

**NORMA
EUROPEA**

Eurocodice 8
Progettazione delle strutture per la resistenza sismica
Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici

UNI EN 1998-1

MARZO 2005

Eurocode 8
Design of structures for earthquake resistance
Part 1: General rules, seismic actions and rules for building

Versione italiana
del gennaio 2007

Corretta il
5 agosto 2010

La norma stabilisce i requisiti fondamentali di prestazione applicabili agli edifici e alle opere di ingegneria civile in zona sismica e fornisce le regole per la rappresentazione delle azioni sismiche e per la loro combinazione con altre azioni, con l'obiettivo di assicurare che in caso di terremoto le vite umane siano protette, i danni siano limitati, e le principali strutture di protezione civile rimangano in esercizio.

TESTO ITALIANO

La presente norma è la versione ufficiale in lingua italiana della norma europea EN 1998-1 (edizione dicembre 2004) e tiene conto dell'errata corrige di luglio 2009 (AC:2009).

La presente norma sostituisce la UNI ENV 1998-1-1:1997, la UNI ENV 1998-1-2:1997 e la UNI ENV 1998-1-3:1998.

ICS 91.120.25

UNI
Ente Nazionale Italiano
di Unificazione
Via Sannio, 2
20137 Milano, Italia

© UNI
Riproduzione vietata. Tutti i diritti sono riservati. Nessuna parte del presente documento può essere riprodotta o diffusa con un mezzo qualsiasi, fotocopie, microfilm o altro, senza il consenso scritto dell'UNI.

www.uni.com



PREMESSA NAZIONALE

La presente norma costituisce il recepimento, in lingua italiana, della norma europea EN 1998-1 (edizione dicembre 2004 + errata corrige AC:2009), che assume così lo status di norma nazionale italiana.

La presente norma è stata elaborata sotto la competenza della Commissione Tecnica UNI

Ingegneria strutturale

La presente norma è stata ratificata dal Presidente dell'UNI ed è entrata a far parte del corpo normativo nazionale l'1 marzo 2005.

Le norme UNI sono elaborate cercando di tenere conto dei punti di vista di tutte le parti interessate e di conciliare ogni aspetto conflittuale, per rappresentare il reale stato dell'arte della materia ed il necessario grado di consenso.

Chiunque ritenesse, a seguito dell'applicazione di questa norma, di poter fornire suggerimenti per un suo miglioramento o per un suo adeguamento ad uno stato dell'arte in evoluzione è pregato di inviare i propri contributi all'UNI, Ente Nazionale Italiano di Unificazione, che li terrà in considerazione per l'eventuale revisione della norma stessa.

Le norme UNI sono revisionate, quando necessario, con la pubblicazione di nuove edizioni o di aggiornamenti.

È importante pertanto che gli utilizzatori delle stesse si accertino di essere in possesso dell'ultima edizione e degli eventuali aggiornamenti.

Si invitano inoltre gli utilizzatori a verificare l'esistenza di norme UNI corrispondenti alle norme EN o ISO ove citate nei riferimenti normativi.

EUROPEAN STANDARD
NORME EUROPÉENNE
EUROPÄISCHE NORM

EN 1998-1

December 2004

ICS 91.120.25

Supersedes ENV 1998-1-1:1994,
ENV 1998-1-2:1994, ENV 1998-1-3:1995

English version

Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings

Eurocode 8: Calcul des structures pour leur résistance aux séismes - Partie 1: Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments

Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten

This European Standard was approved by CEN on 23 April 2004.

CEN members are bound to comply with the CEN/CENELEC Internal Regulations which stipulate the conditions for giving this European Standard the status of a national standard without any alteration. Up-to-date lists and bibliographical references concerning such national standards may be obtained on application to the Central Secretariat or to any CEN member.

This European Standard exists in three official versions (English, French, German). A version in any other language made by translation under the responsibility of a CEN member into its own language and notified to the Central Secretariat has the same status as the official versions.

CEN members are the national standards bodies of Austria, Belgium, Cyprus, Czech Republic, Denmark, Estonia, Finland, France, Germany, Greece, Hungary, Iceland, Ireland, Italy, Latvia, Lithuania, Luxembourg, Malta, Netherlands, Norway, Poland, Portugal, Slovakia, Slovenia, Spain, Sweden, Switzerland and United Kingdom.



EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION
COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION
EUROPÄISCHES KOMITEE FÜR NORMUNG

Management Centre: rue de Stassart, 36 B-1050 Brussels

© 2004 CEN

All rights of exploitation in any form and by any means reserved worldwide for CEN national Members.

Ref. No. EN 1998-1:2004:E

INDICE

1	GENERALITÀ	5
1.1	Scopo e campo di applicazione	5
1.1.1	Scopo e campo di applicazione della EN 1998	5
1.1.2	Scopo e campo di applicazione della EN 1998-1	5
1.1.3	Ulteriori parti della EN 1998	6
1.2	Riferimenti normativi	6
1.2.1	Norme di riferimento generale	6
1.2.2	Codici e norme di riferimento	7
1.3	Ipotesi	7
1.4	Distinzione tra principi e regole applicative	7
1.5	Termini e definizioni	7
1.5.1	Termini comuni a tutti gli Eurocodici	7
1.5.2	Ulteriori termini utilizzati nella EN 1998-1	7
1.6	Simboli	8
1.6.1	Generalità	8
1.6.2	Altri simboli utilizzati nelle sezioni 2 e 3 della EN 1998-1	8
1.6.3	Ulteriori simboli utilizzati nella sezione 4 della EN 1998-1	9
1.6.4	Ulteriori simboli utilizzati nella sezione 5 della EN 1998-1	10
1.6.5	Ulteriori simboli utilizzati nella sezione 6 della EN 1998-1	12
1.6.6	Ulteriori simboli utilizzati nella sezione 7 della EN 1998-1	14
1.6.7	Ulteriori simboli utilizzati nella sezione 8 della EN 1998-1	15
1.6.8	Ulteriori simboli utilizzati nella sezione 9 della EN 1998-1	15
1.6.9	Ulteriori simboli utilizzati nella sezione 10 della EN 1998-1	16
1.7	Unità di misura S.I.	16
2	REQUISITI DI PRESTAZIONE E CRITERI DI CONFORMITÀ	16
2.1	Requisiti fondamentali	16
2.2	Criteri di conformità	17
2.2.1	Generalità	17
2.2.2	Stato limite ultimo	18
2.2.3	Stato limite di danno	19
2.2.4	Misure specifiche	19
2.2.4.1	Progettazione	19
2.2.4.2	Fondazioni	19
2.2.4.3	Progetto del sistema di qualità	19
3	CARATTERISTICHE DEL TERRENO E AZIONE SISMICA	20
3.1	Caratteristiche del terreno	20
3.1.1	Generalità	20
3.1.2	Identificazione dei tipi di terreno	20
prospetto 3.1	Tipi di terreno	20
3.2	Azione sismica	21
3.2.1	Zone sismiche	21
3.2.2	Rappresentazione base dell'azione sismica	22
3.2.2.1	Generalità	22
3.2.2.2	Spettro di risposta elastico orizzontale	22
figura 3.1	Forma dello spettro di risposta elastico	23
prospetto 3.2	Valori dei parametri che descrivono lo spettro di risposta elastico raccomandato di Tipo 1	24
prospetto 3.3	Valori dei parametri che descrivono lo spettro di risposta elastico raccomandato di Tipo 2	24
figura 3.2	Spettro di risposta elastico raccomandato di Tipo 1 per i tipi di terreno da A a E (5% di smorzamento)	24
figura 3.3	Spettro di risposta elastico raccomandato di Tipo 2 per i tipi di terreno da A a E (5% di smorzamento)	25

3.2.2.3		Spettro di risposta elastico verticale	25
	prospetto 3.4	Valori raccomandati dei parametri che descrivono lo spettro di risposta elastico verticale	26
3.2.2.4		Spostamento di progetto del terreno	26
3.2.2.5		Spettro di progetto per analisi elastica	26
3.2.3		Rappresentazioni alternative dell'azione sismica	27
3.2.3.1		Rappresentazione in funzione del tempo	27
3.2.3.2		Modello spaziale dell'azione sismica	28
3.2.4		Combinazione dell'azione sismica con altre azioni	28
4		PROGETTAZIONE DI EDIFICI	29
4.1		Generalità	29
4.1.1		Scopo e campo di applicazione	29
4.2		Caratteristiche degli edifici resistenti all'azione sismica	29
4.2.1		Principi base della progettazione	29
4.2.1.1		Semplicità strutturale	29
4.2.1.2		Uniformità, simmetria e iperstaticità	29
4.2.1.3		Rigidezza e resistenza bidirezionale	30
4.2.1.4		Resistenza e rigidezza torsionali	30
4.2.1.5		Azioni membranali a livello dei piani	30
4.2.1.6		Fondazione adeguata	30
4.2.2		Membrature sismiche primarie e secondarie	31
4.2.3		Criteri di regolarità strutturale	31
4.2.3.1		Generalità	31
	prospetto 4.1	Effetti della regolarità strutturale sull'analisi e sulla progettazione sismica	32
4.2.3.2		Criteri di regolarità in pianta	32
4.2.3.3		Criteri di regolarità in elevazione	33
	figura 4.1	Criteri per la regolarità di edifici con arretramenti	35
4.2.4		Coefficienti di combinazione per azioni variabili	36
	prospetto 4.2	Valori di φ per il calcolo di ψ_{Ei}	36
4.2.5		Classi di importanza e coefficienti di importanza	36
	prospetto 4.3	Categorie di importanza per gli edifici	37
4.3		Analisi strutturale	37
4.3.1		Modellazione	37
4.3.2		Effetti torsionali accidentali	38
4.3.3		Metodi di analisi	38
4.3.3.1		Generalità	38
4.3.3.2		Metodo di analisi con forze laterali	39
4.3.3.3		Analisi modale con spettro di risposta	42
4.3.3.4		Metodi non-lineari	43
4.3.3.5		Combinazione degli effetti delle componenti dell'azione sismica	46
4.3.4		Analisi degli spostamenti	47
4.3.5		Elementi non-strutturali	48
4.3.5.1		Generalità	48
4.3.5.2		Verifica	48
4.3.5.3		Coefficienti di importanza	49
4.3.5.4		Coefficienti di comportamento	49
	prospetto 4.4	Valori di q_a per elementi non-strutturali	49
4.3.6		Misure aggiuntive per telai con tamponamenti di muratura	49
4.3.6.1		Generalità	49
4.3.6.2		Requisiti e criteri	50
4.3.6.3		Irregolarità dovute ai tamponamenti di muratura	50
4.3.6.4		Limitazione dei danni ai tamponamenti	51
4.4		Verifiche di sicurezza	51
4.4.1		Generalità	51
4.4.2		Stato limite ultimo	51

4.4.2.1	Generalità	51
4.4.2.2	Condizione di resistenza	52
4.4.2.3	Condizione di duttilità globale e locale	52
4.4.2.4	Condizione di equilibrio	53
4.4.2.5	Resistenza delle membrature orizzontali	54
4.4.2.6	Resistenza delle fondazioni	54
4.4.2.7	Condizioni sul contatto tra edifici dovuto all'azione sismica	55
4.4.3	Limitazione del danneggiamento	55
4.4.3.1	Generalità	55
4.4.3.2	Limitazione del movimento relativo tra i piani	55
5	REGOLE SPECIFICHE PER EDIFICI DI CALCESTRUZZO	56
5.1	Generalità	56
5.1.1	Scopo e campo di applicazione	56
5.1.2	Termini e definizioni	56
5.2	Principi per la progettazione	57
5.2.1	Capacità di dissipare energia e classi di duttilità	57
5.2.2	Tipologie strutturali e coefficienti di comportamento	58
5.2.2.1	Tipologie strutturali	58
5.2.2.2	Coefficienti di comportamento per azioni sismiche orizzontali	59
prospetto 5.1	Valori base del coefficiente di comportamento, q_0 , per sistemi regolari in elevazione	59
5.2.3	Criteri di progettazione	61
5.2.3.1	Generalità	61
5.2.3.2	Condizione di resistenza locale	61
5.2.3.3	Regola di progettazione secondo la capacità	61
5.2.3.4	Condizione di duttilità locale	61
5.2.3.5	Iperstaticità strutturale	62
5.2.3.6	Membrature sismiche secondarie e resistenze	62
5.2.3.7	Misure speciali aggiuntive	63
5.2.4	Verifiche di sicurezza	63
5.3	Progettazione secondo la EN 1992-1-1	64
5.3.1	Generalità	64
5.3.2	Materiali	64
5.3.3	Coefficiente di comportamento	64
5.4	Progettazione per classe DCM	64
5.4.1	Vincoli geometrici e materiali	64
5.4.1.1	Requisiti relativi ai materiali	64
5.4.1.2	Vincoli geometrici	64
5.4.2	Effetti delle azioni di progetto	65
5.4.2.1	Generalità	65
5.4.2.2	Travi	66
figura 5.1	Valori delle forze di taglio sulle travi nell'ottica della progettazione secondo la capacità	66
5.4.2.3	Colonne	67
figura 5.2	Valori delle forze di taglio nelle colonne nell'ottica della progettazione secondo la capacità	68
5.4.2.4	Disposizioni specifiche per pareti duttili	68
figura 5.3	Involuppo di progetto dei momenti flettenti agenti su pareti snelle (a sinistra: sistemi a pareti; a destra: sistemi doppi)	69
figura 5.4	Involuppo di progetto delle forze di taglio nelle pareti di un sistema doppio	70
5.4.2.5	Disposizioni specifiche per grandi pareti debolmente armate	70
5.4.3	Verifiche allo stato limite ultimo (ULS) e dettagli costruttivi	70
5.4.3.1	Travi	70
figura 5.5	Larghezza efficace b_{eff} della flangia per travi collegate a colonne	71
figura 5.6	Armatura trasversale nelle zone critiche delle travi	72
5.4.3.2	Colonne	73
figura 5.7	Confinamento del nucleo di calcestruzzo	74

5.4.3.3		Nodi trave-colonna.....	75
5.4.3.4		Pareti duttili.....	75
	figura 5.8	Elemento di contorno confinato di pareti con bordi liberi (in alto: deformazioni in corrispondenza della curvatura ultima; in basso: sezione trasversale della parete).....	77
	figura 5.9	Elementi di contorno confinati che non necessitano all'estremità della parete di una grande flangia trasversale.....	78
	figura 5.10	Spessore minimo degli elementi di contorno confinati.....	78
5.4.3.5		Grandi pareti debolmente armate.....	79
5.5		Progettazione per classe DCH.....	80
5.5.1		Vincoli geometrici e materiali.....	80
5.5.1.1		Requisiti relativi ai materiali.....	80
5.5.1.2		Vincoli geometrici.....	80
5.5.2		Effetti delle azioni di progetto.....	81
5.5.2.1		Travi.....	81
5.5.2.2		Colonne.....	81
5.5.2.3		Nodi trave-colonna.....	81
5.5.2.4		Pareti duttili.....	82
5.5.3		Verifiche allo stato limite ultimo (ULS) e dettagli costruttivi.....	83
5.5.3.1		Travi.....	83
5.5.3.2		Colonne.....	84
5.5.3.3		Nodi trave-colonna.....	85
5.5.3.4		Pareti duttili.....	86
	figura 5.11	Spessore minimo di elementi di contorno confinati in pareti di classe DCH con flange larghe.....	89
5.5.3.5		Elementi di collegamento di pareti accoppiate.....	90
	figura 5.12	Travi di collegamento con armatura diagonale.....	91
5.6		Disposizioni per ancoraggi e giunzioni.....	91
5.6.1		Generalità.....	91
5.6.2		Ancoraggio delle armature.....	91
5.6.2.1		Colonne.....	91
5.6.2.2		Travi.....	91
	figura 5.13	Misure aggiuntive per ancoraggi realizzati in collegamenti trave-colonna esterni.....	93
5.6.3		Giunzioni di barre.....	93
5.7		Progettazione e dettagli costruttivi di elementi sismici secondari.....	94
5.8		Elementi di fondazione di calcestruzzo.....	94
5.8.1		Scopo e campo di applicazione.....	94
5.8.2		Travi di collegamento e travi di fondazione.....	95
5.8.3		Collegamenti di elementi verticali con travi o muri di fondazione.....	95
5.8.4		Pali e testate di pali di calcestruzzo gettati in opera.....	96
5.9		Effetti locali dovuti ai tamponamenti di muratura o calcestruzzo.....	96
5.10		Disposizioni per impalcati di calcestruzzo.....	97
5.11		Strutture prefabbricate di calcestruzzo.....	98
5.11.1		Generalità.....	98
5.11.1.1		Scopo e tipologie strutturali.....	98
5.11.1.2		Valutazione delle strutture prefabbricate.....	98
	figura 5.14	99
5.11.1.3		Criteri di progettazione.....	99
5.11.1.4		Coefficienti di comportamento.....	100
5.11.1.5		Analisi di situazioni transitorie.....	100
5.11.2		Collegamenti di elementi prefabbricati.....	101
5.11.2.1		Disposizioni generali.....	101
5.11.2.2		Valutazione della resistenza dei collegamenti.....	101
5.11.3		Elementi.....	102
5.11.3.1		Travi.....	102
5.11.3.2		Colonne.....	102
5.11.3.3		Nodi trave-colonna.....	102

5.11.3.4		Pannelli prefabbricati di grandi dimensioni per pareti.....	102
	figura 5.15	Armatura a trazione da disporsi in corrispondenza dei bordi delle pareti.....	103
	figura 5.16	Sezione trasversale di collegamenti verticali fra pannelli prefabbricati di grandi dimensioni.....	104
5.11.3.5		Impalcati.....	104
6		REGOLE SPECIFICHE PER EDIFICI DI ACCIAIO	105
6.1		Generalità.....	105
6.1.1		Scopo e campo di applicazione.....	105
6.1.2		Principi per la progettazione.....	105
	prospetto 6.1	Principi per la progettazione, classi di duttilità strutturale e valori di riferimento limite superiori dei coefficienti di comportamento.....	105
6.1.3		Verifiche di sicurezza.....	106
6.2		Materiali.....	106
6.3		Tipologie strutturali e coefficienti di comportamento.....	107
6.3.1		Tipologie strutturali.....	107
	figura 6.1	Telai resistenti a flessione (zone dissipative nelle travi e all'estremità inferiore delle colonne) - Valori di riferimento per α_u/α_1	108
	figura 6.2	Telai con elementi di controvento concentrici (zone dissipative solamente negli elementi diagonali tesi).....	109
	figura 6.3	Telai con elementi di controvento a V concentrici (zone dissipative negli elementi diagonali tesi e compressi).....	109
	figura 6.4	Telai con elementi di controvento eccentrici (zone dissipative nei collegamenti soggetti a flessione e a taglio). Valori di riferimento per α_u/α_1	109
	figura 6.5	Pendolo capovolto. Valori di riferimento per α_u/α_1	109
	figura 6.6	Strutture con nuclei di calcestruzzo o pareti di calcestruzzo.....	110
	figura 6.7	Telaio resistente a flessione combinato con elementi di controvento concentrici (zone dissipative nel telaio a flessione e negli elementi diagonali tesi) - Valore di riferimento per α_u/α_1	110
	figura 6.8	Telaio resistente a flessione combinato con tamponamenti.....	110
	figura 6.9	Telaio con elementi di controvento a K (non permesso).....	110
6.3.2		Coefficienti di comportamento.....	111
	prospetto 6.2	Limite superiore dei valori di riferimento dei coefficienti di comportamento per sistemi regolari in altezza.....	111
6.4		Analisi strutturale.....	111
6.5		Criteri per la progettazione e dettagli costruttivi per un comportamento strutturale dissipativo comune a tutte le tipologie strutturali.....	112
6.5.1		Generalità.....	112
6.5.2		Criteri per la progettazione per strutture dissipative.....	112
6.5.3		Regole di progettazione per elementi dissipativi soggetti a compressione o flessione.....	112
	prospetto 6.3	Requisiti per classe di sezione trasversale di elementi dissipativi dipendenti dalla classe di duttilità e dal coefficiente di comportamento di riferimento.....	112
6.5.4		Regole di progettazione per parti o elementi in trazione.....	112
6.5.5		Regole di progettazione per collegamenti in zone dissipative.....	113
6.6		Progettazione e dettagli costruttivi per telai resistenti a flessione.....	113
6.6.1		Criteri per la progettazione.....	113
6.6.2		Travi.....	113
6.6.3		Colonne.....	114
	figura 6.10	Pannello d'anima intelaiato mediante flange o irrigidimenti.....	115
6.6.4		Trave-colonna connessioni.....	115
	figura 6.11	Inflessione della trave per il calcolo di θ_p	116
6.7		Progettazione e dettagli costruttivi per telai con elementi diagonali di controvento concentrici.....	116
6.7.1		Criteri di progettazione.....	116
	figura 6.12	Esempio di applicazione dell'espressione 6.7.1(3).....	117
6.7.2		Analisi.....	117

6.7.3		Membrature diagonali	118
6.7.4		Travi e colonne	118
6.8		Progettazione e dettagli costruttivi per telai con elementi diagonali di controvento eccentrici	119
6.8.1		Criteri di progettazione	119
6.8.2		Collegamenti sismici (seismic link)	119
	figura 6.13	Definizione dei simboli per le sezioni dei collegamenti a I	120
	figura 6.14	121
6.8.3		Membrature non contenenti collegamenti sismici (seismic link)	122
6.8.4		Connessioni dei collegamenti sismici (seismic link)	123
6.9		Regole di progettazione per strutture a pendolo capovolto	123
6.10		Regole di progettazione per strutture di acciaio con nuclei o pannelli di calcestruzzo e per telai resistenti a flessione combinati con elementi di controvento concentrici o con tamponamenti	123
6.10.1		Strutture con nuclei o pannelli di calcestruzzo	123
6.10.2		Telai resistenti a flessione combinati con elementi di controvento concentrici	124
6.10.3		Telai resistenti a flessione combinati con tamponamenti	124
6.11		Controllo del progetto e della costruzione	124
7		REGOLE SPECIFICHE PER EDIFICI COMPOSTI ACCIAIO-CALCESTRUZZO	125
7.1		Generalità	125
7.1.1		Scopo e campo di applicazione	125
7.1.2		Principi per la progettazione	125
	prospetto 7.1	Principi per la progettazione, classi di duttilità strutturale e limiti superiori dei valori di riferimento dei coefficienti di comportamento	125
7.1.3		Verifiche di sicurezza	126
7.2		Materiali	126
7.2.1		Calcestruzzo	126
7.2.2		Acciaio per armature	126
7.2.3		Acciaio strutturale	127
7.3		Tipologie strutturali e coefficienti di comportamento	127
7.3.1		Tipologie strutturali	127
	figura 7.1	Sistemi strutturali composti - Pareti composte	128
	figura 7.2	Sistemi strutturali composti - Tipo 3 - Pareti composte o di calcestruzzo accoppiate con travi di acciaio o composte	128
7.3.2		Coefficienti di comportamento	128
	prospetto 7.2	Limiti superiori dei valori di riferimento dei coefficienti di comportamento per sistemi regolari in elevazione	129
7.4		Analisi strutturale	129
7.4.1		Scopo e campo di applicazione	129
7.4.2		Rigidezza delle sezioni	129
7.5		Criteri di progettazione e dettagli costruttivi per il comportamento strutturale dissipativo comune a tutte le tipologie strutturali	130
7.5.1		Generalità	130
7.5.2		Criteri per la progettazione di strutture dissipative	130
7.5.3		Resistenza plastica di zone dissipative	130
7.5.4		Dettagli costruttivi per connessioni composte nelle zone dissipative	131
	figura 7.3	Connessioni trave-colonna	132
7.6		Regole per le membrature	133
7.6.1		Generalità	133
	prospetto 7.3	Relazione tra coefficiente di comportamento e limiti di snellezza delle pareti	134
7.6.2		Travi di acciaio composte con soletta	135
	figura 7.4	Valori del coefficiente di efficienza di forma della nervatura	135
	prospetto 7.4	Valori limite di x/d per la duttilità di travi con soletta	135
	figura 7.5	Disposizione delle "barre d'armatura sismiche" (seismic rebars)	136

7.6.3		Larghezza efficace della soletta	136
	figura 7.6	Definizione della larghezza efficace b_e e b_{eff}	136
	figura 7.7	Definizione degli elementi in strutture intelaiate	137
	prospetto 7.5.I	Larghezza efficace parziale b_e della soletta per analisi elastica della struttura	138
	prospetto 7.5.II	Larghezza efficace parziale b_e della soletta per la valutazione del momento resistente plastico	138
7.6.4		Colonne composte completamente rivestite	138
7.6.5		Membrature parzialmente rivestite	139
	figura 7.8	Dettaglio dell'armatura trasversale, con le barre dritte aggiuntive (collegamenti) saldate alle flange	140
7.6.6		Colonne composte riempite	140
7.7		Progettazione e dettagli costruttivi per telai resistenti a flessione	141
7.7.1		Criteri specifici	141
7.7.2		Analisi	141
7.7.3		Regole per travi e colonne	141
7.7.4		Collegamenti trave - colonna	142
7.7.5		Condizione per trascurare il carattere composto delle travi con soletta	142
7.8		Progettazione e dettagli costruttivi per telai composti con elementi di controvento concentrici	142
7.8.1		Criteri specifici	142
7.8.2		Analisi	142
7.8.3		Membrature diagonali	142
7.8.4		Travi e colonne	142
7.9		Progettazione e dettagli costruttivi per telai composti con elementi di controvento eccentrici	142
7.9.1		Criteri specifici	142
7.9.2		Analisi	143
7.9.3		Collegamenti	143
7.9.4		Membrature non contenenti collegamenti sismici (seismic link)	143
7.10		Progettazione e dettagli costruttivi per sistemi strutturali costituiti da pareti di taglio di calcestruzzo armato composte con elementi strutturali di acciaio	143
7.10.1		Criteri specifici	143
	figura 7.9a	Dettagli di elementi di contorno composti parzialmente rivestiti (dettagli delle armature trasversali sono per la classe di duttilità DCH)	144
	figura 7.9b	Dettagli di elementi di contorno composti completamente rivestiti (dettagli delle armature trasversali sono per la classe di duttilità DCH)	144
	figura 7.10	Dettagli di una trave di collegamento intelaiata ad una parete (dettagli sono per la classe di duttilità DCH)	145
7.10.2		Analisi	145
7.10.3		Dettagli costruttivi per pareti composte di classe di duttilità DCM	145
7.10.4		Dettagli costruttivi per travi di collegamento di classe di duttilità DCM	146
7.10.5		Dettagli costruttivi aggiuntivi per classe di duttilità DCH	146
7.11		Progettazione e dettagli costruttivi per pareti di taglio composte con piastre di acciaio	146
7.11.1		Criteri specifici	146
7.11.2		Analisi	146
7.11.3		Dettagli costruttivi	146
7.12		Controllo del progetto e della costruzione	147
8		REGOLE SPECIFICHE PER EDIFICI DI LEGNO	147
8.1		Generalità	147
8.1.1		Scopo e campo di applicazione	147
8.1.2		Termini e definizioni	147
8.1.3		Principi per la progettazione	147
8.2		Materiali e proprietà delle zone dissipative	148
8.3		Classi di duttilità e coefficienti di comportamento	148

prospetto	8.1	Principio per la progettazione, tipologie strutturali e valori limite superiori dei coefficienti di comportamento delle tre classi di duttilità	149
prospetto	8.2	Tipologie strutturali e limiti superiori ridotti dei coefficienti di comportamento	149
8.4		Analisi strutturale	149
8.5		Dettagli costruttivi	150
8.5.1		Generalità	150
8.5.2		Dettagli costruttivi per i connessioni	150
8.5.3		Dettagli costruttivi per gli impalcati orizzontali	150
8.6		Verifiche di sicurezza	151
8.7		Controllo del progetto e della costruzione	151
9		REGOLE SPECIFICHE PER EDIFICI DI MURATURA	151
9.1		Scopo e campo di applicazione	151
9.2		Materiali e schemi di collegamento	152
9.2.1		Tipologie dei blocchi di muratura	152
9.2.2		Resistenza minima dei blocchi di muratura	152
9.2.3		Malta	152
9.2.4		Collegamento della muratura	152
9.3		Tipologie di costruzione e coefficienti di comportamento	152
prospetto	9.1	Tipologie di costruzione e limite superiore del coefficiente di comportamento	153
9.4		Analisi strutturali	153
9.5		Criteri di progettazione e regole per la costruzione	154
9.5.1		Generalità	154
prospetto	9.2	Requisiti geometrici raccomandati per le pareti di taglio	154
9.5.2		Ulteriori requisiti per murature non armate che soddisfano la EN 1998-1	155
9.5.3		Ulteriori requisiti per murature confinate	155
9.5.4		Ulteriori requisiti per murature armate	155
9.6		Verifica di sicurezza	156
9.7		Regole per "semplici edifici di muratura"	156
9.7.1		Generalità	156
9.7.2		Regole	156
prospetto	9.3	Numero di piani raccomandato concesso al di sopra del livello del terreno e area minima delle pareti di taglio per "semplici edifici in muratura"	157
10		ISOLAMENTO ALLA BASE	158
10.1		Scopo e campo di applicazione	158
10.2		Termini e definizioni	158
10.3		Requisiti fondamentali	159
10.4		Criteri di conformità	159
10.5		Disposizioni generali di progetto	160
10.5.1		Disposizioni generali riguardanti i dispositivi	160
10.5.2		Controllo di movimenti indesiderati	160
10.5.3		Controllo dei movimenti sismici differenziali del terreno	160
10.5.4		Controllo degli spostamenti relativi al terreno e alle costruzioni circostanti	161
10.5.5		Progettazione concettuale di edifici isolati alla base	161
10.6		Azione sismica	161
10.7		Coefficiente di comportamento	161
10.8		Proprietà del sistema di isolamento	161
10.9		Analisi strutturale	161
10.9.1		Generalità	161
10.9.2		Analisi lineare equivalente	162
10.9.3		Analisi lineare semplificata	163
10.9.4		Analisi lineare semplificata modale	164
10.9.5		Analisi nel dominio del tempo	165
10.9.6		Elementi non-strutturali	165

10.10		Verifiche di sicurezza allo stato limite ultimo	165
APPENDICE	A	SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO DI SPOSTAMENTO	166
(informativa)			
figura	A.1	Spettro di risposta elastico di spostamento	166
prospetto	A.1	Periodi di controllo aggiuntivi per lo spettro di spostamento Tipo 1	166
APPENDICE	B	DETERMINAZIONE DELLO SPOSTAMENTO OBIETTIVO PER UN'ANALISI NON-LINEARE STATICA (PUSHOVER)	167
(informativa)			
figura	B.1	Determinazione della relazione forza - deformazione idealizzata elastica - perfettamente plastica	168
figura	B.2	Determinazione dello spostamento obiettivo per il sistema SDOF equivalente	170
APPENDICE	C	PROGETTAZIONE DELLA SOLETTA DI TRAVI COMPOSTE ACCIAIO-CALCESTRUZZO IN CORRISPONDENZA DI NODI TRAVE-COLONNA IN TELAI RESISTENTI A FLESSIONE	171
(normativa)			
figura	C.1	Configurazioni di nodi esterni composti trave-colonna sotto momento flettente negativo in una direzione perpendicolare alla facciata	172
figura	C.2	Configurazioni di nodi esterni composti trave-colonne soggette a momento flettente positivo in direzione perpendicolare alla facciata e possibile trasferimento delle forze della soletta	174
figura	C.3	Possibile trasferimento delle forze della soletta in un nodo composto trave-colonna interno con e senza una trave trasversale, sotto un momento flettente positivo su un lato e un momento flettente negativo sull'altro lato	178

Premessa

La presente norma europea EN 1998-1, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance: General rules, seismic actions and rules for buildings, è stata elaborata dal Comitato Tecnico CEN/TC 250 "Eurocodici strutturali", la cui segreteria è affidata al BSI.

Il CEN/TC è responsabile per tutti gli Eurocodici Strutturali.

Alla presente norma europea deve essere attribuito lo status di norma nazionale, o mediante pubblicazione di un testo identico o mediante notifica di adozione, entro giugno 2005, e le norme nazionali in contrasto devono essere ritirate entro marzo 2010.

Il presente documento sostituisce le ENV 1998-1-1:1994, ENV 1998-1-2:1994 e ENV 1998-1-3:1995.

In conformità alle Regole Comuni CEN/CENELEC, gli enti nazionali di normazione dei seguenti Paesi sono tenuti a recepire la presente norma europea: Austria, Belgio, Cipro, Danimarca, Estonia, Finlandia, Francia, Germania, Grecia, Irlanda, Islanda, Italia, Lettonia, Lituania, Lussemburgo, Malta, Norvegia, Paesi Bassi, Polonia, Portogallo, Regno Unito, Repubblica Ceca, Slovacchia, Slovenia, Spagna, Svezia, Svizzera e Ungheria.

Cronistoria del programma degli Eurocodici

Nel 1975, la Commissione delle Comunità Europee decise di attuare un programma di azioni nel settore delle costruzioni, sulla base dell'articolo 95 del Trattato. L'obiettivo del programma era l'eliminazione degli ostacoli tecnici al commercio e l'armonizzazione delle specifiche tecniche.

Nell'ambito di tale programma di azioni, la Commissione prese l'iniziativa di stabilire un insieme di regole tecniche armonizzate per la progettazione delle opere di costruzione che, in una prima fase, sarebbe servito come alternativa rispetto ai regolamenti nazionali in vigore negli Stati Membri ed, alla fine, li avrebbe sostituiti.

Per quindici anni, la Commissione, con l'aiuto di un Comitato Direttivo composto da rappresentanti degli Stati Membri, ha provveduto allo sviluppo del programma degli Eurocodici, che ha portato alla stesura della prima generazione di codici Europei negli anni '80.

Nel 1989, la Commissione e gli Stati Membri della UE e della EFTA decisero, in base ad un accordo¹⁾ tra la Commissione ed il CEN, di trasferire il compito della preparazione e della pubblicazione degli Eurocodici al CEN attraverso una serie di Mandati, con l'obiettivo di attribuire ad essi nel futuro lo status di Norme Europee (EN). Questa decisione lega *de facto* gli Eurocodici alle prescrizioni di tutte le Direttive del Consiglio e/o le Decisioni della Commissione relative alle norme Europee (per esempio, la Direttiva del Consiglio 89/106/EEC sui prodotti da costruzione - CPD - e le Direttive del Consiglio 93/37/EEC, 92/50/EEC e 89/440/EEC sui lavori e sui servizi pubblici e le analoghe Direttive EFTA predisposte con l'obiettivo di stabilire il mercato interno).

Il programma degli Eurocodici Strutturali comprende le seguenti norme, generalmente composte da un certo numero di parti:

EN 1990	Eurocode: Basis of Structural Design
EN 1991	Eurocode 1: Actions on structures
EN 1992	Eurocode 2: Design of concrete structures
EN 1993	Eurocode 3: Design of steel structures
EN 1994	Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures
EN 1995	Eurocode 5: Design of timber structures
EN 1996	Eurocode 6: Design of masonry structures
EN 1997	Eurocode 7: Geotechnical design
EN 1998	Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance
EN 1999	Eurocode 9: Design of aluminium structures

1) Accordo tra la Commissione delle Comunità Europee ed il Comitato Europeo di Normazione (CEN) concernente il lavoro sugli Eurocodici relativi alla progettazione di edifici e di opere di ingegneria civile (BC/CEN/03/89).

Gli Eurocodici riconoscono la responsabilità delle autorità regolamentari in ogni Stato Membro ed hanno salvaguardato il loro diritto a determinare a livello nazionale valori correlati ad aspetti di sicurezza regolamentari, potendo essi variare da Stato a Stato.

Status e campo di applicazione degli Eurocodici

Gli Stati Membri della UE e della EFTA riconoscono che gli Eurocodici servono come documenti di riferimento per i seguenti scopi:

- come un mezzo per verificare la rispondenza degli edifici e delle opere di ingegneria civile ai requisiti essenziali della Direttiva del Consiglio 89/106/EEC, in particolare il Requisito Essenziale N°1 - Resistenza meccanica e stabilità - ed il Requisito Essenziale N°2 - Sicurezza in caso di incendio;
- come una base per la redazione dei contratti relativi ai lavori di costruzione ed ai servizi di ingegneria correlati;
- come un quadro di riferimento per definire specifiche tecniche armonizzate per i prodotti da costruzione (EN e ETA).

Gli Eurocodici, poiché riguardano le opere di costruzione stesse, sono in relazione diretta con i Documenti Interpretativi²⁾ a cui si fa riferimento nell'Articolo 12 della CPD, sebbene siano di natura differente rispetto alle norme armonizzate di prodotto³⁾. Pertanto, gli aspetti tecnici che scaturiscono dal lavoro degli Eurocodici devono essere presi in adeguata considerazione dai Comitati Tecnici CEN e/o dai Gruppi di Lavoro EOTA che lavorano sulle norme di prodotto, nell'intento di ottenere una piena compatibilità di queste specifiche tecniche con gli Eurocodici.

Gli Eurocodici forniscono regole comuni per la progettazione strutturale, di uso corrente, nella progettazione di strutture, nel loro complesso, e di componenti strutturali, di tipologia tradizionale o innovativa. Forme di costruzione o condizioni di progetto inusuali non sono trattate in modo specifico; per tali casi è richiesto dal progettista il contributo aggiuntivo da parte di esperti.

Norme Nazionali che implementano gli Eurocodici

Le Norme Nazionali che implementano gli Eurocodici contengono il testo completo dell'Eurocodice (comprese tutte le appendici), così come pubblicato dal CEN, il quale può essere preceduto da una copertina Nazionale e da una premessa nazionale, e può essere seguito da una appendice nazionale (informativa).

L'appendice nazionale può contenere solo informazioni su quei parametri, noti come Parametri Determinati a livello nazionale, che in ogni Eurocodice sono lasciati aperti ad una scelta a livello nazionale, da impiegarsi nella progettazione degli edifici e delle opere di ingegneria civile da realizzarsi nella singola nazione, cioè:

- valori e/o classi per i quali nell'Eurocodice sono fornite alternative;
- valori da impiegare, per i quali nell'Eurocodice è fornito solo un simbolo;
- dati specifici della singola nazione (geografici, climatici, ecc.), per esempio, la mappa della neve;
- la procedura da impiegare quando nell'Eurocodice ne sono proposte diverse in alternativa.

Essa può anche contenere:

- decisioni riguardanti l'applicazione delle appendici informative;

2) Secondo l'Art. 3.3 della CPD, i requisiti essenziali (ER) sono precisati in documenti interpretativi destinati a stabilire i collegamenti necessari tra i requisiti essenziali ed i mandati per le norme armonizzate EN e ETAG/ETA.

3) Secondo l'Art. 12 della CPD, i documenti interpretativi devono:

- a) precisare i requisiti essenziali armonizzando la terminologia e i concetti tecnici di base, ed indicando classi o livelli per ciascun requisito ove necessario;
- b) indicare metodi per correlare queste classi o livelli di requisiti alle specifiche tecniche, per esempio metodi di calcolo e di verifica, regole tecniche per la progettazione, ecc.;
- c) servire come riferimento per stabilire norme armonizzate e orientamenti per i benestari tecnici europei.

Gli Eurocodici, *de facto*, giocano un ruolo simile nel campo dell'ER 1 e di una parte dell'ER 2.

- riferimenti ad informazioni complementari non contraddittorie che aiutino l'utente ad applicare l'Eurocodice.

Collegamenti tra gli Eurocodici e le specifiche tecniche armonizzate (EN e ETA) relative ai prodotti

Sussiste la necessità di coerenza tra le specifiche tecniche armonizzate per i prodotti da costruzione e le regole tecniche per le opere⁴⁾. Inoltre tutte le informazioni che accompagnano la marcatura CE dei prodotti da costruzione che fanno riferimento agli Eurocodici devono menzionare chiaramente quali Parametri Determinati a livello nazionale sono stati presi in conto.

Informazioni aggiuntive specifiche alla EN 1998-1

Lo scopo e campo di applicazione della EN 1998 è definito nel punto 1.1.1 e lo scopo e campo di applicazione della presente parte della EN 1998 è definito nel punto 1.1.2. Parti aggiuntive della EN 1998 sono elencate nel punto 1.1.3.

La EN 1998-1 è stata sviluppata dalla fusione della ENV 1998-1-1:1994, ENV 1998-1-2:1994 e ENV 1998-1-3:1995. Come detto nel punto 1.1.1, si deve porre attenzione al fatto che per la progettazione di strutture in zona sismica le disposizioni della EN 1998 devono essere applicate in aggiunta a quelle rilevanti delle altre da EN 1990 a EN 1997 e EN 1999.

Una finalità fondamentale della EN 1998-1 è la definizione dell'azione sismica. Considerate le ampie differenze dei rischi sismici e della genesi delle caratteristiche sismiche nei vari Paesi membri, le azioni sismiche vengono qui definite in termini generali. La definizione permette l'utilizzo di vari parametri determinati a livello nazionale (NDP - Nationally Determined Parameters) che dovrebbero essere confermati o modificati nelle appendici nazionali.

Tuttavia, si considera che mediante l'utilizzo di un comune modello base per la rappresentazione delle azioni sismiche, si è fatto un passo importante nella EN 1998-1 in termini di armonizzazione dei codici.

La EN 1998-1 contiene nella sua sezione relativa agli edifici di muratura disposizioni specifiche che semplificano la progettazione di "semplici edifici di muratura".

Appendice nazionale della EN 1998-1

La presente norma fornisce procedure alternative, valori e raccomandazioni per classi, con più che indicano dove possono essere applicate scelte a livello nazionale. Di conseguenza la norma nazionale che implementa la EN 1998-1 dovrebbe avere una appendice nazionale contenente tutti i Parametri Determinati a livello nazionale da impiegare nel progetto degli edifici e delle opere di ingegneria civile da realizzarsi nella nazione interessata.

Una scelta a livello nazionale è permessa nella EN 1998-1 attraverso i punti:

Riferimento	Argomento
1.1.2(7)	Appendici informative A e B.
2.1(1)P	Periodo di ritorno di riferimento T_{NCR} dell'azione sismica per il requisito di non-collasso (o, equivalentemente, probabilità di riferimento di superamento in 50 anni, P_{NCR}).
2.1(1)P	Periodo di ritorno di riferimento T_{DLR} dell'azione sismica per il requisito di limitazione del danno (o, equivalentemente, probabilità di riferimento di superamento in 50 anni, P_{DLR}).
3.1.1(4)	Condizioni sotto le quali le investigazioni del terreno aggiuntive a quelle necessarie per la progettazione per azioni non-sismiche possono essere omesse e può essere utilizzata la classificazione del terreno di riferimento.
3.1.2(1)	Schema di classificazione del terreno che tiene conto della geologia profonda, che include i valori dei parametri S , T_B , T_C e T_D che definiscono gli spettri di risposta orizzontali e verticali elastici in accordo con i punti 3.2.2.2 e 3.2.2.3.
3.2.1(1), (2), (3)	Mappe delle zone sismiche e relative accelerazioni del terreno di riferimento.

4) Vedere l'Art. 3.3 e l'Art. 12 del CPD, così come 4.2, 4.3.1, 4.3.2 e 5.2 dell'ID 1.

Riferimento	Argomento
3.2.1(4)	Parametro che governa (identificazione e valore) per il limite di bassa sismicità.
3.2.1(5)	Parametro che governa (identificazione e valore) per il limite di sismicità molto bassa.
3.2.2.1(4), 3.2.2.2(1)P	Parametri S , T_B , T_C , T_D che definiscono la forma degli spettri di risposta orizzontali elastici.
3.2.2.3(1)P	Parametri a_{vg} , T_B , T_C , T_D che definiscono la forma degli spettri di risposta verticali elastici.
3.2.2.5(4)P	Limite inferiore del coefficiente β sui valori spettrali di progetto.
4.2.3.2(8)	Riferimento alle definizioni di centro di rigidità e di raggio torsionale in edifici multipiano che soddisfano o meno le condizioni (a) e (b) del punto 4.2.3.2(8) .
4.2.4(2)P	Valori di φ per gli edifici.
4.2.5(5)P	Coefficiente di importanza γ_I per edifici.
4.3.3.1(4)	Decisione se i metodi di analisi non-lineari possono essere applicati per la progettazione di edifici non isolati alla base. Riferimenti a informazioni sulle capacità di deformazione della membratura e sui relativi coefficienti parziali per gli stati limite ultimi per la progettazione o la valutazione sulla base di metodi di analisi non-lineari.
4.3.3.1(8)	Valore limite del coefficiente di importanza, γ_I , relativo all'utilizzo permesso di un'analisi con due modelli piani.
4.4.2.5(2)	Coefficiente di sovrarresistenza γ_{Rd} per diaframmi.
4.4.3.2(2)	Coefficiente di riduzione ν per gli spostamenti allo stato limite di limitazione del danno.
5.2.1(5)	Limitazioni geografiche sull'utilizzo delle classi di duttilità per edifici di calcestruzzo.
5.2.2.2(10)	Valore di q_0 per edifici di calcestruzzo soggetti a uno speciale Programma di Sistema di Qualità.
5.2.4(1), (3)	Coefficienti parziali relativi al materiale per edifici di calcestruzzo nella situazione sismica di progetto.
5.4.3.5.2(1)	Minima armatura d'anima di grandi pareti di calcestruzzo debolmente armato.
5.8.2(3)	Minime dimensioni trasversali di travi di fondazione di calcestruzzo.
5.8.2(4)	Minimo spessore e rapporto di armatura di piastre di fondazione di calcestruzzo.
5.8.2(5)	Minimo rapporto di armatura di travi di fondazione di calcestruzzo.
5.11.1.3.2(3)	Classe di duttilità di sistemi a pannelli prefabbricati.
5.11.1.4	Coefficienti q di sistemi prefabbricati.
5.11.1.5(2)	Azione sismica durante la costruzione di strutture prefabbricate.
5.11.3.4(7)e	Armatura longitudinale minima nei collegamenti riempiti con malta per iniezione di grandi pannelli per pareti.
6.1.2(1)	Limite superiore di q per il principio di comportamento strutturale poco dissipativo; limitazioni sul principio di comportamento strutturale; limitazioni geografiche sull'utilizzo delle classi di duttilità per edifici di acciaio.
6.1.3(1)	Coefficienti parziali relativi al materiale per edifici di acciaio nella situazione sismica di progetto.
6.2(3)	Coefficiente di sovrarresistenza per la progettazione della capacità di edifici di acciaio.
6.2(7)	Informazioni su come la EN 1993-1-10:2004 può essere utilizzata nella situazione sismica di progetto.
6.5.5(7)	Riferimenti a regole complementari sulla progettazione permessa di connessioni.
6.7.4(2)	Resistenza residua post-critica di diagonali compresse in telai di acciaio con elementi di controvento a V.
7.1.2(1)	Limite superiore di q per il principio di comportamento strutturale poco dissipativo; limitazioni sul principio di comportamento strutturale; limitazioni geografiche sull'utilizzo delle classi di duttilità per edifici composti acciaio-calcestruzzo.
7.1.3(1), (3)	Coefficienti parziali relativi al materiale per edifici composti acciaio-calcestruzzo nella situazione sismica di progetto.
7.1.3(4)	Coefficiente di sovrarresistenza per la progettazione della capacità di edifici composti acciaio-calcestruzzo.
7.7.2(4)	Coefficiente di riduzione della rigidità per la parte di calcestruzzo di una sezione della colonna composta acciaio-calcestruzzo.
8.3(1)	Classe di duttilità per edifici di legno.
9.2.1(1)	Tipologia di blocchi di muratura con sufficiente robustezza.
9.2.2(1)	Resistenza minima di blocchi di muratura.
9.2.3(1)	Resistenza minima della malta in edifici di muratura.
9.2.4(1)	Classi alternative per giunti perpendicolari nella muratura.

Riferimento	Argomento
9.3(2)	Condizioni per l'utilizzo di muratura non armata che soddisfi soltanto le disposizioni della EN 1996.
9.3(2)	Minimo spessore efficace di pareti di muratura non armata che soddisfino soltanto le disposizioni della EN 1996.
9.3(3)	Valore massimo dell'accelerazione del terreno per l'utilizzo di muratura non armata che soddisfi le disposizioni della EN 1998-1.
9.3(4), Prospetto 9.1	Valori del coefficiente q in edifici di muratura.
9.3(4), Prospetto 9.1	Coefficienti q per edifici con sistemi di muratura che forniscono una duttilità aumentata.
9.5.1(5)	Requisiti geometrici per pareti di taglio di muratura.
9.6(3)	Coefficienti parziali relativi al materiale per edifici di muratura nella situazione sismica di progetto.
9.7.2(1)	Massimo numero di piani e minima area di pareti di taglio di "semplici edifici di muratura".
9.7.2(2)b	Minimo rapporto di dimensioni in pianta di "semplici edifici di muratura".
9.7.2(2)c	Massima area per piano di rientranze in pianta per "semplici edifici di muratura".
9.7.2(5)	Massima differenza nella massa e nell'area di parete tra piani consecutivi di "semplici edifici di muratura".
10.3(2)P	Coefficiente di amplificazione sugli spostamenti sismici per dispositivi di isolamento.

1 GENERALITÀ

1.1 Scopo e campo di applicazione

1.1.1 Scopo e campo di applicazione della EN 1998

(1)P La EN 1998 si applica alla progettazione e alla costruzione di edifici ed opere di ingegneria civile in zona sismica. La sua finalità è quella di assicurare, al verificarsi di un evento sismico:

- la salvaguardia delle vite umane;
- il contenimento dei danni; e
- il mantenimento della funzionalità delle strutture essenziali per la protezione civile.

Nota La natura aleatoria degli eventi sismici e la limitatezza dei mezzi disponibili per valutarne gli effetti sono tali per cui il raggiungimento di tali scopi sia possibile solo in maniera parziale e misurabile solo in termini probabilistici. Il grado di protezione che può essere applicato alle diverse categorie di edifici, misurabile solamente in termini probabilistici, è un problema di allocazione ottimale delle risorse; esso varia perciò da Paese a Paese in relazione all'importanza relativa del rischio sismico rispetto ai rischi di altra origine ed alle risorse economiche globali.

(2)P Strutture speciali, quali centrali nucleari, strutture offshore e grandi dighe, sono escluse dallo scopo e campo di applicazione della EN 1998.

(3)P La EN 1998 contiene solo quelle disposizioni che, in aggiunta a quelle già previste dagli altri Eurocodici, devono essere osservate per la progettazione di strutture in zona sismica. In tal senso è complementare agli altri Eurocodici.

(4) La EN 1998 è suddivisa in diverse parti, l'una separata dall'altra (vedere punti 1.1.2 e 1.1.3).

1.1.2 Scopo e campo di applicazione della EN 1998-1

(1) La EN 1998-1 si applica alla progettazione di edifici ed opere di ingegneria civile in zona sismica. Essa è suddivisa in 10 sezioni, alcune delle quali sono in maniera specifica rivolte alla progettazione di edifici.

(2) La sezione 2 della EN 1998-1 contiene i requisiti fondamentali di prestazione e i criteri necessari per soddisfarli, applicabili agli edifici e alle opere di ingegneria civile in zona sismica.

- (3) La sezione **3** della EN 1998-1 fornisce le regole per la di rappresentazione dell'azione sismica e la sua combinazione con altre azioni. Alcune particolari tipologie strutturali, trattate nelle parti da EN 1998-2 a EN 1998-6, necessitano di regole complementari che sono date in quelle parti.
- (4) La sezione **4** della EN 1998-1 contiene regole generali di progettazione relative in maniera specifica agli edifici.
- (5) Le sezioni dalla **5** alla **9** della EN 1998-1 contengono regole specifiche per i diversi materiali ed elementi strutturali relative in maniera specifica agli edifici come segue:
 - Sezione **5**: Regole specifiche per edifici di calcestruzzo;
 - Sezione **6**: Regole specifiche per edifici di acciaio;
 - Sezione **7**: Regole specifiche per edifici composti acciaio-calcestruzzo;
 - Sezione **8**: Regole specifiche per edifici di legno;
 - Sezione **9**: Regole specifiche per edifici di muratura.
- (6) La sezione **10** contiene i requisiti fondamentali e altri aspetti rilevanti della progettazione e della sicurezza relativi all'isolamento alla base delle strutture e in maniera specifica all'isolamento alla base degli edifici.

Nota Regole specifiche per l'isolamento dei ponti sono sviluppate nella EN 1998-2.

- (7) L'appendice C contiene elementi aggiuntivi relativi alla progettazione dell'armatura della soletta di travi composte acciaio-calcestruzzo in corrispondenza dei nodi trave-colonna di telai resistenti a flessione.

Nota L'appendice informativa A e l'appendice informativa B contengono elementi aggiuntivi relativi allo spettro di risposta di spostamento elastico e allo spostamento obiettivo per l'analisi pushover.

1.1.3

Ulteriori parti della EN 1998

- (1)P Ulteriori parti della EN 1998 includono, in aggiunta alla EN 1998-1, le seguenti:
 - la EN 1998-2 contiene disposizioni specifiche per i ponti;
 - la EN 1998-3 contiene disposizioni specifiche per la valutazione e l'adeguamento degli edifici preesistenti in zona sismica;
 - la EN 1998-4 contiene disposizioni specifiche per i serbatoi, i silos e le condotte;
 - la EN 1998-5 contiene disposizioni specifiche per le fondazioni, le strutture di contenimento e gli aspetti geotecnici;
 - la EN 1998-6 contiene disposizioni specifiche per le torri, i tralicci e le ciminiere.

1.2

Riferimenti normativi

- (1)P La presente norma europea rimanda, mediante riferimenti datati e non, a disposizioni contenute in altre pubblicazioni. Tali riferimenti normativi sono citati nei punti appropriati del testo e sono di seguito elencati. Per quanto riguarda i riferimenti datati, successive modifiche o revisioni apportate a dette pubblicazioni valgono unicamente se introdotte nella presente norma europea come aggiornamento o revisione. Per i riferimenti non datati vale l'ultima edizione della pubblicazione alla quale si fa riferimento (compresi gli aggiornamenti).

1.2.1

Norme di riferimento generale

EN 1990	Eurocode - Basis of structural design
EN 1992-1-1	Eurocode 2 - Design of concrete structures - Part 1-1: General - Common rules for building and civil engineering structures
EN 1993-1-1	Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-1: General - General rules
EN 1994-1-1	Eurocode 4 - Design of composite steel and concrete structures - Part 1-1: General - Common rules and rules for buildings
EN 1995-1-1	Eurocode 5 - Design of timber structures - Part 1-1: General - Common rules and rules for buildings

EN 1996-1-1	Eurocode 6 - Design of masonry structures - Part 1-1: General - Rules for reinforced and unreinforced masonry
EN 1997-1	Eurocode 7 - Geotechnical design - Part 1: General rules

1.2.2

Codici e norme di riferimento

- (1)P Per l'applicazione della EN 1998, si deve fare riferimento alla EN 1990, alla EN 1997 e alla EN 1999.
- (2) La EN 1998 include altri riferimenti normativi citati nei punti appropriati del testo. Essi sono qui di seguito elencati:
- | | |
|------------|--|
| ISO 1000 | The international system of units (SI) and its application |
| EN 1090-1 | Execution of steel structures - Part 1: General rules and rules for buildings |
| prEN 12512 | Timber structures - Test methods - Cyclic testing of joints made with mechanical fasteners |

1.3

Ipotesi

- (1) In aggiunta alle ipotesi generali della EN 1990:2002, punto 1.3, si applicano le seguenti ipotesi.
- (2)P Si assume che nessun cambiamento nella struttura abbia luogo durante la fase costruttiva e la successiva vita della struttura, a meno che non siano fornite adeguate giustificazioni e verifiche. A causa della natura specifica della risposta sismica, ciò si applica anche nel caso di cambiamenti che portano ad un aumento della resistenza strutturale.

1.4

Distinzione tra principi e regole applicative

- (1) Si applicano le regole della EN 1990:2002, punto 1.4.

1.5

Termini e definizioni

1.5.1

Termini comuni a tutti gli Eurocodici

- (1) Si applicano i termini e le definizioni fornite nella EN 1990:2002, punto 1.5.

1.5.2

Ulteriori termini utilizzati nella EN 1998

- (1) I seguenti termini sono utilizzati nella EN 1998 con i seguenti significati:

coefficiente di comportamento: Coefficiente utilizzato in fase di progettazione per ridurre le forze ottenute da un'analisi lineare al fine di tenere conto della risposta non-lineare di una struttura, associato al materiale, al sistema strutturale ed al procedimento di progettazione.

metodo di progettazione secondo la capacità: Metodo di progettazione in cui gli elementi del sistema strutturale sono scelti, appropriatamente progettati ed ottimizzati al fine di dissipare energia sotto grandi deformazioni, mentre tutti gli altri elementi strutturali sono caratterizzati da una resistenza sufficiente in modo tale che gli elementi responsabili della dissipazione energetica possano lavorare in tal senso.

struttura dissipativa: Struttura in grado di dissipare energia per mezzo di un comportamento isteretico duttile e/o di altri meccanismi.

zone dissipative: Parti predefinite di una struttura dissipativa in cui sono principalmente concentrate le capacità dissipative.

Nota 1 Queste sono anche chiamate zone critiche.

unità dinamicamente indipendenti: Struttura o parte di una struttura che è soggetta direttamente al moto del terreno e la cui risposta non è influenzata dalla risposta di unità o di strutture adiacenti.

coefficiente di importanza: Coefficiente riferito alle conseguenze di una rottura strutturale.

struttura non-dissipativa: Struttura progettata per una particolare situazione sismica di progetto senza tenere conto del comportamento non-lineare del materiale.

elemento non-strutturale: Elemento, sistema o componente architettonico, meccanico o elettrico che, a causa delle scarse risorse di resistenza o per il modo in cui è inserito nella struttura, è considerato non portante nella progettazione sismica.

membrature sismiche primarie: Membrature considerate come parte del sistema strutturale che resiste all'azione sismica, modellate nell'analisi per la situazione sismica di progetto, interamente progettate e dotate di dettagli locali per la resistenza sismica in accordo con le regole della EN 1998.

membrature sismiche secondarie: Membrature che non sono considerate parte del sistema resistente all'azione sismica e la cui resistenza e rigidezza alle azioni sismiche sono trascurate.

Nota 2 Per queste membrature non è richiesto di essere conformi a tutte le regole della EN 1998, ma sono progettate e dotate di dettagli locali per sopportare i carichi gravitazionali quando soggette agli spostamenti causati dalla situazione sismica di progetto.

1.6 Simboli

1.6.1 Generalità

- (1) Si applicano i simboli indicati nella EN 1990:2002, punto 1.6. Per quanto riguarda i simboli relativi ai materiali e, allo stesso modo, per quanto riguarda quelli non legati in maniera specifica ai terremoti si devono applicare le disposizioni degli Eurocodici ad essi attinenti.
- (2) Altri simboli, utilizzati in relazione alle azioni sismiche, sono per comodità definiti nel testo quando necessario. Tuttavia, in aggiunta a ciò i simboli che più spesso ricorrono nella EN 1998-1 sono elencati e definiti nei punti 1.6.2 e 1.6.3.

1.6.2 Altri simboli utilizzati nelle sezioni 2 e 3 della EN 1998-1

A_{Ed}	valore di progetto dell'azione sismica ($= \gamma_1 A_{Ek}$)
A_{Ek}	valore caratteristico dell'azione sismica per il periodo di ritorno di riferimento
E_d	valore di progetto degli effetti dell'azione
N_{SPT}	numero di colpi della prova di penetrazione normalizzata
P_{NCR}	probabilità di riferimento di superamento in 50 anni dell'azione sismica di riferimento per il requisito di non-collasso
Q	azione variabile
$S_e(T)$	spettro di risposta elastico all'accelerazione orizzontale del terreno anche chiamato "spettro di risposta elastico". Per $T = 0$, l'accelerazione spettrale data da questo spettro è uguale all'accelerazione di progetto del terreno in un terreno di tipo A moltiplicata per il coefficiente del suolo S
$S_{ve}(T)$	spettro di risposta elastico all'accelerazione verticale del terreno
$S_{De}(T)$	spettro di risposta elastico agli spostamenti
$S_d(T)$	spettro di progetto (per analisi elastica). Per $T = 0$, l'accelerazione spettrale data da questo spettro è uguale all'accelerazione di progetto del terreno in un terreno di tipo A moltiplicata per il coefficiente del suolo S
S	coefficiente del suolo
T	periodo di vibrazione per un sistema lineare ad un grado di libertà
T_s	durata della parte stazionaria del moto sismico
T_{NCR}	periodo di ritorno di riferimento dell'azione sismica di riferimento per il requisito di non-collasso
a_{gR}	valore di picco di riferimento dell'accelerazione del terreno in un terreno di tipo A
a_g	accelerazione del terreno di progetto in un terreno di tipo A

a_{vg}	accelerazione del terreno di progetto nella direzione verticale
c_u	resistenza a taglio del terreno in condizioni non drenate
d_g	spostamento di progetto del terreno
g	accelerazione di gravità
q	coefficiente di comportamento
$v_{s,30}$	valore medio della velocità di propagazione delle onde S nei primi 30 m del profilo del terreno ad una deformazione a taglio di 10^{-5} o inferiore
γ_i	coefficiente di importanza
η	coefficiente correttivo dello smorzamento
ξ	valore del rapporto di smorzamento viscoso (espresso in percentuale)
$\psi_{2,i}$	coefficiente di combinazione per il valore quasi-permanente della i -esima azione variabile
$\psi_{E,i}$	coefficiente di combinazione per la i -esima azione variabile da considerare quando si determinano gli effetti dell'azione sismica di progetto

1.6.3

Ulteriori simboli utilizzati nella sezione 4 della EN 1998-1

E_E	effetto dovuto all'azione sismica
E_{Edx}, E_{Edy}	valori di progetto degli effetti dell'azione dovuti alle componenti orizzontali (x e y) dell'azione sismica
E_{Edz}	valore di progetto degli effetti dell'azione dovuti alla componente verticale dell'azione sismica
F_i	forza sismica orizzontale al piano i
F_a	forza sismica orizzontale agente su un elemento non-strutturale (appendici)
F_b	forza di taglio alla base
H	altezza dell'edificio dalla fondazione o dalla sommità di un basamento rigido
L_{max}, L_{min}	maggior e minor dimensione in pianta dell'edificio misurata nelle direzioni ortogonali
R_d	valore di progetto della resistenza
S_a	coefficiente sismico per elementi non-strutturali
T_1	periodo proprio di vibrazione di un edificio
T_a	periodo proprio di vibrazione di un elemento non-strutturale (appendici)
W_a	peso di un elemento non-strutturale (appendici)
d	spostamento
d_r	valore di progetto del movimento relativo tra i piani
e_a	eccentricità accidentale della massa di un piano rispetto alla sua posizione nominale
h	altezza di interpiano
m_i	massa del piano i
n	numero di piani sopra la fondazione o la sommità di un basamento rigido
q_a	coefficiente di comportamento di un elemento non-strutturale (appendici)
q_d	coefficiente di comportamento per gli spostamenti
s_i	spostamento di una massa m_i nella forma modale fondamentale di un edificio
z_i	altezza di una massa m_i sopra il livello di applicazione dell'azione sismica
α	rapporto tra l'accelerazione di progetto del terreno e l'accelerazione di gravità
γ_a	coefficiente di importanza per un elemento non-strutturale (appendici)
γ_d	coefficiente di sovraresistenza per diaframmi
θ	coefficiente di sensibilità rispetto al movimento relativo tra i piani

1.6.4

Ulteriori simboli utilizzati nella sezione 5 della EN 1998-1

A_c	area della sezione di una membratura di calcestruzzo
A_{sh}	area totale delle staffe orizzontali in un nodo trave-colonna
A_{si}	area totale delle barre di armatura in ciascuna direzione diagonale di una trave di collegamento
A_{st}	area di un braccio dell'armatura trasversale
A_{sv}	area totale dell'armatura verticale nell'anima della parete
$A_{sv,i}$	area totale delle barre verticali di una colonna tra le barre d'angolo in una direzione attraverso un nodo
A_w	area totale della sezione trasversale orizzontale di una parete
ΣA_{si}	somma delle aree di tutte le barre di armatura inclinate in entrambe le direzioni, in pareti armate con barre inclinate contro lo scorrimento a taglio
ΣA_{sj}	somma delle aree delle barre verticali dell'anima di una parete, o di barre aggiuntive disposte negli elementi di contorno di una parete per resistere in maniera specifica allo scorrimento a taglio
ΣM_{Rb}	somma dei valori di progetto dei momenti resistenti delle travi che convergono in un nodo nella direzione di interesse
ΣM_{Rc}	somma dei valori di progetto dei momenti resistenti delle colonne che convergono in un nodo nella direzione di interesse
D_o	diametro del nucleo confinato in una colonna circolare
$M_{i,d}$	momento all'estremità di una trave o di una colonna per il calcolo del taglio di progetto secondo il criterio della capacità
$M_{Rb,i}$	valore di progetto del momento resistente di una trave all'estremità i
$M_{Rc,i}$	valore di progetto del momento resistente di una colonna all'estremità i
N_{Ed}	azione assiale ottenuta dall'analisi per la situazione sismica di progetto
T_1	periodo proprio dell'edificio nella direzione orizzontale di interesse
T_C	periodo d'angolo in corrispondenza del limite superiore della regione ad accelerazione costante dello spettro elastico
V'_{Ed}	azione di taglio in una parete ottenuta dall'analisi per la situazione sismica di progetto
V_{dd}	resistenza per effetto perno delle barre verticali in una parete
V_{Ed}	valore di progetto della forza di taglio in una parete
$V_{Ed,max}$	valore massimo dell'azione di taglio agente all'estremità della sezione di una trave, calcolato applicando il criterio di progetto della capacità
$V_{Ed,min}$	valore minimo dell'azione di taglio agente all'estremità della sezione di una trave, calcolato applicando il criterio di progetto della capacità
V_{fd}	contributo dell'attrito alla resistenza di una parete contro lo scorrimento a taglio
V_{id}	contributo delle barre inclinate alla resistenza di una parete contro lo scorrimento a taglio
$V_{Rd,c}$	valore di progetto della resistenza a taglio di membrane senza armatura trasversale in accordo con la EN 1992-1-1:2004
$V_{Rd,s}$	valore di progetto della resistenza a taglio contro lo scorrimento
b	larghezza della flangia inferiore della trave
b_c	dimensione della sezione trasversale di una colonna
b_{eff}	larghezza efficace della flangia di una trave in trazione in corrispondenza della faccia di una colonna portante
b_i	distanza tra barre consecutive racchiuse da un angolo di una legatura o da una staffa in una colonna

b_o	larghezza del nucleo confinato in una colonna o nell'elemento di contorno di una parete (con riferimento alla linea media delle staffe)
b_w	spessore di parti confinate di una sezione di una parete, o larghezza dell'anima di una trave
b_{wo}	spessore dell'anima di una parete
d	altezza utile di una sezione
d_{bL}	diametro di una barra longitudinale
d_{bw}	diametro di una staffa
f_{cd}	valore di progetto della resistenza a compressione del calcestruzzo
f_{ctm}	valore medio della resistenza a trazione del calcestruzzo
f_{yd}	valore di progetto della tensione di snervamento dell'acciaio
$f_{yd, h}$	valore di progetto della tensione di snervamento dell'acciaio dell'armatura d'anima orizzontale
$f_{yd, v}$	valore di progetto della tensione di snervamento dell'acciaio dell'armatura d'anima verticale
f_{yld}	valore di progetto della tensione di snervamento dell'acciaio dell'armatura longitudinale
f_{ywd}	valore di progetto della tensione di snervamento dell'acciaio dell'armatura trasversale
h	altezza della sezione
h_c	altezza della sezione della colonna nella direzione di interesse
h_f	altezza della flangia
h_{jc}	distanza tra strati estremi dell'armatura della colonna in un nodo trave colonna
h_{jw}	distanza tra l'armatura inferiore e superiore della trave
h_o	altezza del nucleo confinato in una colonna (con riferimento alla linea media delle staffe)
h_s	altezza libera di un piano
h_w	altezza di una parete o della sezione di una trave
k_D	coefficiente che riflette la classe di duttilità nel calcolo della profondità della colonna richiesta per l'ancoraggio delle barre della trave in un nodo, uguale a 1 per DCH e 2/3 per DCM
k_w	coefficiente che riflette il modo prevalente di rottura in sistemi strutturali con pannelli
l_{cl}	lunghezza libera di una trave o di una colonna
l_{cr}	lunghezza di una zona critica
l_i	distanza tra le linee baricentriche di due gruppi di barre inclinate nella sezione alla base di pareti dotate di barre inclinate contro lo scorrimento a taglio
l_w	lunghezza della sezione di una parete
n	numero totale di barre longitudinali racchiuse lateralmente da staffe o da legature trasversali sul perimetro della sezione della colonna
q_o	valore base del coefficiente di comportamento
s	passo tra le armature trasversali
x_u	profondità dell'asse neutro
z	braccio della coppia interna
α	coefficiente di efficacia del confinamento, angolo tra le barre diagonali e l'asse di una trave di collegamento
α_o	rapporto tra le dimensioni prevalenti dei pannelli del sistema strutturale

α_1	moltiplicatore dell'azione di progetto sismica orizzontale alla formazione della prima cerniera plastica nel sistema
α_u	moltiplicatore dell'azione di progetto sismica orizzontale alla formazione di un meccanismo plastico globale
γ_c	coefficiente parziale per il calcestruzzo
γ_{Rd}	coefficiente di incertezza del modello sul valore di progetto delle resistenze nella stima degli effetti delle azioni di progetto secondo il criterio della capacità, tenendo conto delle varie fonti di sovrarresistenza
γ_s	coefficiente parziale per l'acciaio
ϵ_{cu2}	deformazione ultima del calcestruzzo non confinato
$\epsilon_{cu2,c}$	deformazione ultima del calcestruzzo confinato
$\epsilon_{su,k}$	valore caratteristico dell'allungamento ultimo dell'acciaio di armatura
$\epsilon_{sy,d}$	valore di progetto della deformazione dell'acciaio allo snervamento
η	coefficiente di riduzione della resistenza a compressione del calcestruzzo dovuto alle deformazioni a trazione nella direzione trasversale
ζ	rapporto, $V_{Ed,min}/V_{Ed,max}$, tra la minima e la massima azione di taglio agente nella sezione di estremità di una trave
μ_f	coefficiente di attrito calcestruzzo-calcestruzzo sotto azioni cicliche
μ_ϕ	coefficiente di duttilità in termini di curvatura
μ_δ	coefficiente di duttilità in termini di spostamento
ν	azione assiale ottenuta nella situazione sismica di progetto, normalizzata a $A_c f_{cd}$
ξ	altezza normalizzata dell'asse neutro
ρ	rapporto di armatura tesa
ρ'	rapporto di armatura di acciaio compressa nelle travi
σ_{cm}	valore medio dello sforzo normale nel calcestruzzo
ρ_h	rapporto di armatura delle barre d'anima orizzontali in una parete
ρ_l	rapporto di armatura longitudinale totale
ρ_{max}	rapporto massimo di armatura tesa permesso nella zona critica di travi sismiche primarie
ρ_v	rapporto di armatura delle barre d'anima verticali in una parete
ρ_w	rapporto di armatura a taglio
ω_v	rapporto meccanico di armatura d'anima verticale
ω_{wd}	rapporto meccanico volumetrico dell'armatura di confinamento

1.6.5

Ulteriori simboli utilizzati nella sezione 6 della EN 1998-1

L	luce della trave
M_{Ed}	valore di progetto del momento flettente ottenuto dall'analisi per la situazione sismica di progetto
$M_{pl,RdA}$	valore di progetto del momento plastico resistente all'estremo A di una membratura
$M_{pl,RdB}$	valore di progetto del momento plastico resistente all'estremo B di una membratura
N_{Ed}	valore di progetto dell'azione assiale ottenuto dall'analisi per la situazione sismica di progetto
$N_{Ed,E}$	azione assiale ottenuta dall'analisi con solo l'azione sismica di progetto
$N_{Ed,G}$	azione assiale dovuta alle azioni di tipo non-sismico incluse nella combinazione delle azioni per la situazione sismica di progetto

$N_{pl,Rd}$	valore di progetto della resistenza a snervamento a trazione della sezione trasversale lorda di una membratura in conformità alla EN 1993-1-1:2004
$N_{Rd}(M_{Ed}, V_{Ed})$	valore di progetto della resistenza assiale di una colonna o di un diagonale in accordo con la EN 1993-1-1:2004, tenendo conto dell'interazione con il momento flettente M_{Ed} e il taglio V_{Ed} nella situazione sismica
R_d	resistenza del collegamento in accordo con la EN 1993-1-1:2004
R_{fy}	resistenza plastica della membratura dissipativa collegata, basata sul valore di progetto della tensione di snervamento del materiale come definito nella EN 1993-1-1:2004
V_{Ed}	valore di progetto dell'azione di taglio ottenuta dall'analisi per la situazione sismica di progetto
$V_{Ed,G}$	azione di taglio dovuta alle azioni di tipo non-sismico incluse nella combinazione delle azioni per la situazione sismica di progetto
$V_{Ed,M}$	azione di taglio dovuta all'applicazione dei momenti resistenti plastici alle due estremità di una trave
$V_{pl,Rd}$	valore di progetto della resistenza a taglio di una membratura in conformità alla EN 1993-1-1:2004
$V_{wp,Ed}$	valore di progetto dell'azione di taglio nel pannello d'anima dovuto agli effetti delle azioni sismiche di progetto
$V_{wp,Rd}$	valore di progetto dell'azione di taglio resistente del pannello d'anima in accordo con la EN 1993-1-1:2004
e	lunghezza del collegamento sismico (seismic link)
f_y	resistenza a snervamento nominale dell'acciaio
$f_{y,max}$	tensione di snervamento ammissibile massima dell'acciaio
q	coefficiente di comportamento
t_w	spessore dell'anima di un collegamento sismico (seismic link)
t_f	spessore della flangia di un collegamento sismico (seismic link)
Ω	coefficiente moltiplicativo dell'azione assiale $N_{Ed,E}$ ottenuta dall'analisi dovuta all'azione sismica di progetto, per il progetto di membrane non-dissipative in telai controventati con elementi di controvento concentrici o eccentrici nei punti 6.7.4 e 6.8.3 rispettivamente
α	rapporto tra il momento flettente di progetto più piccolo $M_{Ed,A}$ ad un'estremità di un collegamento sismico (seismic link) e i momenti flettenti più grandi $M_{Ed,B}$ all'estremità dove si formano le cerniere plastiche, entrambi i momenti presi in valore assoluto
α_1	moltiplicatore dell'azione di progetto sismica orizzontale alla formazione della prima cerniera plastica nel sistema
α_u	moltiplicatore dell'azione di progetto sismica orizzontale alla formazione di un meccanismo plastico globale
γ_M	coefficiente parziale relativo alle proprietà del materiale
γ_{ov}	coefficiente di sovrarresistenza del materiale
δ	inflexione della trave in mezzera relativa alla tangente all'asse della trave all'estremità della trave (vedere figura 6.11)
γ_{pb}	coefficiente moltiplicativo del valore di progetto $N_{pl,Rd}$ della resistenza a snervamento a trazione del controvento compresso in una controventatura a V, per la stima dell'effetto dell'azione sismica non equilibrata sulla trave a cui la controventatura è collegata
γ_s	coefficiente parziale per l'acciaio
θ_p	capacità rotazionale della regione della cerniera plastica
$\bar{\lambda}$	snellezza adimensionale di una membratura come definita nella EN 1993-1-1:2004

1.6.6

Ulteriori simboli utilizzati nella sezione 7 della EN 1998-1

A_{pl}	area orizzontale della piastra
E_a	modulo di elasticità dell'acciaio
E_{cm}	valore medio del modulo di elasticità del calcestruzzo in accordo con la EN 1992-1-1:2004
I_a	momento di inerzia della parte di sezione di acciaio di una sezione composta, rispetto al baricentro della sezione composta
I_c	momento di inerzia della parte di calcestruzzo di una sezione composta, rispetto al baricentro della sezione composta
I_{eq}	momento di inerzia equivalente della sezione composta
I_s	momento di inerzia delle barre d'armatura di una sezione composta, rispetto al baricentro della sezione composta
$M_{pl,Rd,c}$	valore di progetto del momento resistente plastico della colonna, preso come limite inferiore e calcolato tenendo conto della componente di calcestruzzo della sezione e solo delle componenti di acciaio della sezione classificate come duttili
$M_{U,Rd,b}$	limite superiore della resistenza plastica della trave, calcolato tenendo conto della componente di calcestruzzo della sezione e di tutte le componenti di acciaio nella sezione, comprese quelle non classificate come duttili
$V_{wp,Ed}$	forza di taglio di progetto nel pannello d'anima, calcolata sulla base della resistenza plastica delle zone dissipative adiacenti nelle travi o connessioni
$V_{wp,Rd}$	resistenza di taglio di progetto del pannello d'anima composto acciaio-calcestruzzo in accordo con la EN 1994-1-1:2004
b	larghezza della flangia
b_b	larghezza della trave composta (vedere figura 7.3a) o larghezza collaborante del calcestruzzo della soletta sulla colonna (vedere figura 7.7)
b_e	larghezza efficace parziale della flangia su ciascun lato dell'anima di acciaio
b_{eff}	larghezza efficace totale della flangia di calcestruzzo
b_o	larghezza (minima dimensione) del nucleo di calcestruzzo confinato (con riferimento alla linea media delle staffe)
d_{bL}	diametro delle barre di armatura longitudinali
d_{bw}	diametro delle staffe
f_{yd}	resistenza a snervamento di progetto dell'acciaio
f_{ydf}	resistenza a snervamento di progetto dell'acciaio della flangia
f_{ydw}	resistenza di progetto dell'armatura d'anima
h_b	altezza della trave composta
h_c	altezza della sezione della colonna composta
k_r	coefficiente di efficienza di forma delle nervature di lamiera grecate di acciaio
k_t	coefficiente di riduzione della resistenza a taglio di progetto dei connettori in accordo con la EN 1994-1-1:2004
l_{cl}	lunghezza libera della colonna
l_{cr}	lunghezza della zona critica
n	rapporto di omogeneizzazione acciaio-calcestruzzo per azioni a breve termine
q	coefficiente di comportamento

r	coefficiente di riduzione della rigidezza del calcestruzzo per il calcolo della rigidezza di colonne composte
t_f	spessore della flangia
γ_c	coefficiente parziale per il calcestruzzo
γ_M	coefficiente parziale relativo alle proprietà del materiale
γ_{ov}	coefficiente di sovraresistenza del materiale
γ_s	coefficiente parziale per l'acciaio
ε_a	deformazione totale dell'acciaio allo stato limite ultimo
ε_{cu2}	deformazione a compressione ultima del calcestruzzo non confinato
η	grado minimo di connessione come definito nel punto 6.6.1.2 della EN 1994-1-1:2004

1.6.7

Ulteriori simboli utilizzati nella sezione 8 della EN 1998-1

E_o	modulo di elasticità del legno per carichi istantanei
b	larghezza della sezione di legno
d	diametro del mezzo di giunzione
h	altezza delle travi di legno
k_{mod}	coefficiente di modifica per carichi istantanei della resistenza del legno in accordo con la EN 1995-1-1:2004
q	coefficiente di comportamento
γ_M	coefficiente parziale relativo alle proprietà del materiale

1.6.8

Ulteriori simboli utilizzati nella sezione 9 della EN 1998-1

$a_{g,urm}$	valore superiore dell'accelerazione di progetto del terreno al sito per l'utilizzo di muratura non armata che soddisfa le disposizioni dell'Eurocodice 8
A_{min}	area della sezione trasversale totale delle pareti di muratura richiesta in ciascuna direzione orizzontale per le regole che si riferiscono a "semplici edifici di muratura"
$f_{b,min}$	resistenza a compressione normalizzata della muratura normale alla superficie
$f_{bh,min}$	resistenza a compressione normalizzata della muratura parallela alla superficie nel piano della parete
$f_{m,min}$	resistenza minima per la malta
h	altezza libera maggiore delle aperture adiacenti alla parete
h_{ef}	altezza efficace della parete
l	lunghezza della parete
n	numero di piani sopra il terreno
$\rho_{A,min}$	somma minima delle aree delle sezioni trasversali orizzontali delle pareti di taglio in ciascuna direzione, come percentuale dell'area totale di piano per piano
ρ_{max}	percentuale dell'area totale di piano sopra il livello
q	coefficiente di comportamento
t_{ef}	spessore efficace della parete
$\Delta A_{A,max}$	massima differenza nell'area della sezione trasversale della parete di taglio orizzontale tra piani adiacenti di "semplici edifici di muratura"
$\Delta A_{m,max}$	massima differenza nella massa tra piani adiacenti di "semplici edifici di muratura"
γ_m	coefficienti parziali relativi alle proprietà della muratura
γ_s	coefficiente parziale per acciaio di armatura

λ_{\min} rapporto tra la lunghezza del lato corto e la lunghezza del lato lungo in pianta

1.6.9

Ulteriori simboli utilizzati nella sezione 10 della EN 1998-1

K_{eff}	rigidezza efficace del sistema di isolamento nella direzione principale orizzontale in considerazione, ad uno spostamento uguale allo spostamento di progetto d_{dc}
K_V	rigidezza totale del sistema di isolamento nella direzione verticale
K_{xi}	rigidezza efficace di un dato dispositivo i nella direzione x
K_{yi}	rigidezza efficace di un dato dispositivo i nella direzione y
T_{eff}	periodo fondamentale efficace della sovrastruttura corrispondente alla traslazione orizzontale, assumendo la sovrastruttura come un corpo rigido
T_f	periodo fondamentale della sovrastruttura assunta fissata alla base
T_V	periodo fondamentale della sovrastruttura nella direzione verticale, assumendo la sovrastruttura come un corpo rigido
M	massa della sovrastruttura
M_s	magnitudo
d_{dc}	spostamento di progetto del centro di rigidezza efficace nella direzione considerata
d_{db}	spostamento di progetto totale di un dispositivo di isolamento
$e_{\text{tot},y}$	eccentricità totale nella direzione y
f_j	forze orizzontali ad ogni livello j
r_y	raggio torsionale del sistema di isolamento
(x_i, y_i)	coordinate del dispositivo di isolamento i relativo al centro di rigidezza efficace
δ_i	coefficiente di amplificazione
ξ_{eff}	"smorzamento efficace"

1.7

Unità di misura S.I.

