

NORMA
EUROPEA

Eurocodice 8
Progettazione delle strutture per la resistenza sismica
Parte 3: Valutazione e adeguamento degli edifici

UNI EN 1998-3

AGOSTO 2005

Eurocode 8
Design of structures for earthquake resistance
Part 3: Assessment and retrofitting of buildings

Versione italiana
del dicembre 2008

Corretta il
14 ottobre 2010

La norma tratta gli aspetti relativi alla riparazione e al rafforzamento degli edifici e dei monumenti (per quanto applicabili agli stessi) considerando i materiali usualmente impiegati per realizzare le strutture (calcestruzzo, acciaio, muratura, legno), con l'obiettivo di fornire criteri per la valutazione del comportamento sismico di singole strutture esistenti, descrivere l'approccio da seguire per scegliere gli interventi correttivi necessari, nonché dare criteri per il progetto di interventi di riparazione/consolidamento (ideazione, analisi strutturale includendo le misure intervento, dimensionamento finale degli elementi strutturali e loro collegamento a quelli esistenti).

TESTO ITALIANO

La presente norma è la versione ufficiale in lingua italiana della norma europea EN 1998-3 (edizione giugno 2005) e tiene conto dell'errata corrige di marzo 2010 (AC:2010).

La presente norma sostituisce la UNI ENV 1998-1-4:1999.

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



UNI EN 1998-3:2005

Pagina I

PREMESSA NAZIONALE

La presente norma costituisce il recepimento, in lingua italiana, della norma europea EN 1998-3 (edizione giugno 2005 + errata corrige AC:2010), 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 agosto 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 1998-3

June 2005

ICS 91.120.25

Supersedes
ENV 1998-1-4:1996

English version

Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 3: Assessment and retrofitting of buildings

Eurocode 8: Calcul des structures pour leur résistance aux séismes - Partie 3: Evaluation et renforcement des bâtiments

Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 3: Beurteilung und Ertüchtigung von Gebäuden

This European Standard was approved by CEN on 15 March 2005.

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

© 2005 CEN

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

Ref. No. EN 1998-3:2005: E

INDICE

	PREMESSA	1
1	GENERALITÀ	4
1.1	Scopo e campo di applicazione	4
1.2	Riferimenti normativi	5
1.2.1	Norme generali di riferimento	5
1.3	Ipotesi	5
1.4	Distinzione tra principi e regole di applicazione	5
1.5	Definizioni	6
1.6	Simboli	6
1.6.1	Generalità	6
1.6.2	Simboli usati nell'appendice A	6
1.6.3	Simboli usati nell'appendice B	7
1.7	Unità di misura del Sistema Internazionale	8
2	REQUISITI DI PRESTAZIONE E CRITERI DI CONFORMITÀ	8
2.1	Requisiti fondamentali	8
2.2	Criteri di conformità	9
2.2.1	Generalità	9
2.2.2	Stato Limite di Collasso (NC)	10
2.2.3	Stato Limite di Danno Significativo (SD)	10
2.2.4	Stato Limite di Danno Limitato (DL)	10
3	INFORMAZIONI PER LA VALUTAZIONE STRUTTURALE	11
3.1	Informazioni generali e storia	11
3.2	Dati richiesti in ingresso	11
3.3	Livelli di conoscenza	11
3.3.1	Definizione dei livelli di conoscenza	11
prospetto 3.1	Livelli di conoscenza e corrispondenti metodi di analisi (LF: procedura con forze laterali, MRS: analisi modale con spettro di risposta) e coefficienti di confidenza (CF)	12
3.3.2	KL1: Conoscenza limitata	12
3.3.3	KL2: Conoscenza adeguata	13
3.3.4	KL3: Conoscenza accurata	13
3.4	Identificazione del livello di conoscenza	14
3.4.1	Geometria	14
3.4.2	Dettagli costruttivi	14
3.4.3	Materiali	15
3.4.4	Definizione dei livelli di ispezione e delle prove	15
prospetto 3.2	Requisiti minimi raccomandati per i differenti livelli di ispezioni e di prove	15
3.5	Coefficienti di confidenza	15
4	VALUTAZIONE	16
4.1	Generalità	16
4.2	Azione sismica e combinazione di carico sismico	16
4.3	Modellazione strutturale	16
4.4	Metodi di analisi	17
4.4.1	Generalità	17
4.4.2	Analisi con forze laterali	17
4.4.3	Analisi multi-modale con spettro di risposta	18
4.4.4	Analisi statica non lineare	18
4.4.5	Analisi non lineare nel dominio del tempo	18
4.4.6	Approccio con il fattore q	19

