le saldature delle barre sono "load-carrying", ovvero direttamente interessate dal flusso di tensioni. Inoltre, in ogni caso non è ammissibile l'esecuzione di giunti testa-testa, mentre alle estremità delle travi, nelle cosiddette zone dissipative o zone critiche, è in ogni caso vietato l'uso di saldature per l'acciaio da c.a.

C11.3.2.8 ALTRI TIPI DI ACCIAI

C11.3.2.8.2 Acciai zincati

Per la zincatura, se effettuata in "sub-fornitura" in autonomi stabilimenti, va garantito un adeguato livello di integrazione dei Controlli di Produzione in Fabbrica tra produttore degli elementi base e zincatore. A questo scopo il produttore garantisce la qualifica del sub-fornitore della zincatura, secondo idonee procedure.

C11.3.2.10 PROCEDURE DI CONTROLLO PER ACCIAI DA CEMENTO ARMATO NORMALE – BARRE E ROTOLI

C11.3.2.10.3 Controlli nei centri di trasformazione

La norma specifica chiaramente i controlli obbligatori che devono essere effettuati nei centri di trasformazione.

Tutte le prove indicate al § 11.3.2.10.3 delle NTC, sia sui rotoli che sulle barre, devono essere eseguite dopo le lavorazioni e le piegature atte a dare ad esse le forme volute per il particolare tipo di impiego previsto. Ciò non vuol dire che i saggi da sottoporre a prova debbano essere necessariamente ottenuti da ferri piegati e poi raddrizzati, bensì che il Direttore di stabilimento sceglie gli spezzoni di barra da prelevare da una sagoma opportuna nella quale sia presente comunque un tratto rettilineo di lunghezza idonea in accordo a UNIEN ISO 6892-1 (in genere superiore ad un metro), dal quale prelevare lo spezzone, non piegato, da sottoporre a prova.

L'annotazione circa l'effettuazione dei controlli di competenza "prima dell'invio in cantiere" discende dalla ovvia necessità di poter utilmente intervenire, in caso di esiti negativi delle prove, sulla singola fornitura prima che il materiale sia effettivamente impiegato e posto in opera.

Le criticità che possano presentarsi in situazioni di ritardo nell'inoltro della certificazione ufficiale da parte del laboratorio di cui all'art.59 del D.P.R. 380/01, sono risolvibili ad esempio attraverso l'implementazione di procedure che prevedano la redazione di rapporti di prova preliminari e il loro tempestivo inoltro al centro di trasformazione, ovvero la consegna del materiale al cantiere di destinazione con apposita clausola, o riserva, relativa al corretto utilizzo del materiale in accordo con la vigente normativa tecnica.

Si evidenzia l'importanza dell'obbligo di effettuare almeno un controllo per ogni giorno di lavorazione e la verifica del rispetto dei valori minimi riportati nella Tab. 11.3.VI a) – Valori di accettazione nei centri di trasformazione.

Le prove da effettuare, inoltre, per i rotoli devono sempre riguardare anche l'aderenza, con le modalità riportate nel par. 11.3.2.10.4 per la verifica delle singole partite ed in conformità alle UNI EN ISO 15630-1.

La norma prevede che analoghi controlli siano effettuati anche per il distacco al nodo saldato, evidentemente su reti e tralicci. Poiché il successivo p.to 11.3.2.11 delle norme non indica specifiche frequenze per tale tipo di prova, sarà cura del singolo Centro predisporre al riguardo apposite Procedure/Istruzioni, tenendo presente quanto espressamente indicato dalla norma: un singolo risultato negativo sul primo prelievo comporta l'esame di 6 nuovi saggi dello stesso diametro, un ulteriore singolo risultato negativo comporta l'inidoneità della partita.

La compilazione del Registro per le prove di controllo interno deve essere curata direttamente dal Direttore di stabilimento, che lo firma per validazione; anche in caso di registro in formato elettronico, occorre la necessaria formalizzazione con metodi adeguati (firma elettronica).

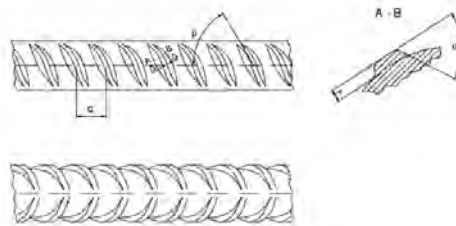
C11.3.2.10.4 Prove di aderenza

Per quanto riguarda le prove di aderenza, la norma prevede l'obbligo, ai soli fini della qualificazione iniziale (fatte salve eventuali ripetizioni che dovessero rendersi necessarie nel corso della qualificazione), delle prove *Beam-test* da eseguirsi presso uno dei laboratori di cui all'art. 59 del D.P.R. n. 380/2001, estese ad almeno tre diametri scelti negli intervalli indicati al § 11.3.2.10.4, nel numero minimo di tre barre per diametro e da eseguirsi con le modalità specificate nella norma UNI EN 10080:2005.

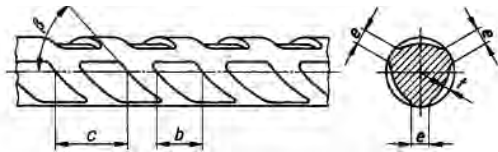
Per le verifiche periodiche della qualità e per le verifiche delle singole partite, la norma conferma che non è richiesta la ripetizione delle prove di aderenza col metodo *Beam-test* quando se ne possa determinare la rispondenza mediante misure geometriche; ciò vale, comunque, con riferimento a barre simili, per tipologia, caratteristiche e gamma di diametri, alle barre che abbiano superato le prove *Beam-test* con esito positivo.

Nell'accertamento della rispondenza delle singole partite nei riguardi delle proprietà di aderenza, è stata introdotta la distinzione fra due tipologie di barre differenti sotto il profilo geometrico: l'acciaio nervato e l'acciaio dentellato, per i quali si può fare riferimento alla norma UNI EN ISO 15630-1:2010. Sostanzialmente:

- le barre di acciaio nervato, come è noto, sono caratterizzate da una sezione effettiva circolare, mentre le nervature sono posizionate al di fuori della predetta sezione effettiva;



- nelle barre di acciaio dentellate, o anche "improntate", le nervature sono ottenute producendo delle impronte sulla sezione circolare piena, sicché la sezione effettiva che si ottiene ha una forma approssimativamente triangolare o quadrata, a seconda che le facce nervate siano rispettivamente tre o quattro.



C11.3.2.12 CONTROLLI DI ACCETTAZIONE IN CANTIERE

I controlli di accettazione in cantiere sono obbligatori. È opportuno che gli stessi siano effettuati prima della messa in opera del lotto di spedizione e comunque entro 30 giorni dalla data di consegna del materiale. Le prove, effettuate e certificate presso uno dei laboratori di cui all'art.59 del D.P.R. n. 380/2001, devono fornire valori di resistenza ed allungamento di ciascun saggio compresi fra i valori massimi e minimi riportati nella Tabella 11.3.VII a) delle NTC stesse.

Il campionamento è costituito da un prelievo di 3 saggi ogni 30 t di acciaio impiegato della stessa classe proveniente dallo stesso stabilimento o Centro di trasformazione, anche se con forniture successive. I 3 saggi di cui sopra devono essere dello stesso diametro, avendo cura di variare il diametro dei controlli successivi, nell'ambito della gamma impiegata.

Oltre alla verifica di quanto riportato nelle Tabelle 11.3.VII delle NTC e con riferimento al § 4.1.2.1.2.2 delle NTC, deve farsi presente, in merito al controllo del rapporto rottura/snervamento (f_t/f_y) che se il progettista ha adottato il modello costitutivo a) della relativa Figura 4.1.3, utilizzando un valore del rapporto di sovraresistenza $k = (f_t/f_y)_k$ maggiore di 1,15, il Direttore dei lavori deve accertare, mediante le previste prove di accettazione in cantiere e, se necessario, anche mediante prove aggiuntive, che il valore caratteristico del rapporto f_t/f_y risulti non inferiore a quello stabilito dal progettista.

È sempre opportuno che i diversi valori del rapporto snervamento/snervamento nominale (f_y/f_{ynom}), determinato sui singoli saggi, vengano riportati nei certificati rilasciati dai laboratori di cui all'art.59 del D.P.R. n. 380/2001, in relazione al comportamento strutturale di progetto (non-dissipativo o dissipativo) e alla classe di acciaio utilizzata. Il Direttore dei lavori deve infatti accertare, mediante le previste prove di cantiere e, se necessario, anche mediante prove aggiuntive, che il valore del predetto rapporto snervamento/snervamento nominale (f_y/f_{ynom}) risulti sempre non minore di 0.94 ($f_{y,min} \geq 425 \text{ N/mm}^2$) e non maggiore di 1,27 ($f_{y,max} \leq 572 \text{ N/mm}^2$).