(1)P Devono essere utilizzate le unità di misura S.I. in accordo con la ISO 1000.

(2) Per i calcoli si raccomanda di utilizzare le seguenti unità di misura:

- forze e carichi:	kN, kN/m, kN/m ²
- massa per unità di volume:	kg/m ³ , t/m ³
- massa:	kg, t
- peso per unità di volume:	kN/m ³
- sforzi e resistenze:	N/mm ² (= MN/m ² oppure MPa), kN/m ² (=kPa)
- momenti (flettenti, ecc.):	kNm
- accelerazione:	m/s ² , g (=9,81 m/s ²)

2

REQUISITI DI PRESTAZIONE E CRITERI DI CONFORMITÀ

2.1

Requisiti fondamentali

(1)P Le strutture in zona sismica devono essere progettate e costruite in modo da soddisfare, ciascuno con un adeguato margine di affidabilità, i seguenti requisiti.

- Requisito di non-collasso.

La struttura deve essere progettata e costruita per sopportare l'azione sismica di progetto, definita nella sezione 3, senza che si manifestino fenomeni di collasso locale o globale ed in modo da mantenere dopo l'evento sismico la sua integrità strutturale ed una residua capacità portante. L'azione sismica di progetto è espressa in termini di: a) azione sismica di riferimento associata a una

probabilità di riferimento di superamento, P_{NCR} , in 50 anni o a un periodo di ritorno di riferimento, T_{NCR} , e b) coefficiente di importanza γ_I (vedere EN 1990:2002 e (2)P e (3)P del presente punto) per tenere conto della differenziazione di affidabilità.

Nota 1 I valori attribuiti a P_{NCR} o a T_{NCR} utilizzati in una nazione possono essere trovati nella sua appendice nazionale del presente documento. I valori raccomandati sono $P_{NCR} = 10\%$ e $T_{NCR} = 475$ anni.

Nota 2 Il valore della probabilità di superamento, P_R , in T_L anni di un livello specificato dell'azione sismica è legato al periodo di ritorno medio, T_R , di questo livello dell'azione sismica in accordo con l'espressione $T_R = -T_L / \ln(1 - P_R)$. Così per un dato T_L , l'azione sismica può equivalentemente essere specificata con il suo periodo di ritorno medio, T_R , o con la sua probabilità di superamento, P_R in T_L anni.

- Requisito di limitazione del danno.

La struttura deve essere progettata e costruita per sopportare un'azione sismica, che abbia una probabilità di verificarsi più alta dell'azione sismica di progetto senza che si verifichi un danneggiamento con conseguenti limitazioni nell'utilizzo, i cui costi sarebbero sproporzionatamente alti se rapportati con il costo della struttura in sé. L'azione sismica da tenere in conto per il "requisito di limitazione del danno" ha una probabilità di superamento, P_{DLR} , in 10 anni e un periodo di ritorno, T_{DLR} . In assenza di informazioni più precise, il coefficiente di riduzione applicato all'azione sismica di progetto in accordo con il punto 4.4.3.2(2) può essere utilizzato per ottenere l'azione sismica per la verifica del requisito di limitazione del danno.

Nota 3 I valori attribuiti a P_{DLR} o a T_{DLR} in uso in una nazione possono essere trovati nella sua appendice nazionale del presente documento. I valori raccomandati sono $P_{DLR} = 10\%$ e $T_{DLR} = 95$ anni.

(2)P I livelli di affidabilità per il requisito di non-collasso e il requisito di limitazione del danno sono stabiliti dalle autorità nazionali per i diversi tipi di edifici e opere di ingegneria civile sulla base delle conseguenze di un crollo.

(3)P La diversa richiesta di affidabilità si estrinseca nella classificazione delle strutture secondo distinte categorie di importanza. Ad ogni classe di importanza è associato un coefficiente di importanza γ_I . Per quanto possibile si raccomanda che questo coefficiente sia definito in modo da corrispondere a un valore maggiore o minore del periodo di ritorno dell'evento sismico (rispetto al periodo di ritorno di riferimento) affinché sia appropriato al progetto di una specifica categoria di strutture [vedere punto 3.2.1(3)].

(4) I diversi livelli di affidabilità sono ottenuti moltiplicando l'azione sismica di riferimento oppure, quando si utilizza l'analisi lineare, i corrispondenti effetti delle azioni con questo coefficiente di importanza. Indicazioni dettagliate sulle categorie di importanza e sui relativi coefficienti di importanza sono fornite nelle relative parti della EN 1998.

Nota Nella maggior parte dei siti la probabilità annuale di superamento, $H(a_{gR})$, dell'accelerazione di picco di riferimento del terreno a_{gR} può essere considerata variabile con a_{gR} come: $H(a_{gR}) \sim k_0 a_{gR}^{-k}$, con il valore dell'esponente k che dipende dalla sismicità, ma essendo generalmente dell'ordine di 3. Allora, se l'azione sismica è definita in termini dell'accelerazione di picco di riferimento del terreno a_{gR} , il valore del coefficiente di importanza γ_I che moltiplica l'azione sismica di riferimento per raggiungere la stessa probabilità di superamento in T_L anni come nei T_{LR} anni per cui l'azione sismica di riferimento è definita, può essere calcolata come $\gamma_I \sim (T_{LR}/T_L)^{-1/k}$. In alternativa, il valore del coefficiente di importanza γ_I che occorre per moltiplicare l'azione sismica di riferimento per raggiungere un valore della probabilità di superamento dell'azione sismica, P_L , in T_L anni diversa dalla probabilità di riferimento di superamento P_{LR} , negli stessi T_L anni, può essere stimata come $\gamma_I \sim (P_L/P_{LR})^{-1/k}$.

2.2

Criteri di conformità

2.2.1

Generalità

(1)P Al fine di soddisfare i requisiti fondamentali di cui al punto 2.1, devono essere verificati i seguenti stati limite (vedere punti 2.2.2 e 2.2.3):

- stati limite ultimi;
- stati limite di danno.

Gli stati limite ultimi sono quelli associati al collasso o ad altre forme di rottura strutturale che potrebbero risultare pericolose per la sicurezza delle persone.

Gli stati limite di danno sono quelli associati al verificarsi di un danneggiamento oltre i quali i requisiti di esercizio non sono più soddisfatti.

- (2)P Al fine di limitare le incertezze e di garantire un buon comportamento delle strutture sotto azioni sismiche più gravose di quella sismica di progetto, si devono adottare una serie di misure pertinenti specifiche (vedere punto **2.2.4**).
- (3) Per categorie di strutture ben definite poste in zone caratterizzate da una bassa sismicità [vedere punto **3.2.1(4)**], i requisiti fondamentali possono essere soddisfatti mediante l'applicazione di regole più semplici di quelle riportate nelle parti pertinenti della EN 1998.
- (4) Nei casi di zone caratterizzate da una sismicità molto bassa, non è necessario osservare le disposizioni della EN 1998 [vedere punto **3.2.1(5)** e le note al riguardo per la definizione dei casi di sismicità molto bassa].
- (5) Regole specifiche per "semplici edifici di muratura" sono fornite nella sezione **9**. Rispettando queste regole, i requisiti fondamentali per le "semplici edifici di muratura" si ritengono essere soddisfatti senza alcuna verifica analitica di sicurezza.

2.2.2

Stato limite ultimo

- (1)P Si deve verificare che il sistema strutturale abbia le caratteristiche in termini di resistenza e di capacità di dissipare energia specificate nelle apposite parti della EN 1998.
- (2) La resistenza e la capacità di dissipare energia da assegnare alla struttura sono in relazione al maggiore o minore grado di risposta non-lineare che si intende sfruttare. In termini operativi il bilancio tra resistenza e capacità di dissipare energia è caratterizzato dai valori del coefficiente di comportamento q e dalla classificazione della duttilità associata, i quali sono forniti nelle apposite parti della EN 1998. Come caso limite, per la progettazione di strutture classificate come non-dissipative, non si tiene in alcun conto la dissipazione isteretica di energia e il coefficiente di comportamento non può essere preso, in generale, maggiore del valore di 1,5 considerato per tenere conto delle sovraresistenze. Per edifici di acciaio o composti acciaio-calcestruzzo, questo valore limite del coefficiente q può essere preso tra 1,5 e 2 (vedere nota 1 del prospetto 6.1 o nota 1 del prospetto 7.1, rispettivamente). Per strutture dissipative il coefficiente di comportamento assume valori maggiori di questi valori limite in dipendenza della dissipazione isteretica di energia che avviene principalmente in zone appropriatamente progettate, dette zone dissipative o zone critiche.

Nota Si raccomanda che il valore del coefficiente di comportamento q sia limitato dallo stato limite di stabilità dinamica della struttura e dal danneggiamento per fatica a basso numero di cicli dei dettagli strutturali (specialmente le connessioni). La condizione limite più sfavorevole deve essere applicata quando i valori del coefficiente q sono determinati. I valori del coefficiente q forniti nelle varie parti della EN 1998 sono ritenuti essere conformi a questo requisito.

- (3)P Si deve verificare che la struttura nel suo insieme risulti stabile sotto l'effetto dell'azione sismica di progetto. Si deve considerare la stabilità sia nei confronti del ribaltamento sia dello scorrimento. Regole specifiche per la verifica al ribaltamento delle strutture sono fornite nelle apposite parti della EN 1998.
- (4)P Si deve verificare che sia gli elementi di fondazione sia il terreno di fondazione siano in grado di resistere agli effetti delle azioni dovuti alla risposta della sovrastruttura senza significative deformazioni permanenti. Nel determinare le reazioni si deve considerare la resistenza effettiva che può essere sviluppata dall'elemento strutturale che trasmette le azioni.
- (5)P Nell'analisi, si deve tenere conto della possibile influenza degli effetti del secondo ordine sui valori degli effetti delle azioni.
- (6)P Si deve verificare che sotto l'azione sismica di progetto il comportamento degli elementi non-strutturali non rappresenti un rischio per le persone e non abbia un effetto sfavorevole sulla risposta degli elementi strutturali. Per gli edifici, sono fornite regole specifiche nei punti **4.3.5** e **4.3.6**.

2.2.3

Stato limite di danno

- (1)P Si deve assicurare un adeguato grado di affidabilità contro un inaccettabile danneggiamento mediante il soddisfacimento di limiti sulle deformazioni o altri limiti pertinenti definiti nelle relative parti della EN 1998.
- (2)P Per strutture importanti per la protezione civile, si deve verificare che il sistema strutturale possieda una resistenza ed una rigidezza sufficienti a garantire la funzionalità dei servizi vitali a seguito di un evento sismico caratterizzato da un appropriato periodo di ritorno.

2.2.4

Misure specifiche

2.2.4.1

Progettazione

- (1) Per quanto possibile, si raccomanda che le strutture dovrebbero avere forme semplici e regolari sia in pianta sia in elevazione, (vedere punto **4.2.3**). Se necessario ciò può essere realizzato suddividendo la struttura mediante dispositivi di collegamento in unità dinamicamente indipendenti.
- (2)P Al fine di garantire un comportamento globale dissipativo e duttile, devono essere evitate rotture fragili o la prematura formazione di meccanismi instabili. A tal fine, dove richiesto nelle rispettive parti della EN 1998, si deve fare ricorso alla procedura di progetto secondo la capacità, che è utilizzata per ottenere la gerarchia delle resistenze dei vari componenti strutturali e dei modi di rottura necessari per assicurare un meccanismo plastico adeguato e per evitare modi di rottura fragili.
- (3)P Poiché il comportamento sismico di una struttura dipende in larga parte dal comportamento delle sue zone ed elementi critici, i dettagli costruttivi della struttura in generale e di queste regioni o elementi in particolare, devono essere tali da mantenere la capacità di trasmettere le forze necessarie e di dissipare energia sotto condizioni cicliche. A tal fine, si raccomanda che i dettagli costruttivi delle connessioni tra elementi strutturali e delle regioni dove è prevedibile un comportamento non-lineare ricevano speciale attenzione nel progetto.
- (4)P Le analisi devono essere basate su un adeguato modello strutturale, che, quando necessario, deve tenere conto dell'influenza della deformabilità del terreno e di elementi non-strutturali e di altri aspetti, come la presenza di strutture adiacenti.

2.2.4.2

Fondazioni

- (1)P La rigidezza delle fondazioni deve essere adeguata, per trasmettere le azioni ricevute dalla sovrastruttura al terreno il più uniformemente possibile.
- (2) Con l'eccezione dei ponti, si raccomanda di utilizzare in generale solo un tipo di fondazione per la stessa struttura, a meno che quest'ultima sia costituita da unità dinamicamente indipendenti.

2.2.4.3

Progetto del sistema di qualità

- (1)P I documenti di progetto devono indicare le dimensioni, i dettagli e le caratteristiche dei materiali degli elementi strutturali. Nel caso in cui risulti appropriato, i documenti di progetto devono anche includere le caratteristiche di dispositivi speciali da utilizzare e le distanze tra elementi strutturali e non-strutturali. Si deve anche fornire le necessarie disposizioni di controllo di qualità.
- (2)P Gli elementi di importanza strutturale particolare, che richiedono verifiche speciali durante la costruzione, devono essere identificati sugli elaborati di progetto. In questo caso devono anche essere specificati i metodi di verifica da utilizzare.
- (3) Nelle regioni ad alta sismicità e nelle strutture di importanza speciale, si raccomanda di utilizzare progetti del sistema di qualità ufficiali, che riguardano la progettazione, la costruzione e l'utilizzo, aggiuntivi alle procedure di controllo prescritte negli altri Eurocodici di pertinenza.

3 CARATTERISTICHE DEL TERRENO E AZIONE SISMICA

3.1 Caratteristiche del terreno

3.1.1 Generalità

- (1) P Si devono effettuare appropriate indagini al fine di definire le caratteristiche del terreno in accordo con i tipi forniti al punto **3.1.2**.
- (2) Ulteriori indicazioni sulle indagini e la classificazione del terreno sono fornite nella EN 1998-5:2004, punto **4.2**.
- (3) Si raccomanda che il luogo della costruzione e la natura del terreno di fondazione siano in generale al riparo da fenomeni di rottura del terreno, instabilità del pendio e cedimenti permanenti dovuti a fenomeni di liquefazione o addensamento a seguito di eventi sismici. La possibilità che tali fenomeni si verifichino deve essere studiata in accordo con quanto previsto nella EN 1998-5:2004, sezione **4**.
- (4) A seconda della classe di importanza della struttura e delle condizioni particolari del progetto, si raccomanda che per determinare l'azione sismica siano eseguite delle indagini sul terreno e/o degli studi geologici.

Nota Le condizioni sotto le quali le investigazioni del terreno aggiuntive a quelle necessarie per la progettazione per le azioni di tipo non-sismico possono essere omesse e la classificazione del terreno di riferimento può essere utilizzata, possono essere specificate nell'appendice nazionale.

3.1.2 Identificazione dei tipi di terreno

- (1) I tipi di terreno A, B, C, D e E, definiti dai profili stratigrafici e dai parametri forniti nel prospetto 3.1 e descritti qui di seguito, possono essere utilizzati per tenere conto dell'influenza delle condizioni locali del terreno sull'azione sismica. Questo può anche essere fatto in aggiunta tenendo conto dell'influenza della geologia profonda sull'azione sismica.

Nota Lo schema di classificazione del terreno che tiene conto della geologia profonda utilizzato in una nazione può essere specificato nella sua appendice nazionale, che include i valori dei parametri S , T_B , T_C e T_D che definiscono lo spettro di risposta elastico orizzontale e verticale in accordo con i punti **3.2.2.2** e **3.2.2.3**.

prospetto 3.1 **Tipi di terreno**

Tipo di terreno	Descrizione del profilo stratigrafico	Parametri		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (colpi/30 cm)	c_u (kPa)
A	Roccia o altre formazioni geologiche tipo-roccia, che includono strati superficiali di materiale più debole di spessore massimo di 5 m.	>800	-	-
B	Depositi di sabbia molto densa, ghiaia, o argilla molto consistente, con spessore di almeno parecchie decine di metri, caratterizzati da un graduale aumento delle proprietà meccaniche con la profondità.	360 - 800	>50	>250
C	Depositi profondi di sabbia densa o mediamente addensata, ghiaia o argilla consistente con spessore variabile da parecchie decine di metri a molte centinaia di metri.	180 - 360	15 - 50	70 - 250
D	Depositi di terreni sciolti o poco addensati (con o senza alcuni strati coesivi di bassa consistenza), o di terreni per la maggior parte coesivi da poco a mediamente consistenti.	<180	<15	<70
E	Un profilo di terreno costituito da strati superficiali alluvionali con valori di v_s simili a quelli dei tipi C o D e spessore che varia tra circa 5 m e 20 m, giacente su un substrato di materiale più rigido con $v_s > 800$ m/s.			
S_1	Depositi costituiti da, o che includono, uno strato spesso almeno 10 m di argille/limi di bassa consistenza con elevato indice di plasticità ($PI > 40$) ed elevato contenuto di acqua.	<100 (indicativo)	-	10 - 20
S_2	Depositi di terreni soggetti a liquefazione, di argille sensibili o qualsiasi altro profilo di terreno non incluso nei tipi A - E o S_1			

- (2) Si raccomanda che il sito sia classificato a seconda del valore della velocità media dell'onda di taglio, $v_{s,30}$, se questa è disponibile. Altrimenti si raccomanda che sia utilizzato il valore di N_{SPT} .
- (3) Si raccomanda che la velocità media dell'onda di taglio, $v_{s,30}$ sia calcolata in accordo con la seguente espressione:

$$v_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{v_i}} \quad (3.1)$$

dove:

h_i e v_i indicano lo spessore (in metri) e la velocità delle onde di taglio (per deformazioni di taglio dell'ordine di 10^{-5} o meno) della formazione o strato i -esimo, per un totale di N strati presenti nei 30 m superiori.

- (4)P Sono richiesti studi speciali per la definizione dell'azione sismica per i siti con condizioni del terreno che corrispondono a uno dei due tipi speciali di terreno S_1 o S_2 . Per questi tipi, e in particolare per S_2 , deve essere tenuta in conto la possibilità di rottura del terreno sotto l'azione sismica.

Nota Si raccomanda di porre particolare attenzione se il deposito è di terreno di tipo S_1 . Tali terreni hanno tipicamente valori di v_s molto bassi, smorzamenti interni bassi e un intervallo molto esteso di comportamento lineare e possono perciò produrre amplificazioni sismiche anomale al sito e effetti di interazione terreno-struttura (vedere EN 1998-5:2004, sezione 6). In questo caso si raccomanda di eseguire uno studio speciale per definire l'azione sismica, al fine di stabilire la dipendenza dello spettro di risposta dallo spessore e dal valore di v_s dello strato di argilla/limo di bassa consistenza e dal contrasto di rigidità tra questo strato e i materiali sottostanti.

3.2

Azione sismica

3.2.1

Zone sismiche

- (1)P Ai fini della EN 1998 i territori nazionali devono essere suddivisi dalle autorità nazionali in zone sismiche sulla base del rischio locale. Per definizione si assume che all'interno di ciascuna zona il rischio sismico sia costante.
- (2) Per la maggior parte delle applicazioni della EN 1998 il rischio sismico è descritto per mezzo di un unico parametro, cioè il valore di riferimento del picco di accelerazione a_{gR} in un terreno di tipo A. Parametri aggiuntivi richiesti da specifici tipi di strutture vengono forniti nelle parti pertinenti della EN 1998.

Nota Il valore di riferimento del picco di accelerazione a_{gR} in un terreno di tipo A, utilizzato in una nazione o parte della nazione, può essere derivato dalle mappe di zonazione poste nella sua appendice nazionale.

- (3) Il valore di riferimento di picco dell'accelerazione del terreno, scelto dalle autorità nazionali per ogni zona sismica, corrisponde al periodo di ritorno di riferimento T_{NCR} dell'azione sismica per il requisito di non-collasso (o equivalentemente alla probabilità di riferimento di superamento in 50 anni, P_{NCR}) scelto dalle autorità nazionali [vedere punto 2.1(1)P]. A questo periodo di ritorno di riferimento è assegnato un coefficiente di importanza γ_1 pari ad 1,0. Per periodi di ritorno diversi da quello di riferimento [vedere le classi di importanza nei punti 2.1(3)P e (4)], l'accelerazione di progetto a_g del terreno in un terreno di tipo A è uguale ad a_{gR} volte il coefficiente di importanza γ_1 ($a_g = \gamma_1 a_{gR}$) [vedere nota al punto 2.1(4)].
- (4) Nei casi di zone a bassa sismicità, si possono utilizzare procedure di progetto sismico ridotte o semplificate per alcune tipologie o categorie di strutture.

Nota La selezione delle categorie di strutture, tipi di terreno e zone sismiche in una nazione per cui si applicano le disposizioni di bassa sismicità, può essere trovata nella sua appendice nazionale. Si raccomanda di considerare casi a bassa sismicità o i casi in cui l'accelerazione di progetto a_g in un terreno di tipo A non è maggiore di 0,08 g (0,78 m/s²), o i casi dove il prodotto $a_g \times S$ non è maggiore di 0,1 g (0,98 m/s²). La selezione del valore di a_g , o quello del prodotto $a_g \times S$, che sarà utilizzato in una nazione per definire il valore limite per casi di bassa sismicità, può essere trovata nella sua appendice nazionale.

- (5)P Nei casi di zone a sismicità molto bassa, non è necessario che vengano osservate le disposizioni date dalla EN 1998.

Nota La selezione delle categorie di strutture, tipi di terreno e zone sismiche in una nazione per cui non è necessario osservare le disposizioni della EN 1998 (casi di sismicità molto bassa) può essere trovata nella relativa appendice nazionale. Si raccomanda di considerare come casi di sismicità molto bassa quelli in cui l'accelerazione di progetto a_g in un terreno di tipo A, non è maggiore di 0,04 g (0,39 m/s²), o quelli dove il prodotto $a_g \times S$ non è maggiore di 0,05 g (0,49 m/s²). La scelta di utilizzare il valore di a_g o quello del prodotto $a_g \times S$ in una nazione per definire il valore limite per casi di sismicità molto bassa, può essere trovata nella relativa appendice nazionale.

3.2.2 Rappresentazione base dell'azione sismica

3.2.2.1 Generalità

- (1)P Nell'ambito dello scopo e campo di applicazione della EN 1998 il moto dovuto ad un evento sismico in un dato punto della superficie del terreno è rappresentato da uno spettro di risposta elastico dell'accelerazione del terreno, detto anche "spettro di risposta elastico".
- (2) La forma dello spettro di risposta elastico è presa in modo tale da essere la stessa per i due livelli di azione sismica introdotti nei punti **2.1(1)P** e **2.2.1(1)P** per il requisito di non-collasso (stato limite ultimo - azione sismica di progetto) e per il requisito di limitazione del danno.
- (3)P L'azione sismica orizzontale è descritta da due componenti ortogonali considerate indipendenti e rappresentate mediante il medesimo spettro di risposta.
- (4) Per le tre componenti dell'azione sismica, possono essere adottate una o più forme alternative dello spettro di risposta, a seconda delle sorgenti sismiche e dell'intensità del sisma da esse generate.

Nota 1 La selezione della forma dello spettro di risposta elastico da utilizzare in una nazione o parte della nazione può essere trovata nella relativa appendice nazionale.

Nota 2 Nel selezionare la forma appropriata dello spettro, si raccomanda di considerare l'intensità dei terremoti che contribuiscono maggiormente al rischio sismico definito al fine di valutare il rischio probabilistico, piuttosto che i limiti superiori conservativi (per esempio il Massimo Terremoto Credibile) definiti per quello scopo.

- (5) Quando i terremoti che colpiscono una zona sono generati da più sorgenti differenti, si raccomanda di considerare la possibilità di utilizzare più di una forma dello spettro per rappresentare in maniera adeguata l'azione sismica di progetto. In tali circostanze sono generalmente richiesti diversi valori di a_g per ogni tipo di spettro e di terremoto.
- (6) Per strutture importanti ($\gamma_1 > 1,0$) si raccomanda di tenere conto degli effetti dell'amplificazione topografica.

Nota 3 L'appendice informativa A della EN 1998-5:2004 fornisce informazioni per gli effetti di amplificazione topografica.

- (7) Possono essere utilizzate rappresentazioni del moto sismico in funzione del tempo (vedere punto **3.2.3**).
- (8) Per particolari tipologie di strutture può essere richiesto di considerare modelli spaziali del moto sismico (vedere EN 1998-2, EN 1998-4 e EN 1998-6).

3.2.2.2 Spettro di risposta elastico orizzontale

- (1)P Per le componenti orizzontali dell'azione sismica, lo spettro di risposta elastico $S_e(T)$ è definito dalle seguenti espressioni (vedere figura 3.1):

$$0 \leq T \leq T_B: S_e(T) = a_g \times S \times \left[1 + \frac{T}{T_B} \times (\eta \times 2,5 - 1) \right] \quad (3.2)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_e(T) = a_g \times S \times \eta \times 2,5 \quad (3.3)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_e(T) = a_g \times S \times \eta \times 2,5 \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (3.4)$$

$$T_D \leq T \leq 4(s): S_e(T) = a_g \times S \times \eta \times 2,5 \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (3.5)$$

dove:

$S_e(T)$ è lo spettro di risposta elastico;

T è il periodo di vibrazione di un sistema lineare ad un grado di libertà;

a_g è l'accelerazione del terreno di progetto in un terreno di tipo A ($a_g = \gamma_1 \times a_{gR}$);

T_B è il limite inferiore del periodo del tratto costante dello spettro di accelerazione;

T_C è il limite superiore del periodo del tratto costante dello spettro di accelerazione;

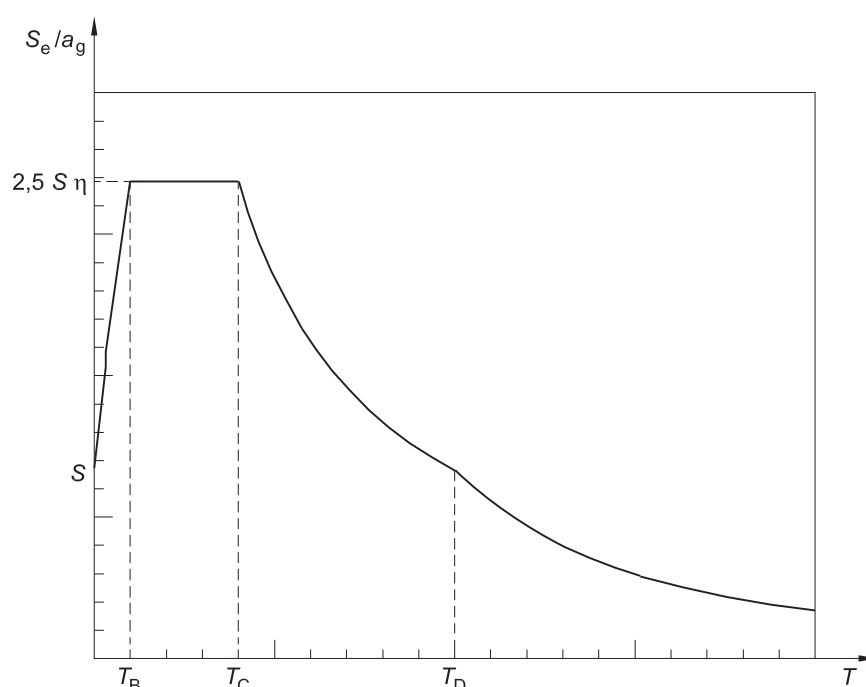
T_D è il valore che definisce l'inizio del tratto di risposta a spostamento costante dello spettro;

S è il coefficiente del terreno;

η è il coefficiente correttivo dello smorzamento con un valore di riferimento di $\eta = 1$ per uno smorzamento viscoso pari al 5%, vedere (3) del presente sottopunto.

figura 3.1

Forma dello spettro di risposta elastico



(2)P I valori dei periodi T_B , T_C e T_D e del coefficiente del terreno S che descrive la forma dello spettro di risposta elastico dipendono dal tipo di terreno.

Nota 1 I valori da attribuire a T_B , T_C , T_D e S per ogni tipo di terreno e tipo (forma) di spettro da utilizzare in una nazione possono essere trovati nella relativa appendice nazionale. Se non si tiene in conto della geologia profonda [vedere punto 3.1.2(1)], la scelta raccomandata è l'utilizzo di due tipi di spettri: Tipo 1 e Tipo 2. Se i terremoti che contribuiscono in misura maggiore al rischio sismico definito per il sito al fine di valutare il rischio probabilistico hanno una magnitudo di onde di superficie, M_s , non maggiore di 5,5, si raccomanda di adottare lo spettro di Tipo 2. Per i cinque tipi di terreno A, B, C, D ed E i valori raccomandati dei parametri S , T_B , T_C e T_D sono dati nel prospetto 3.2 per lo spettro di Tipo 1 e nel prospetto 3.3 per lo spettro di Tipo 2. La figura 3.2 e la figura 3.3 mostrano le forme degli spettri raccomandati di Tipo 1 e Tipo 2, rispettivamente, normalizzati rispetto ad a_g , per uno smorzamento del 5%. Spettri differenti possono essere definiti nell'appendice nazionale, se si tiene in conto della geologia profonda.

prospetto 3.2 Valori dei parametri che descrivono lo spettro di risposta elastico raccomandato di Tipo 1

Tipo di terreno	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

prospetto 3.3 Valori dei parametri che descrivono lo spettro di risposta elastico raccomandato di Tipo 2

Tipo di terreno	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,05	0,25	1,2
B	1,35	0,05	0,25	1,2
C	1,5	0,10	0,25	1,2
D	1,8	0,10	0,30	1,2
E	1,6	0,05	0,25	1,2

figura 3.2 Spettro di risposta elastico raccomandato di Tipo 1 per i tipi di terreno da A a E (5% di smorzamento)

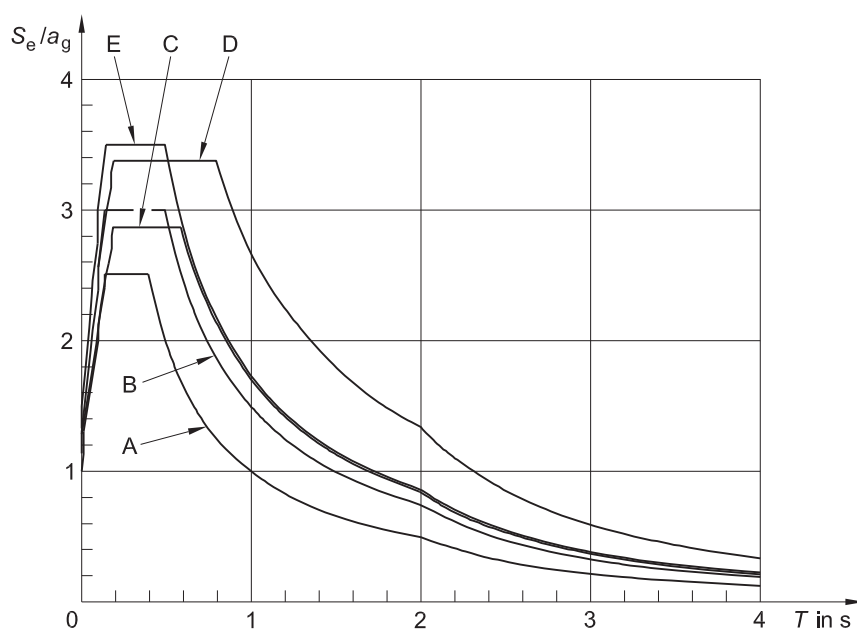
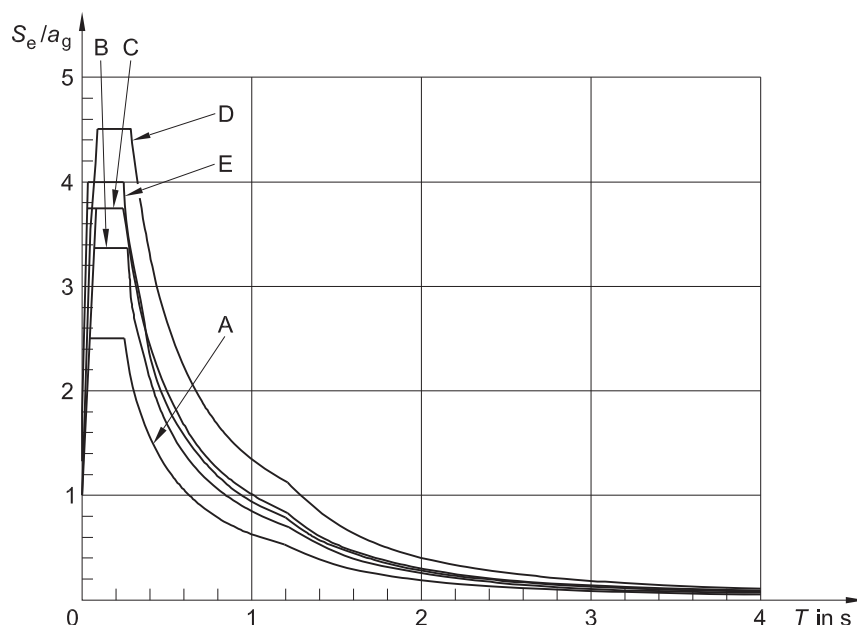


figura 3.3

Spettro di risposta elastico raccomandato di Tipo 2 per i tipi di terreno da A a E (5% di smorzamento)



Nota 2 Per i tipi di terreno S_1 e S_2 , studi speciali dovrebbero fornire i corrispondenti valori di S , T_B , T_C e T_D .

- (3) Il valore del coefficiente di correzione dello smorzamento η può essere determinato dalla relazione:

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55 \quad (3.6)$$

dove:

ξ rappresenta il valore dello smorzamento viscoso della struttura, espresso in percentuale.

- (4) Se in particolari casi si deve utilizzare un valore dello smorzamento viscoso diverso dal 5%, questo valore è dato in un'apposita parte della EN 1998.
- (5)P Lo spettro di risposta elastico in termini di spostamento, $S_{De}(T)$, deve essere ottenuto dalla trasformazione diretta dello spettro di risposta elastico in termini di accelerazione, $S_e(T)$, utilizzando la seguente espressione:

$$S_{De}(T) = S_e(T) \left[\frac{T}{2\pi} \right]^2 \quad (3.7)$$

- (6) Si raccomanda che l'espressione (3.7) sia generalmente applicata per periodi di vibrazione non maggiori di 4,0 s. Per strutture con periodi di vibrazione più lunghi di 4,0 s, è possibile una definizione più completa dello spettro elastico in termini di spostamento.

Nota Per lo spettro di risposta elastico di Tipo 1 a cui si riferisce la nota 1 del punto 3.2.2.2(2)P, tale definizione è presentata nell'appendice informativa A in termini di spettro di risposta di spostamento. Per periodi maggiori di 4,0 s, lo spettro di risposta elastico di accelerazione può essere derivato dallo spettro di risposta elastico di spostamento invertendo l'espressione (3.7).

3.2.2.3

Spettro di risposta elastico verticale

- (1)P La componente verticale dell'azione sismica deve essere rappresentata da uno spettro di risposta elastico, $S_{ve}(T)$, derivato utilizzando le espressioni (3.8)-(3.11).

$$0 \leq T \leq T_B: S_{ve}(T) = a_{vg} \times \left[1 + \frac{T}{T_B} \times (\eta \times 3,0 - 1) \right] \quad (3.8)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_{ve}(T) = a_{vg} \times \eta \times 3,0 \quad (3.9)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_{ve}(T) = a_{vg} \times \eta \times 3,0 \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (3.10)$$

$$T_D \leq T \leq 4s: S_{ve}(T) = a_{vg} \times \eta \times 3,0 \left[\frac{T_C \times T_D}{T^2} \right] \quad (3.11)$$

Nota I valori da attribuire a T_B , T_C , T_D e a_{vg} per ogni tipo (forma) di spettro verticale da utilizzare in una nazione possono essere trovati nella relativa appendice nazionale. La scelta raccomandata è l'utilizzo di due tipi di spettri verticali: Tipo 1 e Tipo 2. Come per gli spettri che definiscono le componenti orizzontali dell'azione sismica, se i terremoti che contribuiscono in misura maggiore al rischio sismico definito per il sito al fine della valutazione del rischio probabilistico hanno una magnitudo di onde di superficie, M_s , non maggiore di 5,5, si raccomanda di adottare lo spettro di Tipo 2. Per i cinque tipi di terreno A, B, C, D ed E, i valori raccomandati dei parametri che descrivono gli spettri verticali sono dati nel prospetto 3.4. Questi valori raccomandati non si applicano a terreni speciali di tipo S_1 e S_2 .

prospetto 3.4

Valori raccomandati dei parametri che descrivono lo spettro di risposta elastico verticale

Spettro	a_{vg}/a_g	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
Tipo 1	0,90	0,05	0,15	1,0
Tipo 2	0,45	0,05	0,15	1,0

3.2.2.4

Spostamento di progetto del terreno

- (1) A meno che studi speciali basati sulle informazioni disponibili indichino diversamente, lo spostamento di progetto del terreno d_g , corrispondente all'accelerazione di progetto del terreno, può essere stimato per mezzo della seguente espressione:

$$d_g = 0,025 \times a_g \times S \times T_C \times T_D \quad (3.12)$$

con a_g , S , T_C e T_D definiti nel punto 3.2.2.2.

3.2.2.5

Spettro di progetto per analisi elastica

- (1) La capacità dei sistemi strutturali di sopportare le azioni sismiche in campo non-lineare permette, in generale, di progettarli per resistere ad azioni sismiche minori di quelle corrispondenti ad una risposta elastica lineare.
- (2) Per evitare di dover compiere analisi strutturali anelastiche in fase di progettazione, la capacità di dissipare energia della struttura, essenzialmente mediante il comportamento duttile dei suoi elementi e/o altri meccanismi, è tenuta in conto svolgendo un'analisi elastica basata su uno spettro di risposta ridotto rispetto a quello elastico, detto perciò "spettro di progetto". Questa riduzione è ottenuta introducendo il coefficiente di comportamento q .
- (3)P Il coefficiente di comportamento q rappresenta un'approssimazione del rapporto tra le azioni sismiche che la struttura sopporterebbe se la sua risposta fosse puramente elastica con uno smorzamento viscoso del 5%, e le azioni sismiche che possono essere utilizzate in sede di progettazione con un modello di analisi lineare convenzionale che ancora garantisce una risposta soddisfacente da parte della struttura. I valori del coefficiente di comportamento q , che tengono anche conto dell'influenza di uno smorzamento viscoso diverso dal 5%, sono dati per i diversi materiali e sistemi strutturali secondo le relative classi di duttilità nelle varie parti della EN 1998. Il valore del coefficiente di comportamento q può essere differente nelle diverse direzioni orizzontali della struttura, sebbene la classificazione di duttilità debba essere la stessa in tutte le direzioni.
- (4)P Per le componenti orizzontali dell'azione sismica lo spettro di progetto, $S_d(T)$, deve essere definito dalle seguenti espressioni:

$$0 \leq T \leq T_B: S_d(T) = a_g \times S \times \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \times \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (3.13)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_d(T) = a_g \times S \times \frac{2,5}{q} \quad (3.14)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) = \begin{cases} = a_g \times S \times \frac{2,5}{q} \times \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \times a_g \end{cases} \quad (3.15)$$

$$T_D \leq T: S_d(T) = \begin{cases} = a_g \times S \times \frac{2,5}{q} \times \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \times a_g \end{cases} \quad (3.16)$$

dove:

a_g , S , T_C e T_D sono definite nel punto **3.2.2.2**;

$S_d(T)$ è lo spettro di progetto;

q è il coefficiente di comportamento;

β è il valore limite inferiore del coefficiente per lo spettro orizzontale di progetto.

Nota Il valore da attribuire a β per l'utilizzo in una nazione può essere trovato nella relativa appendice nazionale. Il valore raccomandato per β è 0,2.

- (5) Per la componente verticale dell'azione sismica lo spettro di progetto è dato dalle espressioni da (3.13) a (3.16), con l'accelerazione di progetto del terreno nella direzione verticale, sostituendo a_g con a_{vg} , prendendo S pari a 1,0 e gli altri parametri come definiti nel punto **3.2.2.3**.
- (6) Si raccomanda in generale di adottare per la componente verticale dell'azione sismica un coefficiente di comportamento q fino a 1,5 per tutti i materiali e i sistemi strutturali.
- (7) Si raccomanda che l'adozione per q di valori maggiori di 1,5 nella direzione verticale sia giustificata mediante un'analisi appropriata.
- (8)P Lo spettro di progetto, così come è stato definito in precedenza, non è sufficiente per la progettazione di strutture isolate alla base o dotate di sistemi per la dissipazione di energia.

3.2.3 Rappresentazioni alternative dell'azione sismica

3.2.3.1 Rappresentazione in funzione del tempo

3.2.3.1.1 Generalità

- (1)P Il moto sismico può anche essere rappresentato in termini di accelerazione del terreno in funzione del tempo e di altre quantità ad essa collegate (velocità e spostamento).
- (2)P Quando è richiesto un modello spaziale, si deve assumere che il moto sismico sia composto da tre accelerogrammi agenti simultaneamente. Il medesimo accelerogramma non può essere utilizzato simultaneamente lungo le due direzioni orizzontali. Sono ammesse le semplificazioni previste dalle relative parti della EN 1998.
- (3) A seconda della natura dell'applicazione e delle informazioni effettivamente disponibili, la descrizione del moto sismico può essere fatta mediante accelerogrammi teorici (vedere punto **3.2.3.1.2**) e accelerogrammi registrati o simulati (vedere punto **3.2.3.1.3**).

3.2.3.1.2 Accelerogrammi teorici

- (1)P Gli accelerogrammi teorici devono essere generati in modo da uguagliare lo spettro di risposta elastico dato nei punti **3.2.2.2** e **3.2.2.3** per uno smorzamento viscoso del 5% ($\xi = 5\%$).
- (2)P La durata degli accelerogrammi deve essere coerente con l'intensità e le altre caratteristiche proprie dell'evento sismico fondamentali per la determinazione di a_g .

- (3) Allorché non fossero disponibili dati specifici del sito, si raccomanda che la durata minima T_s della parte stazionaria degli accelerogrammi sia uguale a 10 s.
- (4) Si raccomanda che la serie degli accelerogrammi teorici osservi le seguenti regole:
 - a) si raccomanda di utilizzare un minimo di 3 accelerogrammi;
 - b) si raccomanda che la media dei valori di accelerazione della risposta spettrale corrispondente a periodo zero (calcolata dalle singole storie temporali) non sia minore del valore dato da $a_g \times S$, per la zona in oggetto;
 - c) nell'intervallo di periodi tra $0,2T_1$ e $2T_1$, dove T_1 è il periodo fondamentale della struttura nella direzione in cui l'accelerogramma è applicato, si raccomanda che nessun valore dello spettro medio elastico con 5% di smorzamento, calcolato da tutte le storie temporali, sia minore del 90% del corrispondente valore dello spettro di risposta elastico con 5% di smorzamento.

3.2.3.1.3

Accelerogrammi registrati o simulati

- (1)P È ammesso l'utilizzo di accelerogrammi registrati, o di accelerogrammi generati attraverso un processo di simulazione fisica dell'origine, del percorso e delle modalità di propagazione, purché i modelli utilizzati siano adeguatamente qualificati per quanto concerne le caratteristiche sismologiche delle sorgenti e le condizioni del terreno proprie del sito, e i loro valori siano rapportati al valore di $a_g \times S$ per la zona in oggetto.
- (2)P Per l'analisi di fenomeni di amplificazione dovuti al terreno e per le verifiche di stabilità dinamica dei pendii vedere la EN 1998-5:2004, punto 2.2.
- (3) Si raccomanda che la serie di accelerogrammi registrati o simulati da utilizzare soddisfi il punto 3.2.3.1.2(4).

3.2.3.2

Modello spaziale dell'azione sismica

- (1)P Per strutture con particolari caratteristiche, tali per cui non può più ritenersi valida l'ipotesi della stessa eccitazione in corrispondenza di ogni appoggio, si devono adottare modelli spaziali dell'azione sismica [vedere punto 3.2.2.1(8)].
- (2)P Tali modelli spaziali devono essere coerenti con gli spettri di risposta elastici utilizzati per la definizione base dell'azione sismica in accordo con i punti 3.2.2.2 e 3.2.2.3.

3.2.4

Combinazione dell'azione sismica con altre azioni

- (1)P Il valore di progetto E_d degli effetti delle azioni nella situazione sismica di progetto deve essere determinato in accordo con la EN 1990:2002, punto 6.4.3.4.
- (2)P Gli effetti inerziali dell'azione sismica di progetto devono essere valutati tenendo conto della presenza delle masse associate a tutti i carichi gravitazionali che compaiono nella seguente combinazione di azioni:

$$\sum G_{k,j}'' + \sum \psi_{E,i} \times Q_{k,i} \quad (3.17)$$

dove:

$\psi_{E,i}$ è il coefficiente di combinazione per la i -esima azione variabile (vedere punto 4.2.4).

- (3) I coefficienti di combinazione $\psi_{E,i}$ tengono conto della probabilità che i carichi $Q_{k,i}$ non agiscano contemporaneamente sull'intera struttura nel momento durante il terremoto. Questi coefficienti possono anche tenere conto della ridotta partecipazione delle masse nel moto della struttura a causa del collegamento non-rigido tra loro.
- (4) I valori di $\psi_{2,i}$ sono dati nella EN 1990:2002 e i valori di $\psi_{E,i}$ per edifici o altri tipi di strutture sono forniti nelle apposite parti della EN 1998.

4 PROGETTAZIONE DI EDIFICI

4.1 Generalità

4.1.1 Scopo e campo di applicazione

- (1)P La sezione **4** contiene le regole generali per la progettazione di edifici resistenti all'azione sismica e deve essere utilizzata congiuntamente con le sezioni **2**, **3** e dalla **5** alla **9**.
- (2) Le sezioni dalla **5** alla **9** riportano le regole specifiche per vari materiali e elementi utilizzati negli edifici.
- (3) Linee guida per gli edifici dotati di isolamento alla base sono fornite nella sezione **10**.

4.2 Caratteristiche degli edifici resistenti all'azione sismica

4.2.1 Principi base della progettazione

- (1)P Nelle regioni soggette a rischio sismico, tale rischio deve essere tenuto in conto nella prima fase della progettazione dell'edificio, permettendo così la realizzazione di un sistema strutturale che, all'interno di costi accettabili, soddisfi i requisiti fondamentali specificati nel punto **2.1**.
- (2) I principi guida che governano l'approccio progettuale sono:
 - semplicità strutturale;
 - uniformità, simmetria e iperstaticità;
 - resistenza e rigidezza bidirezionali;
 - resistenza e rigidezza torsionali;
 - azioni membranali a livello dei piani;
 - strutture di fondazione adeguate.

Questi principi sono ulteriormente elaborati nei seguenti sottopunti.

4.2.1.1 Semplicità strutturale

- (1) La semplicità strutturale, caratterizzata dall'esistenza di percorsi chiari e diretti per la trasmissione delle forze sismiche, è un importante obiettivo da perseguire poiché la modellazione, l'analisi, il dimensionamento, la definizione dei particolari e la costruzione di strutture semplici sono soggetti a minori incertezze e quindi la previsione del loro comportamento durante un evento sismico può essere ipotizzata in maniera molto più realistica.

4.2.1.2 Uniformità, simmetria e iperstaticità

- (1) L'uniformità in pianta è caratterizzata da una regolare distribuzione degli elementi strutturali che permette una trasmissione rapida e diretta delle forze di inerzia prodotte dalle masse distribuite dell'edificio. Se necessario, l'uniformità può essere ottenuta dividendo l'intero edificio mediante appositi elementi di collegamento in unità dinamicamente indipendenti, purché questi elementi di collegamento siano progettati nei confronti di possibili collisioni delle singole unità in accordo con il punto **4.4.2.7**.
- (2) L'uniformità dell'edificio nello sviluppo verticale della struttura è altrettanto importante poiché in tal modo si tende ad eliminare la formazione di zone sensibili ove vi sia una grande concentrazione di sforzi o notevoli richieste di duttilità che potrebbero essere causa di un prematuro collasso.
- (3) Una stretta relazione tra la distribuzione delle masse e la distribuzione delle resistenze e delle rigidezze elimina eccentricità eccessive fra massa e rigidezza.
- (4) Se la configurazione dell'edificio è simmetrica o quasi-simmetrica, una disposizione simmetrica degli elementi strutturali, che si raccomanda sia ben distribuita in pianta, è appropriata per il raggiungimento dell'uniformità.

- (5) L'utilizzo di elementi strutturali distribuiti con regolarità aumenta l'iperstaticità e permette una redistribuzione più favorevole degli effetti dovuti alle azioni e una maggior dissipazione di energia da parte dell'intera struttura.

4.2.1.3

Rigidezza e resistenza bidirezionale

- (1)P Il moto sismico orizzontale è un fenomeno bidirezionale e per questo motivo la struttura dell'edificio deve essere in grado di resistere ad azioni orizzontali provenienti da qualsiasi direzione.
- (2) Per soddisfare il punto **(1)P**, si raccomanda che gli elementi strutturali siano disposti in pianta secondo una maglia ortogonale che assicuri caratteristiche analoghe di resistenza e rigidezza in entrambe le direzioni principali.
- (3) Si raccomanda che la scelta delle caratteristiche di rigidezza della struttura, oltre a minimizzare gli effetti dell'azione sismica (tenendo conto delle sue caratteristiche specifiche in relazione al sito), limiti lo sviluppo di spostamenti eccessivi che potrebbero produrre fenomeni di instabilità dovuti ad effetti del secondo ordine o danneggiamenti eccessivi.

4.2.1.4

Resistenza e rigidezza torsionali

- (1) Oltre alla resistenza e alla rigidezza laterali, si raccomanda che la struttura dell'edificio possieda un'adeguata resistenza e rigidezza torsionali al fine di limitare moti di tipo torsionale che tendono a sottoporre i diversi elementi strutturali ad un regime di sforzo non uniforme. In questa ottica le configurazioni in cui i principali elementi resistenti all'azione sismica sono distribuiti in prossimità del perimetro esterno dell'edificio presentano chiari vantaggi.

4.2.1.5

Azioni membranali a livello dei piani

- (1) Negli edifici, gli impalcati (compreso il tetto) giocano un ruolo molto importante nel comportamento sismico complessivo della struttura. Essi si comportano come membrane orizzontali che riuniscono e trasmettono le forze di inerzia ai sistemi strutturali verticali e assicurano che detti sistemi partecipino tutti insieme nel contrastare l'azione sismica orizzontale. L'azione degli impalcati come membrane assume una particolare importanza nel caso di sistemi strutturali verticali caratterizzati da uno sviluppo complesso e non uniforme o quando si utilizzino insieme sistemi strutturali caratterizzati da una diversa deformabilità orizzontale (come per esempio nei sistemi misti o sistemi doppi).
- (2) Si raccomanda che i sistemi di solai e il tetto abbiano rigidezza e resistenza in pianta e siano collegati in maniera efficace agli elementi strutturali verticali. Si raccomanda di prestare una particolare attenzione alle configurazioni non compatte o molto allungate in pianta ed ai casi in cui esistano grosse aperture nei solai, specialmente se queste ultime sono poste in prossimità dei principali elementi strutturali verticali, impedendo così un'efficiente connessione tra la struttura verticale e orizzontale.
- (3) Si raccomanda che le membrane abbiano sufficiente rigidezza in pianta per la distribuzione delle forze di inerzia orizzontali sui sistemi strutturali verticali, in accordo con le ipotesi dell'analisi [cioè la rigidezza della membratura, vedere punto **4.3.1(4)**], in particolare quando ci sono significativi cambiamenti nella rigidezza o rientri e sporgenze di elementi verticali al di sopra e al di sotto della membratura.

4.2.1.6

Fondazione adeguata

- (1)P Per quanto riguarda l'azione sismica, la progettazione e la costruzione delle fondazioni e degli elementi di collegamento con la sovrastruttura devono garantire che tutto l'edificio sia sollecitato in maniera uniforme dall'azione sismica.
- (2) Per strutture composte da un discreto numero di pareti con funzione strutturale, differenti per larghezza e rigidezza, si raccomanda di predisporre una fondazione del tipo rigido scatolare o con cellule, che includa due piastre, una all'intradosso della fondazione ed una all'estradosso.

- (3) Per edifici con elementi di fondazione separati (plinti o pali), si raccomanda l'utilizzo di una piastra di fondazione o di una trave di collegamento tra questi elementi in entrambe le direzioni principali, osservando i criteri e le regole della EN 1998-5:2004, punto **5.4.1.2**.

4.2.2

Membrature sismiche primarie e secondarie

- (1)P Un certo numero di membrature strutturali (cioè travi e/o colonne) possono essere progettate come membrature (o elementi) sismiche "secondarie", non facenti parte del sistema resistente all'azione sismica dell'edificio. La resistenza e la rigidezza di questi elementi alle azioni sismiche deve essere trascurata. Non è necessario che essi rispettino i requisiti delle sezioni da **5** a **9**. Nondimeno queste membrature e i loro collegamenti devono 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. Si raccomanda che gli effetti del secondo ordine (effetti $P-\Delta$) siano considerati nella progettazione di queste membrature.
- (2) Le sezioni da **5** a **9** danno regole, in aggiunta a quelle fornite dalle EN 1992, EN 1993, EN 1994, EN 1995 e EN 1996, per la progettazione e i dettagli costruttivi di elementi sismici secondari.
- (3) Tutte le membrature strutturali non indicate come membrature sismiche secondarie sono considerate essere membrature sismiche primarie. Esse sono considerate parte del sistema che resiste alle forze laterali e si raccomanda che siano modellate nell'analisi strutturale in accordo con il punto **4.3.1** e che siano progettate e dotate di dettagli costruttivi per la resistenza sismica in accordo con le regole delle sezioni da **5** a **9**.
- (4) Si raccomanda che il contributo totale alla rigidezza laterale di tutte le membrature sismiche secondarie non sia maggiore del 15% di quella di tutte le membrature sismiche primarie.
- (5) Non è permessa la designazione di alcuni elementi strutturali come membrature sismiche secondarie per cambiare la classificazione della struttura da non-regolare a regolare come descritta nel **4.2.3**.

4.2.3

Criteri di regolarità strutturale

4.2.3.1

Generalità

- (1)P Ai fini della progettazione in zona sismica, le strutture degli edifici sono classificati in regolari e non-regolari.

Nota Nelle strutture degli edifici che sono costituite da più di una unità dinamicamente indipendente, la classificazione e i criteri attinenti di cui al punto **4.2.3** si riferiscono alle singole unità dinamicamente indipendenti. In tali strutture, nel punto **4.2.3** "singole unità dinamicamente indipendenti" significa "edificio".

- (2) Questa distinzione si riflette sui seguenti aspetti della progettazione in zona sismica:
- il modello strutturale, che può essere un modello piano semplificato o un modello spaziale;
 - il metodo di analisi, che può essere un'analisi semplificata con spettro di risposta (metodo delle forze laterali) o un'analisi modale;
 - il valore del coefficiente di comportamento q , che deve essere diminuito per edifici non-regolari in elevazione (vedere punto **4.2.3.3**).
- (3)P Con riferimento alle implicazioni della regolarità strutturale sull'analisi e sulla progettazione, vengono fatte considerazioni separate per quanto riguarda le caratteristiche di regolarità di un edificio in pianta ed in elevazione (prospetto 4.1).

prospetto 4.1

Effetti della regolarità strutturale sull'analisi e sulla progettazione sismica

Regolarità		Semplificazione concessa		Coefficiente di comportamento
Pianta	Elevazione	Modello	Analisi lineare-elastica	(per analisi lineare)
Si	Si	Piano	Forza laterale ^a	Valore di riferimento
Si	No	Piano	Modale	Valore diminuito
No	Si	Spaziale ^b	Forza laterale ^a	Valore di riferimento
No	No	Spaziale	Modale	Valore diminuito
a) Se è rispettata anche la condizione del punto 4.3.3.2.1(2)a).				
b) Nelle specifiche condizioni fornite nel punto 4.3.3.1(8) si può utilizzare un modello piano separato in ogni direzione orizzontale, in accordo con il punto 4.3.3.1(8).				

- (4) I criteri che definiscono la regolarità in pianta ed in elevazione sono dati nei punti 4.2.3.2 e 4.2.3.3. Le regole riguardanti la modellazione e l'analisi sono fornite nel punto 4.3.
- (5)P Si raccomanda che i criteri di regolarità forniti nei punti 4.2.3.2 e 4.2.3.3 siano considerati come condizioni necessarie. Si deve verificare che la regolarità assunta per la struttura dell'edificio non sia pregiudicata da altre caratteristiche, non incluse in questi criteri.
- (6) I valori di riferimento dei coefficienti di comportamento vengono forniti nelle sezioni da 5 a 9.
- (7) Per gli edifici non regolari in elevazione i valori diminuiti del coefficiente di comportamento sono dati dai valori di riferimento moltiplicati per 0,8.

4.2.3.2

Criteri di regolarità in pianta

- (1)P Per un edificio da classificare come regolare in pianta, esso deve soddisfare tutte le condizioni elencate nei paragrafi seguenti.
- (2) La struttura dell'edificio deve essere approssimativamente simmetrica in pianta rispetto a due assi ortogonali in relazione alla distribuzione della rigidezza laterale e della massa.
- (3) La configurazione della pianta deve essere compatta, cioè ogni impalcato deve essere delimitato da una linea convessa poligonale. Se sono presenti arretramenti in pianta (angoli rientranti o rientranze ai bordi), la regolarità in pianta può ancora essere considerata soddisfatta, a patto che queste rientranze non influenzino la rigidezza in pianta del piano e che, per ogni rientranza, l'area tra il perimetro del piano e una linea poligonale convessa che racchiude il piano non superi il 5% dell'area del piano.
- (4) La rigidezza in pianta degli impalcati deve essere sufficientemente grande rispetto alla rigidezza laterale degli elementi strutturali verticali, in modo che la deformazione dell'impalcato abbia un effetto piccolo sulla distribuzione delle forze tra gli elementi strutturali verticali. A questo riguardo, si raccomanda che le configurazioni in pianta a L, C, H, I, e X siano attentamente esaminate, soprattutto per quello che riguarda la rigidezza dei tratti laterali, che dovrebbe essere paragonabile a quella della parte centrale, al fine di soddisfare la condizione di impalcato rigido. Si raccomanda di considerare l'applicazione del presente paragrafo per il comportamento globale dell'edificio.
- (5) La snellezza $\lambda = L_{\max}/L_{\min}$ dell'edificio in pianta non deve essere maggiore di 4, dove L_{\max} e L_{\min} sono rispettivamente la maggiore e la minore dimensione in pianta dell'edificio, misurate nelle direzioni ortogonali
- (6) Ad ogni livello e per ogni direzione di analisi x e y, l'eccentricità strutturale e_o e il raggio torsionale r devono essere in accordo con le due condizioni riportate di seguito, che sono espresse per la direzione di analisi y :

$$e_{ox} \leq 0,30 \times r_x \quad (4.1a)$$

$$r_x \geq I_s \quad (4.1b)$$

dove:

e_{ox} è la distanza tra il centro delle rigidezze e il centro di massa, misurata lungo la direzione x , che è normale alla direzione dell'analisi considerata;

r_x è la radice quadrata del rapporto tra la rigidezza torsionale e la rigidezza laterale nella direzione y ("raggio torsionale"); e

I_s è il raggio giratore della massa del piano in pianta [radice quadrata del rapporto tra (a) il momento di inerzia polare della massa del piano in pianta rispetto al centro di massa del piano e (b) la massa del piano].

Le definizioni del centro delle rigidezze e del raggio torsionale r sono fornite nei paragrafi da (7) a (9) del presente sottopunto.

- (7) In edifici monopiano il centro delle rigidezze è definito come il centro della rigidezza laterale di tutti le membrature sismiche primarie. Il raggio torsionale r è definito come la radice quadrata del rapporto tra la rigidezza torsionale globale rispetto al centro della rigidezza laterale, e la rigidezza laterale globale, in una direzione, tenendo conto di tutte le membrature sismiche primarie in questa direzione.
- (8) In edifici multipiano sono possibili solo definizioni approssimate del centro delle rigidezze e del raggio torsionale. Una definizione semplificata, per la classificazione della regolarità strutturale in pianta e per l'analisi approssimata degli effetti torsionali, è possibile se le due condizioni seguenti sono soddisfatte:
 - a) tutti i sistemi resistenti ai carichi laterali, quali i nuclei, le pareti strutturali, o i telai, si sviluppano senza interruzioni dalle fondazioni fino alla sommità dell'edificio;
 - b) le deformate dei singoli sistemi sotto i carichi orizzontali non sono molto differenti. Questa condizione può essere considerata soddisfatta nel caso di sistemi a telaio e sistemi a parete. In generale questa condizione non è soddisfatta nei sistemi doppi.

Nota L'appendice nazionale può contenere riferimenti a documenti che potrebbero fornire le definizioni del centro di rigidezza e del raggio torsionale in edifici multipiano, sia per quelli che soddisfano le condizioni (a) e (b) del paragrafo (8), sia per quelli che non le soddisfano.

- (9) Nei telai e nei sistemi a pareti snelle con deformazione prevalentemente flessionale, la posizione dei centri di rigidezza e del raggio torsionale di tutti i piani può essere calcolata come quelle dei momenti di inerzia della sezione degli elementi verticali. Se in aggiunta alle deformazioni flessionali, sono significative anche le deformazioni a taglio, queste possono essere tenute in conto utilizzando un momento di inerzia equivalente della sezione.

4.2.3.3

Criteri di regolarità in elevazione

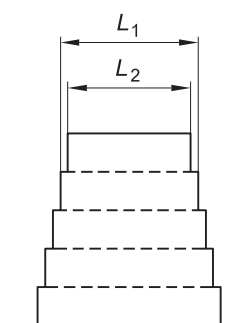
- (1)P Per un edificio da classificare come regolare in elevazione, si devono soddisfare tutte le condizioni riportate nei paragrafi seguenti.
- (2) Tutti i sistemi resistenti ai carichi laterali, come nuclei irrigidenti, pareti strutturali o telai, si devono sviluppare senza interruzioni dalle loro fondazioni fino alla sommità dell'edificio o, se sono presenti arretramenti a differenti altezze, fino alla sommità della rispettiva parte dell'edificio.
- (3) Sia la rigidezza laterale sia la massa dei singoli piani devono rimanere costanti o ridursi gradualmente, senza brusche variazioni, dalla base alla sommità di un particolare edificio.
- (4) In edifici intelaiati, si raccomanda che il rapporto tra la resistenza effettiva di un certo piano e quella richiesta dall'analisi, non vari sproporzionalmente tra piani successivi. A tal proposito gli aspetti particolari di telai con tamponamenti di muratura sono trattati nel punto 4.3.6.3.2.

- (5) Quando sono presenti degli arretramenti, si devono applicare le seguenti condizioni aggiuntive:
- a) nel caso di arretramenti graduali che conservino la simmetria assiale, l'arretramento ad un certo piano non deve essere maggiore del 20% della dimensione in pianta del piano precedente nella direzione dell'arretramento [vedere figura 4.1(a) e figura 4.1(b)];
 - b) nel caso di un unico arretramento entro l'inferiore 15% dell'altezza totale del sistema strutturale principale, l'arretramento non deve essere maggiore del 50% della dimensione in pianta del piano precedente [vedere figura 4.1(c)]. In tal caso, si raccomanda che la prima parte della struttura che cade nel perimetro descritto dai piani dopo l'arretramento sia progettata in modo da sopportare almeno il 75% delle forze orizzontali di taglio che si svilupperebbero in tale zona in un analogo edificio senza la base allargata.
 - c) nel caso in cui gli arretramenti non conservassero la simmetria, la somma degli arretramenti di tutti i piani in una data direzione non deve essere maggiore del 30% della corrispondente dimensione in pianta al piano terra sopra la fondazione o sopra la sommità di un basamento rigido; i singoli arretramenti non devono essere maggiori del 10% della dimensione in pianta del piano precedente [vedere figura 4.1(d)].

figura 4.1

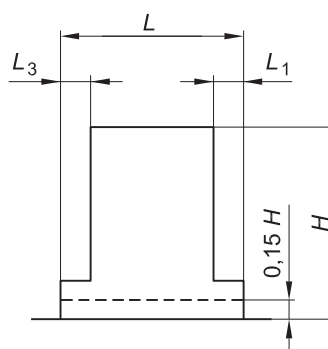
Criteri per la regolarità di edifici con arretramenti

(a)



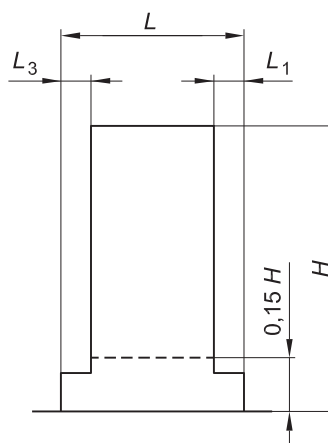
Criteri per (a): $\frac{L_1 - L_2}{L_1} \leq 0,20$

(b) (gli arretramenti si verificano al di sopra di 0,15H)



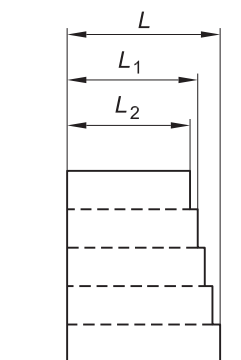
Criteri per (b): $\frac{L_3 + L_1}{L} \leq 0,20$

(c) (gli arretramenti si verificano al di sotto di 0,15H)



Criteri per (c): $\frac{L_3 + L_1}{L} \leq 0,50$

(d)



Criteri per (d): $\frac{L - L_2}{L} \leq 0,30$

$$\frac{L_1 - L_2}{L_1} \leq 0,10$$

4.2.4

Coefficienti di combinazione per azioni variabili

(1)P I coefficienti di combinazione Ψ_{2i} (per il valore quasi-permanente dell'azione variabile q_i) per la progettazione di edifici (vedere punto 3.2.4) devono essere quelli dati nella EN 1990:2002, appendice A1.

(2)P I coefficienti di combinazione Ψ_{Ei} introdotti nel punto 3.2.4(2)P per il calcolo degli effetti delle azioni sismiche devono essere calcolati dalla seguente espressione:

$$\Psi_{Ei} = \varphi \times \Psi_{2i} \quad (4.2)$$

Nota I valori da attribuire a φ per l'utilizzo in una nazione possono essere trovati nella sua appendice nazionale. I valori raccomandati per φ sono riportati nel prospetto 4.2.

prospetto 4.2

Valori di φ per il calcolo di Ψ_{Ei}

Tipo di azione variabile	Piano	φ
Categorie A-C ^{*)}	Tetto	1,0
	Piani con impieghi correlati	0,8
	Piani impiegati indipendentemente	0,5
Categorie D-F ^{*)} e archivi		1,0
^{*)} Categorie come definite nella EN 1991-1-1:2002.		

4.2.5

Classi di importanza e coefficienti di importanza

(1)P Gli edifici sono classificati secondo 4 classi di importanza in base alle conseguenze del collasso per le vite umane, alla loro importanza per la sicurezza delle persone e per la protezione civile nel periodo immediatamente dopo il terremoto e alle conseguenze sociali ed economiche del collasso.

(2)P Le classi di importanza sono caratterizzate da differenti valori del coefficiente di importanza γ_i come descritto nel punto 2.1(3).

(3) Il coefficiente di importanza $\gamma_i = 1,0$ è associato ad un evento sismico caratterizzato da un periodo di ritorno di riferimento indicato nel punto 3.2.1(3).

(4) Le definizioni delle classi di importanza sono riportate nel prospetto 4.3.

prospetto 4.3 **Categorie di importanza per gli edifici**

Classe di importanza	Edifici
I	Edifici di minore importanza per la sicurezza pubblica, per esempio costruzioni agricole, ecc.
II	Edifici ordinari, non appartenenti ad altre categorie
III	Edifici la cui resistenza sismica è di importanza in vista delle conseguenze associate a un collasso, per esempio scuole, sale per convegni, istituzioni culturali ecc.
IV	Edifici la cui integrità durante i terremoti è di vitale importanza per la protezione civile, per esempio ospedali, stazioni dei pompieri, impianti per la produzione di energia, ecc.

Nota Le classi di importanza I, II e III o IV corrispondono in maniera approssimativa alle relative classi CC1, CC2 e CC3, rispettivamente, definite nella EN 1990:2002, appendice B.

(5)P Il valore di γ_1 per la classe di importanza II deve essere, per definizione, uguale a 1,0.

Nota I valori da attribuire a γ_1 per l'utilizzo in una nazione possono essere trovati nella sua appendice nazionale. I valori di γ_1 possono essere differenti per le varie zone sismiche della nazione, in funzione delle condizioni di rischio sismico e da considerazioni di sicurezza pubblica [vedere nota al punto 2.1(4)]. I valori raccomandati di γ_1 per le classi di importanza I, III e IV sono uguali a 0,8, 1,2 e 1,4, rispettivamente.

(6) Per edifici con materiali o impianti pericolosi, si raccomanda che il coefficiente di importanza sia stabilito in accordo con i criteri esposti nella EN 1998-4.

4.3 Analisi strutturale

4.3.1 Modellazione

(1)P Il modello dell'edificio deve rappresentare adeguatamente la distribuzione delle rigidità e delle masse, affinché tutti i modi deformativi significativi e le forze di inerzia siano correttamente tenute in conto sotto l'effetto dell'azione sismica considerata. Nel caso di un'analisi non-lineare, il modello deve anche rappresentare adeguatamente la distribuzione della resistenza.

(2) Si raccomanda che il modello tenga anche conto del contributo dato dalle zone di collegamento alla deformabilità globale dell'edificio, per esempio le parti terminali delle travi e delle colonne delle strutture intelaiate. Si raccomanda che siano tenuti in conto anche gli elementi non-strutturali che potrebbero influenzare la risposta della struttura sismica primaria.

(3) In generale la struttura può essere considerata come costituita da una serie di sistemi resistenti ai carichi laterali e verticali, collegati da membrature orizzontali.

(4) Quando le membrature orizzontali dell'edificio possono essere considerate sufficientemente rigide nel loro piano, le masse e i momenti di inerzia di ogni impalcato possono essere concentrate nel baricentro.

Nota La membratura è considerata rigida, se, quando è modellata con la sua flessibilità reale nel piano, i suoi spostamenti orizzontali non superano in nessun punto quelli che risultano dall'ipotesi di membratura rigida per più del 10% degli spostamenti orizzontali assoluti corrispondenti nella situazione sismica di progetto.

(5) Per gli edifici che soddisfano i criteri di regolarità in pianta (vedere punto 4.2.3.2) o le condizioni specificate nel punto 4.3.3.1(8), l'analisi può essere svolta considerando due modelli piani, uno per ogni direzione principale.

(6) In edifici di calcestruzzo, in edifici composti acciaio-calcestruzzo e in edifici di muratura, si raccomanda che la rigidità degli elementi portanti sia in generale valutata tenendo conto degli effetti della fessurazione. Si raccomanda che tale rigidità corrisponda all'inizio dello snervamento dell'armatura.

(7) A meno che non venga eseguita un'analisi più accurata degli elementi fessurati, le proprietà di rigidità elastica a flessione e a taglio di elementi di calcestruzzo e di muratura possono essere prese uguali a un mezzo della corrispondente rigidità degli elementi non fessurati.

(8) Si raccomanda che siano tenute in conto le pareti di tamponamento che incrementano in modo significativo la rigidezza laterale e la resistenza dell'edificio. Vedere il punto **4.3.6** per telai di acciaio, composti o di calcestruzzo con tamponamenti di muratura.

(9)P La deformabilità della fondazione deve essere tenuta in conto nella modellazione nel momento in cui potrebbe avere un'influenza globale sfavorevole sulla risposta della struttura.

Nota Si potrebbe sempre tenere in conto la deformabilità della fondazione (inclusendo l'interazione terreno-struttura), includendo i casi in cui ha effetti benefici.

(10)P Le masse devono essere calcolate sulla base dei pesi che compaiono nella formula di combinazione delle azioni data nel punto **3.2.4**. I coefficienti di combinazione ψ_{Ei} sono dati nel punto **4.2.4(2)P**.

4.3.2

Effetti torsionali accidentali

(1)P Al fine di cautelarsi nei confronti dell'incertezza sul posizionamento delle masse e sulla variazione spaziale del moto sismico, il centro di massa calcolato di ciascun *i*-esimo piano deve essere considerato spostato rispetto alla sua posizione nominale in entrambe le direzioni dell'eccentricità accidentale:

$$e_{ai} = \pm 0,05 \times L_i \quad (4.3)$$

dove:

e_{ai} è l'eccentricità accidentale della massa dell' *i*-esimo piano rispetto alla sua posizione nominale, applicata nella stessa direzione ad ogni piano;

L_i è la dimensione del piano, perpendicolare alla direzione dell'azione sismica.

4.3.3

Metodi di analisi

4.3.3.1

Generalità

(1) Nell'ambito dello scopo e campo di applicazione della sezione **4**, gli effetti sismici e gli effetti delle altre azioni incluse nella situazione sismica di progetto possono essere determinati sulla base di un comportamento strutturale di tipo elastico-lineare della struttura.

(2)P Il metodo di riferimento per la determinazione degli effetti sismici deve essere l'analisi modale con spettro di risposta, utilizzando un modello elastico-lineare della struttura e lo spettro di progetto dato nel punto **3.2.2.5**.

(3) A seconda delle caratteristiche strutturali dell'edificio si può seguire uno dei seguenti due tipi di analisi elastico-lineare:

a) il "metodo di analisi delle forze laterali" per edifici che rispondono alle condizioni date nel punto **4.3.3.2**;

b) "l'analisi modale con spettro di risposta" che è applicabile a qualsiasi tipo di edificio (vedere il punto **4.3.3.3**).

(4) In alternativa a un metodo lineare, può anche essere usato un metodo non-lineare, come:

c) analisi statica non-lineare (pushover);

d) analisi non-lineare nel dominio del tempo (dinamica),

purché le condizioni specificate in **(5)** e **(6)** nel presente sottopunto e nel punto **4.3.3.4** siano soddisfatte.

Nota Per edifici isolati alla base le condizioni sotto le quali i metodi lineari a) e b) o quelli non lineari c) e d), possono essere utilizzati sono date nella sezione **10**. Per edifici non-isolati alla base, i metodi lineari del punto **4.3.3.1(3)** possono essere sempre utilizzati, come specificato nel punto **4.3.3.2.1**. La scelta di applicare i metodi non lineari del punto **4.3.3.1(4)** a edifici non-isolati alla base in una particolare nazione, si trova nella sua appendice nazionale. L'appendice nazionale può anche contenere riferimenti alle informazioni complementari sulle capacità di deformazione della membratura e gli associati coefficienti parziali da utilizzare nelle verifiche agli Stati Limite Ultimi in accordo con il punto **4.4.2.2(5)**.

- (5) Si raccomanda che analisi non-lineari siano adeguatamente giustificate per quanto riguarda l'input sismico, il modello costitutivo utilizzato, il metodo di interpretare i risultati dell'analisi e i requisiti da soddisfare.
- (6) Si raccomanda che strutture non isolate alla base progettate sulla base di un'analisi non-lineare di tipo pushover senza utilizzare il coefficiente di comportamento q [vedere punto 4.3.3.4.2.1(1) d], soddisfino il punto 4.4.2.2(5), nonché le regole delle sezioni da 5 a 9 per strutture dissipative.
- (7) Può essere eseguita un'analisi elastico-lineare utilizzando due modelli piani, uno per ogni direzione orizzontale principale, se i criteri di regolarità in pianta sono soddisfatti (vedere punto 4.2.3.2).
- (8) A seconda della classe di importanza dell'edificio, può essere eseguita un'analisi lineare elastica utilizzando due modelli piani, uno per ogni direzione orizzontale principale, anche se i criteri di regolarità in pianta del punto 4.2.3.2 non sono soddisfatti, purché tutte le seguenti speciali condizioni di regolarità siano rispettate:
 - a) l'edificio deve avere pannelli di tamponamento e tramezzi ben distribuiti e relativamente rigidi;
 - b) l'altezza dell'edificio non deve essere maggiore di 10 m;
 - c) la rigidezza in pianta degli impalcati deve essere abbastanza grande rispetto alla rigidezza laterale degli elementi strutturali verticali, in modo tale che si possa ipotizzare un comportamento rigido della membratura;
 - d) i centri di rigidezza laterale e di massa devono essere ciascuno approssimativamente su una linea verticale e , nelle due direzioni orizzontali di analisi, devono soddisfare le condizioni: $r_x^2 > I_s^2 + e_{ox}^2$, $r_y^2 > I_s^2 + e_{oy}^2$, dove il raggio giratore di inerzia I_s , i raggi torsionali r_x e r_y e le eccentricità naturali e_{ox} e e_{oy} sono definite nel punto 4.2.3.2(6).

Nota Il valore del coefficiente di importanza, γ_i , al di sotto del quale è permessa in una nazione la semplificazione dell'analisi in accordo con il punto 4.3.3.1(8), può essere trovato nella sua appendice nazionale.