4.4.7		Combinazione delle componenti dell'azione sismica	19
4.4.8		Misure aggiuntive per strutture con tamponamenti in muratura	19
4.4.9		Coefficienti di combinazione per azioni variabili	19
4.4.10		Classi di importanza e coefficienti di importanza	19
4.5		Ispezioni di sicurezza	19
4.5.1		Metodi di analisi lineari (analisi con forze laterali o modale con spettro di risposta)	19
4.5.2		Metodi di analisi non lineari (statica o dinamica)	20
4.5.3		Approccio con il fattore q	20
4.6		Riassunto dei criteri di analisi e di verifica della sicurezza	20
	prospetto 4.3	Valori delle proprietà dei materiali e criteri di analisi e di verifica della sicurezza	20
5		DECISIONI PER L'INTERVENTO STRUTTURALE	21
5.1		Criteri per un intervento strutturale	21
5.1.1		Introduzione	21
5.1.2		Criteri tecnici	21
5.1.3		Tipo di intervento	21
5.1.4		Elementi non strutturali	22
5.1.5		Giustificazioni relative al tipo di intervento scelto	22
6		PROGETTO DELL'INTERVENTO STRUTTURALE	22
6.1		Procedura per il progetto di adeguamento	22
APPENDICE A (informativa)		STRUTTURE IN CALCESTRUZZO ARMATO	24
	figura A.1	Area effettivamente confinata in una sezione avvolta con FRP	38
APPENDICE B (informativa)		STRUTTURE DI ACCIAIO E COMPOSTE	40
	prospetto B.1	Capacità di rotazione plastica all'estremità di travi o colonne con carico assiale dimensionale v non maggiore di 0,30	45
	prospetto B.2	Capacità di deformazione assiale di controventi in compressione (tranne i controventi di telai con controventi eccentrici)	45
	prospetto B.3	Capacità di deformazione assiale dei controventi in trazione (tranne i controventi di telai con controventi eccentrici)	45
	prospetto B.4	Capacità di deformazione assiale di travi o colonne in trazione (tranne i controventi di telai con controventi eccentrici)	45
	prospetto B.5	Capacità di rotazione richiesta delle sezioni ridotte di travi, RBS (in radianti)	47
	figura B.1	Geometria della riduzione della flangia per la sezione ridotta della trave (RBS)	47
	figura B.2	Tipico sotto-sistema di telaio con sezioni ridotte di trave (RBS)	48
	prospetto B.6	Requisiti sulle connessioni adeguate e capacità di rotazione conseguenti	54
APPENDICE C (informativa)		EDIFICI DI MURATURA	61

PREMESSA

La presente norma europea EN 1998-3, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 3: Assessment and retrofitting of buildings, è stata elaborata dal Comitato Tecnico CEN/TC 250 "Eurocodici strutturali", la cui segreteria è affidata al BSI.

Il CEN/TC 250 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 dicembre 2005, e le norme nazionali in contrasto devono essere ritirate entro marzo 2010.

Il presente documento sostituisce la ENV 1998-1-4:1996.

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.

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.