C11.3.3 ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO PRECOMPRESSO**C11.3.3.5 PROCEDURE DI CONTROLLO PER ACCIAI DA CALCESTRUZZO ARMATO PRECOMPRESSO****C11.3.3.5.2.1 Prove di qualificazione**

La norma prevede che le prove per la determinazione di r , L , D e t , siano eseguite nel laboratorio di cui all'art. 59 del D.P.R. n. 380/2001. Qualora per ragioni tecniche, economiche o logistiche, il laboratorio, in accordo con il Fabbricante, ritiene necessario effettuare le suddette prove presso lo stabilimento di produzione, si applicano i principi dell'articolo 46 del CPR e, pertanto, dovrà essere trasmessa preventiva richiesta al Servizio Tecnico Centrale, indicando le motivazioni ed allegando la procedura operativa che descriva in modo dettagliato l'apparechiatura di prova utilizzata e le modalità di conduzione della prova stessa.

Quanto sopra si applica anche nel caso delle *Prove di verifica della qualità* finalizzate alla determinazione di r , D e t e per la valutazione della resistenza a fatica, di cui al §11.3.3.5.2.3.

C11.3.3.5.6 Prodotti zincati

Per la zincatura, se effettuata in "sub-fornitura" in autonomi stabilimenti, va garantito un adeguato livello di integrazione dei Controlli di Produzione in Fabbrica tra produttore degli elementi base e zincatore. A questo scopo il produttore garantisce la qualifica del sub-fornitore della zincatura, secondo idonee procedure.

C11.3.4 ACCIAI PER STRUTTURE METALLICHE E PER STRUTTURE COMPOSTE**C11.3.4.1 GENERALITA'**

Per la zincatura, se effettuata in *sub-affidamento* in autonomi stabilimenti, va garantito un adeguato livello di integrazione dei Controlli di Produzione in Fabbrica tra produttore degli elementi base e zincatore. A questo scopo il produttore garantisce la qualifica del sub-affidatario della zincatura, secondo idonee procedure.

C11.3.4.5 PROCESSO DI SALDATURA

Il "Costruttore", citato nel presente paragrafo delle NTC, è la figura, prevista nel D.P.R. 380/01, che esegue l'opera, coincide quindi con l'impresa che in cantiere, sotto la responsabilità e la vigilanza del Direttore dei lavori, procede all'assemblaggio della varie componenti metalliche, realizzando ad esempio l'intero scheletro strutturale di una costruzione, ovvero una parte di esso.

C11.3.4.6 BULLONI E CHIODI

Gli elementi di collegamento impiegati nelle unioni a taglio devono soddisfare i requisiti di cui alla norma armonizzata UNI EN 15048-1e recare la relativa marcatura CE, con le specificazioni di cui al punto A del § 11.1.

Come previsto dalle NTC, per quanto attiene bulloni e chiodi, il Direttore dei Lavori deve effettuare i controlli di accettazione almeno su 3 campioni ogni 1500 pezzi impiegati; il numero di campioni, prelevati e provati nell'ambito di una stessa opera, non può comunque essere inferiore a tre. Per opere per la cui realizzazione è previsto l'impiego di una quantità di pezzi non superiore a 100, il numero di campioni da prelevare è stabilito dal Direttore dei Lavori. Sui 3 campioni devono in genere eseguite prove a strappo sul bullone; qualora i risultati dovessero presentare qualche criticità, si consiglia di estendere le prove prelevando ulteriori 4 campioni sui quali eseguire:

- su tre viti: una prova di trazione verticale, una prova di taglio o rescissione, una prova di tenacità;
- su tre dadi: una prova di carico, una prova di durezza, una prova di allargamento;
- sul quarto bullone: una ulteriore prova di strappo.

C11.3.4.10 CENTRI DI TRASFORMAZIONE E CENTRI DI PRODUZIONE DI ELEMENTI IN ACCIAIO

Agli stabilimenti che producono o lavorano esclusivamente elementi in acciaio per carpenteria metallica in ottemperanza ad una norma europea armonizzata, si applica il p.to 11.1, caso A), in conformità alla corrispondente norma armonizzata; per essi si rimanda a quanto indicato al p.to 11.3.4.1. E' questo il caso dei fabbricanti che producono componenti e kit in ottemperanza alle UNIEN 1090-1, delle officine di produzione dei bulloni in ottemperanza alle UNIEN 14399 e UNIEN 15408 e dei chiodi in ottemperanza alle UNIEN 10263. Tali stabilimenti, pur effettuando lavorazioni che concettualmente rientrano nelle definizioni elencate al p.to 11.3.4.10, non sono evidentemente soggetti alle prescrizioni ivi riportate in quanto la loro attività è riferita unicamente a materiali e prodotti coperti da una EN armonizzata.

Pertanto, l'ambito di applicazione del p.to 11.3.4.10 riguarda unicamente gli stabilimenti o impianti che impiegano materiali, prodotti e/o componenti strutturali per i quali non sia applicabile la marcatura CE, oppure che realizzano una lavorazione in sub-fornitura per conto del costruttore e, pertanto, non immettono prodotti lavorati direttamente nel mercato.

Nelle attività di questi stabilimenti o impianti si individuano le seguenti principali casistiche:

- Officine per la produzione di chiodi e bulloni: laddove essi intendano realizzare elementi che non rispondono alle caratteristiche di cui al p.to 11.3.4.6, devono preliminarmente provvedere alla qualificazione dei loro prodotti secondo quanto indicato al p.to 11.1-caso B), con le procedure di qualificazione indicate al p.to 11.3.1.2;
- Centri di produzione di prodotti formati a freddo e lamiere grecate: i materiali soggetti a lavorazione sono quelli oggetto delle norme armonizzate citate nel Capitolo 11.3.4.1 delle NTC e delle altre norme citate al punto 11.3.4.10 delle NTC. Laddove si effettuassero lavorazioni su materiali diversi da questi, il centro deve preliminarmente provvedere alla qualificazione dei loro prodotti secondo quanto indicato al punto 11.1-caso B delle NTC), con le procedure di qualificazione indicate al punto 11.3.1.2 delle NTC;
- Officine di produzione di elementi strutturali: gli elementi seriali da essi fabbricati sono qualificabili quali elementi finiti di cui al p.to 11.3.1.2 e la loro conformità sarà valutata secondo quanto indicato al p.to 11.1-caso B), con le procedure di qualificazione indicate al p.to 11.3.1.2;
- Centri di prelavazione/servizio e officine di produzione di carpenteria metallica: normalmente tali impianti realizzano lavorazioni in sub-fornitura per conto del costruttore, su materiali marcati CE, quindi non immettono prodotti lavorati direttamente sul mercato. Quando tali impianti ricevono elementi base (prodotti lunghi e/o piani) che non sono marcati CE in quanto non soggetti a norma armonizzata, devono preliminarmente verificare che tali elementi siano dotati di idonea qualificazione ai sensi del p.to 11.1-caso B, secondo le procedure di qualificazione indicate al p.to 11.3.1.2; in mancanza di tale qualificazione, il materiale base non può essere lavorato ed i prodotti strutturali da essi realizzati non possono essere impiegati.

C11.3.4.11 PROCEDURE DI CONTROLLO SU ACCIAI DA CARPENTERIA

C11.3.4.11.2 Controlli nei centri di trasformazione e nei centri di produzione di elementi tipologici in acciaio

C11.3.4.11.2.1 Centri di produzione di lamiere grecate e profilati formati a freddo

Per la realizzazione di profilati formati a freddo e di lamiere grecate possono essere impiegati nastri o piatti di acciai conformi sia alle UNI EN 10025 (di cui al § 11.3.4.1 delle NTC) sia alle UNI EN 10149 ed alle UNI EN 10326 (di cui al § 11.3.4.11.2 delle NTC).

Gli acciai conformi alla norma europea armonizzata UNI EN 10025, recanti la marcatura CE, ai quali si applica il sistema di controllo 2+, devono essere dotati della documentazione di cui al punto A del § 11.1 delle NTC.

Altri tipi di acciaio, seppure conformi ad eventuali norme europee non armonizzate, devono essere sottoposti ai procedimenti di qualifica e devono essere dotati della documentazione di cui al punto B del § 11.1 delle NTC.

Gli acciai per la realizzazione di profilati formati a freddo e di lamiere grecate devono appartenere ai gradi da S 235 ad S 460 compresi.