- (9) Negli edifici che soddisfano tutte le condizioni di (8) del presente sottopunto con l'eccezione di d), può anche essere eseguita un'analisi elastico-lineare utilizzando due modelli piani, uno per ogni direzione orizzontale principale, ma in tali casi si raccomanda che tutti gli effetti dell'azione sismica ottenuti dall'analisi siano moltiplicati per 1,25.
- (10)P Gli edifici che non rispettano i criteri dati in (7), (8) e (9) del presente punto devono essere analizzati utilizzando un modello spaziale.
- (11)P Quando si utilizza un modello spaziale, l'azione sismica di progetto deve essere applicata lungo tutte le direzioni orizzontali principali (rispetto alla disposizione strutturale dell'edificio) e le loro direzioni orizzontali ortogonali. Per edifici con elementi resistenti nelle due direzioni perpendicolari, queste due direzioni devono essere considerate come direzioni principali.

4.3.3.2 Metodo di analisi con forze laterali

4.3.3.2.1 Generalità

- (1)P Questo tipo di analisi può essere applicato ad edifici la cui risposta non è significativamente influenzata dai contributi dei modi di vibrazione più alti del modo fondamentale in ogni direzione principale.
- (2) Il requisito in (1)P del presente sottopunto è ritenuto soddisfatto per gli edifici che soddisfano entrambe le seguenti condizioni.

- a) essi hanno periodi fondamentali di vibrazione T_1 nelle due direzioni principali che risultano minori dei seguenti valori:

$$T_1 \leq \begin{cases} 4 \times T_C \\ 2,0s \end{cases} \quad (4.4)$$

dove:

T_C è dato nel punto **3.2.2.2**;

- b) essi soddisfano i criteri di regolarità in elevazione dati nel punto **4.2.3.3**.

4.3.3.2.2

Forza di taglio alla base

- (1)P La forza di taglio alla base dovuta ad azione di tipo sismico F_b per ognuna delle direzioni orizzontali in cui l'edificio è analizzato, deve essere determinata utilizzando la seguente espressione:

$$F_b = S_d(T_1) \times m \times \lambda \quad (4.5)$$

dove:

$S_d(T_1)$ è l'ordinata dello spettro di progetto (vedere punto **3.2.2.5**) per il periodo T_1 ;

T_1 è il periodo fondamentale di vibrazione dell'edificio per un moto laterale nella direzione considerata;

m è la massa totale dell'edificio, sopra la fondazione o sopra la sommità di un basamento rigido, calcolata in accordo con il punto **3.2.4(2)**;

λ è il coefficiente correttivo, il cui valore è uguale a: $\lambda = 0,85$ se $T_1 \leq 2 T_C$ e l'edificio ha più di due piani, o altrimenti $\lambda = 1,0$.

Nota Il coefficiente tiene conto del fatto che negli edifici con almeno tre piani e gradi di libertà traslazionali in ogni direzione orizzontale, la massa modale efficace del 1° (fondamentale) modo è minore, in media del 15%, della massa totale dell'edificio.

- (2) Per la determinazione del periodo fondamentale di vibrazione T_1 dell'edificio, si possono utilizzare espressioni basate sui metodi propri della dinamica strutturale (per esempio il metodo di Rayleigh).

- (3) Per edifici con altezze fino a 40 m il valore di T_1 (in s) può essere approssimato mediante la seguente espressione:

$$T_1 = C_t \times H^{3/4} \quad (4.6)$$

dove:

C_t vale 0,085 per telai spaziali di acciaio a nodi rigidi, 0,075 per telai spaziali di calcestruzzo a nodi rigidi e per telai di acciaio di controventi eccentrici e 0,050 per tutte le altre strutture;

H è l'altezza dell'edificio, espressa in metri, dalla fondazione o dalla sommità di un basamento rigido.

- (4) In alternativa, per strutture con pareti di taglio di calcestruzzo o di muratura, il valore di C_t espresso nella (4.6) può essere preso come:

$$C_t = 0,075 / \sqrt{A_c} \quad (4.7)$$

dove:

$$A_c = \sum [A_i \times (0,2 + (l_{wi}/H))^2] \quad (4.8)$$

e

A_c è l'area efficace totale delle pareti di taglio al primo piano dell'edificio, espressa in metri quadrati;

A_i è l'area efficace della sezione trasversale della i -esima parete di taglio al primo piano dell'edificio, espressa in metri quadrati;

H è come in **(3)** del presente sottopunto;

l_{wi} è la lunghezza della i -esima parete di taglio al primo piano nella direzione parallela alle forze applicate, espressa in metri, con la raccomandazione che la limitazione che l_{wi}/H non sia maggiore di 0,9.

- (5) In alternativa, la stima di T_1 (in secondi) può essere fatta mediante la seguente espressione:

$$T_1 = 2 \times \sqrt{d} \quad (4.9)$$

dove:

d è lo spostamento laterale elastico del punto più alto dell'edificio, espresso in metri, dovuto ai pesi propri applicati nella direzione orizzontale.

4.3.3.2.3

Distribuzione delle forze sismiche orizzontali

- (1) Le forme modali fondamentali nelle direzioni orizzontali di analisi dell'edificio possono essere calcolate utilizzando metodi propri della dinamica strutturale o possono essere approssimate da spostamenti orizzontali che crescono linearmente lungo l'altezza dell'edificio.
- (2)P Gli effetti dell'azione sismica devono essere determinati applicando, nei due modelli piani, forze orizzontali F_i a tutti i piani.

$$F_i = F_b \times \frac{s_i \times m_i}{\sum s_j \times m_j} \quad (4.10)$$

dove:

F_i è la forza orizzontale agente all' i -esimo piano;

F_b è la forza di taglio alla base dovuta all'azione di tipo sismico di acciaio con l'espressione (4.5);

s_i, s_j sono gli spostamenti delle masse m_i ed m_j nella forma modale fondamentale;

m_i, m_j sono le masse di piano valutate in accordo con il punto **3.2.4(2)**.

- (3) Quando la forma modale fondamentale è approssimata mediante spostamenti orizzontali che crescono linearmente con l'altezza, si raccomanda che le forze orizzontali F_i siano calcolate con la seguente espressione:

$$F_i = F_b \times \frac{z_i \times m_i}{\sum z_j \times m_j}$$

dove:

z_i, z_j rappresentano le quote delle masse m_i, m_j sopra il punto di applicazione dell'azione sismica (fondazione o punto più alto di un basamento rigido).

- (4)P Le azioni orizzontali F_i , determinate in accordo con il presente punto, devono essere distribuite a sistemi resistenti ai carichi laterali assumendo che gli impalcati siano rigidi nel loro piano.

4.3.3.2.4

Effetti torsionali

- (1) Se la rigidezza laterale e la massa sono distribuite simmetricamente in pianta e a meno che l'eccentricità accidentale del punto **4.3.2(1)P** non sia tenuta in conto mediante un metodo più esatto [per esempio quello del punto **4.3.3.3.3(1)**], si può tener conto di effetti torsionali accidentali amplificando gli effetti delle azioni nei singoli elementi resistenti ai carichi, ottenute dall'applicazione del punto **4.3.3.2.3(4)**, mediante un coefficiente δ è dato da:

$$\delta = 1 + 0,6 \times \frac{x}{L_e} \quad (4.12)$$

dove:

x è la distanza dell'elemento considerato dal baricentro dell'edificio in pianta, misurata perpendicolarmente alla direzione dell'azione sismica considerata;

L_e è la distanza tra i due elementi resistenti ai carichi laterali più esterni, misurata perpendicolarmente alla direzione dell'azione sismica considerata;

- (2) Se l'analisi è eseguita utilizzando due modelli piani, uno per ogni direzione orizzontale principale, gli effetti torsionali possono essere determinati raddoppiando l'eccentricità accidentale e_{ai} dell'espressione (4.3) e applicando (1) del presente sottopunto con il coefficiente 0,6 nell'espressione (4.12) aumentato a 1,2.

4.3.3.3 Analisi modale con spettro di risposta

4.3.3.3.1 Generalità

- (1)P Questo tipo di analisi deve essere applicata agli edifici che non soddisfano le condizioni date nel punto **4.3.3.2.1(2)** per l'applicazione del metodo di analisi con forza laterale.
- (2)P Deve essere tenuta in conto la risposta di tutti i modi di vibrazione che contribuiscono in modo significativo alla risposta globale.
- (3) I requisiti specificati nel paragrafo (2)P possono essere ritenuti soddisfatti se può essere dimostrato uno o l'altro dei seguenti punti:
- la somma delle masse modali efficaci per i modi considerati rappresenta almeno il 90% della massa totale della struttura;
 - sono presi in considerazione tutti i modi caratterizzati da una massa modale efficace maggiore del 5% della massa totale.

Nota La massa modale efficace m_k , relativa a un modo k , è determinata in modo tale che la forza di taglio alla base F_{bk} , agente nella direzione di applicazione dell'azione sismica, possa essere espressa come $F_{bk} = S_d(T_k) m_k$. Si può dimostrare che la somma delle masse modali efficaci (per tutti i modi e per una data direzione) risulta essere pari alla massa della struttura.

- (4) Quando si utilizza un modello spaziale, si raccomanda che le condizioni di cui sopra risultino verificate per ogni direzione principale.
- (5) Se i requisiti specificati in (3) non possono essere soddisfatte (per esempio in edifici caratterizzati da un comportamento significativamente influenzato da modi torsionali), si raccomanda che il numero minimo k di modi da prendere in considerazione in un'analisi spaziale soddisfi entrambe le seguenti condizioni:

$$k \geq 3 \times \sqrt{n} \quad (4.13)$$

e

$$T_k \leq 0,20s \quad (4.14)$$

dove:

k è il numero di modi considerati;

n è il numero di piani sopra la fondazione o la sommità di un basamento rigido;

T_k è il periodo di vibrazione del k -esimo modo.

4.3.3.3.2 Combinazione delle risposte modali

- (1) Le risposte secondo due modi di vibrare i e j (che includano sia modi traslazionali sia modi torsionali) possono essere considerate come indipendenti l'una dall'altra se i loro periodi T_i e T_j soddisfano (con $T_j \leq T_i$) la seguente condizione:

$$T_j \leq 0,9 \times T_i \quad (4.15)$$

- (2) Ogni qualvolta tutte le risposte modali principali [vedere punto **4.3.3.3.1(3)-(5)**] possono essere considerate come indipendenti le une dalle altre, il valore massimo E_E di un effetto dovuto all'azione sismica può essere preso come:

$$E_E = \sqrt{\sum E_{Ei}^2} \quad (4.16)$$

dove:

E_E è l'effetto dovuto all'azione sismica che si sta considerando (forza, spostamento, ecc.);

E_{Ei} è il valore di questo effetto dell'azione sismica dovuto all' i -esimo modo di vibrazione.

- (3)P Se **(1)** non può essere soddisfatto, si devono adottare procedure più accurate per la combinazione dei massimi modali, come per esempio la "combinazione quadratica completa".

4.3.3.3.3

Effetti torsionali

- (1) Ogni qualvolta si utilizzi un modello spaziale per l'analisi, gli effetti torsionali accidentali, di cui nel punto **4.3.2(1)P**, possono essere determinati come inviluppo degli effetti risultanti dall'applicazione di carichi statici, consistenti in una distribuzione di momenti torcenti M_{ai} agenti lungo l'asse verticale di ogni piano i :

$$M_{ai} = e_{ai} \times F_i \quad (4.17)$$

dove:

M_{ai} è il momento torcente relativo all'asse verticale dell' i -esimo piano;

e_{ai} è l'eccentricità accidentale della massa dell' i -esimo piano secondo l'espressione (4.3) per tutte le direzioni principali;

F_i è la forza orizzontale agente sull' i -esimo piano, come descritto nel punto **4.3.3.2.3** per tutte le direzioni principali.

- (2) Si raccomanda che gli effetti dei carichi, in accordo con **(1)**, siano considerati con segni positivi e negativi (lo stesso segno per tutti i piani).
- (3) Ogni qualvolta per l'analisi si utilizzino due modelli piani separati, gli effetti torsionali possono essere tenuti in conto mediante l'applicazione delle regole del punto **4.3.3.2.4(2)** agli effetti dell'azione, calcolati secondo quanto specificato al punto **4.3.3.3.2**.

4.3.3.4

Metodi non-lineari

4.3.3.4.1

Generalità

- (1)P Il modello matematico utilizzato per l'analisi elastica deve essere esteso per comprendere la resistenza di elementi strutturali e il loro comportamento post-elastico.
- (2) Come minimo, si raccomanda di utilizzare una relazione bilineare forza-deformazione a livello dell'elemento. In edifici di calcestrutto e di muratura, si raccomanda che la rigidezza elastica di una relazione bilineare forza-deformazione corrisponda a quella di sezioni fessurate [vedere punto **4.3.1(7)**]. In elementi duttili, attesi esibire escursioni in campo plastico durante la risposta, si raccomanda che la rigidezza elastica di una relazione bilineare sia la rigidezza secante al punto di snervamento. Sono permesse relazioni trilineari forza-deformazione, che tengono conto di rigidezze prima della fessurazione e dopo la fessurazione.
- (3) Può essere assunta una rigidezza post-snervamento nulla. Se è atteso un degrado della resistenza, per esempio per pareti di muratura o altri elementi fragili, esso deve essere incluso nelle relazioni forza-deformazione di quegli elementi.
- (4) A meno che non specificato diversamente, si raccomanda che le proprietà degli elementi siano basate sui valori medi delle proprietà dei materiali. Per nuove strutture, valori medi delle proprietà dei materiali possono essere stimate dai corrispondenti valori caratteristici, sulla base di informazioni fornite nelle EN da EN 1992 a EN 1996 o nelle EN relative ai materiali.
- (5)P I carichi gravitazionali in accordo con il punto **3.2.4** devono essere applicati a elementi appropriati del modello matematico.
- (6) Si raccomanda di tenere in conto le azioni assiali dovute ai carichi gravitazionali quando si determinano le relazioni forza-deformazione per elementi strutturali. Possono essere trascurati i momenti flettenti dovuti ai carichi gravitazionali in elementi strutturali verticali, a meno che essi non influenzino in modo sostanziale il comportamento strutturale globale.

- (7)P L'azione sismica deve essere applicata in entrambe le direzioni positiva e negativa e come risultato di ciò si devono utilizzare gli effetti sismici massimi.

4.3.3.4.2 Analisi statica non-lineare (pushover)

4.3.3.4.2.1 Generalità

- (1) L'analisi "pushover" è un'analisi statica non-lineare eseguita sotto condizioni di carichi gravitazionali costanti e carichi orizzontali monotonamente crescenti. Essa può essere applicata per verificare il comportamento strutturale di edifici di nuova costruzione e di edifici esistenti con i seguenti scopi:
- a) verificare o rivedere il valore del rapporto di sovraresistenza α_u/α_1 (vedere i punti **5.2.2.2**, **6.3.2**, **7.3.2**);
 - b) stimare i meccanismi plastici attesi e la distribuzione del danno;
 - c) valutare il comportamento strutturale di edifici esistenti o rinforzati per gli scopi della EN 1998-3;
 - d) come alternativa al progetto basato su un'analisi elastica-lineare che utilizza il coefficiente di comportamento q . In tale caso, si raccomanda che lo spostamento obiettivo indicato nel punto **4.3.3.4.2.6(1)P** sia utilizzato come base del progetto.
- (2)P Edifici non conformi al criterio di regolarità del punto **4.2.3.2** o al criterio del punto **4.3.3.1(8)a-e** devono essere analizzati utilizzando un modello spaziale. Possono essere eseguite due analisi indipendenti con carichi laterali applicati in una sola direzione.
- (3) Per edifici conformi al criterio di regolarità del punto **4.2.3.2** o al criterio del punto **4.3.3.1(8)a-d** l'analisi può essere eseguita utilizzando due modelli piani, uno per ogni direzione orizzontale principale.
- (4) Per edifici bassi di muratura, in cui il comportamento della parete strutturale è dominato dal taglio, ogni piano può essere analizzato indipendentemente.
- (5) I requisiti in **(4)** sono ritenuti essere soddisfatti se il numero di piani è 3 o meno di 3 e se il rapporto medio di dimensione (altezza/larghezza) delle pareti strutturali è minore di 1,0.

4.3.3.4.2.2 Carichi laterali

- (1) Si raccomanda di applicare almeno due distribuzioni verticali dei carichi laterali:
- una distribuzione uniforme, basata su forze laterali che sono proporzionali alla massa trascurando l'altezza (accelerazione di risposta uniforme);
 - una distribuzione "modale", proporzionale alle forze laterali compatibile con la distribuzione delle forze laterali nella direzione considerata determinata nell'analisi elastica (in accordo con i punti **4.3.3.2** o **4.3.3.3**).
- (2)P I carichi laterali devono essere applicati in corrispondenza della posizione delle masse nel modello. Si deve tenere conto di un'eccentricità accidentale in accordo con il punto **4.3.2(1)P**.

4.3.3.4.2.3 Curva della capacità

- (1) Si raccomanda che la relazione tra la forza di taglio alla base e lo spostamento del punto di controllo (la "curva della capacità") sia determinata da un'analisi "pushover" per valori dello spostamento del punto di controllo che variano tra zero e il valore corrispondente al 150% dello spostamento obiettivo, definito nel punto **4.3.3.4.2.6**.
- (2) Lo spostamento del punto di controllo può essere preso nel centro di massa del tetto dell'edificio. Si raccomanda che la sommità di un attico non sia considerato come tetto.

- 4.3.3.4.2.4 Coefficiente di sovraresistenza
- (1) Quando il rapporto di sovraresistenza (α_0/α_1) è determinato da un'analisi "pushover", si raccomanda che sia utilizzato il valore inferiore del coefficiente di sovraresistenza ottenuto per le due distribuzioni di carichi laterali.
- 4.3.3.4.2.5 Meccanismo plastico
- (1)P Il meccanismo plastico deve essere determinato per le due distribuzioni di carichi laterali applicate. I meccanismi plastici devono rispettare i meccanismi su cui è basato il coefficiente di comportamento q utilizzato nella progettazione.
- 4.3.3.4.2.6 Spostamento obiettivo
- (1)P Lo spostamento obiettivo deve essere definito come la richiesta sismica derivata dallo spettro di risposta elastico del punto **3.2.2.2** in termini dello spostamento di un sistema equivalente a un grado di libertà.
- Nota L'appendice informativa B fornisce una procedura per la determinazione dello spostamento obiettivo dallo spettro di risposta elastico.
- 4.3.3.4.2.7 Procedura per la stima degli effetti torsionali
- (1)P L'analisi "pushover" eseguita con le distribuzioni di forze specificate nel punto **4.3.3.4.2.2** può sottostimare in maniera significativa le deformazioni sul lato rigido/forte di una struttura torsionalmente flessibile, cioè una struttura con un primo modo di vibrazione predominante torsionale. La stessa cosa si applica per le deformazioni del lato rigido/forte in una direzione della struttura con un secondo modo di vibrazione predominante torsionale. Per tali strutture, devono essere aumentati gli spostamenti sul lato rigido/forte, paragonati a quelli nella corrispondente struttura equilibrata dal punto di vista torsionale.
- Nota Il lato rigido/forte in pianta è quello che sviluppa spostamenti orizzontali più piccoli rispetto al lato opposto, sotto forze statiche laterali parallele ad esso. Per strutture flessibili torsionalmente, gli spostamenti dinamici sul lato rigido/forte possono considerevolmente aumentare a causa dell'influenza del modo torsionale predominante.
- (2) Si ritiene soddisfatto il requisito specificato in **(1)** del presente sottopunto se il coefficiente di amplificazione da applicare agli spostamenti del lato rigido/forte è basato sui risultati di un'analisi modale elastica del modello spaziale.
- (3) Se i due modelli piani sono utilizzati per l'analisi di strutture a pianta regolare, gli effetti torsionali possono essere stimati in accordo con il punto **4.3.3.2.4** o il punto **4.3.3.3.3**.
- 4.3.3.4.3 Analisi non-lineare nel dominio del tempo
- (1) La risposta della struttura in funzione del tempo può essere ottenuta mediante un'integrazione numerica diretta delle sue equazioni differenziali di moto, utilizzando gli accelerogrammi definiti nel punto **3.2.3.1** per rappresentare il moto del terreno.
- (2) Si raccomanda che i modelli degli elementi strutturali siano conformi al punto **4.3.3.4.1(2)-(4)** e siano completati con regole che descrivono il comportamento dell'elemento sotto cicli di scarico-ricarico post-elastici. Queste regole dovrebbero realisticamente riflettere la dissipazione di energia nell'elemento nel campo di ampiezze di spostamento attese nella situazione sismica di progetto.
- (3) Se la risposta è ottenuta da almeno 7 analisi temporali non-lineari con moti del terreno in accordo con il punto **3.2.3.1**, si raccomanda che la media delle quantità di risposta ottenute da tutte queste analisi sia utilizzata come valore di progetto dell'effetto dell'azione E_d nelle rispettive verifiche del punto **4.4.2.2**. Altrimenti, si raccomanda che il valore più sfavorevole della quantità di risposta tra le analisi sia utilizzato come E_d .

4.3.3.5 Combinazione degli effetti delle componenti dell'azione sismica

4.3.3.5.1 Componenti orizzontali dell'azione sismica

- (1)P In generale le componenti orizzontali dell'azione sismica [vedere **3.2.2.1(3)**] devono essere considerate come agenti simultaneamente.
- (2) La combinazione delle componenti orizzontali dell'azione sismica può essere tenuta in conto come segue:
- a) la risposta strutturale ad ogni componente deve essere valutata separatamente, utilizzando le regole di combinazione per la risposta modale date nel punto **4.3.3.3.2**.
 - b) il valore massimo di ogni effetto delle azioni sulla struttura dovuto alle due componenti orizzontali dell'azione sismica, può poi essere stimato mediante la radice quadrata della sommatoria dei quadrati dei valori dell'effetto dell'azione dovuta ad ognuna delle componenti orizzontali.
 - c) la regola b) generalmente dà una stima a favore di sicurezza dei valori probabili degli effetti delle altre azioni simultanee con il valore massimo ottenuto come in b). Modelli più accurati possono essere utilizzati per la stima dei valori probabili simultanei di più di un effetto delle azioni dovute alle due componenti orizzontali dell'azione sismica.
- (3) In alternativa alla b) e alla c) di **(2)** del presente sottopunto, gli effetti delle azioni dovuti alla combinazione delle componenti orizzontali dell'azione sismica possono essere valutati mediante le seguenti combinazioni:
- a) $E_{Edx} "+" 0,30E_{Edy}$ (4.18)
- b) $0,30E_{Edx} "+" E_{Edy}$ (4.19)
- dove:
- "+" significa "deve essere combinato con";
- E_{Edx} rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione dell'azione sismica lungo l'asse orizzontale x scelto della struttura;
- E_{Edy} rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione della medesima azione sismica lungo l'asse orizzontale ortogonale y della struttura.
- (4) Se il sistema strutturale o la classificazione della regolarità dell'edificio in elevazione è diverso nelle differenti direzioni orizzontali, il valore del coefficiente di comportamento q può anche essere differente.
- (5)P Il segno di ogni componente nelle combinazioni di cui sopra deve essere preso come il più sfavorevole per il particolare effetto che si sta considerando.
- (6) Quando si utilizza un'analisi statica non-lineare (pushover) e si impiega un modello spaziale, si raccomanda che siano applicate le regole di combinazione di **(2)** e **(3)** del presente sottopunto, considerando le forze e le deformazioni dovute all'applicazione dello spostamento obiettivo nella direzione x come E_{Edx} e le forze e le deformazioni dovute all'applicazione dello spostamento obiettivo nella direzione y come E_{Edy} . Si raccomanda che le forze interne che derivano dalla combinazione non eccedano le corrispondenti capacità.
- (7)P Quando si utilizza un'analisi non lineare in funzione del tempo e si impiega un modello spaziale della struttura, si devono considerare accelerogrammi che agiscono simultaneamente come agenti in entrambe le direzioni orizzontali.
- (8) Per gli edifici che soddisfano i criteri di regolarità in pianta e nei quali i muri o sistemi di controvento indipendenti nelle due direzioni principali orizzontali, sono i soli elementi sismici primari (vedere punto **4.2.2**), si può assumere che l'azione sismica agisca separatamente e senza le combinazioni **(2)** e **(3)** del presente sottopunto lungo i due assi ortogonali principali orizzontali della struttura.

4.3.3.5.2

Componente verticale dell'azione sismica

- (1) Se a_{vg} è maggiore di 0,25 g (2,5 m/s²) si raccomanda che la componente verticale dell'azione sismica, definita nel punto **3.2.2.3**, sia tenuta in conto nei seguenti casi:
 - per membrane strutturali orizzontali o quasi-orizzontali che si estendono per 20 m o più;
 - per componenti a sbalzo orizzontali o quasi-orizzontali più lunghi di 5 m;
 - per componenti precompressi orizzontali o quasi-orizzontali;
 - per travi che sostengono colonne;
 - in strutture isolate alla base.
- (2) L'analisi per determinare gli effetti dovuti alla componente verticale dell'azione sismica può essere basata su un modello parziale della struttura, che includa gli elementi su cui si considera agire la componente verticale (per esempio quelli elencati nel punto precedente) e tenga conto della rigidità degli elementi adiacenti.
- (3) È necessario tenere in considerazione gli effetti della componente verticale solo per gli elementi in esame [per esempio quelli elencati in (1) del presente sottopunto] e per gli elementi di supporto o sottostrutture ad essi direttamente associati.
- (4) Se per questi elementi sono rilevanti anche le componenti orizzontali dell'azione sismica, possono essere applicate le regole del punto **4.3.3.5.1(2)**, estese alle tre componenti dell'azione sismica. Alternativamente, possono essere utilizzate tutte e tre le seguenti combinazioni per il calcolo degli effetti delle azioni:
 - a) $E_{Edx} "+" 0,30E_{Edy} "+" 0,30E_{Edz}$ (4.20)
 - b) $0,30E_{Edx} "+" E_{Edy} "+" 0,30E_{Edz}$ (4.21)
 - c) $0,30E_{Edx} "+" 0,30E_{Edy} "+" E_{Edz}$ (4.22)

dove:

"+" significa "deve essere combinato con";

E_{Edx} e E_{Edy} sono come nel punto **4.3.3.5.1(3)**;

E_{Edz} rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione della componente verticale dell'azione sismica di progetto come definita nei punti **3.2.2.5(5)** e **(6)**.
- (5) Se si esegue un'analisi statica non-lineare (pushover), può essere trascurata la componente verticale dell'azione sismica.

4.3.4

Analisi degli spostamenti

- (1)P Se si esegue un'analisi lineare, gli spostamenti generati dall'azione sismica di progetto devono essere calcolati sulla base delle deformazioni elastiche del sistema strutturale, per mezzo della seguente espressione semplificata:

$$d_s = q_d d_e \quad (4.23)$$

dove:

d_s è lo spostamento di un punto del sistema strutturale prodotto dall'azione sismica di progetto;

q_d è il coefficiente di comportamento degli spostamenti, assunto uguale a q a meno che non sia specificato diversamente;

d_e è lo spostamento dello stesso punto del sistema strutturale determinato mediante un'analisi lineare basata sullo spettro di risposta di progetto in accordo con il punto **3.2.2.5**.

Non è necessario che il valore di d_s sia maggiore del valore derivato dallo spettro elastico.

Nota In generale q_d è maggiore di q se il periodo fondamentale della struttura è minore di T_C (vedere figura B.2).
- (2)P Quando si determinano gli spostamenti d_e , si deve tener conto degli effetti torsionali dovuti all'azione sismica.

- (3) Per entrambe le analisi statiche e dinamiche non-lineari, gli spostamenti determinati sono quelli ottenuti direttamente dall'analisi senza ulteriori modifiche

4.3.5 Elementi non-strutturali

4.3.5.1 Generalità

- (1)P Gli elementi non-strutturali (appendici) degli edifici (come per esempio: parapetti, frontespizi, antenne, appendici e attrezzature meccaniche, facciate continue, tramezzi, ringhiere) che potrebbero, in caso di crollo, produrre rischi per le persone o influenzare il comportamento della struttura principale dell'edificio o la sua funzionalità, devono - insieme ai loro supporti - essere verificati nei confronti dell'azione sismica di progetto.
- (2)P Nel caso di elementi non-strutturali di notevole importanza o di natura particolarmente pericolosa, l'analisi sismica deve basarsi su una modellazione realistica delle rispettive strutture e sull'utilizzo di appropriati spettri di risposta ottenuti dalla risposta degli elementi strutturali di supporto del sistema resistente sismico principale.
- (3) In tutti gli altri casi, sono concesse semplificazioni appropriatamente giustificate di questa procedura [per esempio quelle date nel punto **4.3.5.2(2)**].

4.3.5.2 Verifica

- (1)P Gli elementi non-strutturali, così come le loro connessioni, attacchi o ancoraggi, devono essere verificati per la situazione sismica di progetto (vedere punto **3.2.4**).

Nota Si raccomanda di tenere conto della trasmissione locale delle azioni alla struttura mediante il fissaggio di elementi non-strutturali e la loro influenza sul comportamento strutturale. I requisiti per il fissaggio al calcestruzzo sono dati nella EN1992-1-1:2004, punto **2.7**.

- (2) Gli effetti dell'azione sismica possono essere determinati applicando agli elementi non-strutturali una forza orizzontale F_a definita come segue:

$$F_a = (S_a \times W_a \times \gamma_a) / q_a \quad (4.24)$$

dove:

F_a è l'azione sismica orizzontale applicata nel baricentro dell'elemento non-strutturale nella direzione più sfavorevole;

W_a è il peso dell'elemento;

S_a è il coefficiente sismico applicabile ad elementi non-strutturali [vedere **(3)** del presente sottopunto];

γ_a è il coefficiente di importanza dell'elemento, vedere punto **4.3.5.3**;

q_a è il coefficiente di comportamento dell'elemento, vedere prospetto 4.4.

- (3) Il coefficiente sismico S_a può essere calcolato utilizzando la seguente espressione:

$$S_a = \alpha \times S \times [3(1 + z/H)/(1 + (1 - T_a/T_1)^2)] - 0,5 \quad (4.25)$$

dove:

α è il rapporto tra il valore di progetto dell'accelerazione a_g in un terreno di tipo A e l'accelerazione di gravità g ;

S è il coefficiente del terreno;

T_a è il periodo di vibrazione fondamentale dell'elemento non-strutturale;

T_1 è il periodo di vibrazione fondamentale dell'edificio nella direzione in oggetto;

z è la quota dell'elemento non-strutturale sopra il livello di applicazione dell'azione sismica (fondazione o punto più alto di un basamento rigido); e

H è l'altezza dell'edificio misurata dalla fondazione o dal punto più alto di un basamento rigido.

Il valore del coefficiente sismico S_a non può essere preso minore di $\alpha \times S$.

4.3.5.3 Coefficienti di importanza

- (1)P Per i seguenti elementi non-strutturali il coefficiente di importanza γ_a non deve essere minore di 1,5:
- elementi di ancoraggio di macchinari e attrezzature necessari alla funzionalità dei sistemi di sicurezza;
 - serbatoi e contenitori di sostanze tossiche o esplosive, ritenute pericolose per la sicurezza generale delle persone.
- (2) In tutti gli altri casi il coefficiente di importanza γ_a per elementi non-strutturali può essere assunto $\gamma_a = 1,0$.

4.3.5.4 Coefficienti di comportamento

- (1) I valori limite superiori del coefficiente di comportamento q_a per elementi non-strutturali sono riportati nel prospetto 4.4.

prospetto 4.4

Valori di q_a per elementi non-strutturali

Tipologia di elementi non-strutturali	q_a
Parapetti a sbalzo o decorazioni; Insegne e cartelloni pubblicitari; Camini, pali e serbatoi su sostegni che si comportano come mensole libere per più di metà della loro altezza totale.	1,0
Muri esterni e interni; Tramezzi e facciate; Camini, pali e serbatoi su sostegni che si comportano come mensole libere per meno di metà della loro altezza totale o vincolate alla struttura in corrispondenza o sopra il loro baricentro; Elementi di ancoraggio per mobili e librerie sostenuti da pavimenti; Elementi di ancoraggio per controsoffitti e dispositivi di illuminazione.	2,0

4.3.6 Misure aggiuntive per telai con tamponamenti di muratura

4.3.6.1 Generalità

- (1)P I punti da **4.3.6.1** a **4.3.6.3** si applicano a telai o a sistemi di calcestruzzo doppi, equivalenti a telai di classe DCH (vedere sezione **5**) e a telai a nodi rigidi di acciaio o composti acciaio-calcestruzzo di classe DCH (vedere sezioni **6** e **7**) con tamponamenti di muratura progettati come non collaboranti che soddisfano tutte le seguenti condizioni:
- a) essi sono costruiti dopo la maturazione dei telai di calcestruzzo o dopo l'assemblaggio dei telai di acciaio;
 - b) essi sono in contatto con il telaio (per esempio senza giunti speciali di separazione), ma senza un collegamento strutturale (attraverso legature, cinghie, puntelli o connettori a taglio);
 - c) essi sono considerati in principio come elementi non-strutturali.
- (2) Sebbene lo scopo dei punti da **4.3.6.1** a **4.3.6.3** sia limitato in accordo con (1)P del presente sottopunto, questi sottopunti forniscono criteri per la buona pratica, che può essere vantaggioso adottare per strutture di calcestruzzo, di acciaio o composte con tamponamenti di muratura di classe DCM o DCL. In particolare, per pareti che potrebbero essere vulnerabili al collasso fuori-piano, la disposizione di legature può ridurre il rischio di crolli della muratura.
- (3)P Si devono applicare anche ai tamponamenti le disposizioni nel punto **1.3(2)** riguardanti possibili future modifiche della struttura.
- (4) Per sistemi di calcestruzzo a parete o doppi equivalenti a parete, come per sistemi di acciaio controventati o composti acciaio-calcestruzzo, può essere trascurata l'interazione con i tamponamenti di muratura.
- (5) Se tamponamenti di muratura collaboranti costituiscono parte del sistema strutturale resistente al sisma, si raccomanda che l'analisi e la progettazione siano eseguite in accordo con i criteri e le regole date nel punto **9** per muratura confinata.

- (6) I requisiti e i criteri dati nel punto **4.3.6.2** sono ritenuti soddisfatti se le regole date nei punti **4.3.6.3** e **4.3.6.4** e le regole speciali nelle sezioni da **5** a **7** sono seguite.

4.3.6.2

Requisiti e criteri

- (1)P Devono essere tenute in conto le conseguenze di irregolarità in pianta prodotte dai tamponamenti.
- (2)P Devono essere tenute in conto le conseguenze di irregolarità in elevazione prodotte dai tamponamenti.
- (3)P Si deve tenere conto delle elevate incertezze relative al comportamento dei tamponamenti (soprattutto, la variabilità delle loro proprietà meccaniche e dei loro attacchi al telaio circostante, la loro possibile modifica durante l'utilizzo dell'edificio, come il loro non-uniforme grado di danneggiamento subito durante il terremoto stesso).
- (4)P Devono essere tenuti in conto gli effetti locali possibilmente sfavorevoli dovuti all'interazione telaio-tamponamento (per esempio la rottura a taglio di colonne sotto forze di taglio indotte dall'azione a puntone diagonale dei tamponamenti) (vedere sezioni da **5** a **7**).

4.3.6.3

Irregolarità dovute ai tamponamenti di muratura

4.3.6.3.1

Irregolarità in pianta

- (1) Per quanto riguarda i tamponamenti si raccomanda di evitare disposizioni in pianta fortemente irregolari, non simmetriche o non uniformi (tenendo conto della grandezza delle aperture e delle perforazioni nelle pareti di tamponamento).
- (2) Nel caso di severe irregolarità in pianta, dovute alla disposizione non simmetrica dei tamponamenti (per esempio l'esistenza di tamponamenti principalmente lungo due facce consecutive dell'edificio), si raccomanda di utilizzare modelli spaziali dell'edificio per l'analisi della struttura. Si raccomanda che nel modello siano inclusi i tamponamenti e che sia eseguita un'analisi di sensibilità relativa alla posizione e alle proprietà dei tamponamenti (per esempio trascurando una delle tre o quattro pareti di tamponamento in un telaio piano, specialmente sui lati più flessibili). Si raccomanda di prestare particolare attenzione alla verifica di elementi strutturali sui lati flessibili della pianta (cioè più lontani dal lato dove sono concentrati i tamponamenti) contro gli effetti di qualsiasi risposta torsionale causata dai tamponamenti.
- (3) Si raccomanda che pareti di tamponamento con più di un'apertura o perforazione significativa (per esempio una porta e una finestra, ecc.) siano trascurate nei modelli di analisi in accordo con **(2)** del presente sottopunto.
- (4) Quando i tamponamenti di muratura non sono distribuiti in maniera regolare, ma non in modo tale da costituire una severa irregolarità in pianta, queste irregolarità possono essere tenute in conto aumentando di un fattore 2,0 gli effetti dell'eccentricità accidentale calcolata in accordo con i punti **4.3.3.2.4** e **4.3.3.3.3**.

4.3.6.3.2

Irregolarità in elevazione

- (1)P Se ci sono considerevoli irregolarità in elevazione (per esempio una riduzione drastica di tamponamenti in uno o più piani rispetto ad altri), devono essere aumentati gli effetti dell'azione sismica negli elementi verticali dei rispettivi piani.
- (2) Se non si utilizza un modello più preciso, **(1)P** può essere ritenuto soddisfatto se gli effetti dell'azione sismica calcolati sono amplificati di un coefficiente di amplificazione definito come segue:

$$\eta = (1 + \Delta V_{Rw} / \sum V_{Ed}) \leq q \quad (4.26)$$

dove:

ΔV_{Rw} è la riduzione totale della resistenza delle pareti di muratura nel piano considerato, paragonata al piano con più tamponamenti al di sopra di esso; e

ΣV_{Ed} è la somma delle azioni sismiche di taglio agenti su tutte le membrature sismiche verticali primarie del piano considerato.

- (3) Se l'espressione (4.26) porta a un coefficiente di amplificazione η minore di 1,1, non è necessario modificare gli effetti delle azioni.

4.3.6.4

Limitazione dei danni ai tamponamenti

- (1) Si raccomanda che per i sistemi strutturali citati nel punto **4.3.6.1(1)P** appartenenti a tutte le classi di duttilità, DCL, M o H, eccetto nei casi di bassa sismicità [vedere punto **3.2.1(4)**], siano prese appropriate misure per evitare rotture fragili e premature disintegrazioni delle pareti di tamponamento (in particolare di pannelli di muratura con aperture o composte da materiali fragili), nonché il collasso parziale o totale fuori piano di pannelli snelli di muratura. Si raccomanda di porre particolare attenzione a pannelli di muratura con un rapporto di snellezza (rapporto tra la minore tra lunghezza e altezza e lo spessore) maggiore di 15.
- (2) Esempi di misure in accordo con **(1)** del presente sottopunto per migliorare l'integrità e il comportamento sia nel piano sia fuori piano, includono leggere reti metalliche ben ancorate su una faccia della parete, elementi di armatura fissati alle colonne e inseriti nei letti di malta della muratura, puntelli e catene attraverso i pannelli e lo spessore totale della parete.
- (3) Se ci sono grandi aperture o perforazioni in qualche pannello di tamponamento, si raccomanda che i loro bordi siano forniti di puntelli e catene.

4.4

Verifiche di sicurezza

4.4.1

Generalità

- (1)P Per le verifiche di sicurezza si devono considerare i relativi stati limite (vedere i punti **4.4.2** e **4.4.3** sotto) e misure specifiche (vedere punto **2.2.4**).
- (2) Per edifici appartenenti alle classi di importanza diverse dalla IV (vedere prospetto 4.3) le verifiche previste nei punti **4.4.2** e **4.4.3** possono ritenersi soddisfatte se sono rispettate entrambe le seguenti condizioni:
- a) il taglio totale alla base dovuto alla situazione sismica di progetto, calcolato con un coefficiente di comportamento uguale al valore applicabile a strutture poco dissipative [vedere **2.2.2(2)**] è minore di quello dovuto alle altre combinazioni di carico per le quali l'edificio è progettato, sulla base di un'analisi lineare elastica. Questo requisito si riferisce all'azione di taglio sull'intera struttura alla base dell'edificio (fondazione o punto più alto di un basamento rigido);
- b) le misure specifiche descritte nel punto **2.2.4** sono tenute in conto con l'eccezione delle disposizioni contenute nei punti **2.2.4.1(2)** **(3)**.

4.4.2

Stato limite ultimo

4.4.2.1

Generalità

- (1)P Il requisito di non-collasso (stato limite ultimo) sotto la situazione sismica di progetto può considerarsi soddisfatto se le seguenti condizioni riguardanti la resistenza, la duttilità, l'equilibrio, la stabilità delle fondazioni e il contatto con edifici adiacenti (seismic joint) sono soddisfatte.

4.4.2.2

Condizione di resistenza

- (1)P La seguente relazione deve essere soddisfatta per ogni elemento strutturale, incluse le connessioni e i relativi elementi non-strutturali:

$$E_d \leq R_d \quad (4.27)$$

dove:

E_d è il valore di progetto dell'effetto dell'azione dovuto alla situazione sismica di progetto (vedere EN 1990:2002 punto **6.4.3.4**), inclusi, se necessario, gli effetti del secondo ordine [vedere **(2)** del presente sottopunto]. È permessa la ridistribuzione dei momenti flettenti in accordo con le EN 1992-1-1:2004, EN 1993-1:2004 e EN 1994-1-1:2004;

R_d è la corrispondente resistenza di progetto dell'elemento, calcolato in accordo alle regole specifiche del materiale utilizzato (in termini dei valori caratteristici delle proprietà del materiale f_k e del coefficiente parziale γ_M) e in accordo ai modelli meccanici propri della specifica tipologia di sistema strutturale, così come è specificato nelle sezioni da **5** a **9** del presente documento e negli altri relativi Eurocodici.

- (2) Non è necessario tenere in conto gli effetti del secondo ordine (effetti P- Δ) se la seguente condizione è soddisfatta in ogni piano:

$$\theta = \frac{P_{\text{tot}} \times d_r}{V_{\text{tot}} \times h} \leq 0,10 \quad (4.28)$$

dove:

θ è il coefficiente di sensibilità rispetto al movimento relativo tra i piani;

P_{tot} è il carico gravitazionale totale al livello e sopra il piano considerato nella situazione sismica di progetto;

d_r è il valore di progetto del movimento relativo tra i piani, valutato come differenza degli spostamenti laterali medi d_s in sommità e alla base del piano che si sta considerando e calcolato in accordo con il punto **4.3.4**;

V_{tot} è l'azione di taglio totale di un piano; e

h è la distanza tra due impalcati.

- (3) Se $0,1 < \theta \leq 0,2$, gli effetti del secondo ordine possono essere tenuti in conto in via approssimata moltiplicando i relativi effetti dell'azione sismica di un coefficiente pari a: $1 / (1 - \theta)$.
- (4)P Il valore del coefficiente θ non deve essere maggiore di 0,3.
- (5) Se gli effetti dell'azione di progetto E_d sono ottenuti mediante un metodo di analisi non-lineare (vedere punto **4.3.3.4**), **(1)P** del presente sottopunto sia applicato in termini di forze solo per elementi fragili. Per le zone dissipative, che sono progettate e dotate di dettagli locali per la duttilità, si raccomanda che la condizione di resistenza, espressione (4.27), sia soddisfatta in termini di deformazioni della membratura (per esempio cerniera plastica), con appropriati coefficienti parziali del materiale applicati alle capacità di deformazione della membratura [vedere anche EN 1992-1-1:2004, punti **5.7(2)**; **5.7(4)P**].
- (6) Non è necessario che la resistenza a fatica sia verificata sotto la situazione sismica di progetto.

4.4.2.3

Condizione di duttilità globale e locale

- (1)P Si deve verificare che sia gli elementi strutturali sia la struttura nel suo complesso possiedano un'adeguata duttilità, considerando il previsto sfruttamento delle risorse di duttilità, che dipende dal sistema scelto e dal coefficiente di comportamento.
- (2)P Si devono soddisfare i requisiti specifici relativi al materiale, definiti nelle sezioni da **5** a **9**, includendo, quando indicato, disposizioni di progetto relative al criterio della capacità, al fine di ottenere la gerarchia di resistenza per i diversi componenti strutturali, necessaria a garantire che si sviluppi la prevista configurazione di cerniere plastiche e a evitare modi di una rottura fragile.

- (3)P In edifici multipiano deve essere evitata la formazione di un meccanismo plastico di piano debole, poiché tale meccanismo potrebbe comportare un'eccessiva richiesta di duttilità locale nelle colonne del piano debole.
- (4) A meno che non sia diversamente specificato nelle sezioni da **5** a **8**, per soddisfare il requisito di **(3)P**, negli edifici intelaiati, inclusi quelli equivalenti a telaio come definito nel punto **5.1.2(1)**, con due o più piani, si raccomanda che la seguente condizione sia soddisfatta in tutti i collegamenti delle travi sismiche secondarie o primarie con le colonne sismiche primarie:

$$\sum M_{Rc} \geq 1,3 \sum M_{Rb} \quad (4.29)$$

dove:

$\sum M_{Rc}$ è la somma dei valori di progetto dei momenti resistenti delle colonne che convergono nel nodo. Nell'espressione (4.29) si raccomanda di utilizzare il valore minimo dei momenti resistenti delle colonne nell'intervallo delle azioni assiali della colonna prodotte dalla situazione sismica di progetto; e

$\sum M_{Rb}$ è la somma dei valori di progetto dei momenti resistenti delle travi che convergono nel nodo. Quando si utilizzano connessioni a parziale ripristino di resistenza, sono tenuti in conto i momenti resistenti di queste connessioni nel calcolo di $\sum M_{Rb}$.

Nota Un'interpretazione rigorosa dell'espressione (4.29) richiede il calcolo dei momenti al centro del nodo. Questi momenti corrispondono allo sviluppo dei valori di progetto dei momenti resistenti delle colonne o delle travi sulle facce esterne del nodo, più un'opportuna aggiunta per i momenti dovuti ai tagli sulle facce del nodo. Tuttavia, la perdita di accuratezza è minore e la semplificazione raggiunta è considerevole se il taglio ammissibile è trascurato. Questa approssimazione è allora ritenuta accettabile.

- (5) Si raccomanda che l'espressione (4.29) sia soddisfatta nei due piani verticali ortogonali di flessione, che, negli edifici con telai disposti nelle due direzioni ortogonali, sono definiti da queste due direzioni. Si raccomanda che esso sia soddisfatto per entrambe le direzioni (positiva e negativa) di azione dei momenti di trave attorno al nodo, con i momenti della colonna sempre opposti ai momenti di trave. Se il sistema strutturale è un telaio o un sistema equivalente a un telaio in solo una delle due direzioni orizzontali principali del sistema strutturale, allora l'espressione (4.29) dovrebbe essere soddisfatta nel piano verticale in quella direzione.
- (6) Le regole di **(4)** e **(5)** del presente sottopunto non si applicano per l'ultimo piano di edifici multipiano.
- (7) Nelle sezioni da **5** a **7** sono date le regole di progetto relative al criterio della capacità per evitare modi di rottura fragile.
- (8) I requisiti di **(1)P** e **(2)P** del presente sottopunto sono ritenuti soddisfatti se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:
- a) i meccanismi plastici ottenuti da un'analisi di tipo "pushover" sono soddisfacenti;
 - b) le richieste di duttilità globale, di interpiano e locale e quelle di deformazione ottenute da analisi "pushover" (con differenti distribuzioni di carichi laterali) non superano le corrispondenti capacità;
 - c) gli elementi fragili restano in campo elastico.

4.4.2.4

Condizione di equilibrio

- (1)P La struttura dell'edificio deve risultare stabile, includendo il ribaltamento e lo scorrimento, nella situazione sismica di progetto specificata nella EN 1990:2002 punto **6.4.3.4**.
- (2) In particolari casi l'equilibrio può essere verificato per mezzo di metodi basati su bilanci energetici o tenendo conto delle non-linearità geometriche con l'azione sismica definita come descritto nel punto **3.2.3.1**.

4.4.2.5

Resistenza delle membrature orizzontali

- (1)P Le membrature e gli elementi di controvento che giacciono nei piani orizzontali devono essere in grado di trasmettere, con sufficiente sovrarresistenza, gli effetti dovuti all'azione sismica di progetto ai sistemi di controvento cui sono connessi.
- (2) Il requisito in (1)P del presente sottopunto può ritenersi soddisfatto se per le relative verifiche di resistenza, gli effetti dell'azione sismica nella membratura ottenuta dall'analisi è moltiplicata da un coefficiente di sovrarresistenza γ_d maggiore di 1,0.

Nota I valori da attribuire a γ_d per l'utilizzo in una nazione possono essere trovati nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato per i modi di rottura fragile, come per il taglio nelle membrature di calcestruzzo è 1,3 e per i modi di rottura duttile è 1,1.

- (3) Le disposizioni di progetto per membrature di calcestruzzo sono date nel punto 5.10.

4.4.2.6

Resistenza delle fondazioni

- (1)P Il sistema di fondazione deve essere conforme alla EN 1998-5:2004, sezione 5 e alla EN 1997-1:2004.
- (2)P Gli effetti dell'azione sugli elementi di fondazione devono essere valutati sulla base di considerazioni di progetto relativa al criterio della capacità tenendo conto dello svilupparsi di possibili sovrarresistenze, ma è necessario che non siano superiori agli effetti dell'azione corrispondenti alla risposta della struttura sotto la situazione sismica di progetto, avendo assunto un comportamento di tipo elastico ($q = 1,0$).
- (3) Se gli effetti dell'azione relativi alle fondazioni sono stati determinati utilizzando un valore del coefficiente di comportamento q applicabile a strutture poco-dissipative [vedere punto 2.2.2(2)], non è richiesta alcuna considerazione di progetto relativa al criterio della capacità secondo (2)P.
- (4) Per le fondazioni di singoli elementi verticali (pareti o colonne), (2)P del presente sottopunto può ritenersi soddisfatto se i valori di progetto degli effetti delle azioni E_{Fd} sulle fondazioni sono ottenuti come segue:

$$E_{Fd} = E_{F,G} + \gamma_{Rd} \Omega E_{F,E} \quad (4.30)$$

dove:

γ_{Rd} è il coefficiente di sovrarresistenza, preso uguale a 1,0 per $q \leq 3$, o uguale a 1,2 altrimenti;

$E_{F,G}$ è l'effetto dell'azione dovuto alle azioni di tipo non-sismico incluse nella combinazione delle azioni per la situazione sismica di progetto (vedere la EN 1990:2002, punto 6.4.3.4);

$E_{F,E}$ è l'effetto dell'azione ottenuto dall'analisi dell'azione sismica di progetto; e

Ω è il valore di $(R_{di}/E_{di}) \leq q$ della zona dissipativa o dell'elemento i della struttura che ha la più alta influenza sull'effetto E_F considerato; dove

R_{di} è la resistenza di progetto della zona o dell'elemento i ; e

E_{di} è il valore di progetto dell'effetto dell'azione sulla zona o elemento i nella situazione sismica di progetto.

- (5) Per le fondazioni di pareti strutturali o di colonne di telai resistenti a flessione, Ω è il minimo valore del rapporto M_{Rd}/M_{Ed} nelle due direzioni principali ortogonali nella sezione trasversale inferiore dove può formarsi una cerniera plastica nell'elemento verticale, nella situazione sismica di progetto.
- (6) Per le fondazioni delle colonne di telai con controventi concentrici, Ω è il minimo valore del rapporto $N_{pl,Rd}/N_{Ed}$ su tutte le diagonali tese del telaio controventato [vedere punto 6.7.4(1)].
- (7) Per le fondazioni delle colonne di telai con controventi eccentrici, Ω il minimo dei seguenti due valori: del minimo rapporto $V_{pl,Rd}/V_{Ed}$ tra tutti i collegamenti sismici (seismk link) corti, e del minimo rapporto $M_{pl,Rd}/M_{Ed}$ tra tutti i limiti intermedi e lunghi nel telaio controventato [vedere il punto 6.8.3(1)].

- (8) Per le fondazioni comuni a più di un elemento verticale (travi di fondazione, travi rovesce, fondazioni a platea, ecc.), (2)P è ritenuto soddisfatto se il valore di Ω utilizzato nell'espressione (4.30) è ottenuto dall'elemento verticale con la forza di taglio orizzontale maggiore nella situazione sismica di progetto, o, in alternativa, se viene utilizzato un valore $\Omega = 1$ nell'espressione (4.30) con il valore del coefficiente di sovraresistenza γ_{Rd} aumentato a 1,4.

4.4.2.7

Condizioni sul contatto tra edifici dovuto all'azione sismica

- (1)P Gli edifici devono essere protetti nei confronti di possibili collisioni con strutture adiacenti provocate dalla sollecitazione sismica o tra unità strutturalmente indipendenti dello stesso edificio.
- (2) (1)P può ritenersi soddisfatto:
- (a) per gli edifici, o unità strutturalmente indipendenti, che non appartengono alla stesso perimetro, se la distanza tra il perimetro e il possibile punto di impatto non è minore del massimo spostamento orizzontale dell'edificio al corrispondente livello, calcolato in accordo con l'espressione (4.23);
 - (b) per gli edifici, o unità strutturalmente indipendenti, che appartengono alla stesso perimetro, se la distanza tra loro non è minore della radice quadrata della somma dei quadrati (SRSS) del massimo spostamento orizzontale dei due edifici o unità al livello corrispondente, calcolato in accordo con l'equazione (4.23);
- (3) se l'altezza degli impalcati dell'edificio o di unità indipendenti che si stanno progettando è uguale a quella degli edifici o unità adiacenti, la distanza di cui sopra può essere ridotta mediante un fattore moltiplicativo pari a 0,7.

4.4.3

Limitazione del danneggiamento

4.4.3.1

Generalità

- (1) Il "requisito relativo alla limitazione del danneggiamento" è considerato soddisfatto se, per effetto di un'azione sismica caratterizzata da una maggiore probabilità di verificarsi che non l'azione sismica di progetto corrispondente al "requisito di non-collasso" in accordo con i punti **2.1(1)P** e **3.2.1(3)**, i movimenti relativi tra i piani sono limitati in accordo con il punto **4.4.3.2**.
- (2) Potrebbero essere richieste altre verifiche per la limitazione del danneggiamento nei casi di edifici importanti per la protezione civile o che contengono attrezzature sensibili.

4.4.3.2

Limitazione del movimento relativo tra i piani

- (1) Si devono rispettare le seguenti limitazioni a meno che non sia diversamente specificato nelle sezioni da **5** a **9**:
- a) per edifici che hanno elementi non-strutturali, costituiti da materiale fragile, solidali con la struttura:
$$d_r v \leq 0,005 h; \quad (4.31)$$
 - b) per edifici che hanno elementi non-strutturali duttili:
$$d_r v \leq 0,0075 h; \quad (4.32)$$
 - c) per edifici che hanno elementi non-strutturali fissati in modo da non interferire con le deformazioni della struttura o senza elementi non-strutturali:
$$d_r v \leq 0,010 h \quad (4.33)$$
- dove:
- d_r è il valore di progetto del movimento relativo tra i piani, come definito nel punto **4.4.2.2(2)**;
 - h è l'altezza del piano;
 - v è il coefficiente di riduzione che tiene conto del più basso periodo di ritorno dell'azione sismica, associata al requisito di limitazione del danneggiamento.

- (2) Il valore del coefficiente di riduzione può anche dipendere dalla classe di importanza dell'edificio. Implicita nel suo utilizzo è l'ipotesi che lo spettro di risposta elastico dell'azione sismica sotto la quale il "requisito di limitazione del danno" dovrebbe essere soddisfatto [vedere punto 3.2.2.1(1)P] abbia la stessa forma dello spettro di risposta elastico dell'azione sismica di progetto corrispondente al "requisito di stato limite ultimo" in accordo con i punti 2.1(1)P e 3.2.1(3).

Nota I valori da attribuire a ν per l'utilizzo in una nazione possono essere trovati nella sua appendice nazionale. Possono essere definiti differenti valori di ν per le varie zone sismiche della nazione, che dipendono dalle condizioni di rischio sismico e dalla protezione dell'obiettivo del programma. I valori raccomandati di ν sono 0,4 per le classi di importanza III e IV e $\nu = 0,5$ per le classi di importanza I e II.

5 REGOLE SPECIFICHE PER EDIFICI DI CALCESTRUZZO

5.1 Generalità

5.1.1 Scopo e campo di applicazione

- (1)P La sezione 5 si applica alla progettazione di edifici di calcestruzzo armato in zona sismica, chiamati d'ora in avanti edifici di calcestruzzo. Sono trattati sia edifici monolitici gettati in opera sia edifici prefabbricati.
- (2)P Gli edifici di calcestruzzo con telai costituiti da elementi piani utilizzati come elementi sismici primari in accordo con il punto 4.2.2 non sono completamente trattati dalla presente sezione.
- (3)P Per la progettazione degli edifici di calcestruzzo si applica la EN 1992-1-1:2004. Le regole qui riportate vanno ad aggiungersi a quelle date nella EN 1992-1-1:2004.

5.1.2 Termini e definizioni

- (1) Sono stati utilizzati nella sezione 5 i seguenti termini di cui si riporta il relativo significato:

zona critica: Regione di un elemento sismico primario, dove si verifica la combinazione più sfavorevole degli effetti delle azioni (M, N, V, T) e dove si possono formare cerniere plastiche.

Nota Negli edifici di calcestruzzo le zone critiche sono zone dissipative. La lunghezza della zona critica è definita per ogni tipo di elemento sismico primario nel relativo punto della presente sezione.

trave: Elemento strutturale soggetto principalmente a carichi trasversali e a un'azione assiale di progetto normalizzata $\nu_d = N_{Ed}/A_c f_{cd}$ non maggiore di 0,1 (compressione positiva).

Nota In generale, le travi sono orizzontali.

colonna: Elemento strutturale che sostiene carichi gravitazionali per compressione assiale o soggetto a un'azione assiale di progetto normalizzata $\nu_d = N_{Ed}/A_c f_{cd}$ maggiore di 0,1.

Nota In generale, le colonne sono verticali.

parete: Elemento strutturale che sostiene altri elementi e caratterizzato da una sezione trasversale allungata con un rapporto tra lunghezza e spessore l_w/b_w maggiore di 4.

Nota In generale, il piano di una parete è verticale.

parete duttile: Parete incastrata alla base in modo tale che non sia permessa la rotazione relativa della base rispetto al resto del sistema strutturale, e che è progettata e dotata di dettagli locali per dissipare energia in una zona con cerniera plastica flessionale priva di aperture o grandi perforazioni, appena sopra la sua base.

grande parete debolmente armata: Parete con grandi dimensioni trasversali, cioè, una dimensione orizzontale l_w almeno uguale a 4,0 m o due terzi dell'altezza h_w della parete, la minore tra le due, che ci si aspetta che sviluppi una fessurazione e un comportamento inelastico limitati sotto la situazione sismica di progetto.

Nota Ci si aspetta che una tale parete trasformi energia sismica in energia potenziale (mediante un temporaneo innalzamento delle masse strutturali) e in energia dissipata nel terreno mediante oscillazione del corpo rigido, ecc. A causa delle sue dimensioni, o della mancanza di incastro alla base, o del collegamento con grandi pareti trasversali che impediscono la rotazione delle cerniere plastiche alla base, essa non può essere progettata in maniera efficace per dissipare energia mediante cerniere plastiche alla base.

parete accoppiata: Elemento strutturale costituito da due o più pareti singole, connesse secondo uno schema regolare da travi adeguatamente duttili ("travi di connessione"), in grado di ridurre almeno del 25% la somma dei momenti flettenti alla base delle singole pareti pensate come non-collaboranti.

sistema a pareti: Sistema strutturale nel quale i carichi sia verticali sia laterali sono sopportati principalmente da pareti strutturali verticali, sia accoppiate che non, la cui resistenza a taglio alla base dell'edificio è maggiore del 65% della resistenza a taglio totale dell'intero sistema strutturale.

Nota 1 In questa definizione e in quelle seguenti, la frazione della resistenza a taglio può essere sostituita dalla frazione delle forze di taglio nella situazione sismica di progetto.

Nota 2 Se la maggior parte della resistenza a taglio totale delle pareti presenti nel sistema è fornita da pareti accoppiate, il sistema può essere considerato un sistema a pareti accoppiate.

sistema a telaio: Sistema strutturale nel quale i carichi sia verticali sia laterali sono sopportati principalmente da telai spaziali la cui resistenza a taglio alla base dell'edificio è maggiore del 65% della resistenza a taglio totale dell'intero sistema strutturale.

sistema doppio: Sistema strutturale nel quale i carichi verticali sono sopportati principalmente da telai spaziali, mentre i carichi laterali vanno a gravare in parte sul sistema a telaio e in parte sulle pareti con funzione strutturale, accoppiate o disaccoppiate.

sistema doppio equivalente a telaio: Sistema doppio nel quale la resistenza a taglio del sistema a telaio alla base dell'edificio è maggiore del 50% della resistenza a taglio totale dell'intero sistema strutturale.

sistema doppio equivalente a parete: Sistema doppio nel quale la resistenza a taglio delle pareti alla base dell'edificio è maggiore del 50% della resistenza sismica totale dell'intero sistema strutturale.

sistema flessibile torsionalmente: Sistema doppio o a parete che non ha una minima rigidezza torsionale [vedere i punti 5.2.2.1(4)P e (6)].

Nota 1 Un esempio di questo è un sistema strutturale costituito da telai flessibili combinati con pareti concentrate vicino al centro dell'edificio in pianta.

Nota 2 Questa definizione non comprende i sistemi che contengono diverse pareti con molte aperture intorno a servizi e attrezzature verticali. Per tali sistemi si raccomanda di scegliere caso per caso la definizione più appropriata della relativa configurazione strutturale globale.

sistema a pendolo capovolto: Sistema nel quale il 50% o più della massa è posizionato nel terzo superiore dell'altezza della struttura, o nel quale la dissipazione di energia è localizzata principalmente alla base di un singolo elemento dell'edificio.

Nota Edifici a un solo piano con le estremità superiori delle colonne collegate lungo le direzioni principali dell'edificio e con il valore del carico assiale normalizzato della colonna v_d non maggiore di 0,3 in alcun punto, non appartengono a questa categoria.

5.2 Principi per la progettazione

5.2.1 Capacità di dissipare energia e classi di duttilità

(1)P La progettazione di edifici di calcestruzzo in zona sismica deve garantire un'adeguata capacità di dissipazione dell'energia da parte della struttura senza una significativa riduzione della sua resistenza globale nei confronti delle azioni

orizzontali e verticali. A tal fine si applicano i requisiti e i criteri della sezione 2. Si deve garantire un'adeguata resistenza di tutti gli elementi strutturali nella situazione sismica di progetto, e si raccomanda che le richieste di deformazioni non-lineari nelle zone critiche siano adeguate alla duttilità globale ipotizzata nei calcoli.

- (2)P In alternativa, gli edifici di calcestruzzo possono essere progettati per bassa capacità di dissipazione e per bassa duttilità, applicando soltanto le regole della EN 1992-1-1:2004 per la situazione sismica di progetto, e trascurando le specifiche disposizioni date nella presente sezione, purché i requisiti citati nel punto 5.3 siano rispettati. Per gli edifici che non sono isolati alla base (vedere sezione 10), la progettazione con questo metodo alternativo, definito classe di duttilità L (bassa), è raccomandato solo nei casi di bassa sismicità [vedere punto 3.2.1(4)].
- (3)P Gli edifici di calcestruzzo in zona sismica, diversi da quelli a cui si applica (2)P del presente sottopunto, devono essere progettati per fornire una capacità di dissipazione di energia e un comportamento duttile globale. Si garantisce un comportamento duttile globale se la richiesta di duttilità riguarda globalmente un grande volume della struttura in differenti elementi e posizioni in tutti i suoi piani. A tal fine, si raccomanda che le modalità di collasso duttile (per esempio flessionali) precedano le modalità di collasso fragili (per esempio a taglio) con un sufficiente grado di affidabilità.
- (4)P Gli edifici di calcestruzzo progettati in accordo con (3)P del presente sottopunto sono classificati nelle due classi di duttilità DCM (duttilità media) e DCH (duttilità alta), in funzione della loro capacità di dissipazione di tipo isteretico. Entrambe le classi corrispondono a edifici progettati, dimensionati e dotati di dettagli locali in accordo con specifiche disposizioni antisismiche, che permettono alla struttura di sviluppare un meccanismo stabile associato a una grande dissipazione di energia di tipo isteretico sotto cicli di carico ripetuti, senza che si verifichino rotture di tipo fragile.
- (5)P Al fine di garantire la duttilità necessaria per le classi di duttilità M e H, si devono soddisfare per ogni classe disposizioni specifiche per tutti gli elementi strutturali (vedere i punti 5.4 - 5.6). Si utilizzano per ogni classe valori differenti del coefficiente di comportamento q , in relazione alla differente duttilità disponibile relativa alle due classi di duttilità (vedere punto 5.2.2.2).

Nota Limitazioni geografiche sull'utilizzo delle classi di duttilità M e H possono essere trovate nella rispettiva appendice nazionale.

5.2.2

Tipologie strutturali e coefficienti di comportamento

5.2.2.1

Tipologie strutturali

- (1)P Gli edifici di calcestruzzo devono essere classificati in una delle seguenti tipologie strutturali (vedere punto 5.1.2) a seconda del loro comportamento sotto l'effetto di azioni sismiche orizzontali:
- a) sistema a telaio;
 - b) sistema doppio (equivalente a telaio o equivalente a parete);
 - c) sistema a pareti duttili (accoppiate o disaccoppiate);
 - d) sistema a grandi pareti debolmente armate;
 - e) sistema a pendolo capovolto;
 - f) sistema flessibile torsionalmente.
- (2) Eccetto per quelli classificati come sistemi flessibili torsionalmente, gli edifici di calcestruzzo possono essere classificati in una tipologia di sistema strutturale in una direzione orizzontale e in un'altra tipologia nell'altra direzione.
- (3)P Un sistema a pareti deve essere classificato come un sistema a grandi pareti debolmente armate, se, nella direzione orizzontale di interesse, esso comprende almeno due pareti con una dimensione orizzontale non minore di 4,0 m o $2h_w/3$, la minore tra le due, che insieme sostengono almeno il 20% del carico gravitazionale totale posto al di sopra nella situazione sismica di progetto, e ha un periodo fondamentale T_1 , assumendo un vincolo di incastro alla base che impedisce la

rotazione, minore o uguale a 0,5 s. È sufficiente avere solo una parete che rispetta le condizioni sopra in una delle due direzioni, purché: (a) il valore base del coefficiente di comportamento, q_o , in quella direzione sia diviso per un coefficiente 1,5 rispetto al valore dato nel prospetto 5.1 e (b) ci siano almeno due pareti che rispettino le condizioni sopra nella direzione ortogonale.

- (4)P Le prime quattro tipologie di sistemi (cioè sistema a telaio, sistemi doppi e a parete di entrambe i tipi) devono possedere una minima rigidezza torsionale che soddisfi l'espressione (4.1b) in entrambe le direzioni orizzontali.
- (5) Per sistemi a telaio o a parete con elementi verticali che sono ben distribuiti in pianta, il requisito specificato in (4)P del presente sottopunto può essere considerato soddisfatto senza una verifica analitica.
- (6) Si raccomanda che sistemi a telaio, sistemi doppi o a pareti senza una rigidezza torsionale minima in accordo a (4)P del presente sottopunto siano classificati come sistemi flessibili torsionalmente.
- (7) Se un sistema strutturale non è classificato come un sistema a grandi pareti debolmente armate secondo (3)P di cui sopra, allora si raccomanda che tutte le sue pareti siano progettate e dotate di dettagli locali come pareti duttili.

5.2.2.2

Coefficienti di comportamento per azioni sismiche orizzontali

- (1)P Il valore limite superiore del coefficiente di comportamento q , introdotto nel punto 3.2.2.5(3) per tenere conto della capacità di dissipare energia, deve essere valutato per ogni direzione di progetto mediante l'espressione seguente:

$$q = q_o k_w \geq 1,5 \quad (5.1)$$

dove:

q_o è il valore base del coefficiente di comportamento, in relazione alla tipologia del sistema strutturale e alla sua regolarità in elevazione [vedere (2) del presente sottopunto];

k_w è il coefficiente che riflette la modalità di collasso prevalente in sistemi strutturali con pareti [vedere (11)P del presente sottopunto].

- (2) Per gli edifici che sono regolari in elevazione in accordo con il punto 4.2.3.3, i valori base di q_o per le varie tipologie strutturali sono dati nel prospetto 5.1.

prospetto 5.1

Valori base del coefficiente di comportamento, q_o , per sistemi regolari in elevazione

Tipologia strutturale	DCM	DCH
Sistema a telaio, sistema doppio, sistema a pareti accoppiate	$3,0 \alpha_u / \alpha_1$	$4,5 \alpha_u / \alpha_1$
Sistema a pareti disaccoppiate	3,0	$4,0 \alpha_u / \alpha_1$
Sistema flessibile torsionalmente	2,0	3,0
Sistema a pendolo capovolto	1,5	2,0

- (3) Per edifici che non sono regolari in elevazione, si raccomanda che il valore di q_o sia ridotto del 20% [vedere il punto 4.2.3.1(7) e prospetto 4.1].
- (4) α_1 e α_u sono definiti come segue:
- α_1 è il valore per il quale è moltiplicata l'azione sismica di progetto orizzontale al fine di raggiungere prima la resistenza flessionale in una qualsiasi membratura nella struttura, mentre tutte le altre azioni di progetto restano costanti;
- α_u è il valore per il quale è moltiplicata l'azione sismica di progetto orizzontale al fine di formare cerniere plastiche in un numero di sezioni sufficienti per lo sviluppo di un'instabilità strutturale globale, mentre tutte le altre azioni di progetto restano costanti. Il coefficiente α_u può essere ottenuto da un'analisi statica non-lineare (pushover) globale.
- (5) Quando il coefficiente moltiplicativo α_u / α_1 non è stato valutato mediante un calcolo esplicito, per gli edifici che sono regolari in pianta possono essere utilizzati i seguenti valori approssimati di α_u / α_1 .

- a) Telai o sistemi doppi equivalenti a telaio:
- edifici a un piano: $\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$;
 - telai multipiano a una campata: $\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$;
 - telai multipiano a più campate o strutture doppie equivalenti a telaio: $\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$;
- b) sistemi a parete o sistemi doppi equivalenti a parete:
- sistemi a parete con solo due pareti disaccoppiate per direzione orizzontale: $\alpha_u/\alpha_1 = 1,0$;
 - altri sistemi a pareti disaccoppiate: $\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$;
 - sistemi doppi equivalenti a parete o sistemi a pareti accoppiate: $\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$.
- (6) Per gli edifici che non sono regolari in pianta (vedere punto **4.2.3.2**), il valore approssimato di α_u/α_1 che può essere utilizzato quando non si eseguono calcoli per la sua valutazione è uguale alla media di (a) 1,0 e di (b) il valore dato in (5) del presente sottopunto.
- (7) Si possono utilizzare valori di α_u/α_1 più alti di quelli dati in (5) e (6) del presente sottopunto, purché questi siano confermati mediante un'analisi statica non-lineare (pushover) globale.
- (8) Il valore massimo di α_u/α_1 che può essere utilizzato nella progettazione è uguale a 1,5, anche quando l'analisi menzionata in (7) del presente sottopunto fornisce valori più alti.
- (9) Il valore di q_0 dato per sistemi a pendolo capovolto può essere aumentato, se si può mostrare che una dissipazione di energia corrispondentemente più alta è assicurata nella zona critica della struttura.
- (10) Se uno speciale e formale Progetto del Sistema Qualità è applicato alla progettazione, all'appalto e alla costruzione in aggiunta a normali schemi di controllo della qualità, si possono ammettere valori aumentati di q_0 . Non sono ammessi valori aumentati che superino i valori dati nel prospetto 5.1 per più del 20%.
- Nota I valori da attribuire a q_0 utilizzato in una nazione e possibilmente in particolari progetti nella nazione che dipendono dallo speciale Progetto del Sistema Qualità, possono essere trovati nella sua appendice nazionale.
- (11) Il coefficiente k_w che riflette la modalità del collasso prevalente nei sistemi strutturali con pareti deve essere scelto secondo quanto segue:

$$k_w = \left\{ \begin{array}{l} 1,00, \text{ per telai e sistemi doppi equivalenti a telaio} \\ (1 + \alpha_0)/3 \leq 1, \text{ ma non minore di } 0,5 \text{ per pareti, sistemi equivalenti} \\ \text{a parete e sistemi flessibili torsionalmente} \end{array} \right\} \quad (5.2)$$

dove:

α_0 è il rapporto tra le dimensioni prevalenti dei pannelli del sistema strutturale.

- (12) Se il rapporto h_{wi}/l_{wi} di tutte le pareti i di un sistema strutturale non è differente in maniera significativa, il valore del rapporto tra le dimensioni prevalenti α_0 può essere determinato nel modo seguente:

$$\alpha_0 = \sum h_{wi} / \sum l_{wi} \quad (5.3)$$

dove:

h_{wi} è l'altezza della parete i ; e

l_{wi} è la lunghezza della sezione della parete i .

- (13) I sistemi a grandi pareti debolmente armate non possono contare sulla dissipazione di energia nelle cerniere plastiche e per questo si raccomanda che siano progettati come strutture di classe DCM.

5.2.3 Criteri di progettazione

5.2.3.1 Generalità

- (1) I criteri di progettazione nel punto **5.2.1** e nella sezione **2** devono essere applicati agli elementi strutturali antisismici di edifici di calcestruzzo come specificato nei punti **5.2.3.2 - 5.2.3.7**.
- (2) I criteri di progettazione nei punti **5.2.3.2 - 5.2.3.7** si ritengono soddisfatti se sono osservate le regole nei punti **5.4 - 5.7**.

5.2.3.2 Condizione di resistenza locale

- (1)P Tutte le zone critiche della struttura devono soddisfare i requisiti del punto **4.4.2.2(1)**.

5.2.3.3 Regola di progettazione secondo la capacità

- (1)P Meccanismi di collasso fragile o altri meccanismi di collasso indesiderati (per esempio la concentrazione di cerniere plastiche nelle colonne di un singolo piano di un edificio multipiano, la rottura a taglio di elementi strutturali, il collasso di collegamenti trave-colonna, plasticizzazione delle fondazioni o di un qualsiasi elemento che sarebbe dovuto restare elastico) devono essere evitati, definendo gli effetti delle azioni di progetto in particolari zone mediante condizioni di equilibrio che tengano conto della formazione delle cerniere plastiche e della relativa sovrarresistenza nelle zone adiacenti.
- (2) Si raccomanda che le colonne sismiche primarie di strutture a telaio o strutture equivalenti a telaio di calcestruzzo soddisfino i requisiti di progetto secondo la capacità del punto **4.4.2.3(4)** con le seguenti esenzioni:
 - a) in telai piani con almeno quattro colonne aventi circa la stessa sezione trasversale, non è necessario soddisfare l'espressione (4.29) in tutte le colonne, ma solo in tre ogni quattro colonne;
 - b) al piano inferiore di un edificio a due piani se il valore dell'azione assiale normalizzata v_d non è maggiore di 0,3 in qualsiasi colonna.
- (3) Si raccomanda di assumere che l'armatura della soletta parallela alla trave e all'interno della larghezza efficace della flangia, specificata nel punto **5.4.3.1.1(3)**, contribuisce alle capacità flessionali della trave tenute in conto per il calcolo di ΣM_{Rb} nell'espressione (4.29), se è ancorata oltre la sezione della trave alla faccia del nodo.

5.2.3.4 Condizione di duttilità locale

- (1)P Per garantire alla struttura la duttilità globale richiesta, le zone dove potenzialmente possono formarsi cerniere plastiche - che verranno definite più avanti per ogni elemento strutturale - devono possedere grandi capacità di compiere rotazioni plastiche.
- (2) Quanto detto al paragrafo **(1)P** può ritenersi soddisfatto se valgono le seguenti condizioni:
 - a) si garantisce una sufficiente duttilità in termini di curvatura in tutte le zone critiche degli elementi sismici primari, incluse le parti terminali delle colonne (in relazione alla possibilità che si possano formare cerniere plastiche lungo le colonne) (vedere **(3)** del presente sottopunto);
 - b) si prevengono fenomeni di instabilità locale dell'acciaio compresso all'interno delle regioni dove potrebbero formarsi cerniere plastiche negli elementi sismici primari. Regole applicative a tal proposito sono date nei punti **5.4.3** e **5.5.3**;
 - c) si adottano calcestruzzi e acciai di qualità adeguata a garantire la duttilità locale, come segue:
 - si raccomanda che l'acciaio utilizzato nelle zone critiche di elementi sismici primari abbia una caratteristica di elongazione plastica elevata e uniforme [vedere i punti **5.3.2(1)P**, **5.4.1.1(3)P**, **5.5.1.1(3)P**];

- si raccomanda che il rapporto tra la resistenza a trazione e la resistenza a snervamento dell'acciaio utilizzato nelle zone critiche di elementi sismici primari sia adeguatamente maggiore dell'unità; l'acciaio per armatura conforme ai requisiti dei punti **5.3.2(1)P**, **5.4.1.1(3)P** o **5.5.1.1(3)P**, come appropriato, può essere ritenuto rispettoso di questo requisito;
- si raccomanda che il calcestruzzo utilizzato in elementi sismici primari abbia un'adeguata resistenza a compressione e una deformazione a rottura che supera di un adeguato margine la deformazione in corrispondenza della massima resistenza a compressione. Il calcestruzzo conforme ai requisiti dei punti **5.4.1.1(1)P** o **5.5.1.1(1)P**, come appropriato, può essere ritenuto rispettoso di questi requisiti.

(3) Nel caso in cui non fossero disponibili dati più precisi e tranne quando si applica **(4)** del presente sottopunto, quanto detto in **(2)a)** del presente sottopunto si intende soddisfatto se il coefficiente di duttilità in termini di curvatura μ_ϕ in queste zone (definito come il rapporto tra la curvatura al raggiungimento dell'85% del momento resistente, dopo la resistenza di picco, e la curvatura allo snervamento, posto che non vengano superati i limiti di deformazione del calcestruzzo e dell'acciaio ε_{cu} e $\varepsilon_{su,k}$) è almeno uguale ai seguenti valori:

$$\mu_\phi = 2q_0 - 1 \quad \text{se } T_1 \geq T_c \quad (5.4)$$

$$\mu_\phi = 1 + 2(q_0 - 1)T_c / T_1 \quad \text{se } T_1 < T_c \quad (5.5)$$

dove:

q_0 è il corrispondente valore base del coefficiente di comportamento dal prospetto 5.1 e

T_1 è il periodo fondamentale dell'edificio, entrambi presi nel piano verticale in cui ha luogo la flessione, e T_c è il periodo al limite superiore del tratto ad accelerazione costante dello spettro, secondo il punto **3.2.2.2(2)P**.

Nota Le espressioni (5.4) e (5.5) sono basate sulla relazione tra μ_ϕ e il coefficiente di duttilità in termini di spostamento, μ_δ : $\mu_\phi = 2\mu_\delta - 1$, che è generalmente un'approssimazione conservativa per membrature di calcestruzzo, e sulla seguente relazione tra μ_δ e q : $\mu_\delta = q$ se $T_1 \geq T_c$, $\mu_\delta = 1 + (q - 1)T_c/T_1$ se $T_1 < T_c$ (vedere anche il punto B5 nell'appendice informativa B). Si utilizza il valore di q_0 al posto di quello di q , poiché q è minore di q_0 in edifici irregolari, riconoscendo che è necessaria una resistenza laterale più alta per proteggerli. Tuttavia, le richieste di duttilità locale possono realmente essere più alte di quelle corrispondenti al valore di q , così una riduzione nella capacità di duttilità in termini di curvatura non è garantita.

(4) Nelle zone critiche di elementi sismici primari con armatura longitudinale di acciaio di classe B nella EN 1992-1-1:2004, prospetto C.1, si raccomanda che il coefficiente di duttilità in termini di curvatura μ_ϕ sia almeno uguale a 1,5 volte il valore dato dall'espressione (5.4) o (5.5), quella che si applica.