Essa può anche contenere:

- decisioni riguardanti l'applicazione delle appendici informative;
- 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 EFTA) 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 1998-3

Sebbene la valutazione e l'adeguamento di strutture esistenti per azioni di tipo non sismico non siano ancora coperte dai rispettivi Eurocodici relativi ai diversi materiali, la presente parte dell'Eurocodice 8 è stata sviluppata in maniera specifica in virtù delle seguenti osservazioni:

- per molte strutture meno recenti, la resistenza sismica non è stata originariamente considerata durante la costruzione, mentre le azioni di tipo non sismico sono state considerate, almeno per mezzo di regole di costruzione tradizionali;
- le valutazioni di pericolosità sismica svolte in conformità alle conoscenze attuali possono indicare la necessità di operazioni di adeguamento;
- il danno causato dagli eventi sismici può portare alla necessità di intervenire con riparazioni significative.

Inoltre, poiché nella filosofia dell'Eurocodice 8 il progetto sismico di strutture nuove è basato sul verificarsi di un certo grado di danneggiamento strutturale accettabile nel caso di evento sismico di progetto, i criteri pertinenti alla valutazione sismica (di strutture progettate in conformità all'Eurocodice 8 e successivamente danneggiate) costituiscono parte integrante dell'intero processo volto a garantire la sicurezza strutturale nei confronti dell'azione di tipo sismico.

Nelle situazioni di adeguamento sismico, le verifiche qualitative per l'identificazione e l'eliminazione dei principali difetti strutturali possono risultare molto importanti e non dovrebbero essere scoraggiate dall'approccio analitico quantitativo proprio della presente parte dell'Eurocodice 8. La preparazione di documenti di natura più qualitativa è lasciata all'iniziativa delle autorità nazionali.

La presente norma è rivolta soltanto agli aspetti strutturali della valutazione e dell'adeguamento sismico, che possono costituire soltanto una componente di una più ampia strategia volta alla riduzione del rischio sismico. La presente norma si applica qualora la necessità di valutare un particolare edificio sia stata stabilita. Le condizioni per cui la valutazione sismica di singoli edifici - che possibilmente porti ad un adeguamento - possa essere richiesta vanno oltre lo scopo e campo di applicazione della presente norma.

I programmi nazionali per la mitigazione del rischio sismico mediante la valutazione e l'adeguamento sismico possono differenziarsi tra valutazione sismica "attiva" e "passiva" e programmi di adeguamento. I programmi "attivi" possono richiedere ai proprietari di certe categorie di edifici di soddisfare scadenze specifiche per il completamento della valutazione sismica e - a seconda del risultato - dell'adeguamento. Le categorie di edifici selezionati per essere adeguati possono dipendere dalla sismicità e dalle condizioni del terreno, dalla classe di importanza e dalla densità di abitanti e dalla vulnerabilità prevista dell'edificio (come influenzata dal tipo di materiale e di costruzione, numero di piani, età dell'edificio rispetto all'applicazione di aggiornamenti di norme precedenti, ecc.). I programmi "passivi" associano la valutazione sismica - che porta possibilmente ad un

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

adeguamento - ad altri eventi o attività legate all'uso dell'edificio e alla sua continuità, quali un cambio nell'uso che aumenta l'occupazione o la classe di importanza, la rimodellazione oltre certi limiti (come una percentuale dell'area dell'edificio o del valore totale dell'edificio), la riparazione del danno dopo un evento sismico, ecc. La scelta degli stati limite da verificare, come i periodi di ritorno dell'azione sismica prescritti ai vari stati limite, possono dipendere dal programma adottato per la valutazione e l'adeguamento. I requisiti principali possono essere meno conservativi nei programmi "attivi" rispetto a quelli "passivi"; per esempio, nei programmi "passivi" condotti con una rimodellazione, le principali richieste possono diminuire in funzione dell'entità e del costo del lavoro di modellazione intrapreso.

Nei casi di bassa sismicità [vedere EN 1998-1, **3.2.1.(4)**], la presente norma può essere adattata alle condizioni locali per mezzo delle relative appendici nazionali.