Per gli acciai da qualificare secondo il punto B del § 11.1 delle NTC, si possono assumere nei calcoli i valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento f_{yk} e rottura f_{tk} riportati nella seguente tabella C11.3.4.11.2.I. Tali acciai potranno essere impiegati nella gamma di spessori da 0,6 a 15 mm compresi.

Tabella C11.3.4.11.2.I

Tipo di acciaio	Norma di riferimento	Qualità degli acciai	f_{yk} [N/mm ²]	f_{tk} [N/mm ²]
Nastri e lamiere di acciaio per impieghi strutturali, zincati per immersione a caldo in continuo. Condizioni tecniche di fornitura.	UNI EN10326	S 250GD+Z	250	330
		S 280GD+Z	280	360
		S 320GD+Z	320	390
		S 350GD+Z	350	420
Prodotti piani laminati a caldo di acciai ad alto limite di snervamento per formatura a freddo. Condizioni di fornitura degli acciai ottenuti mediante laminazione termomeccanica.	UNI EN 10149-2	S 315 MC	315	390
		S 355 MC	355	430
		S 420 MC	420	480
		S 460 MC	460	520
Prodotti piani laminati a caldo di acciai ad alto limite di snervamento per formatura a freddo. Condizioni di fornitura degli acciai normalizzati o laminati normalizzati.	UNI EN 10149-3	S 260 NC	260	370
		S 315 NC	315	430
		S 355 NC	355	470
		S 420 NC	420	530

I raggi interni di piegatura dei profilati formati a freddo e delle lamiere grecate devono rispettare le seguenti limitazioni:

Acciai S 235 – S 275	$t \leq 8 \text{ mm}$	$r/t \geq 1$
	$8 \text{ mm} < t \leq 15 \text{ mm}$	$r/t \geq 1,5$
Acciai S 355 – S 469	$t \leq 4 \text{ mm}$	$r/t \geq 1$
	$4 \text{ mm} < t \leq 15 \text{ mm}$	$r/t \geq 1,5$

C11.3.4.11.3 Controlli di accettazione in cantiere

In merito ai criteri di valutazione dei risultati dei controlli di accettazione, che la norma prevede siano adeguatamente stabiliti dal Direttore dei lavori, può farsi riferimento ai valori minimi garantiti dal produttore, indicati nelle pertinenti norme europee armonizzate di riferimento, ove disponibili.

C11.4 ANCORANTI PER USO STRUTTURALE E GIUNTI DI DILATAZIONE

Le NTC stabiliscono che per la qualificazione ed identificazione degli ancoranti e dei giunti di dilatazione stradale per uso strutturale si applica quanto specificato al punto C) del § 11.1, sulla base, rispettivamente, delle Linee guida di benessere tecnico europeo ETAG 001 ed ETAG 032.

Dette Linee Guida ETAG possono essere impiegate, ai sensi dell'articolo 66(3) del CPR, come Documenti per la Valutazione Europea (EAD) fino all'eventuale emanazione, da parte dell'EOTA, degli EAD che sostituiranno, rispettivamente, le suddette Linee Guida ETAG 001 e/o ETAG 032.

C11.5 SISTEMI DI PRECOMPRESSIONE A CAVI POST-TESE E TIRANTI DI ANCORAGGIO

C11.5.1 SISTEMI DI PRECOMPRESSIONE A CAVI POST TESI

Le NTC stabiliscono che per la qualificazione ed identificazione dei sistemi di precompressione a cavi post-tesi si applica quanto specificato al punto C) del § 11.1.

Nel caso di marcatura CE basata su ETA, come per le eventuali prove di accettazione, si applica la Linea Guida ETAG 013.

Detta Linea Guida ETAG può essere impiegata, ai sensi dell'articolo 66(3) del CPR, come Documento per la Valutazione Europea (EAD) fino all'eventuale emanazione, da parte dell'EOTA, degli EAD che sostituiranno le suddette Linee Guida ETAG 013.

C11.6 APPOGGI STRUTTURALI

Per gli appoggi ricadenti nel campo di applicazione delle norme europee armonizzate della serie UNIEN 1337 il Direttore dei Lavori dovrà verificare che il prodotto sia dotato di marcatura CE rilasciata in conformità alla pertinente norma armonizzata, nonché la corrispondenza della relativa documentazione con il prodotto in accettazione e lo specifico uso previsto. Per tutti gli usi strutturali si applica il Sistema di Valutazione e Verifica della Costanza della Prestazione 1 ed il fabbricante dichiara le caratteristiche tecniche di prodotto elencate nelle Appendici ZA delle relative norme armonizzate.

Nel caso di appoggi strutturali non ricadenti, o non completamente ricadenti, nel campo di applicazione di una delle norme europee armonizzate della serie UNI EN 1337, si applica il caso C) del §11.1.

Per gli appoggi ad uso strutturale, quindi, non ha più validità l'attestato di deposito della documentazione presso il Servizio Tecnico Centrale, effettuata, per i prodotti o sistemi che direttamente influiscono sulla sicurezza e la stabilità degli impalcati stradali e ferroviari e che rientrano nelle pertinenze di esercizio di cui al punto a) della Circolare Min. LL.PP. n.2357 del 16/5/96.

Ai fini dell'impiego, il Direttore dei Lavori dovrà anche verificare, in fase di accettazione, la presenza della documentazione di qualificazione e del manuale contenente le specifiche tecniche di posa in opera, nonché, in fase di esecuzione, curare che l'installazione avvenga in coerenza con le dette specifiche.

C11.7 MATERIALI E PRODOTTI A BASE DI LEGNO

C11.7.1 GENERALITÀ

Per quanto riguarda la qualificazione ed identificazione dei differenti materiali o prodotti a base di legno, si rimanda a quanto indicato alle casistiche A, B e C come indicato al §. 11.1 delle NTC.

Sia per i prodotti oggetto di marcatura CE (secondo i casi A e C del par. 11.1), che per i materiali oggetto di procedura di qualificazione nazionale (caso B del par. 11.1) o di Certificato di Valutazione Tecnica (Caso C del par. 11.1) valgono gli obblighi di denuncia di attività definite per i centri di lavorazione di cui il par. 11.7.10.1 delle medesime NTC.

C11.7.2 LEGNO MASSICCIO**C11.7.2.1 LEGNO MASSICCIO CON SEZIONE RETTANGOLARE**

I prodotti in legno massiccio a sezione rettangolare devono essere oggetto di una classificazione secondo la resistenza, al fine di assegnare ad ogni singolo segato una classe di resistenza, usualmente coerente con quanto proposto dalla UNI EN 338.

C11.7.2.2 LEGNO MASSICCIO CON SEZIONI IRREGOLARI

Per legno massiccio con sezione irregolare si intendono quei prodotti che, per geometria della sezione e/o per rastremazione del fusto, non rientrano all'interno del campo di applicazione della UNI EN 14081-1. Per tali prodotti, quali ad esempio le travi "uso Fiume" o "uso Trieste", in assenza di una specifica Valutazione Tecnica Europea (ETA) si applicano le procedure di qualificazione previste nel § 11.7.10 delle NTC.

Ai fini della classificazione del materiale, in assenza di specifiche regole (ad. es UNI 11035-3), si potrà fare riferimento a quanto previsto per gli elementi a sezione rettangolare, senza considerare le prescrizioni sugli smussi e sulla variazione della sezione trasversale, purché nel calcolo si tenga conto dell'effettiva geometria delle sezioni trasversali.

C11.7.3 LEGNO STRUTTURALE CON GIUNTI A DITA

Gli elementi in legno massiccio giuntati "a tutta sezione" devono essere conformi alla norma armonizzata UNI EN 15497 e non possono essere usati per opere in Classe di servizio 3.

C11.7.4 LEGNO LAMELLARE INCOLLATO E LEGNO MASSICCIO INCOLLATO

I prodotti in legno lamellare e di legno massiccio incollato devono essere sottoposti a marcatura CE in accordo alla UNI EN 14080.

Per il legno lamellare incollato e il legno massiccio incollato, realizzati con legno di latifoglia (o prodotti realizzati attraverso l'impiego di specie non elencate all'interno della Norma Armonizzata UNI EN 14080), si dovrà fare riferimento al caso C) del §11.1.

C11.7.5 PANNELLI A BASE DI LEGNO

Ai pannelli in compensato di tavole, non compresi nel campo di applicazione della UNI EN 13986 o in assenza di altra specifica norma armonizzata, si applica il caso C) di cui al §11.1 delle NTC. I Certificati di Valutazione Tecnica sono rilasciati sulla base dei criteri contenuti nelle "Linee Guida per l'Impiego di prodotti, materiali e manufatti innovativi in legno per uso strutturale".