5.2.3.5

Iperstaticità strutturale

(1)P Si deve cercare un elevato grado di iperstaticità accompagnato da una capacità di ridistribuzione, che permette una dissipazione di energia più diffusa e ne incrementa il valore totale. In conseguenza di ciò ai sistemi strutturali caratterizzati da un basso grado di iperstaticità devono essere assegnati valori del coefficiente di comportamento più bassi (vedere prospetto 5.1). La capacità di ridistribuzione necessaria deve essere ottenuta mediante le regole riguardanti la duttilità locale, date nei punti da **5.4** a **5.6**.

5.2.3.6

Membrature sismiche secondarie e resistenze

- (1)P Un limitato numero di membrature strutturali può essere progettato come membrature sismiche secondarie in accordo con il punto **4.2.2**.
- (2) Regole per la progettazione e per i dettagli costruttivi di elementi sismici secondari sono date nel punto **5.7**.
- (3) Meccanismi resistenti o effetti stabilizzanti di cui non si è tenuto esplicitamente conto nei calcoli possono aumentare sia la resistenza sia la dissipazione di energia (si consideri per esempio le reazioni membranali delle solette dovute all'inflessione verso l'alto delle pareti strutturali).

- (4) Gli elementi non-strutturali possono anche contribuire alla dissipazione di energia, se questi sono uniformemente distribuiti in tutta la struttura. Si raccomanda di prendere misure appropriate nei confronti di possibili effetti locali sfavorevoli dovuti all'interazione tra elementi strutturali e elementi non-strutturali (vedere punto **5.9**).
- (5) Per telai con tamponamenti di muratura (che sono un caso frequente di elementi non-strutturali) sono date apposite regole nei punti **4.3.6** e **5.9**.

5.2.3.7

Misure speciali aggiuntive

- (1)P A causa della natura casuale dell'azione sismica e delle incertezze sul comportamento ciclico delle strutture di calcestruzzo in fase post-elastica, l'incertezza globale è sostanzialmente maggiore di quella legata al caso di azioni di tipo non-sismico. Si devono quindi prendere misure al fine di ridurre le incertezze legate alla configurazione strutturale, all'analisi, alla resistenza e alla duttilità.
- (2)P Incertezze rilevanti legate alle resistenze possono essere prodotte da errori nella geometria. Per minimizzare questo tipo di incertezze si devono applicare le seguenti regole:
 - a) si devono rispettare alcune dimensioni minime degli elementi strutturali (vedere i punti **5.4.1.2** e **5.5.1.2**) al fine di diminuire la sensibilità agli errori di geometria;
 - b) si deve limitare il rapporto tra le dimensioni minime e massime degli elementi lineari al fine di minimizzare i rischi di fenomeni di instabilità laterale di questi elementi (vedere i punti **5.4.1.2** e **5.5.1.2.1(2)P**);
 - c) si devono limitare i movimenti interpiano in modo da limitare gli effetti P- Δ nelle colonne [vedere punto **4.4.2.2(2)-(4)**];
 - d) un'adeguata percentuale dell'armatura superiore delle travi, relativa alle sezioni di estremità, deve essere prolungata per tutta la lunghezza della trave [vedere i punti **5.4.3.1.2(5)P**, **5.5.3.1.3(5)P**] per tenere conto dell'incertezza legata alla posizione dei punti di inflessione;
 - e) si deve tenere conto dell'inversione dei momenti, non evidenziata dall'analisi, predisponendo un quantitativo minimo di armatura nella relativa parte delle travi (vedere punto **5.5.3.1.3**);
- (3)P Al fine di minimizzare le incertezze relative alla duttilità, si devono osservare le seguenti regole:
 - a) si deve garantire una minima duttilità locale in tutti gli elementi sismici primari, indipendentemente dalla classe di duttilità adottata in fase di progettazione (vedere punti **5.4** e **5.5**);
 - b) si deve predisporre un minimo di armatura a trazione per evitare una rottura fragile al verificarsi della fessurazione (vedere punto **5.4.3** e **5.5.5**);
 - c) si deve osservare una limitazione appropriata della forza assiale di progetto normalizzata [vedere i punti **5.4.3.2.1(3)P**, **5.4.3.4.1(2)**, **5.5.3.2.1(3)P** e **5.5.3.4.1(2)**] per ridurre le conseguenze del distacco del copriferro (spalling) e per evitare maggiori incertezze relative alla duttilità disponibile per alti valori dell'azione assiale applicata.

5.2.4

Verifiche di sicurezza

- (1)P Per le verifiche allo stato limite ultimo i coefficienti parziali relativi alle proprietà dei materiali γ_c e γ_s devono tenere conto del possibile degrado della resistenza dei materiali dovuto alle deformazioni cicliche.
- (2) Se non sono disponibili informazioni più precise, si raccomanda di applicare i valori dei coefficienti parziali γ_c e γ_s adottati per le situazioni di progetto persistenti e transitorie, ipotizzando che a causa delle disposizioni in materia di duttilità locale il rapporto fra la resistenza residua dopo il degrado e quella iniziale sia approssimativamente uguale al rapporto tra i valori di γ_M relativi alle combinazioni di carico eccezionali e fondamentali.

- (3) Se il degrado della resistenza è tenuto in conto in maniera appropriata nella valutazione delle proprietà dei materiali, si possono utilizzare i valori γ_M corrispondenti alla situazione di progetto eccezionale.

Nota 1 I valori attribuiti ai coefficienti parziali relativi ai materiali γ_c e γ_s per le situazioni di progetto persistenti e transitorie e per le situazioni di progetto eccezionali utilizzati in una nazione possono essere trovati nella sua appendice nazionale alla EN 1992-1-1:2004.

Nota 2 L'appendice nazionale può specificare se i valori di γ_M da utilizzare per la progettazione in zona sismica sono quelli per le situazioni di progetto persistenti e transitorie o per le situazioni di progetto eccezionali. Possono anche essere scelti valori intermedi nell'appendice nazionale, che dipendono da come sono valutate le proprietà del materiale sotto azioni sismiche. La scelta raccomandata è quella di **(2)** del presente sottopunto, che permette di utilizzare lo stesso valore della resistenza di progetto per le situazioni di progetto persistenti e transitorie (per esempio carichi gravitazionali con vento) e per la situazione sismica di progetto.

5.3 Progettazione secondo la EN 1992-1-1

5.3.1 Generalità

- (1) Si raccomanda la progettazione sismica per bassa duttilità (classe di duttilità L), che segue la EN 1992-1-1:2004 senza ulteriori requisiti aggiuntivi oltre a quelli del punto **5.3.2**, solo nei casi di bassa sismicità [vedere punto **3.2.1(4)**].

5.3.2 Materiali

- (1)P Negli elementi sismici primari (vedere punto **4.2.2**), si deve utilizzare l'acciaio di armatura di classe B o C nella EN 1992-1-1:2004, prospetto C.1.

5.3.3 Coefficiente di comportamento

- (1) Si può utilizzare un coefficiente di comportamento q di valore fino a 1,5 per calcolare le azioni sismiche, trascurando il sistema strutturale e la regolarità in elevazione.

5.4 Progettazione per classe DCM

5.4.1 Vincoli geometrici e materiali

5.4.1.1 Requisiti relativi ai materiali

- (1)P Non si deve utilizzare negli elementi sismici primari un calcestruzzo appartenente ad una classe minore di C 16/20.
- (2)P Con l'eccezione di staffe chiuse e legature trasversali, si devono utilizzare unicamente barre ad aderenza migliorata quale acciaio di armatura nelle zone critiche di elementi sismici primari.
- (3)P Nelle zone critiche di elementi sismici primari si devono utilizzare acciaio per armatura di classe B o C della EN 1992-1-1:2004, prospetto C.1.
- (4)P Si possono utilizzare reti saldate se esse rispettano le condizioni riportate in **(2)P** e **(3)P** del presente sottopunto.

5.4.1.2 Vincoli geometrici

5.4.1.2.1 Travi

- (1)P Si deve limitare l'eccentricità della linea d'asse della trave rispetto a quella della colonna a cui è collegata per permettere un efficiente trasferimento dei momenti ciclici fra una trave sismica primaria e una colonna.
- (2) Per soddisfare il requisito specificato in **(1)P** si raccomanda di limitare la distanza tra l'asse geometrico delle due membrature a meno di $b_c/4$, dove b_c è la maggiore dimensione trasversale della colonna normale all'asse longitudinale della trave.

- (3)P Per sfruttare l'effetto favorevole della compressione nella colonna sull'aderenza delle barre orizzontali che passano nel nodo, la larghezza b_w di una trave sismica primaria deve soddisfare la seguente espressione:

$$b_w \leq \min \{ b_c + h_w; 2b_c \} \quad (5.6)$$

dove:

h_w è l'altezza della trave e

b_c è definita in **(2)** del presente sottopunto.

5.4.1.2.2

Colonne

- (1) A meno che $\theta \leq 0,1$ [vedere punto **4.4.2.2(2)**], si raccomanda che le dimensioni della sezione trasversale delle colonne sismiche primarie non siano minori di un decimo della maggiore tra le distanze del punto di inversione della curvatura dovuto a flessione e i punti terminali delle colonne, nel piano parallelo alla dimensione considerata della colonna.

5.4.1.2.3

Pareti duttili

- (1) Si raccomanda che lo spessore dell'anima, b_{wo} , (in metri) soddisfi la seguente espressione:

$$b_{wo} \geq \max \{ 0,15, h_s/20 \} \quad (5.7)$$

dove:

h_s è l'altezza libera di piano in metri.

- (2) Si applicano requisiti aggiuntivi relativi allo spessore degli elementi di contorno confinati delle pareti, come specificato nel punto **5.4.3.4.2(10)**.

5.4.1.2.4

Grandi pareti debolmente armate

- (1) Le disposizioni di cui al punto **5.4.1.2.3(1)** si applicano anche a grandi pareti debolmente armate.

5.4.1.2.5

Regole specifiche per travi che sostengono elementi verticali interrotti

- (1)P Le pareti strutturali non devono contare per il loro sostegno su travi o solette.
- (2)P Per una trave sismica primaria che sostiene colonne che si interrompono al di sotto della trave, si applicano le seguenti regole:
- a) non deve esistere un'eccentricità tra l'asse della colonna e quello della trave;
 - b) la trave deve essere sostenuta da almeno due supporti diretti, come pareti o colonne.

5.4.2

Effetti delle azioni di progetto

5.4.2.1

Generalità

- (1)P Con l'eccezione di pareti sismiche primarie duttili, per le quali si applicano le disposizioni speciali di cui al punto **5.4.2.4**, i valori di progetto dei momenti flettenti e delle forze assiali devono essere ottenuti dall'analisi della struttura per la situazione sismica di progetto in accordo con la EN 1990:2001, punto **6.4.3.4**, tenendo conto degli effetti del secondo ordine in accordo con il punto **4.4.2.2** e dei requisiti di progetto secondo la capacità di cui al punto **5.2.3.3(2)**. È permessa la ridistribuzione dei momenti flettenti in accordo con la EN 1992-1-1. I valori di progetto delle azioni di taglio di travi sismiche primarie, colonne, pareti duttili e pareti debolmente armate, sono determinati in accordo con i punti **5.4.2.2**, **5.4.2.3**, **5.4.2.4** e **5.4.2.5**, rispettivamente.

5.4.2.2

Travi

- (1)P In travi sismiche primarie l'azione di taglio di progetto deve essere determinata in accordo con regole di progettazione secondo la capacità, sulla base dell'equilibrio della trave sotto: a) il carico trasversale agente su di essa nella situazione sismica di progetto e b) i momenti relativi alle sezioni di estremità $M_{i,d}$ (con $i = 1, 2$ che denotano le sezioni di estremità della trave), corrispondente alla formazione della cerniera plastica per le direzioni positive e negative del carico sismico. Si raccomanda di considerare la formazione delle cerniere plastiche alle estremità delle travi o (se esse si formano lì prima) negli elementi verticali collegati ai nodi a cui le estremità della trave sono collegate (vedere figura 5.1).
- (2) Si raccomanda che il paragrafo (1)P del presente sottopunto sia implementato come segue:
- a) in corrispondenza della sezione terminale i , si raccomanda di calcolare due valori per la forza di taglio agente, cioè il massimo $V_{Ed,max,i}$ e il minimo $V_{Ed,min,i}$, corrispondenti ai momenti $M_{i,d}$ di estremità massimo positivo e massimo negativo che possono svilupparsi alle estremità 1 e 2 della trave;
- b) i momenti di estremità $M_{i,d}$ in (1)P e in (2) a) del presente sottopunto possono essere determinati come segue:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rb,i} \min \left(1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}} \right) \quad (5.8)$$

dove:

γ_{Rd} è il coefficiente che tiene conto della possibile sovreresistenza dovuta all'incrudimento dell'acciaio, che nel caso di travi di classe DCM può essere preso uguale a 1,0;

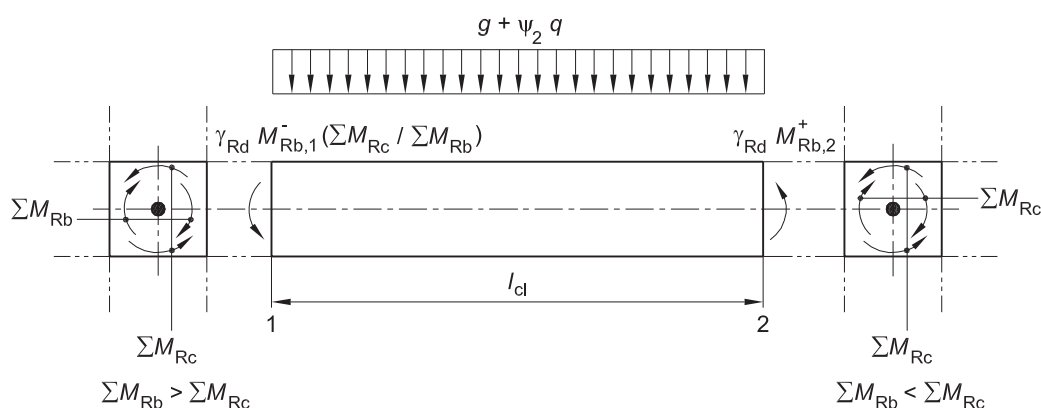
$M_{Rb,i}$ è il valore di progetto del momento resistente della trave all'estremità i nel senso del momento flettente sismico sotto il senso considerato dell'azione sismica;

$\sum M_{Rc}$ e $\sum M_{Rb}$ sono rispettivamente la somma dei valori di progetto dei momenti resistenti delle colonne e la somma dei valori di progetto dei momenti resistenti delle travi che convergono nel nodo [vedere punto 4.4.2.3(4)]. Si raccomanda che il valore di $\sum M_{Rc}$ corrisponda alla(e) azione(i) assiale(i) della colonna nella situazione sismica di progetto per il senso considerato dell'azione sismica;

- c) ad un'estremità della trave dove la trave è sostenuta indirettamente da un'altra trave, invece di essere collegata a una membratura verticale, il momento di estremità della trave $M_{i,d}$ può essere preso uguale al momento agente alla sezione di estremità della trave nella situazione sismica di progetto

figura 5.1

Valori delle forze di taglio sulle travi nell'ottica della progettazione secondo la capacità



5.4.2.3

Colonne

- (1)P In colonne sismiche primarie i valori di progetto dell'azione di taglio devono essere determinati in accordo con la regola di progettazione secondo la capacità, sulla base dell'equilibrio della colonna sotto i momenti relativi alle sezioni di estremità $M_{i,d}$ (con $i = 1,2$ che denotano le sezioni di estremità della trave), corrispondenti alla formazione della cerniera plastica per le direzioni positive e negative del carico sismico. Si raccomanda di considerare la formazione delle cerniere plastiche alle estremità delle travi collegate ai nodi in cui l'estremità della colonna converge o (se esse si formano lì prima) nelle estremità delle colonne (vedere figura 5.2).
- (2) I momenti di estremità $M_{i,d}$ in (1)P del presente sottopunto possono essere determinati con la seguente espressione:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rc,i} \min \left(1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}} \right) \quad (5.9)$$

dove:

γ_{Rd} è il coefficiente che tiene conto della sovraresistenza dovuta all'incrudimento dell'acciaio e al confinamento del calcestruzzo della zona compressa della sezione, preso uguale a 1,1;

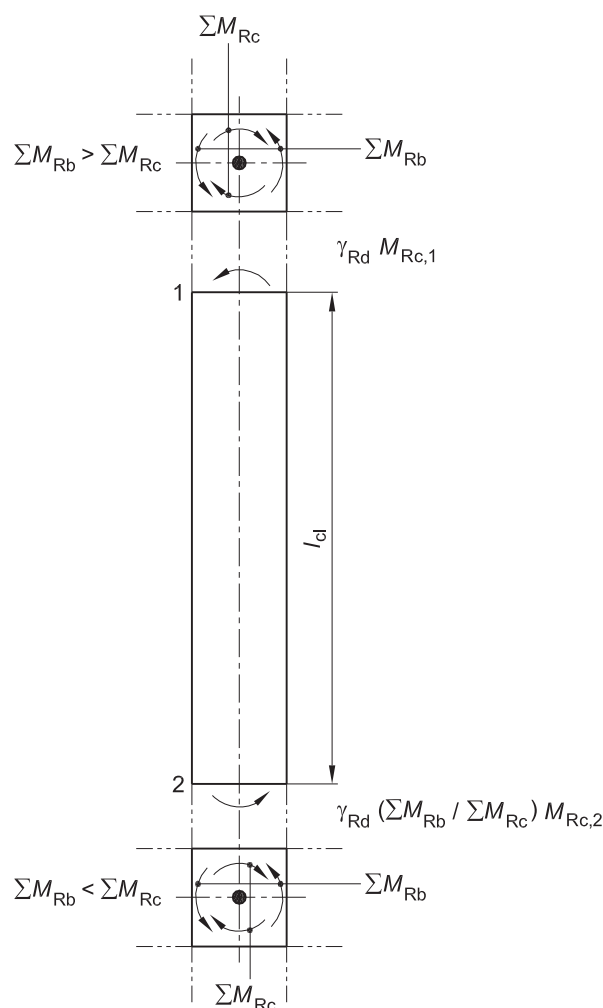
$M_{Rc,i}$ è il valore di progetto del momento resistente della colonna all'estremità i nel senso del momento flettente sismico sotto il senso considerato dell'azione sismica;

$\sum M_{Rc}$ e $\sum M_{Rb}$ sono definiti nel punto 5.4.2.2(2).

- (3) Si raccomanda che i valori di $M_{Rc,i}$ e $\sum M_{Rc}$ corrispondano alla(e) azione(i) assiale(i) nella colonna nella situazione sismica di progetto per il senso considerato dell'azione sismica.

figura 5.2

Valori delle forze di taglio nelle colonne nell'ottica della progettazione secondo la capacità



5.4.2.4

Disposizioni specifiche per pareti duttili

- (1)P Le incertezze legate all'analisi e agli effetti dinamici in campo plastico devono essere tenute in considerazione, almeno mediante un metodo semplificato appropriato. Se non è disponibile un metodo più preciso, si possono utilizzare le regole presentate nei punti seguenti per gli involucri di progetto relativi ai momenti flettenti e per i coefficienti di amplificazione delle forze di taglio.
- (2) È permessa una redistribuzione fino al 30% degli effetti dell'azione sismica fra pareti sismiche primarie, purché non si verifichi una riduzione nella richiesta totale di resistenza. 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 sia influenzato 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 dalla(e) parete(i) che è/sono soggetta(e) a modesta compressione o a trazione semplice a quelle che sono soggette a una elevata compressione assiale.
- (3) Nelle pareti accoppiate è permessa una redistribuzione fino al 20% degli effetti dell'azione sismica tra le travi di collegamento di piani differenti, purché non sia influenzata l'azione assiale sismica alla base di ogni singola parete (la risultante delle forze di taglio nelle travi di collegamento).
- (4)P Le incertezze legate alla distribuzione dei momenti lungo l'altezza di pareti sismiche primarie snelle (con un rapporto tra l'altezza e la lunghezza h_w/l_w maggiore di 2,0) devono essere tenute in debita considerazione.

- (5) È possibile soddisfare il requisito specificato in **(4)P** del presente sottopunto applicando la seguente procedura semplificata, indipendentemente dal tipo di analisi utilizzata.

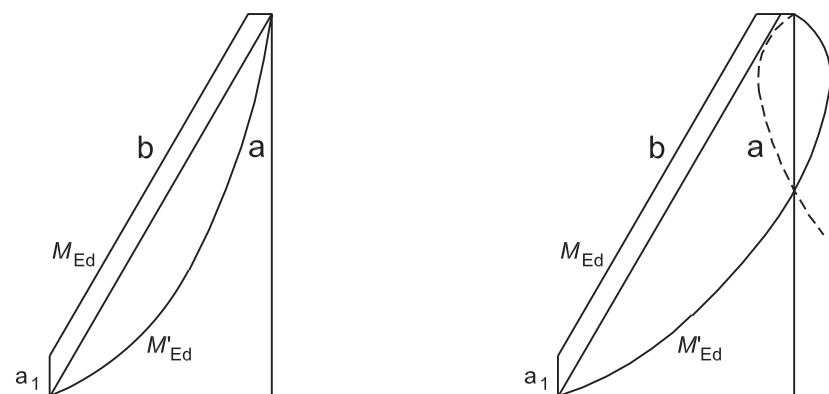
Si raccomanda che il diagramma del momento flettente di progetto lungo l'altezza della parete sia dato da un inviluppo del diagramma del momento flettente ottenuto dall'analisi, traslato verticalmente (tension shift). La curva di inviluppo può essere assunta lineare se la struttura non presenta eccessive discontinuità nella distribuzione delle masse, rigidezze o resistenze lungo la sua altezza (vedere figura 5.3). Si raccomanda che la traslazione verticale sia compatibile con l'inclinazione del puntone presa nella verifica agli stati limite ultimi per taglio, con una possibile distribuzione a ventaglio di puntoni vicino alla base, e con gli impalcati agenti come legature.

figura 5.3

Inviluppo di progetto dei momenti flettenti agenti su pareti snelle (a sinistra: sistemi a pareti; a destra: sistemi doppi)

Legenda

- a Diagramma del momento ottenuto dall'analisi
- b Inviluppo di progetto
- a_1 Traslazione verticale (tension shift)



- (6)P Si deve tener conto del possibile aumento del valore delle forze di taglio in corrispondenza della base di una parete sismica primaria a seguito dello snervamento.
- (7) Il requisito specificato in **(6)P** del presente sottopunto può essere soddisfatto se le forze di taglio di progetto sono considerate il 50% più alte delle forze di taglio ottenute dall'analisi.
- (8) Nei sistemi doppi che contengono pareti snelle si raccomanda di utilizzare l'inviluppo di progetto delle forze di taglio in accordo con la figura 5.4, per tenere conto delle incertezze negli effetti dei modi più alti.

figura 5.4

Inviluppo di progetto delle forze di taglio nelle pareti di un sistema doppio

Legenda

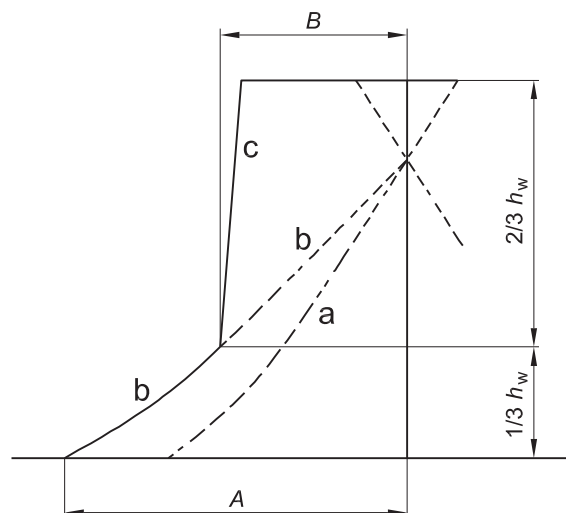
a Diagramma del taglio ottenuto dall'analisi

b Diagramma del taglio amplificato

c Inviluppo di progetto

A $V_{\text{parete,base}}$

B $V_{\text{parete,sommità}} \geq V_{\text{parete,base}}/2$



5.4.2.5

Disposizioni specifiche per grandi pareti debolmente armate

- (1)P Per garantire che lo snervamento a flessione preceda il raggiungimento dello stato limite ultimo (ULS) per taglio, la forza di taglio V'_{Ed} ottenuta dall'analisi deve essere aumentata.
- (2) Il requisito in (1)P del presente sottopunto si ritiene soddisfatto se ad ogni piano della parete la forza di taglio di progetto V_{Ed} è ottenuta dalla forza di taglio calcolata dall'analisi, V'_{Ed} , in accordo con la seguente espressione:

$$V_{Ed} = V'_{Ed} \frac{q+1}{2} \quad (5.10)$$

- (3)P Le azioni assiali dinamiche aggiuntive sviluppate in pareti grandi dovute all'innalzamento dal terreno, o dovute all'apertura e chiusura di fessure orizzontali, devono essere tenute in conto nella verifica agli stati limite ultimi ULS della parete per flessione con azione assiale.
- (4) A meno che non siano disponibili i risultati di un calcolo più preciso, la componente dinamica della forza assiale nella parete in (3)P del presente sottopunto può essere considerata il 50% della forza assiale nella parete dovuta ai carichi gravitazionali presenti nella situazione sismica di progetto. Si raccomanda che questa forza sia presa con il segno più o meno, il più sfavorevole tra i due.
- (5) Se il valore del coefficiente di comportamento q non è maggiore di 2,0, l'effetto della forza assiale dinamica in (3) e (4) del presente sottopunto può essere trascurato.

5.4.3

Verifiche allo stato limite ultimo (ULS) e dettagli costruttivi

5.4.3.1

Travi

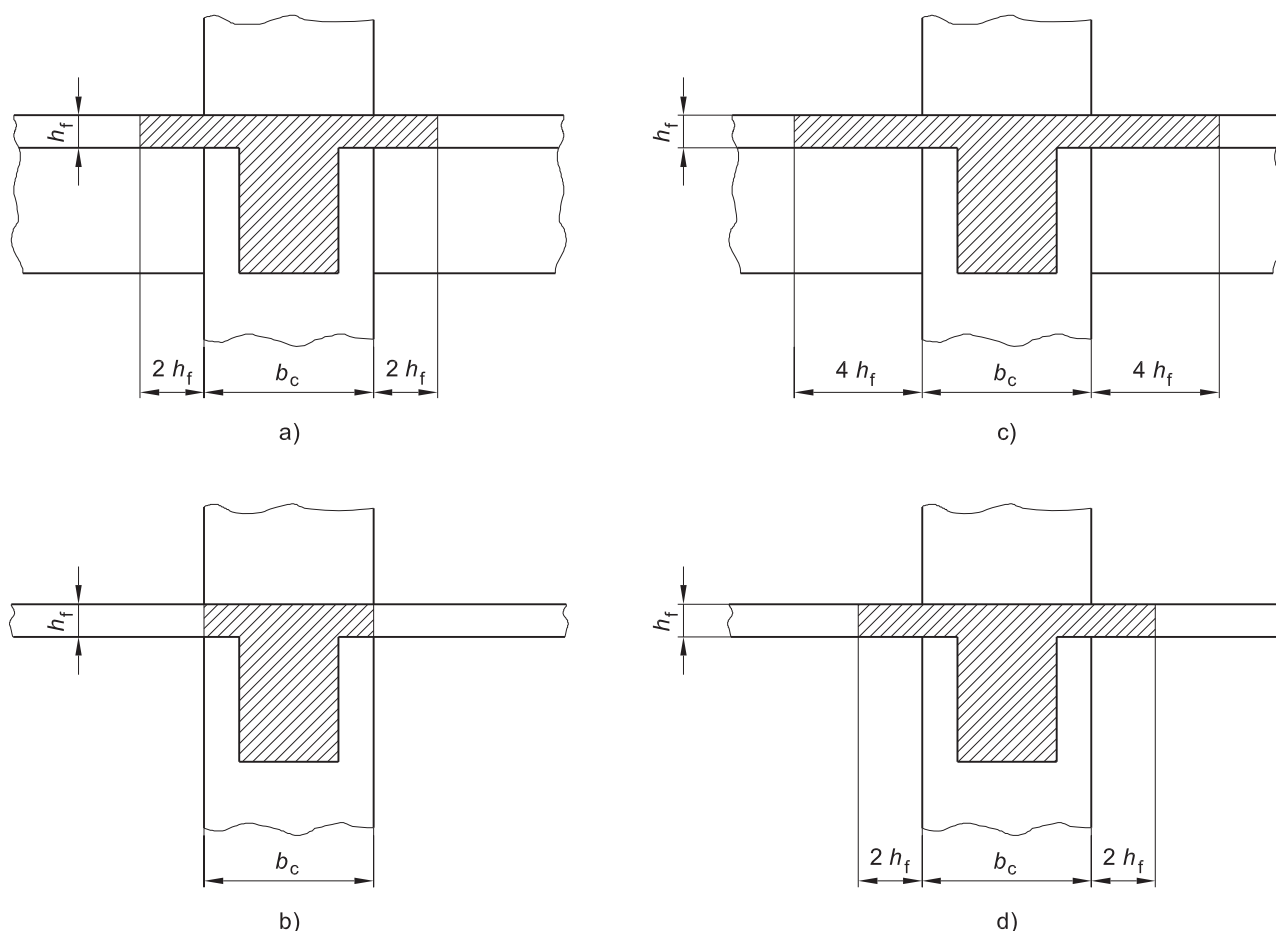
5.4.3.1.1

Resistenza a flessione e a taglio

- (1) Si raccomanda che le resistenze a flessione e a taglio siano calcolate in accordo con la EN 1992-1-1:2004.

- (2) Si raccomanda che l'armatura al lembo superiore delle sezioni terminali di travi sismiche primarie a T o a L sia disposta principalmente all'interno della larghezza dell'anima. Solo parte di questa armatura può essere disposta esternamente alla larghezza dell'anima, ma comunque entro la larghezza efficace della flangia, b_{eff} .
- (3) La larghezza efficace della flangia b_{eff} può essere assunta come segue:
 - a) per travi sismiche primarie collegate a colonne esterne, la larghezza efficace della flangia b_{eff} è assunta, in assenza di una trave trasversale, uguale alla larghezza b_c della colonna (figura 5.5b), o, se c'è una trave trasversale di altezza simile, uguale a questa larghezza aumentata di un valore pari a $2h_f$ su ciascun lato della trave (figura 5.5a).
 - b) per travi sismiche primarie collegate a colonne interne, le larghezze di cui sopra possono essere aumentate di un valore pari a $2h_f$ su ciascun lato della trave (figura 5.5c e d).

figura 5.5 Larghezza efficace b_{eff} della flangia per travi collegate a colonne



5.4.3.1.2

Dettagli costruttivi per la duttilità locale

- (1)P Devono essere considerate come zone critiche le zone di una trave sismica primaria che cadono entro una distanza pari a $l_{cr} = h_w$ (dove h_w rappresenta l'altezza della trave) da una sezione trasversale terminale in cui la trave è collegata a un nodo trave-colonna, come pure da entrambi i lati di qualsiasi altra sezione trasversale in cui possono verificarsi plasticizzazioni sotto la situazione sismica di progetto.
- (2) Nelle travi sismiche primarie che sostengono elementi verticali interrotti (cut-off), si raccomanda che le zone fino a una distanza di $2h_w$ da ogni lato degli elementi verticali sostenuti siano considerate zone critiche.

- (3)P Per soddisfare il requisito di duttilità locale nelle zone critiche di travi sismiche primarie, il valore del coefficiente di duttilità in termini di curvatura μ_f deve essere almeno uguale al valore dato nel punto 5.2.3.4(3).
- (4) Il requisito specificato in (3)P del presente sottopunto può ritenersi soddisfatto, se le seguenti condizioni sono rispettate in entrambe le flange della trave:
- un'armatura, pari a non meno della metà dell'armatura presente in zona tesa, deve essere disposta in zona compressa in aggiunta all'armatura compressa necessaria per la verifica allo stato limite ultimo della trave nella situazione sismica di progetto;
 - il rapporto di armatura relativo all'armatura tesa ρ non è maggiore di valore ρ_{\max} uguale a:

$$\rho_{\max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_f \varepsilon_{sy,d}} \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (5.11)$$

con i rapporti di armatura relativi alla zona tesa e a quella compressa, ρ e ρ' , entrambi normalizzati a b_d , dove b è la larghezza della flangia compressa della trave. Se la zona tesa include una soletta, la quantità di armatura della soletta parallela alla trave all'interno della larghezza efficace della flangia definita nel punto 5.4.3.1.1(3) è inclusa in ρ .

- (5)P Lungo l'intera lunghezza di una trave sismica primaria, il rapporto di armatura in zona tesa, ρ , non deve essere minore del seguente valore minimo ρ_{\min} :

$$\rho_{\min} = 0,5 \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) \quad (5.12)$$

- (6)P Entro le zone critiche di travi sismiche primarie, devono essere predisposte staffe che rispondano alle seguenti condizioni:

- il diametro d_{bw} delle staffe (in millimetri) non deve essere minore di 6;
- il passo s delle staffe (in millimetri) non deve essere maggiore di:

$$s = \min\{h_w/4; 24d_{bw}; 225; 8d_{bL}\} \quad (5.13)$$

dove:

d_{bL} è il diametro della barra longitudinale minima (in millimetri); e

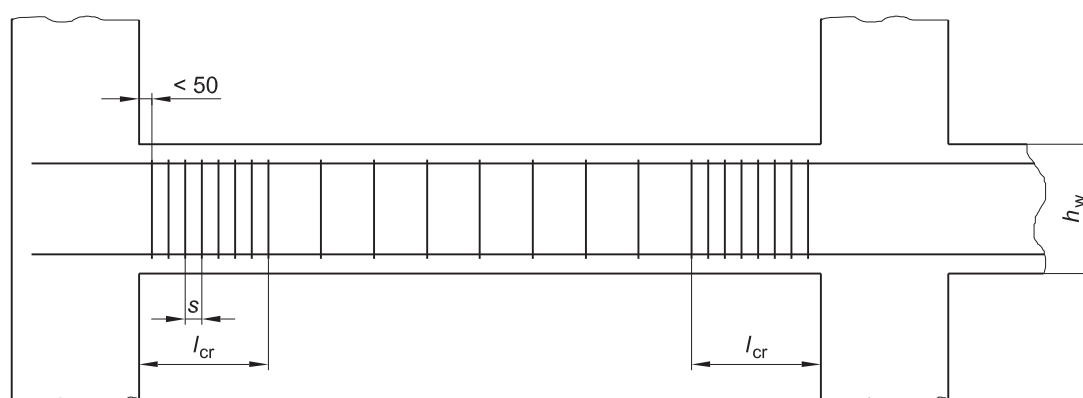
h_w l'altezza della trave (in millimetri);

- la prima staffa non deve essere posizionata a più di 50 mm dalla sezione terminale della trave (vedere figura 5.6).

figura 5.6

Armatura trasversale nelle zone critiche delle travi

Dimensioni in millimetri



5.4.3.2 Colonne

5.4.3.2.1 Resistenze

- (1)P La resistenza a flessione e a taglio deve essere calcolata in accordo con la EN 1992-1-1:2004, utilizzando il valore dell'azione assiale che risulta dall'analisi nella situazione sismica di progetto.
- (2) La flessione biassiale può essere tenuta in conto in un modo semplificato eseguendo la verifica separatamente in ogni direzione, con il momento resistente lungo un asse ridotto del 30%.
- (3)P Nelle colonne sismiche primarie il valore della forza assiale normalizzata ν_d non deve essere maggiore di 0,65.

5.4.3.2.2 Dettagli costruttivi di colonne sismiche primarie per la duttilità locale

- (1)P Il rapporto di armatura longitudinale totale ρ_l deve essere non minore di 0,01 e non maggiore di 0,04. In sezioni trasversali simmetriche si raccomanda di disporre un'armatura simmetrica ($\rho = \rho'$).
- (2)P Almeno una barra intermedia deve essere disposta fra le barre d'angolo lungo ogni lato della colonna al fine di garantire l'integrità dei nodi trave-colonna.
- (3)P Le zone entro una distanza pari a l_{cr} da entrambe le sezioni terminali di una colonna sismica primaria devono essere considerate come zone critiche.
- (4) In assenza di informazioni più precise, la lunghezza della zona critica l_{cr} (in metri) può essere calcolata con la seguente espressione:

$$l_{cr} = \max \{h_c; l_{cl} / 6; 0,45\} \quad (5.14)$$

dove:

h_c è la dimensione maggiore della sezione trasversale della colonna (in metri); e

l_{cl} è la lunghezza libera della colonna (in metri).

- (5)P Se $l_c/h_c < 3$, l'intera altezza della colonna sismica primaria deve essere considerata come zona critica e deve essere armata di conseguenza.
- (6)P Nella zona critica alla base delle colonne sismiche primarie si raccomanda di garantire un valore del coefficiente di duttilità in termini di curvatura, μ_ϕ , almeno uguale a quello dato nel punto **5.2.3.4(3)**.
- (7)P Se per il valore specificato di μ_ϕ è necessaria una deformazione del calcestruzzo maggiore di $\varepsilon_{cu2} = 0,0035$ in qualunque punto della sezione trasversale, la compensazione per la perdita di resistenza dovuta al distacco (spalling) del calcestruzzo deve essere ottenuta per mezzo di un adeguato confinamento del nucleo di calcestruzzo, sulla base delle proprietà del calcestruzzo confinato date nella EN 1992-1-1:2004, punto **3.1.9**.
- (8) I requisiti specificati in **(6)P** e **(7)P** del presente sottopunto risultano soddisfatti se:

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_\phi \nu_d \times \varepsilon_{sy,d} \times \frac{b_c}{b_o} - 0,035 \quad (5.15)$$

dove:

ω_{wd} è il rapporto meccanico volumetrico della staffatura di confinamento all'interno della zone critiche:

$$\left[\omega_{wd} = \frac{\text{volume delle staffe di confinamento}}{\text{volume del nucleo di calcestruzzo}} \times \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \right]$$

μ_ϕ è il valore richiesto del coefficiente di duttilità in termini di curvatura;

ν_d è la forza assiale di progetto ($\nu_d = N_{Ed}/A_c \times f_{cd}$);

$\varepsilon_{sy,d}$ è il valore di progetto della deformazione dell'acciaio in corrispondenza della tensione di snervamento;

h_c è la profondità della sezione trasversale lorda (parallela alla direzione orizzontale in cui si applica il valore di μ_ϕ utilizzato in (6)P del presente sottopunto);

h_o è la profondità del nucleo confinato (con riferimento alla linea media delle staffe);

b_c è la larghezza della sezione trasversale lorda;

b_o è la larghezza del nucleo confinato (con riferimento alla linea media delle staffe);

α è il coefficiente di efficacia del confinamento, uguale a $\alpha = \alpha_n \times \alpha_s$, con:

a) per sezione rettangolare:

$$\alpha_n = 1 - \sum_n b_i^2 / 6b_o h_o \quad (5.16a)$$

$$\alpha_s = (1 - s/2b_o)(1 - s/2h_o) \quad (5.17a)$$

dove:

n è il numero totale di barre longitudinali contenute lateralmente da staffe o legature; e

b_i è la distanza tra barre consecutive contenute (vedere figura 5.7; anche per b_o, h_o, s);

b) per sezioni trasversali circolari con staffe circolari e diametro del nucleo confinato D_o (con riferimento alla linea media delle staffe):

$$\alpha_n = 1 \quad (5.16b)$$

$$\alpha_s = (1 - s/2D_o)^2 \quad (5.17b)$$

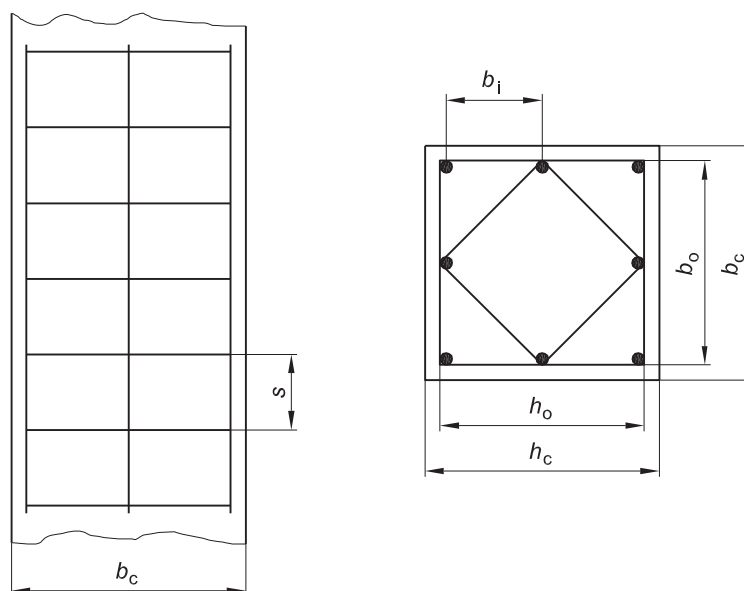
c) per sezioni trasversali circolari con staffa a spirale:

$$\alpha_n = 1 \quad (5.16c)$$

$$\alpha_s = (1 - s/2D_o) \quad (5.17c)$$

figura 5.7

Confinamento del nucleo di calcestruzzo



- (9) Si raccomanda di fornire un valore minimo di ω_{wd} uguale a 0,08 all'interno della zona critica alla base delle colonne sismiche primarie.

- (10)P All'interno delle zone critiche delle colonne sismiche primarie, staffe e legature, di almeno 6 mm di diametro, devono essere disposte a un passo tale per cui sia garantita una duttilità minima e sia evitata l'instabilità locale delle barre longitudinali. La disposizione delle staffe deve essere tale che la sezione trasversale abbia benefici dalle condizioni di sforzo triassiale prodotte dalle staffe.
- (11) Le condizioni minime di **(10)P** del presente sottopunto sono ritenute soddisfatte se le seguenti condizioni sono rispettate.
- a) Il passo, s , delle staffe (in millimetri) non è maggiore di:
- $$s = \min\{b_o/2; 175; 8 d_{bL}\} \quad (5.18)$$
- dove:
- b_o (in millimetri) è la dimensione minima del nucleo di calcestruzzo (con riferimento alla linea media delle staffe); e
- d_{bL} è il diametro minimo delle barre longitudinali (in millimetri).
- b) La distanza tra barre longitudinali consecutive contenute da staffe o legature non è maggiore di 200 mm, tenendo conto della EN 1992-1-1:2004, punto **9.5.3(6)**.
- (12)P L'armatura trasversale all'interno della zona critica alla base di colonne sismiche primarie può essere determinata come specificato nella EN 1992-1-1:2004, purché il valore del carico assiale normalizzato nella situazione sismica di progetto sia minore di 0,2 e il valore del coefficiente di comportamento q utilizzato in fase di progetto non sia maggiore di 2,0.

5.4.3.3

Nodi trave-colonna

- (1) Si raccomanda che l'armatura orizzontale di confinamento nei nodi di travi sismiche primarie con colonne non sia minore di quella specificata nel punto **5.4.3.2.2(8)-(11)** per le zone critiche di colonne, con l'eccezione del caso riportato nel seguente paragrafo.
- (2) Se le travi convergono in tutti e quattro i lati del nodo e la loro larghezza è almeno tre quarti della dimensione parallela della sezione trasversale della colonna, il passo dell'armatura di confinamento orizzontale nel nodo può essere aumentato del doppio rispetto a quanto specificato in **(1)** del presente sottopunto, ma non può essere maggiore di 150 mm.
- (3)P Almeno una barra verticale intermedia (tra le barre d'angolo di una colonna) deve essere disposta per ogni lato di un nodo di travi e colonne sismiche primarie.

5.4.3.4

Pareti duttili

5.4.3.4.1

Resistenza a taglio e flessione

- (1)P La resistenza a flessione e a taglio deve essere calcolata in accordo con la EN 1992-1-1:2004, a meno che non sia specificato altrimenti nei seguenti paragrafi, utilizzando il valore della forza assiale che risulta dall'analisi nella situazione sismica di progetto.
- (2) Si raccomanda che nelle pareti sismiche primarie il valore del carico assiale normalizzato v_d non sia maggiore di 0,4.
- (3)P Si deve tenere conto dell'armatura d'anima verticale nel calcolo della resistenza a flessione delle sezioni della parete.
- (4) Si raccomanda che sezioni di pareti composte costituite da segmenti rettangolari collegati o che si intersecano (sezioni a L, T, U, I o simili) siano considerate unità intere, che consistono di un'anima o anime parallele o approssimativamente parallele alla direzione della forza di taglio sismica agente e una flangia o flange normali o approssimativamente normali ad essa. Per il calcolo della resistenza flessionale, si raccomanda che la larghezza efficace della flangia su ciascun lato di un'anima sia considerata estendersi dalla faccia dell'anima del valore minimo tra:
- a) la larghezza reale della flangia;
- b) la metà della distanza da un'anima vicina della parete; e

- c) il 25% dell'altezza totale della parete al di sopra del livello considerato.

5.4.3.4.2

Dettagli costruttivi per la duttilità locale

- (1) L'altezza della zona critica h_{cr} al di sopra della base della parete può essere valutata come segue:

$$h_{cr} = \max [l_w, h_w/6] \quad (5.19a)$$

ma

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2 \times l_w \\ h_s \\ 2 \times h_s \end{cases} \quad \begin{matrix} \text{per } n \leq 6 \text{ piani} \\ \text{per } n \geq 7 \text{ piani} \end{matrix} \quad (5.19b)$$

dove:

h_s è l'altezza libera di piano e dove la base è definita come il livello della fondazione o della sommità del piano interrato con diaframmi rigidi e pareti perimetrali.

- (2) Si raccomanda di fornire nelle zone critiche delle pareti un valore μ_ϕ del coefficiente di duttilità in termini di curvatura almeno uguale a quello calcolato dalle espressioni (5.4), (5.5) nel punto **5.2.3.4(3)** con il valore base del coefficiente di comportamento q_o in queste espressioni sostituito dal prodotto di q_o volte il massimo valore del rapporto M_{Ed}/M_{Rd} alla base della parete nella situazione sismica di progetto, dove M_{Ed} è il momento flettente di progetto ottenuto dall'analisi e M_{Rd} è la resistenza flessionale di progetto.
- (3) A meno che non sia utilizzato un metodo più preciso, il valore di μ_ϕ specificato in **(2)** del presente sottopunto può essere fornito dall'armatura di confinamento all'interno delle regioni di estremità della sezione trasversale, chiamate elementi di contorno, la cui estensione si raccomanda che sia determinata in accordo con **(6)** del presente sottopunto. Si raccomanda che la quantità di armatura di confinamento sia determinata in accordo con **(4)** e **(5)** del presente sottopunto.
- (4) Per pareti di sezione trasversale rettangolare, si raccomanda che il rapporto meccanico volumetrico dell'armatura di confinamento richiesta ω_{wd} negli elementi di contorno soddisfi la seguente espressione, con i valori di μ_ϕ specificati in **(2)** del presente sottopunto:

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_\phi (\nu_d + \omega_v) \varepsilon_{sy,d} \times \frac{b_c}{b_o} - 0,035 \quad (5.20)$$

dove i parametri sono definiti nel punto **5.4.3.2.2(8)**, eccetto ω_v , che è il rapporto meccanico dell'armatura d'anima verticale ($\omega_v = \rho_v f_{yd,v}/f_{cd}$).

- (5) Per pareti con elementi di contorno o flange, o con una sezione che consiste di parecchie parti rettangolari (sezioni a forma di T, L, I, U, ecc.), il rapporto meccanico volumetrico dell'armatura di confinamento negli elementi di contorno può essere determinato come segue:

- a) la forza assiale N_{Ed} e l'area totale dell'armatura verticale d'anima A_{sv} devono essere normalizzati a $h_c b_c f_{cd}$, con la larghezza dell'elemento di contorno o della flangia in compressione presa come la larghezza della sezione trasversale b_c ($\nu_d = N_{Ed}/h_c b_c f_{cd}$, $\omega_v = (A_{sv}/h_c b_c) f_{yd}/f_{cd}$). La profondità dell'asse neutro x_u alla curvatura ultima dopo il distacco (spalling) del calcestruzzo esterno al nucleo confinato degli elementi di contorno può essere stimata come:

$$x_u = (\nu_d + \omega_v) \frac{l_w b_c}{b_o} \quad (5.21)$$

dove:

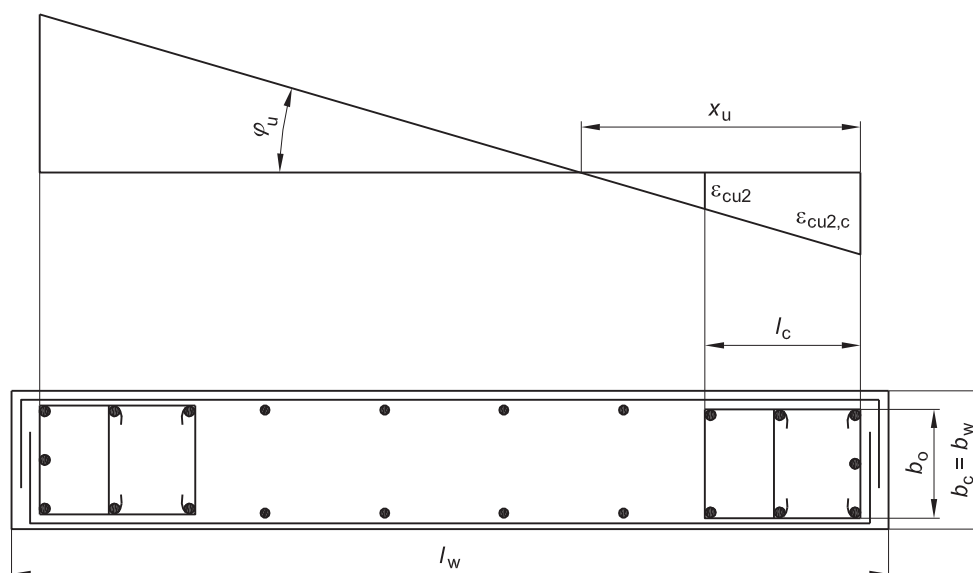
b_o è la larghezza del nucleo confinato nell'elemento di contorno o flangia. Se il valore di x_u dato dall'espressione (5.21) non supera la profondità dell'elemento di contorno o flangia dopo il distacco (spalling) del calcestruzzo di copriferro, allora il rapporto meccanico volumetrico dell'armatura di confinamento nell'elemento di contorno o flangia è

determinato come in a) del presente sottopunto [cioè dall'espressione (5.20), punto **5.4.3.4.2(4)**], con ν_d , ω_v , b_c e b_o relative alla larghezza dell'elemento di contorno o flangia;

- b) se il valore di x_u supera l'altezza dell'elemento di contorno o flangia dopo il distacco (spalling) del calcestruzzo di copriferro, si può seguire il metodo generale basato su: 1) la definizione del coefficiente di duttilità in termini di curvatura $\mu_\phi = \phi_u / \phi_y$, 2) il calcolo di ϕ_u come $\varepsilon_{cu2,c} / x_u$ e di ϕ_y come $\varepsilon_{sy} / (d - x_y)$, 3) l'equilibrio della sezione per la stima della profondità dell'asse neutro x_u e x_y , e 4) la resistenza e la deformazione ultima del calcestruzzo confinato, $f_{ck,c}$ e $\varepsilon_{cu2,c}$ in funzione dello sforzo di confinamento laterale efficace dato nella EN 1992-1-1:2004, punto **3.1.9**. Si raccomanda che l'armatura di confinamento richiesta, se necessario, e le lunghezze della parete confinata siano calcolate di conseguenza.
- (6) Si raccomanda che il confinamento descritto in **(3)-(5)** del presente sottopunto si estenda verticalmente per un'altezza h_{cr} della zona critica definita nel punto **5.4.3.4.2(1)** e orizzontalmente lungo una lunghezza l_c misurata dalla fibra estrema compressa della parete fino al punto dove il calcestruzzo non confinato può frantumarsi ed essere espulso per le grandi deformazioni di compressione. Se non sono disponibili dati più precisi, la deformazione a compressione a cui il distacco (spalling) è attesa può essere presa pari a $\varepsilon_{cu2} = 0,0035$. L'estensione dell'elemento di contorno confinato può essere limitata fino a una distanza di $x_u(1 - \varepsilon_{cu2} / \varepsilon_{cu2,c})$ dalla linea media della staffa vicino alla fibra estrema compressa, con la profondità della zona compressa confinata x_u alla curvatura ultima stimata dall'equilibrio [vedere espressione (5.21) per una larghezza costante b_o della zona compressa confinata] e la deformazione ultima $\varepsilon_{cu2,c}$ del calcestruzzo confinato stimata sulla base della EN 1992-1-1:2004, punto **3.1.9** come $\varepsilon_{cu2,c} = 0,0035 + 0,1 \alpha \omega_{wd}$ (figura 5.8). Come minimo, si raccomanda che la lunghezza l_c dell'elemento di contorno confinato non sia presa minore di $0,15l_w$ o $1,50b_w$.

figura 5.8

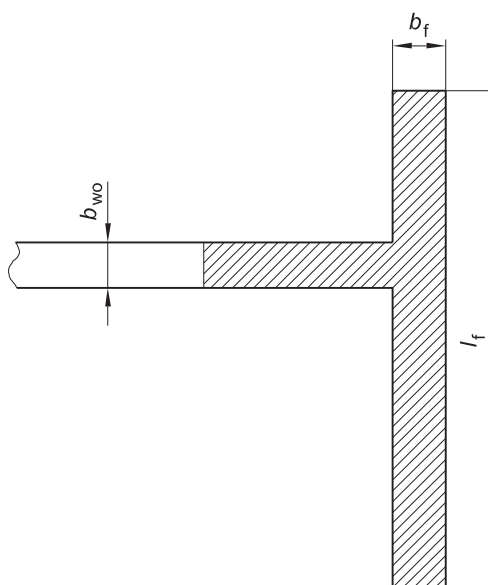
Elemento di contorno confinato di pareti con bordi liberi (in alto: deformazioni in corrispondenza della curvatura ultima; in basso: sezione trasversale della parete)



- (7) Non è richiesto alcun elemento confinato sulle flange delle pareti con spessore $b_f \geq h_s/15$ e larghezza $l_f \geq h_s/5$, dove h_s rappresenta l'altezza libera di piano (figura 5.9). Nondimeno, elementi di contorno confinati possono essere richiesti all'estremità di tali flange dovute alla flessione fuori piano della parete.

figura 5.9

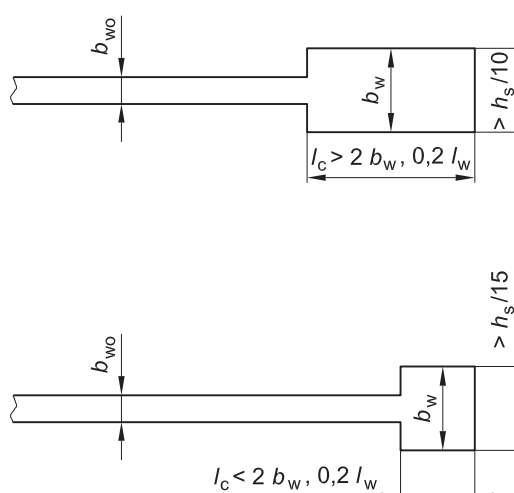
Elementi di contorno confinati che non necessitano all'estremità della parete di una grande flangia trasversale



- (8) Si raccomanda che il rapporto di armatura longitudinale negli elementi di contorno non sia minore di 0,005.
- (9) Si applicano le disposizioni del punto **5.4.3.2.2(9)** e **(11)** per gli elementi di contorno delle pareti. Si raccomanda di utilizzare staffe multiple, in modo tale che ogni altra barra longitudinale sia contenuta da una staffa o legatura.
- (10) Si raccomanda che lo spessore b_w delle parti confinate della sezione della parete (elementi di contorno) non sia minore di 200 mm. Inoltre, se la lunghezza della parte confinata non supera il massimo tra $2b_w$ e $0,2l_w$, si raccomanda che b_w non sia minore di $h_s/15$, con h_s che rappresenta l'altezza di piano. Se la lunghezza della parte confinata supera il massimo tra $2b_w$ e $0,2l_w$, si raccomanda che b_w non sia minore di $h_s/10$ (vedere figura 5.10).

figura 5.10

Spessore minimo degli elementi di contorno confinati



- (11) Lungo l'altezza della parete sopra la zona critica si applicano solo le rispettive regole della EN 1992-1-1:2004 relative all'armatura verticale, orizzontale e trasversale. Tuttavia, in quelle parti della sezione dove nella situazione sismica di progetto la deformazione a compressione ε_c è maggiore di 0,002, si raccomanda di fornire un rapporto di armatura verticale minimo di 0,005.
- (12) L'armatura trasversale degli elementi di contorno di **(4)-(10)** del presente sottopunto può essere determinata in accordo con la sola EN 1992-1-1:2004, se una delle seguenti condizioni è rispettata:
 - a) il valore della forza assiale di progetto normalizzata ν_d non è maggiore di 0,15; oppure,
 - b) il valore di ν_d non è maggiore di 0,20 e il coefficiente q utilizzato nell'analisi è ridotto del 15%.

5.4.3.5 Grandi pareti debolmente armate

5.4.3.5.1 Resistenza flessionale

- (1)P Si devono verificare gli stati limite ultimi (ULS) per flessione e azione assiale assumendo fessure orizzontali, in accordo con le relative disposizioni della EN 1992-1-1:2004, compresa l'ipotesi di sezioni piane.
- (2)P Si devono limitare gli sforzi normali nel calcestruzzo per evitare fenomeni di instabilità fuori piano della parete.
- (3) Il requisito di **(2)P** del presente sottopunto può essere soddisfatto sulla base delle regole della EN 1992-1-1:2004 per gli effetti del secondo ordine, integrate con altre regole per gli sforzi normali nel calcestruzzo se necessario.
- (4) Quando la forza assiale dinamica del punto **5.4.2.5(3)P** e **(4)** è tenuta in conto nella verifica agli stati limite ultimi (ULS) per flessione e azione assiale, la deformazione limite ε_{cu2} per calcestruzzo non confinato può essere aumentata a 0,005. Un valore più alto può essere tenuto in conto per calcestruzzo confinato, in accordo con la EN 1992-1-1:2004, punto **3.1.9**, purché il distacco (spalling) del copriferro del calcestruzzo non confinato sia considerata nelle verifiche.

5.4.3.5.2 Resistenza a taglio

- (1) A causa del margine di sicurezza fornito dall'amplificazione delle forze di taglio di progetto nei punti **5.4.2.5(1)P** e **(2)** e poiché la risposta (incluendo possibili fessure inclinate) è in controllo di deformazione, nel caso in cui il valore di V_{Ed} ottenuto dal punto **5.4.2.5(2)** sia minore del valore di progetto della resistenza a taglio $V_{Rd,c}$ nella EN 1992-1-1:2004, punto **6.2.2**, il rapporto minimo di armatura a taglio $\rho_{w,min}$ nell'anima non è richiesto.

Nota Il valore attribuito a $\rho_{w,min}$ per l'utilizzo in una nazione può essere trovato nella sua appendice nazionale al presente documento. Il valore raccomandato è il minimo valore per pareti nella EN 1992-1-1:2004 e nella sua appendice nazionale.

- (2) Nel caso in cui la condizione $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ non sia soddisfatta, si raccomanda che l'armatura a taglio d'anima sia calcolata in accordo con la EN 1992-1-1:2004, sulla base di un modello a traliccio ad inclinazione variabile, o su un modello puntone-tirante, quello che è più appropriato per la particolare geometria della parete.
- (3) Se si utilizza un modello puntone-tirante, si raccomanda che la larghezza del puntone tenga conto della presenza di aperture e non sia maggiore di $0,25 l_w$ o $4 b_{w0}$, il più piccolo tra i due.
- (4) Si raccomanda che gli stati limite ultimi (ULS) contro lo scorrimento a taglio nei giunti di costruzione siano verificati in accordo con la EN 1992-1-1:2004, punto **6.2.5**, con la lunghezza di ancoraggio delle barre di bloccaggio che attraversano l'interfaccia aumentata del 50% rispetto a quella richiesta dalla EN 1992-1-1:2004.

5.4.3.5.3

Dettagli costruttivi per la duttilità locale

- (1) Si raccomanda che le barre verticali necessarie per la verifica degli stati limite ultimi (ULS) per flessione e taglio, o per il soddisfacimento di qualsiasi disposizione di armatura minima, siano contenute da una staffa o da una legatura con un diametro non minore di 6 mm o di un terzo del diametro della barra verticale, d_{bL} . Si raccomanda che staffe e legature abbiano un passo in direzione verticale non maggiore di 100 mm o $8d_{bL}$, la minore tra le due.
- (2) Si raccomanda che le barre verticali necessarie per la verifica degli stati limite ultimi (ULS) per flessione e azione assiale e lateralmente vincolate da staffe e legature in accordo con (1) del presente sottopunto siano concentrate negli elementi di contorno alle estremità della sezione trasversale. Si raccomanda che questi elementi si estendano nella direzione della lunghezza l_w della parete per una lunghezza non minore di b_w o $3b_w\sigma_{cm}/f_{cd}$, la maggiore tra le due, dove σ_{cm} è il valore medio dello sforzo nel calcestruzzo nella zona compressa negli stati limite ultimi (ULS) di flessione e azione assiale. Si raccomanda che il diametro delle barre verticali non sia minore di 12 mm nel piano inferiore dell'edificio, o in qualsiasi piano dove la lunghezza l_w della parete è ridotta rispetto a quella del piano sottostante di più di un terzo dell'altezza di piano h_s . In tutti gli altri piani si raccomanda che il diametro delle barre verticali non sia minore di 10 mm.
- (3) Per evitare un cambio nel tipo di comportamento da uno controllato dalla flessione ad un altro controllato dal taglio, si raccomanda che la quantità di armatura verticale disposta nella sezione della parete non sia necessariamente maggiore della quantità richiesta per la verifica dello stato limite ultimo (ULS) a flessione e carico assiale e per l'integrità del calcestruzzo.
- (4) Si raccomanda di disporre legature continue di acciaio, orizzontali o verticali: (a) lungo le intersezioni delle pareti o connessioni con le flange; (b) ai livelli degli impalcati; e (c) attorno alle aperture nella parete. Come minimo, si raccomanda che queste legature soddisfino la EN 1992-1-1:2004, punto 9.10.

5.5

Progettazione per classe DCH

5.5.1

Vincoli geometrici e materiali

5.5.1.1

Requisiti relativi ai materiali

- (1)P Non si deve utilizzare negli elementi sismici primari un calcestruzzo appartenente ad una classe minore di C 20/25.
- (2)P Si applica a questo sottopunto il requisito specificato nel punto 5.4.1.1(2)P.
- (3)P Nelle zone critiche di elementi sismici primari si deve utilizzare un'armatura di acciaio di classe C nel prospetto C.1 della EN 1992-1-1:2004. Inoltre il valore caratteristico superiore (95%- frattile) della resistenza a snervamento reale, $f_{yk,0,95}$, non deve superare il valore nominale di più del 25%.

5.5.1.2

Vincoli geometrici

5.5.1.2.1

Travi

- (1)P La larghezza di travi sismiche primarie non deve essere minore di 200 mm.
- (2)P Il rapporto tra la larghezza e l'altezza dell'anima di travi sismiche primarie deve soddisfare l'espressione (5.40b) della EN 1992-1-1:2004.
- (3)P Si applica il punto 5.4.1.2.1(1)P.
- (4) Si applica il punto 5.4.1.2.1(2).
- (5)P Si applica il punto 5.4.1.2.1(3)P.

5.5.1.2.2

Colonne

- (1)P La minima dimensione della sezione trasversale della colonna sismica primaria non deve essere minore di 250 mm.
- (2) Si applica il punto 5.4.1.2.2(1).

- 5.5.1.2.3 Pareti duttili
- (1)P Le disposizioni interessano singole pareti sismiche primarie, come singoli componenti di pareti sismiche primarie accoppiate, sotto gli effetti di azioni nel piano, con completo incastro e ancoraggio alla loro base su basamenti e fondazioni adeguati, cosicché non è permesso alla parete di oscillare. A questo riguardo, non sono permesse pareti sostenute da solette o travi (vedere anche il punto **5.4.1.2.5**).
 - (2) Si applica il punto **5.4.1.2.3(1)**.
 - (3) Si applicano requisiti aggiuntivi relativi allo spessore degli elementi di contorno confinati delle pareti sismiche primarie, come specificato nei punti **5.5.3.4.5(8)** e **(9)**.
 - (4) Si raccomanda che aperture variabili, non disposte in maniera regolare per formare pareti accoppiate, siano evitate in pareti sismiche primarie, a meno che la loro influenza non sia significativa o sia tenuta in conto nell'analisi, nel dimensionamento e nei dettagli costruttivi.
- 5.5.1.2.4 Regole specifiche per travi che sostengono elementi verticali interrotti
- (1)P Si applica il punto **5.4.1.2.5(1)P**.
 - (2)P Si applica il punto **5.4.1.2.5(2)P**.
- 5.5.2 Effetti delle azioni di progetto**
- 5.5.2.1 Travi
- (1)P Si applica il punto **5.4.2.1(1)P** per i valori di progetto dei momenti flettenti e delle forze assiali.
 - (2)P Si applica il punto **5.4.2.2(1)P**.
 - (3) Si applica il punto **5.4.2.2(2)** con un valore di $\gamma_{Rd} = 1,2$ nell'espressione (5.8).
- 5.5.2.2 Colonne
- (1) Si applica il punto **5.4.2.1(1)P** [che si riferisce anche ai requisiti della progettazione secondo la capacità del punto **5.2.3.3(2)**] per i valori di progetto dei momenti flettenti e della forze assiali.
 - (2)P Si applica il punto **5.4.2.3(1)P**.
 - (3) Si applica il punto **5.4.2.3(2)** con un valore di $\gamma_{Rd} = 1,3$ nell'espressione (5.9).
 - (4) Si applica il punto **5.4.2.3(3)**.
- 5.5.2.3 Nodi trave-colonna
- (1)P La forza di taglio orizzontale che agisce attorno al nucleo di un nodo tra travi e colonne sismiche primarie deve essere determinata tenendo conto delle condizioni più sfavorevoli che possono verificarsi in presenza dell'azione sismica, cioè le condizioni relative alla progettazione secondo la capacità per le travi che convergono nel nodo e i valori compatibilmente più bassi per le forze di taglio degli elementi convergenti.
 - (2) Si possono utilizzare le seguenti espressioni semplificate per la forza di taglio orizzontale che agisce sul nucleo di calcestruzzo dei nodi:
 - a) per nodi trave-colonna interni:
$$V_{jhd} = \gamma_{Rd}(A_{s1} + A_{s2})f_{yd} - V_c \quad (5.22)$$
 - b) per nodi trave-colonna esterni:
$$V_{jhd} = \gamma_{Rd} \times A_{s1} \times f_{yd} - V_c \quad (5.23)$$

dove:

A_{s1} è l'area dell'armatura superiore della trave;

A_{s2} è l'area dell'armatura inferiore della trave;

V_C è la forza di taglio della colonna sopra il nodo, ottenuta dall'analisi nella situazione sismica di progetto;

γ_{Rd} è un coefficiente che tiene conto della sovraresistenza dovuta all'incrudimento dell'acciaio e si raccomanda che non sia minore di 1,2.

- (3) 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 A_{s1} , A_{s2} e V_C da utilizzare nelle espressioni (5.22) e (5.23).

5.5.2.4 Pareti duttili

5.5.2.4.1 Disposizioni speciali per pareti snelle nel piano

- (1)P Si applica il punto **5.4.2.4(1)P**.
 (2) Si applica il punto **5.4.2.4(2)**.
 (3) Si applica il punto **5.4.2.4(3)**.
 (4)P Si applica il punto **5.4.2.4(4)P**.
 (5) Si applica il punto **5.4.2.4(5)**.
 (6)P Si applica il punto **5.4.2.4(6)P**.
 (7) Il requisito di **(6)P** è ritenuto soddisfatto se si applica la seguente procedura semplificata, che incorpora la regola di progetto secondo la capacità:

Si raccomanda che le forze di taglio di progetto V_{Ed} siano derivate in accordo con l'espressione:

$$V_{Ed} = \varepsilon \times V'_{Ed} \quad (5.24)$$

dove:

V'_{Ed} è la forza di taglio ottenuta dall'analisi;

ε è il coefficiente di amplificazione, calcolato dall'espressione (5.25), ma non minore di 1,5:

$$\varepsilon = q \times \sqrt{\left(\frac{\gamma_{Rd}}{q} \times \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} \right)^2 + 0,1 \left(\frac{S_e(T_c)}{S_e(T_1)} \right)^2} \leq q \quad (5.25)$$

dove:

q è il coefficiente di comportamento utilizzato nella progettazione;

M_{Ed} è il momento flettente di progetto alla base della parete;

M_{Rd} è la resistenza flessionale di progetto alla base della parete;

γ_{Rd} è il coefficiente che tiene conto della sovraresistenza dovuta all'incrudimento dell'acciaio; in assenza di dati più precisi, γ_{Rd} può essere preso uguale a 1,2;

T_1 è il periodo di vibrazione fondamentale dell'edificio nella direzione delle forze di taglio V_{Ed} ;

T_C è il limite superiore del periodo relativo al tratto costante dello spettro di accelerazione (vedere punto **3.2.2**);

$S_e(T)$ è l'ordinata dello spettro di risposta elastico (vedere punto **3.2.2**).

- (8) Si applicano le disposizioni di cui al punto **5.4.2.4(8)** a pareti snelle di classe DCH.

5.5.2.4.2 Disposizioni speciali per pareti tozze

- (1)P Nelle pareti sismiche primarie con un rapporto altezza/lunghezza, h_w/l_w , non maggiore di 2,0, non è necessario modificare i momenti flettenti ottenuti dall'analisi. Si può anche trascurare l'amplificazione del taglio dovuta a effetti dinamici.
 (2) Si raccomanda che la forza di taglio V'_{Ed} ottenuta dall'analisi sia aumentata come segue:

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \times \left(\frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} \right) \times V'_{Ed} \leq q \times V'_{Ed} \quad (5.26)$$

[vedere punto **5.5.2.4.1(7)** per le definizioni e i valori dei termini].

5.5.3 Verifiche allo stato limite ultimo (ULS) e dettagli costruttivi

5.5.3.1 Travi

5.5.3.1.1 Resistenza a flessione

- (1)P La resistenza a flessione deve essere calcolata in accordo con la EN 1992-1-1:2004.
- (2) Si applica il punto **5.4.3.1.1(2)**.
- (3) Si applica il punto **5.4.3.1.1(3)**.

5.5.3.1.2 Resistenza a taglio

- (1)P I calcoli e le verifiche della resistenza a taglio devono essere eseguiti in accordo con la EN 1992-1-1:2004, a meno che specificato diversamente nei seguenti punti.
- (2)P Nelle zone critiche di travi sismiche primarie, l'inclinazione θ del puntone nel modello a traliccio deve essere 45° .
- (3) Con riferimento alla disposizione dell'armatura a taglio all'interno della zona critica in corrispondenza delle estremità di una trave sismica primaria dove la trave converge in una colonna, si raccomanda di distinguere i seguenti casi in dipendenza dal valore algebrico del rapporto $\zeta = V_{Ed,min}/V_{Ed,max}$ tra il valore minimo e il massimo delle forze di taglio agenti, come ottenuto in accordo al punto **5.5.2.1(3)**:
 - a) se $\zeta \geq -0,5$, si raccomanda che la resistenza a taglio fornita dalle armature sia valutata in accordo alla EN 1992-1-1:2004;
 - b) se $\zeta < -0,5$, cioè quando è attesa un'inversione quasi completa delle forze di taglio, allora:

$$i) \text{ se } |V_{E|max} \leq (2 + \zeta) \times f_{ctd} \times b_w \times d \quad (5.27)$$

dove:

f_{ctd} è il valore di progetto della resistenza a trazione del calcestruzzo dalla EN 1992-1-1:2004, si applica la stessa regola come in a) del presente punto.

ii) se $|V_{E|max}$ supera il valore limite nell'espressione (5.27), si raccomanda di predisporre armature inclinate nelle due direzioni, a $\pm 45^\circ$ rispetto all'asse della trave o lungo le due diagonali della trave in elevazione, e si raccomanda che metà di $|V_{E|max}$ sia sostenuto da staffe e metà da armature inclinate;

- In tale caso, si esegue la verifica mediante la condizione:

$$0,5 V_{E,max} \leq 2A_s \times f_{yd} \times \sin \alpha \quad (5.28)$$

dove:

A_s è l'area dell'armatura inclinata in una direzione, che attraversa il piano di scorrimento potenziale (cioè la sezione di estremità della trave);

α è l'angolo tra l'armatura inclinata e l'asse della trave (generalmente $\alpha = 45^\circ$, o $\tan \alpha \approx (d - d')/l_b$).

5.5.3.1.3 Dettagli costruttivi per la duttilità locale

- (1)P Devono essere considerate come zone critiche le zone di una trave sismica primaria che cadono entro una distanza pari a $l_{cr} = 1,5 h_w$ (dove h_w rappresenta l'altezza della trave) da una sezione trasversale terminale in cui la trave è collegata ad un nodo trave-colonna, come pure da entrambi i lati di qualsiasi altra sezione trasversale in cui possono verificarsi plasticizzazioni sotto la situazione sismica di progetto.
- (2) Si applica il punto **5.4.3.1.2(2)**.
- (3)P Si applica il punto **5.4.3.1.2(3)P**.
- (4) Si applica il punto **5.4.3.1.2(4)**.

- (5)P Per soddisfare le condizioni di duttilità necessarie, lungo l'intera lunghezza di una trave sismica primaria si devono rispettare le seguenti condizioni:
- a) si deve soddisfare il punto **5.4.3.1.2(5)P**;
 - b) si devono disporre almeno due barre ad alta aderenza con $d_b = 14$ mm sia nella parte superiore sia nella parte inferiore della trave che corrono lungo l'intera lunghezza della trave;
 - c) un quarto della massima armatura superiore agli appoggi deve correre lungo l'intera lunghezza della trave.
- (6)P Si applica il punto **5.4.3.1.2(6)P** sostituendo l'espressione (5.13) con la seguente:
- $$s = \min \{h_w/4; 24 d_{bw}; 175; 6 d_{bL}\}. \quad (5.29)$$

5.5.3.2 Colonne

5.5.3.2.1 Resistenze

- (1)P Si applica il punto **5.4.3.2.1(1)P**.
- (2) Si applica il punto **5.4.3.2.1(2)**.
- (3)P Nelle colonne sismiche primarie il valore dell'azione assiale normalizzata v_d non deve essere maggiore di 0,55.

5.5.3.2.2 Dettagli costruttivi per la duttilità locale

- (1)P Si applica il punto **5.4.3.2.2(1)P**.
- (2)P Si applica il punto **5.4.3.2.2(2)P**.
- (3)P Si applica il punto **5.4.3.2.2(3)P**.
- (4) In assenza di informazioni più precise, la lunghezza della zona critica l_{cr} può essere calcolata come segue (in metri):

$$l_{cr} = \max\{1,5h_c; l_{cl}/6; 0,6\} \quad (5.30)$$

dove:

h_c è la dimensione maggiore della sezione trasversale della colonna (in metri); e

l_{cl} è la lunghezza libera della colonna (in metri).

- (5)P Si applica il punto **5.4.3.2.2(5)P**.
- (6)P Si applica il punto **5.4.3.2.2(6)P**.
- (7) Si raccomanda che i dettagli costruttivi delle zone critiche sopra la base della colonna siano basate su un valore minimo del coefficiente di duttilità in termini di curvatura μ_ϕ (vedere punto **5.2.3.4**) ottenuto dal punto **5.2.3.4(3)**. Nel caso in cui una colonna sia protetta contro la formazione di cerniere plastiche dalla procedura di progetto secondo il criterio della capacità del punto **4.4.2.3(4)** [cioè dove l'espressione (4.29) è soddisfatta], il valore q_o nelle espressioni (5.4) e (5.5) può essere sostituito da 2/3 del valore di q_o che si applica in una direzione parallela alla profondità della sezione trasversale h_c della colonna.
- (8)P Si applica il punto **5.4.3.2.2(7)P**.
- (9) I requisiti di **(6)P**, **(7)** e **(8)P** del presente sottopunto si ritengono rispettati, se il punto **5.4.3.2.2(8)** è soddisfatto con i valori di μ_ϕ specificati in **(6)P** e **(7)** del presente sottopunto.
- (10) Il minimo valore di ω_{wd} da fornire è 0,12 all'interno della zona critica alla base della colonna, oppure 0,08 in tutte le zone critiche della colonna sopra la base.
- (11)P Si applica il punto **5.4.3.2.2(10)P**.
- (12) Le condizioni minime di **(11)P** del presente sottopunto sono ritenute soddisfatte se tutti i seguenti requisiti sono rispettati:
- a) Il diametro d_{bw} delle staffe è almeno uguale a:

$$d_{bw} \geq 0,4 \times d_{bL,max} \times \sqrt{f_{ydL}/f_{ydw}} \quad (5.31)$$

- b) Il passo s delle staffe (in millimetri) non è maggiore di:

$$s = \min \{ b_o/3; 125; 6d_{bL} \} \quad (5.32)$$

dove:

b_o (in millimetri) è la dimensione minima del nucleo di calcestruzzo (all'interno delle staffe); e

d_{bL} è il diametro minimo delle barre longitudinali (in millimetri).

- c) La distanza tra barre longitudinali consecutive contenute da staffe o legature non è maggiore di 150 mm.

(13)P Nei due piani inferiori di un edificio, si devono disporre staffe in accordo con **(11)P** e **(12)** del presente sottopunto oltre le zone critiche per una lunghezza aggiuntiva uguale a metà della lunghezza di queste regioni.

(14) Si raccomanda che la quantità di armatura longitudinale fornita alla base della colonna del piano inferiore (cioè dove la colonna è collegata alla fondazione) non sia minore di quella fornita in sommità.

5.5.3.3

Nodi trave-colonna

(1)P La compressione diagonale indotta nel nodo dal meccanismo a puntone diagonale non deve essere maggiore della resistenza a compressione del calcestruzzo in presenza di deformazioni di trazione trasversali.

(2) In assenza di un modello più preciso, il requisito di **(1)P** del presente sottopunto può essere soddisfatto per mezzo delle seguenti regole.

- a) Si raccomanda che nei nodi interni trave-colonna la seguente espressione sia soddisfatta:

$$V_{jhd} \leq \eta f_{cd} \sqrt{1 - \frac{\nu_d}{\eta} b_j h_{jc}} \quad (5.33)$$

dove:

$\eta = 0,6(1 - f_{ck}/250)$;

h_{jc} è la distanza tra gli strati estremi dell'armatura della colonna;

b_j è come definita nell'espressione (5.34);

ν_d è la forza assiale normalizzata nella colonna sopra il nodo; e

f_{ck} è dato in MPa.