Appendice nazionale per la EN 1998-3

La presente norma fornisce procedure alternative, valori e raccomandazioni per classi con note che indicano dove possono essere fatte scelte a livello nazionale. Perciò la norma nazionale che implementa la EN 1998-3:2005 dovrebbe avere un'appendice nazionale che contenga tutti i parametri determinati a livello nazionale da impiegare nel progetto di edifici e di opere di ingegneria civile costruite nelle rispettive nazioni.

Una scelta a livello nazionale è permessa nella EN 1998-3:2005 attraverso i punti:

Riferimento	Argomento
1.1(4)	Appendici informative A, B e C
2.1(2)P	Numero di stati limite da considerare
2.1(3)P	Periodo di ritorno delle azioni sismiche sotto le quali si raccomanda che non siano superati gli stati limite
2.2.1(7)P	Coefficienti parziali per i materiali
3.3.1(4)	Coefficienti di confidenza
3.4.4(1)	Livelli di ispezione e di prova
4.4.2(1)P	Valore massimo del rapporto ρ_{\max}/ρ_{\min}
4.4.4.5(2)	Informazioni complementari, non contraddittorie sulle procedure di analisi statica non-lineare che possono cogliere gli effetti dei modi più alti
A.4.4.4.2(5)	Coefficiente parziale γ_{fd} alla delaminazione per FRP
A.4.4.4.2(9)	Coefficiente parziale γ_{fd} del FRP

1

GENERALITÀ

1.1

Scopo e campo di applicazione

- (1) Lo scopo e campo di applicazione dell'Eurocodice 8 è definito nella EN 1998-1:2004, punto **1.1.1** e lo scopo e campo di applicazione della presente norma è definito nei punti **(2)**, **(4)** e **(5)**. Parti aggiuntive dell'Eurocodice 8 sono indicate nella EN 1998-1:2004, nel punto **1.1.3**.
- (2) Lo scopo e campo di applicazione della EN 1998-3 è il seguente:
 - fornire i criteri per la valutazione del comportamento sismico di singole strutture esistenti;
 - descrivere l'approccio da seguire per scegliere gli interventi correttivi necessari;
 - dare criteri per il progetto delle misure di adeguamento (cioè: l'ideazione, l'analisi strutturale includendo le misure di intervento, il dimensionamento finale degli elementi strutturali ed il loro collegamento a quelli esistenti).

Nota Ai fini della presente norma, l'adeguamento comprende sia il rinforzo di strutture non danneggiate sia la riparazione di strutture danneggiate dall'evento sismico.

- (3) Quando si progetta un intervento strutturale per fornire un'adeguata resistenza alle azioni sismiche, si raccomanda di effettuare verifiche strutturali anche tenendo in considerazione combinazioni di carico non sismiche.
- (4) Considerando i requisiti fondamentali della EN 1998-1:2004, la presente norma comprende la valutazione sismica e l'adeguamento di edifici costruiti usando i più comuni materiali strutturali: calcestruzzo, acciaio e murature.

Nota Le appendici informative A, B e C contengono informazioni aggiuntive riguardanti la valutazione di edifici rispettivamente in calcestruzzo armato, acciaio, compositi e in muratura, e il loro miglioramento quando necessario.

- (5) Sebbene le disposizioni contenute nella presente norma siano applicabili a tutte le categorie di edifici, la valutazione sismica e l'adeguamento di monumenti ed edifici storici necessita spesso di differenti tipi di disposizioni e di approcci, a seconda della natura dei monumenti.
- (6) Poiché le strutture esistenti:
 - (i) riflettono lo stato delle conoscenze del periodo della loro costruzione,
 - (ii) potrebbero contenere errori grossolani nascosti,
 - (iii) possono essere state sottoposte in precedenza ad eventi sismici o ad altri eventi accidentali dei quali non si conoscono gli effetti,la valutazione strutturale e l'eventuale intervento strutturale sono generalmente soggetti ad un differente grado di incertezza (livello di conoscenza) rispetto al progetto di strutture nuove.