Pannelli chiodati o assemblati mediante cambre, viti o altri sistemi che non prevedano l'utilizzo di adesivi non sono assimilabili ai pannelli di cui sopra e devono risultare conformi a specifici EAD/ETA o, in alternativa, qualificati tramite Certificati di Valutazione Tecnica rilasciati dal Servizio Tecnico Centrale, così come altresì previsto dal p.to C del § 11.1 delle NTC.

C11.7.8 ELEMENTI MECCANICI DI COLLEGAMENTO

In presenza di azioni sismiche e con particolare riferimento al § 7.7.5.2. delle NTC, il fabbricante, al fine di garantire le prestazioni previste nei confronti del comportamento a carichi ciclici degli elementi meccanici di collegamento di cui al par. 11.7.10.2, dovrà fare riferimento ai criteri e alle modalità di prova pertinenti indicati nella UNI EN 14592 o nelle altre specifiche tecniche applicabili.

C11.7.10 PROCEDURE DI IDENTIFICAZIONE, QUALIFICAZIONE E ACCETTAZIONE - CENTRI DI LAVORAZIONE**C11.7.10.1 FABBRICANTI E CENTRI DI LAVORAZIONE**

Il fabbricante deve assicurare un sistema di controllo della produzione in fabbrica, tale da poter attribuire al prodotto i coefficienti parziali di sicurezza di cui al § 4.4.6 delle NTC.

Qualora il fabbricante intendesse attribuire il tipo di legname alla colonna B della tabella 4.4.III delle NTC, nella documentazione di accompagnamento delle forniture deve essere fatto esplicito riferimento ai coefficienti di variazione calcolati in fase di caratterizzazione fisico-meccanica dei prodotti.

Per la qualificazione di elementi "legname a sezione irregolare" il produttore deve dare evidenza:

- dei processi di selezione e classificazione del materiale base;
- della competenza del classificatore e del corretto stoccaggio del materiale (sia questo tondo che segato), descrivendo altresì ogni passaggio produttivo in modo da assicurare la tracciabilità di prodotto in funzione della sua provenienza e del tipo di legname impiegato.

Allo stesso modo devono essere assicurate le tolleranze dei prodotti immessi sul mercato secondo quanto definito dalla UNI EN 336.

Per la denuncia di attività, il centro di lavorazione deve dare evidenza:

- delle tipo di lavorazione effettuate e del rispetto delle dimensioni così come previsto in sede di progetto tenendo conto delle tolleranze indicate nelle specifiche tecniche di riferimento;
- dei controlli e delle misure adottate al fine di non compromettere la conformità del prodotto definita dal produttore;
- dei sistemi di tracciabilità adottati e della opportuna formazione del personale nell'utilizzo dei macchinari presenti in azienda.

Gli Attestati di produzione di elementi strutturali in legno (uso Fiume, uso Trieste e tavolato strutturale con profilo maschio - femmina), già rilasciati ai sensi delle precedenti NTC 2008, cessano di avere validità allo scadere dei cinque anni dall'entrata in vigore delle NTC 2018. Alla scadenza occorrerà inoltrare apposita istanza di rinnovo, pagando le relative tariffe indicate dal D.M. 267/2012.

In relazione ai termini di rinnovo annuale i titolari degli Attestati di Produzione dovranno confermare la loro attività entro il 31 Dicembre di ogni anno, allegando documentazione attestante i controlli di produzione effettuati nell'anno precedente.

Gli Attestati di denuncia attività dei centri di lavorazione continuano ad essere senza scadenza; ne consegue che i precedenti attestati rilasciati ai sensi delle NTC 2008 continueranno ad essere validi anche per le nuove NTC 2018.

Per quanto riguarda le procedure di rinnovo degli attestati di qualificazione, l'istanza va trasmessa almeno sessanta giorni prima della scadenza del periodo di validità dell'Attestato, corredata di tutta la documentazione prevista per l'avvio della procedura di qualificazione, secondo l'elenco aggiornato reso disponibile dal Servizio e come previsto al § 11.7.10.1, nonché della ricevuta di avvenuto pagamento delle tariffe previste per il rilascio dell'attestato. Per quanto riguarda la documentazione rimasta invariata, si deve comunque produrre una dichiarazione che ne attesti la permanenza della validità, con relativo elenco esplicativo.

Per quanto riguarda i Corsi di formazione e di Aggiornamento per "Direttori tecnici della produzione", si rammenta che "appositi corsi" di formazione erano già stati introdotti con le precedenti NTC 2008; sono ora previsti anche i Corsi di aggiornamento, a cadenza triennale, aventi carattere obbligatorio: ne consegue che i Direttori che abbiano già seguito un Corso di formazione, in caso di mancato aggiornamento, vedranno decadere la loro qualificazione di Direttore. Gli attestati di partecipazione rilasciati ai sensi delle precedenti NTC 2008, cessano di avere validità al termine di tre anni dalla data di entrata in vigore dell'attuale "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni", ovvero al 20 marzo 2021. Tutti i Corsi di formazione dovranno essere preventivamente approvati dal STC, a seguito di una valutazione ed esame delle richieste avanzate dalle società ed enti organizzatori dei corsi medesimi.

C11.7.10.1.1 Identificazione e rintracciabilità dei prodotti qualificati

Il costruttore resta comunque responsabile della qualità degli elementi strutturali in legno posti in opera, qualità che sarà controllata dal Direttore dei Lavori secondo le procedure di cui al § 11.7.10.2. Lo stesso costruttore, nell'ambito delle proprie responsabilità, prima dell'inizio della costruzione dell'opera, deve acquisire idonea documentazione relativa ai componenti, per ciascun elemento strutturale in legno da utilizzare, al fine di ottenere le prestazioni indicate nel progetto. Tale documentazione dovrà essere comprensiva sia della fase di produzione come da § 11.1 (casi A, B o C) che di quella di centro di lavorazione come da § C11.7.10.1. Inoltre ai fini della rintracciabilità dei prodotti, il costruttore deve assicurare la conservazione della medesima documentazione, unitamente a marchiature o etichette di riconoscimento, fino al completamento delle operazioni di collaudo statico.

C11.7.10.2 CONTROLLI DI ACCETTAZIONE IN CANTIERE

Il direttore lavori effettua i controlli di seguito descritti:

- per gli elementi in legno massiccio oggetto di una classificazione a vista, il direttore lavori esegue una ripetizione della classificazione secondo la resistenza con la stessa regola utilizzata in stabilimento sul almeno il 5% del materiale fornito;
- per gli elementi in legno massiccio oggetto di una classificazione a macchina, il direttore lavori esegue una ripetizione della classificazione in accordo ai requisiti per l'ispezione a vista supplementare così come riportato all'interno della UNI EN 14081-1.

Inoltre:

- In relazione ad elementi lineari o planari che devono essere incorporati in pacchetti costruttivi atti a definire la stratigrafia di strutture opache orizzontali, verticali e coperture assemblate in situ, non ventilati, il Direttore Lavori è opportuno che provveda ad assicurarsi che l'umidità degli elementi portanti al momento della chiusura della stratigrafia interessata sia inferiore o uguale al 18%. Tale controllo dovrà interessare almeno il 10% del materiale strutturale fornito ed essere uniformemente distribuito su tutta la fornitura messa in opera.
- In relazione ai collegamenti il Direttore Lavori dovrà assicurarsi che le distanze degli elementi di collegamento (dai bordi o dalle estremità degli elementi lignei, e gli interassi tra i medesimi elementi), siano quelle indicate nel progetto. Può essere prevista una tolleranza sulle distanze indicate in sede di progetto al massimo pari al 5%.
- Per gli elementi meccanici di collegamento all'interno delle zone dichiarate quali dissipative, secondo quanto indicato nel § 7.7.1, qualora non ne sia definito il comportamento a carichi ciclici secondo le specifiche tecniche applicabili, il Direttore

Lavori esegue prove meccaniche di accettazione in ragione della criticità, della differenziazione e numerosità, come altresì riportato nel § 11.7.10.2.

In relazione ai controlli di accettazione in cantiere su elementi strutturali in legno il Direttore lavori può fare altresì utile riferimento a metodi di classificazione misti, attuati tramite l'utilizzo di strumenti portatili di ausilio alla classificazione a vista e a quanto previsto dal rapporto tecnico UNI TR 11499.

C11.8 COMPONENTI PREFABBRICATI IN C.A. E C.A.P.