- b) Nei nodi trave-colonna esterni:

V_{jhd} si raccomanda che sia minore dell'80% del valore dato dal secondo membro dell'espressione (5.33),

dove:

V_{jhd} è dato dalle espressioni (5.22) e (5.23) rispettivamente;

e la larghezza effettiva del nodo b_j è:

$$a) \text{ se } b_c > b_w: b_j = \min \{ b_c; (b_w + 0,5 \times h_c) \}, \quad (5.34a)$$

$$b) \text{ se } b_c < b_w: b_j = \min \{ b_w; (b_c + 0,5 \times h_c) \}. \quad (5.34b)$$

(3) Si raccomanda che sia fornito un adeguato confinamento (sia orizzontale sia verticale) del nodo al fine di limitare il massimo sforzo di trazione diagonale nel calcestruzzo, max da σ_{ct} a f_{ctd} . In assenza di un modello più preciso, questo requisito può essere soddisfatto disponendo staffe orizzontali con un diametro non minore di 6 mm all'interno del nodo, tale che:

$$\frac{A_{sh} \times f_{ywd}}{b_j \times h_{jw}} \geq \frac{\left(\frac{V_{jhd}}{b_j \times h_{jc}} \right)^2}{f_{ctd} + \nu_d f_{cd}} - f_{ctd} \quad (5.35)$$

dove:

A_{sh} è l'area totale delle staffe orizzontali;

V_{jhd} è definito nelle espressioni (5.23) e (5.24);
 h_{jw} è la distanza tra l'armatura superiore e l'armatura inferiore della trave;
 h_{jc} è la distanza tra gli strati estremi dell'armatura della colonna;
 b_j è definita nell'espressione (5.34);
 v_d è la forza assiale di progetto normalizzata della colonna posta sopra ($v_d = N_{Ed}/A_c \times f_{cd}$);
 f_{ctd} è il valore di progetto della resistenza a trazione del calcestruzzo, in accordo alla EN 1992-1-1:2004.

- (4) In alternativa alla regola specificata in **(3)** del presente sottopunto, l'integrità del nodo dopo la fessurazione diagonale può essere garantita da staffe di armatura orizzontali. A questo scopo si raccomanda che la seguente area totale di staffe orizzontali sia disposta nel nodo.

a) In nodi interni:

$$A_{sh} f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} (A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} (1 - 0,8 v_d) \quad (5.36a)$$

b) In nodi esterni:

$$A_{sh} f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} A_{s2} f_{yd} (1 - 0,8 v_d) \quad (5.36b)$$

dove:

γ_{Rd} è uguale a 1,2 [vedere punto **5.5.2.3(2)**] e la forza assiale normalizzata v_d si riferisce alla colonna sopra il nodo nell'espressione (5.36a), o alla colonna sotto il nodo nell'espressione (5.36b).

- (5) Si raccomanda che le staffe orizzontali calcolate come in **(3)** e **(4)** del presente sottopunto siano distribuite in maniera uniforme all'interno dell'altezza h_{jw} tra le barre superiori e inferiori della trave. Nei nodi esterni si raccomanda che esse contengano le parti terminali delle barre della trave piegate nel nodo.

- (6) Si raccomanda che sia fornita un'adeguata armatura verticale della colonna che passa attraverso il nodo, in modo che:

$$A_{sv,i} \geq (2/3) \times A_{sh} \times (h_{jc}/h_{jw}) \quad (5.37)$$

dove:

A_{sh} è l'area totale richiesta di staffe orizzontali in accordo con **(3)** e **(4)** del presente sottopunto e $A_{sv,i}$ rappresenta l'area totale delle barre intermedie disposte nei rispettivi lati della colonna tra le barre d'angolo della colonna (incluse le barre che contribuiscono all'armatura longitudinale delle colonne).

- (7) Si applica il punto **5.4.3.3(1)**.

- (8) Si applica il punto **5.4.3.3(2)**.

- (9)P Si applica il punto **5.4.3.3(3)P**.

5.5.3.4

Pareti duttili

5.5.3.4.1

Resistenza a flessione

- (1)P La resistenza a flessione deve essere valutata e verificata come per le colonne, sotto la più sfavorevole forza assiale per la situazione sismica di progetto.

- (2) Nelle pareti sismiche primarie si raccomanda che il valore dell'azione assiale normalizzata v_d non sia maggiore di 0,35.

5.5.3.4.2

Collasso per compressione diagonale dell'anima dovuto al taglio

- (1) Il valore di $V_{Rd,max}$ può essere calcolato come segue:

a) fuori dalla zona critica:

come nella EN 1992-1-1:2004, con la lunghezza del braccio della coppia interna, z , uguale a $0,8l_w$ e l'inclinazione del puntone compresso sulla verticale, $\tan \theta$, uguale a 1,0.

- b) nella zona critica:
40% del valore fuori dalla zona critica.

5.5.3.4.3

Collasso per trazione diagonale dell'anima dovuto al taglio

- (1)P Il calcolo dell'armatura d'anima per la verifica allo stato limite ultimo a taglio deve tenere conto del valore del rapporto di taglio $\alpha_s = M_{Ed}/(V_{Ed} l_w)$. Si raccomanda di utilizzare il massimo valore di α_s in un piano per la verifica allo stato limite ultimo del piano a taglio.
- (2) Se il rapporto $\alpha_s \geq 2,0$, si applicano le disposizioni della EN 1992-1-1:2004, punto **6.2.3(1)-(7)**, con i valori di z e $\tan \theta$ presi come nel punto **5.5.3.4.2(1) a)**.
- (3) Se $\alpha_s < 2,0$ si applicano le seguenti disposizioni:

- a) si raccomanda che le barre d'anima orizzontali soddisfino la seguente espressione [vedere la EN 1992-1-1:2004, punto **6.2.3(8)**]:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} + 0,75 \rho_h f_{yd,h} b_{wo} \alpha_s l_w \quad (5.38)$$

dove:

ρ_h è il rapporto di armatura delle barre d'anima orizzontali [$\rho_h = A_h / (b_{wo} \times s_h)$];

$f_{yd,h}$ è il valore di progetto della resistenza a snervamento dell'armatura d'anima orizzontale;

$V_{Rd,c}$ è il valore di progetto della resistenza a taglio per le armature senza armatura a taglio, in conformità alla EN 1992-1-1:2004.

Nella zona critica della parete si raccomanda che $V_{Rd,c}$ sia uguale a 0 se la forza assiale N_{Ed} è di trazione.

- b) Si raccomanda che le barre d'anima verticali, ancorate e giuntate lungo l'altezza della parete in accordo con la EN 1992-1-1:2004, siano disposte per soddisfare la condizione:

$$\rho_h f_{yd,h} b_{wo} z \leq \rho_v f_{yd,v} b_{wo} z + \min N_{Ed} \quad (5.39)$$

dove:

ρ_v è il rapporto di armatura delle barre d'anima verticali ($\rho_v = A_v / b_{wo} \times s_v$);

$f_{yd,v}$ è il valore di progetto della resistenza a snervamento dell'armatura d'anima verticale;

e dove la forza assiale N_{Ed} è positiva quando di compressione.

- (4) Si raccomanda che barre d'anima orizzontali siano ancorate completamente alle estremità della sezione della parete, per esempio mediante piegature a 90° o 135°.
- (5) Si può anche assumere che barre d'anima orizzontali nella forma di staffe chiuse allungate o completamente ancorate contribuiscano completamente al confinamento degli elementi di contorno della parete.

5.5.3.4.4

Collasso per scorrimento a taglio

- (1)P Nei potenziali piani di scorrimento di rottura a taglio (per esempio, nei giunti di costruzione) all'interno delle zone critiche deve essere soddisfatta la seguente condizione:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,s}$$

dove:

$V_{Rd,s}$ è il valore di progetto della resistenza a taglio contro lo scorrimento.

- (2) Il valore di $V_{Rd,s}$ può essere assunto come segue:

$$V_{Rd,s} = V_{dd} + V_{id} + V_{td} \quad (5.40)$$

con:

$$V_{dd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1,3 \times \sum A_{sj} \times \sqrt{f_{cd} \times f_{yd}} \\ 0,25 \times f_{yd} \times \sum A_{sj} \end{array} \right. \quad (5.41)$$

$$V_{id} = \sum A_{si} \times f_{yd} \times \cos \varphi \quad (5.42)$$

$$V_{fd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \mu_f \times [(\sum A_{sj} \times f_{yd} + N_{Ed}) \times \xi + M_{Ed}/z] \\ 0,5 \eta \times f_{cd} \times \xi \times l_w \times b_{wo} \end{array} \right. \quad (5.43)$$

dove:

V_{dd} è la resistenza a spinotto delle barre verticali;

V_{id} è la resistenza a taglio delle barre inclinate (di un angolo φ rispetto al potenziale piano di scorrimento, per esempio il giunto di costruzione);

V_{fd} è la resistenza per attrito;

μ_f è il coefficiente di attrito calcestruzzo-calcestruzzo in presenza di sollecitazione di tipo ciclico, che può essere assunto pari a 0,6 per superfici lisce e a 0,7 per quelle scabre, come definito nella EN 1992-1-1:2004, punto **6.2.5(2)**;

z è la lunghezza del braccio della coppia interna;

ξ è l'altezza normalizzata dell'asse neutro;

$\sum^2 A_{sj}$ è la somma delle aree delle barre verticali presenti nell'anima e di quelle aggiuntive predisposte negli elementi di contorno in maniera specifica per resistere allo scorrimento;

$\sum^2 A_{si}$ è la somma delle aree di tutte le barre inclinate in entrambe le direzioni; si raccomanda di utilizzare a tal fine barre di grande diametro;

$$\eta = 0,6 (1 - f_{ck}(\text{MPa})/250) \quad (5.44)$$

N_{Ed} è considerata positiva se di compressione.

(3) Per pareti tozze si raccomanda di soddisfare le seguenti disposizioni:

a) alla base della parete si raccomanda che V_{id} sia maggiore di $V_{Ed}/2$;

b) nelle sezioni superiori si raccomanda che V_{id} sia maggiore di $V_{Ed}/4$.

(4) Si raccomanda che le barre di armatura inclinate siano completamente ancorate su entrambi i lati delle potenziali superfici di scorrimento, e che attraversino tutte le sezioni della parete per una distanza pari a $0,5 \times l_w$ o $0,5 \times h_w$, la minore tra le due, al di sopra della sezione critica di base.

(5) Le barre inclinate comportano un aumento della resistenza a flessione alla base della parete che si raccomanda sia tenuta in conto ogni qualvolta la sollecitazione tagliente V_{Ed} sia calcolata secondo la regola di progettazione secondo la capacità [vedere punto **5.5.2.4.1(6)P** e **(7)** e punto **5.5.2.4.2(2)**].

Si possono utilizzare due metodi alternativi:

a) l'aumento della resistenza a flessione, ΔM_{Rd} , che deve essere preso in considerazione nel calcolo di V_{Ed} , può essere valutato come segue:

$$\Delta M_{Rd} = \frac{1}{2} \times \sum A_{si} \times f_{yd} \times \sin \varphi \times l_i \quad (5.45)$$

dove:

l_i è la distanza tra le linee baricentriche dei due gruppi di barre inclinate, disposte ad un angolo di $\pm\phi$ sul potenziale piano di scorrimento, misurato in corrispondenza della sezione di base;

e per gli altri simboli valgono le definizioni date per l'espressione (5.42);

b) si può calcolare la sollecitazione tagliente V_{Ed} trascurando l'effetto delle barre inclinate. Nell'espressione (5.42) V_{id} è la resistenza a taglio netta delle barre inclinate (cioè, l'effettiva resistenza a taglio ridotta dall'aumento della sollecitazione tagliente). Tale resistenza netta a taglio delle barre inclinate contro lo scorrimento può essere calcolata come segue:

$$V_{id} = \sum A_{si} \times f_{yd} \times [\cos \varphi - 0,5 \times l_i \times \sin \varphi / (\alpha_s \times l_w)] \quad (5.46)$$

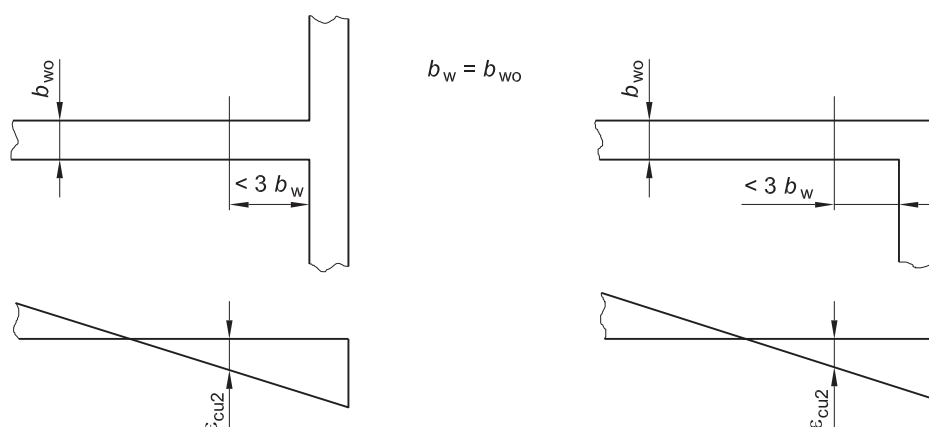
5.5.3.4.5

Dettagli costruttivi per la duttilità locale

- (1) Si applica il punto **5.4.3.4.2(1)**.
- (2) Si applica il punto **5.4.3.4.2(2)**.
- (3) Si applica il punto **5.4.3.4.2(3)**.
- (4) Si applica il punto **5.4.3.4.2(4)**.
- (5) Si applica il punto **5.4.3.4.2(5)**.
- (6) Si applica il punto **5.4.3.4.2(6)**.
- (7) Si applica il punto **5.4.3.4.2(8)**.
- (8) Si applica il punto **5.4.3.4.2(10)**.
- (9) Se la parete è collegata a una flangia di spessore $b_f \geq h_s/15$ e larghezza $l_f \geq h_s/5$ (dove h_s rappresenta l'altezza libera di piano), e l'elemento di contorno confinato deve estendersi oltre la flangia nell'anima per una lunghezza aggiuntiva fino a $3b_{wo}$, allora si raccomanda che lo spessore b_w dell'elemento di contorno nell'anima segua solo le disposizioni del punto **5.4.1.2.3(1)** per b_{wo} (figura 5.11).

figura 5.11

Spessore minimo di elementi di contorno confinati in pareti di classe DCH con flange larghe



- (10) All'interno degli elementi di contorno delle pareti si applicano i requisiti specificati nel punto **5.5.3.2.2(12)** e si raccomanda che ci sia un valore minimo di ω_{wd} di 0,12. Si raccomanda di utilizzare staffe multiple, in modo che ogni altra barra longitudinale sia contenuta da una staffa o legatura.
- (11) Al di sopra della zona critica si raccomanda che gli elementi di contorno siano disposti per un'altezza superiore a quella di un piano, con almeno metà dell'armatura di confinamento richiesta nella zona critica.
- (12) Si applica il punto **5.4.3.4.2(11)**.
- (13)P Si deve evitare la prematura fessurazione per taglio dell'anima delle pareti disponendo un'armatura d'anima minima: $\rho_{h,min} = \rho_{v,min} = 0,002$.
- (14) Si raccomanda che sia disposta un'armatura d'anima nella forma di due griglie ortogonali di barre con le medesime caratteristiche di aderenza, una su ogni faccia della parete. Si raccomanda che le griglie siano collegate per mezzo di legature distanziate di circa 500 mm.
- (15) Si raccomanda che l'armatura d'anima abbia un diametro non minore di 8 mm, ma non maggiore di un ottavo della larghezza b_{wo} dell'anima. Si raccomanda che essa sia distanziata a non più di 250 mm o 25 volte il diametro della barra, il minore dei due.

- (16) Per controbilanciare gli effetti sfavorevoli della fessurazione lungo i nodi e delle relative incertezze, si raccomanda che sia disposta una quantità minima di armatura verticale completamente ancorata in tali nodi. Il rapporto minimo di questa armatura, ρ_{\min} , necessario per ristabilire la resistenza del calcestruzzo non fessurato rispetto al taglio, è:

$$\rho_{\min} \geq \begin{cases} \left(1,3 \times f_{ctd} - \frac{N_{Ed}}{A_w} \right) / (f_{yd} \times (1 + 1,5 \sqrt{f_{ctd}/f_{yd}})) \\ 0,0025 \end{cases} \quad (5.47)$$

dove:

A_w è l'area della sezione trasversale totale orizzontale della parete e N_{Ed} deve essere positiva quando di compressione.

5.5.3.5

Elementi di collegamento di pareti accoppiate

- (1)P Non si deve tenere conto di accoppiamenti di pareti per mezzo di solette, poiché non sono efficaci.

- (2) Le disposizioni del punto **5.5.3.1** possono essere applicate solo a travi di collegamento, se una delle seguenti condizioni è soddisfatta:

- a) la fessurazione in entrambe le direzioni diagonali è improbabile. Una regola di applicazione accettabile è:

$$V_{Ed} \leq f_{ctd} b_w d \quad (5.48)$$

- b) è garantito un modo prevalente di collasso di tipo flessionale. Una regola di applicazione accettabile è:

$$l/h \geq 3.$$

- (3) Se nessuna delle due condizioni in **(2)** è soddisfatta, si raccomanda che la resistenza alle azioni sismiche sia fornita da un'armatura disposta lungo entrambe le diagonali della trave, in accordo con la seguente (vedere figura 5.12):

- a) si raccomanda di garantire che la seguente espressione sia soddisfatta:

$$V_{Ed} \leq 2 \times A_{si} \times f_{yd} \times \sin \alpha \quad (5.49)$$

dove:

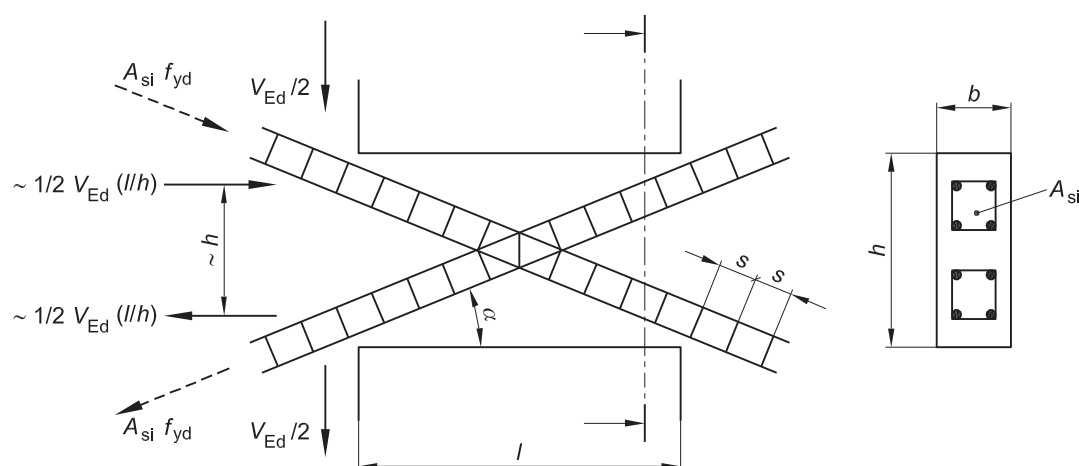
V_{Ed} è la forza di taglio di progetto nell'elemento di collegamento ($V_{Ed} = 2 \times M_{Ed}/l$);

A_{si} è l'area totale delle barre di acciaio in ogni direzione diagonale;

α è l'angolo tra le barre diagonali e l'asse della trave;

- b) si raccomanda che l'armatura diagonale sia disposta negli elementi tipo-colonna con lunghezze dei lati almeno uguali a $0,5b_w$; si raccomanda che il suo ancoraggio sia maggiore del 50% rispetto a quello richiesto dalla EN 1992-1-1:2004;
- c) si raccomanda di disporre staffe attorno a questi elementi tipo-colonna per evitare fenomeni di instabilità delle barre longitudinali. Si applicano le disposizioni del punto **5.5.3.2.2(12)** per le staffe;
- d) si raccomanda di fornire un'armatura longitudinale e trasversale su entrambe le facce laterali della trave, in modo da soddisfare i requisiti minimi specificati nella EN 1992-1-1:2004 per travi alte. Si raccomanda che l'armatura longitudinale non sia ancorata nelle pareti accoppiate e si estenda solo in esse per 150 mm.

figura 5.12 Travi di collegamento con armatura diagonale



5.6 Disposizioni per ancoraggi e giunzioni

5.6.1 Generalità

- (1)P Si applica la EN 1992-1-1:2004, sezione 8 per i dettagli costruttivi dell'armatura, con le regole aggiuntive dei seguenti sottopunti.
- (2)P Per staffe utilizzate quali armatura trasversale per travi, colonne o pareti, si devono utilizzare staffe chiuse con uncini a 135° e per una lunghezza pari a $10 d_{bw}$.
- (3)P Nelle strutture di classe DCH la lunghezza di ancoraggio delle barre delle travi o delle colonne che terminano entro i nodi trave-colonna deve essere misurata a partire da un punto della barra distante $5d_{bL}$ dalla faccia del nodo al fine di tener conto della plasticizzazione dovuta alle deformazioni cicliche post-elastiche (per un esempio di trave, vedere figura 5.13a).

5.6.2 Ancoraggio delle armature

5.6.2.1 Colonne

- (1)P Quando si calcola la lunghezza di ancoraggio o la lunghezza di sovrapposizione delle barre delle colonne che contribuiscono alla resistenza flessionale degli elementi in corrispondenza delle zone critiche, il rapporto tra l'area di armatura richiesta e l'area effettiva di armatura $A_{s,req}/A_{s,prov}$ deve essere posto uguale ad 1.
- (2)P Se, sotto la situazione sismica di progetto, l'azione assiale in una colonna è di trazione, le lunghezze di ancoraggio devono essere aumentate del 50% rispetto ai valori specificati nella EN 1992-1-1:2004.

5.6.2.2 Travi

- (1)P La parte di armatura longitudinale delle travi che viene piegata all'interno dei collegamenti per l'ancoraggio deve essere sempre posizionata all'interno della corrispondente staffa della colonna.
- (2)P Al fine di prevenire una crisi di aderenza, il diametro delle barre longitudinali delle travi che passano attraverso i collegamenti trave-colonna, d_{bL} , deve essere limitato in accordo con le seguenti espressioni:

a) per collegamenti trave-colonna interni:

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7,5 \times f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \times f_{yd}} \times \frac{1 + 0,8 \times \nu_d}{1 + 0,75 k_D \times \rho / \rho_{max}} \quad (5.50a)$$

b) per collegamenti trave-colonna esterni:

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7,5 \times f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \times f_{yd}} \times (1 + 0,8 \times \nu_d) \quad (5.50b)$$

dove:

h_c è la larghezza della colonna nella direzione parallela alle barre;

f_{ctm} è il valore medio della resistenza a trazione del calcestruzzo;

f_{yd} è il valore di progetto della resistenza di snervamento dell'acciaio;

ν_d è la forza assiale di progetto normalizzata nella colonna, presa con il suo valore minimo per la situazione sismica di progetto ($\nu_d = N_{Ed}/f_{cd} \times A_c$);

k_D è il coefficiente che riflette la classe di duttilità di appartenenza uguale a 1 per la classe DCH e a 2/3 per la classe DCM;

ρ' è il rapporto di armatura compresso delle barre della trave che attraversano il collegamento;

ρ_{max} è il rapporto di armatura tesa massimo ammesso [vedere i punti 5.4.3.1.2(4) e 5.5.3.1.3(4)];

γ_{Rd} è il coefficiente di incertezza del modello sul valore di progetto delle resistenze, prese uguali a 1,2 o 1,0 rispettivamente per le classi DCH o DCM (dovuto alla sovraresistenza per l'incrudimento dell'acciaio longitudinale nella trave).

Le limitazioni sopra [espressione (5.50)] non si applicano alle barre diagonali che attraversano i nodi.

(3) Se il requisito specificato in (2)P del presente punto non può essere soddisfatto nei collegamenti trave-colonna esterni a causa dell'insufficiente profondità, h_c , della colonna parallelamente alle barre, si possono tenere in considerazione le seguenti misure aggiuntive al fine di garantire l'ancoraggio delle armature longitudinali delle travi:

- le travi o le solette possono essere estese orizzontalmente nella forma di sbalzi esterni (vedere figura 5.13a);
- si possono utilizzare barre munite di testa o piastre di ancoraggio saldate alle parti terminali delle barre (vedere figura 5.13b);
- si possono aggiungere piegature con una lunghezza minima di $10d_{bL}$ e rinforzi trasversali disposti e connessi in maniera fitta sotto la zona di piegatura delle barre (vedere figura 5.13c).

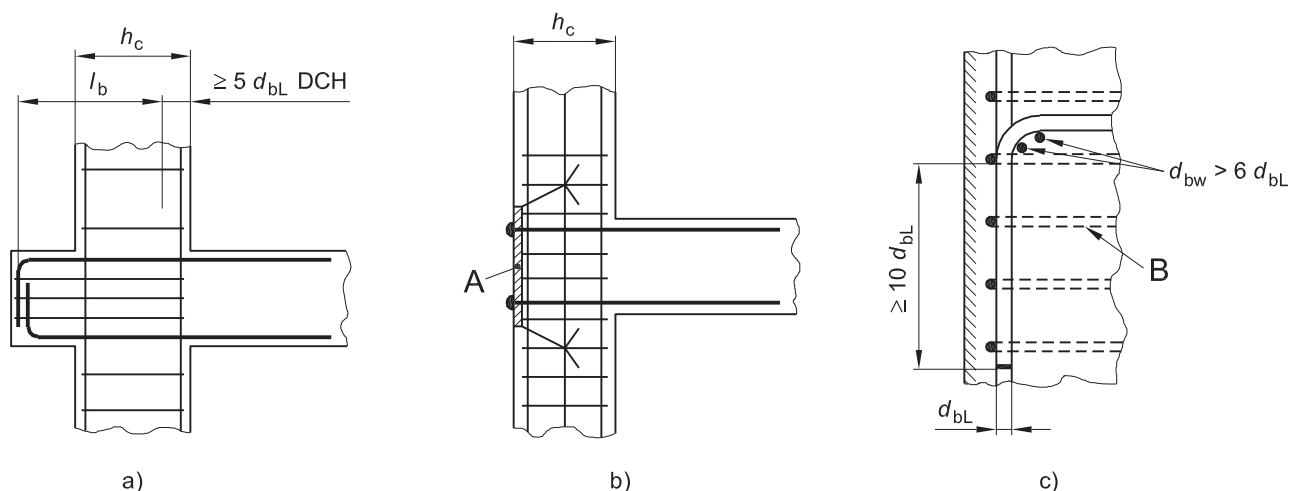
(4)P Le barre disposte al lembo superiore o inferiore che attraversano un collegamento di tipo interno devono interrompersi nelle membrature che convergono nel nodo ad una distanza non minore di l_{cr} [lunghezza della zona critica di una membratura, vedere i punti 5.4.3.1.2(1)P e 5.5.3.1.3(1)P] dalla faccia del nodo.

figura 5.13

Misure aggiuntive per ancoraggi realizzati in collegamenti trave-colonna esterni

Legenda

- A Piastra di ancoraggio
B Staffe attorno alle barre della colonna



5.6.3

Giunzioni di barre

- (1)P Le giunzioni di barre mediante saldatura sono vietate in corrispondenza delle zone critiche degli elementi strutturali.
- (2)P La giunzione di barre mediante dispositivi meccanici di collegamento è concessa nelle colonne e nelle pareti se dispositivi elementi sono oggetto di prove appropriate in condizioni compatibili con la classe di duttilità scelta.
- (3)P L'armatura trasversale che deve essere disposta per la lunghezza di sovrapposizione deve essere calcolata in accordo con la EN 1992-1-1:2004. In aggiunta, si devono osservare anche i seguenti requisiti:

- a) se le barre ancorate e quelle che continuano sono disposte in un piano parallelo all'armatura trasversale, la somma delle aree di tutte le barre collegate, $\Sigma^2 A_{sL}$, deve essere utilizzata per il calcolo dell'armatura trasversale;
- b) se le barre ancorate e quelle che continuano sono disposte in un piano normale all'armatura trasversale, l'area dell'armatura trasversale deve essere calcolata sulla base dell'area della barra longitudinale più grande fra quelle sovrapposte, A_{sL} ;
- c) il passo, s , dell'armatura trasversale disposta nella zona di sovrapposizione (in millimetri) non deve superare:

$$s = \min \{h/4; 100\} \quad (5.51)$$

dove:

h è la dimensione minima della sezione trasversale (in millimetri).

- (4) L'area richiesta di armatura trasversale A_{st} disposta in corrispondenza della zona di sovrapposizione di barre longitudinali delle colonne, tutte giuntate nella stessa posizione (come definito nella EN 1992-1-1:2004), o delle armature longitudinali degli elementi di contorno delle pareti, può essere calcolata mediante la seguente formula:

$$A_{st} = s(d_{bl}/50)(f_{yld}/f_{ywd}) \quad (5.52)$$

dove:

A_{st} è l'area di un braccio dell'armatura trasversale;

d_{bl} è il diametro delle barre giuntate;

- s è il passo delle armature trasversali;
- f_{yld} è il valore di progetto della resistenza a snervamento dell'armatura longitudinale;
- f_{ywd} è il valore di progetto della resistenza a snervamento dell'armatura trasversale.

5.7

Progettazione e dettagli costruttivi di elementi sismici secondari

- (1)P Il punto **5.7** si applica ad elementi progettati come elementi sismici secondari, che sono soggetti a deformazioni significative nella situazione sismica di progetto (per esempio le nervature delle solette non sono soggette ai requisiti del punto **5.7**). Tali elementi devono essere progettati e dettagliati in modo da mantenere la loro capacità di sostenere i carichi gravitazionali presenti nella situazione sismica di progetto, quando soggetti alle deformazioni massime sotto la situazione sismica di progetto.
- (2)P Le deformazioni massime dovute alla situazione sismica di progetto devono essere calcolate in conformità al punto **4.3.4** e devono tenere conto degli effetti $P-\Delta$ in conformità al punto **4.4.2.2(2)** e **(3)**. Esse devono essere calcolate da un'analisi della struttura nella situazione sismica di progetto, in cui si trascura il contributo degli elementi sismici secondari alla rigidezza laterale e gli elementi sismici primari sono modellati con la loro rigidezza a taglio e flessionale fessurata.
- (3) Si ritiene che gli elementi sismici secondari soddisfino i requisiti di **(1)P** del presente punto se i relativi momenti flettenti e forze di taglio calcolate sulla base di: a) le deformazioni di **(2)P** del presente punto; e b) la loro rigidezza a taglio e flessionale fessurata non eccedano la loro resistenza a taglio e flessionale di progetto M_{Rd} e V_{Rd} , rispettivamente, come queste sono determinate sulla base della EN 1992-1-1:2004.

5.8

Elementi di fondazione di calcestruzzo

5.8.1

Scopo e campo di applicazione

- (1)P I punti seguenti si applicano per la progettazione di elementi di fondazione di calcestruzzo, quali plinti, travi di collegamento, travi di fondazione, piastre di fondazione, muri di fondazione, testate di pali e pali, come per i collegamenti tra tali elementi, o tra loro e gli elementi verticali di calcestruzzo. La progettazione di questi elementi deve seguire le regole del punto **5.4** della EN 1998-5:2004.
- (2)P Se gli effetti delle azioni di progetto per la progettazione di elementi di fondazione di strutture dissipative sono ottenuti sulla base del criterio della capacità in conformità al punto **4.4.2.6(2)P**, nessuna dissipazione di energia è attesa in questi elementi nella situazione sismica di progetto. La progettazione di questi elementi può seguire le regole del punto **5.3.2(1)P**.
- (3)P Se gli effetti delle azioni di progetto per elementi di fondazione di strutture dissipative sono ottenuti sulla base dell'analisi per la situazione sismica di progetto senza seguire il criterio della capacità del punto **4.4.2.6(2)P**, la progettazione di questi elementi deve seguire le corrispondenti regole per gli elementi della sovrastruttura per la classe di duttilità selezionata. Per le travi di collegamento e le travi di fondazione le forze di taglio di progetto devono essere ottenute sulla base del criterio della capacità, in conformità al punto **5.4.2.2** in edifici di classe di duttilità DCM, o con il punto **5.5.2.1(2)P**, il punto **5.5.2.1(3)** in edifici di classe di duttilità DCH.
- (4) Se gli effetti delle azioni di progetto per elementi di fondazione sono state ottenute utilizzando un valore del coefficiente di comportamento q che è minore o uguale al limite superiore di q per un basso comportamento dissipativo (1,5 in edifici di calcestruzzo, o tra 1,5 e 2,0 in edifici di acciaio o composti acciaio-calcestruzzo, in conformità alla nota 1 del prospetto 6.1 o nota 1 del prospetto 7.1, rispettivamente), la progettazione di questi elementi può seguire le regole del punto **5.3.2(1)P** [vedere anche punto **4.4.2.6(3)**].

- (5) In basamenti scatolari di strutture dissipative, che comprendono: a) una soletta di calcestruzzo che agisce come un diaframma rigido a livello del tetto del piano interrato; b) una piastra di fondazione o un grigliato di travi di collegamento o di travi di fondazione a livello della fondazione, e c) muri di fondazione perimetrali e/o interni, progettati in conformità a (2)P del presente punto, le colonne e le travi (incluse quelle del tetto del piano interrato) sono attese rimanere elastiche sotto la situazione sismica di progetto e possono essere progettate in conformità al punto 5.3.2(1)P. Si raccomanda che le pareti di taglio siano progettate per sviluppare cerniere plastiche a livello della soletta del piano interrato. A tal fine, nelle pareti che continuano con la stessa sezione trasversale al di sopra del tetto del piano interrato, la zona critica si raccomanda sia considerata estendersi al di sotto del livello del tetto del piano interrato fino a un'altezza di h_{cr} [vedere punto 5.4.3.4.2(1) e punto 5.5.3.4.5(1)]. Inoltre, l'altezza libera totale di tali pareti all'interno del piano interrato si raccomanda sia dimensionata a taglio assumendo che la parete sviluppi la sua sovrarresistenza flessionale $\gamma_{Rd} \times M_{Rd}$ (con $\gamma_{Rd} = 1,1$ per la classe DCM e $\gamma_{Rd} = 1,2$ per la classe DCH) a livello del tetto del piano interrato e momento nullo a livello della fondazione.

5.8.2

Travi di collegamento e travi di fondazione

- (1)P Devono essere evitate colonne tozze tra la sommità di un plinto o della testata di un palo e l'intradosso di travi di collegamento o piastre di fondazione. A tal fine, l'intradosso di travi di collegamento o piastre di fondazione deve essere al di sotto della sommità del plinto o della testata del palo.
- (2) Si raccomanda di considerare che nella verifica le azioni assiali in travi di collegamento o nelle zone di collegamento di piastre di fondazione in conformità al punto 5.4.1.2(6) e (7) della EN 1998-5, agiscano unitamente agli effetti delle azioni ottenute in conformità al punto 4.4.2.6(2)P o al punto 4.4.2.6(3) per la situazione sismica di progetto, tenendo conto degli effetti del secondo ordine.
- (3) Si raccomanda che le travi di collegamento e le travi di fondazione abbiano una larghezza della sezione trasversale di almeno $b_{w,min}$ e un'altezza della sezione di almeno $h_{w,min}$.

Nota I valori attribuiti a $b_{w,min}$ e $h_{w,min}$ per l'utilizzo in una nazione possono essere trovati nella sua appendice nazionale del presente documento. I valori raccomandati sono: $b_{w,min} = 0,25$ m e $h_{w,min} = 0,4$ m per edifici fino a tre piani, o $h_{w,min} = 0,5$ m per quelli con quattro piani o più sopra il piano interrato.

- (4) Le piastre di fondazione disposte in conformità al punto 5.4.1.2(2) della EN 1998-5:2004, per la connessione orizzontale di plinti singoli o testate di pali si raccomanda abbiano uno spessore di almeno t_{min} e un rapporto di armatura di almeno $\rho_{s,min}$ sopra e sotto.

Nota I valori attribuiti a t_{min} e $\rho_{s,min}$ per l'utilizzo in una nazione possono essere trovati nella sua appendice nazionale del presente documento. I valori raccomandati sono: $t_{min} = 0,2$ m e $\rho_{s,min} = 0,2\%$.

- (5) Le travi di collegamento e le travi di fondazione si raccomanda abbiano lungo la loro lunghezza totale un rapporto di armatura longitudinale di almeno $\rho_{b,min}$ sia sopra che sotto.

Nota I valori attribuiti a $\rho_{b,min}$ per l'utilizzo in una nazione può essere trovato nella sua appendice nazionale del presente documento. Il valore raccomandato di $\rho_{b,min}$ è 0,4%.

5.8.3

Collegamenti di elementi verticali con travi o muri di fondazione

- (1)P La regione (nodo) comune di una trave di fondazione o di un muro di fondazione e un elemento verticale deve seguire le regole del punto 5.4.3.3 o del punto 5.5.3.3, come la regione di un nodo trave-colonna.
- (2) Se una trave di fondazione o un muro di fondazione di una struttura di classe di duttilità DCH è progettata per gli effetti delle azioni ottenuti sulla base del criterio della capacità in conformità al punto 4.4.2.6(2)P, la forza di taglio orizzontale V_{jhd} nella regione del nodo è ottenuta sulla base dei risultati dell'analisi in conformità al punto 4.4.2.6(2)P, (4), (5), e (6).

- (3) Se la trave di fondazione o il muro di fondazione di una struttura di classe di duttilità DCH non è progettata in conformità al metodo del criterio della capacità del punto **4.4.2.6(4), (5), (6)** (vedere punto **5.8.1(3)P**), la forza di taglio orizzontale V_{jhd} nella regione del nodo è determinata in conformità al punto **5.5.2.3(2)**, espressioni (5.22), (5.23), per nodi trave-colonna.
- (4) Nelle strutture di classe di duttilità DCM la connessione di travi di fondazione o muri di fondazione con elementi verticali può seguire le regole del punto **5.4.3.3**.
- (5) Piegature o uncini all'estremità inferiore di barre longitudinali di elementi verticali si raccomanda siano orientati in modo tale da indurre compressione nella zona di collegamento.

5.8.4

Pali e testate di pali di calcestruzzo gettati in opera

- (1)P La sommità del palo fino a una distanza dalla parte inferiore della testata del palo pari a due volte la dimensione della sezione trasversale del palo, d , come le regioni fino a una distanza pari a $2d$ su ogni lato di un'interfaccia tra due strati di terreno con rigidezza a taglio marcatamente differente (rapporto dei moduli di taglio maggiore di 6), devono essere dotate di dettagli locali come regioni potenziali di cerniere plastiche. A tal fine, esse devono essere fornite di armatura trasversale e di confinamento che segue le regole per le zone critiche di colonne della corrispondente classe di duttilità o di almeno classe di duttilità DCM.
- (2)P Quando si applica il requisito specificato nel punto **5.8.1(3)P** per la progettazione di pali di strutture dissipative, i pali devono essere progettati e dotati di dettagli locali per l'eventualità di cerniere plastiche in testata. A tal fine, la lunghezza su cui si richiede una aumentata armatura trasversale e di confinamento alla sommità del palo in conformità a (1)P del presente punto è aumentata del 50%. Inoltre, la verifica agli stati limite ultimi a taglio del palo deve prevedere una forza di taglio di progetto almeno uguale a quella calcolata sulla base dal punto **4.4.2.6(4)** al punto **(8)**.
- (3) Si raccomanda che i pali disposti per resistere a forze di trazione o assunti fissati in sommità, siano forniti di ancoraggi nella testata del palo per permettere lo sviluppo della resistenza di sollevamento di progetto del palo nel terreno, o della resistenza a trazione di progetto dell'armatura del palo, la minore tra le due. Se la parte di tali pali immersa nella testata del palo è gettata prima della testata del palo, si raccomanda che siano disposte delle chiavi all'interfaccia dove avviene il collegamento.

5.9

Effetti locali dovuti ai tamponamenti di muratura o calcestruzzo

- (1) A causa della particolare vulnerabilità delle pareti di tamponamento dei piani terra, una irregolarità indotta dal sisma attesa in quella zona e si raccomanda siano prese misure appropriate. Se non si utilizza un metodo più preciso, l'intera lunghezza delle colonne del piano terra si raccomanda sia considerata come lunghezza critica e confinata di conseguenza.
- (2) Nel caso in cui l'altezza dei tamponamenti sia minore dell'altezza libera delle colonne adiacenti, si raccomanda di tener presenti le misure seguenti:
 - a) l'intera altezza delle colonne è considerata come zona critica e si raccomanda sia armata con il quantitativo e la disposizione di staffe previsti per le zone critiche;
 - b) si raccomanda di cautelarsi nei confronti delle conseguenze legate alla diminuzione del rapporto di taglio effettivo di tali colonne. A tal fine, si raccomanda di applicare il punto **5.4.2.3** e il punto **5.5.2.2** per il calcolo della forza di taglio sollecitante, in dipendenza della classe di duttilità. In questo calcolo la lunghezza libera della colonna, l_{cl} , si raccomanda sia assunta pari alla lunghezza della colonna che non è a contatto con il tamponamento e il momento $M_{l,d}$ alla sezione della colonna sulla sommità del muro di tamponamento si raccomanda sia preso uguale a $\gamma_{Rd} \times M_{Rc,i}$ con $\gamma_{Rd} = 1,1$ per la classe DCM e 1,3 per la classe DCH e $M_{Rc,i}$ il valore di progetto del momento resistente della colonna;

- c) si raccomanda che le armature trasversali previste per sopportare la sollecitazione tagliente siano disposte lungo la lunghezza della colonna non a contatto con la parete di tamponamento ed estendersi per una lunghezza pari ad h_c (dimensione della sezione trasversale della colonna nel piano della parete di tamponamento) all'interno del tratto di colonna a contatto con le pareti di tamponamento;
 - d) se la lunghezza della colonna che non è a contatto con la parete di tamponamento risulta essere minore di $1,5h_c$, si raccomanda che la forza di taglio sia sostenuta da armature disposte secondo le due direzioni diagonali.
- (3) Nel caso in cui i tamponamenti si estendano per tutta la lunghezza libera delle colonne adiacenti, e ci siano tamponamenti di muratura unicamente su un lato della colonna (come avviene per esempio per le colonne d'angolo), si raccomanda che l'intera lunghezza della colonna sia considerata come zona critica e sia armata con il quantitativo e la disposizione di staffe previsti per tali zone critiche.
- (4) La lunghezza, l_c , delle colonne su cui è applicata la forza del puntone diagonale della parete di tamponamento, si raccomanda sia verificata a taglio per la più piccola delle seguenti due forze di taglio: a) la componente orizzontale della forza del puntone della parete di tamponamento, assunta uguale alla resistenza a taglio orizzontale del pannello, come stimata sulla base della resistenza a taglio del letto di malta; o b) la forza di taglio calcolata in conformità al punto 5.4.2.3 o al punto 5.5.2.2, a seconda della classe di duttilità, assumendo che la capacità flessionale di sovrarresistenza della colonna $\gamma_{Rd} \times M_{Rc,i}$ si sviluppi ai due estremi della lunghezza di contatto, l_c . La lunghezza di contatto si raccomanda sia assunta uguale alla larghezza totale verticale del puntone diagonale della parete di tamponamento. A meno che non sia fatta una stima più accurata di questa larghezza, tenendo conto delle proprietà elastiche e della geometria della parete di tamponamento e della colonna, la larghezza del puntone può essere assunta come una data frazione della lunghezza del pannello diagonale.

5.10

Disposizioni per impalcati di calcestruzzo

- (1) Una soletta piena di calcestruzzo armato può essere considerata come un impalcato, se ha uno spessore di non meno di 70 mm ed è rinforzato in entrambe le direzioni con almeno la minima armatura specificata nella EN 1992-1-1:2004.
- (2) Un ricoprimento gettato in opera su una soletta prefabbricata o su un sistema di copertura può essere considerata come un impalcato, se a) soddisfa i requisiti di (1) del presente punto; b) è progettato per fornire da solo la resistenza e rigidità richiesta di impalcato; e c) è gettato su un substrato pulito, scabro, o collegato ad esso mediante connettori a taglio.
- (3)P La progettazione in zona sismica deve includere la verifica allo stato limite ultimo degli impalcati di calcestruzzo armato in strutture di classe DCH con le seguenti proprietà:
 - geometrie irregolari o forme in pianta con divisioni, impalcati con arretramenti e rientranze;
 - aperture ampie ed irregolari nell'impalcato;
 - distribuzione irregolare delle masse e/o delle rigidità (come per esempio nel caso di arretramenti o sporgenze);
 - basamenti con pareti disposte solamente lungo parte del perimetro o solo in parte dell'area del piano terra.
- (4) Gli effetti sugli impalcati di calcestruzzo armato possono essere valutati adottando come modello quello della trave alta oppure quello di telaio piano oppure quello di puntone-tirante, appoggiato su supporti elastici.
- (5) Si raccomanda che i valori di progetto degli effetti siano valutati tenendo conto di quanto disposto nel punto 4.4.2.5.
- (6) Si raccomanda che la valutazione della resistenza di progetto sia fatta secondo quanto indicato nella EN 1992-1-1:2004.

- (7) Nel caso di sistemi strutturali a nucleo o a pareti, appartenenti alla classe di duttilità DCH, si raccomanda la verifica della capacità da parte degli impalcati di trasferire le azioni orizzontali ai nuclei o alle pareti. A tal proposito valgono le disposizioni seguenti:
- a) il valore degli sforzi di taglio di progetto all'interfaccia tra gli impalcati e un nucleo o parete si raccomanda sia limitato a $1,5f_{ctd}$, quale misura nei confronti della fessurazione;
 - b) si raccomanda sia garantita un'adeguata resistenza nei confronti della rottura per scorrimento a taglio, assumendo che l'inclinazione del puntone sia di 45° . Si raccomanda di predisporre un'armatura aggiuntiva per contribuire alla resistenza a taglio delle interfacce tra gli impalcati ed i nuclei o le pareti; gli ancoraggi di queste barre si raccomanda seguano le disposizioni del punto **5.6**.

5.11 Strutture prefabbricate di calcestruzzo

5.11.1 Generalità

5.11.1.1 Scopo e tipologie strutturali

- (1)P Il punto **5.11** si applica alla progettazione antisismica di strutture di calcestruzzo armato costruite parzialmente o interamente con elementi prefabbricati.
- (2)P Se non sia diversamente specificato, [vedere punto **5.11.1.3.2(4)**], si applicano tutte le disposizioni della sezione **5** del presente Eurocodice e della sezione **10** della EN 1992-1-1:2004.
- (3) Le seguenti tipologie strutturali, come definito nel punto **5.1.2** e nel punto **5.2.2.1**, sono trattate dal punto **5.11**:
 - sistemi intelaiati;
 - sistemi a pareti;
 - sistemi doppi (con telai prefabbricati misti e pareti prefabbricate o monolitiche).
- (4) In aggiunta, sono anche trattati i seguenti sistemi:
 - strutture a parete-pannello (strutture a pareti trasversali);
 - strutture cellulari (sistemi a celle monolitiche prefabbricate);

5.11.1.2 Valutazione delle strutture prefabbricate

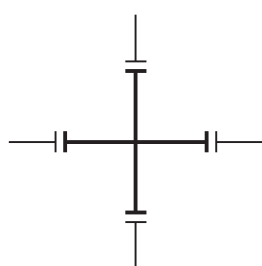
- (1) Nel modellare le strutture prefabbricate si raccomanda di seguire le valutazioni seguenti:
 - a) identificazione delle diverse funzioni degli elementi strutturali, come uno dei seguenti:
 - elementi resistenti solo nei confronti di azioni gravitazionali, come per esempio le colonne incernierate disposte attorno ad un nucleo di calcestruzzo armato;
 - elementi resistenti sia nei confronti di azioni gravitazionali che sismiche, come per esempio i telai o le pareti;
 - elementi in grado di fornire un adeguato collegamento fra diversi elementi strutturali, come per esempio i solai e gli impalcati di tetto;
 - b) caratteristiche sufficienti a soddisfare i provvedimenti di resistenza sismica dal punto **5.1** al punto **5.10** come segue:
 - sistemi prefabbricati in grado di soddisfare tutte quelle disposizioni;
 - sistemi prefabbricati che sono combinati con colonne o pareti gettate in opera al fine di soddisfare tutti quei provvedimenti;
 - sistemi prefabbricati che non rispettano quelle disposizioni e che perciò necessitano di altri criteri di progettazione e ai quali si raccomanda siano assegnati valori più bassi del coefficiente di comportamento;

- c) identificazione degli elementi non-strutturali che possono essere:
 - completamente disaccoppiati dalla struttura; oppure
 - parzialmente resistenti nei confronti della deformazione degli elementi strutturali;
- d) identificazione dell'effetto dei collegamenti sulla capacità di dissipare energia da parte della struttura:
 - collegamenti posti al di fuori delle zone critiche [come definito nel punto **5.1.2(1)**], che non hanno influenza sulla capacità di dissipare energia da parte della struttura (vedere punto **5.11.2.1.1** e per esempio figura 5.14.a);
 - collegamenti posti all'interno delle zone critiche, ma adeguatamente sovradimensionati rispetto al resto della struttura, in modo che nella situazione sismica di progetto essi rimangano in campo elastico mentre il comportamento anelastico si verifica nelle altre zone critiche (vedere punto **5.11.2.1.2** e per esempio figura 5.14b);
 - collegamenti posti all'interno delle zone critiche con duttilità significativa (vedere punto **5.11.2.1.3** e per esempio figura 5.14c).

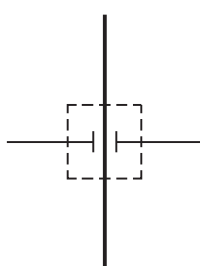
figura 5.14

Legenda

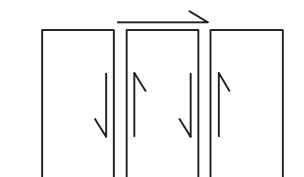
- a) Collegamento posto al di fuori delle zone critiche
- b) Collegamento sovradimensionato con cerniere plastiche spostate al di fuori del collegamento
- c) Collegamento di pannelli di grandi dimensioni duttile nei confronti del taglio posto all'interno di zone critiche (cioè al piano terra)
- d) Collegamenti di continuità duttili posti all'interno di zone critiche di telai



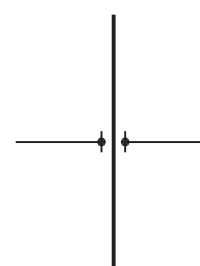
a)



b)



c)



d)

5.11.1.3

Criteri di progettazione

5.11.1.3.1

Resistenza locale

- (1) Negli elementi prefabbricati e nei loro collegamenti, si raccomanda di tenere in considerazione la possibilità di un degrado della risposta dovuta a deformazioni cicliche oltre il limite elastico. Generalmente tale degrado della risposta è coperto dai coefficienti parziali di sicurezza dei materiali relativi all'acciaio e al calcestruzzo [vedere punto **5.2.4(1)P** e punto **5.2.4(2)**]. Se questo non avviene, il valore della resistenza di progetto dei collegamenti prefabbricati sottoposti a carichi monotoni si raccomanda sia appropriatamente ridotto per le verifiche nella situazione sismica di progetto.

5.11.1.3.2

Dissipazione di energia

- (1) Nelle strutture prefabbricate di calcestruzzo armato il meccanismo prevalente di dissipazione dell'energia si raccomanda avvenga all'interno delle zone critiche per mezzo di rotazioni plastiche.
- (2) In aggiunta alla capacità di dissipare energia entro le zone critiche attraverso rotazioni plastiche, le strutture prefabbricate possono anche dissipare energia mediante meccanismi plastici a taglio lungo i collegamenti, a patto che siano soddisfatte entrambe le condizioni seguenti:

- a) si raccomanda che la capacità di risposta non degradi sostanzialmente durante l'azione sismica; e
 - b) si raccomanda di evitare appropriatamente possibili instabilità.
- (3) Le tre classi di duttilità fornite nella sezione 5 per strutture gettate in opera si applicano anche per sistemi prefabbricati. Solo il punto 5.2.1(2) e il punto 5.3 si applicano dalla sezione 5, per la progettazione di edifici prefabbricati di Classe di Duttilità L.

Nota La selezione della classe di duttilità per l'utilizzo nelle varie tipologie di sistemi di calcestruzzo prefabbricati in una nazione o in parti della nazione può essere trovata nella sua appendice nazionale del presente documento. La Classe di Duttilità L è raccomandata solo per i casi di bassa sismicità. Per sistemi a parete-pannello la classe di duttilità raccomandata è la M.

- (4) La capacità di dissipare energia a taglio può essere tenuta in conto, specialmente in sistemi a pareti prefabbricate, considerando i valori dei coefficienti scorrimento locale-duttilità, μ_s , nella scelta del coefficiente di comportamento globale q .

5.11.1.3.3 Misure specifiche aggiuntive

- (1) Soltanto le strutture prefabbricate regolari sono trattate nel punto 5.11 (vedere punto 4.2.3). Tuttavia, la verifica degli elementi prefabbricati di strutture irregolari può essere basata sui provvedimenti della presente sezione.
- (2) Si raccomanda che tutti gli elementi strutturali verticali si sviluppino fino al livello delle fondazioni senza interruzioni.
- (3) Incertezze relative alle resistenze come specificato nel punto 5.2.3.7(2)P.
- (4) Incertezze relative alla duttilità come specificato nel punto 5.2.3.7(3)P.

5.11.1.4 Coefficienti di comportamento

- (1) Per le strutture prefabbricate che rispettano le disposizioni fornite nel punto 5.11, il valore del coefficiente di comportamento q_p può essere calcolato dalla seguente espressione, a meno che studi specifici non consentano di procedere diversamente:

$$q_p = k_p \times q \quad (5.53)$$

dove:

q è il coefficiente di comportamento calcolato in conformità all'espressione (5.1);

k_p è il coefficiente riduttivo che dipende dalla capacità di dissipare energia da parte della struttura prefabbricata [vedere (2) del presente punto].

Nota I valori prescritti per k_p per l'utilizzo in una nazione possono essere trovati nella sua appendice nazionale del presente documento. I valori raccomandati sono:

$$k_p \begin{cases} 1,00 & \text{per strutture con collegamenti secondo i punti 5.11.2.1.1, 5.11.2.1.2 o 5.11.2.1.3} \\ 0,5 & \text{per strutture con altri tipi di collegamenti} \end{cases}$$

- (2) Per le strutture prefabbricate che non rispettano le disposizioni progettuali riportate nel punto 5.11, si raccomanda che il coefficiente di comportamento q_p sia assunto fino a 1,5.

5.11.1.5 Analisi di situazioni transitorie

- (1) Si raccomanda che durante la costruzione della struttura, si prevedano elementi di controvento temporanei, le azioni sismiche si raccomanda non siano considerate come una situazione di progetto. Comunque, nel caso in cui un evento sismico potesse produrre un collasso di parti della struttura con conseguenti rischi di vite umane, si raccomanda siano appositamente progettati elementi di controvento temporanei per un'azione sismica ridotta in maniera appropriata.
- (2) Se non altrimenti specificato da studi particolari, questa azione può essere assunta uguale a una frazione A_p dell'azione di progetto, come definita nella sezione 3.

Nota I valori prescritti per A_p per l'utilizzo in una nazione possono essere trovati nella sua appendice nazionale del presente documento. Il valore raccomandato di A_p è 30%.

5.11.2 Collegamenti di elementi prefabbricati

5.11.2.1 Disposizioni generali

5.11.2.1.1 Collegamenti lontani da zone critiche

- (1) I collegamenti degli elementi prefabbricati considerati lontano dalle zone critiche si raccomanda siano posti ad una distanza dalla sezione terminale della zona critica più vicina almeno uguale alla più grande delle dimensioni della sezione dell'elemento dove questa zona critica si trova.
- (2) Si raccomanda che i collegamenti di questo tipo siano dimensionati per: a) una forza di taglio determinata dal criterio della capacità di progetto del punto **5.4.2.2** e del punto **5.4.2.3** con un coefficiente che tiene conto della sovrarresistenza dovuta all'incrudimento dell'acciaio, γ_{Rd} , uguale a 1,1 per la classe DCM o a 1,2 per la classe DCH; e b) un momento flettente almeno uguale al momento sollecitante ottenuto dall'analisi e al 50% del momento resistente, M_{Rd} , alla sezione terminale della zona critica più vicina, moltiplicata per il coefficiente γ_{Rd} .

5.11.2.1.2 Collegamenti sovradimensionati

- (1) Si raccomanda che le sollecitazioni di progetto di collegamenti sovradimensionati siano derivate sulla base del criterio della capacità di progetto del punto **5.4.2.2** e del punto **5.4.2.3**, sulla base delle resistenze flessionali di sovrarresistenza alle sezioni terminali delle zone critiche uguali a $\gamma_{Rd} \times M_{Rd}$, con il coefficiente γ_{Rd} preso uguale a 1,20 per la classe DCM e a 1,35 per la classe DCH.
- (2) Si raccomanda che le barre di armatura del collegamento sovradimensionato che si interrompono siano completamente ancorate prima della sezione(i) terminale della zona critica.
- (3) Si raccomanda che l'armatura della zona critica sia completamente ancorata all'esterno del collegamento sovradimensionato.

5.11.2.1.3 Collegamenti che dissipano energia

- (1) Si raccomanda che questi collegamenti rispettino i criteri di duttilità locale dati nel punto **5.2.3.4** e nei rispettivi punti **5.4.3** e **5.5.3**.
- (2) In alternativa, si raccomanda di dimostrare con prove sperimentali cicliche anelastiche su un numero appropriato di provini rappresentativi del collegamento, che la connessione possiede capacità di deformazione ciclica stabile e di dissipare energia almeno uguale a quella di un collegamento monolitico che ha la stessa resistenza e rispetta le disposizioni per la duttilità locale del punto **5.4.3** o del punto **5.5.3**.
- (3) Si raccomanda che le prove su provini rappresentativi siano eseguite seguendo una appropriata storia ciclica di spostamenti, inclusi almeno tre cicli completi a un'ampiezza corrispondente a q_p in conformità al punto **5.2.3.4(3)**.

5.11.2.2 Valutazione della resistenza dei collegamenti

- (1) Il valore di progetto della resistenza dei collegamenti fra elementi prefabbricati si raccomanda sia calcolato in conformità alle disposizioni del punto **6.2.5** della EN 1992-1-1:2004, e della sezione **10** della EN 1992-1-1:2004, utilizzando i coefficienti parziali del materiale del punto **5.2.4(2)** e **(3)**. Se quelle disposizioni non coprono adeguatamente il collegamento in considerazione, si raccomanda che la sua resistenza sia valutata per mezzo di appropriati studi sperimentali.
- (2) Nel valutare la resistenza di un collegamento nei confronti dello scorrimento dovuto a taglio, la resistenza ad attrito dovuta a sforzi esterni di compressione (come opposti agli sforzi interni dovuti all'effetto di bloccaggio delle barre che attraversano la connessione) si raccomanda sia trascurata.

- (3) La saldatura di barre di acciaio in corrispondenza di collegamenti in grado di dissipare energia può essere tenuta in considerazione da un punto di vista strutturale quando sono rispettate tutte le condizioni seguenti:
 - a) si utilizzano unicamente acciai saldabili;
 - b) i materiali per la saldatura, le tecnologie ed il personale garantiscono una perdita di duttilità locale minore del 10% del coefficiente di duttilità raggiungibile se il collegamento è stato effettuato senza saldatura.
- (4) Si raccomanda di dimostrare analiticamente e sperimentalmente che gli elementi di acciaio (profili o barre) collegati a membrature di calcestruzzo, che contribuiscono alla resistenza nei confronti dell'azione sismica, resistono a una storia di carico ciclica di deformazione imposta relativa alla classe di duttilità assunta, come specificato nel punto **5.11.2.1.3(2)**.

5.11.3 Elementi

5.11.3.1 Travi

- (1)P Si applicano i provvedimenti pertinenti della sezione **10** della EN 1992-1-1:2004, e dei punti **5.4.2.1**, **5.4.3.1**, **5.5.2.1**, **5.5.3.1** del presente Eurocodice, in aggiunta a quelli riportati nel punto **5.11**.
- (2)P Travi prefabbricate semplicemente appoggiate devono essere strutturalmente connesse a colonne o pareti. I collegamenti devono garantire la trasmissione delle forze orizzontali nella situazione sismica di progetto senza fare affidamento sull'attrito.
- (3) In aggiunta alle pertinenti disposizioni della sezione **10** della EN 1992-1-1:2004, si raccomanda che la tolleranza ed i giochi dei supporti siano sufficienti in relazione allo spostamento atteso della membratura di supporto (vedere punto **4.3.4**).

5.11.3.2 Colonne

- (1) Si applicano le pertinenti disposizioni del punto **5.4.3.2** e del punto **5.5.3.2**, in aggiunta a quelle presentate nel punto **5.11**.
- (2) I collegamenti colonna-colonna all'interno delle zone critiche sono concessi solamente per classe di duttilità DCM.
- (3) Si raccomanda che per sistemi a telaio prefabbricati con collegamenti trave-colonna incernierati, le colonne siano fissate alla base con supporti pieni in fondazioni a cavità progettati in conformità al punto **5.11.2.1.2**.

5.11.3.3 Nodi trave-colonna

- (1) I nodi trave colonna monolitici (vedere figura 5.14a) si raccomanda soddisfino le pertinenti disposizioni del punto **5.4.3.3** e del punto **5.5.3.3**.
- (2) I collegamenti delle parti terminali di travi adiacenti alle colonne [vedere figura 5.14b) e c)] si raccomanda siano verificati per quanto riguarda la loro resistenza e duttilità, come specificato nel punto **5.11.2.2.1**.

5.11.3.4 Pannelli prefabbricati di grandi dimensioni per pareti

- (1) Si applica la sezione **10** della EN 1992-1-1, con le varianti seguenti:
 - a) il rapporto totale minimo di armatura verticale si riferisce all'effettiva sezione trasversale di calcestruzzo e si raccomanda includa barre verticali d'anima e degli elementi di contorno;
 - b) non è concessa una singola rete di armatura;
 - c) si raccomanda sia garantito un confinamento minimo al calcestruzzo in prossimità dei bordi di tutti i pannelli prefabbricati, come specificato nel punto **5.4.3.4.2** o nel punto **5.5.3.4.5** per le colonne, in una sezione quadrata di lunghezza di lato pari a b_w , dove b_w rappresenta lo spessore del pannello.

- (2) La parte di pannello per parete tra un nodo verticale e un'apertura disposta ad una distanza vicina a $2,5b_w$ dal nodo si raccomanda sia dimensionata e dotata di dettagli in conformità al punto 5.4.3.4.2 o al punto 5.5.3.4.5, dipendente dalla classe di duttilità.
- (3) Si raccomanda di evitare il degrado della resistenza dei collegamenti.
- (4) A tal fine si raccomanda che tutti i nodi verticali siano scabri o prevedono dei denti e siano verificati a taglio.
- (5) I nodi orizzontali sottoposti a compressione per tutta la loro lunghezza possono essere eseguiti senza prevedere denti. Se essi sono parzialmente soggetti a trazione e parzialmente a compressione, si raccomanda prevedano dei denti per tutta la loro lunghezza.
- (6) Le seguenti disposizioni aggiuntive valgono per la verifica dei collegamenti orizzontali delle pareti costituite da pannelli prefabbricati di grandi dimensioni:
 - a) l'azione assiale totale di trazione prodotta dalle sollecitazioni assiali (con riferimento alla parete), si raccomanda sia sopportata dall'armatura verticale, disposta nella zona del pannello soggetta a trazione e ben ancorata all'interno dei pannelli sopra e sottostanti. La continuità di questa armatura si raccomanda sia garantita da saldature duttili disposte all'interno del nodo orizzontale o, preferibilmente, entro particolari denti appositamente predisposti (figura 5.15);
 - b) nei collegamenti orizzontali che risultano essere parzialmente compressi e parzialmente tesi (sotto la situazione sismica di progetto), la verifica nei confronti della resistenza a taglio (vedere punto 5.11.2.2) si raccomanda sia condotta unicamente con riferimento alla zona compressa. In tal caso il valore dell'azione assiale N_{Ed} si raccomanda sia sostituito da quello della forza totale di compressione F_c agente sulla zona compressa.

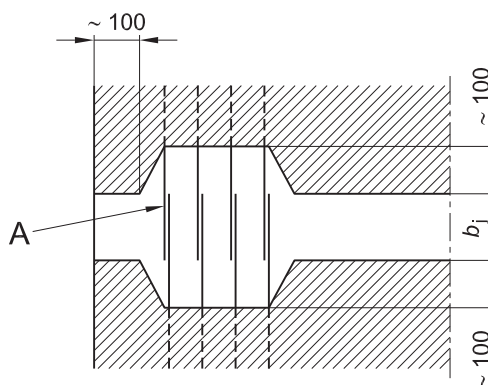
figura 5.15

Armatura a trazione da disporsi in corrispondenza dei bordi delle pareti

Legenda

A Saldatura di sovrapposizione di barre

Dimensioni in millimetri



- (7) Si raccomanda che le seguenti disposizioni aggiuntive di progetto siano osservate per aumentare la duttilità locale lungo i collegamenti verticali dei pannelli di grandi dimensioni:
 - a) si raccomanda che un quantitativo minimo di armatura pari allo 0,10% sia disposto in corrispondenza dei collegamenti totalmente compressi, e pari allo 0,25% per quelli parzialmente compressi e parzialmente tesi;
 - b) si raccomanda che il quantitativo di armatura attraverso i collegamenti sia limitato al fine di evitare repentine perdite di resistenza post-picco. In mancanza di dati più precisi, il rapporto di armatura si raccomanda non ecceda il 2%;
 - c) si raccomanda che tale armatura sia distribuita attraverso l'intera lunghezza del collegamento. Con riferimento alla classe di duttilità DCM, questa armatura può essere concentrata in tre fasce (in sommità, al centro e sul fondo);

- d) si raccomanda di dare disposizioni per garantire la continuità dell'armatura attraverso i collegamenti pannello-pannello. A tal fine, si raccomanda che nei collegamenti verticali, le barre di acciaio siano ancorate o sotto forma di anelli o (nel caso di nodi con almeno un lato libero) mediante saldature attraverso il collegamento (vedere figura 5.16);
- e) al fine di garantire la continuità lungo il collegamento dopo la fessurazione, si raccomanda di garantire un rapporto minimo di armatura longitudinale $\rho_{c,min}$ entro il riempimento effettuato con malta nella connessione (vedere figura 5.16).

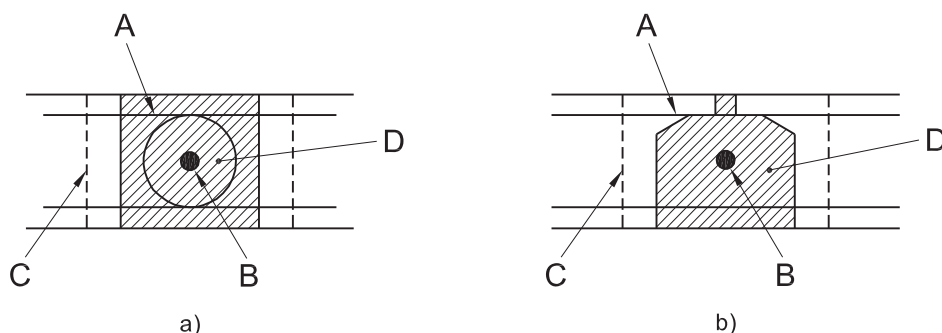
Nota Il valore prescritto per $\rho_{c,min}$ per l'utilizzo in una nazione può essere trovato nella sua appendice nazionale del presente documento. Il valore raccomandato è: $\rho_{c,min} = 1\%$.

figura 5.16

Sezione trasversale di collegamenti verticali fra pannelli prefabbricati di grandi dimensioni

Legenda

- A Armatura sporgente attraverso il collegamento
- B Armatura lungo il collegamento
- C Collegamento dentato
- D Riempimento effettuato con malta tra i pannelli
- a) Nodo libero su due lati
- b) Nodo libero su un lato



- (8) Come risultato della capacità di dissipare energia lungo i collegamenti verticali dei pannelli di grandi dimensioni (ed in parte lungo i collegamenti orizzontali), le pareti costituite da tali pannelli prefabbricati sono esentate dalle disposizioni date nel punto 5.4.3.4.2 e nel punto 5.5.3.4.5 riguardanti il confinamento degli elementi di contorno.

5.11.3.5

Impalcati

- (1) In aggiunta alle disposizioni della sezione 10 della EN 1992-1-1:2004, pertinenti le solette e a quelle date nel punto 5.10, valgono anche le seguenti disposizioni progettuali nel caso di impalcati costituiti da elementi prefabbricati.
- (2) Quando la condizione di impalcato rigido in conformità al punto 4.3.1(4) non è soddisfatta, si raccomanda che la deformabilità nel piano dell'impalcato così come quella dei collegamenti agli elementi verticali, sia considerata nel modello.
- (3) Il comportamento di impalcato rigido è aumentato se i nodi nell'impalcato sono posti solo sui suoi supporti. Un appropriato rivestimento sottile effettuato in sito mediante calcestruzzo armato può aumentare notevolmente il comportamento come corpo rigido dell'impalcato. Si raccomanda che lo spessore di tale strato non sia minore di 40 mm se la luce tra i supporti è minore di 8 m, o minore di 50 mm per luci più grandi; si raccomanda che la sua rete di armatura sia collegata agli elementi resistenti verticali sopra e sottostanti.
- (4) Si raccomanda che le forze di trazione siano sopportate da elementi di acciaio di armatura (steel ties) disposti almeno lungo il perimetro dell'impalcato e lungo alcuni nodi degli elementi a soletta prefabbricate. Se si utilizza un rivestimento gettato in opera, si raccomanda che questa armatura aggiuntiva sia disposta in tale strato.

- (5) Si raccomanda che in ogni caso, questi elementi di armatura costituiscono un sistema continuo di armatura lungo ed attraverso l'intero impalcato, e si raccomanda che siano appropriatamente connesse ad ogni elemento di controvento.
- (6) Si raccomanda che le forze di taglio agenti nel piano lungo i collegamenti soletta-soletta o soletta-trave siano valutate applicandovi un fattore moltiplicativo pari a 1,30. Si raccomanda il valore di progetto della resistenza sia valutato come nel punto 5.11.2.2.
- (7) Si raccomanda che gli elementi sismici primari, sia sopra che sotto l'impalcato, siano adeguatamente collegati all'impalcato. A tal fine, si raccomanda che qualsiasi collegamento orizzontale sia sempre adeguatamente rinforzato. Si raccomanda che le forze di attrito dovute alle forze di compressione esterne non siano prese in considerazione.

6 REGOLE SPECIFICHE PER EDIFICI DI ACCIAIO

6.1 Generalità

6.1.1 Scopo e campo di applicazione

- (1)P Per la progettazione degli edifici di acciaio, si applica la EN 1993. Le disposizioni presentate di seguito vanno ad aggiungersi a quelle contenute nella EN 1993.
- (2)P Per gli edifici con struttura mista acciaio-calcestruzzo, si applica la sezione 7.

6.1.2 Principi per la progettazione

- (1)P Gli edifici sismo-resistenti di acciaio devono essere progettati secondo uno dei seguenti principi (vedere prospetto 6.1):
 - Principio a) Comportamento strutturale poco dissipativo;
 - Principio b) Comportamento strutturale dissipativo.

prospetto 6.1

Principi per la progettazione, classi di duttilità strutturale e valori di riferimento limite superiori dei coefficienti di comportamento

Principi per la progettazione	Classe di duttilità strutturale	Intervallo dei valori di riferimento del coefficiente di comportamento q
Principio a) Comportamento strutturale poco dissipativo	DCL (Bassa)	$\leq 1,5 - 2$
Principio b) Comportamento strutturale dissipativo	DCM (Media)	≤ 4 limitato anche dai valori del prospetto 6.2
	DCH (Alta)	limitato solo dai valori del prospetto 6.2

Nota 1 Il valore prescritto per il limite superiore di q per comportamento poco dissipativo, all'interno dell'intervallo del prospetto 6.1, per l'utilizzo in una nazione può essere trovato nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato del limite superiore di q per comportamento poco dissipativo è 1,5.

Nota 2 L'appendice nazionale di una particolare nazione può dare delle limitazioni sulla scelta del principio per la progettazione e della classe di duttilità che sono permessi all'interno di quella nazione.

- (2)P Nel principio a), gli effetti delle azioni possono essere calcolati sulla base di un'analisi elastica globale senza tenere conto di un significativo comportamento non-lineare del materiale. Quando si utilizza lo spettro di progetto definito nel punto 3.2.2.5, il limite superiore del valore di riferimento del coefficiente di comportamento q può essere preso tra 1,5 e 2 (vedere nota 1 al punto (1) del presente punto). Nei casi di irregolarità in elevazione, il coefficiente di comportamento q deve essere corretto come indicato nel punto 4.2.3.1(7), ma non è necessario prendere un valore minore di 1,5.

- (3) Nel principio a), se il limite superiore del valore di riferimento di q è preso maggiore di 1,5, le membrature sismiche primarie della struttura si raccomanda siano di classe di sezione trasversale 1, 2 o 3.
- (4) Nel principio a), la resistenza delle membrature e dei collegamenti si raccomanda sia valutata in conformità alla EN 1993 senza alcun requisito aggiuntivo. Per gli edifici che non sono isolati sismicamente (vedere sezione **10**), la progettazione in conformità al principio a) è raccomandato solo per i casi di bassa sismicità [vedere punto **3.2.1(4)**].
- (5)P Nel principio b), si tiene conto della capacità di parti della struttura (zone dissipative) di resistere alle azioni sismiche attraverso un comportamento anelastico. Quando si utilizza lo spettro di progetto definito nel punto **3.2.2.5**, il valore di riferimento del coefficiente di comportamento q può essere preso maggiore del valore limite superiore stabilito nel prospetto 6.1 e nella nota 1 al punto **(1)** del presente punto per comportamento strutturale poco dissipativo. Il valore limite superiore di q dipende dalla classe di duttilità e dalla tipologia strutturale (vedere punto **6.3**). Quando si adotta questo principio b), devono essere soddisfatti i requisiti dati dal punto **6.2** al punto **6.11**.
- (6)P Le strutture progettate in conformità al principio b) devono appartenere alle classi di duttilità strutturale DCM o DCH. Queste classi corrispondono all'aumentata capacità della struttura di dissipare energia nei meccanismi plastici. In relazione alla classe di duttilità, devono essere soddisfatti requisiti specifici in uno o più dei seguenti aspetti: classe di sezioni di acciaio e capacità di rotazione di connessioni.

6.1.3

Verifiche di sicurezza

- (1)P Per le verifiche allo stato limite ultimo il coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio $\gamma_s = \gamma_M$ deve tenere conto del possibile degrado di resistenza dovuto alle deformazioni cicliche.

Nota 1 L'appendice nazionale può dare una scelta di γ_s .

Nota 2 Assumendo che, per i provvedimenti relativi alla duttilità locale, il rapporto tra la resistenza residua dopo il degrado e quella iniziale sia approssimativamente uguale al rapporto tra i valori di γ_M per le combinazioni di carico accidentale e fondamentale, si raccomanda di applicare il coefficiente parziale di sicurezza γ_s adottato per le situazioni di progetto persistenti e transitorie.

- (2) Per i controlli secondo il criterio della capacità specificati dal punto **6.5** al punto **6.8**, la possibilità che la resistenza a snervamento reale dell'acciaio sia più alta della resistenza a snervamento nominale si raccomanda che tenga conto di un coefficiente di sovrarresistenza del materiale γ_{ov} [vedere punto **6.2(3)**].

6.2

Materiali

- (1)P L'acciaio strutturale deve essere conforme a quanto previsto dalla EN 1993.
- (2)P La distribuzione delle proprietà del materiale, quali la resistenza a snervamento e la tenacità, nella struttura deve essere tale che le zone dissipative si formino dove stabilito nella progettazione.

Nota Le zone dissipative ci si aspetta si plasticizzino prima che le altre zone lascino il campo elastico durante il sisma.

- (3) Il requisito **(2)P** può essere soddisfatto se la resistenza a snervamento dell'acciaio delle zone dissipative e la progettazione della struttura rispettano una delle seguenti condizioni a), b) o c):

a) la resistenza a snervamento massima reale $f_{y,max}$ dell'acciaio delle zone dissipative soddisfa la seguente espressione $f_{y,max} \leq 1,1 \gamma_{ov} f_y$

dove:

γ_{ov} è il fattore di sovrarresistenza utilizzato nella progettazione; e

f_y è la resistenza a snervamento nominale specificata per il tipo di acciaio.

Nota 1 Per gli acciai di classe S235 e con $\gamma_{ov} = 1,25$ questo metodo fornisce un massimo di $f_{y,max} = 323 \text{ N/mm}^2$.

Nota 2 Il valore prescritto per γ_{ov} da utilizzarsi in una nazione per verificare la condizione a) può essere trovato nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è $\gamma_{ov} = 1,25$.

- b) la progettazione della struttura è fatta sulla base di un'unica classe e di una resistenza a snervamento nominale f_y per gli acciai sia nelle zone dissipative sia nelle zone non dissipative; per l'acciaio delle zone dissipative è specificato un valore superiore $f_{y,max}$; per gli acciai delle zone e connessioni non dissipative il valore nominale f_y specificato ecceda il valore superiore della resistenza a snervamento $f_{y,max}$ delle zone dissipative.

Nota Questa condizione generalmente porta all'utilizzo di acciai di classe S355 per membrature non dissipative e collegamenti non-dissipativi (progettati sulla base della f_y degli acciai S235) e all'utilizzo di acciai di classe S235 per membrature o collegamenti dissipativi dove la resistenza a snervamento superiore degli acciai di classe S235 è limitata a $f_{y,max} = 355 \text{ N/mm}^2$.

- c) la resistenza a snervamento massima reale $f_{y,act}$ dell'acciaio di ogni zona dissipativa è determinata da misurazioni e il fattore di sovraresistenza è calcolato per ogni zona dissipativa come $\gamma_{ov,act} = f_{y,act} / f_y$, essendo f_y la resistenza a snervamento nominale dell'acciaio delle zone dissipative.

Nota Questa condizione è applicabile quando acciai conosciuti sono presi da materiale immagazzinato o per la valutazione di edifici esistenti o dove le ipotesi a favore di sicurezza sulla resistenza a snervamento sono confermate da misurazioni prima della fabbricazione.

- (4) Se le condizioni in (3)b) del presente punto sono soddisfatte, il fattore di sovraresistenza, γ_{ov} , può essere preso uguale a 1,00 nei controlli di progetto per gli elementi strutturali definiti dal punto 6.5 al punto 6.8. Nella verifica dell'espressione (6.1) per i collegamenti, il valore da utilizzare per il coefficiente di sovraresistenza γ_{ov} è lo stesso di (3)a).
- (5) Se le condizioni in (3)c) del presente punto sono soddisfatte, il coefficiente di sovraresistenza γ_{ov} si raccomanda sia preso come il massimo tra i valori di $\gamma_{ov,act}$ calcolati nelle verifiche specificate dal punto 6.5 al punto 6.8.
- (6)P Per le zone dissipative, il valore della resistenza a snervamento $f_{y,max}$, tenuto in conto nell'osservare le condizioni in (3) del presente punto, deve essere specificato e annotato sui disegni.
- (7) Si raccomanda che la tenacità degli acciai e delle saldature soddisfi i requisiti per l'azione sismica al valore quasi-permanente della temperatura di servizio (vedere EN 1993-1-10:2004).

Nota L'appendice nazionale può dare indicazioni su come la EN 1993-1-10:2004 può essere utilizzata nella situazione sismica di progetto.

- (8) La tenacità richiesta dell'acciaio e delle saldature e la temperatura di servizio più bassa adottata in combinazione con l'azione sismica, si raccomanda siano definite nelle specifiche di progetto.
- (9) Nelle connessioni bullonate di membrature sismiche primarie di un edificio, si raccomanda siano utilizzati bulloni ad alta resistenza di classe 8.8 o 10.9.
- (10)P Il controllo delle proprietà del materiale deve essere fatto in conformità al punto 6.11.