Diversi tipi di materiale e coefficienti di sicurezza strutturale sono dunque richiesti, insieme a diverse procedure di analisi, a seconda della complessità e dell'attendibilità delle informazioni disponibili.

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 generali di riferimento

EN 1990	Eurocode - Basis of structural design
EN 1998-1	Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings

1.3

Ipotesi

- (1) Si fa riferimento alla EN 1998-1:2004, punto 1.3.
- (2) Le disposizioni della presente norma suppongono che la raccolta dei dati e i test siano provati dall'esperienza personale e che l'ingegnere responsabile della valutazione, del possibile progetto di adeguamento e dell'esecuzione dei lavori abbia un'appropriata esperienza relativa al tipo di strutture che devono essere rinforzate o riparate.
- (3) Si raccomanda di documentare e catalogare le procedure di ispezione, le liste di controlli e altre procedure di raccolta dei dati, si raccomanda di farvi riferimento nei documenti di progetto.

1.4

Distinzione tra principi e regole di applicazione

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

1.5 Definizioni

(1) Si fa riferimento alla EN 1998-1:2004, punto 1.5.

1.6 Simboli

1.6.1 Generalità

(1) Si fa riferimento alla EN 1998-1:2004, punto 1.6.

(2) Ulteriori simboli usati nella presente norma sono definiti nel testo ogni volta che vengono incontrati.

1.6.2 Simboli usati nell'appendice A

b	larghezza delle strisce di acciaio nell'incamiciatura in acciaio
b_o e h_o	dimensione del nucleo di calcestruzzo confinato misurato facendo riferimento alle linee baricentriche delle staffe
b_i	distanza tra le barre longitudinali misurata dal baricentro
c	copriferro dell'armatura
d	altezza utile della sezione (altezza misurata rispetto all'armatura tesa)
d'	altezza misurata rispetto all'armatura compressa
d_{bL}	diametro dell'armatura tesa
f_c	resistenza a compressione del calcestruzzo (MPa)
f_{cc}	resistenza del calcestruzzo confinato
f_{cd}	valore di progetto della resistenza del calcestruzzo
f_{ctm}	resistenza a trazione media del calcestruzzo
$f_{fdd,e}$	valore di progetto della resistenza effettiva alla delaminazione del rinforzo in FRP (materiale fibrorinforzato con matrice polimerica)
$f_{fu,w}(R)$	resistenza ultima della banda di FRP avvolta intorno ad un angolo di raggio R , espressione (A.25)
f_y	valor medio stimato della resistenza a snervamento dell'acciaio
f_{yd}	valore di progetto della resistenza a snervamento dell'armatura (longitudinale)
f_{yjd}	valore di progetto della resistenza a snervamento dell'incamiciatura in acciaio
f_{yw}	sforzo a snervamento dell'armatura trasversale o di confinamento
h	altezza della sezione trasversale
$k_b = \sqrt{1,5 \times (2 - w_f/s_f)/(1 + w_f/100 \text{ mm})}$	coefficiente di copertura di banda/striscia in FRP (materiale fibrorinforzato con matrice polimerica)
n	numero di barre giuntate lungo il perimetro p
p	perimetro nella sezione della colonna misurato considerando la parte interna delle barre longitudinali
s	distanza tra le staffe misurata dal baricentro
s_f	interasse tra la striscia di FRP (materiale fibrorinforzato con matrice polimerica) misurato dal baricentro (= w_f per bande di FRP)
t_f	spessore della banda di FRP (materiale fibrorinforzato con matrice polimerica)
t_j	spessore dell'incamiciatura in acciaio
x	altezza della zona compressa
w_f	larghezza della banda/striscia di FRP (materiale fibrorinforzato con matrice polimerica)
z	lunghezza del braccio della coppia interna