C11.8.1 GENERALITÀ

Per quanto riguarda la qualificazione ed identificazione degli specifici materiali o prodotti, si applicano, in relazione agli specifici prodotti, i casi A), B) o C) previsti al § 11.1 delle NTC, secondo quanto di seguito precisato:

- Se è disponibile una norma armonizzata (caso A del § 11.1) il cui riferimento è riportato in GUUE, al termine del periodo di coesistenza, è possibile l'impiego di tale prodotto solo in presenza della prevista documentazione di marcatura CE e Dichiarazione di Prestazione, così come altresì definito dal Capo II del CPR). In tal caso non si applicano le procedure di qualificazione così come riportato nel § 11.8.4 delle medesime NTC;
- Se il prodotto è coperto da una norma europea armonizzata, pubblicata GUUE ma per la quale non sia ancora terminato il periodo di coesistenza, il produttore può optare *alternativamente* per la procedura di qualificazione nazionale riportata nel § 11.8.4 delle NTC, (caso B), oppure per la marcatura CE (caso A);
- Qualora il prodotto sia oggetto di una Valutazione Tecnica Europea (ETA), sulla base di un Documento di Valutazione Tecnica Europea (EAD) pubblicato sulla GUUE, in accordo al Capo IV del CPR, il produttore appone la marcatura CE in accordo alla specifica tecnica applicabile (ETA). In alternativa all'iter di Valutazione Tecnica Europea (ETA), un produttore può definire la conformità del proprio prodotto anche sulla base di Linee guida approvate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (ove disponibili) al fine di ottenere un "Certificato di Valutazione Tecnica".
- Negli altri casi si applica la procedura di qualificazione nazionale riportata nel § 11.8.4 delle NTC, (caso B del § 11.1).

Le disposizioni di cui ai §§ 11.8.1, 11.8.2 ed 11.8.3 delle Norme Tecniche per le Costruzioni si intendono estese anche agli elementi prefabbricati di cui al p.to C del § 11.1, per i quali sia stato rilasciato un Certificato di Idoneità Tecnica all'impiego (CIT) rilasciato dal Servizio Tecnico Centrale.

La procedura di qualificazione degli elementi prefabbricati comprende anche le fasi intermedie di produzione, quali quelle di produzione del calcestruzzo e di lavorazione dei ferri di armatura. Pertanto, nell'ambito del sistema di controllo della produzione devono essere predisposte apposite e dettagliate "procedure" ed "istruzioni" anche relative a tali aspetti operativi.

Inoltre, di regola, salvo produzioni di elementi secondari e se appositamente autorizzate dal Servizio Tecnico Centrale, la produzione di elementi di serie non può prescindere dalla effettiva produzione del calcestruzzo, nella stessa sede dello stabilimento di prefabbricazione; la mancanza o il non utilizzo di idonei impianti per la conservazione delle materie prime e di un impianto di betonaggio interno allo stabilimento costituiscono, nella maggior parte dei casi, condizioni ostative per la qualificazione dello stabilimento e dei prodotti, in quanto elementi significativi ai fini della valutazione complessiva della validità dell'intera organizzazione del processo produttivo e del sistema di controllo della produzione, requisiti espressamente richiesti dai §§ 11.8.1 e segg. delle NTC. In altri termini, il fatto di delegare i principali fattori di produzione al confezionatore esterno del calcestruzzo, fa venire meno, per un produttore di serie, i presupposti stessi della presenza di un processo produttivo opportunamente organizzato e del mantenimento di un adeguato livello di affidabilità nella produzione del calcestruzzo, secondo il dettato dei §§ 11.8.1 ed 11.8.2 delle NTC.

Conseguentemente, lo stabilimento deve essere anche in possesso di adeguate apparecchiature per il confezionamento del calcestruzzo e la conservazione dei relativi provini, nonché di attrezzature idonee a provare, valutare e correggere la qualità del prodotto. Laddove sia utilizzato un processo automatico di produzione e controllo del calcestruzzo, occorre specificare e dare evidenza dei sistemi interni di controllo e gestione presenti nel sistema automatizzato.

Gli elementi costruttivi di produzione occasionale di cui ai §§ 4.1.10 e 11.8 delle NTC sono quelli prodotti in stabilimenti temporanei, esterni rispetto allo specifico cantiere per il quale sono allestiti, o anche in impianti permanenti, seppure dedicati in via principale alla produzione di serie. Tali elementi devono essere comunque realizzati attraverso processi sottoposti ad un sistema di controllo della produzione, certificato da ente terzo (come specificato al § 11.8.3 delle NTC). A tale proposito si precisa che detta certificazione non è necessario che sia relativa all'intero sistema di gestione della qualità dell'azienda, ma è sufficiente che sia riferita alla gestione che sovrintende allo specifico "sistema di controllo della produzione"

Inoltre, essendo a tutti gli effetti assimilabili a normali cantieri edilizi, gli "stabilimenti di produzione occasionale" sono soggetti a tutti i controlli prescritti nei §§ 11.2 e 11.3 delle NTC, in particolare per quanto riguarda i calcestruzzi prodotti ed i controlli sui ferri di armatura. Inoltre, ai sensi del § 4.1.10.3, per quanto riguarda la produzione degli elementi prefabbricati, detti stabilimenti "occasional" sono soggetti alla supervisione tecnica del Direttore dei lavori dell'opera di destinazione dei medesimi elementi

prefabbricati. In tal senso è anche compito del Direttore dei lavori far eseguire gli usuali controlli di accettazione previsti dalle norme; ciò indipendentemente dal soggetto al quale è attribuito il costo delle prove stesse, secondo gli accordi contrattuali.

Per la produzione occasionale non è previsto alcun adempimento, né tecnico né amministrativo, nei confronti del Servizio Tecnico Centrale.

La produzione occasionale non può, in nessun caso, essere riferita a manufatti coperti da norma armonizzata, per la quale sia terminato il periodo di coesistenza.

I manufatti prefabbricati "a piè d'opera", cioè all'interno dello stesso cantiere dell'opera di destinazione, sono realizzati sotto la piena responsabilità del Direttore dei lavori dell'opera di destinazione.

Laddove il produttore di elementi prefabbricati commercializzi direttamente anche il calcestruzzo prodotto con processo industrializzato ovvero ferri di armatura lavorati, allora dovranno essere applicate, per tali lavorazioni, distinte procedure di qualificazione relative alla produzione del calcestruzzo con processo industrializzato (§ 11.2.8 delle NTC) ed ai centri di lavorazione di elementi in acciaio (§ 11.3.1.7 delle NTC).

C11.8.3 CONTROLLO DI PRODUZIONE

Per quanto riguarda il Registro di Produzione del calcestruzzo ed il Registro dei controlli sull'acciaio d'armatura, fa capo al Direttore di stabilimento la responsabilità di quanto viene trascritto su detti Registri. La trascrizione materiali e dei dati può anche essere effettuata da un tecnico di fiducia espressamente delegato dal direttore di stabilimento.

Nel caso, assai frequente, in cui nello stabilimento si effettuino operazioni di saldatura strutturale o operazioni di lavorazione e sagomatura sugli acciai d'armatura, le NTC indicano il tipo e la frequenza di prove da effettuare, al fine di verificare che le lavorazioni non alterino le caratteristiche originarie del materiale. Come precisato nelle NTC, tali prescrizioni si intendono riferite unicamente agli acciai destinati alla realizzazione dei manufatti prefabbricati per i quali non sia applicabile la marcatura CE. Laddove vengano effettuate lavorazioni su acciai d'armatura non destinati ai manufatti prodotti ma ad una commercializzazione autonoma degli acciai stessi, per tale attività lo stabilimento è assimilato a tutti gli effetti quale centro di trasformazione ai sensi del § 11.3.1.7 delle Norme tecniche.

C11.8.4 PROCEDURE DI QUALIFICAZIONE

C11.8.4.2 QUALIFICAZIONE DELLA PRODUZIONE IN SERIE DICHIARATA

Per quanto riguarda le procedure di rinnovo degli attestati di qualificazione, l'istanza va trasmessa almeno sessanta giorni prima della scadenza del periodo di validità dell'Attestato, corredata di tutta la documentazione prevista per l'avvio della procedura di qualificazione, secondo l'elenco aggiornato reso disponibile dal Servizio, compresi gli elaborati relativi all'attività svolta, di cui al § 11.8.4.2, nonché della ricevuta di avvenuto pagamento delle tariffe previste per il rilascio dell'attestato. Per quanto riguarda la documentazione rimasta invariata, si deve comunque produrre una dichiarazione che ne attesti la permanenza della validità, con relativo elenco esplicativo.

C11.8.4.3 QUALIFICAZIONE DELLA PRODUZIONE IN SERIE CONTROLLATA

La procedura di qualificazione in serie controllata, per cui le NTC prevedono il rilascio di Certificato di Valutazione Tecnica, è analoga a quella adottata secondo il D.M. 14.01.2008.