6.3 Tipologie strutturali e coefficienti di comportamento

6.3.1 Tipologie strutturali

- (1)P Gli edifici di acciaio devono essere assegnati a una delle seguenti tipologie strutturali secondo il comportamento della loro struttura resistente primaria in presenza di azioni sismiche (vedere figure da 6.1 a 6.8):
- a) telai resistenti a flessione, sono quelli in cui le forze orizzontali sono sopportate principalmente da membrature che sviluppano un comportamento essenzialmente flessionale;
- b) telai con elementi di controvento concentrici, sono quelli in cui le forze orizzontali sono sopportate principalmente da membrature soggette a forze assiali;

- c) telai con elementi di controvento eccentrici, sono quelli in cui le forze orizzontali sono sopportate principalmente da membrature caricate assialmente, ma dove la disposizione eccentrica è tale per cui l'energia può essere dissipata nei collegamenti sismici (seismic link) per mezzo di deformazioni flessionali o taglianti cicliche;
- d) strutture a pendolo capovolto, sono definite nel punto 5.1.2, e sono strutture in cui le zone dissipative sono localizzate alla base delle colonne;
- e) strutture con nuclei di calcestruzzo o pareti di calcestruzzo, sono quelle in cui le forze orizzontali sono sopportate principalmente da questi nuclei o pareti;
- f) telai resistenti a flessione combinati con elementi di controvento concentrici;
- g) telai resistenti a flessione combinati con tamponamenti.
- (2) Si raccomanda che nei telai resistenti a flessione, le zone dissipative siano localizzate principalmente nelle cerniere plastiche nelle travi o nei nodi trave-colonna in modo tale che l'energia sia dissipata per mezzo di una flessione ciclica. Le zone dissipative possono essere localizzate anche nelle colonne:
- alla base del telaio;
 - all'estremità superiore delle colonne all'ultimo piano di edifici multipiano;
 - all'estremità superiore e alla base delle colonne in edifici monopiano in cui $N_{Ed}/N_{pl,Rd} < 0,3$.
- (3) Nei telai con elementi di controvento concentrici, si raccomanda che le zone dissipative siano localizzate principalmente negli elementi diagonali tesi.
- I controventi possono appartenere ad una delle categorie seguenti:
- elementi attivi di controvento diagonali in trazione, in cui le forze orizzontali possono essere sopportate solamente dagli elementi diagonali tesi, trascurando il contributo di quelli compressi;
 - elementi di controvento a V, in cui le forze orizzontali possono essere sopportate sia dagli elementi diagonali tesi che da quelli compressi. Il punto di intersezione di questi elementi diagonali giace su una membratura orizzontale che deve essere continua.
- Non possono essere utilizzati elementi di controvento a K, in cui il punto di intersezione degli elementi diagonali giace su una colonna (vedere figura 6.9).
- (4) Per i telai con elementi di controvento eccentrici si raccomanda di utilizzare configurazioni che garantiscano che tutti i collegamenti siano attivi, come mostrato in figura 6.4.
- (5) Le strutture a pendolo capovolto possono essere considerate come telai resistenti a flessione purché le strutture sismo-resistenti posseggano più di una colonna in ogni piano resistente e che sia soddisfatta in ogni colonna la seguente disuguaglianza di limitazione della forza assiale: $N_{Ed} < 0,3N_{pl,Rd}$.

figura 6.1

Telai resistenti a flessione (zone dissipative nelle travi e all'estremità inferiore delle colonne) - Valori di riferimento per α_u/α_1 [vedere punto 6.3.2(3) e prospetto 6.2]

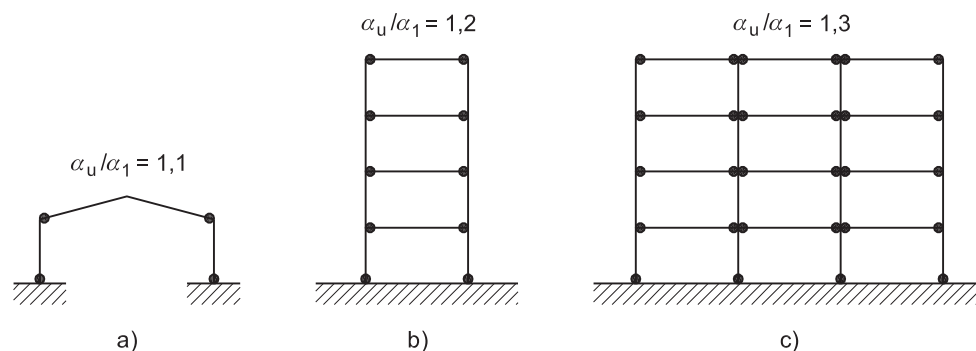


figura 6.2

Telai con elementi di controvento concentrici (zone dissipative solamente negli elementi diagonali tesi)

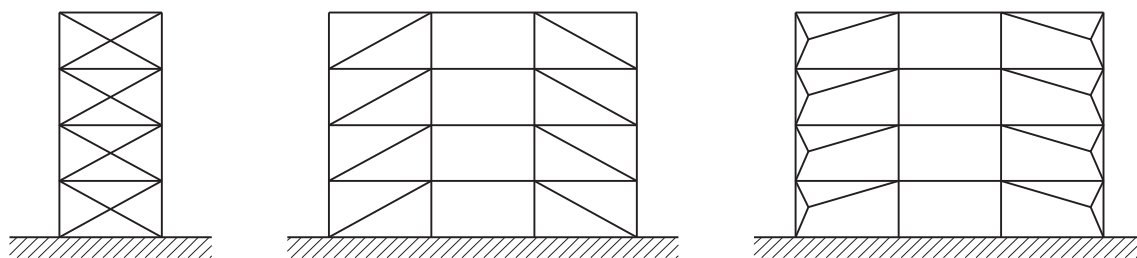


figura 6.3

Telai con elementi di controvento a V concentrici (zone dissipative negli elementi diagonali tesi e compressi)

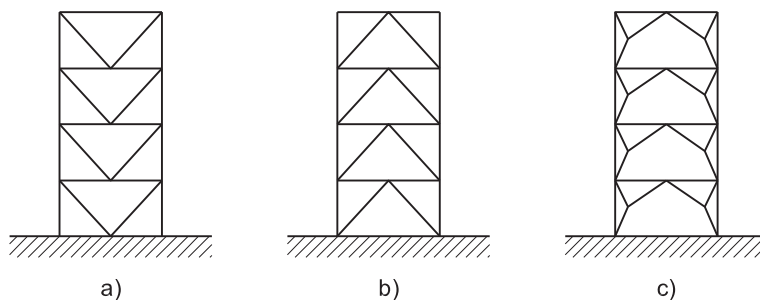


figura 6.4

Telai con elementi di controvento eccentrici (zone dissipative nei collegamenti soggetti a flessione e a taglio). Valori di riferimento per α_u/α_1 [vedere punto 6.3.2(3) e prospetto 6.2]

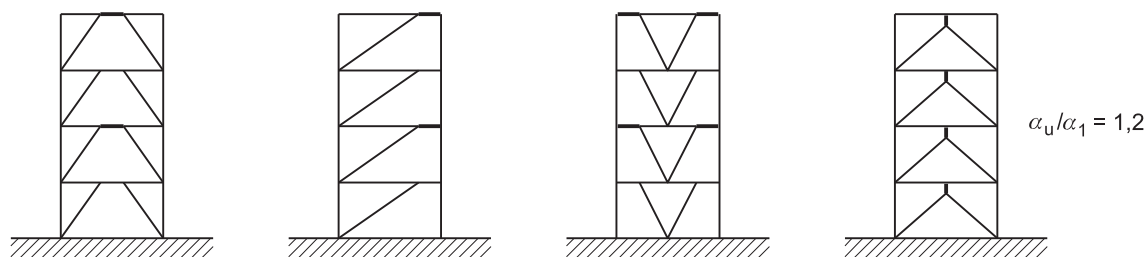


figura 6.5

Pendolo capovolto. Valori di riferimento per α_u/α_1 [vedere punto 6.3.2(3) e prospetto 6.2]

Legenda

- a) Zone dissipative alla base della colonna
- b) Zone dissipative nelle colonne ($N_{Ed}/N_{pl,Rd} < 0,3$)

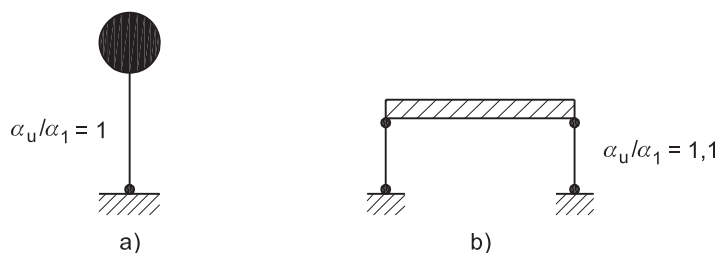


figura 6.6 Strutture con nuclei di calcestruzzo o pareti di calcestruzzo

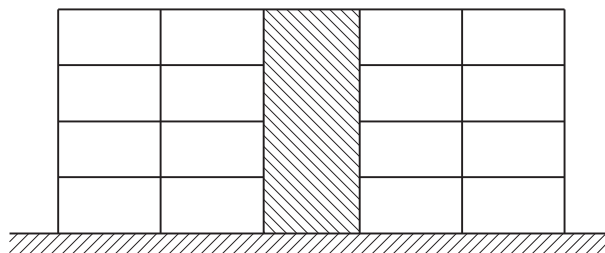


figura 6.7 Telaio resistente a flessione combinato con elementi di controvento concentrici (zone dissipative nel telaio a flessione e negli elementi diagonali tesi) - Valore di riferimento per α_u/α_1 [vedere punto 6.3.2(3) e prospetto 6.2]

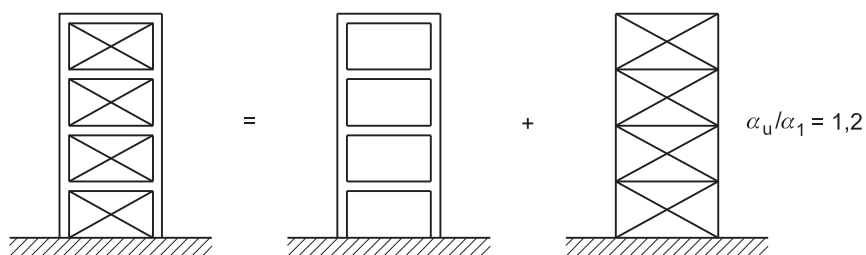


figura 6.8 Telaio resistente a flessione combinato con tamponamenti

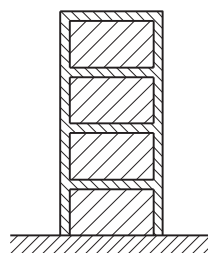
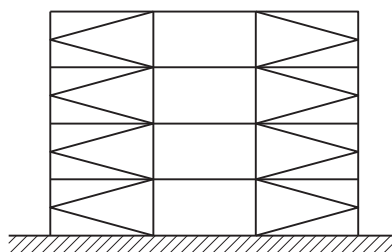


figura 6.9 Telaio con elementi di controvento a K (non permesso)



6.3.2

Coefficienti di comportamento

- (1) Il coefficiente di comportamento q , introdotto nel punto **3.2.2.5**, tiene conto della capacità di dissipare energia da parte della struttura. Per sistemi strutturali regolari, il coefficiente di comportamento q si raccomanda sia preso con i limiti superiori dei valori di riferimento che sono dati nel prospetto 6.2, purché le regole dal punto **6.5** al punto **6.11** siano soddisfatte.

prospetto 6.2

Limite superiore dei valori di riferimento dei coefficienti di comportamento per sistemi regolari in altezza

Tipologia strutturale	Classe di duttilità	
	DCM	DCH
a) Telai resistenti a flessione	4	$5 \alpha_u/\alpha_1$
b) Telaio con elementi di controvento concentrici	4 2	4 2,5
Elementi di controvento diagonali		
Elementi di controvento a V		
c) Telaio con elementi di controvento eccentrici	4	$5 \alpha_u/\alpha_1$
d) Pendolo capovolto	2	$2 \alpha_u/\alpha_1$
e) Strutture con nuclei di calcestruzzo o pareti di calcestruzzo	Vedere sezione 5	
f) Telaio resistente a flessione con elementi di controvento concentrici	4	$4 \alpha_u/\alpha_1$
g) Telaio resistente a flessione con tamponamenti Calcestruzzo non connesso o tamponamenti di muratura in contatto con il telaio Tamponamenti di calcestruzzo armato connesso Tamponamenti isolati del telaio flettente (vedere telai flettenti)	2	2
	Vedere sezione 7	
	4	$5 \alpha_u/\alpha_1$

- (2) Se l'edificio non è regolare in altezza (vedere punto **4.2.3.3**) i valori limite superiori di q elencati nel prospetto 6.2 si raccomanda siano ridotti del 20% [vedere punto **4.2.3.1(7)** e prospetto 4.1].
- (3) Per gli edifici che sono regolari in pianta, se non si eseguono i calcoli per valutare α_u/α_1 , si possono utilizzare i valori di riferimento approssimati del rapporto α_u/α_1 presentati nelle figure da 6.1 a 6.8. I parametri α_1 e α_u sono definiti come segue:
- α_1 è il valore per il quale si moltiplica l'azione sismica orizzontale di progetto, allo scopo di raggiungere prima la resistenza plastica in alcune membrane nella struttura, mentre tutte le altre azioni di progetto rimangono costanti;
- α_u è il valore per il quale si moltiplica l'azione sismica orizzontale di progetto, allo scopo di formare le cerniere plastiche in un numero sufficiente di sezioni per lo sviluppo di un meccanismo strutturale di instabilità globale, mentre tutte le altre azioni di progetto rimangono costanti. Il coefficiente α_u può essere ottenuto da un'analisi statica non-lineare (pushover) globale.
- (4) Per gli edifici che non sono regolari in pianta (vedere punto **4.2.3.2**), il valore approssimato di α_u/α_1 che può essere utilizzato quando non si eseguono calcoli per la sua valutazione è uguale alla media di (a) 1,0 e di (b) il valore dato nelle figure da 6.1 a 6.8.
- (5) Sono permessi valori di α_u/α_1 più alti di quelli specificati in (3) e (4) del presente punto, purché essi siano confermati da valutazioni di α_u/α_1 con un'analisi statica non-lineare (pushover) globale.
- (6) Il valore massimo di α_u/α_1 che può essere utilizzato in una progettazione è uguale a 1,6, anche se l'analisi menzionata in (5) del presente punto indica valori potenziali più alti.

6.4

Analisi strutturale

- (1) Si raccomanda che la progettazione degli impalcati sia conforme al punto **4.4.2.5**.

(2) Eccetto dove diversamente stabilito nella presente sezione [per esempio telai con elementi di controvento concentrici, vedere punto 6.7.2(1) e (2)], le analisi della struttura possono essere eseguite assumendo che tutte le membrature della struttura sismo-resistente siano attive.

6.5 Criteri per la progettazione e dettagli costruttivi per un comportamento strutturale dissipativo comune a tutte le tipologie strutturali

6.5.1 Generalità

- (1) Si raccomanda che i criteri per la progettazione dati nel punto 6.5.2 siano applicati alle parti sismo-resistenti delle strutture progettate in conformità al principio di comportamento strutturale dissipativo.
- (2) I criteri per la progettazione dati nel punto 6.5.2 sono soddisfacenti se sono seguiti i dettagli costruttivi dati dal punto 6.5.3 al punto 6.5.5.

6.5.2 Criteri per la progettazione per strutture dissipative

- (1)P Le strutture con zone dissipative devono essere progettate in modo tale che le plasticizzazioni o l'instabilità locale o altri fenomeni dovuti al comportamento isteretico non compromettano la stabilità globale della struttura.

Nota I coefficienti q dati nel prospetto 6.2 sono soddisfacenti per essere conformi a questo requisito [vedere punto 2.2.2(2)].

- (2)P Le zone dissipative devono avere duttilità e resistenza adeguate. La resistenza deve essere verificata in conformità alla EN 1993.
- (3) Le zone dissipative possono essere localizzate nelle membrature strutturali o nelle connessioni.
- (4)P Se le zone dissipative sono localizzate nelle membrature strutturali, le parti non-dissipative e le connessioni delle parti dissipative del resto della struttura, devono avere risorse di sovrarresistenza sufficienti da permettere lo svilupparsi di plasticizzazioni cicliche nelle parti dissipative.
- (5)P Quando le zone dissipative sono localizzate nelle connessioni, le membrature connesse devono avere risorse di sovrarresistenza sufficienti da permettere lo svilupparsi di plasticizzazioni cicliche nelle connessioni.

6.5.3 Regole di progettazione per elementi dissipativi soggetti a compressione o flessione

- (1)P Si deve garantire la duttilità locale sufficiente delle membrature che dissipano energia in compressione o flessione diminuendo il rapporto larghezza-spessore b/t secondo le classi di sezioni trasversali specificate nel punto 5.5 della EN 1993-1-1:2004.
- (2) In funzione della classe di duttilità e del coefficiente di comportamento q utilizzato in fase di progettazione, le prescrizioni relative alle classi di sezioni trasversali di elementi di acciaio che dissipano energia sono indicate nel prospetto 6.3.

prospetto 6.3

Requisiti per classe di sezione trasversale di elementi dissipativi dipendenti dalla classe di duttilità e dal coefficiente di comportamento di riferimento

Classe di duttilità	Valore di riferimento del coefficiente di comportamento q	Classe di sezione trasversale richiesta
DCM	$1,5 < q \leq 2$	Classe 1,2 o 3
	$2 < q \leq 4$	Classe 1 o 2
DCH	$q > 4$	Classe 1

6.5.4 Regole di progettazione per parti o elementi in trazione

- (1) Per membrature o parti di esse soggette a trazione, si raccomanda che il requisito di duttilità dato nel punto 6.2.3(3) della EN 1993-1-1:2004, sia rispettato.

6.5.5

Regole di progettazione per collegamenti in zone dissipative

- (1)P La progettazione dei collegamenti deve essere tale da limitare la localizzazione delle deformazioni plastiche, quella degli sforzi residui e prevenire difetti di fabbricazione.
- (2) Collegamenti non-dissipativi di membrature dissipative realizzati per mezzo di saldature testa a testa o a completa penetrazione soddisfano a priori il criterio relativo alle risorse di sovrarresistenza.
- (3) Si raccomanda che per collegamenti con cordoni di saldatura o bullonature, sia soddisfatta l'espressione seguente:

$$R_d \geq 1,1 \gamma_{ov} R_{fy} \quad (6.1)$$

dove:

R_d è la resistenza del collegamento in conformità alla EN 1993;

R_{fy} è la resistenza plastica della membratura dissipativa collegata, basata sulla tensione di snervamento di progetto del materiale come definito nella EN 1993;

γ_{ov} è il coefficiente di sovrarresistenza [vedere punto 6.1.3(2) e punto 6.2].

- (4) Si raccomanda di utilizzare le categorie B e C di nodi bullonati a taglio in conformità al punto 3.4.1 della EN 1993-1-8:2004, e la categoria E di nodi bullonati a trazione in conformità al punto 3.4.2 della EN 1993-1-8:2004. Sono anche permessi i nodi a taglio con bulloni calibrati. Si raccomanda che le superfici di attrito appartengano alla classe A o B come definito nella ENV 1090-1.
- (5) Si raccomanda che per collegamenti bullonati sollecitati a taglio, la resistenza a taglio di progetto dei bulloni sia più alta di 1,2 volte la resistenza portante di progetto.
- (6) Si raccomanda che l'adeguatezza del progetto sia supportata dall'evidenza sperimentale per cui la resistenza e la duttilità delle membrature e dei loro collegamenti sotto carichi ciclici sia supportata dall'evidenza sperimentale, al fine di rispettare i requisiti specifici definiti dal punto 6.6 al punto 6.9 per ogni tipologia strutturale e classe di duttilità strutturale. Questo si applica a collegamenti a parziale e completa resistenza nelle zone dissipative o vicino ad esse.
- (7) L'evidenza sperimentale può essere basata su dati esistenti. Altrimenti, si raccomanda di eseguire prove sperimentali.

Nota L'appendice nazionale può fornire riferimenti a regole complementari su un'adeguata progettazione delle connessioni.

6.6

Progettazione e dettagli costruttivi per telai resistenti a flessione

6.6.1

Criteri per la progettazione

- (1)P I telai resistenti a flessione devono essere progettati in modo tale che le cerniere plastiche si formino nelle travi o nelle connessioni delle travi alle colonne, ma non nelle colonne in conformità al punto 4.4.2.3. Questo requisito non è più valido alla base del telaio, al piano più alto di un edificio multipiano e per un edificio monopiano.
- (2)P Dipendentemente dalla posizione delle zone dissipative, si applicano i punti 6.5.2(4)P o 6.5.2(5)P
- (3) Si raccomanda che la disposizione richiesta delle cerniere plastiche sia ottenuta osservando secondo quanto riportato nei punti 4.4.2.3, 6.6.2, 6.6.3 e 6.6.4.

6.6.2

Travi

- (1) Si raccomanda di verificare che le travi abbiano sufficiente resistenza contro l'instabilità flessionale e flesso-torsionale in conformità alla EN 1993, assumendo la formazione di una cerniera plastica ad una estremità della trave. Si raccomanda di considerare l'estremità della trave come la più sollecitata nella situazione sismica di progetto.

- (2) Per quanto riguarda le cerniere plastiche nelle travi, si raccomanda di verificare che il momento plastico resistente e la capacità di rotazione non siano ridotti dalle sollecitazioni di compressione o taglio. A tal fine, per le sezioni appartenenti alle classi di sezione trasversale 1 e 2, si raccomanda di verificare le seguenti disuguaglianze nelle zone in cui ci si aspetta la formazione delle cerniere plastiche:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.2)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 0,15 \quad (6.3)$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0,5 \quad (6.4)$$

dove:

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M} ; \quad (6.5)$$

N_{Ed} è la forza assiale di progetto;

M_{Ed} è il momento flettente di progetto;

V_{Ed} è il taglio di progetto;

$N_{pl,Rd}$, $M_{pl,Rd}$, $V_{pl,Rd}$ sono le resistenze di progetto in conformità alla EN 1993;

$V_{Ed,G}$ è il valore di progetto della forza di taglio dovuto ad azioni di tipo non-sismico;

$V_{Ed,M}$ è il valore di progetto della forza di taglio dovuto all'applicazione dei momenti plastici $M_{pl,Rd,A}$ e $M_{pl,Rd,B}$ con segni opposti alle sezioni di estremità A e B della trave.

Nota $V_{Ed,M} = (M_{pl,Rd,A} + M_{pl,Rd,B})/L$ è la condizione più sfavorevole, corrispondente a una trave con luce L e zone dissipative ad entrambe le estremità.

- (3) Per le sezioni appartenenti alla classe di sezione trasversale 3, le espressioni da (6.2) a (6.5) si raccomanda siano verificate sostituendo $N_{pl,Rd}$, $M_{pl,Rd}$, $V_{pl,Rd}$ con $N_{el,Rd}$, $M_{el,Rd}$, $V_{el,Rd}$.
- (4) Se la condizione nell'espressione (6.3) non è verificata, il requisito specificato in (2) del presente punto si ritiene soddisfatto se sono soddisfatte le disposizioni del punto 6.2.9.1 della EN 1993-1-1:2004.

6.6.3

Colonne

- (1)P Le colonne devono essere verificate a compressione considerando la più sfavorevole combinazione di forza assiale e momenti flettenti. Nelle verifiche, N_{Ed} , M_{Ed} , V_{Ed} devono essere calcolate come:

$$\begin{aligned} N_{Ed} &= N_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega N_{Ed,E} \\ M_{Ed} &= M_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega M_{Ed,E} \end{aligned} \quad (6.6)$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega V_{Ed,E}$$

dove:

$N_{Ed,G}$ ($M_{Ed,G}$, $V_{Ed,G}$) sono la forza di compressione (rispettivamente il momento flettente e la forza di taglio) nella colonna dovute alle azioni di tipo non-sismico incluse nella combinazione di azioni per la situazione sismica di progetto;

$N_{Ed,E}$ ($M_{Ed,E}$, $V_{Ed,E}$) sono la forza di compressione (rispettivamente il momento flettente e la forza di taglio) nella colonna dovute all'azione sismica di progetto;

γ_{ov} è il coefficiente di sovraresistenza [vedere punto 6.1.3(2) e punto 6.2(3)];

Ω è il valore minimo di $\Omega_i = M_{pl,Rd,i}/M_{Ed,i}$ di tutte le travi in cui le zone dissipative sono localizzate; $M_{Ed,i}$ è il valore di progetto del momento flettente nella trave i nella situazione sismica di progetto e $M_{pl,Rd,i}$ è il corrispondente momento plastico.

- (2) Nelle colonne dove le cerniere plastiche si formano come stabilito nel punto **6.6.1(1)P**, si raccomanda che la verifica consideri che in queste cerniere plastiche il momento sollecitante sia uguale a $M_{pl,Rd}$.
- (3) Si raccomanda che la verifica di resistenza delle colonne sia eseguita in conformità alla sezione **6** della EN 1993-1-1:2004.
- (4) Il valore di forza di taglio della colonna V_{Ed} risultante dalle analisi della struttura si raccomanda soddisfi l'espressione seguente:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0,5 \quad (6.7)$$

- (5) Si raccomanda che il trasferimento delle forze dalle travi alle colonne sia conforme alle regole di progetto date nella sezione **6** della EN 1993-1-1:2004.
- (6) Si raccomanda che la resistenza a taglio di pannelli d'anima intelaiati di connessioni trave-colonna (vedere figura 6.10) soddisfi l'espressione seguente:

$$\frac{V_{wp,Ed}}{V_{wp,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.8)$$

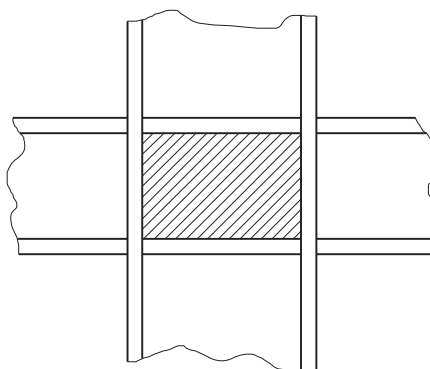
dove:

$V_{wp,Ed}$ è la forza di taglio di progetto nel pannello d'anima dovuta agli effetti delle azioni, tenendo conto della resistenza plastica delle zone dissipative adiacenti nelle travi o nelle connessioni;

$V_{wp,Rd}$ è la resistenza a taglio del pannello d'anima in conformità al punto **6.2.4.1** della EN 1993-1-8:2004. Non è necessario considerare gli effetti degli sforzi della forza assiale e del momento flettente sulla resistenza plastica a taglio.

figura 6.10

Pannello d'anima intelaiato mediante flange o irrigidimenti



- (7) Si raccomanda che la resistenza all'instabilità per taglio del pannello d'anima sia anche controllata per garantire la conformità alla sezione **5** della EN 1993-1-5:2004:

$$V_{wp,Ed} < V_{wb,Rd} \quad (6.9)$$

dove:

$V_{wb,Rd}$ è la resistenza all'instabilità per taglio del pannello d'anima.

6.6.4

Trave-colonna connessioni

- (1) Se la struttura è progettata per dissipare energia nelle travi, le connessioni delle travi con le colonne si raccomanda siano progettate per il grado di sovrarresistenza richiesto (vedere punto **6.5.5**) tenendo conto del momento resistente $M_{pl,Rd}$ e della forza di taglio ($V_{Ed,G} + V_{Ed,M}$) valutata nel punto **6.6.2**.

- (2) Sono permesse connessioni dissipative semi-rigide e/o a parziale resistenza, purché tutti i requisiti seguenti siano soddisfatti:
 - a) le connessioni hanno una capacità di rotazione compatibile con le deformazioni globali;
 - b) si dimostra che le membrature che convergono nelle connessioni sono stabili allo stato limite ultimo (ULS);
 - c) si tiene conto dell'effetto della deformazione della connessione sullo spostamento globale utilizzando un'analisi statica non-lineare (pushover) globale o un'analisi non-lineare nel dominio del tempo.
- (3) Si raccomanda che la progettazione della connessione sia tale per cui la capacità di rotazione della regione della cerniera plastica θ_p non sia minore di 35 mrad per strutture di classe di duttilità DCH e 25 mrad per strutture di classe di duttilità DCM con $q > 2$. La rotazione θ_p è definita come:

$$\theta_p = \delta / 0,5L \quad (6.10)$$

dove (vedere figura 6.11):

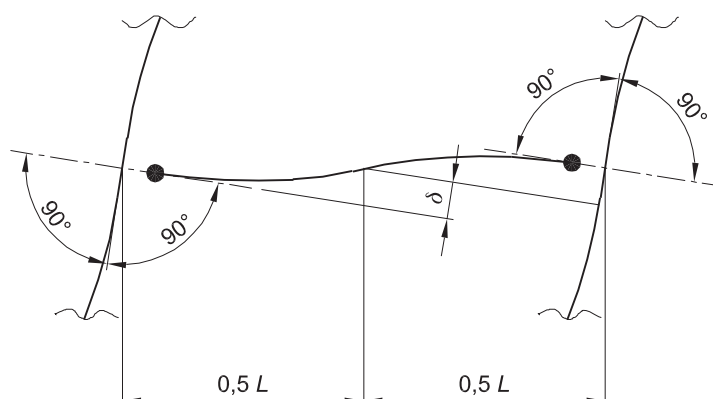
δ inflessione della trave in mezzzeria;

L è la luce della trave.

Si raccomanda che la capacità di rotazione della zona della cerniera plastica θ_p sia garantita sotto carichi ciclici senza un degrado di resistenza e rigidità maggiore del 20%. Questo requisito è valido indipendentemente dalla posizione stabilita delle zone dissipative.

figura 6.11

Inflessione della trave per il calcolo di θ_p



- (4) Negli esperimenti eseguiti per valutare θ_p la resistenza a taglio dell'anima della colonna si raccomanda sia conforme all'espressione (6.8) e le deformazioni a taglio del pannello d'anima della colonna si raccomanda non contribuisca per più del 30% della capacità di rotazione plastica θ_p .
- (5) Si raccomanda che la deformazione elastica della colonna non sia inclusa nella valutazione di θ_p .
- (6) Quando si utilizzano connessioni a parziale resistenza, la capacità di progetto della colonna si raccomanda sia derivata dalla capacità plastica delle connessioni.

6.7 Progettazione e dettagli costruttivi per telai con elementi diagonali di controvento concentrici

6.7.1 Criteri di progettazione

- (1)P I telai con elementi diagonali di controvento concentrici devono essere progettati in modo tale che lo snervamento delle diagonali sottoposte a trazione preceda il collasso delle connessioni e lo snervamento o l'instabilizzazione delle travi o delle colonne.

(2)P Gli elementi diagonali di controvento devono essere disposti in modo tale che la struttura presenti caratteristiche di deformabilità simili in corrispondenza di ogni piano e nelle opposte direzioni degli elementi irrigidenti sotto carichi di segno alternato.

(3) A tal fine, si raccomanda osservare la seguente regola ad ogni piano:

$$\frac{|A^+ - A^-|}{A^+ + A^-} \leq 0,05 \quad (6.11)$$

dove:

A^+ e A^- sono le aree delle proiezioni orizzontali delle sezioni trasversali degli elementi diagonali tesi quando le azioni sollecitanti orizzontali di tipo sismico abbiano rispettivamente segno positivo o negativo (vedere figura 6.12).

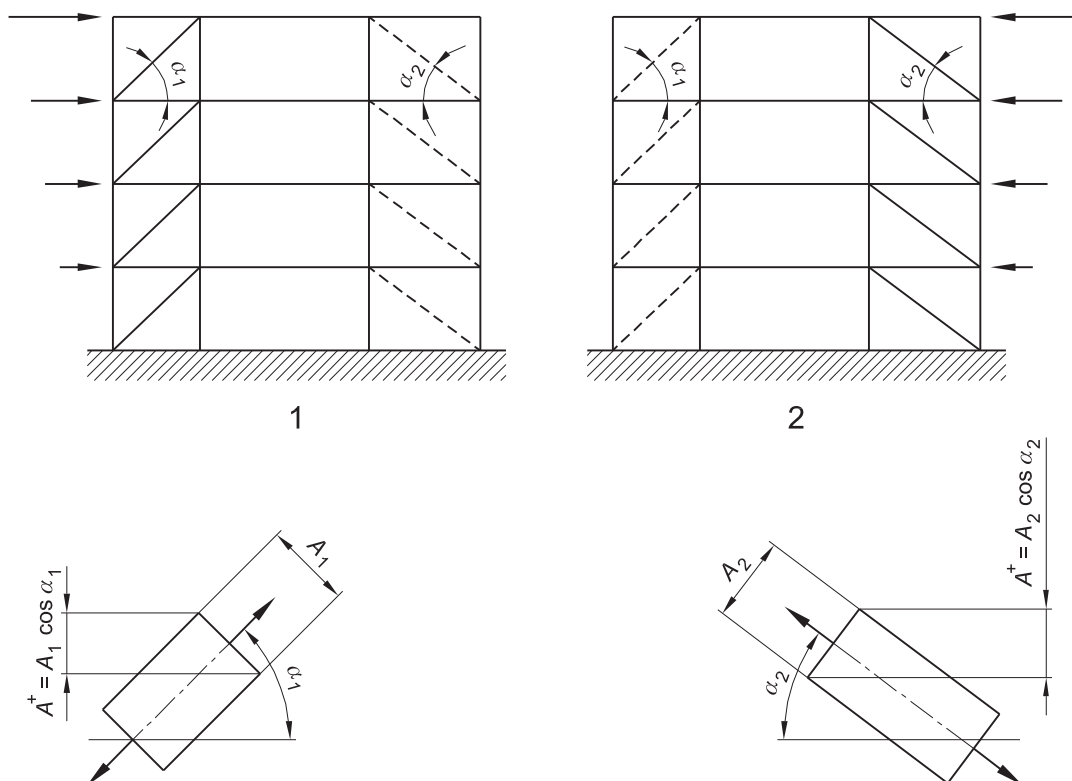
figura 6.12

Esempio di applicazione dell'espressione 6.7.1(3)

Legenda

1 (+) Direzione

2 (-) Direzione



6.7.2

Analisi

(1)P Sotto condizioni di carico gravitazionali, si devono considerare solo le travi e le colonne per sopportare tali carichi, senza tenere conto delle membrature di controvento.

(2)P Le diagonali devono essere tenute in conto come segue in un'analisi elastica della struttura per l'azione di tipo sismico:

- nei telai con elementi diagonali di controvento, devono essere tenute in conto solo le diagonali tese;
- nei telai con elementi di controvento a V, devono essere tenute in conto sia le diagonali tese che compresse.

(3) È permesso tenere conto di entrambe le diagonali tese e compresse nell'analisi di ogni tipo di elemento di controvento concentrico, purché tutte le seguenti condizioni siano soddisfatte:

- a) è utilizzata un'analisi statica non-lineare (pushover) globale o un'analisi non-lineare nel dominio del tempo;
- b) entrambe le situazioni pre-critica e post-critica sono tenute in conto nella modellazione del comportamento delle diagonali; e
- c) sono fornite informazioni che giustificano il modello utilizzato per rappresentare il comportamento delle diagonali.

6.7.3

Membrature diagonali

- (1) Nei telai con elementi di controvento diagonali a X, la snellezza adimensionale $\bar{\lambda}$ come definita nella EN 1993-1-1:2004 si raccomanda sia limitata a: $1,3 < \bar{\lambda} \leq 2,0$.

Nota Il limite 1,3 è definito per evitare il sovraccarico delle colonne nella fase pre-critica (quando sia le diagonali tese che compresse sono attive) oltre gli effetti delle azioni ottenute da un'analisi nell'ultima fase dove è considerata attiva la sola diagonale tesa.

- (2) Nei telai con elementi di controvento diagonali in cui le diagonali non sono disposte come elementi di controvento diagonali a X (vedere per esempio figura 6.12), la snellezza adimensionale $\bar{\lambda}$ si raccomanda sia minore o uguale a 2,0.
- (3) Nei telai con elementi di controvento a V, la snellezza adimensionale $\bar{\lambda}$ si raccomanda sia minore o uguale a 2,0.
- (4) In strutture fino a due piani, non è applicata nessuna limitazione a $\bar{\lambda}$.
- (5) La resistenza a snervamento $N_{pl,Rd}$ della sezione trasversale lorda delle diagonali si raccomanda sia tale che $N_{pl,Rd} \geq N_{Ed}$.
- (6) Nei telai con elementi di controvento a V, si raccomanda che le diagonali compresse siano progettate per la resistenza a compressione in conformità alla EN 1993.
- (7) Si raccomanda che le connessioni delle diagonali a qualsiasi membratura soddisfino le regole di progettazione del punto 6.5.5.
- (8) Per soddisfare un comportamento dissipativo omogeneo delle diagonali, si raccomanda di controllare che la massima sovraresistenza Ω_1 definita nel punto 6.7.4(1) non differisca dal valore minimo Ω di più del 25%.
- (9) Sono permesse connessioni dissipative semi-rigide e/o a parziale resistenza, purché tutte le seguenti condizioni siano soddisfatte:
 - a) le connessioni hanno una capacità di allungamento compatibile con le deformazioni globali;
 - b) l'effetto della deformazione delle connessioni sullo spostamento globale è preso in considerazione utilizzando un'analisi statica non-lineare (pushover) globale o un'analisi non lineare nel dominio del tempo.

6.7.4

Travi e colonne

- (1) Si raccomanda che le travi e colonne soggette a forza assiale rispettino la seguente condizione minima di resistenza:

$$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega \times N_{Ed,E} \quad (6.12)$$

dove:

$N_{pl,Rd}(M_{Ed})$ è la resistenza di progetto nei confronti del fenomeno dell'instabilità della trave o della colonna in conformità alla EN 1993, tenendo conto dell'interazione della resistenza all'instabilità con il momento flettente M_{Ed} , definito come il suo valore di progetto nella situazione sismica di progetto;

$N_{Ed,G}$ è la forza assiale nella trave o colonna dovuta alle azioni di tipo non-sismico incluse nella combinazione delle azioni per la situazione sismica di progetto;

$N_{Ed,E}$ è la forza assiale nella trave o colonna dovuta all'azione sismica di progetto;

γ_{ov} è il coefficiente di sovraresistenza [vedere punto 6.1.3(2) e punto 6.2(3)].

Ω è il valore minimo di $\Omega_i = N_{pl,Rd,i}/N_{Ed,i}$ relativamente a tutte le diagonali del sistema intelaiato controventato; dove

$N_{pl,Rd,i}$ è il valore di progetto della resistenza della diagonale i ;

$N_{Ed,i}$ è il valore di progetto della forza assiale sollecitante nella stessa diagonale i nella situazione sismica di progetto.

(2) Nei telai con elementi di controvento a V, si raccomanda che le travi siano progettate per sopportare:

- tutte le azioni di tipo non-sismico senza considerare il supporto intermedio dato dalle diagonali;
- gli effetti dell'azione sismica verticale non equilibrata applicati alla trave dagli elementi di controvento dopo l'instabilizzazione della diagonale compressa. Questo effetto dell'azione è calcolato utilizzando $N_{pl,Rd}$ per la controventatura in trazione e $\gamma_{pb} N_{pl,Rd}$ per la controventatura in compressione.

Nota 1 Il coefficiente γ_{pb} è utilizzato per la stima della resistenza post critica delle diagonali compresse.

Nota 2 Il valore prescritto per γ_{pb} da utilizzarsi in una nazione può essere trovato nella sua appendice nazionale del presente documento. Il valore raccomandato è 0,3.

(3)P Nei telai con elementi di controvento diagonali in cui le diagonali tese e compresse non si intersecano (cioè le diagonali di figura 6.12), si raccomanda che la progettazione tenga in considerazione le forze di trazione e compressione che si sviluppino nelle colonne adiacenti alle diagonali in compressione e che corrispondono alle forze di compressione in queste diagonali uguali alla loro resistenza di progetto nei confronti dell'instabilità.

6.8 Progettazione e dettagli costruttivi per telai con elementi diagonali di controvento eccentrici

6.8.1 Criteri di progettazione

(1)P Telai con elementi diagonali di controvento eccentrici devono essere progettati in modo tale che elementi specifici o parti di elementi chiamati collegamenti sismici (seismic link) siano in grado di dissipare energia per mezzo di meccanismi plastici a flessione e/o a taglio.

(2)P Il sistema strutturale deve essere progettato in modo tale che si realizzi un comportamento dissipativo omogeneo dell'intero gruppo dei collegamenti sismici (seismic link).

Nota Le regole date di seguito sono volte a garantire che la plasticizzazione, che include gli effetti dell'incrudimento nelle cerniere plastiche o nei pannelli di taglio, avvengano nei collegamenti prima di qualsiasi plasticizzazione o collasso in qualche punto.

(3) I collegamenti sismici (seismic link) possono essere componenti orizzontali o verticali (vedere figura 6.4).

6.8.2 Collegamenti sismici (seismic link)

(1) Si raccomanda che l'anima di un collegamento sia di spessore singolo senza rinforzi con piastre da ambo i lati e senza un foro o penetrazione.

(2) I collegamenti sismici (seismic link) sono classificati in 3 categorie secondo il tipo di meccanismo plastico sviluppato:

- collegamenti corti, che dissipano energia per mezzo di una plasticizzazione essenzialmente a taglio;
- collegamenti lunghi, che dissipano energia per mezzo di una plasticizzazione essenzialmente a flessione;
- collegamenti intermedi, in cui il meccanismo plastico comprende flessione e taglio.

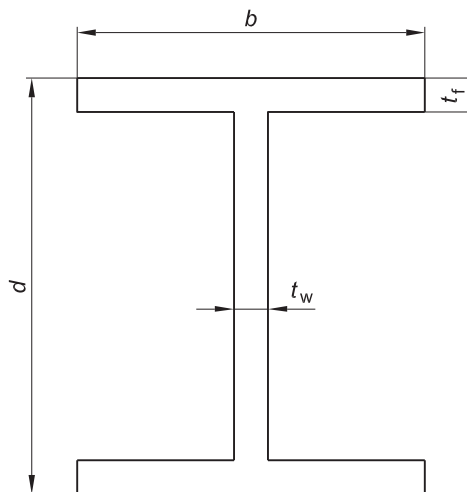
- (3) Per sezioni a I, sono utilizzati i seguenti parametri per definire le resistenze di progetto e i limiti delle categorie:

$$M_{p,link} = f_y b t_f (d - t_f) \quad (6.13)$$

$$V_{p,link} = (f_y / \sqrt{3}) t_w (d - t_f) \quad (6.14)$$

figura 6.13

Definizione dei simboli per le sezioni dei collegamenti a I



- (4) Se $N_{Ed}/N_{pl,Rd} \leq 0,15$, si raccomanda che la resistenza di progetto del collegamento soddisfi entrambe le seguenti relazioni ad entrambi gli estremi del collegamento:

$$V_{Ed} \leq V_{p,link} \quad (6.15)$$

$$M_{Ed} \leq M_{p,link} \quad (6.16)$$

dove:

N_{Ed} , M_{Ed} , V_{Ed} sono gli effetti delle azioni di progetto, rispettivamente la forza assiale di progetto, il momento flettente di progetto e il taglio di progetto, ad entrambi gli estremi del collegamento.

- (5) Se $N_{Ed}/N_{Rd} > 0,15$, si raccomanda che le espressioni (6.15), (6.16) soddisfino con i seguenti valori ridotti $V_{p,link,r}$ e $M_{p,link,r}$ utilizzati invece di $V_{p,link}$ e $M_{p,link}$:

$$V_{p,link,r} = V_{p,link} [1 - (N_{Ed}/N_{pl,Rd})^2]^{0,5} \quad (6.17)$$

$$M_{p,link,r} = M_{p,link} [1 - (N_{Ed}/N_{pl,Rd})] \quad (6.18)$$

- (6) Se $N_{Ed}/N_{Rd} \geq 0,15$, si raccomanda che la lunghezza del collegamento e non ecceda:

$$e \leq 1,6 M_{p,link} / V_{p,link} \quad \text{dove } R < 0,3, \quad (6.19)$$

oppure

$$e \leq (1,15 - 0,5R) 1,6 M_{p,link} / V_{p,link} \quad \text{dove } R \geq 0,3 \quad (6.20)$$

dove:

$R = N_{Ed} \times t_w \times (d - 2t_f) / (V_{Ed} \times A)$, in cui A è l'area lorda del collegamento.

- (7) Per ottenere un comportamento dissipativo globale della struttura, si raccomanda di controllare che i singoli valori dei rapporti Ω_i definiti nel punto **6.8.3(1)** non eccedano il valore minimo Ω che deriva dal punto **6.8.3(1)** di più del 25% di questo valore minimo.

- (8) Nei progetti dove si formano contemporaneamente momenti uguali ad entrambe le estremità del collegamento (vedere figura 6.14.a), i collegamenti possono essere classificati a seconda della lunghezza e . Per sezioni a I, le categorie sono:

- collegamenti corti $e < e_s = 1,6 M_{p,link} / V_{p,link}$ (6.21)

- collegamenti lunghi $e > e_L = 3,0 M_{p,link} / V_{p,link}$ (6.22)

- collegamenti intermedi $e_s < e < e_L$ (6.23)

- (9) Nei progetti dove si formerebbe solo una cerniera plastica ad una estremità del collegamento (vedere figura 6.14.b), il valore della lunghezza e definisce le categorie dei collegamenti. Per sezioni a I le categorie sono:

- collegamenti corti $e < e_s = 0,8(1 + \alpha) M_{p,link} / V_{p,link}$ (6.24)

- collegamenti lunghi $e > e_L = 1,5(1 + \alpha) M_{p,link} / V_{p,link}$ (6.25)

- collegamenti intermedi $e_s < e < e_L$ (6.26)

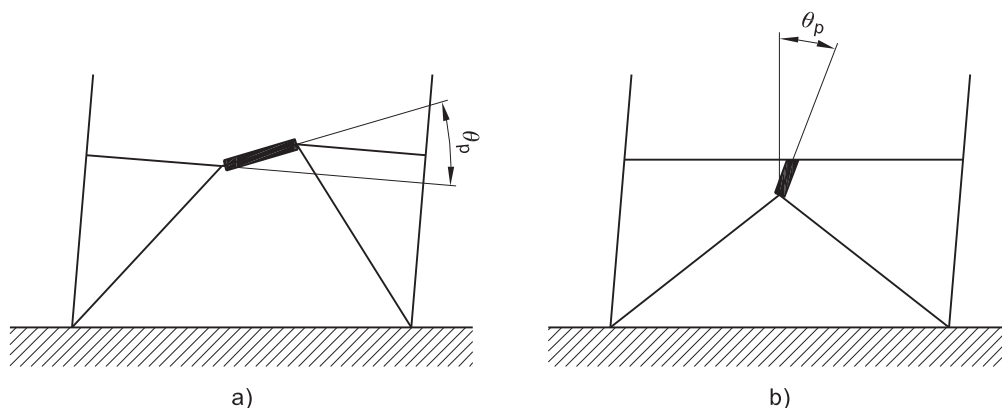
dove:

α è il rapporto tra i momenti flettenti più piccoli $M_{Ed,A}$ ad una estremità del collegamento nella situazione sismica di progetto e i momenti flettenti più grandi $M_{Ed,B}$ all'estremità dove si formerebbe la cerniera plastica, entrambi i momenti vanno presi in valore assoluto.

figura 6.14

Legenda

- a) Momenti uguali alle estremità del collegamento
b) Momenti differenti alle estremità del collegamento



- (10) L'angolo di rotazione del collegamento θ_p tra il collegamento e l'elemento esterno del collegamento come definito nel punto **6.6.4(3)** si raccomanda sia compatibile con le deformazioni globali. Si raccomanda che esso non ecceda i valori seguenti:

- collegamenti corti $\theta_p \leq \theta_{pR} = 0,08$ radianti (6.27)

- collegamenti lunghi $\theta_p \leq \theta_{pR} = 0,02$ radianti (6.28)

- collegamenti intermedi $\theta_p \leq \theta_{pR} =$ al valore determinato per interpolazione lineare tra i valori riportati sopra. (6.29)

- (11) Si raccomanda di disporre irrigidimenti dell'anima ad altezza piena su entrambi i lati dell'anima del collegamento alle estremità del controvento diagonale del collegamento. Si raccomanda che questi irrigidimenti abbiano una larghezza combinata di non meno di $(b_f - 2t_w)$ e uno spessore non minore del valore maggiore tra $0,75 t_w$ e 10 mm.

- (12) Si raccomanda di disporre dei collegamenti con irrigidimenti d'anima intermedi come segue:
- a) si raccomanda di disporre collegamenti corti con irrigidimenti d'anima intermedi a intervalli che non eccedano $(30t_w - d/5)$ per un angolo di rotazione del collegamento θ_p di 0,08 radianti o $(52t_w - d/5)$ per angoli di rotazione del collegamento θ_p di 0,02 radianti o meno. Si raccomanda di utilizzare un'interpolazione lineare per valori di θ_p tra 0,08 e 0,02 radianti;
 - b) si raccomanda di disporre collegamenti lunghi con un irrigidimento d'anima intermedio disposto ad una distanza di 1,5 volte b da ciascuna estremità del collegamento dove potrebbe formarsi una cerniera plastica;
 - c) si raccomanda di disporre collegamenti intermedi con irrigidimenti d'anima intermedi che soddisfano i requisiti di a) e b) sopra;
 - d) non sono richiesti irrigidimenti d'anima intermedi nei collegamenti di lunghezza e maggiore di $5M_p/V_p$;
 - e) si raccomanda che irrigidimenti d'anima intermedi siano ad altezza piena. Per collegamenti che sono ad un'altezza d minore di 600 mm, sono richiesti irrigidimenti su un solo lato dell'anima del collegamento. Si raccomanda che lo spessore di un irrigidimento su un solo lato non sia minore del valore maggiore tra t_w e 10 mm, e la larghezza non sia minore di $(b/2) - t_w$. Per collegamenti che sono ad un'altezza d uguale o maggiore di 600 mm, si raccomanda che simili irrigidimenti intermedi siano disposti su entrambi i lati dell'anima.
- (13) Si raccomanda che saldature d'angolo che uniscono un irrigidimento del collegamento all'anima del collegamento abbiano una resistenza adeguata di progetto per resistere a una forza di $\gamma_{ov}f_yA_{st}$, dove A_{st} è l'area dell'irrigidimento. Si raccomanda che la resistenza di progetto di saldature d'angolo che fissano l'irrigidimento alle flange sia adeguata per resistere a una forza di $\gamma_{ov}A_{st}f_y/4$.
- (14) Si raccomanda che supporti laterali siano disposti sia sulle flange superiori che inferiori del collegamento alle estremità del collegamento. Si raccomanda che supporti laterali di estremità dei collegamenti abbiano una resistenza assiale di progetto sufficiente per fornire supporto laterale per forze del 6% della resistenza assiale nominale attesa della flangia del collegamento, calcolata come f_ybt_f .
- (15) Nelle travi dove è presente un collegamento sismico (seismic link), la resistenza all'instabilità per taglio dei pannelli d'anima esterni al collegamento si raccomanda sia controllata per rispettare la sezione 5 della EN 1993-1-5:2004.

6.8.3

Membrature non contenenti collegamenti sismici (seismic link)

- (1) Le membrature non contenenti collegamenti sismici (seismic link), come le colonne e le membrature diagonali, se sono utilizzati collegamenti orizzontali nelle travi, e anche membrature di trave, e se sono utilizzati collegamenti verticali, si raccomanda di verificare in compressione considerando la più sfavorevole combinazione della forza assiale e dei momenti flettenti:

$$N_{Rd}(M_{Ed}, V_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov}\Omega N_{Ed,E} \quad (6.30)$$

dove:

$N_{Rd}(M_{Ed}, V_{Ed})$ è la resistenza assiale di progetto della colonna o della membratura diagonale in conformità alla EN 1993, tenendo conto dell'interazione con il momento flettente M_{Ed} e il taglio V_{Ed} presi con il loro valore di progetto nella situazione sismica;

$N_{Ed,G}$ è la forza di compressione nella colonna o nella membratura diagonale, dovuta ad azioni di tipo non-sismico incluse nella combinazione di azioni per la situazione sismica di progetto;

$N_{Ed,E}$ è la forza di compressione nella colonna o nella membratura diagonale, dovuta all'azione sismica di progetto;

γ_{ov} è il coefficiente di sovrarresistenza [vedere punto 6.1.3(2) e punto 6.2(3)]

Ω è un coefficiente moltiplicativo che è il minimo dei valori seguenti:

il valore minimo di $\Omega_i = 1,5 V_{p,link,i} / V_{Ed,i}$ tra tutti i collegamenti corti;

il valore minimo di $\Omega_i = 1,5 M_{p,link,i} / M_{Ed,i}$ tra tutti i collegamenti lunghi e intermedi;

dove:

$V_{Ed,i}$, $M_{Ed,i}$ sono i valori di progetto della forza di taglio e del momento flettente nel collegamento i nella situazione sismica di progetto;

$V_{p,link,i}$, $M_{p,link,i}$ sono le resistenze plastiche di progetto di taglio e flessione del collegamento i come nel punto 6.8.2(3).

6.8.4

Connessioni dei collegamenti sismici (seismic link)

- (1) Se la struttura è progettata per dissipare energia nei collegamenti sismici (seismic link), le connessioni dei collegamenti o dell'elemento contenente i collegamenti si raccomanda siano progettati per gli effetti delle azioni E_d calcolati come segue:

$$E_d \geq E_{d,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega_i E_{d,E} \quad (6.31)$$

dove:

$E_{d,G}$ è l'effetto dell'azione nella connessione dovuto alle azioni di tipo non-sismico incluse nella combinazione delle azioni per la situazione sismica di progetto;

$E_{d,E}$ è l'effetto dell'azione nella connessione dovuto all'azione sismica di progetto;

γ_{ov} è il coefficiente di sovrarresistenza [vedere punto 6.1.3(2) e punto 6.2(3)];

Ω_i è il coefficiente di sovrarresistenza calcolato in conformità al punto 6.8.3(1) per il collegamento.

- (2) Nel caso di connessioni semi-rigide e/o a parziale resistenza, si può assumere che la dissipazione di energia avvenga solo nelle connessioni. Questo è permesso, purché tutte le seguenti condizioni siano soddisfatte:
- a) le connessioni hanno capacità di rotazione sufficiente per la corrispondente richiesta di deformazione;
 - b) si dimostra che le membrature che convergono nelle connessioni sono stabili agli Stati Limite Ultimi (ULS);
 - c) si tiene in conto dell'effetto delle deformazioni della connessione sullo spostamento globale.
- (3) Quando si utilizzano connessioni a parziale resistenza per i collegamenti sismici (seismic link), la capacità degli altri elementi nella struttura si raccomanda derivi dalla capacità plastica delle connessioni dei collegamenti.

6.9

Regole di progettazione per strutture a pendolo capovolto

- (1) Nelle strutture a pendolo capovolto [definite nel punto 6.3.1(d)], si raccomanda che le colonne siano verificate a compressione considerando la più sfavorevole combinazione della forza assiale e dei momenti flettenti.
- (2) Si raccomanda che i controlli, N_{Ed} , M_{Ed} , V_{Ed} siano calcolati come nel punto 6.6.3.
- (3) Si raccomanda che la snellezza adimensionale delle colonne sia limitata a $\bar{\lambda} \leq 1,5$.
- (4) Si raccomanda che il coefficiente di sensibilità allo spostamento di interpiano θ come definito nel punto 4.4.2.2 sia limitato a $\theta \leq 0,20$.

6.10

Regole di progettazione per strutture di acciaio con nuclei o pannelli di calcestruzzo e per telai resistenti a flessione combinati con elementi di controvento concentrici o con tamponamenti

6.10.1

Strutture con nuclei o pannelli di calcestruzzo

- (1)P Gli elementi di acciaio devono essere verificati in conformità alla presente sezione e alla EN 1993, mentre gli elementi di calcestruzzo devono essere progettati in conformità alla sezione 5.

- (2)P Gli elementi in cui esiste un'interazione tra acciaio e calcestruzzo devono essere verificati in conformità alla sezione 7.

6.10.2

Telai resistenti a flessione combinati con elementi di controvento concentrici

- (1) Le strutture doppie sia con telai resistenti a flessione che con telai con elementi di controvento agenti nella medesima direzione si raccomanda siano progettati utilizzando un unico coefficiente q . Si raccomanda che le forze orizzontali siano ripartite tra i differenti telai sulla base della rispettiva rigidezza elastica.
- (2) Si raccomanda che i telai resistenti a flessione e i telai con elementi di controvento rispettino le disposizioni contenute nei punti 6.6, 6.7 e nel punto 6.8.

6.10.3

Telai resistenti a flessione combinati con tamponamenti

- (1)P I telai resistenti a flessione in cui tamponamenti di calcestruzzo armato sono adeguatamente collegati alla struttura di acciaio devono essere progettati in conformità alla sezione 7.
- (2)P I telai resistenti a flessione in cui i tamponamenti sono strutturalmente disconnessi dal telaio di acciaio sui lati e sopra, devono essere progettati come strutture di acciaio.
- (3) I telai resistenti a flessione in cui i tamponamenti sono in contatto con il telaio di acciaio, ma che non sono adeguatamente connessi a tale telaio, si raccomanda soddisfino le seguenti regole:
- a) si raccomanda che i tamponamenti siano uniformemente distribuiti in altezza al fine di non aumentare localmente la richiesta di duttilità a carico degli elementi del telaio. Se questa condizione non è rispettata, si raccomanda che l'edificio sia considerato non-regolare in altezza;
 - b) si raccomanda sia tenuta in conto l'interazione tra telaio e tamponamenti. Si raccomanda siano tenute in conto le forze interne nelle travi e nelle colonne, dovute all'azione a puntone diagonale nei tamponamenti. Le regole nel punto 5.9 possono essere utilizzate a questo scopo;
 - c) si raccomanda che i telai di acciaio siano verificati in conformità alle regole date nel presente punto, mentre i tamponamenti di calcestruzzo armato o di muratura si raccomanda siano progettati in conformità alla EN 1992-1-1:2004 e in conformità alle sezioni 5 o 9.

6.11

Controllo del progetto e della costruzione

- (1)P Il controllo del progetto e della costruzione deve garantire che la struttura reale corrisponda alla struttura progettata.
- (2) A tal fine, in aggiunta alle disposizioni della EN 1993, si raccomanda di rispettare i seguenti requisiti:
- a) si raccomanda che i disegni relativi alla fabbricazione e alla costruzione indichino i dettagli delle connessioni, le dimensioni e le qualità dei bulloni e delle saldature, così come la qualità degli acciai delle membrature, riportando la massima tensione di snervamento ammissibile $f_{y,max}$ dell'acciaio utilizzata dal costruttore nelle zone dissipative;
 - b) si raccomanda di verificare il rispetto del punto 6.2 per quanto riguarda i materiali;
 - c) si raccomanda che il controllo del serraggio dei bulloni e della qualità delle saldature segua le regole della EN 1090;
 - d) durante la costruzione si raccomanda di garantire che il valore effettivo della tensione di snervamento dell'acciaio utilizzato non ecceda il 10% il valore $f_{y,max}$ riportato nei disegni per le zone dissipative.
- (2)P Ogni qualvolta una delle suddette condizioni non è soddisfatta, si devono effettuare correzioni o giustificazioni al fine di rispettare i requisiti della EN 1998-1 e assicurare la sicurezza della struttura.

7 REGOLE SPECIFICHE PER EDIFICI COMPOSTI ACCIAIO-CALCESTRUZZO

7.1 Generalità

7.1.1 Scopo e campo di applicazione

- (1)P Per la progettazione di edifici composti acciaio-calcestruzzo si applica la EN 1994-1-1:2004. Le seguenti regole vanno ad aggiungersi a quelle date nella EN 1994-1-1:2004.
- (2) Eccetto dove modificato dai provvedimenti della presente sezione, si applicano i provvedimenti delle sezioni 5 e 6.

7.1.2 Principi per la progettazione

- (1)P Gli edifici composti in grado di resistere alle azioni sismiche devono essere progettati in conformità a uno dei seguenti principi per la progettazione (vedere prospetto 7.1):
 - Principio a) Comportamento strutturale poco dissipativo;
 - Principio b) Comportamento strutturale dissipativo con zone dissipative composte;
 - Principio c) Comportamento strutturale dissipativo con zone dissipative di acciaio.

prospetto 7.1

Principi per la progettazione, classi di duttilità strutturale e limiti superiori dei valori di riferimento dei coefficienti di comportamento

Principi per la progettazione	Classi di duttilità strutturale	Intervallo dei valori di riferimento del coefficiente di comportamento q
Principio a) Comportamento strutturale poco dissipativo	DCL (bassa)	$\leq 1,5 - 2$
Principi b) o c) Comportamento strutturale dissipativo	DCM (media)	≤ 4 limitato anche dai valori del prospetto 7.2
	DCH (alta)	limitato solo dai valori del prospetto 7.2

Nota 1 Il valore attribuito al limite superiore di q per comportamento poco dissipativo all'interno dell'intervallo del prospetto 7.1 per l'utilizzo in una nazione può essere trovato nella sua appendice nazionale del presente documento. Il valore raccomandato del limite superiore di q per comportamento poco dissipativo è 1,5.

Nota 2 L'appendice nazionale di una particolare nazione può dare limitazioni sulla scelta dei principi di progettazione e della classe di duttilità che sono permessi in quella nazione.

- (2)P Nel principio a), gli effetti delle azioni possono essere calcolati sulla base di un'analisi elastica senza tenere conto del comportamento non-lineare del materiale, ma considerando la riduzione del momento di inerzia dovuta alla fessurazione del calcestruzzo in parte delle campate della trave, in conformità alle regole generali di analisi strutturale definite nel punto 7.4 e alle regole specifiche definite dal punto 7.7 al punto 7.11 relative ad ogni tipologia strutturale. Quando si utilizza lo spettro di progetto definito nel punto 3.2.2.5, il limite superiore del valore di riferimento del coefficiente di comportamento q è preso tra 1,5 e 2 (vedere nota 1 al punto (1) del presente punto). Nei casi di irregolarità in elevazione il valore limite superiore del coefficiente di comportamento q deve essere corretto come indicato nel punto 4.2.3.1(7) ma non necessariamente minore di 1,5.
- (3) Nel principio a), si raccomanda che la resistenza delle membrature e delle connessioni sia valutata in conformità alla EN 1993 e alla EN 1994 senza alcun requisito aggiuntivo. Per gli edifici che non sono isolati alla base (vedere sezione 10), la progettazione secondo il principio a) è raccomandato solo per i casi di bassa sismicità [vedere punto 3.2.1(4)].
- (4) Nei principi b) e c), è tenuta in conto la capacità di parti della struttura (zone dissipative) di resistere alle azioni sismiche attraverso un comportamento anelastico. Quando si utilizza lo spettro di progetto definito nel punto 3.2.2.5, il limite superiore del valore di riferimento del coefficiente di comportamento q è preso maggiore del valore superiore stabilito nel prospetto 7.1 e nella nota 1 in (1) del presente punto per comportamento strutturale poco dissipativo. Il valore limite

superiore di q dipende dalla classe di duttilità e dalla tipologia strutturale (vedere punto 7.3). Quando si adottano i principi b) o c) si raccomanda di soddisfare i requisiti dati dal punto 7.2 al punto 7.12.

- (5)P Nel principio c), non si considera che le strutture traggano vantaggio dall'azione composta nelle zone dissipative; l'applicazione del principio c) è condizionata da una stretta osservanza di misure che prevengano l'attivazione dei componenti di calcestruzzo nella resistenza delle zone dissipative. Nel principio c) la struttura composta è progettata in conformità alla EN 1994-1-1:2004 sotto le azioni non sismiche e in conformità alla sezione 6 per resistere all'azione sismica. Le misure atte a prevenire l'attivazione del calcestruzzo sono date nel punto 7.7.5.
- (6)P Le regole di progettazione per le strutture composte dissipative (principio b) sono orientate a garantire lo sviluppo di meccanismi plastici locali sicuri (zone dissipative) nella struttura e di un meccanismo plastico globale sicuro che dissipi la maggiore quantità possibile di energia sotto l'azione sismica di progetto. Per ogni elemento strutturale o per ogni tipologia strutturale considerata nella presente sezione, le regole che permettono che questo obiettivo di progetto generale sia raggiunto sono date dal punto 7.5 al punto 7.11 con riferimento a quelli che sono chiamati i criteri specifici. Questi criteri sono orientati a garantire lo sviluppo di un comportamento meccanico globale per cui possono essere dati i provvedimenti di progetto.
- (7)P Le strutture progettate in conformità al principio b) devono appartenere alle classi di duttilità strutturale DCM o DCH. Queste classi corrispondono all'aumentata abilità della struttura di dissipare energia nei meccanismi plastici. Una struttura che appartiene a una data classe di duttilità deve soddisfare specifici requisiti in uno o più dei seguenti aspetti: classe di sezioni di acciaio, capacità rotazionale delle connessioni e dettagli costruttivi.

7.1.3

Verifiche di sicurezza

- (1)P Si applicano il punto 5.2.4(1)P e il punto 6.1.3(1)P e le sue note.
- (2) Si applica il punto 5.2.4(2).
- (3) Si applica il punto 5.2.4(3).
- (4) Nei controlli pertinenti alla capacità di progetto per parti strutturali di acciaio, si applica il punto 6.2(3) e le sue note.

7.2

Materiali

7.2.1

Calcestruzzo

- (1) Si raccomanda che nelle zone dissipative, la classe di calcestruzzo prescritta non sia minore di C20/25. Se la classe di calcestruzzo è maggiore di C40/50, il progetto non rientra nel campo di applicazione della EN 1998-1.

7.2.2

Acciaio per armature

- (1)P Per la classe di duttilità DCM l'acciaio per armatura tenuto in conto nella resistenza plastica delle zone dissipative deve essere di classe B o C in conformità al prospetto C.1 della EN 1992-1-1:2004. Per la classe di duttilità DCH l'acciaio per armatura tenuto in conto nella resistenza plastica delle zone dissipative deve essere di classe C secondo lo stesso prospetto.
- (2)P L'acciaio di classe B o C (prospetto C.1 della EN 1992-1-1:2004) deve essere utilizzato nelle regioni altamente sollecitate di strutture non dissipative. Questo requisito si applica sia alle barre di armatura che alle reti saldate.
- (3)P Eccetto che per staffe chiuse o legature, nelle regioni con sforzi elevati sono permesse solo barre nervate come acciaio di armatura.
- (4) Si raccomanda che reti saldate che non rispettano i requisiti di duttilità di (1)P del presente punto non siano utilizzate in zone dissipative. Se sono utilizzate tali reti, si raccomanda sia disposta dell'armatura duttile che raddoppi la rete e si raccomanda che la capacità di resistenza di questa sia considerata nelle analisi della capacità.

7.2.3

Acciaio strutturale

(1)P I requisiti sono quelli specificati nel punto 6.2.

7.3

Tipologie strutturali e coefficienti di comportamento

7.3.1

Tipologie strutturali

(1)P Le strutture composte acciaio-calcestruzzo devono essere assegnate, a seconda del comportamento della struttura resistente primaria sotto le azioni sismiche, a una delle seguenti tipologie strutturali:

- a) strutture intelaiate composte resistenti a flessione sono quelle con la stessa definizione e limitazioni date nel punto 6.3.1(1)a, ma in cui le travi e le colonne possono essere di acciaio strutturale o composte acciaio - calcestruzzo (vedere figura 6.1);
- b) telai composti con elementi di controvento concentrici sono quelli con la stessa definizione e limitazioni date nel punto 6.3.1(1)b e nelle figure 6.2 e 6.3. Le colonne e le travi possono essere di acciaio strutturale o composte acciaio-calcestruzzo. I controventi devono essere di acciaio strutturale;
- c) telai composti con elementi di controvento eccentrici sono quelli con la stessa definizione e configurazioni date nel punto 6.3.1(1)c e nella figura 6.4. Le membrature che non contengono i collegamenti possono essere di acciaio strutturale o composti acciaio-calcestruzzo. Diversamente dalla soletta, i collegamenti devono essere realizzati di acciaio strutturale. La dissipazione di energia deve avvenire solo per plasticizzazione a flessione e a taglio di questi collegamenti;
- d) strutture a pendolo inverso, hanno la stessa definizione e limitazioni date nel punto 6.3.1(1)d (vedere figura 6.5);
- e) sistemi strutturali composti sono quelli che si comportano essenzialmente come pareti di calcestruzzo armato. I sistemi composti possono appartenere a una delle tipologie seguenti:
 - tipo 1 corrisponde a un telaio di acciaio o composto che lavora insieme a pannelli di tamponamento di calcestruzzo collegati alla struttura di acciaio (vedere figura 7.1a);
 - tipo 2 è una parete di calcestruzzo armato in cui le sezioni di acciaio rivestite collegate alla struttura di calcestruzzo sono utilizzate come armatura verticale di bordo (vedere figura 7.1b);
 - tipo 3, travi di acciaio o composte sono utilizzate per accoppiare due o più pareti di calcestruzzo armato o composte (vedere figura 7.2);
- f) pareti di taglio con piastra di acciaio composta sono quelle che sono costituite da una piastra verticale di acciaio continua sull'altezza dell'edificio, con rivestimento di calcestruzzo armato su una o entrambe le facce della piastra e delle membrature di acciaio strutturale o composti.

figura 7.1

Sistemi strutturali composti - Pareti composte

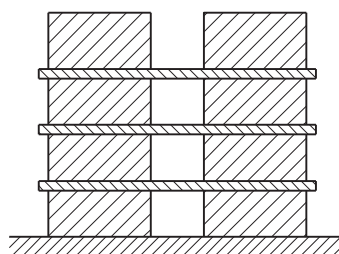
Legenda

- a) Tipo 1 - Telai resistenti a flessione di acciaio o composti con pannelli di tamponamento di calcestruzzo collegati
- b) Tipo 2 - Pareti composte rinforzate da profili di acciaio verticali rivestiti collegati



figura 7.2

Sistemi strutturali composti - Tipo 3 - Pareti composte o di calcestruzzo accoppiate con travi di acciaio o composte



- (2) In tutti i tipi di sistemi strutturali composti la dissipazione di energia si verifica nelle sezioni verticali di acciaio e nelle armature verticali delle pareti. Nei sistemi strutturali composti di Tipo 3 la dissipazione di energia può avere luogo anche nelle travi di collegamento.
- (3) Se nei sistemi strutturali composti gli elementi di parete non sono collegati alla struttura di acciaio, si applicano le sezioni **5** e **6**.

7.3.2

Coefficienti di comportamento

- (1) Il coefficiente di comportamento q , introdotto nel punto **3.2.2.5**, tiene conto della capacità di dissipazione di energia della struttura. Per sistemi strutturali regolari, si raccomanda che il coefficiente di comportamento q sia preso con i limiti superiori del valore di riferimento che sono dati nel prospetto 6.2 o nel prospetto 7.2, purché siano soddisfatte le regole date dal punto **7.5** al punto **7.11**.

prospetto 7.2

Limiti superiori dei valori di riferimento dei coefficienti di comportamento per sistemi regolari in elevazione

Tipologia strutturale	Classe di duttilità	
	DCM	DCH
a), b), c) e d)	Vedere prospetto 6.2	
e) Sistemi strutturali composti		
Pareti composte (Tipo 1 e Tipo 2)	$3 \alpha_u/\alpha_1$	$4 \alpha_u/\alpha_1$
Pareti composte o di calcestruzzo accoppiate con travi di acciaio o composte (Tipo 3)	$3 \alpha_u/\alpha_1$	$4,5 \alpha_u/\alpha_1$
f) Pareti di taglio con piastre di acciaio composte	$3 \alpha_u/\alpha_1$	$4 \alpha_u/\alpha_1$

- (2) Se l'edificio non è regolare in elevazione (vedere punto **4.2.3.3**) i valori di q presentati nel prospetto 6.2 e nel prospetto 7.2 si raccomanda siano ridotti del 20% [vedere punto **4.2.3.1(7)** e prospetto 4.1].
- (3) Per gli edifici che sono regolari in pianta, se non sono svolti calcoli per valutare α_u/α_1 [vedere punto **6.3.2(3)**], possono essere utilizzati i valori approssimati di riferimento del rapporto α_u/α_1 presentati nelle figure 6.1 - 6.8. Per sistemi strutturali composti il valore di riferimento può essere preso uguale a $\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$. Per pareti di taglio con piastre in acciaio composte il valore di riferimento può essere preso uguale a $\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$.
- (4) Per gli edifici che non sono regolari in pianta (vedere punto **4.2.3.2**), il valore approssimato di α_u/α_1 che può essere utilizzato quando non sono svolti calcoli per la sua valutazione, è uguale alla media di (a) 1,0 e di (b) il valore dato in **(3)** del presente punto.
- (5) Sono permessi valori di α_u/α_1 più alti di quelli dati in **(3)** e **(4)** del presente punto, a patto che essi siano confermati da calcoli di α_u/α_1 con un'analisi statica non-lineare globale (pushover).
- (6) Il valore massimo di α_u/α_1 che può essere utilizzato nella progettazione è uguale a 1,6, anche se l'analisi menzionata in **(5)** del presente punto indica valori potenziali più elevati.

7.4 Analisi strutturale

7.4.1 Scopo e campo di applicazione

- (1) Si applicano le seguenti regole per l'analisi della struttura soggetta ad azione sismica con il metodo di analisi della forza laterale e con il metodo di analisi modale con spettro di risposta.

7.4.2 Rigidezza delle sezioni

- (1) Si raccomanda che la rigidezza di sezioni composte in cui il calcestruzzo è in compressione sia calcolata utilizzando un rapporto di omogeneizzazione n :
$$n = E_a / E_{cm} = 7 \quad (7.1)$$
- (2) Per travi composte con soletta in compressione, il momento di inerzia della sezione, indicato come I_1 , si raccomanda sia calcolato tenendo conto della larghezza efficace della soletta definita nel punto **7.6.3**.
- (3) Le rigidezze delle sezioni composte in cui il calcestruzzo è in trazione si raccomanda sia calcolata assumendo che il calcestruzzo sia fessurato e che solo le parti di acciaio della sezione siano attive.
- (4) Per travi composte con soletta in trazione, il momento di inerzia della sezione, indicato come I_2 , si raccomanda sia calcolato tenendo conto della larghezza efficace della soletta definita nel punto **7.6.3**.

- (5) Si raccomanda che la struttura sia analizzata tenendo conto della presenza di calcestruzzo in compressione in alcune zone e calcestruzzo in trazione in altre zone; la distribuzione delle zone per le varie tipologie strutturali è data dal punto 7.7 al punto 7.11.

7.5 Criteri di progettazione e dettagli costruttivi per il comportamento strutturale dissipativo comune a tutte le tipologie strutturali

7.5.1 Generalità

- (1) Si raccomanda che i criteri di progettazione dati nel punto 7.5.2 siano applicati alle parti sismo-resistenti delle strutture progettate in conformità al principio di comportamento strutturale dissipativo.
- (2) I criteri di progettazione dati nel punto 7.5.2 possono ritenersi soddisfatti, se sono osservate le regole date nel punto 7.5.3 e nel punto 7.5.4 e dal punto 7.6 al punto 7.11.

7.5.2 Criteri per la progettazione di strutture dissipative

- (1)P Le strutture con zone dissipative devono essere progettate in modo tale che lo snervamento o l'instabilità locale o altri fenomeni dovuti al comportamento isteretico in quelle zone, non influenzino la stabilità globale della struttura.

Nota Si ritiene che i coefficienti q dati nel prospetto 7.2 soddisfino questo requisito [vedere punto 2.2.2(2)].

- (2)P Le zone dissipative devono avere duttilità e resistenza adeguate. La resistenza deve essere determinata in conformità alla sezione 6 della EN 1993 per il principio c) (vedere punto 7.1.2) e alla sezione 7 della EN 1994-1-1:2004 per il principio b) (vedere punto 7.1.2). La duttilità è ottenuta rispettando i dettagli costruttivi.
- (3) Le zone dissipative possono essere localizzate nelle membrane strutturali o nelle connessioni.
- (4)P Se le zone dissipative sono localizzate nelle membrane strutturali, le parti non-dissipative e le connessioni delle parti dissipative al resto della struttura devono avere sufficienti risorse di sovrarresistenza per permettere lo sviluppo di plasticizzazioni cicliche nelle parti dissipative.
- (5)P Quando le zone dissipative sono localizzate nelle connessioni, le membrane collegate devono avere sufficienti risorse di sovrarresistenza per permettere lo sviluppo di plasticizzazioni cicliche nelle connessioni.

7.5.3 Resistenza plastica di zone dissipative

- (1)P Nella progettazione di strutture composte acciaio - calcestruzzo sono utilizzate due resistenze plastiche delle zone dissipative: un limite inferiore della resistenza plastica (indice: p_l, R_d) e un limite superiore della resistenza plastica (indice: U, R_d).
- (2)P Il limite inferiore della resistenza plastica delle zone dissipative è quello considerato nei controlli di progetto riguardanti le sezioni di elementi dissipativi; cioè $M_{Ed} < M_{pl,Rd}$. Il limite inferiore della resistenza plastica delle zone dissipative è calcolato tenendo conto della componente di calcestruzzo della sezione e solo delle componenti di acciaio della sezione che sono classificate duttili.
- (3)P Il limite superiore della resistenza plastica delle zone dissipative è quello utilizzato nella capacità di progetto degli elementi adiacenti alla zona dissipativa: per esempio nella verifica della capacità di progetto del punto 4.4.2.3(4), i valori di progetto dei momenti resistenti delle travi sono i limiti superiori delle resistenze plastiche, $M_{U,Rd,b}$, mentre quelli delle colonne sono i limiti inferiori, $M_{pl,Rd,c}$.
- (4)P Il limite superiore della resistenza plastica è calcolato tenendo conto della componente di calcestruzzo della sezione e di tutte le componenti di acciaio presenti nella sezione, incluse quelle che non sono classificate duttili.

- (5)P Gli effetti delle azioni, che sono direttamente legate alla resistenza delle zone dissipative, devono essere determinati sulla base del limite superiore della resistenza di sezioni composte dissipative; cioè la forza di taglio di progetto all'estremità di una trave composta dissipativa deve essere determinata sulla base del limite superiore del momento plastico della sezione composta.