A_c	area della sezione trasversale della colonna
A_f	$= t_f \times w_f \times \sin\beta$: area della sezione trasversale proiettata orizzontalmente della banda/striscia di FRP (materiale fibrorinforzato con matrice polimerica) con spessore t_f , larghezza w_f e angolo β
A_s	area della sezione trasversale dell'armatura longitudinale di acciaio
A_{sw}	area della sezione trasversale della staffa
E_f	modulo del rinforzo in FRP (materiale fibrorinforzato con matrice polimerica)
$L_V = M/V$	luce di taglio all'estremità della membratura
N	forza assiale (positiva per compressione)
$V_{R,c}$	resistenza a taglio della membratura senza armatura d'anima
$V_{R,max}$	resistenza a taglio come determinata per schiacciamento del puntone diagonale compresso
V_w	contributo dell'armatura trasversale alla resistenza a taglio
α	coefficiente di efficacia del confinamento
γ_{el}	coefficiente, maggiore di 1,0 per elementi sismici primari e uguale a 1,0 per quelli secondari
γ_{fd}	coefficiente parziale alla delaminazione per FRP (materiale fibrorinforzato con matrice polimerica)
δ	angolo tra la diagonale e l'asse di una colonna
ε_{cu}	deformazione ultima del calcestruzzo
ε_{ju}	deformazione ultima dell'FRP (materiale fibrorinforzato con matrice polimerica)
$\varepsilon_{su,w}$	deformazione ultima dell'armatura di confinamento
θ	angolo di inclinazione del puntone nel progetto a taglio
θ_y	rotazione a snervamento rispetto alla corda della membratura in calcestruzzo
θ_u	rotazione ultima rispetto alla corda della membratura in calcestruzzo
ν	$= N/bhf_c$ (b larghezza della zona compressa)
ρ_d	rapporto di acciaio dell'armatura diagonale
ρ_f	rapporto volumetrico dell'FRP (materiale fibrorinforzato con matrice polimerica)
ρ_s	rapporto geometrico di acciaio
ρ_{sx}	$= A_{sx}/b_w s_h$ = rapporto di acciaio trasversale parallelo alla direzione x di carico (s_h = distanza delle staffe)
ρ_{tot}	rapporto di armatura longitudinale totale
ρ_{sw}	rapporto volumetrico dell'armatura di confinamento
ρ_w	rapporto dell'armatura trasversale
φ_u	curvatura ultima all'estremità della sezione
φ_y	curvatura a snervamento all'estremità della sezione
ω, ω'	rapporto meccanico di armatura tesa e compressa

1.6.3

Simboli usati nell'appendice B

b_{cp}	larghezza della piastra di rinforzo
b_f	larghezza della flangia
d_c	altezza della colonna
d_z	altezza della zona pannello tra le piastre di continuità
e	distanza tra la cerniera plastica e la faccia della colonna
f_c	resistenza a compressione del calcestruzzo

f_{ct}	resistenza a trazione del calcestruzzo
f_{uw}	resistenza a trazione delle saldature
f_{ywh}	resistenza a snervamento dell'armatura trasversale
$f_{y,pl}$	resistenza nominale a snervamento di ciascuna flangia
l_{cp}	lunghezza della piastra di rinforzo
t_{cp}	spessore della piastra di rinforzo
t_f	spessore
t_{hw}	spessore dell'anima
w_z	larghezza della zona pannello tra le flange della colonna
A_g	area lorda della sezione
A_{hf}	area della flangia della costola di rinforzo
A_{pl}	area di ciascuna flangia
B_s	larghezza della membratura di controvento a barra piatta in acciaio
B	larghezza della sezione composta
E	modulo di Young della trave
E_B	modulo elastico del pannello in calcestruzzo armato
F_t	taglio sismico alla base
H	altezza del telaio
H_c	altezza di piano del telaio
K_{φ}	rigidezza rotazionale della connessione
I	momento d'inerzia
L	luce della trave
$M_{pb,Rd}$	momento plastico della trave
N_d	forza assiale di progetto
N_y	resistenza a snervamento del controvento in acciaio
S_x	modulo elastico (maggiore) della trave
T_C	spessore del pannello
$V_{pl,Rd,b}$	forza di taglio nella cerniera plastica della trave
Z_b	modulo plastico della trave
Z_e	modulo plastico efficace della sezione in corrispondenza della cerniera plastica
ρ_w	rapporto di armatura trasversale

1.7 Unità di misura del Sistema Internazionale

(1) Si fa riferimento alla EN 1998-1:2004, punto 1.7.