Per quanto riguarda le procedure di rinnovo dei Certificati di Valutazione Tecnica, l'istanza va trasmessa almeno sessanta giorni prima della scadenza del periodo di validità dell'Attestato, corredata di tutta la documentazione prevista per l'avvio della procedura di qualificazione, secondo l'elenco aggiornato reso disponibile dal Servizio e come previsto al § 11.8.4.3, nonché della ricevuta di avvenuto pagamento delle tariffe previste per il rilascio dell'attestato. Per quanto riguarda la documentazione rimasta invariata, si deve comunque produrre una dichiarazione che ne attesti la permanenza della validità, con relativo elenco esplicativo.

C11.8.5 DOCUMENTI DI ACCOMPAGNAMENTO

Le disposizioni di questo punto si applicano puntualmente ai manufatti prefabbricati non rientranti nel campo di applicazione delle norme europee armonizzate. Si rammenta, tuttavia, che al § 11.8.1 si precisa che, ai fini dell'impiego, i manufatti coperti da UNIEN armonizzate devono comunque rispettare i §§ 11.8.2, 11.8.3.4 ed 11.8.5, laddove applicabili e per quanto non in contrasto con le specifiche tecniche europee armonizzate.

Per quanto riguarda i documenti che devono corredare la singola fornitura di manufatti prefabbricati, si precisa inoltre quanto segue.

Il certificato di origine firmato dal fabbricante, di cui al p.to e) dell'elenco, nel caso dei manufatti prodotti in serie controllata coincide con il Certificato di valutazione tecnica di cui al p.to 11.8.4.3; per i manufatti di tipo occasionale, il certificato d'origine può essere utilmente sostituito dalla copia del certificato del sistema di controllo che sovrintende al processo di fabbricazione, di cui al p.to 11.8.3.

Il punto f) indica che devono essere allegate anche le copie dei certificati relativi alle prove effettuate da un laboratorio incaricato ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n. 380/2001. Tali certificati sono quelli relativi ai prelievi di calcestruzzo destinati al controllo di tipo A, di cui al p.to 11.8.3.1 delle norme, ma anche alle prove effettuate sugli acciai d'armatura: p.to 11.8.3.1 per le produzioni di serie; p.to 11.3.2.12 (barre d'armatura, reti e tralicci; 11.3.3.5.4 c.a.p.) per produzioni occasionali.

C11.8.6 DISPOSITIVI MECCANICI DI COLLEGAMENTO

Le NTC prevedono che i dispositivi meccanici che garantiscono il collegamento fra elementi prefabbricati, siano dotati di marcatura CE ai sensi del § 11.1, caso A), oppure, ai sensi del § 11.1, caso C), di Marcatura CE sulla base della pertinente "Valutazione Tecnica Europea" (ETA), o ancora, di un "Certificato di Valutazione Tecnica" rilasciato dal Presidente del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

In assenza di una norma armonizzata per lo specifico dispositivo meccanico e nelle more dell'emanazione di apposita Linea Guida per il rilascio del citato Certificato di Valutazione tecnica da parte del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, si osserva che, allo stato, la maggior parte di detti elementi sono realizzabili in appositi centri di trasformazione, dotati di certificazione CE ai sensi delle norme armonizzate UNIEN 1090-1, ovvero di apposita denuncia di attività rilasciata dal STC.

C11.9 DISPOSITIVI ANTISISMICI E DI CONTROLLO DI VIBRAZIONI

I dispositivi antisismici e di controllo delle vibrazioni, così come definiti nella norma, sono tipicamente utilizzati per realizzare sistemi di isolamento sismico, negli edifici, nei ponti e in altri tipi di costruzioni (si veda il § 7.10 delle NTC), e sistemi di dissipazione di energia, che negli edifici sono costituiti quasi sempre da controventi che incorporano dispositivi dissipativi. Alcuni tipi di dispositivi sono, inoltre, utilizzati per variare favorevolmente lo schema strutturale, congiuntamente o indipendentemente dai suddetti sistemi, introducendo vincoli temporanei che entrano in funzione, o interrompono la loro funzione di vincolo, in presenza di azioni sismiche.

La progettazione dei dispositivi antisismici e la definizione delle loro prestazioni deve tener conto delle azioni loro applicate nelle normali condizioni di servizio, affinché possano non creare problemi alla costruzione in tali condizioni e presentarsi in piena efficienza funzionale in caso di terremoto. In particolare la capacità di spostamento di tutti i dispositivi deve tener conto degli effetti termici sulla struttura nel quale il dispositivo è inserito, i cui spostamenti indotti dovranno essere sommati a quelli prodotti dal terremoto di progetto. Quando la presenza di dispositivi antisismici e di controllo delle vibrazioni comporta un rapporto di smorzamento modale tale da superare il limite di cui alla formula [3.2.4] delle Norme tecniche, limite che va comunque rispettato nei calcoli, il progettista dovrà esprimere un giudizio motivato sull'accettabilità dell'utilizzo, nei calcoli, di forme modali non smorzate.

In merito alle procedure di qualificazione si applica il § 11.9.2 delle NTC, ed in particolare ai dispositivi ricadenti nella norma europea armonizzata UNI EN 15129 si applica il caso A) del §11.1 delle NTC, secondo il sistema di valutazione e verifica della costanza della prestazione 1 previsto nella suddetta norma europea armonizzata per le applicazioni critiche.

Nel caso di dispositivi antisismici non ricadenti, o non completamente ricadenti, nel campo di applicazione della norma europea armonizzata UNI EN 15129, si applica il caso C) del §11.1.

In aggiunta a quanto previsto ai punti A) o C) del § 11.1, ogni fornitura deve essere accompagnata da un manuale contenente le specifiche tecniche per la posa in opera e la manutenzione.

Per i dispositivi antisismici, quindi, non ha più alcuna validità l'attestato di deposito della documentazione presso il Servizio Tecnico Centrale, effettuato per i prodotti o sistemi che direttamente influiscono sulla sicurezza e la stabilità degli impalcati stradali e ferroviari e che rientrano nelle pertinenze di esercizio di cui al punto a) della Circolare Min. LL.PP. n.2357 del 16 maggio 1996.

C11.9.1 TIPOLOGIE DI DISPOSITIVI

In questo Capitolo i dispositivi sono classificati in relazione alla funzione strutturale che devono svolgere e alle loro modalità di funzionamento, ovvero al loro legame caratteristico forza-spostamento. Le specifiche indicate nel presente Capitolo sono valide per tutti i dispositivi trattati, comunque impiegati per la protezione sismica della struttura.

I *Dispositivi di vincolo temporaneo*, suddivisi in *Dispositivi di vincolo del tipo "a fusibile"* e *Dispositivi (dinamici) di vincolo provvisorio*, rappresentano dei vincoli ausiliari le cui caratteristiche permangono immutate sino al raggiungimento di particolari condizioni. In particolare, i primi consentono di solidarizzare le parti che collegano sino al raggiungimento di una soglia di forza oltre la quale, al superamento della stessa, consentono tutti i movimenti come se non fossero presenti. Pertanto, essi rappresentano un vincolo sino a quando non si raggiunge il valore della forza di soglia, oltre il quale il vincolo è disattivato ed una sua riattivazione può avvenire solo mediante la sostituzione o un eventuale intervento meccanico.

I *dispositivi dinamici di vincolo provvisorio*, detti anche "*shock transmitters*", hanno una logica di funzionamento inversa rispetto alla precedente, ovvero lasciano libere e prive di vincolo, le parti da essi collegate, sino a quando i movimenti relativi tra gli elementi

che collegano non si manifestino con una velocità maggiore della velocità di attivazione del dispositivo, superata la quale si trasformano, per la durata del movimento rapido, in collegamento pressoché rigido tra le parti. Tali dispositivi vengono utilizzati, ad esempio, per solidarizzare temporaneamente due elementi in presenza di movimenti rapidi (quali quelli dinamici dovuti ad un evento sismico) per la durata dell'azione dinamica, consentendo prima e dopo l'evento, tutti i movimenti lenti (in particolare quelli legati alle dilatazioni termiche) come se le parti non fossero tra loro collegate.

I Dispositivi dipendenti dallo spostamento, a loro volta suddivisi in *Dispositivi a comportamento lineare* o "*Lineari*" e *Dispositivi a comportamento non lineare* o "*Non Lineari*", sono caratterizzati da un legame forza-spostamento sostanzialmente indipendente dalla velocità. I primi hanno un comportamento sostanzialmente lineare e nella fase di scarico non devono mostrare spostamenti residui significativi mentre i secondi sono caratterizzati da un legame forza-spostamento non lineare, con comportamento stabile per il numero di cicli richiesti dalle esigenze progettuali e, comunque, con dei requisiti minimi nel seguito descritti.