7.5.4

Dettagli costruttivi per connessioni composte nelle zone dissipative

- (1)P La progettazione deve limitare la localizzazione delle deformazioni plastiche e di elevati sforzi residui ed evitare difetti di costruzione.
- (2)P L'integrità del calcestruzzo in compressione deve essere conservata durante l'evento sismico e la plasticizzazione deve essere limitata alle sezioni di acciaio.
- (3) Si raccomanda di permettere lo snervamento delle barre di armatura in una soletta solo se le travi sono progettate seguendo il punto 7.6.2(8).
- (4) Per la progettazione di saldature e bulloni, si applica il punto 6.5.
- (5) La progettazione locale delle barre di armatura necessarie nel calcestruzzo della regione del nodo, si raccomanda sia giustificato da modelli che soddisfino l'equilibrio (appendice C per le solette).
- (6) Si applicano i punti 6.5.5(6), 6.5.5(7) e la nota 1 al punto 6.5.5.
- (7) Nei pannelli d'anima intelaiati completamente rivestiti delle connessioni trave-colonna, la resistenza della zona pannello può essere calcolata come la somma dei contributi del pannello di taglio di calcestruzzo e di acciaio, se tutte le seguenti condizioni sono soddisfatte:

- a) il rapporto tra le dimensioni h_b/h_c della zona pannello è:

$$0,6 < h_b/h_c < 1,4 \quad (7.2)$$

b) $V_{wp,Ed} < 0,8 V_{wp,Rd}$ (7.3)

dove:

$V_{wp,Ed}$ è la forza di taglio di progetto nel pannello d'anima dovuta agli effetti delle azioni, tenendo conto della resistenza plastica delle zone dissipative adiacenti composte nelle travi o nelle connessioni;

$V_{wp,Rd}$ è la resistenza a taglio del pannello d'anima composto di acciaio-calcestruzzo in conformità alla EN 1994-1-1:2004;

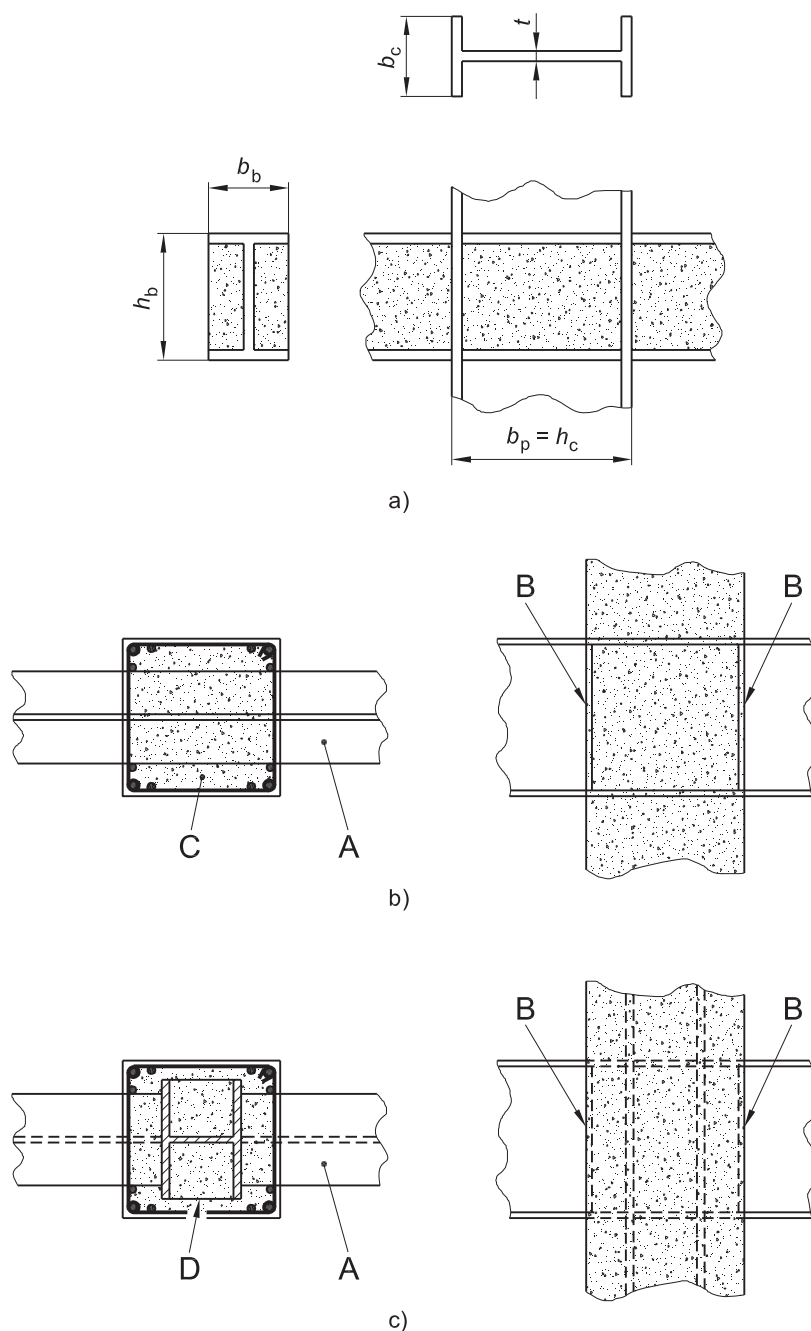
h_b, h_c sono definite nella figura 7.3a).

figura 7.3

Connessioni trave-colonna

Legenda

- A Trave di acciaio
- B Piastre metalliche a filo colonna
- C Colonna di calcestruzzo armato
- D Colonna composta rivestita



- (8) Nei pannelli d'anima irrigiditi parzialmente rivestiti è permessa una valutazione simile a quella di (7) del presente punto se, in aggiunta ai requisiti di (9), è soddisfatta una delle seguenti condizioni:

- a) collegamenti diritti del tipo definito nel punto 7.6.5(4) e rispettosi dei punti 7.6.5(5) e (6) sono disposti a una spaziatura massima $s_1 = c$ nei pannelli d'anima irrigiditi parzialmente rivestiti; questi collegamenti sono orientati perpendicolarmente al lato più lungo del pannello d'anima della colonna e non è richiesta nessuna altra armatura del pannello d'anima; o

b) nessuna armatura è presente, a patto che $h_b/b_b < 1,2$ e $h_c/b_c < 1,2$

dove:

h_b , b_b , b_c e h_c sono definiti nella figura 7.3a).

- (9) Quando una trave dissipativa di acciaio o composta è intelaiata ad una colonna di calcestruzzo armato come mostrato nella figura 7.3b), si raccomanda che un'armatura verticale della colonna con resistenza assiale di progetto almeno uguale alla resistenza a taglio della trave di collegamento sia disposta vicino all'irrigidimento o alle piastre metalliche a filo colonna adiacenti alla zona dissipativa. È permesso utilizzare armatura verticale disposta per altri scopi come parte dell'armatura verticale richiesta. È richiesta la presenza di piastre metalliche a filo colonna; si raccomanda che esse siano irrigidimenti ad altezza piena di una larghezza combinata non minore di $(b_b - 2t)$; si raccomanda che il loro spessore non sia minore di 0,75 t o 8 mm; b_b e t sono rispettivamente la larghezza della flangia della trave e lo spessore del pannello d'anima (vedere figura 7.3).
- (10) Quando una trave dissipativa di acciaio o composta è intelaiata a una colonna composta completamente rivestita come mostrato in figura 7.3c), la connessione trave - colonna può essere progettata come una connessione trave - colonna di acciaio o come una connessione trave - colonna composta. Nel secondo caso, le armature verticali della colonna possono essere calcolate come in (9) del presente punto o distribuendo la resistenza a taglio della trave tra la sezione di acciaio della colonna e l'armatura della colonna. In entrambi i casi, è richiesta la presenza di piastre metalliche a filo colonna come descritto in (9).
- (11) L'armatura verticale della colonna specificata in (9) e (10) del presente punto si raccomanda sia confinata da armatura trasversale che soddisfi i requisiti per le membrature definiti nel punto 7.6.

7.6

Regole per le membrature

7.6.1

Generalità

- (1)P Le membrature composte, che sono membrature sismiche primarie, devono rispettare la EN 1994-1-1:2004 e le regole aggiuntive definite nella presente sezione.
- (2)P La struttura resistente al sisma è progettata con riferimento al meccanismo plastico globale che comprende zone dissipative locali; questo meccanismo globale identifica le membrature in cui sono localizzate le zone dissipative e, indirettamente, le membrature senza zone dissipative.
- (3) Si raccomanda che le membrature tese o parti di membrature in trazione, soddisfino il requisito di duttilità del punto 6.2.3(3) della EN 1993-1-1:2004.
- (4) Si raccomanda che sia garantita una duttilità locale sufficiente delle membrature che dissipano energia sotto compressione e/o flessione, limitando i rapporti larghezza/spessore delle loro pareti. Le zone dissipative di acciaio e le parti di acciaio non rivestite di membrature composte, si raccomanda soddisfino i requisiti del punto 6.5.3(1) e del prospetto 6.3. Le zone dissipative delle membrature composte rivestite si raccomanda soddisfino i requisiti del prospetto 7.3. I limiti dati per le sporgenze delle flange di membrature parzialmente o completamente rivestite possono essere rese meno restrittive se sono forniti dettagli particolari come descritto nel punto 7.6.4(9) e dal punto 7.6.5(4) al punto (6).

prospetto 7.3

Relazione tra coefficiente di comportamento e limiti di snellezza delle pareti

Classe di duttilità della struttura	DCM		DCH
Valore di riferimento del coefficiente di comportamento (q)	$q \leq 1,5 - 2$	$1,5 - 2 < q < 4$	$q > 4$
Sezione ad H o I parzialmente rivestita Sezione ad H o I completamente rivestita limiti per le sporgenze delle flange c/t_f :	20ε	14ε	9ε
Sezione rettangolare riempita h/t limiti:	52ε	38ε	24ε
Sezione circolare riempita d/t limite:	$90 \varepsilon^2$	$85 \varepsilon^2$	$80 \varepsilon^2$

dove:

$$\varepsilon = (f_y/235)^{0,5}$$

c/t_f è definita nella figura 7.8;

d/t e h/t sono il rapporto tra la massima dimensione esterna e lo spessore della parete.

- (5) Dettagli costruttivi più specifici per membrane composte dissipative sono date nei punti **7.6.2**, **7.6.4**, **7.6.5** e nel punto **7.6.6**.
- (6) Nella progettazione di tutti i tipi di colonne composte, possono essere tenute in conto la sola resistenza della sezione di acciaio o le resistenze combinate della sezione di acciaio e il rivestimento o riempimento.
- (7) La progettazione delle colonne in cui la resistenza della membratura è considerata fornita solo dalla sezione di acciaio può essere eseguito in conformità ai provvedimenti della sezione 6. Si raccomanda che nel caso di colonne dissipative, le regole della capacità del punto **7.5.2(4)** e **(5)** e del punto **7.5.3(3)** siano soddisfatte.
- (8) Si raccomanda che per colonne completamente rivestite con comportamento composto, la minima dimensione trasversale b , h o d non sia minore di 250 mm.
- (9) Si raccomanda che la resistenza, compresa la resistenza a taglio, di colonne composte non-dissipative sia determinata in conformità alle regole della EN 1994-1-1:2004.
- (10) Nelle colonne, quando si assume che il rivestimento o riempimento di calcestruzzo contribuisca alla resistenza assiale e/o flessionale della membratura, si applicano le regole di progettazione dal punto **7.6.4** al punto **7.6.6**. Queste regole garantiscono il completo trasferimento del taglio tra le parti di calcestruzzo e di acciaio in una sezione e proteggono le zone dissipative da una prematura rottura anelastica.
- (11) Si raccomanda che per la progettazione in zona sismica, la resistenza a taglio di progetto data nel prospetto 6.6 della EN 1994-1-1:2004, sia moltiplicata per un coefficiente di riduzione di 0,5.
- (12) Quando, ai fini della capacità di progetto è utilizzata la resistenza composta totale di una colonna, si raccomanda sia garantito un completo trasferimento del taglio tra le parti di acciaio e di calcestruzzo armato. Se è raggiunto un trasferimento insufficiente del taglio mediante aderenza e attrito, si raccomanda siano disposti dei connettori a taglio per garantire un'azione composta totale.
- (13) Si raccomanda che nel caso in cui una colonna composta è soggetta prevalentemente a forze assiali, sia fornito un sufficiente trasferimento del taglio per garantire che le parti di acciaio e di calcestruzzo si dividano i carichi applicati alla colonna nelle connessioni alle travi e alle membrane di controvento.
- (14) Eccetto che alla base di alcune tipologie strutturali, le colonne non sono generalmente progettate per essere dissipative. Comunque, a causa delle incertezze nel comportamento, è richiesta un'armatura di confinamento nelle zone chiamate "zone critiche" come specificato nel punto **7.6.4**.

- (15) Il punto **5.6.2.1** e il punto **5.6.3** riguardanti l'ancoraggio e le giunzioni nella progettazione di colonne di calcestruzzo armato si applicano anche alle armature di colonne composte.

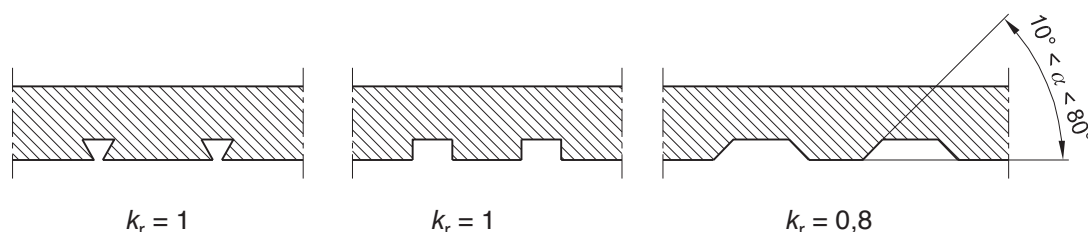
7.6.2

Travi di acciaio composte con soletta

- (1)P L'obiettivo del progetto del presente punto è di mantenere l'integrità, durante l'evento sismico, della soletta di calcestruzzo nella parte inferiore della sezione di acciaio e/o nelle barre nervate della soletta.
- (2)P Se non si prevede di trarre vantaggio dall'azione composta della sezione della trave per la dissipazione di energia, deve essere applicato il punto **7.7.5**.
- (3) Travi che si comportano come elementi composti nelle zone dissipative delle strutture sismo-resistenti possono essere progettate come connessione parziale o completo a taglio in conformità alla EN 1994-1-1:2004. Si raccomanda che il minimo grado di connessione, come definito nel punto **6.6.1.2** della EN 1994-1-1:2004, non sia minore di 0,8 e la resistenza totale dei connettori a taglio all'interno di qualsiasi regione a momento negativo non sia minore della resistenza plastica dell'armatura.
- (4) La resistenza di progetto dei connettori nelle zone dissipative è ottenuta dalla resistenza di progetto fornita nella EN 1994-1-1:2004 moltiplicata per un coefficiente di riduzione di 0,75.
- (5) È richiesta una connessione a taglio completa quando sono utilizzati connettori non-duttili.
- (6) Quando è utilizzata una lamiera grecata di acciaio con nervature trasversali alla trave di supporto, il coefficiente di riduzione k_t della resistenza a taglio di progetto dei connettori data dalla EN 1994-1-1 si raccomanda sia ulteriormente ridotto moltiplicandolo per il coefficiente di efficienza di forma della nervatura k_r dato nella figura 7.4.

figura 7.4

Valori del coefficiente di efficienza di forma della nervatura



- (7) Per ottenere duttilità nelle cerniere plastiche, il rapporto x/d della distanza x tra la fibra superiore di calcestruzzo compresso e l'asse neutro plastico, con la profondità d della sezione composta, si raccomanda rispetti la seguente espressione:

$$x/d < \varepsilon_{cu2} / (\varepsilon_{cu2} + \varepsilon_a) \quad (7.4)$$

dove:

ε_{cu2} è la deformazione ultima a compressione del calcestruzzo (vedere EN 1992-1-1:2004);

ε_a è la deformazione totale dell'acciaio allo Stato Limite Ultimo (ULS).

- (8) La regola in (7) del presente punto può ritenersi soddisfatta quando x/d di una sezione è minore dei limiti dati nel prospetto 7.4.

prospetto 7.4

Valori limite di x/d per la duttilità di travi con soletta

Classe di duttilità	q	f_y (N/mm ²)	x/d limite superiore
DCM	$1,5 < q \leq 4$	355	0,27
	$1,5 < q \leq 4$	235	0,36
DCH	$q > 4$	355	0,20
	$q > 4$	235	0,27

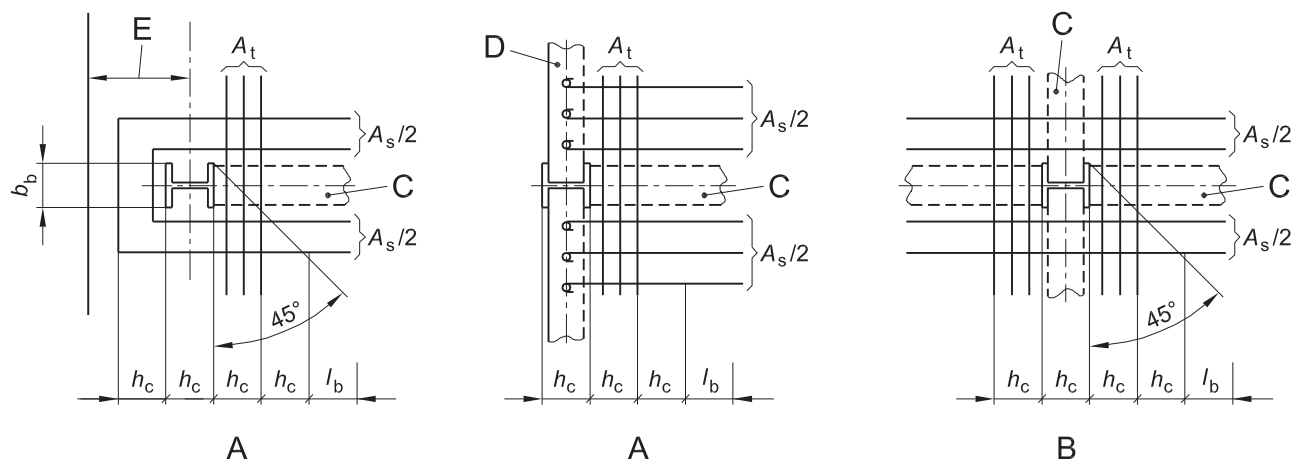
- (9) Si raccomanda che nelle zone dissipative delle travi, sia presente un'armatura di acciaio duttile specifica della soletta, chiamata "barre di armatura sismiche" (seismic rebars) (vedere figura 7.5), nella zona di connessione della trave e della colonna. La sua progettazione e i simboli utilizzati nella figura 7.5 sono specificati nell'appendice C.

figura 7.5

Disposizione delle "barre d'armatura sismiche" (seismic rebars)

Legenda

- A Nodo esterno
- B Nodo interno
- C Trave di acciaio
- D Trave di bordo di acciaio
- E Soletta a sbalzo di calcestruzzo armato



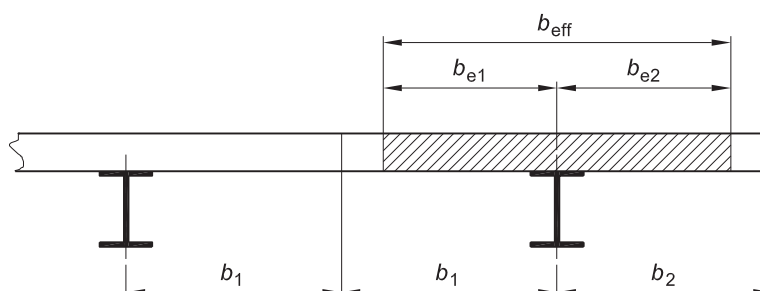
7.6.3

Larghezza efficace della soletta

La larghezza efficace totale b_{eff} della flangia di calcestruzzo associata ad ogni anima di acciaio si raccomanda sia presa come la somma delle larghezze efficaci parziali b_{e1} e b_{e2} della porzione di flangia su ogni lato della linea media dell'anima di acciaio (figura 7.6). Si raccomanda che la larghezza efficace parziale su ogni lato sia presa uguale a b_e data nel prospetto 7.5, ma non maggiore delle larghezze reali disponibili b_1 e b_2 definite in (2) del presente punto.

figura 7.6

Definizione della larghezza efficace b_e e b_{eff}



- (2) Si raccomanda che la larghezza reale b di ogni porzione sia presa come metà della distanza dall'anima all'anima adiacente, a meno che ad un estremo libero la larghezza reale sia la distanza dall'anima all'estremo libero.
- (3) La larghezza efficace parziale b_e della soletta utilizzata nella determinazione delle proprietà elastiche e plastiche della sezione composta a T costituita da una sezione di acciaio connessa a una soletta, è definita nel prospetto 7.5 e nella figura 7.7.

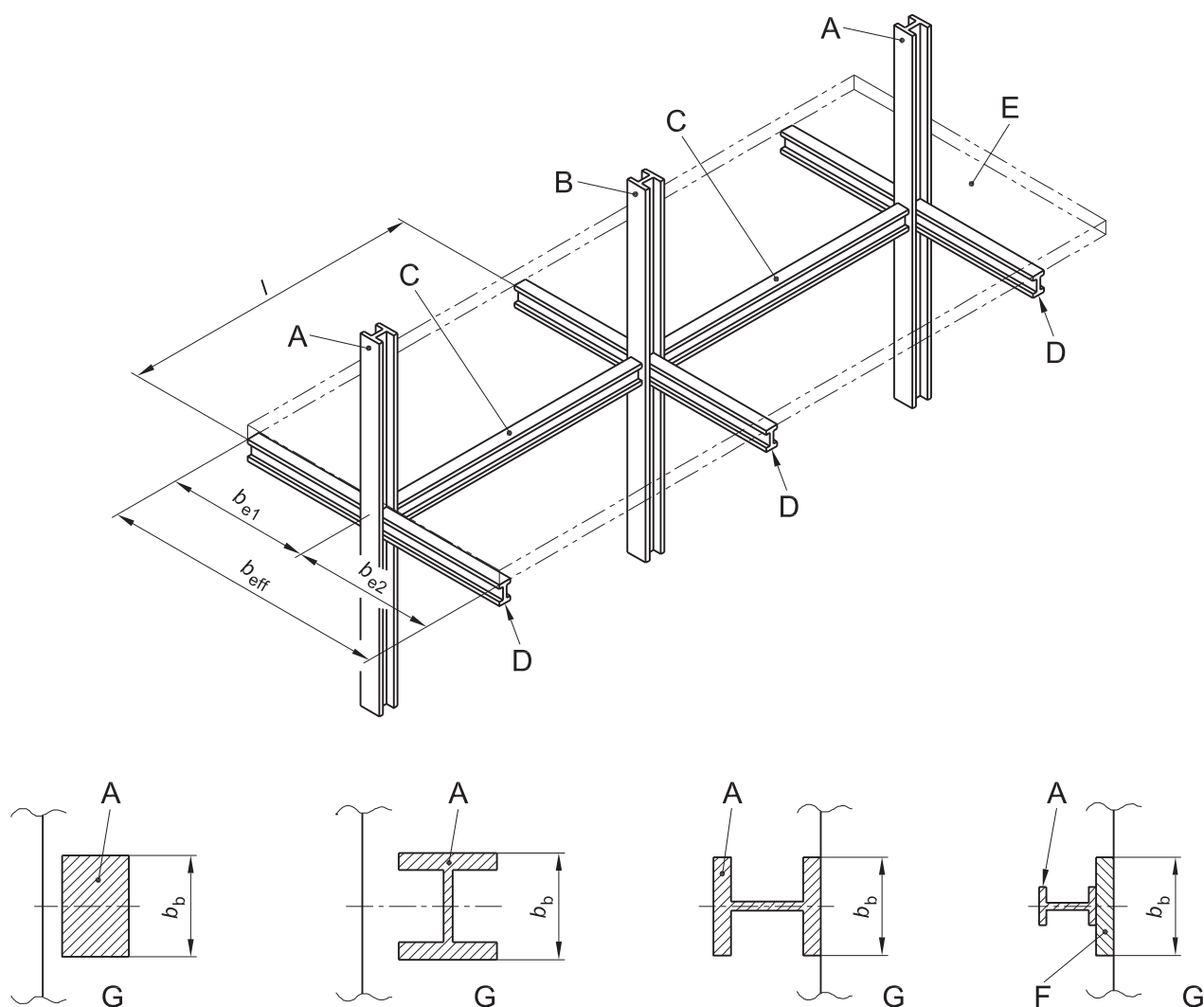
Questi valori sono validi per le travi posizionate come travi C nella figura 7.5 e se la progettazione dell'armatura della soletta e la progettazione della connessione della soletta alle travi di acciaio e alle colonne sono in conformità all'appendice C. Nel prospetto 7.5 quei momenti che inducono compressione nella soletta sono considerati positivi e quelli che inducono trazione nella soletta sono considerati negativi. I simboli b_b , h_c , b_e , b_{eff} e l utilizzati nel prospetto 7.5 I e 7.5 II sono definiti nelle figure 7.5, 7.6 e 7.7. b_b è la larghezza collaborante del calcestruzzo della soletta sulla colonna nella direzione orizzontale perpendicolare alla trave per cui la larghezza efficace è calcolata; questa larghezza collaborante include possibilmente piastre aggiuntive o accorgimenti orientati ad aumentare la capacità portante.

figura 7.7

Definizione degli elementi in strutture intelaiate

Legenda

- A Colonna esterna
- B Colonna interna
- C Trave longitudinale
- D Trave trasversale o trave di bordo di acciaio
- E Sbalzo di calcestruzzo
- F Appoggio esteso
- G Soletta di calcestruzzo



prospetto 7.5.I Larghezza efficace parziale b_e della soletta per analisi elastica della struttura

b_e	Elemento trasversale	b_e per I (ELASTICO)
Alla colonna interna	Presente o non presente	Per M negativo: 0,05 /
Alla colonna esterna	Presente	Per M positivo: 0,0375 /
Alla colonna esterna	Non presente, o barre d'armatura non ancorate	Per M negativo: 0 Per M positivo: 0,025 /

prospetto 7.5.II Larghezza efficace parziale b_e della soletta per la valutazione del momento resistente plastico

Segno del momento flettente M	Posizione	Elemento trasversale	b_e per M_{Rd} (PLASTICO)
M negativo	Colonna interna	Barre d'armatura sismiche	0,1 /
M negativo	Colonna esterna	Tutte le disposizioni con le barre d'armatura ancorate alla trave di bordo o allo sbalzo di calcestruzzo	0,1 /
M negativo	Colonna esterna	Tutte le disposizioni con barre d'armatura non ancorate alla trave di bordo o allo sbalzo di calcestruzzo	0,0
M positivo	Colonna interna	Barre d'armatura sismiche	0,075 /
M positivo	Colonna esterna	Trave trasversale di acciaio con connettori. Soletta di calcestruzzo fino alla faccia esterna della colonna di sezione ad H con l'asse forte orientata come nella figura 7.5 o oltre (sbalzo di calcestruzzo). Barre d'armatura sismiche	0,075 /
M positivo	Colonna esterna	Nessuna trave trasversale di acciaio o trave trasversale di acciaio senza connettori. Soletta di calcestruzzo fino alla faccia esterna della colonna di sezione ad H con l'asse forte orientata come nella figura 7.5 o oltre (sbalzo). Barre d'armatura sismiche	$b_o/2 + 0,7 h_o/2$
M positivo	Colonna esterna	Tutte le altre disposizioni. Barre d'armatura sismiche.	$b_o/2 \leq b_{e,max}$ $b_{e,max} = 0,05 /$

7.6.4

Colonne composte completamente rivestite

- (1) Nelle strutture dissipative, le zone critiche sono presenti ad entrambe le estremità di tutte le lunghezze libere della colonna in telai resistenti a flessione e nella porzione di colonne adiacenti a collegamenti in telai con elementi di controventi eccentrici. Le lunghezze l_{cr} di tali zone critiche (in metri) sono specificate dall'espressione (5.14) per la classe di duttilità M, o dall'espressione (5.30) per la classe di duttilità H, con h_c che in queste espressioni denota l'altezza della sezione composta (in metri).
- (2) Per soddisfare le richieste di rotazione plastica e per compensare la perdita di resistenza dovuta al distacco (spalling) del calcestruzzo di copriferro, si raccomanda che la seguente espressione soddisfi all'interno delle zone critiche definite sopra:

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_\phi \times v_d \times \varepsilon_{sy,d} \times \frac{b_c}{b_o} - 0,035 \quad (7.5)$$

in cui le variabili sono definite nel punto 5.4.3.2.2(8) e la forza assiale di progetto normalizzata v_d è definita come:

$$v_d = N_{Ed}/N_{pl,Rd} = N_{Ed}/(A_a f_{yd} + A_c f_{cd} + A_s f_{sd}) \quad (7.6)$$

- (3) Si raccomanda che la spaziatura s (in millimetri) delle staffe di confinamento nelle zone critiche non ecceda:

$$s = \min(b_o/2, 260, 9d_{bL}) \text{ nella classe di duttilità DCM; } \quad (7.7)$$

$$s = \min(b_o/2, 175, 8d_{bL}) \text{ nella classe di duttilità DCH; } \quad (7.8)$$

o nella parte inferiore del piano inferiore, nella classe di duttilità DCH.

$$s = \min(b_o/2, 150, 6d_{bL}) \quad (7.9)$$

dove:

b_o è la dimensione minima del nucleo di calcestruzzo (con riferimento alla linea media delle staffe, in millimetri);

d_{bL} è il diametro minimo delle barre di armatura longitudinali (in millimetri).

- (4) Si raccomanda che il diametro delle staffe, d_{bw} , (in millimetri) sia almeno:

$$d_{bw} = 6 \text{ nella classe di duttilità DCM} \quad (7.10)$$

$$d_{bw} = \max(0,35 d_{bL,max} [f_{ydl}/f_{ydw}]^{0,5}, 6) \text{ nella classe di duttilità DCH} \quad (7.11)$$

dove:

$d_{bL,max}$ è il diametro massimo delle barre di armatura longitudinali (in millimetri).

- (5) Nelle zone critiche, la distanza tra barre longitudinali consecutive vincolate dalle piegature delle staffe o dalle legature si raccomanda che non ecceda 250 mm nella classe di duttilità DCM o 200 mm nella classe di duttilità DCH.
- (6) Nei due piani inferiori di un edificio, si raccomanda di disporre le staffe in conformità a (3), (4) e (5) oltre le zone critiche per una lunghezza aggiuntiva uguale a metà della lunghezza delle zone critiche.
- (7) In colonne composte dissipative, si raccomanda che la resistenza a taglio sia determinata soltanto sulla base della sezione strutturale di acciaio.
- (8) La relazione tra la classe di duttilità della struttura e la snellezza ammissibile (c/t_f) della sporgenza della flangia nelle zone dissipative è data nel prospetto 7.3.
- (9) Staffe di confinamento possono impedire l'instabilità locale nelle zone dissipative. I limiti dati nel prospetto 7.3 per la snellezza della flangia possono essere aumentati se le staffe sono disposte ad una spaziatura longitudinale s , che è minore della sporgenza della flangia: $s/c < 1,0$. Per $s/c < 0,5$ i limiti dati nel prospetto 7.3 possono essere aumentati fino al 50%. Per valori di $0,5 < s/c < 1,0$ può essere utilizzata un'interpolazione lineare.
- (10) Si raccomanda che il diametro d_{bw} delle staffe di confinamento utilizzate per prevenire l'instabilità della flangia non sia minore di

$$d_{bw} = [(b \times t_f/8) (f_{ydt}/f_{ydw})]^{0,5} \quad (7.12)$$

in cui b e t_f sono rispettivamente la larghezza e lo spessore della flangia e f_{ydt} e f_{ydw} sono rispettivamente le resistenze di snervamento di progetto della flangia e dell'armatura.

7.6.5

Membrature parzialmente rivestite

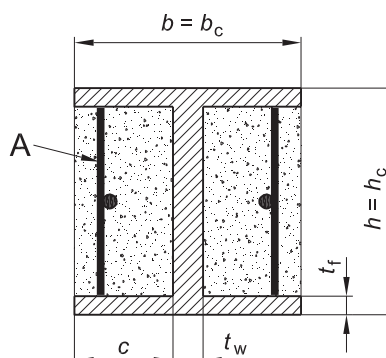
- (1) Nelle zone dissipative, dove l'energia è dissipata dalla flessione plastica di una sezione composta, si raccomanda che la spaziatura longitudinale dell'armatura trasversale, s , soddisfi i requisiti del punto 7.6.4(3) su una lunghezza più grande o uguale a l_{cr} per le zone dissipative all'estremità di una membratura e a $2 l_{cr}$ per le zone dissipative nella membratura.
- (2) Si raccomanda che nelle membrature dissipative, la resistenza a taglio sia determinata soltanto sulla base della sezione strutturale di acciaio, a meno che speciali dettagli siano forniti per attivare la resistenza a taglio del rivestimento di calcestruzzo.
- (3) Nelle zone dissipative, la relazione tra la classe di duttilità della struttura e la snellezza ammissibile (c/t) della sporgenza della flangia è data nel prospetto 7.3.

figura 7.8

Dettaglio dell'armatura trasversale, con le barre diritte aggiuntive (collegamenti) saldate alle flange

Legenda

A Barre diritte aggiuntive (collegamenti)



- (4) Collegamenti diritti saldati al lato interno della flangia, come mostrato nella figura 7.8, aggiunti alle armature richieste dalla EN 1994-1-1, possono impedire l'instabilità locale nelle zone dissipative. In questo caso, i limiti dati nel prospetto 7.3 per la snellezza della flangia possono essere aumentati se queste barre sono disposte a una spaziatura longitudinale, s_1 , che è minore della sporgenza della flangia: $s_1/c < 1,0$. Per $s_1/c < 0,5$ i limiti dati nel prospetto 7.3 possono essere aumentati fino al 50%. Per valori di $0,5 < s_1/c < 1,0$ può essere utilizzata un'interpolazione lineare. Si raccomanda che i collegamenti diritti aggiuntivi rispettino anche le regole di (5) e (6) del presente punto.
- (5) Si raccomanda che il diametro, d_{bw} , dei collegamenti diritti aggiuntivi a cui si fa riferimento in (4) del presente punto sia almeno di 6 mm. Quando sono impiegati collegamenti trasversali per impedire l'instabilità locale della flangia come descritto in (4), si raccomanda che d_{bw} non sia minore del valore dato dall'espressione (7.12).
- (6) Si raccomanda che i collegamenti diritti aggiuntivi a cui si fa riferimento in (4) siano saldati alle flange ad entrambi gli estremi e la capacità delle saldature non sia minore della resistenza a snervamento a trazione dei collegamenti diritti. Per questi collegamenti, si raccomanda di adottare un copriferro di calcestruzzo di almeno 20 mm, ma che non ecceda 40 mm.
- (7) La progettazione di membrature composte parzialmente rivestite può tenere conto della resistenza della sezione di solo acciaio, oppure della resistenza composta della sezione di acciaio e del rivestimento di calcestruzzo.
- (8) La progettazione di membrature parzialmente rivestite in cui si assume che solo la sezione di acciaio contribuisca alla resistenza della membratura può essere eseguito in conformità ai provvedimenti della sezione 6, ma si raccomanda siano applicati i provvedimenti della capacità di progetto del punto 7.5.2(4) e (5) e del punto 7.5.3(3).

7.6.6

Colonne composte riempite

- (1) La relazione tra la classe di duttilità della struttura e la snellezza ammissibile d/t o h/t è data nel prospetto 7.3.
- (2) Si raccomanda che la resistenza a taglio di colonne dissipative sia determinata sulla base della sezione strutturale di acciaio o sulla base della sezione di calcestruzzo armato con la sezione cava di acciaio presa solo come armatura a taglio.
- (3) Si raccomanda che nelle membrature non-dissipative, la resistenza a taglio della colonna sia determinata in conformità alla EN 1994-1-1.

7.7 Progettazione e dettagli costruttivi per telai resistenti a flessione

7.7.1 Criteri specifici

- (1)P Si applica il punto **6.6.1(1)P**.
- (2)P Le travi composte devono essere progettate per la duttilità e in modo tale che sia conservata l'integrità del calcestruzzo.
- (3) In relazione alla posizione delle zone dissipative, si applicano entrambi il punto **7.5.2(4)** o il punto **7.5.2(5)**.
- (4) Si raccomanda che la distribuzione richiesta di formazione di cerniere sia raggiunta osservando le regole date nei punti **4.4.2.3**, **7.7.3**, **7.7.4** e nel punto **7.7.5**.

7.7.2 Analisi

- (1)P L'analisi della struttura deve essere eseguita sulla base delle proprietà della sezione definite nel punto **7.4**.
- (2) Si raccomanda che le travi, siano considerate due differenti rigidezze flessionali: EI_1 per la parte della lunghezza soggetta a momento flettente positivo (sagging) (sezione non fessurata) e EI_2 per la parte della lunghezza soggetta a momento flettente negativo (hogging) (sezione fessurata).
- (3) Le analisi possono essere eseguite in alternativa tenendo conto per l'intera trave di un momento d'inerzia equivalente I_{eq} costante per l'intera lunghezza:

$$I_{eq} = 0,6I_1 + 0,4I_2 \quad (7.13)$$

- (4) Per colonne composte, la rigidezza flessionale è data da:

$$(EI)_c = 0,9(EI_a + r E_{cm}I_c + EI_s) \quad (7.14)$$

dove:

E e E_{cm} sono rispettivamente i moduli di elasticità per l'acciaio e il calcestruzzo;

r è il coefficiente di riduzione che dipende dal tipo di sezione trasversale della colonna;

I_a , I_c e I_s denotano rispettivamente il momento d'inerzia della sezione di acciaio, del calcestruzzo e delle barre di armatura.

Nota Il valore attribuito a r per l'utilizzo in una nazione può essere trovato nella sua appendice nazionale del presente documento. Il valore raccomandato è $r = 0,5$.

7.7.3 Regole per travi e colonne

- (1)P La progettazione di travi composte a T deve rispettare il punto **7.6.2**. Travi parzialmente rivestite devono rispettare il punto **7.6.5**.
- (2)P Le travi devono essere verificate per instabilità flessionale e flesso-torsionale in conformità alla EN 1994-1-1, assumendo la formazione di un momento plastico negativo ad un'estremità della trave.
- (3) Si applica il punto **6.6.2(2)**.
- (4) Si raccomanda che elementi (trusses) composti non siano utilizzati come travi dissipative.
- (5)P Si applica il punto **6.6.3(1)P**.
- (6) Nelle colonne dove si formano le cerniere plastiche come stabilito nel punto **7.7.1(1)**, si raccomanda che la verifica assuma che $M_{pl,Rd}$ sia realizzata in queste cerniere plastiche.
- (7) Si raccomanda che la seguente espressione sia applicata per tutte le colonne composte:
$$N_{Ed}/N_{pl,Rd} < 0,30 \quad (7.15)$$
- (8) Si raccomanda che le verifiche di resistenza delle colonne siano fatte in conformità al punto **4.8** della EN 1994-1-1:2004.

- (9) Si raccomanda che la forza di taglio della colonna V_{Ed} (ottenuta dalle analisi) sia limitata in conformità all'espressione (6.4).

7.7.4 Collegamenti trave-colonna

- (1) Si applicano i provvedimenti dati nel punto 6.6.4.

7.7.5 Condizione per trascurare il carattere composto delle travi con soletta

- (1)P La resistenza plastica di una sezione composta di trave con soletta (limite di resistenza plastica superiore o inferiore delle zone dissipative) può essere calcolata tenendo conto solo della sezione di acciaio (progettazione in conformità al principio c) come definito nel punto 7.1.2) se la soletta è totalmente scollegata dal telaio di acciaio in una zona circolare attorno a una colonna di diametro $2b_{eff}$, essendo b_{eff} la maggiore delle larghezze efficaci delle travi connesse a quella colonna.
- (2) Ai fini di (1)P, "completamente sconnesso" significa che non c'è contatto tra 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).
- (3) Si raccomanda che nelle travi parzialmente rivestite sia tenuto in conto il contributo del calcestruzzo tra le flange della sezione di acciaio.

7.8 Progettazione e dettagli costruttivi per telai composti con elementi di controvento concentrici

7.8.1 Criteri specifici

- (1)P Si applica il punto 6.7.1(1)P.
- (2)P Le colonne e le travi devono essere realizzate o in acciaio strutturale o composte.
- (3)P I controventi devono essere realizzati in acciaio strutturale.
- (4) Si applica il punto 6.7.1(2)P.

7.8.2 Analisi

- (1) Si applicano i provvedimenti dati nel punto 6.7.2.

7.8.3 Membrature diagonali

- (1) Si applicano i provvedimenti dati nel punto 6.7.3.

7.8.4 Travi e colonne

- (1) Si applicano i provvedimenti dati nel punto 6.7.4.

7.9 Progettazione e dettagli costruttivi per telai composti con elementi di controvento eccentrici

7.9.1 Criteri specifici

- (1)P I telai composti con elementi di controvento eccentrici devono essere progettati in modo che l'azione dissipativa avvenga essenzialmente attraverso lo snervamento a taglio dei collegamenti. Tutte le altre membrature devono restare elastiche e deve essere evitata la rottura delle connessioni.
- (2)P Colonne, travi ed elementi di controvento devono essere di acciaio strutturale o composti.
- (3)P Gli elementi di controvento, le colonne e le parti di travi esterne ai segmenti di collegamento devono essere progettati per rimanere elastici sotto le forze massime che possono essere generate dalla plasticizzazione completa e dall'incrudimento ciclico del collegamento di trave.
- (4)P Si applica il punto 6.8.1(2)P.

7.9.2

Analisi

- (1)P Le analisi della struttura è basata sulle proprietà delle sezioni definite nel punto 7.4.2.
- (2) Nelle travi, sono tenute in conto due differenti rigidezze flessionali: EI_1 per la parte di trave soggetta a momento flettente positivo (sagging) (sezione non fessurata) e EI_2 per la parte di trave soggetta a momento flettente negativo (hogging) (sezione fessurata).

7.9.3

Collegamenti

- (1)P I collegamenti devono essere realizzati con sezioni di acciaio, possibilmente composte con solette. Essi non possono essere rivestiti.
- (2) Si applicano le regole sui collegamenti sismici (seismic link) e sui loro irrigidimenti date nel punto 6.8.2. Si raccomanda che i collegamenti siano di lunghezza breve o intermedia con una lunghezza massima e :

- Nelle strutture dove si potrebbero formare due cerniere plastiche alle estremità del collegamento:

$$e = 2M_{p,link} / V_{p,link} \quad (7.16)$$

- Nelle strutture dove si potrebbe formare una cerniera plastica ad una estremità del collegamento:

$$e < M_{p,link} / V_{p,link} \quad (7.17)$$

Le definizioni di $M_{p,link}$ e $V_{p,link}$ sono date nel punto 6.8.2(3). Per $M_{p,link}$, si tiene conto della valutazione solo delle componenti di acciaio della sezione del collegamento, trascurando la soletta di calcestruzzo.

- (3) Quando il collegamento sismico (seismic link) converge in una colonna di calcestruzzo armato o in una colonna rivestita, si raccomanda che le piastre metalliche a filo colonna siano fornite ad entrambi i lati del collegamento alla faccia della colonna e alla sezione di estremità del collegamento. Si raccomanda che queste piastre metalliche rispettino il punto 7.5.4.
- (4) Si raccomanda che la progettazione delle connessioni trave/colonna adiacenti a collegamenti dissipativi rispettino il punto 7.5.4.
- (5) Si raccomanda che le connessioni rispettino i requisiti relativi alle connessioni dei telai di acciaio con elementi di controvento eccentrici come nel punto 6.8.4.

7.9.4

Membrature non contenenti collegamenti sismici (seismic link)

- (1) Si raccomanda che le membrature che non contengono collegamenti sismici (seismic link) rispettino le regole date nel punto 6.8.3, tenendo conto della resistenza combinata di acciaio e calcestruzzo nel caso di elementi composti e le regole pertinenti per membrature date nel punto 7.6 e nella EN 1994-1-1:2004.
- (2) Si raccomanda che dove un collegamento è adiacente a una colonna composta completamente rivestita, l'armatura trasversale che rispetta i requisiti del punto 7.6.4 sia disposta al di sopra e al di sotto della connessione al collegamento.
- (3) Si raccomanda che nel caso di un controvento composto soggetto a trazione, si tenga conto solo della sezione trasversale del profilo di acciaio strutturale nella valutazione della resistenza dell'elemento di controvento.

7.10

Progettazione e dettagli costruttivi per sistemi strutturali costituiti da pareti di taglio di calcestruzzo armato composte con elementi strutturali di acciaio

7.10.1

Criteri specifici

- (1)P I provvedimenti nel presente punto si applicano a sistemi strutturali composti che appartengono a una delle tre tipologie definite nel punto 7.3.1e.

- (2)P I sistemi strutturali di Tipo 1 e 2 devono essere progettati per comportarsi come pareti di taglio e per dissipare energia nelle sezioni verticali di acciaio e nell'armatura verticale. I tamponamenti devono essere legati agli elementi di contorno per evitare la separazione.
- (3)P Nel sistema strutturale di Tipo 1, la forza di taglio di piano deve essere portata dal taglio orizzontale nella parete e nell'interfaccia tra la parete e le travi.
- (4)P I sistemi strutturali di Tipo 3 devono essere progettati per dissipare energia nelle pareti di taglio e nelle travi di collegamento.

figura 7.9a

Dettagli di elementi di contorno composti parzialmente rivestiti (dettagli delle armature trasversali sono per la classe di duttilità DCH)

Legenda

- A Barre saldate alla colonna
B Armatura trasversale

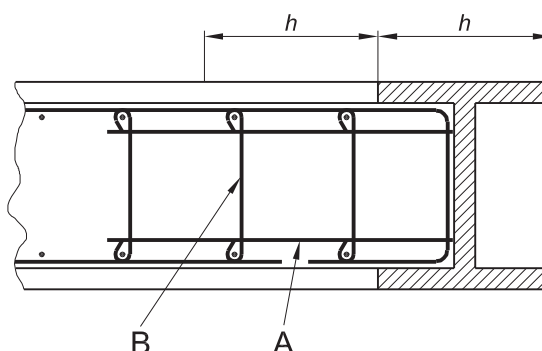


figura 7.9b

Dettagli di elementi di contorno composti completamente rivestiti (dettagli delle armature trasversali sono per la classe di duttilità DCH)

Legenda

- C Connettori a taglio
D Legatura trasversale

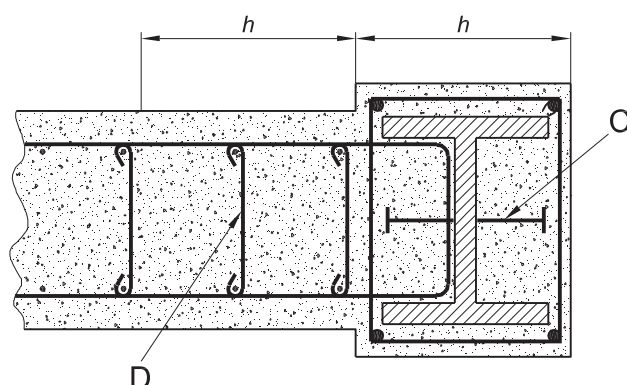
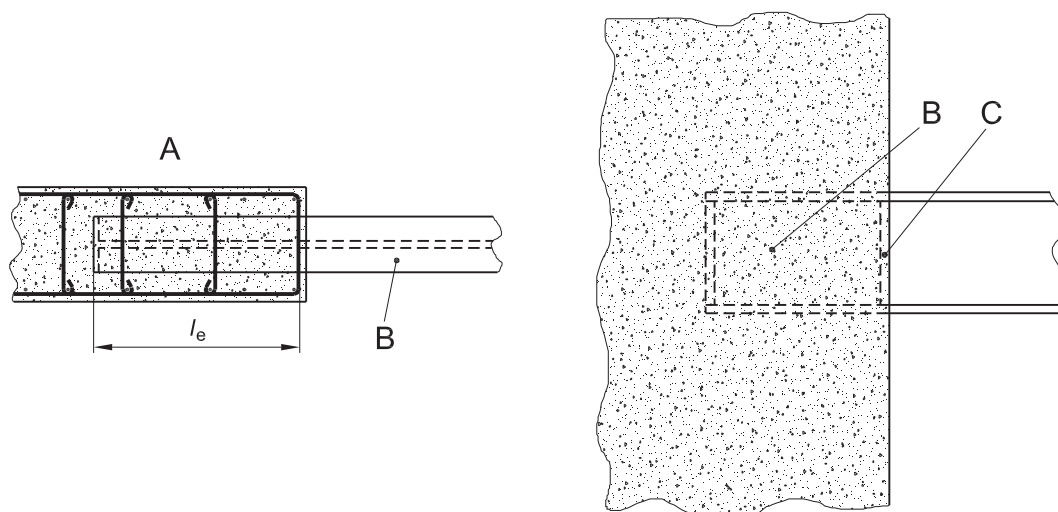


figura 7.10

Dettagli di una trave di collegamento intelaiata ad una parete (dettagli sono per la classe di duttilità DCH)

Legenda

- A Armatura di parete aggiuntiva all'incastro della trave di acciaio
- B Trave di collegamento di acciaio
- C Piastra metallica a filo colonna



7.10.2

Analisi

- (1)P L'analisi della struttura deve essere basata sulle proprietà della sezione definite nella sezione 5 per pareti di calcestruzzo e nel punto 7.4.2 per travi composte.
- (2)P Nei sistemi strutturali di Tipo 1 o 2, quando profili strutturali di acciaio verticali completamente o parzialmente rivestiti agiscono come membrature di contorno di pannelli di tamponamento di calcestruzzo armato, si deve eseguire l'analisi assumendo che gli effetti dell'azione sismica in questi elementi di contorno verticali siano soltanto forze assiali.
- (3) Si raccomanda che queste forze assiali siano determinate assumendo che le forze di taglio siano portate dalla parete di calcestruzzo armato e che tutte le forze gravitazionali e le forze di ribaltamento siano portate dalla parete di taglio che agisce in maniera composta con le membrature di contorno verticali.
- (4) Nel sistema strutturale di Tipo 3, se si utilizzano travi di collegamento composte, si applicano il punto 7.7.2(2) e (3).

7.10.3

Dettagli costruttivi per pareti composte di classe di duttilità DCM

- (1)P I pannelli di tamponamento di calcestruzzo armato del Tipo 1 e le pareti di calcestruzzo armato del Tipo 2 e 3 devono rispettare i requisiti della sezione 5 per pareti di classe di duttilità DCM.
- (2)P Sezioni di acciaio parzialmente rivestite utilizzate come membrature di contorno di pannelli di calcestruzzo armato devono appartenere a una classe di sezione trasversale legata al coefficiente di comportamento della struttura come indicato nel prospetto 7.3.
- (3)P Sezioni di acciaio strutturale completamente rivestite utilizzate come membrature di contorno di pannelli di calcestruzzo armato devono essere progettate in conformità al punto 7.6.4.
- (4)P Sezioni di acciaio strutturale parzialmente rivestite utilizzati come membrature di contorno di pannelli di calcestruzzo armato devono essere progettate in conformità al punto 7.6.5.

- (5) Si raccomanda di disporre connettori a taglio muniti di testa o legature armate (saldati a, ancorati attraverso fori alle membrature di acciaio o ancorati intorno alla membratura di acciaio) per trasferire le forze di taglio verticali e orizzontali tra l'acciaio strutturale degli elementi di contorno e il calcestruzzo armato.

7.10.4

Dettagli costruttivi per travi di collegamento di classe di duttilità DCM

- (1)P Le travi di collegamento devono avere una lunghezza di incastro nella parete di calcestruzzo armato sufficiente per resistere alla combinazione più sfavorevole del momento e del taglio generati dalla resistenza a flessione e taglio della trave di collegamento. Si deve considerare che la lunghezza di incastro l_e cominci entro il primo strato dell'armatura di confinamento nella membratura di contorno della parete (vedere figura 7.10). La lunghezza di incastro l_e non deve essere minore di 1,5 volte l'altezza della trave di collegamento.
- (2)P La progettazione delle connessioni trave/parete deve rispettare il punto 7.5.4.
- (3) Le armature di parete verticale, definite nel punto 7.5.4(9) e (10) con resistenza assiale di progetto uguale alla resistenza a taglio della trave di collegamento, si raccomanda sia disposta sulla lunghezza di incastro della trave con due terzi dell'acciaio disposti sulla prima metà della lunghezza di incastro. Si raccomanda che questa armatura di parete si estenda per una distanza di almeno una lunghezza di ancoraggio sopra e sotto le flange della trave di collegamento. È permesso utilizzare un'armatura verticale disposta per altri scopi, come per membrature di contorno verticali, come parte dell'armatura verticale richiesta. Si raccomanda che l'armatura trasversale rispetti il punto 7.6.

7.10.5

Dettagli costruttivi aggiuntivi per classe di duttilità DCH

- (1)P Si deve utilizzare un'armatura trasversale di confinamento delle membrature di contorno composte, parzialmente o completamente rivestite. L'armatura deve estendersi fino ad una distanza di $2h$ nelle pareti di calcestruzzo dove h è l'altezza dell'elemento di contorno nel piano della parete [vedere figure 7.9a) e b)].
- (2)P Alle travi di collegamento si applicano le prescrizioni per i collegamenti nei telai con controventi eccentrici.

7.11

Progettazione e dettagli costruttivi per pareti di taglio composte con piastre di acciaio

7.11.1

Criteri specifici

- (1)P Pareti di taglio composte con piastre di acciaio devono essere progettate perché si plasticizzino a taglio la piastra di acciaio.
- (2) Si raccomanda che la piastra di acciaio sia irrigidita da un rivestimento di calcestruzzo su uno o due lati e da un'unione al rivestimento di calcestruzzo armato al fine di prevenire l'instabilità dell'acciaio.

7.11.2

Analisi

- (1) Si raccomanda che le analisi della struttura siano basate sui materiali e sulle proprietà delle sezioni definite nel punto 7.4.2 e nel punto 7.6.

7.11.3

Dettagli costruttivi

- (1)P Si deve controllare che:

$$V_{Ed} < V_{Rd} \quad (7.18)$$

con resistenza a taglio data da:

$$V_{Rd} = A_{pl} \times f_{yd} / \sqrt{3} \quad (7.19)$$

dove:

f_{yd} è la resistenza a snervamento di progetto della piastra; e

A_{pl} è l'area orizzontale della piastra.

- (2)P Le connessioni tra la piastra e le membrature di contorno (colonne e travi), come le connessioni tra la piastra e il rivestimento di calcestruzzo, devono essere progettate in modo tale che possa svilupparsi una completa resistenza a snervamento della piastra.
- (3)P La piastra di acciaio deve essere collegata in maniera continua a tutti i bordi della intelaiatura dell'acciaio strutturale e alle membrature di contorno con saldature e/o bulloni per sviluppare la resistenza a snervamento della piastra a taglio.
- (4)P Le membrature di contorno devono essere progettate per rispettare i requisiti del punto **7.10**.
- (5) Si raccomanda che lo spessore del calcestruzzo non sia minore di 200 mm quando è presente su un solo lato e di 100 mm su ogni lato quando è presente su entrambi i lati.
- (6) Il rapporto di armatura minima in entrambe le direzioni non deve essere minore dello 0,25%.
- (7) Le aperture nella piastra di acciaio devono essere irrigidite come richiesto dalle analisi.

7.12 Controllo del progetto e della costruzione

- (1) Per il controllo del progetto e della costruzione, si applica il punto **6.11**.

8 REGOLE SPECIFICHE PER EDIFICI DI LEGNO

8.1 Generalità

8.1.1 Scopo e campo di applicazione

- (1)P Per quanto riguarda la progettazione di edifici di legno si applica la EN 1995. Le regole seguenti vanno ad aggiungersi a quelle della EN 1995.

8.1.2 Termini e definizioni

- (1)P Nella presente sezione sono utilizzati i seguenti termini con i seguenti significati:
 - duttilità statica:** Rapporto tra la deformazione ultima e la deformazione al limite elastico valutata con prove cicliche quasi-statiche [vedere punto **8.3(3)P**].
 - nodi semi-rigidi:** Nodi caratterizzati da una flessibilità apprezzabile la cui influenza deve essere tenuta in considerazione nelle analisi strutturali in conformità a quanto disposto dalla EN 1995 (come per esempio i nodi a perni).
 - nodi rigidi:** Nodi caratterizzati da una flessibilità trascurabile (come per esempio i nodi di legno rigidi e incollati) in conformità a quanto disposto dalla EN 1995.
 - nodi a perni:** Nodi con sistemi di bloccaggio a perni [chiodi, cambrette (staples), viti, perni, bulloni, ecc.] caricati perpendicolarmente al loro asse.
 - nodi da carpenteria:** Nodi in cui i carichi sono trasferiti per mezzo di zone a contatto, senza l'utilizzo di sistemi di bloccaggio (come per esempio gli intagli obliqui, i tenoni, i mezzi giunti).

8.1.3 Principi per la progettazione

- (1)P Gli edifici di legno in zona sismica devono essere progettati in conformità ad uno dei principi seguenti:
 - a) comportamento strutturale dissipativo;
 - b) comportamento strutturale poco dissipativo.
- (2) Nel principio a) la capacità di parti della struttura (zone dissipative) di resistere alla sollecitazione di tipo sismico al di fuori del campo elastico. Quando si utilizza lo spettro di progetto definito nel punto **3.2.2.5**, il coefficiente di comportamento q è assunto maggiore di 1,5. Il valore di q dipende dalla classe di duttilità (vedere punto **8.3**).

- (3)P Le strutture progettate in conformità al principio a) devono appartenere alle classi di duttilità strutturale M o H. Una struttura che appartiene a una data classe di duttilità deve rispettare requisiti specifici in uno o più dei seguenti aspetti: tipologia strutturale, tipo e capacità di duttilità rotazionale delle connessioni.
- (4)P Le zone dissipative devono essere localizzate in corrispondenza dei nodi e delle connessioni, mentre si deve assumere per le membrature di legno un comportamento elastico.
- (5) Si raccomanda che le proprietà delle zone dissipative siano determinate mediante prove sia sui singoli nodi, che sull'intera struttura o su parti di questa secondo quanto disposto dal prEN 12512.
- (6) Nel principio b), gli effetti prodotti dall'azione sono calcolati sulla base di un'analisi elastica globale, senza tenere in considerazione il comportamento non-lineare del materiale. Quando si utilizza lo spettro di progetto definito nel punto **3.2.2.5**, il coefficiente di comportamento q si raccomanda non sia preso maggiore di 1,5. Si raccomanda la resistenza delle membrature e delle connessioni sia calcolata in conformità alla EN 1995-1:2004 senza alcun requisito aggiuntivo. Questo principio è definito classe di duttilità L (bassa) ed è appropriato solo per certe tipologie strutturali (vedere prospetto 8.1).

8.2

Materiali e proprietà delle zone dissipative

- (1)P Si applicano le disposizioni pertinenti della EN 1995. Con riferimento alle proprietà degli elementi di acciaio, si applica la EN 1993.
- (2)P Quando si opera secondo il principio di comportamento strutturale di tipo dissipativo, valgono le disposizioni seguenti:
 - a) nei nodi considerati come zone dissipative si possono utilizzare solamente materiali ed elementi di bloccaggio meccanico che dimostrino un'adeguata resistenza a fatica sotto carichi ciclici;
 - b) i nodi incollati devono essere considerati come zone non-dissipative;
 - c) i nodi di carpenteria possono essere utilizzati unicamente quando siano in grado di fornire un'adeguata capacità di dissipazione di energia, senza rischi di rottura fragile a taglio o a trazione perpendicolare alla fibratura del legno. La decisione di utilizzarli deve essere supportata da appropriati risultati sperimentali.
- (3) Il **(2)P a)** del presente punto può ritenersi soddisfatto se il punto **8.3(3)P** è rispettato.
- (4) Per quanto riguarda i materiali di rivestimento di pareti di taglio e impalcati, il **(2)P a)** può ritenersi soddisfatto se sono rispettate le condizioni seguenti:
 - a) pannelli truciolari con massa volumica di almeno 650 kg/m³;
 - b) rivestimenti con legno compensato con uno spessore di almeno 9 mm;
 - c) rivestimenti con pannelli truciolari o di fibra di legno con uno spessore di almeno 13 mm.
- (5)P Il materiale di acciaio utilizzato per le connessioni deve soddisfare le condizioni seguenti:
 - a) tutti gli elementi di connessione di acciaio devono soddisfare i relativi requisiti della EN 1993;
 - b) le proprietà di duttilità delle connessioni negli elementi (trusses) e tra gli elementi di rivestimento intelaiati di legno nelle strutture di classe di duttilità M o H [vedere punto **(8.3)**] devono essere sottoposte a prove per verificarne il soddisfacimento del punto **8.3(3)P**, utilizzando prove cicliche sulle combinazioni pertinenti delle parti connesse e dei sistemi di bloccaggio.

8.3

Classi di duttilità e coefficienti di comportamento

- (1)P In funzione del loro comportamento duttile e della capacità di dissipare energia sotto l'azione sismica, gli edifici di legno devono essere assegnati ad una delle tre classi di duttilità L, M o H date nel prospetto 8.1, dove sono indicati anche i corrispondenti valori limite superiori dei coefficienti di comportamento.

Nota Limitazioni geografiche sull'utilizzo delle classi di duttilità M e H possono essere trovate nella pertinente appendice nazionale.

prospetto 8.1

Principio per la progettazione, tipologie strutturali e valori limite superiori dei coefficienti di comportamento delle tre classi di duttilità

Principio per la progettazione e classi di duttilità	q	Esempi di strutture
Bassa capacità di dissipare energia - DCL	1,5	Mensole; travi; archi con due o tre nodi a cerniera; elementi collegati con connettori.
Media capacità di dissipare energia - DCM	2	Pannelli incollati con diaframmi incollati, collegati con chiodi e bulloni; elementi (trusses) con nodi con perni o bullonati; strutture miste composte da intelaiature di legno (in grado di sopportare forze di tipo orizzontale) e pareti di tamponamento senza funzione portante.
	2,5	Portali di telai iperstatici con nodi con perni o bullonati [vedere punto 8.1.3(3)P].
Alta capacità di dissipare energia - DCH	3	Muro di pannelli chiodati con diaframmi incollati, collegati con chiodi e bulloni; elementi (trusses) con nodi chiodati.
	4	Portali di telai iperstatici con nodi con perni o bullonati [vedere punto 8.1.3(3)P].
	5	Muro di pannelli chiodati con diaframmi chiodati, collegati con chiodi e bulloni.

- (2) Se l'edificio risulta essere non-regolare in elevazione (vedere punto 4.2.3.3) si raccomanda che i valori del coefficiente di comportamento q riportati nel prospetto 8.1 siano ridotti del 20%, ma non è necessario che siano minori di $q = 1,5$ [vedere punto 4.2.3.1(7) e prospetto 4.1].
- (3)P Al fine di garantire che i valori dati del coefficiente di comportamento possano essere utilizzati, le zone 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 di classe di duttilità M e con un rapporto di duttilità statica pari a 6 per le strutture di classe di duttilità H, senza che si verifichi una riduzione della loro resistenza maggiore del 20%.
- (4) Le disposizioni di (3)P del presente punto e del punto 8.2(2) a) e del punto 8.2(5) b) possono considerarsi soddisfatte nelle zone dissipative di ogni tipologia strutturale se vale quanto segue:
- in collegamenti con perni e con chiodi del tipo legno-legno o legno-acciaio, lo spessore minimo delle membrature connesse deve essere pari a $10 \times d$ e il diametro del perno d non deve essere maggiore di 12 mm;
 - nelle pareti di taglio e nei diaframmi, il materiale di rivestimento è a base di legno con uno spessore minimo di $4d$, dove il diametro del chiodo d non ecceda 3,1 mm.

Se i requisiti sopra non sono soddisfatti, ma è assicurato lo spessore minimo della membratura di $8d$ e di $3d$ per il caso a) e per il caso b) rispettivamente, si raccomanda di utilizzare i valori limite superiori ridotti del coefficiente di comportamento q , come dato nel prospetto 8.2.

prospetto 8.2

Tipologie strutturali e limiti superiori ridotti dei coefficienti di comportamento

Tipologie strutturali	Coefficiente di comportamento q
Portali di telai iperstatici con nodi con perni o bullonati	2,5
Muro di pannelli chiodati con diaframmi chiodati	4,0

- (5) Per strutture con proprietà differenti ed indipendenti nelle due direzioni orizzontali, si raccomanda che i coefficienti q da utilizzare per il calcolo degli effetti dell'azione sismica per ognuna delle due direzioni principali corrispondano alle proprietà del sistema strutturale in quella direzione e possono essere differenti.

8.4

Analisi strutturale

- (1)P Nell'analisi si deve tener conto dello scorrimento in corrispondenza dei giunti della struttura.

- (2)P Si deve utilizzare un valore del modulo E_0 per carichi istantanei (maggiore del 10% rispetto a quello a breve termine).
- (3) Gli impalcati possono essere considerati rigidi nel modello strutturale senza ulteriori verifiche, se entrambe le seguenti condizioni sono rispettate:
 - a) sono applicati i dettagli costruttivi per gli impalcati orizzontali date nel punto 8.5.3; e
 - b) le aperture presenti non influenzano significativamente la rigidezza membranale globale dei piani.

8.5 Dettagli costruttivi

8.5.1 Generalità

- (1)P I dettagli costruttivi dati nel punto **8.5.2** e nel punto **8.5.3** si applicano alle parti di struttura resistenti alla sollecitazione sismica, progettate in conformità al principio di comportamento strutturale dissipativo (classi di duttilità M e H).
- (2)P Le strutture con zone dissipative devono essere progettate in modo che tali zone siano localizzate principalmente in quei punti della struttura dove la plasticizzazione o l'instabilità locale o altri fenomeni dovuti al comportamento isteretico non compromettano la stabilità globale della struttura.

8.5.2 Dettagli costruttivi per le connessioni

- (1)P Le membrature compresse e le loro connessioni (come per esempio i giunti di carpenteria), che possono andare incontro al collasso a causa delle deformazioni cicliche imposte, devono essere progettate in modo tale che non si separino, ma rimangano nella loro posizione originaria.
- (2)P Bulloni e perni devono essere serrati ed adattati ai fori. Bulloni e perni di diametro notevole ($d > 16$ mm) non devono essere utilizzati nelle connessioni legno-legno e legno-acciaio, ad eccezione per i casi di combinazione con connettori di legno.
- (3) Si raccomanda che perni, chiodi sottili e cambrette non siano utilizzati senza disposizioni aggiuntive volti ad evitarne lo sfilamento.
- (4) Nel caso di tensioni perpendicolari alla fibratura del legno, si raccomanda di osservare disposizioni aggiuntive al fine di evitare che si formino delle spaccature (come piastre di legno compensato o metallo chiodato).

8.5.3 Dettagli costruttivi per gli impalcati orizzontali

- (1)P Per quanto riguarda gli impalcati orizzontali sotto l'effetto dell'azione sismica, si applica la EN 1995-1-1:2004 con le variazioni seguenti:
 - a) non si deve utilizzare il coefficiente amplificativo 1,2 per la resistenza degli elementi di fissaggio ai bordi dei rivestimenti;
 - b) quando i rivestimenti sono sfalsati, non si deve utilizzare il coefficiente amplificativo di 1,5 per la spaziatura dei chiodi lungo i bordi del pannello discontinuo;
 - c) la distribuzione delle forze di taglio negli impalcati deve essere valutata tenendo conto della posizione nel piano degli elementi di controvento verticali.
- (2)P Tutti i bordi dei rivestimenti che non terminano su membrature del telaio devono essere sostenuti e collegati da elementi di bloccaggio trasversali disposti tra le travi di legno. I bloccaggi devono essere disposti anche orizzontalmente nel piano dell'impalcato al di sopra degli elementi di controvento verticali (come per esempio le pareti).
- (3)P Si deve assicurare la continuità delle travi, compresi i collegamenti testa a testa in corrispondenza delle zone di discontinuità dell'impalcato.
- (4)P Senza elementi di bloccaggio trasversali intermedi sull'altezza totale delle travi, il rapporto altezza/larghezza (h/b) delle travi di legno deve essere minore di 4.

- (5)P Se $a_g \times S \geq 0,2 \times g$ la spaziatura degli elementi di fissaggio relativi a zone di discontinuità deve essere ridotta del 25%, ma non deve essere minore del valore minimo precisato nella EN 1995-1:2004.
- (6)P Quando i piani sono considerati come rigidi nel loro piano nell'analisi strutturale, non ci devono essere variazioni nella direzione delle campate delle travi sopra gli appoggi, dove le forze orizzontali sono trasferite agli elementi verticali (come per esempio le pareti di taglio).

8.6

Verifiche di sicurezza

- (1)P I valori di resistenza del materiale di legno devono essere determinati tenendo conto dei valori k_{mod} relativi a carichi istantanei in conformità alla EN 1995-1-1:2004.
- (2)P Per la verifica allo stato limite ultimo di strutture progettate in conformità al concetto di comportamento strutturale di tipo non-dissipativo (classe di duttilità L), si applicano i coefficienti parziali di sicurezza γ_M per le caratteristiche del materiale impiegato relativi alle combinazioni di carico fondamentali indicate nella EN 1995.
- (3)P Per la verifica allo stato limite ultimo di strutture progettate in conformità al concetto di comportamento strutturale di tipo dissipativo (classe di duttilità M o H), si applicano i coefficienti parziali di sicurezza γ_M relativi alle caratteristiche del materiale impiegato relativi alle combinazioni di carico accidentali indicate nella EN 1995.
- (4)P Al fine di garantire lo sviluppo di una plasticizzazione ciclica in corrispondenza delle zone dissipative, tutti le altre membrature strutturali e le connessioni devono essere progettate con risorse di sovrarresistenza adeguate. Questo requisito relativo alle risorse di sovrarresistenza si applica in particolar modo a:
- legature e qualsiasi connessione a elementi secondari massicci;
 - connessioni tra impalcati orizzontali ed elementi verticali di controvento.
- (5) Nodi da carpenteria non presentano rischi di rotture fragili se la verifica degli sforzi di taglio in conformità alla EN 1995 è svolta con un coefficiente parziale aggiuntivo di 1,3.

8.7

Controllo del progetto e della costruzione

- (1)P Si applicano le disposizioni date nella EN 1995.
- (2)P I seguenti elementi strutturali devono essere indicati sui disegni di progettazione e si devono fornire le istruzioni per il controllo durante la fase costruttiva:
- legature e qualsiasi connessione a elementi di fondazione;
 - elementi diagonali tesi di acciaio (trusses) utilizzati quali elementi di controvento;
 - connessioni tra impalcati orizzontali ed elementi verticali di controvento;
 - connessioni tra pannelli di copertura ed elementi di legno in impalcati orizzontali e verticali.
- (3)P Il controllo durante la fase costruttiva deve riguardare principalmente le proprietà del materiale e l'accuratezza dell'esecuzione.

9

REGOLE SPECIFICHE PER EDIFICI DI MURATURA

9.1

Scopo e campo di applicazione

- (1)P La presente sezione si applica alla progettazione di costruzioni di muratura non armata, confinata ed armata, in regioni sismiche.
- (2)P Per quanto riguarda la progettazione di edifici di muratura vale quanto contenuto nella EN 1996. Le seguenti regole vanno ad aggiungersi a quelle della EN 1996.

9.2 Materiali e schemi di collegamento

9.2.1 Tipologie dei blocchi di muratura

- (1) Si raccomanda che i blocchi di muratura abbiano sufficiente robustezza per evitare rotture fragili locali.

Nota L'appendice nazionale può selezionare la tipologia dei blocchi di muratura del prospetto 3.1 della EN 1996-1:2004, che soddisfa la (1).

9.2.2 Resistenza minima dei blocchi di muratura

- (1) Eccetto nei casi di bassa sismicità, si raccomanda che la resistenza normalizzata a compressione dei blocchi di muratura, valutata in conformità a quanto indicato nella EN 772-1, non sia minore dei seguenti valori minimi:

- in direzione normale alla superficie: $f_{b,min}$;
- parallelamente alla superficie, nel piano della parete: $f_{bh,min}$.

Nota Il valore attribuito a $f_{b,min}$ e $f_{bh,min}$ per l'utilizzo in una nazione può essere trovato nella sua appendice nazionale del presente documento. I valori raccomandati sono $f_{b,min} = 5 \text{ N/mm}^2$, $f_{bh,min} = 2 \text{ N/mm}^2$.

9.2.3 Malta

- (1) Si richiede una resistenza minima per la malta, $f_{m,min}$, che in generale ecceda quella minima specificata nella EN 1996.

Nota Il valore attribuito a $f_{m,min}$ per l'utilizzo in una nazione può essere trovato nella sua appendice nazionale del presente documento. Il valore raccomandato è $f_{m,min} = 5 \text{ N/mm}^2$ per la muratura non armata o confinata e $f_{m,min} = 10 \text{ N/mm}^2$ per la muratura armata.

9.2.4 Collegamento della muratura

- (1) Ci sono tre classi alternative di giunti perpendicolari:
- a) giunti completamente riempiti con malta;
 - b) giunti non riempiti;
 - c) giunti non riempiti con collegamenti meccanici tra i blocchi in muratura.

Nota L'appendice nazionale può specificare quale tra le tre classi di cui sopra può essere utilizzata in una nazione o in parti della nazione.

9.3 Tipologie di costruzione e coefficienti di comportamento

- (1) A seconda della tipologia di muratura utilizzata negli elementi resistenti all'azione sismica, si raccomanda che gli edifici di muratura siano classificati in una delle seguenti tipologie di costruzione:

- a) costruzione di muratura non armata;
- b) costruzione di muratura confinata;
- c) costruzione di muratura armata.

Nota 1 È anche inclusa la costruzione con sistemi di muratura che forniscono una duttilità accresciuta della struttura (vedere nota 2 al prospetto 9.1).

Nota 2 Telai con tamponamenti di muratura non sono trattati nella presente sezione.

- (2) A causa della sua bassa resistenza a trazione e alla bassa duttilità, si considera che la muratura non armata che segue soltanto le disposizioni della EN 1996 offra una bassa capacità di dissipazione (DCL) e si raccomanda che il suo utilizzo sia limitato, purché lo spessore effettivo delle pareti, t_{ef} , non sia minore di un valore minimo, $t_{ef,min}$.

Nota 1 Le condizioni sotto le quali la muratura non armata che segue soltanto le disposizioni della EN 1996 può essere utilizzata in una nazione, possono essere trovate nella sua appendice nazionale del presente documento. Tale utilizzo è raccomandato soltanto nei casi di bassa sismicità [vedere punto 3.2.1(4)]

Nota 2 Il valore attribuito a $t_{ef,min}$ per l'utilizzo in una nazione, nel caso di muratura non armata che segue solo i provvedimenti della EN 1996, può essere trovato nella sua appendice nazionale del presente documento. I valori raccomandati di $t_{ef,min}$ sono quelli nella seconda colonna, seconda e terza riga del prospetto 9.2.

(3) Per le ragioni presentate in (2) del presente punto, la muratura non armata che soddisfa le disposizioni del presente Eurocodice può non essere utilizzata se il valore di $a_g \times S$, eccede un certo limite di $a_{g,urm}$.

Nota Il valore attribuito a $a_{g,urm}$ per l'utilizzo in una nazione può essere trovato nella sua appendice nazionale del presente documento. Si raccomanda che questo valore non sia minore di quello corrispondente al valore limite per i casi di bassa sismicità. Si raccomanda che il valore attribuito a $a_{g,urm}$ sia conforme ai valori adottati per la resistenza minima di blocchi di muratura, $f_{b,min}$, $f_{bh,min}$ e della malta, $f_{m,min}$. Per i valori raccomandati nelle note del punto 9.2.2 e del punto 9.2.3, il valore raccomandato di $a_{g,urm}$ è 0,20 g.

(4) Per le tipologie da a) a c) gli intervalli dei valori permessi del valore limite superiore del coefficiente di comportamento q sono dati nel prospetto 9.1.

prospetto 9.1 **Tipologie di costruzione e limite superiore del coefficiente di comportamento**

Tipologia di costruzione	Coefficiente di comportamento q
Muratura non armata in conformità solo alla EN 1996 (raccomandata soltanto per casi di bassa sismicità)	1,5
Muratura non armata in conformità alla EN 1998-1	1,5 - 2,5
Muratura confinata	2,0 - 3,0
Muratura armata	2,5 - 3,0

Nota 1 I valori limite superiori attribuiti a q per l'utilizzo in una nazione (all'interno degli intervalli del prospetto 9.1) possono essere trovati nella sua appendice nazionale. I valori raccomandati sono i limiti inferiori degli intervalli nel prospetto 9.1.

Nota 2 Per gli edifici costruiti con sistemi di muratura che forniscono alla struttura una duttilità accresciuta, si possono utilizzare valori specifici del coefficiente di comportamento q , a patto che il sistema e i relativi valori di q siano verificati sperimentalmente. I valori attribuiti a q per l'utilizzo in una nazione per tali edifici possono essere trovati nella sua appendice nazionale del presente documento.

(5) Se l'edificio non è regolare in elevazione (vedere punto 4.2.3.3) si raccomanda che i valori di q presentati nel prospetto 9.1 siano ridotti del 20%, ma non è necessario che siano presi minori di $q = 1,5$ [vedere punto 4.2.3.1(7) e prospetto 4.1]

9.4

Analisi strutturali

- (1)P Il modello strutturale per le analisi dell'edificio deve rappresentare le proprietà di rigidezza dell'intero sistema.
- (2)P La rigidezza degli elementi strutturali deve essere valutata tenendo conto sia della deformabilità flessionale che di quella tagliante e, se necessario, di quella assiale. Si può utilizzare per l'analisi la rigidezza elastica non fessurata o, preferibilmente e più realisticamente, la rigidezza fessurata al fine di tenere conto dell'influenza della fessurazione sulle deformazioni e per meglio approssimare la pendenza del primo tratto di un modello forza-deformazione bilineare per l'elemento strutturale.
- (3) In mancanza di un'accurata valutazione delle proprietà di rigidezza, supportata da analisi razionali, la rigidezza flessionale e a taglio fessurata possono essere considerate la metà della rigidezza elastica non fessurata della sezione lorda.
- (4) Nel modello strutturale i parapetti delle volte di muratura possono essere considerati come travi di collegamento tra due pareti se essi risultano essere collegati in maniera regolare alle pareti vicine e collegati sia alla trave di collegamento del solaio che all'architrave sotto.
- (5) Se il modello strutturale tiene conto delle travi di collegamento si può utilizzare un'analisi a telaio per determinare le sollecitazioni negli elementi strutturali orizzontali e verticali.

- (6) Il taglio alla base nelle diverse pareti, così come è ottenuto dall'analisi lineare descritta nella sezione 4, può essere ridistribuito tra le pareti, a patto che:
- l'equilibrio globale sia soddisfatto (cioè si ottengono lo stesso taglio totale alla base e la posizione della forza risultante);
 - il taglio in ogni parete non sia ridotto più del 25% né aumentato più del 33%; e
 - siano tenute in conto le conseguenze della ridistribuzione per l'impalcato (i).

9.5

Criteri di progettazione e regole per la costruzione

9.5.1

Generalità

- (1)P Gli edifici di muratura devono essere composti da piani e pareti, collegati nelle due direzioni orizzontali ortogonali e nella direzione verticale.
- (2)P La connessione tra i piani e le pareti deve essere adeguatamente garantita da elementi di collegamento di acciaio o da travi di collegamento di calcestruzzo armato.
- (3) Si può utilizzare qualsiasi tipo di piano a patto che siano garantiti i requisiti generali di continuità e la funzione di diaframma rigido.
- (4)P Le pareti di taglio devono essere predisposte almeno secondo due direzioni ortogonali.
- (5) Si raccomanda che le pareti di taglio siano conformi a certi requisiti geometrici, soprattutto:
 - lo spessore effettivo delle pareti di taglio, t_{ef} , non può essere minore di un valore minimo, $t_{ef,min}$;
 - il rapporto h_{ef}/t_{ef} tra l'altezza effettiva della parete (vedere EN 1996-1-1:2004) e il suo spessore effettivo non può eccedere un valore massimo, $(h_{ef}/t_{ef})_{max}$; e
 - il rapporto tra la lunghezza della parete, l , e l'altezza libera maggiore, h , delle aperture adiacenti alla parete, non può essere minore di un valore minimo, $(l/h)_{min}$.

Nota I valori attribuiti a $t_{ef,min}$, $(h_{ef}/t_{ef})_{max}$ e $(l/h)_{min}$, per l'utilizzo in una nazione possono essere trovati nella sua appendice nazionale del presente documento. I valori raccomandati di $t_{ef,min}$, $(h_{ef}/t_{ef})_{max}$ e $(l/h)_{min}$ sono presentati nel prospetto 9.2.

prospetto 9.2

Requisiti geometrici raccomandati per le pareti di taglio

Tipologia di muratura	$t_{ef,min}$ (mm)	$(h_{ef}/t_{ef})_{max}$	$(l/h)_{min}$
Non armata, con blocchi di pietra naturale	350	9	0,5
Non armata, con qualsiasi altro tipo di blocchi	240	12	0,4
Non armata, con qualsiasi altro tipo di blocchi, nei casi di bassa sismicità	170	15	0,35
Muratura confinata	240	15	0,3
Muratura armata	240	15	Nessuna restrizione
I simboli utilizzati hanno il significato seguente: t_{ef} spessore della parete (vedere EN 1996-1-1:2004); h_{ef} altezza effettiva della parete (vedere EN 1996-1-1:2004); h altezza libera maggiore delle aperture adiacenti alla parete; l lunghezza della parete.			