Nei Dispositivi dipendenti dalla velocità detti anche *Dispositivi a comportamento viscoso* o "*Viscosi*" il legame costitutivo forza-spostamento può dipendere sia dalla sola velocità che, contemporaneamente, dalla velocità e dallo spostamento. Il funzionamento è caratterizzato dalle forze di reazione generate dal flusso di un fluido viscoso che passa, attraverso orifici o sistemi di valvole, tra le due camere che il dispositivo possiede.

I *Dispositivi di isolamento*, o "*Isolatori*", suddivisi in "*Isolatori elastomerici*" ed "*Isolatori a scorrimento*", svolgono fondamentalmente la funzione di sostegno dei carichi verticali, con elevata rigidità in direzione verticale e bassa rigidità o resistenza in direzione orizzontale, permettendo notevoli spostamenti orizzontali. I primi sono costituiti da strati di gomma frapposti tra piastre in acciaio e ad esse solidarizzati mediante vulcanizzazione. Tale configurazione, rispettando taluni rapporti geometrici, determina un forte confinamento alla deformazione trasversale della gomma e conferisce al dispositivo un'elevata rigidità e resistenza nei confronti dei carichi verticali, conservando un'elevata deformabilità trasversale.

Gli isolatori a scorrimento hanno un funzionamento caratterizzato da basse forze di attrito orizzontali, la cui entità dipende dal tipo di superfici utilizzate e dal loro trattamento, che si sviluppano all'interfaccia tra i materiali che costituiscono le due superfici di contatto su cui avviene lo scorrimento.

C11.9.3 PROCEDURA DI ACCETTAZIONE

La procedura di accettazione è finalizzata ad accertare che le caratteristiche dei dispositivi messi in opera siano coerenti con le caratteristiche riscontrate nelle prove di qualificazione sui prototipi dei dispositivi e con quanto previsto nel progetto.

Poiché talvolta le forze e gli spostamenti di progetto dei dispositivi reali sono tali da rendere difficoltosa, se non proibitiva, l'esecuzione delle prove in condizioni dinamiche, le prove di accettazione sono prove quasi-statiche, ed il confronto potrà essere effettuato sui parametri di comportamento valutati, sia in qualifica che in accettazione, in condizioni quasi-statiche.

È evidente che, ove fosse possibile effettuare prove in condizioni dinamiche anche per l'accettazione, quest'ultima modalità sarà da preferire, così da poter confrontare direttamente i parametri caratteristici del comportamento in condizioni più simili a quelle sismiche reali.

C11.9.4 DISPOSITIVI A COMPORTAMENTO LINEARE

I dispositivi "*lineari*" sono caratterizzati da un legame forza-spostamento sostanzialmente indipendente dalla velocità e pressoché lineare, non mostrando, allo scarico, spostamenti residui significativi.

La linearità della risposta si riscontra accertando che il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente sia minore del 15% e che lo scarto tra la rigidità iniziale K_{in} , valutata come la rigidità secante tra i valori corrispondenti al 10% ed il 20% della forza di progetto, e la rigidità equivalente K_e , valutata come pendenza della secante tra i punti di massimo spostamento positivo e negativo in un ciclo completo, sia minore del 20% della rigidità K_{in} (per i dispositivi a comportamento lineare la rigidità del primo tratto K_1 può essere assunta pari a K_{in}).

Per la valutazione del coefficiente di smorzamento viscoso equivalente, in un singolo ciclo di carico di un dispositivo, si fa riferimento alla seguente formulazione:

$$\xi_e = E_d / (2 \pi F d) = E_d / (2 \pi K_e d^2)$$

dove

- d è lo spostamento massimo raggiunto dal dispositivo in un ciclo di carico;
- F è la forza massima raggiunta dal dispositivo in un ciclo di carico;
- E_d è l'energia dissipata da un dispositivo in un ciclo completo di carico, ossia l'area racchiusa dal ciclo di carico in un diagramma forza-spostamento.

C11.9.5 DISPOSITIVI A COMPORTAMENTO NON LINEARE

Come descritto nella norma, tali dispositivi sono caratterizzati da un legame forza-spostamento non lineare, sostanzialmente indipendente dalla velocità, che può realizzare comportamenti meccanici diversi, ad elevata o bassa dissipazione di energia, con

riduzione o incremento della rigidità al crescere dello spostamento, con o senza spostamenti residui all'azzeramento della forza.

La stabilità del ciclo si riscontra accertando che, fissata l'ampiezza di spostamento, lo scarto tra la rigidità del secondo ramo di un generico ciclo "i", $K_{2(i)}$, e la stessa valutata al terzo ciclo e presa a riferimento, $K_{2(3)}$, sia minore del 10%. Analogamente si dovrà riscontrare che lo scarto tra il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente di un generico ciclo "i" e lo stesso valutato al terzo ciclo e preso a riferimento, sia minore del 10% del valore assunto a riferimento.

La rigidità iniziale si calcola come descritto nel paragrafo relativo ai dispositivi lineari.

Per i dispositivi dotati di ramo di *softening*, è possibile assumere come valore della rigidità K_1 anche il valore della rigidità iniziale K_{in} .

C11.9.6 DISPOSITIVI A COMPORTAMENTO VISCOSO

I dispositivi a comportamento viscoso hanno un legame costitutivo che dipende dalla velocità e, in genere, trasmettono soltanto azioni lungo il proprio asse longitudinale. Non essendo dotati di rigidità elastica, essi vengono utilizzati essenzialmente per aumentare la capacità dissipativa di un sistema di isolamento o, più in generale, del sistema strutturale nel quale vengono inseriti.

L'obbligo di disporre le cerniere sferiche alle due estremità del dispositivo trova giustificazione nell'esigenza di scongiurare che eventuali disallineamenti diano luogo, durante i movimenti causati da un evento sismico, alla nascita di sforzi parassiti che danneggino il dispositivo viscoso compromettendone il funzionamento. La capacità di rotazione delle cerniere sferiche necessaria dovrà essere determinata dal progettista, in relazione agli effetti sia delle azioni di servizio, sia dei movimenti dovuti al terremoto, sia, infine, a possibili imperfezioni nell'installazione. In ogni caso è consigliabile che la capacità di rotazione sia non inferiore a $\pm 2^\circ$.

C11.9.7 ISOLATORI ELASTOMERICI

Sebbene la validità degli isolatori elastomerici venga verificata sperimentalmente, è comunque opportuno che la loro progettazione rispetti le seguenti limitazioni:

la tensione massima σ_s agente nella generica piastra in acciaio sia non maggiore di

$$\sigma_s = 1,3 V (t_1 + t_2) / (A_r t_s),$$

$$\gamma_t \leq 5$$

$$\gamma_s \leq \gamma^* / 1,5 \leq 2$$

Il carico massimo verticale agente sul singolo isolatore dovrà essere inferiore al carico critico V_{cr} diviso per un coefficiente di sicurezza 2,0.

dove:

t_1 e t_2 sono gli spessori dei due strati di elastomero direttamente a contatto con la piastra t_s è il suo spessore ($t_s \geq 2\text{mm}$), deve risultare inferiore alla tensione di snervamento dell'acciaio f_{yk} .

γ^* è il valore massimo della deformazione di taglio raggiunto nelle prove di qualificazione relative all'efficacia dell'aderenza elastomero-acciaio, senza segni di rottura.

A_r è l'area ridotta efficace dell'isolatore calcolata come:

$A_r = (\varphi - \sin\varphi)D^2/4$ con $\varphi = 2 \arccos(d_2/D)$ per isolatori circolari di diametro D

$A_r = \min [(b_x - d_{rftx} - d_{Ex})(b_y - d_{rfty} - 0,3d_{Ey}), (b_x - d_{rftx} - 0,3d_{Ex})(b_y - d_{rfty} - d_{Ey})]$ per isolatori rettangolari di lati b_x e b_y e per uno spostamento relativo tra le due facce (superiore e inferiore) degli isolatori, prodotti dalla azione sismica agente nelle direzioni x ed y (d_{Ex}, d_{Ey})

V_{cr} è il carico critico calcolato come:

$$V_{cr} = G_{din} A_r S_1 b_{min} / t_e$$

dove:

$b_{min} = \min(b_x, b_y)$ per isolatori rettangolari

$b_{min} = D$ per isolatori circolari.