- (6) Le pareti di taglio che non soddisfano i requisiti geometrici minimi di (5) del presente punto possono essere considerati elementi sismici secondari. Si raccomanda che essi soddisfino il punto 9.5.2(1) e il (2).

9.5.2

Ulteriori requisiti per murature non armate che soddisfano la EN 1998-1

- (1) Si raccomanda di disporre travi orizzontali di calcestruzzo armato o in alternativa elementi di acciaio nel piano della parete ad ogni piano e comunque con una spaziatura in elevazione non maggiore di 4 m. Si raccomanda che queste travi o elementi che formino elementi continui di contorno fisicamente connessi tra loro.

Nota Sono essenziali travi o elementi continui sull'intero perimetro.

- (2) Si raccomanda che le travi orizzontali di calcestruzzo abbiano un'armatura longitudinale con una sezione trasversale non minore di 200 mm².

9.5.3

Ulteriori requisiti per murature confinate

- (1)P Gli elementi di confinamento orizzontali e verticali devono essere collegati l'uno all'altro ed ancorati agli elementi del sistema strutturale principale.
- (2)P Al fine di ottenere un effettivo collegamento fra gli elementi di confinamento e la muratura, il calcestruzzo degli elementi di confinamento deve essere gettato dopo la costruzione degli elementi in muratura.
- (3) Le dimensioni della sezione trasversale degli elementi di confinamento orizzontali e verticali non può essere minore di 150 mm. Si raccomanda che i muri a doppio strato lo spessore degli elementi di confinamento assicuri la connessione dei due strati e il loro effettivo confinamento.
- (4) Si raccomanda che gli elementi di confinamento verticali siano disposti:
 - in corrispondenza dei lati liberi di ogni elemento di parete strutturale;
 - in corrispondenza di entrambi i lati di ogni apertura nelle pareti aventi area maggiore di 1,5 m²;
 - all'interno della parete, se necessario, al fine di non eccedere una spaziatura di 5 m tra gli elementi di confinamento.
 - in corrispondenza di ogni intersezione tra le pareti strutturali, nei casi in cui gli elementi di confinamento imposti dalle regole di cui sopra siano a una distanza maggiore di 1,5 m.
- (5) Gli elementi di confinamento orizzontali devono essere disposti nel piano della parete in corrispondenza di ogni piano e comunque con una spaziatura verticale non maggiore di 4 m.
- (6) L'armatura longitudinale degli elementi di confinamento non può avere una sezione trasversale minore di 300 mm², né minore dell'1% della sezione trasversale dell'elemento di confinamento.
- (7) Staffe con diametro non minore di 5 mm e con una spaziatura non maggiore di 150 mm si raccomanda siano disposte attorno all'armatura longitudinale.
- (8) Si raccomanda che l'acciaio di armatura sia di classe B o C in conformità al prospetto C.1 della EN 1992-1-1:2004.
- (9) La lunghezza di giunzione non può essere minore di 60 volte il diametro della barra.

9.5.4

Ulteriori requisiti per murature armate

- (1) Si raccomanda che l'armatura orizzontale sia disposta nei letti di malta o in adeguati incavi nei blocchi, con una spaziatura verticale non maggiore di 600 mm.
- (2) Si raccomanda che le armature relative ad architravi e parapetti siano disposte in blocchi di muratura con apposite scanalature.
- (3) Si raccomanda di utilizzare barre di armatura con un diametro non minore di 4 mm, piegate attorno alle barre verticali in corrispondenza dei bordi della parete.
- (4) Si raccomanda che la percentuale minima di armatura orizzontale all'interno di una parete, normalizzata rispetto all'area lorda della sezione, non sia minore dello 0,05%.
- (5)P Si devono evitare elevate percentuali di armatura orizzontale che portino alla rottura per compressione dei blocchi di muratura prima che l'acciaio sia snervato.

- (6) Si raccomanda che l'armatura verticale disposta nella parete, intesa come percentuale dell'area lorda della sezione orizzontale della parete, non sia minore dello 0,08%.
- (7) Si raccomanda che l'armatura verticale sia disposta in tasche, fori o cavità ricavate nei blocchi.
- (8) Si raccomanda di disporre armature verticali con una sezione trasversale di area non minore di 200 mm^2 :
 - in corrispondenza di entrambi i bordi liberi di ogni elemento di parete;
 - in corrispondenza di ogni intersezione tra le pareti;
 - all'interno della parete al fine di non eccedere una spaziatura di 5 m tra tali armature.
- (9) Si applicano i punti **9.5.3(7), (8) e (9)**.
- (10) P I parapetti e gli architravi devono essere collegati in maniera regolare alla muratura delle pareti adiacenti e collegati ad essa mediante armature orizzontali.

9.6

Verifica di sicurezza

- (1) P La verifica di sicurezza degli edifici nei confronti del collasso deve essere eseguita in maniera esplicita, eccetto per gli edifici che soddisfano le regole relative ai "semplici edifici di muratura" date nel punto **9.7.2**.
- (2) P Per la verifica di sicurezza nei confronti del collasso, la resistenza di progetto di ogni elemento strutturale deve essere valutata in conformità alla EN 1996-1-1:2004.
- (3) Si raccomanda che nelle verifiche agli stati limite ultimi per la situazione sismica di progetto, si utilizzi i coefficienti parziali γ_m , relativi alle proprietà della muratura e γ_s , relativi alle proprietà dell'acciaio di armatura.

Nota I valori attribuiti ai coefficienti parziali del materiale γ_m e γ_s , utilizzati in una nazione nella situazione sismica di progetto, possono essere trovati nella sua appendice nazionale del presente documento. Il valore raccomandato per γ_m è $2/3$ del valore specificato nell'appendice nazionale della EN 1996-1-1:2004, ma non minore di 1,5. Il valore raccomandato per γ_s è 1,0.

9.7

Regole per "semplici edifici di muratura"

9.7.1

Generalità

- (1) Gli edifici che appartengono alle classi di importanza I o II e conformi ai punti **9.2, 9.5** e al punto **9.7.2** possono essere classificati come "semplici edifici in muratura".
- (2) Per questi edifici non è obbligatoria un'esplicita verifica di sicurezza in conformità al punto **9.6**.

9.7.2

Regole

- (1) Si raccomanda che in relazione al prodotto $a_g \times S$, al sito e al tipo di costruzione, il numero di piani concesso al di sopra del livello del terreno, n , sia limitato e le pareti nelle due direzioni ortogonali siano dotate di un'area minima totale trasversale A_{\min} in ogni direzione. L'area minima trasversale è espressa come una minima percentuale, $p_{A,\min}$, dell'area totale di piano per piano.

Nota I valori attribuiti a n e $p_{A,\min}$ per l'utilizzo in una nazione possono essere trovati nella sua appendice nazionale del presente documento. I valori raccomandati sono dati nel prospetto 9.3. Questi valori, che dipendono anche da un fattore correttivo k , sono basati su una minima resistenza unitaria di 12 N/mm per muratura non armata e 5 N/mm² per muratura confinata e armata, rispettivamente. Per gli edifici dove almeno il 70% delle pareti di taglio in oggetto sono più lunghe di 2 m, il coefficiente k è dato da $k = 1 + (l_{av} - 2)/4 \leq 2$ dove l_{av} è la lunghezza media, espressa in metri, delle pareti di taglio considerate. Per gli altri casi $k = 1$. Indipendentemente dal valore di k , si raccomanda di rispettare la limitazione sull'utilizzo di muratura non armata presentato nel punto **9.3(3)**. Un'ulteriore distinzione relativa alle resistenze di differenti blocchi, alle tipologie di costruzione e all'utilizzo di k può essere trovata nell'appendice nazionale.

prospetto 9.3

Numero di piani raccomandato concesso al di sopra del livello del terreno e area minima delle pareti di taglio per "semplici edifici in muratura"

Accelerazione al sito $a_g \times S$		$\leq 0,07 k \times g$	$\leq 0,10 k \times g$	$\leq 0,15 k \times g$	$\leq 0,20 k \times g$
Tipologia di costruzione	Numero di piani (n) ^{*)}	Somma minima delle aree trasversali delle pareti di taglio orizzontali in ogni direzione, come percentuale dell'area totale di piano per piano ($p_{A,min}$)			
Muratura non armata	1	2,0%	2,0%	3,5%	n/a
	2	2,0%	2,5%	5,0%	n/a
	3	3,0%	5,0%	n/a	n/a
	4	5,0%	n/a ^{*)}	n/a	n/a
Muratura confinata	2	2,0%	2,5%	3,0%	3,5%
	3	2,0%	3,0%	4,0%	n/a
	4	4,0%	5,0%	n/a	n/a
	5	6,0%	n/a	n/a	n/a
Muratura armata	2	2,0%	2,0%	2,0%	3,5%
	3	2,0%	2,0%	3,0%	5,0%
	4	3,0%	4,0%	5,0%	n/a
	5	4,0%	5,0%	n/a	n/a

^{*)} n/a significa "non accettabile".
^{**) Lo spazio del tetto sopra gli interi piani non è incluso nel numero dei piani.}

(2) Si raccomanda che la configurazione in pianta dell'edificio soddisfi i requisiti seguenti:

- a) si raccomanda che la pianta sia approssimativamente rettangolare;
- b) si raccomanda che il rapporto tra la lunghezza del lato corto e di quello lungo in pianta non sia minore di un valore minimo, λ_{min} ;

Nota Il valore da attribuire a λ_{min} per l'utilizzo in una nazione può essere trovato nella sua appendice nazionale del presente documento. Il valore raccomandato di λ_{min} è 0,25.

- c) si raccomanda che l'area delle proiezioni degli arretramenti rispetto alla forma rettangolare non sia maggiore di una percentuale p_{max} dell'area totale del piano sopra il livello considerato.

Nota Il valore da attribuire a p_{max} per l'utilizzo in una nazione può essere trovato nella sua appendice nazionale del presente documento. Il valore raccomandato è 15%.

(3) Si raccomanda che le pareti di taglio dell'edificio soddisfino tutti i requisiti seguenti:

- a) si raccomanda che l'edificio sia irrigidito da pareti di taglio disposte in maniera quasi simmetrica in pianta secondo le due direzioni ortogonali;
- b) si raccomanda che un minimo di due pareti parallele siano disposte secondo le due direzioni ortogonali, essendo la lunghezza di ogni parete maggiore del 30% della lunghezza dell'edificio nella direzione della parete in oggetto;
- c) si raccomanda che almeno per le pareti in una direzione, la distanza tra queste pareti sia maggiore del 75% della lunghezza dell'edificio nell'altra direzione;
- d) si raccomanda che almeno il 75% dei carichi verticali sia sostenuto dalle pareti di taglio;
- e) si raccomanda che le pareti di taglio siano continue dall'alto verso il basso dell'edificio.

(4) In zone a bassa sismicità [vedere punto **3.2.1(4)**] la lunghezza della parete richiesta in (3)b del presente punto può essere ottenuta sommando lungo un asse le lunghezze delle diverse pareti di taglio [vedere punto **9.5.1(5)**] separate da aperture. Si raccomanda che in questo caso, almeno una parete di taglio in ogni direzione dovrebbe avere una lunghezza, l , non minore di quella corrispondente a due volte il valore minimo di l/h definito nel punto **9.5.1(5)c**.

(5) In entrambe le direzioni orizzontali ortogonali la differenza nei valori della massa e della sezione trasversale orizzontale della parete di taglio tra due impalcati successivi si raccomanda sia limitata a un valore massimo di $\Delta_{m,max}$ e $\Delta_{A,max}$.

Nota I valori da attribuire a $\Delta_{m,max}$ e a $\Delta_{A,max}$ per l'utilizzo in una nazione possono essere trovati nella sua appendice nazionale del presente documento. I valori raccomandati sono $\Delta_{m,max} = 20\%$, $\Delta_{A,max} = 20\%$.

- (6) Per edifici di muratura non armata, le pareti in una direzione si raccomanda siano connesse a quelle nella direzione ortogonale con una spaziatura massima di 7 m.

10

ISOLAMENTO ALLA BASE

10.1

Scopo e campo di applicazione

- (1)P La presente sezione si applica alla progettazione degli edifici con isolamento sismico in cui il sistema di isolamento è posto al di sotto della massa principale della struttura allo scopo di ridurre la risposta sismica del sistema resistente alla forza laterale.
- (2) La riduzione della risposta sismica del sistema resistente alla forza laterale può essere ottenuta incrementando il periodo fondamentale della struttura isolata sismicamente, modificando la forma del modo fondamentale e aumentando lo smorzamento, o mediante una combinazione di questi effetti. Il sistema di isolamento può essere costituito da molle e/o smorzatori lineari o non-lineari.
- (3) Nella presente sezione sono fornite regole specifiche riguardanti l'isolamento alla base di edifici.
- (4) La presente sezione non si applica a sistemi passivi di dissipazione di energia che non sono disposti su una singola interfaccia, ma sono distribuiti su vari piani o livelli della struttura.

10.2

Termini e definizioni

- (1)P I seguenti termini sono utilizzati nella presente sezione con i significati seguenti:

sistema di isolamento: Insieme di componenti utilizzati per fornire isolamento sismico, che sono disposti nell'interfaccia di isolamento.

Nota Questi sono di solito posti al di sotto della massa principale della struttura.

interfaccia di isolamento: Superficie di separazione tra la sottostruttura e la sovrastruttura e dove è disposto il sistema di isolamento.

Nota La disposizione dell'interfaccia di isolamento alla base della struttura è comune in edifici, serbatoi e silos. Nei ponti il sistema di isolamento è comunemente combinato con appoggi e l'interfaccia di isolamento giace tra la soletta e le pile o gli appoggi.

dispositivi di isolamento: Elementi che formano il sistema di isolamento.

I dispositivi considerati nella presente sezione sono costituiti da appoggi elastomerici laminati, dispositivi elastoplastici, smorzatori viscosi o ad attrito, pendoli, e altri dispositivi il cui comportamento è conforme al punto **10.1(2)**. Ogni dispositivo fornisce una singola funzione o una combinazione delle funzioni seguenti:

- capacità di sostegno dei carichi verticali combinata con accresciuta flessibilità laterale e una elevata rigidità verticale;
- dissipazione di energia, isteretica o viscosa;
- capacità di ricentraggio;
- vincolo laterale (rigidità elastica sufficiente) sotto carichi orizzontali di servizio non sismici.

sottostruttura: Parte della struttura che è posta al di sotto dell'interfaccia di isolamento, che include le fondazioni.

Nota La flessibilità laterale della sottostruttura(e) è generalmente trascurabile rispetto a quella del sistema di isolamento, ma questo non si verifica sempre (per esempio nei ponti).

s sovrastruttura: Parte della struttura che è isolata ed è posizionata al di sopra dell'interfaccia di isolamento.

isolamento completo: La sovrastruttura è completamente isolata se, nella situazione sismica di progetto, essa rimane in campo elastico. Altrimenti la sovrastruttura è parzialmente isolata.

centro di rigidezza effettivo: Centro di rigidezza calcolato al di sopra dell'interfaccia di isolamento che include la flessibilità dei dispositivi di isolamento della sottostruttura(e).

Nota In edifici, serbatoi e strutture simili, la flessibilità della sottostruttura può essere trascurata nella determinazione del presente punto, che risulta così coincidere con il centro di rigidezza dei dispositivi di isolamento.

spostamento di progetto (del sistema di isolamento in una direzione principale): Spostamento orizzontale massimo in corrispondenza del centro di rigidezza effettivo tra il punto superiore della sottostruttura e il punto inferiore della sovrastruttura, che si verifica sotto l'azione sismica di progetto.

spostamento di progetto totale (di un dispositivo di isolamento in una direzione principale): Spostamento orizzontale massimo in corrispondenza del dispositivo, che include quello dovuto allo spostamento di progetto e alla rotazione globale dovuta alla torsione intorno all'asse verticale.

rigidezza effettiva (del sistema di isolamento in una direzione principale): Rapporto tra il valore della forza orizzontale totale trasferita attraverso l'interfaccia di isolamento quando lo spostamento di progetto avviene nella stessa direzione, diviso dal valore assoluto di quello spostamento di progetto (rigidezza secante).

Nota La rigidezza effettiva è generalmente ottenuta da un'analisi dinamica iterativa.

periodo effettivo: Periodo fondamentale, nella direzione considerata, di un sistema a un solo grado di libertà avente la massa della sovrastruttura e la rigidezza uguale alla rigidezza effettiva del sistema di isolamento.

smorzamento effettivo (del sistema di isolamento in una direzione principale): Valore dello smorzamento effettivo viscoso che corrisponde all'energia dissipata dal sistema di isolamento durante la risposta ciclica allo spostamento di progetto.

10.3

Requisiti fondamentali

- (1)P Devono essere soddisfatti i requisiti fondamentali del punto 2.1 e delle parti pertinenti del presente Eurocodice, secondo il tipo di struttura considerato.
- (2)P Si richiede una sicurezza aumentata per i dispositivi di isolamento. Ciò deve essere ottenuto applicando un coefficiente amplificativo γ_x sugli spostamenti sismici di ogni dispositivo.

Nota Il valore da attribuire a γ_x per l'utilizzo in una nazione può essere trovato nella sua appendice nazionale del presente documento, a seconda del tipo di dispositivo di isolamento adottato. Per gli edifici il valore raccomandato è $\gamma_x=1,2$.

10.4

Criteri di conformità

- (1)P Per soddisfare i requisiti fondamentali, devono essere controllati gli stati limite definiti nel punto 2.2.1(1).
- (2)P Allo stato limite di danno, tutte le condutture degli impianti che attraversano i giunti intorno alla struttura isolata devono rimanere in campo elastico.
- (3) Si raccomanda che negli edifici, allo stato limite di danno, lo spostamento relativo di interpiano sia limitato nella sottostruttura e nella sovrastruttura in conformità al punto 4.4.3.2.
- (4)P Allo stato limite ultimo, la capacità ultima dei dispositivi di isolamento in termini di resistenza e deformabilità non deve eccedere, con i relativi coefficienti di sicurezza [vedere punto 10.10(6)P].
- (5) Nella presente sezione è considerato soltanto l'isolamento completo.
- (6) Sebbene sia accettabile che in alcuni casi la sottostruttura abbia un comportamento anelastico, nella presente sezione si considera che essa rimanga in campo elastico.

- (7) Allo stato limite ultimo, i dispositivi di isolamento possono raggiungere la loro capacità ultima, mentre la sovrastruttura e la sottostruttura rimangono in campo elastico. Allora non sono necessari il progetto secondo il criterio della capacità e i dettagli costruttivi di tipo duttile sia nella sovrastruttura che nella sottostruttura.
- (8)P Allo stato limite ultimo, le condutture del gas e di altri impianti pericolosi che attraversano i giunti di separazione della sovrastruttura provenendo dal terreno o dalle costruzioni circostanti devono essere progettate per consentire in sicurezza gli spostamenti relativi tra la sovrastruttura isolata e il terreno o le costruzioni circostanti, tenendo conto del coefficiente γ_x definito nel punto **10.3(2)P**.

10.5 Disposizioni generali di progetto

10.5.1 Disposizioni generali riguardanti i dispositivi

- (1)P Si deve fornire uno spazio sufficiente tra la sovrastruttura e la sottostruttura, insieme con altre disposizioni necessarie, per permettere ispezioni, manutenzione e sostituzione dei dispositivi durante la vita utile della struttura.
- (2) Se necessario, si raccomanda che i dispositivi siano protetti da effetti potenzialmente pericolosi, quali incendi, attacchi chimici e biologici.
- (3) Si raccomanda che i materiali utilizzati nella progettazione e nella costruzione dei dispositivi siano conformi alle pertinenti norme esistenti.

10.5.2 Controllo di movimenti indesiderati

- (1) Si raccomanda che per minimizzare gli effetti torsionali, il centro di rigidità effettivo e il centro dello smorzamento del sistema di isolamento siano il più vicino possibile alla proiezione del centro sull'interfaccia dell'isolamento.
- (2) Si raccomanda che per minimizzare le differenze di comportamento dei dispositivi di isolamento, gli sforzi di compressione indotti in questi dalle azioni permanenti siano per quanto possibile uniformi.
- (3)P I dispositivi devono essere fissati alla sovrastruttura e alla sottostruttura.
- (4)P Il sistema di isolamento deve essere progettato in modo tale che le vibrazioni e i possibili movimenti torsionali siano controllati con appropriate misure.
- (5) Il requisito **(4)P** relativo alle vibrazioni si ritiene soddisfatto se sono evitati gli effetti di potenziali vibrazioni mediante appropriati dispositivi (per esempio smorzatori, ammortizzatori, ecc.).

10.5.3 Controllo dei movimenti sismici differenziali del terreno

- (1) Si raccomanda che gli elementi strutturali posti al di sopra e al di sotto dell'interfaccia di isolamento siano sufficientemente rigidi in entrambe le direzioni verticale e orizzontale, in modo che siano minimizzati gli effetti degli spostamenti sismici differenziali del terreno. Questo non si applica ai ponti o a strutture elevate, dove i pali di fondazione o le pile da ponte poste sotto l'interfaccia di isolamento possono essere deformabili.
- (2) Negli edifici, si considera soddisfatto il punto **(1)** se tutte le condizioni stabilite di seguito sono soddisfatte:
 - a) è presente un diaframma rigido sia al di sopra che al di sotto del sistema di isolamento, costituito da una soletta di calcestruzzo armato oppure da una griglia di travi, progettata tenendo conto di tutti i relativi modi di instabilità locale e globale. Questo impalcato rigido non è necessario se le strutture consistono in strutture scatolari rigide;
 - b) i dispositivi che costituiscono il sistema di isolamento sono fissati ad entrambi gli estremi degli impalcati rigidi definiti sopra, o direttamente o, se non praticabile, per mezzo di elementi verticali, il cui spostamento orizzontale relativo nella situazione sismica di progetto si raccomanda sia minore di 1/20 dello spostamento relativo del sistema di isolamento.

- 10.5.4 Controllo degli spostamenti relativi al terreno e alle costruzioni circostanti**
- (1)P Si deve prevedere uno spazio adeguato tra la sovrastruttura isolata e il terreno o le costruzioni circostanti, per permettere gli spostamenti in tutte le direzioni nella situazione sismica di progetto.
- 10.5.5 Progettazione concettuale di edifici isolati alla base**
- (1) Si raccomanda che i principi di progettazione concettuale per edifici isolati alla base siano basati su quelli della sezione 2 e nel punto 4.2, con i provvedimenti aggiuntivi dati nella presente sezione.
- 10.6 Azione sismica**
- (1)P Si deve assumere che le due componenti orizzontali e verticali dell'azione sismica agiscano simultaneamente.
- (2) Ogni componente dell'azione sismica è definito nel punto 3.2, in termini di spettro elastico per le condizioni del terreno locali applicabili e l'accelerazione di progetto del terreno a_g .
- (3) Si raccomanda che negli edifici di classe di importanza IV, si tenga anche conto di spettri specifici per il sito che includano gli effetti vicini alla sorgente, se l'edificio è situato a una distanza minore di 15 km dalla faglia potenzialmente attiva più vicina avente una magnitudo $M_s \geq 6,5$. Si raccomanda che tali spettri non siano presi minori dello spettro di riferimento definito in (2) del presente punto.
- (4) Negli edifici, le combinazioni delle componenti dell'azione sismica sono date nel punto 4.3.3.5.
- (5) Si raccomanda che se sono richieste analisi nel dominio del tempo, siano utilizzate una serie di almeno tre registrazioni del moto del terreno e che siano conformi ai requisiti del punto 3.2.3.1 e del punto 3.2.3.2.
- 10.7 Coefficiente di comportamento**
- (1)P Eccetto quanto disposto nel punto 10.10(5), il valore del coefficiente di comportamento deve essere preso uguale a $q = 1$.
- 10.8 Proprietà del sistema di isolamento**
- (1)P I valori delle proprietà fisiche e meccaniche del sistema di isolamento da utilizzarsi nelle analisi devono essere quelle più sfavorevoli raggiunte durante la vita utile della struttura. Essi dovranno riflettere, dove opportuno, l'influenza di:
- velocità di carico;
 - intensità dei carichi verticali simultanei;
 - intensità del carico orizzontale simultaneo nella direzione trasversale;
 - temperatura;
 - variazione delle proprietà sulla vita di servizio stimata.
- (2) Si raccomanda che le accelerazioni e le forze di inerzia indotte dal sisma siano valutate tenendo conto del valore massimo della rigidezza e del valore minimo dei coefficienti di smorzamento e attrito.
- (3) Si raccomanda che gli spostamenti siano valutati tenendo conto del valore minimo della rigidezza e dei coefficienti di smorzamento e attrito.
- (4) Negli edifici di classe di importanza I o II, possono essere utilizzati i valori medi delle proprietà meccaniche e fisiche, a patto che i valori estremi (massimi o minimi) non differiscano più del 15% dai valori medi.
- 10.9 Analisi strutturale**
- 10.9.1 Generalità**
- (1)P La risposta dinamica del sistema strutturale deve essere analizzata in termini di accelerazioni, forze di inerzia e spostamenti.

- (2)P Negli edifici devono essere tenuti in conto gli effetti torsionali, che includono gli effetti dell'eccentricità accidentale definita nel punto **4.3.2**.
- (3) Si raccomanda che la modellazione del sistema di isolamento rifletta con sufficiente accuratezza la distribuzione spaziale dei dispositivi di isolamento, in modo che siano adeguatamente considerati la traslazione in entrambe le direzioni orizzontali, i corrispondenti effetti di ribaltamento e la rotazione attorno all'asse verticale. Si raccomanda che essa rifletta adeguatamente le caratteristiche dei diversi tipi di unità utilizzate nel sistema di isolamento.

10.9.2

Analisi lineare equivalente

- (1) Il sistema di isolamento soggetto alle condizioni in **(5)** del presente punto può essere modellato con comportamento visco-elastico lineare equivalente, se esso è costituito da dispositivi quali appoggi elastomerici laminati, oppure con comportamento isteretico bilineare se il sistema è costituito da tipologie di dispositivi elastoplastici.
- (2) Si è utilizzato un modello lineare equivalente, si raccomanda di utilizzare la rigidezza effettiva di ogni dispositivo di isolamento (cioè il valore secante della rigidezza in corrispondenza dello spostamento totale di progetto d_{db}), rispettando il punto **10.8(1)P**. La rigidezza effettiva K_{eff} del sistema di isolamento è la somma delle rigidezze effettive dei dispositivi di isolamento.
- (3) Se è utilizzato un modello lineare equivalente, la dissipazione di energia del sistema di isolamento si raccomanda sia espressa in termini di uno smorzamento viscoso equivalente, come lo "smorzamento effettivo" (ξ_{eff}). Si raccomanda che la dissipazione di energia negli appoggi sia espressa dall'energia dissipata misurata in cicli con frequenza nell'intervallo delle frequenze naturali dei modi considerati. Per i modi più alti al di fuori di questo intervallo, il rapporto di smorzamento modale della struttura completa si raccomanda sia quello di una sovrastruttura fissata alla base.
- (4) Quando la rigidezza effettiva o lo smorzamento effettivo di certi dispositivi di isolamento dipendono dallo spostamento di progetto d_{dc} , si raccomanda di applicare una procedura iterativa, finché la differenza tra i valori assunti e calcolati di d_{dc} non ecceda il 5% del valore assunto.
- (5) Il comportamento del sistema di isolamento può essere considerato equivalente a quello lineare se tutte le condizioni seguenti sono rispettate:
 - a) la rigidezza effettiva del sistema di isolamento, come definita in **(2)** del presente punto, è almeno il 50% della rigidezza effettiva in corrispondenza di uno spostamento di $0,2d_{dc}$;
 - b) il rapporto dello smorzamento effettivo del sistema di isolamento, come definito in **(3)** del presente punto, non ecceda il 30%;
 - c) le caratteristiche forza-spostamento del sistema di isolamento non variano più del 10% a causa della velocità di carico o dei carichi verticali;
 - d) l'aumento della forza di risposta nel sistema di isolamento per gli spostamenti tra $0,5d_{dc}$ e d_{dc} è almeno del 2,5% del carico di gravità totale sopra il sistema di isolamento.
- (6) Se il comportamento del sistema di isolamento è considerato lineare equivalente e l'azione sismica è definita attraverso lo spettro elastico come nel punto **10.6(2)**, si raccomanda sia eseguita una correzione dello smorzamento in conformità al punto **3.2.2.2(3)**.

10.9.3

Analisi lineare semplificata

- (1) Il metodo dell'analisi lineare semplificata considera due traslazioni dinamiche orizzontali e sovrappone gli effetti torsionali statici. Esso assume che la sovrastruttura sia un solido rigido che trasla sopra il sistema di isolamento, soggetto alle condizioni di **(2)** e **(3)** del presente punto. Allora il periodo effettivo di traslazione è:

$$T_{\text{eff}} = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_{\text{eff}}}} \quad (10.1)$$

dove:

M è la massa della sovrastruttura;

K_{eff} è la rigidezza orizzontale effettiva del sistema di isolamento come definito nel punto **10.9.2(2)**.

- (2) Il movimento torsionale attorno all'asse verticale può essere trascurato nella valutazione della rigidezza orizzontale effettiva e nell'analisi lineare semplificata se, in ognuna delle due direzioni principali orizzontali, l'eccentricità totale (che include l'eccentricità accidentale) tra il centro di rigidezza del sistema di isolamento e la proiezione verticale del centro di massa della sovrastruttura non ecceda il 7,5% della lunghezza della sovrastruttura trasversale alla direzione orizzontale considerata. Questa è una condizione per l'applicazione del metodo dell'analisi lineare semplificata.
- (3) Il metodo semplificato può essere applicato ai sistemi di isolamento con comportamento smorzato lineare equivalente, se esso è anche conforme a tutte le condizioni seguenti:
- la distanza dal sito alla faglia potenzialmente attiva più vicina avente una magnitudo $M_s \geq 6,5$ è maggiore di 15 km;
 - la dimensione più grande della sovrastruttura in pianta non è maggiore di 50 m;
 - la sovrastruttura è sufficientemente rigida per minimizzare gli effetti degli spostamenti differenziali del terreno;
 - tutti i dispositivi sono posizionati al di sopra degli elementi della sovrastruttura che sostiene i carichi verticali;
 - il periodo effettivo T_{eff} soddisfa le condizioni seguenti:

$$3T_f \leq T_{\text{eff}} \leq 3s \quad (10.2)$$

dove:

T_f è il periodo fondamentale della sovrastruttura con base fissa (stimata attraverso un'espressione semplificata).

- (4) Si raccomanda che negli edifici, in aggiunta al **(3)** del presente punto, tutte le seguenti condizioni siano soddisfatte in relazione al metodo semplificato da applicare ai sistemi di isolamento con comportamento smorzato lineare equivalente:
- si raccomanda che il sistema resistente ai carichi laterali della sovrastruttura sia disposto in maniera regolare e simmetrica lungo i due assi principali della struttura in pianta;
 - si raccomanda che la rotazione dovuta all'oscillazione alla base della sottostruttura sia trascurabile;
 - si raccomanda che il rapporto tra la rigidezza verticale e orizzontale del sistema di isolamento soddisfi la seguente espressione:

$$\frac{K_v}{K_{\text{eff}}} \geq 150 \quad (10.3)$$

- d) si raccomanda che il periodo fondamentale nella direzione verticale, T_v , non sia più grande di 0,1 s, dove:

$$T_v = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_v}} \quad (10.4)$$

- (5) Si raccomanda che lo spostamento del centro di rigidità dovuto all'azione sismica sia calcolato in ogni direzione orizzontale, dalla seguente espressione:

$$d_{dc} = \frac{MS_e(T_{eff}, \xi_{eff})}{K_{eff,min}} \quad (10.5)$$

dove:

$S_e(T_{eff}, \xi_{eff})$ è l'accelerazione spettrale definita nel punto **3.2.2.2**, tenendo conto del valore appropriato dello smorzamento effettivo ξ_{eff} in conformità al punto **10.9.2(3)**.

- (6) Si raccomanda che le forze orizzontali applicate ad ogni livello della sovrastruttura siano calcolate, in ogni direzione orizzontale, attraverso la seguente espressione:

$$f_j = m_j S_e(T_{eff}, \xi_{eff}) \quad (10.6)$$

dove:

m_j è la massa al livello j

- (7) Il sistema di forze considerato in **(6)** induce effetti torsionali dovuti alle eccentricità combinate naturale e accidentale.

- (8) Se la condizione in **(2)** del presente punto che prevede di trascurare il movimento torsionale attorno all'asse verticale è soddisfatta, si può tenere conto degli effetti torsionali nei singoli dispositivi di isolamento amplificando in ogni direzione gli effetti delle azioni definite in **(5)** e **(6)** con un coefficiente δ_i dato (per l'azione nella direzione x) da:

$$\delta_{xi} = 1 + \frac{e_{tot,y}}{r_y^2} y_i \quad (10.7)$$

dove:

y è la direzione orizzontale trasversale alla direzione x considerata;

(x_i, y_i) sono le coordinate del dispositivo di isolamento i relative al centro di rigidità effettivo;

$e_{tot,y}$ è l'eccentricità totale nella direzione y ;

r_y è il raggio torsionale del sistema di isolamento, nella direzione y come dato dall'espressione seguente:

$$r_y^2 = \sum (x_i^2 K_{yi} + y_i^2 K_{xi}) / \sum K_{xi} \quad (10.8)$$

K_{xi} e K_{yi} essendo la rigidità effettiva di un dato dispositivo i nelle direzioni x e y , rispettivamente.

- (9) Si raccomanda che gli effetti torsionali nella sovrastruttura siano stimati in conformità al punto **4.3.3.2.4**.

10.9.4

Analisi lineare semplificata modale

- (1) Se il comportamento dei dispositivi può essere considerato lineare equivalente ma tutte le condizioni del punto **10.9.3(2)**, **(3)** o - se applicabile - **(4)** non sono soddisfatte, si può eseguire un'analisi modale in conformità al punto **4.3.3.3**.
- (2) Se le condizioni del punto **10.9.3(3)** e - se applicabile - **(4)** sono soddisfatte, si può eseguire un'analisi semplificata considerando gli spostamenti orizzontali e il movimento torsionale intorno all'asse verticale e assumendo che le sottostrutture e le sovrastrutture si comportino rigidamente. Si raccomanda che in quel caso nell'analisi sia tenuta in conto l'eccentricità totale (inclusa l'eccentricità accidentale) come per il punto **4.3.2(1)P** della massa della sovrastruttura. Si raccomanda che gli spostamenti in ogni punto della struttura siano calcolati combinando gli spostamenti traslazionali e rotazionali. Questo si applica soprattutto per la valutazione della rigidità effettiva di ogni dispositivo di isolamento. Si raccomanda che le forze di inerzia e i momenti siano tenuti in conto per la verifica dei dispositivi di isolamento, delle sottostrutture e delle sovrastrutture.

10.9.5

Analisi nel dominio del tempo

- (1)P Se un sistema di isolamento non può essere rappresentato da un modello lineare equivalente (per esempio se le condizioni del punto **10.9.2(5)** non sono rispettate), la risposta sismica deve essere valutata con un'analisi nel dominio del tempo, utilizzando una legge costitutiva dei dispositivi che possa adeguatamente riprodurre il comportamento del sistema nell'intervallo di deformazioni e velocità previste nella situazione sismica di progetto.

10.9.6

Elementi non-strutturali

- (1)P Negli edifici, gli elementi non-strutturali devono essere analizzati in conformità al punto **4.3.5**, con la dovuta considerazione degli effetti dinamici dell'isolamento [vedere punto **4.3.5.1(2)** e **(3)**].

10.10

Verifiche di sicurezza allo stato limite ultimo

- (1)P La sottostruttura deve essere verificata sotto le forze di inerzia direttamente applicate ad essa e le forze e i momenti ad essa trasmessi dal sistema di isolamento.
- (2)P Lo stato limite ultimo della sovrastruttura e della sottostruttura deve essere controllato utilizzando i valori di γ_M definiti nelle pertinenti sezioni del presente Eurocodice.
- (3)P Negli edifici, le verifiche di sicurezza riguardanti l'equilibrio e la resistenza nella sottostruttura e nella sovrastruttura devono essere eseguite in conformità al punto **4.4**. Non è necessario soddisfare il criterio della capacità e le condizioni di duttilità locale e globale.
- (4) Negli edifici, gli elementi strutturali della sottostruttura e della sovrastruttura possono essere progettati come non-dissipativi. Per gli edifici di calcestruzzo, acciaio o misti acciaio-calcestruzzo può essere adottata la classe di duttilità L e i punti **5.3**, **6.1.2(2)P**, **(3)** e **(4)** o il punto **7.1.2(2)P** e **(3)**, rispettivamente.
- (5) Negli edifici, la condizione di resistenza degli elementi strutturali della sovrastruttura può essere soddisfatta tenendo conto degli effetti dell'azione sismica divisi per un coefficiente di comportamento non maggiore di 1,5.
- (6)P Tenendo conto di possibili collassi per instabilità dei dispositivi e utilizzando i valori γ_M determinati a livello nazionale, la resistenza del sistema di isolamento deve essere valutata tenendo conto del coefficiente γ_x definito nel punto **10.3(2)P**.
- (7) Si raccomanda che a seconda del tipo di dispositivo considerato, la resistenza dei dispositivi di isolamento sia valutata allo stato limite ultimo in termini di uno o dell'altro dei seguenti:
- a) forze, tenendo conto delle forze verticali e orizzontali massime possibili nella situazione sismica di progetto, includendo gli effetti del ribaltamento;
 - b) spostamento orizzontale relativo totale tra le facce inferiore e superiore del dispositivo. Si raccomanda che lo spostamento orizzontale totale includa la distorsione dovuta all'azione sismica di progetto e gli effetti della viscosità, ritiro, temperatura e post tensione (se la sovrastruttura è precompressa).

APPENDICE A SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO DI SPOSTAMENTO (informativa)

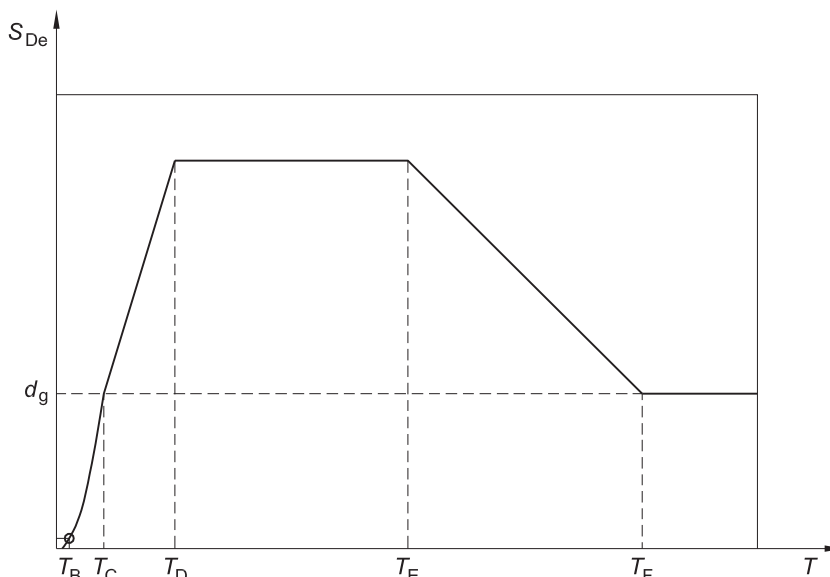
A.1

Per strutture con elevato periodo di vibrazione, l'azione sismica può essere rappresentata nella forma di uno spettro di risposta di spostamento, $S_{De}(T)$, come illustrato in figura A.1.

figura

A.1

Spettro di risposta elastico di spostamento



A.2

Fino al periodo di controllo T_E , le ordinate spettrali sono ottenute dalle espressioni (3.1)-(3.4) che trasformano $S_e(T)$ in $S_{De}(T)$ mediante l'espressione (3.7). Per periodi di vibrazione maggiori di T_E , le ordinate dello spettro di risposta elastico di spostamento sono ottenute dalle espressioni (A.1) e (A.2).

$$T_E \leq T \leq T_F: S_{De}(T) = 0,025 a_g \times S \times T_C \times T_D \left[2,5 \eta + \left(\frac{T - T_E}{T_F - T_E} \right) (1 - 2,5 \eta) \right] \quad (A.1)$$

$$T \geq T_F: S_{De}(T) = d_g \quad (A.2)$$

dove:

S , T_C , T_D sono fornite nei prospetti 3.2 e 3.3, η è fornito dall'espressione (3.6) e d_g è fornito dall'espressione (3.12). I periodi di controllo T_E e T_F sono presentati nel prospetto A.1.

prospetto

A.1

Periodi di controllo aggiuntivi per lo spettro di spostamento Tipo 1

Tipo di terreno	T_E (s)	T_F (s)
A	4,5	10,0
B	5,0	10,0
C	6,0	10,0
D	6,0	10,0
E	6,0	10,0

APPENDICE B DETERMINAZIONE DELLO SPOSTAMENTO OBIETTIVO PER UN'ANALISI NON-LINEARE STATICA (PUSHOVER)

B.1

Generalità

Lo spostamento obiettivo è determinato dallo spettro di risposta elastico (vedere punto 3.2.2.2).

La curva di capacità, che rappresenta la relazione tra la forza di taglio alla base e lo spostamento del nodo di controllo, è determinata in conformità al punto 4.3.3.4.2.3.

Si assume la seguente relazione tra forze laterali normalizzate \bar{F}_i e spostamenti normalizzati ϕ_i :

$$\bar{F}_i = m_i \phi_i \quad (\text{B.1})$$

dove:

m_i è la massa nel piano i -esimo.

Gli spostamenti sono normalizzati in modo tale che $\phi_n = 1$, dove n è il nodo di controllo (di solito, n denota il livello del tetto). Di conseguenza, $\bar{F}_n = m_n$.

B.2

Trasformazione in un sistema a un grado di libertà (SDOF) equivalente

La massa di un sistema SDOF equivalente m^* è determinata come:

$$m^* = \sum m_i \phi_i = \bar{F}_i \quad (\text{B.2})$$

e il coefficiente di trasformazione è dato da:

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \phi_i^2} = \frac{\sum \bar{F}_i}{\sum \left(\frac{\bar{F}_i^2}{m_i} \right)} \quad (\text{B.3})$$

La forza F^* e lo spostamento d^* di SDOF equivalente sono calcolati come:

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \quad (\text{B.4})$$

$$d^* = \frac{d_n}{\Gamma} \quad (\text{B.5})$$

dove:

F_b e d_n sono, rispettivamente, la forza di taglio alla base e lo spostamento del nodo di controllo del sistema a più gradi di libertà (MDOF).

B.3

Determinazione della relazione forza-spostamento idealizzata elastica-perfettamente plastica

La forza di snervamento F_y^* , che rappresenta anche la resistenza ultima del sistema idealizzato, è uguale alla forza di taglio alla base in corrispondenza della formazione del meccanismo plastico. La rigidezza iniziale del sistema idealizzato è determinata in modo tale che le aree sotto le curve forza - deformazione reale e idealizzata siano uguali (vedere figura B.1).

Basato su questa ipotesi, lo spostamento a snervamento del sistema SDOF d_y^* è dato da:

$$d_y^* = 2 \left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right) \quad (\text{B.6})$$

dove:

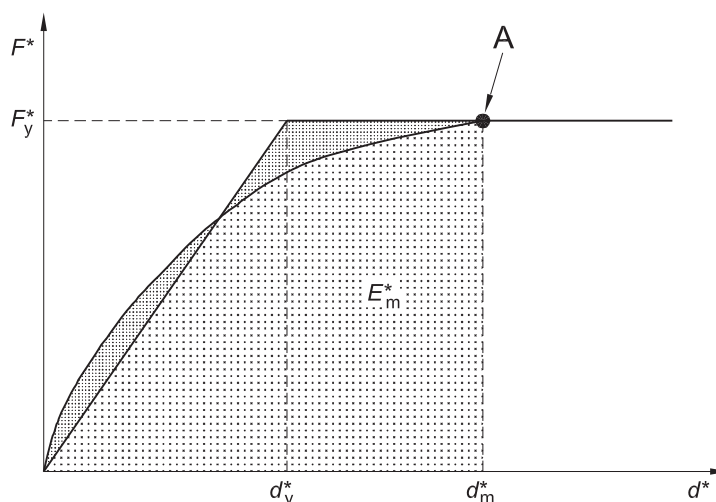
E_m^* è l'energia di deformazione reale fino alla formazione del meccanismo plastico.

figura B.1

Determinazione della relazione forza-deformazione idealizzata elastica-perfettamente plastica

Legenda

A Meccanismo plastico



B.4

Determinazione del periodo del sistema SDOF equivalente idealizzato

Il periodo T^* del sistema SDOF equivalente idealizzato è determinato da:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} \quad (\text{B.7})$$

B.5

Determinazione dello spostamento obiettivo per il sistema SDOF equivalente

Lo spostamento obiettivo della struttura con periodo T^* e comportamento elastico illimitato è dato da:

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2 \quad (\text{B.8})$$

dove:

$S_e(T^*)$ è lo spettro di risposta elastico di accelerazione al periodo T^* .

Per la determinazione dello spostamento obiettivo d_t^* per strutture nell'intervallo di breve-periodo e per strutture negli intervalli di medio e lungo periodo si raccomanda di utilizzare espressioni differenti, come indicato sotto. Il periodo d'angolo tra l'intervallo di breve e medio periodo è T_C (vedere figura 3.1 e prospetti 3.2 e 3.3).

a) $T^* < T_C$ (intervallo di breve periodo)

Se $F_y^*/m^* \geq S_e(T^*)$, la risposta è elastica e allora

$$d_t^* = d_{et}^* \quad (\text{B.9})$$

Se $F_y^*/m^* < S_e(T^*)$ la risposta è non-lineare e,

$$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} \left(1 + (q_u - 1) \frac{T_C}{T^*} \right) \geq d_{et}^* \quad (\text{B.10})$$

dove:

q_u è il rapporto tra l'accelerazione nella struttura con comportamento elastico illimitato $S_e(T^*)$ e nella struttura con resistenza limitata F_y^*/m^* .

$$q_u = \frac{S_e(T^*)m^*}{F_y^*} \quad (\text{B.11})$$

b) $T^* \geq T_C$ (intervallo di medio e lungo periodo)

$$d_t^* = d_{et}^* \quad (\text{B.12})$$

non è necessario che d_t^* ecceda $3d_{et}^*$.

La relazione tra le differenti quantità può essere visualizzata nelle figure B.2 a) e b). Le figure sono illustrate nel formato accelerazione - spostamento. Il periodo T^* è rappresentato dalla linea radiale dall'origine del sistema di coordinate al punto allo spettro di risposta elastico definito dalle coordinate $d^* = S_e(T^*)(T^*/2\pi)^2$ e $S_e(T^*)$.

Procedura iterativa (facoltativa)

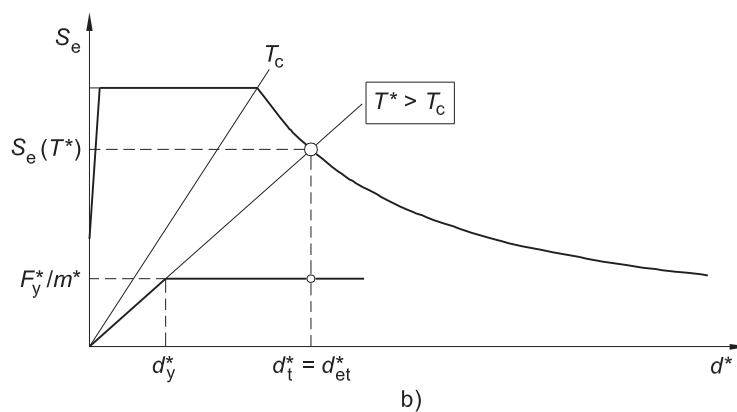
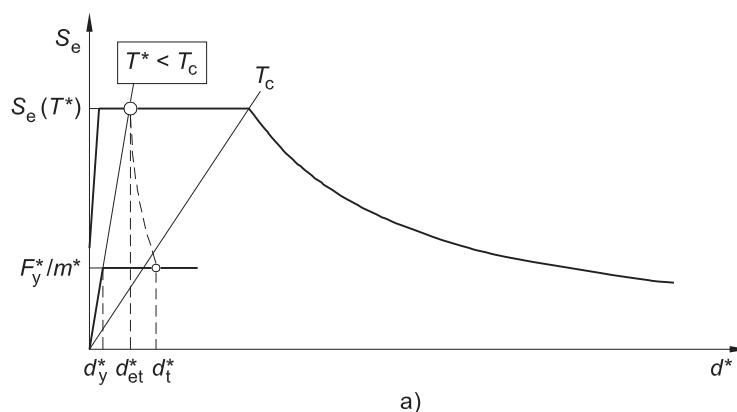
Se lo spostamento obiettivo d_t^* determinato nel quarto passo è molto differente dallo spostamento d_m^* (figura B.1) utilizzato per la determinazione della relazione forza - deformazione idealizzata elastica perfettamente plastica nel secondo passo, si può applicare una procedura iterativa, in cui i passi da 2 a 4 sono ripetuti utilizzando nel secondo passo d_t^* (e il corrispondente F_y^*) invece di d_m^* .

figura B.2

Determinazione dello spostamento obiettivo per il sistema SDOF equivalente

Legenda

- a) Intervallo di breve periodo
- b) Intervallo di medio e lungo periodo



B.6

Determinazione dello spostamento obiettivo per il sistema MDOF

Lo spostamento obiettivo del sistema MDOF è dato da:

$$d_t = \Gamma d_t^* \quad (\text{B.13})$$

Lo spostamento obiettivo corrisponde al nodo di controllo.

APPENDICE (normativa)	C	PROGETTAZIONE DELLA SOLETTA DI TRAVI COMPOSTE ACCIAIO-CALCESTRUZZO IN CORRISPONDENZA DI NODI TRAVE-COLONNA IN TELAI RESISTENTI A FLESSIONE
---------------------------------	----------	---

C.1	Generalità
------------	-------------------

- (1) La presente appendice si riferisce alla progettazione della soletta e della sua connessione al telaio di acciaio in telai resistenti a flessione in cui le travi sono travi a T composte comprendenti un profilo di acciaio e con una soletta.
- (2) L'appendice è stata sviluppata e validata sperimentalmente nel contesto di telai resistenti a flessione composti con connessioni rigide e cerniere plastiche che si formano nelle travi. Le espressioni nella presente appendice non sono state validate per casi con connessioni a parziale resistenza in cui le deformazioni sono più localizzate nei nodi.
- (3) Le cerniere plastiche alle estremità delle travi in un telaio resistente a flessione composto devono essere duttili. Secondo la presente appendice, due requisiti devono essere soddisfatti per garantire che sia ottenuta una elevata duttilità a flessione:
 - deve essere evitata l'instabilità prematura della parte di acciaio;
 - deve essere evitata la rottura prematura del calcestruzzo della soletta.
- (4) La prima condizione impone un limite superiore all'area della sezione trasversale A_s dell'armatura longitudinale nella sezione efficace della soletta. La seconda condizione impone un limite inferiore all'area della sezione trasversale A_T dell'armatura trasversale di fronte alla colonna.

C.2	Regole per evitare l'instabilità prematura del profilo in acciaio
------------	--

- (1) Si applica il punto 7.6.1(4).

C.3	Regole per evitare la rottura prematura del calcestruzzo
------------	---

C.3.1	Colonna esterna - Flessione della colonna nella direzione perpendicolare alla facciata; momento flettente negativo applicato alla trave: $M < 0$
--------------	---

C.3.1.1	Nessuna trave di bordo di acciaio; nessuno sbalzo di calcestruzzo [figura C.1(b)]
----------------	--

- (1) Quando non c'è nessuna trave di bordo di acciaio e nessuno sbalzo di calcestruzzo, si raccomanda che il momento resistente del nodo sia preso come il momento resistente plastico della sola trave di acciaio.

C.3.1.2	Nessuna trave di bordo di acciaio; sbalzo di calcestruzzo presente [figura C.1(c)]
----------------	---

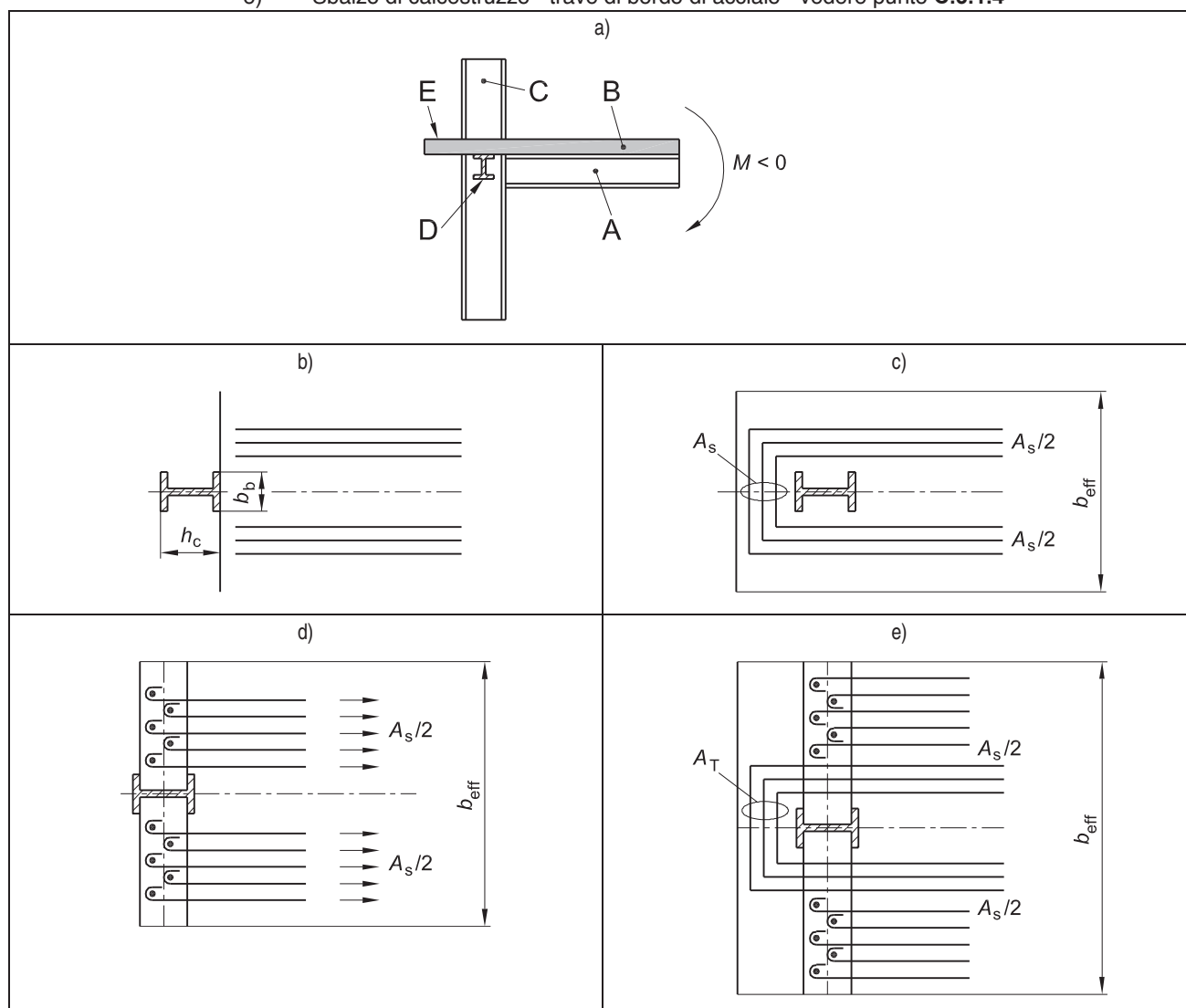
- (1) Quando c'è uno sbalzo di calcestruzzo ma nessuna trave di bordo di acciaio, si applica la EN 1994-1-1:2004 per il calcolo del momento resistente del nodo.

figura C.1

Configurazioni di nodi esterni composti trave-colonna sotto momento flettente negativo in una direzione perpendicolare alla facciata

Legenda

- A Trave principale
- B Soletta
- C Colonna esterna
- D Trave di bordo di acciaio
- E Sbalzo di calcestruzzo
- a) Prospetto
- b) Nessuno sbalzo di calcestruzzo - nessuna trave di bordo di acciaio - vedere punto C.3.1.1
- c) Sbalzo di calcestruzzo - nessuna trave di bordo di acciaio - vedere punto C.3.1.2
- d) Nessuno sbalzo di calcestruzzo - trave di bordo di acciaio - vedere punto C.3.1.3
- e) Sbalzo di calcestruzzo - trave di bordo di acciaio - vedere punto C.3.1.4



C.3.1.3

Trave di bordo di acciaio presente; soletta che si estende fino alla faccia esterna della colonna; nessuno sbalzo di calcestruzzo [vedere figura C.1(d)]

- (1) Quando c'è una trave di bordo di acciaio ma nessuno sbalzo di calcestruzzo, il momento resistente del nodo può includere il contributo delle armature della soletta a patto che i requisiti in (2) - (7) del presente punto siano soddisfatti.
- (2) Si raccomanda che le barre di armatura della soletta siano ancorate in maniera efficace ai connettori a taglio della trave di bordo di acciaio.
- (3) Si raccomanda che la trave di bordo di acciaio sia fissata alla colonna.

- (4)P L'area trasversale dell'armatura di acciaio A_s deve essere tale che lo snervamento dell'armatura di acciaio abbia luogo prima della rottura dei connettori e delle travi di bordo.
- (5)P L'area trasversale dell'armatura di acciaio A_s e i connettori devono essere disposti su una larghezza uguale alla larghezza efficace definita nel punto **7.6.3** e nel prospetto 7.5.II.
- (6) Si raccomanda che i connettori siano tali che:
- $$n \times P_{Rd} \geq 1,1 F_{Rds} \quad (C.1)$$
- dove:
- n è il numero dei connettori nella larghezza efficace;
- P_{Rd} è la resistenza di progetto di un connettore;
- F_{Rds} è la resistenza di progetto delle barre di armatura presenti nella larghezza efficace: $F_{Rds} = A_s \times f_{yd}$;
- f_{yd} è la resistenza a snervamento di progetto dell'armatura della soletta.
- (7) Si raccomanda che la trave di bordo di acciaio sia verificata a flessione, taglio e torsione sotto la forza orizzontale F_{Rds} applicata ai connettori.

C.3.1.4

Trave di bordo di acciaio e sbalzo di calcestruzzo presente [vedere figura C.1(e)]

- (1) Quando ci sono entrambi una trave di bordo di acciaio e uno sbalzo di calcestruzzo, il momento resistente del nodo può includere il contributo di: (a) la forza trasferita attraverso la trave di bordo di acciaio come descritto nel punto **C.3.1.3** (vedere **(2)** del presente punto) e (b) la forza trasferita attraverso il meccanismo descritto nella EN 1994-1-1:2004 (vedere **(3)** del presente punto).
- (2) La parte della capacità che è dovuta all'area trasversale delle barre di armatura ancorate alla trave di bordo di acciaio trasversale, può essere calcolata in conformità al punto **C.3.1.3**, a patto che i requisiti in **(2) - (7)** del punto **C.3.1.3** siano soddisfatti.
- (3) La parte della capacità che è dovuta all'area trasversale delle barre di armatura ancorate all'interno dello sbalzo di calcestruzzo può essere calcolata in conformità al punto **C.3.1.2**.

C.3.2

Colonna esterna - Flessione della colonna in direzione perpendicolare alla facciata; momento flettente positivo applicato alla trave: $M > 0$

C.3.2.1

Nessuna trave di bordo di acciaio; soletta che si estende fino alla faccia interna della colonna [vedere figure C.2(b-c)]

- (1) Quando la soletta di calcestruzzo è limitata alla faccia interna della colonna, il momento resistente del nodo può essere calcolato sulla base del trasferimento delle forze per diretta compressione (bearing) del calcestruzzo sulla flangia della colonna. Questa capacità può essere calcolata dalla forza di compressione calcolata in conformità a **(2)** del presente punto a patto che l'armatura di confinamento nella soletta soddisfi la **(4)** del presente punto.
- (2) Il massimo valore della forza trasmessa alla soletta può essere preso come:

$$F_{Rd1} = b_d d_{eff} f_{cd} \quad (C.2)$$

dove:

d_{eff} è l'altezza totale della soletta nel caso di solette solide o lo spessore della soletta sopra le scanalature della lamiera grecata per le solette composte;

b_d è la larghezza collaborante del calcestruzzo della soletta sulla colonna (vedere figura 7.7).

- (3) È necessario confinare il calcestruzzo vicino alla flangia della colonna. Si raccomanda che la sezione trasversale dell'armatura di confinamento soddisfi l'espressione seguente:

$$A_T \geq 0,25 d_{\text{eff}} b_d \frac{0,15l - b_b}{0,15l} \frac{f_{cd}}{f_{yd,T}} \quad (\text{C.3})$$

dove:

$f_{yd,T}$ è la resistenza a snervamento di progetto dell'armatura trasversale nella soletta.

Si raccomanda che l'area della sezione trasversale A_T di questa armatura sia uniformemente distribuita su una lunghezza della trave uguale a b_b . Si raccomanda che la distanza della prima barra di armatura dalla flangia della colonna non sia maggiore di 30 mm.

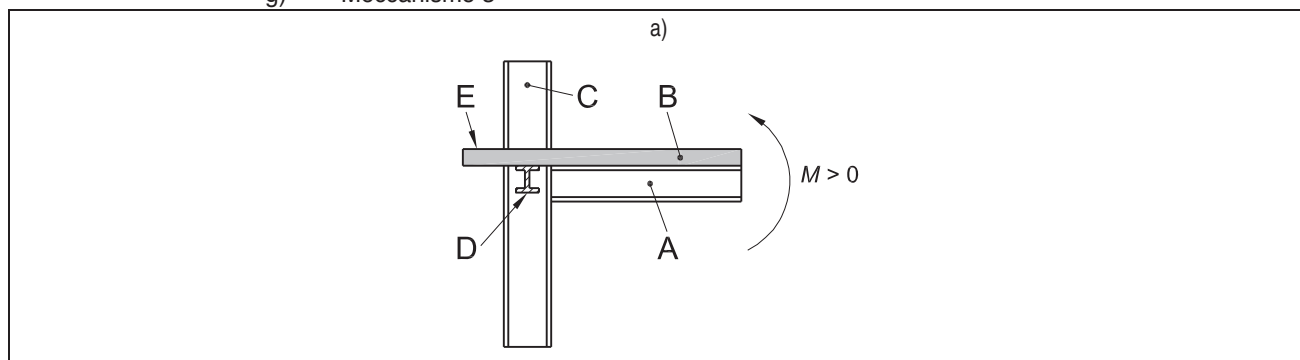
- (4) L'area della sezione trasversale A_T di acciaio definita in (3) può essere parzialmente o totalmente composta da barre di armatura disposte per altri scopi, per esempio per la resistenza a flessione della soletta.

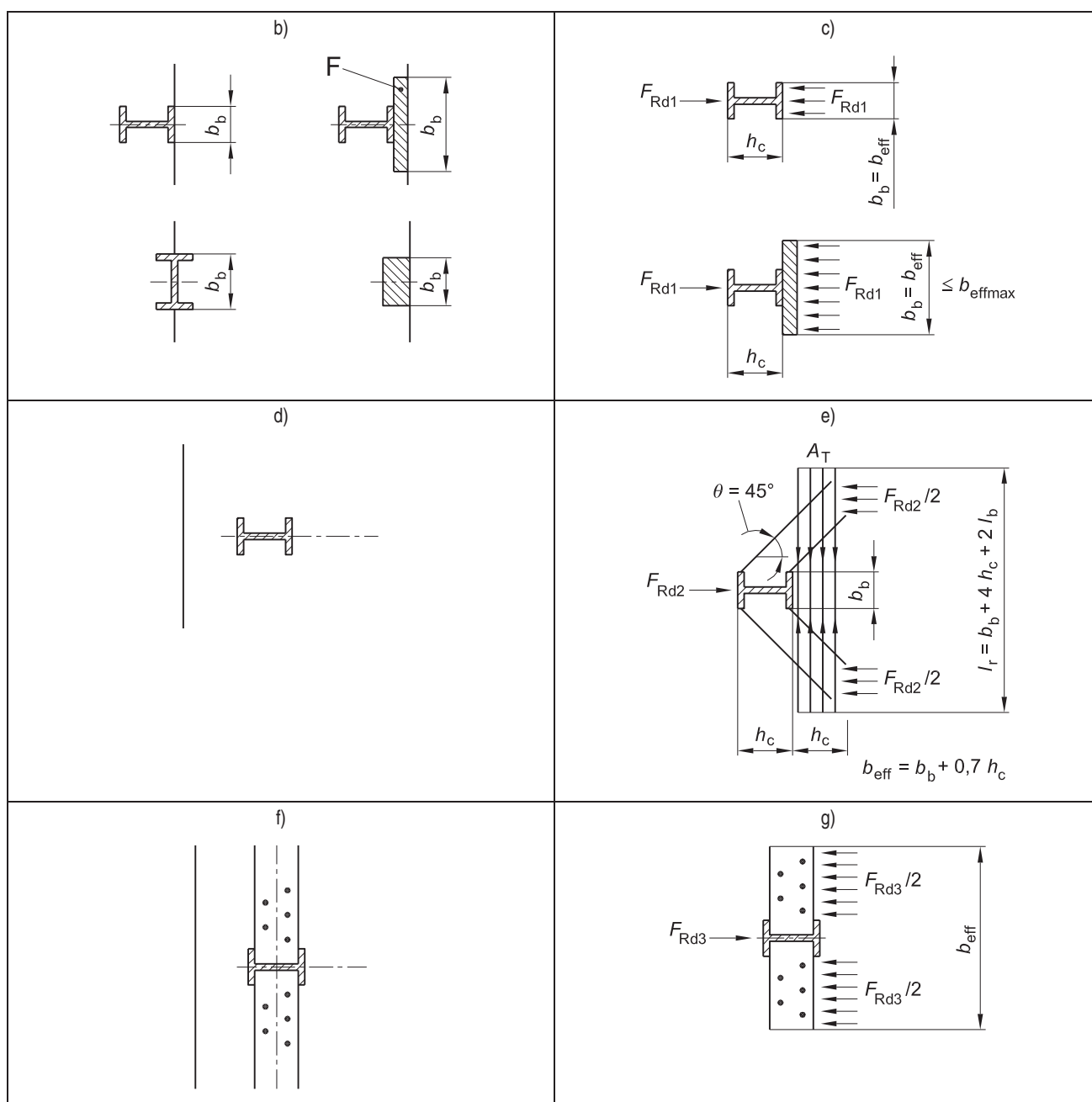
figura C.2

Configurazioni di nodi esterni composti trave-colonne soggette a momento flettente positivo in direzione perpendicolare alla facciata e possibile trasferimento delle forze della soletta

Legenda

- A Trave principale
- B Soletta
- C Colonna esterna
- D Trave di bordo di acciaio
- E Sbalzo di calcestruzzo
- F Dispositivo aggiuntivo fissato alla colonna per resistenza a compressione (bearing)
- a) Prospetto
- b) Nessuno sbalzo di calcestruzzo - nessuna trave di bordo di acciaio - vedere punto C.3.2.1
- c) Meccanismo 1
- d) Soletta che si estende fino alla faccia esterna della colonna o oltre come uno sbalzo di calcestruzzo - nessuna trave di bordo di acciaio - vedere punto C.3.2.2
- e) Meccanismo 2
- f) Soletta che si estende fino alla faccia esterna della colonna o oltre come uno sbalzo di calcestruzzo - trave di bordo di acciaio presente - vedere punto C.3.2.3
- g) Meccanismo 3





C.3.2.2

Nessuna trave di bordo di acciaio; soletta che si estende fino alla faccia esterna della colonna o oltre come uno sbalzo di calcestruzzo [vedere figura C.2(c-d-e)]

- (1) Quando non è presente nessuna trave di bordo di acciaio, il momento resistente del nodo può essere calcolato dalla forza di compressione sviluppata dalla combinazione dei seguenti due meccanismi:

meccanismo 1: compressione diretta sulla colonna. Il valore di progetto della forza che è trasferita per mezzo di questo meccanismo si raccomanda non superi il valore dato dalla seguente espressione:

$$F_{Rd1} = b_b d_{eff} f_{cd} \quad (C.4)$$

meccanismo 2: puntoni di calcestruzzo compresso inclinati rispetto ai lati della colonna. Se l'angolo di inclinazione è uguale a 45°, il valore di progetto della forza che è trasferita per mezzo di questo meccanismo si raccomanda non superi il valore dato dalla seguente espressione:

$$F_{Rd2} = 0,7h_c d_{eff} f_{cd} \quad (C.5)$$

dove:

h_c è l'altezza della sezione di acciaio della colonna.

- (2) Si raccomanda che l'area della sezione trasversale totale di acciaio del tirante teso A_T soddisfi la seguente espressione [vedere figura C.2.(e)]:

$$A_T \geq \frac{F_{Rd2}}{f_{yd,T}} \quad (C.6)$$

- (3) Si raccomanda che l'area di acciaio A_T sia distribuita su una lunghezza della trave uguale a h_c ed sia completamente ancorata. La lunghezza richiesta delle barre di armatura è $L = b_b + 4h_c + 2l_b$, dove l_b è la lunghezza di ancoraggio di queste barre in conformità alla EN 1992-1-1:2004.
- (4) Il momento resistente del nodo può essere calcolato dal valore di progetto della forza di compressione massima che può essere trasmessa:

$$F_{Rd1} + F_{Rd2} = b_{eff} d_{eff} f_{cd} \quad (C.7)$$

b_{eff} è la larghezza efficace della soletta in corrispondenza del nodo come dedotto dal punto 7.6.3 e nel prospetto 7.5.II. In questo caso $b_{eff} = 0,7h_c + b_b$.

C.3.2.3

Trave di bordo di acciaio presente; soletta che si estende fino alla faccia esterna della colonna o oltre come uno sbalzo di calcestruzzo [vedere figura C.2(c-e-f-g)]

- (1) Quando è presente una trave di bordo di acciaio, un terzo meccanismo di trasferimento della forza F_{Rd3} che include la trave di acciaio di facciata è attivato in compressione.

$$F_{Rd3} = n \times P_{Rd} \quad (C.8)$$

dove:

n è il numero dei connettori nella larghezza efficace calcolata dal punto 7.6.3 e prospetto 7.5.II;

P_{Rd} è la resistenza di progetto di un connettore.

- (2) Si applica il punto C.3.2.2.
- (3) Il valore di progetto della massima forza di compressione che può essere trasmessa è $b_{eff} d_{eff} f_{cd}$. Essa è trasmessa se è soddisfatta l'espressione seguente:

$$F_{Rd1} + F_{Rd2} + F_{Rd3} > b_{eff} d_{eff} f_{cd} \quad (C.9)$$

Il momento resistente plastico composto "pieno" è ottenuto scegliendo il numero n di connettori in modo da raggiungere una forza adeguata F_{Rd3} . La larghezza massima efficace corrisponde a b_{eff} definita nel punto 7.6.3 e prospetto 7.5.II. In questo caso, $b_{eff} = 0,15 l$.

C.3.3

Colonna interna

C.3.3.1

Nessuna trave trasversale presente [vedere figura C.3(b-c)]

- (1) Quando non è presente nessuna trave trasversale, il momento resistente del nodo può essere calcolato dalla forza di compressione sviluppata dalla combinazione dei seguenti due meccanismi:

meccanismo 1: compressione diretta sulla colonna. Il valore di progetto della forza che è trasferita per mezzo di questo meccanismo si raccomanda non ecceda il valore dato dall'espressione seguente:

$$F_{Rd1} = b_b d_{eff} f_{cd} \quad (C.10)$$

meccanismo 2: puntoni di calcestruzzo compresso inclinati a 45° rispetto ai lati della colonna. Il valore di progetto della forza che è trasferita per mezzo di questo meccanismo si raccomanda non ecceda il valore dato dall'espressione seguente:

$$F_{Rd2} = 0,7h_c d_{eff} f_{cd} \quad (C.11)$$

- (2) Si raccomanda che l'area della sezione trasversale del tirante teso A_T richiesta per lo sviluppo del meccanismo 2 soddisfi l'espressione seguente:

$$A_T \geq \frac{F_{Rd2}}{f_{yd,T}} \quad (C.12)$$

- (3) Si raccomanda che la stessa area della sezione trasversale A_T sia disposta su ogni lato della colonna per tenere conto dell'inversione dei momenti flettenti.
- (4) Il valore di progetto della forza di compressione sviluppata dalla combinazione dei due meccanismi è:

$$F_{Rd1} + F_{Rd2} = (0,7h_c + b_d) d_{eff} f_{cd} \quad (C.13)$$

- (5) L'effetto dell'azione totale sviluppato nella soletta e dovuto ai momenti flettenti su lati opposti della colonna e che deve essere trasferito alla colonna attraverso la combinazione dei meccanismi 1 e 2, è la somma della forza di trazione F_{st} nelle barre di armatura parallele alla trave al lato della colonna dove il momento è negativo e della forza di compressione F_{sc} nel calcestruzzo al lato della colonna dove il momento è positivo:

$$F_{st} + F_{sc} = A_s f_{yd} + b_{eff} d_{eff} f_{cd} \quad (C.14)$$

dove:

A_s è l'area della sezione trasversale delle barre all'interno della larghezza efficace nel caso di momento negativo b_{eff} specificata nel punto 7.6.3 e nel prospetto 7.5.II; e

b_{eff} è la larghezza efficace nel caso di momento positivo come specificato nel punto 7.6.3 e nel prospetto 7.5.II. In questo caso, $b_{eff} = 0,15 l$.

- (6) Per raggiungere lo snervamento nella flangia inferiore della sezione di acciaio senza rottura della soletta di calcestruzzo, si raccomanda che soddisfi la condizione seguente:

$$1,2(F_{sc} + F_{st}) \leq F_{Rd1} + F_{Rd2} \quad (C.15)$$

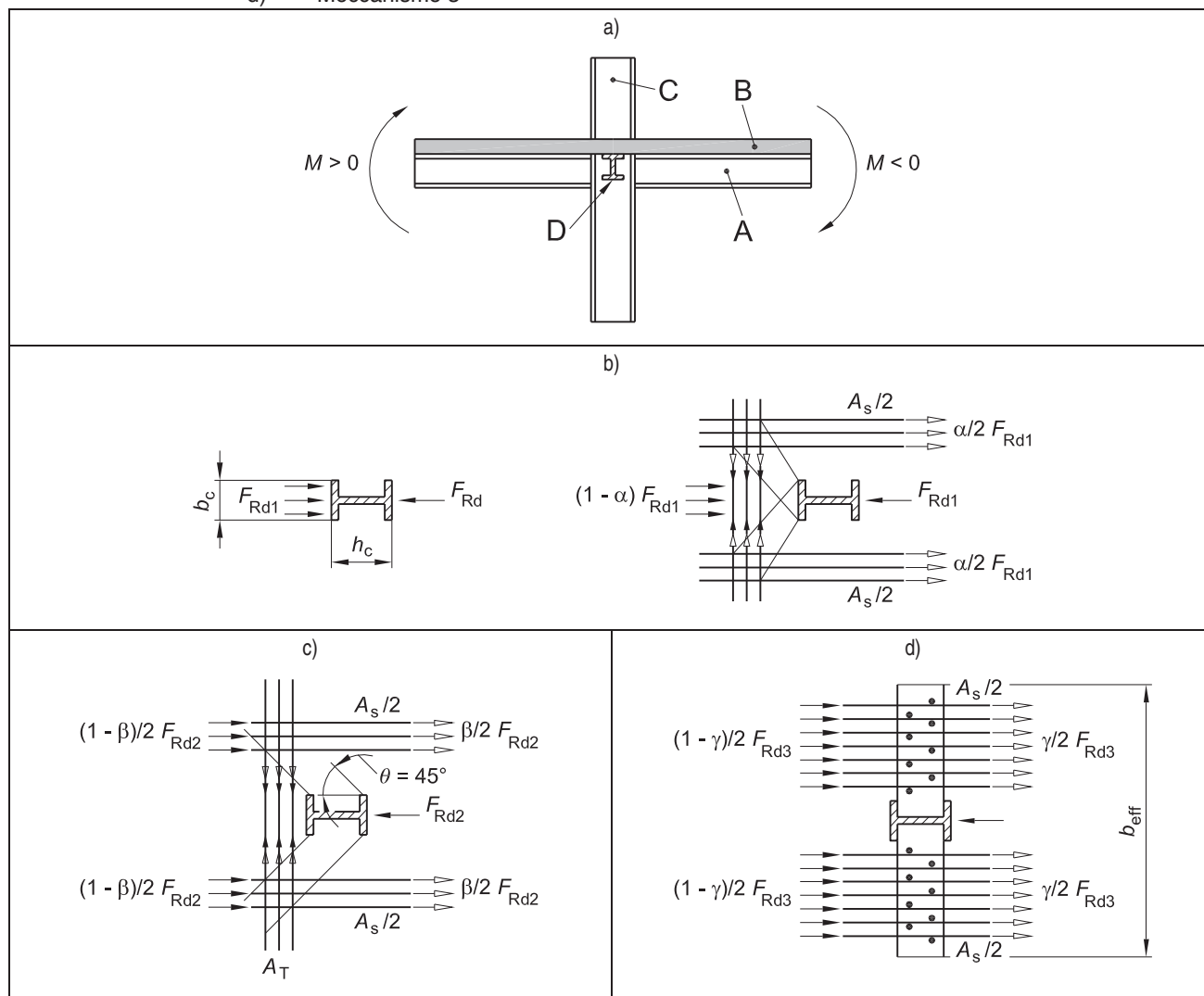
Se la condizione sopra non è soddisfatta, la capacità del nodo di trasferire forze dalla soletta alla colonna si raccomanda sia aumentata, sia per la presenza di una trave trasversale (vedere punto C.3.3.2), che aumentando la compressione diretta del calcestruzzo sulla colonna mediante dispositivi aggiuntivi (vedere punto C.3.2.1).

figura C.3

Possibile trasferimento delle forze della soletta in un nodo composto trave-colonna interno con e senza una trave trasversale, sotto un momento flettente positivo su un lato e un momento flettente negativo sull'altro lato

Legenda:

- A Trave principale
- B Soletta
- C Colonna interna
- D Trave trasversale
- a) Prospetto
- b) Meccanismo 1
- c) Meccanismo 2
- d) Meccanismo 3



C.3.3.2

Trave trasversale presente [vedere figura C.3(d)]

- (1) Quando è presente una trave trasversale, è attivato un terzo meccanismo di trasferimento della forza F_{Rd3} che include la trave trasversale di acciaio.

$$F_{Rd3} = n \times P_{Rd} \quad (C.16)$$

dove:

n è il numero di connettori nella larghezza efficace calcolata utilizzando il punto 7.6.3 e il prospetto 7.5.II.

P_{Rd} è la resistenza di progetto di un connettore;

- (2) Si applica il punto **C.3.3.1(2)** per il tirante-teso.
- (3) Il valore di progetto della forza di compressione sviluppato dalla combinazione dei tre meccanismi è:

$$F_{Rd1} + F_{Rd2} + F_{Rd3} = (0,7h_c + b_b)d_{eff}f_{cd} + n \times P_{Rd} \quad (C.17)$$

dove:

- n è il numero dei connettori in b_{eff} per momento negativo o per momento positivo come definito nel punto **7.6.3** e nel prospetto 7.5.II, il maggiore tra le due travi che convergono nella colonna.
- (4) Si applica il punto **C.3.3.1(5)** per il calcolo dell'effetto dell'azione totale, $F_{st} + F_{sc}$, sviluppato nella soletta dovuto ai momenti flettenti positivi sui lati opposti della colonna.
- (5) Per raggiungere lo snervamento nella flangia inferiore della sezione di acciaio senza rottura del calcestruzzo della soletta, si raccomanda di soddisfare la condizione seguente:

$$1,2(F_{sc} + F_{st}) \leq F_{Rd1} + F_{Rd2} + F_{Rd3} \quad (C.18)$$