$\gamma_c = 1,5V / (S_1 G_{din} A_r)$ è la deformazione di taglio dell'elastomero prodotta dalla compressione;

$\gamma_s = d_2 / t_e$ è la deformazione di taglio dell'elastomero per lo spostamento sismico totale, inclusi gli effetti torsionali;

$\gamma_a = a^2 / 2t_e t_e$ è la deformazione di taglio dovuta alla rotazione angolare

dove:

$a^2 = (\alpha_x b_x^2 + \alpha_y b_y^2)$, con α_x ed α_y che rappresentano le rotazioni rispettivamente attorno alle direzioni x ed y nel caso di un isolatore rettangolare;

$a^2 = 3 \alpha D^2 / 4$ con $\alpha = (\alpha_x^2 + \alpha_y^2)^{1/2}$ nel caso di un isolatore circolare

$\gamma_t = \gamma_c + \gamma_s + \gamma_\alpha$ deformazione di taglio totale di progetto;

E_c modulo di compressibilità assiale valutato (in MPa) come

$$E_c = (1 / (6 G_{din} S_1^2) + 4 / (3 E_b))^{-1}$$

dove:

G_{din} modulo di taglio dinamico dell'elastomero;

E_b modulo di compressibilità volumetrica della gomma, da assumere pari a 2000 MPa in assenza di determinazione diretta;

d_{ritx}, d_{rity} spostamenti relativi tra le due facce (superiore e inferiore) degli isolatori, prodotti dalle azioni di ritiro, *fluage* e termiche (ridotte al 50%), ove rilevanti;

$d_E = \text{Max}\{ [(d_{Ex} + d_{ritx})^2 + (0,3 d_{Ey} + d_{rity})^2]^{1/2}, [(0,3 d_{Ex} + d_{ritx})^2 + (d_{Ey} + d_{rity})^2]^{1/2} \}$;

C11.9.7.1 PROVE DI ACCETTAZIONE SUI DISPOSITIVI

Le prove di accettazione hanno la finalità di verificare la corrispondenza tra il comportamento dei dispositivi messi in opera e quelli su cui è stata condotta la caratterizzazione mediante le prove di qualificazione, verificandone la rispondenza progettuale. A tale scopo, tramite i test di accettazione, si determina il valore della rigidità verticale e del modulo statico di taglio G, da confrontare con i valori emersi nelle prove di qualificazione, al fine di poterne ritenere associabile la caratterizzazione compiuta in qualificazione.

In luogo del modulo di taglio statico G è auspicabile la determinazione del G_{din} .

C11.10 MURATURA PORTANTE

C11.10.1 ELEMENTI PER MURATURA

È opportuno rammentare che la definizione delle categorie degli elementi per muratura è più precisamente descritta nelle norme armonizzate della serie UNI EN 771. La norma ribadisce che gli elementi per muratura portante devono essere conformi alla pertinente norma europea armonizzata e recare la Marcatura CE.

C11.10.1.1 PROVE DI ACCETTAZIONE

Il paragrafo ribadisce che gli elementi per muratura portante, indipendentemente dalla Marcatura CE, ovvero da altre qualificazioni nazionali, devono essere accettati dal Direttore dei lavori, secondo quanto previsto nelle NTC.

C11.10.1.1.1 Resistenza a compressione degli elementi resistenti artificiali o naturali

La procedura di controllo di accettazione in cantiere prevede il confronto (tramite disuguaglianze) delle resistenze a compressione valutate sui campioni pervenuti in cantiere con la resistenza media a compressione, f_{bm} , fornita dal produttore oppure, nel caso che il fabbricante non abbia dichiarato la resistenza media ma la sola resistenza caratteristica, f_{bk} , con quest'ultima. La valutazione di quest'ultima è funzionale, inoltre, anche all'impiego delle tabelle 11.10.VI, 11.10.VII e 11.10.VIII delle NTC, utili alla stima rispettivamente della resistenza caratteristica a compressione e taglio della muratura.

È opportuno riportare, dunque, alcune indicazioni utili per la valutazione di f_{bk} .

C11.10.1.1.1.1 Resistenza caratteristica a compressione degli elementi nella direzione dei carichi verticali

Si definisce resistenza *caratteristica* quella resistenza al di sotto della quale ci si può attendere di trovare il 5% della popolazione di tutte le misure di resistenza. La resistenza di rottura a compressione di un singolo elemento è data dalla seguente espressione:

$$f_{bi} = N/A$$

in cui:

N = carico di rottura applicato in direzione ortogonale al piano di posa;

A = area lorda della sezione normale alla direzione di carico.

Il valore della resistenza caratteristica f_{bk} si ricava dalla formula seguente, applicata ad un numero minimo di 30 elementi:

$$f_{bk} = f_{bm} (1 - 1,64 \delta)$$

in cui:

f_{bm} = media aritmetica della resistenza dei singoli elementi f_{bi} ;

$$\delta = \frac{s}{\bar{f}_{bm}} = \text{coefficiente di variazione};$$

s = stima dello scarto quadratico medio;

$$s = \sqrt{\frac{\sum n(f_{bm} - f_{bi})^2}{n-1}} \quad (n = \text{numero degli elementi provati})$$

Il valore della f_{bk} non è accettabile se $\delta > 0.2$

C11.10.1.1.2 Resistenza caratteristica a compressione degli elementi nella direzione ortogonale a quella dei carichi verticali e nel piano della muratura

La resistenza caratteristica a compressione in direzione ortogonale ai carichi verticali e nel piano della muratura (richiamata nel § 7.8.1.2. delle NTC ed ivi contraddistinta dal simbolo \bar{f}_{bk}) sarà dedotta da quella media \bar{f}_{bm} mediante la relazione:

$$\bar{f}_{bk} = 0,7 \bar{f}_{bm}$$

in cui la resistenza media \bar{f}_{bm} sarà ricavata da prove su almeno sei campioni.

C11.10.2 MALTE PER MURATURA

La norma fornisce le definizioni generali valide per tutte le malte, quindi al §11.10.2.1, §11.10.2.2, §11.10.2.3 dà informazioni specifiche, rispettivamente, per le malte a prestazione garantita, per le malte a composizione prescritta e per le malte prodotte in cantiere. La norma inoltre ribadisce che le malte per muratura dei primi due tipi devono essere conformi alla pertinente norma europea armonizzata e, nel caso della malta a prestazione garantita, recare la Marcatura CE.

C11.10.2.4 PROVE DI ACCETTAZIONE

La norma ha introdotto l'obbligatorietà delle prove di accettazione in cantiere anche per le malte. Il controllo di accettazione va eseguito su miscele omogenee, su un numero minimo di provini che varia secondo il tipo di malta (a prestazione garantita, a composizione prescritta, o prodotta in cantiere, in accordo con i §11.10.2.1, §11.10.2.2, §11.10.2.3). La procedura di controllo di accettazione in cantiere prevede che il valore medio delle resistenze a compressione, valutato secondo la metodologia di prova indicata nella corrispondente norma europea armonizzata, sia maggiore o uguale del valore di progetto.

C11.10.3 DETERMINAZIONE DEI PARAMETRI MECCANICI DELLA MURATURA

La norma fornisce indicazioni sulla determinazione della resistenza caratteristica della muratura sia a compressione che a taglio. La determinazione di tali resistenze dovrà essere effettuata per via sperimentale su campioni di muro. In considerazione, tuttavia, della difficoltà ed onerosità di questo tipo di prove, la norma ammette la possibilità di ricavare i valori delle resistenze a compressione e a taglio utilizzando apposite tabelle. In alternativa alla determinazione sperimentale, è anche possibile fare riferimento a quanto riportato al § 3.6 della norma UNI EN 1996-1-1 (Eurocodice 6), integrata dalla relativa Appendice Nazionale. In ogni caso, le resistenze caratteristiche a compressione e a taglio della muratura richieste dal calcolo dovranno essere indicate nel progetto delle opere.

C11.10.3.2 RESISTENZA CARATTERISTICA A TAGLIO IN ASSENZA DI TENSIONI NORMALI

C11.10.3.2.1 Determinazione sperimentale della resistenza a taglio

La norma, per la determinazione sperimentale della resistenza a taglio, ha introdotto l'utilizzo delle prove di scorrimento lungo un giunto (UNI EN 1052-3 e, per quanto applicabile, UNI EN 1052-4) o, in alternativa, l'utilizzo di prove di compressione diagonale da eseguirsi secondo modalità indicate in normative di comprovata validità. Va posta attenzione al fatto che, per poter utilizzare il risultato fornito dalle prove, va osservata la modalità di rottura ottenuta, anche a seconda della tipologia di muratura testata, e va verificato che tale modalità, sia coerente con il modello meccanico interpretativo della prova, e con il criterio adottato per la valutazione della resistenza laterale delle pareti (o fasce) in muratura. Le prove di compressione diagonale, inoltre, possono essere utilizzate per valutare il modulo di elasticità tangenziale secante G della muratura.

19A00855

LEONARDO CIRCELLI, *redattore*

DELIA CHIARA, *vice redattore*

(WI-GU-2019-SON-005) Roma, 2019 - Istituto Poligrafico e Zecca dello Stato S.p.A.