2 REQUISITI DI PRESTAZIONE E CRITERI DI CONFORMITÀ

2.1 Requisiti fondamentali

(1)P I requisiti fondamentali si riferiscono allo stato di danno della struttura, qui definito attraverso tre stati limite (LS), cioè collasso incipiente (NC), danno significativo (SD), e danno limitato (DL). Questi stati limite devono essere caratterizzati come segue:

LS di collasso incipiente (NC). La struttura è fortemente danneggiata, con caratteristiche ridotte di resistenza e rigidezza laterali residue, sebbene gli elementi verticali siano ancora in grado di sostenere i carichi verticali. La maggior parte dei componenti non strutturali sono distrutti. Sono presenti grandi spostamenti di interpiano permanenti. La struttura è vicina al collasso e probabilmente non potrebbe resistere ad un altro evento sismico, anche di modesta intensità.

LS di danno significativo (SD). La struttura è danneggiata in maniera significativa, con ancora qualche caratteristica di resistenza e rigidezza laterali residue, e gli elementi verticali sono in grado di sostenere i carichi verticali. Gli elementi non strutturali sono danneggiati, ma senza espulsione di tramezzi e tamponature. Sono presenti modesti spostamenti di interpiano permanenti. La struttura può sostenere ulteriori scosse sismiche di modesta intensità. In genere non risulta economicamente conveniente la riparazione della struttura.

LS di danno limitato (DL). La struttura è solo lievemente danneggiata, con elementi strutturali senza significative escursioni in campo plastico e con caratteristiche di resistenza e di rigidezza non compromesse. Gli elementi non strutturali, come i tramezzi e le tamponature, possono presentare fessurazioni diffuse, ma il danno può essere riparato con modesto impegno economico. Gli spostamenti di interpiano permanenti sono trascurabili. La struttura non necessita di riparazioni.

Nota La definizione di stato limite di collasso fornita nella presente parte 3 dell'Eurocodice 8 è più vicina al collasso reale dell'edificio di quella fornita nella EN 1998-1:2004 e corrisponde al massimo sfruttamento della capacità di deformazione degli elementi strutturali. Lo stato limite associato al requisito di "non collasso" della EN 1998-1:2004 è pressappoco equivalente a quello che viene definito qui come stato limite di danno significativo.

(2)P Le autorità nazionali decidono se tutti e tre gli stati limite devono essere verificati o soltanto due, o soltanto uno.

Nota La scelta degli stati limite da verificare in una nazione, tra i tre stati limite definiti nel punto 2.1(1)P, può essere trovata nell'appendice nazionale.

(3)P Gli appropriati livelli di protezione sono ottenuti selezionando, per ognuno degli stati limite, un periodo di ritorno per l'azione sismica.

Nota I periodi di ritorno riferiti ai diversi stati limite da verificare in un Paese possono essere trovati nell'appendice nazionale. La protezione considerata generalmente appropriata per un edificio ordinario nuovo viene considerata raggiunta selezionando i seguenti valori dei periodi di ritorno:

- LS di collasso (NC): 2 475 anni, corrispondenti alla probabilità di superamento del 2% in 50 anni;
- LS di danno significativo (SD): 475 anni, corrispondenti alla probabilità di superamento del 10% in 50 anni;
- LS di danno limitato (DL): 225 anni, corrispondenti alla probabilità di superamento del 20% in 50 anni.

2.2

Criteri di conformità

2.2.1

Generalità

(1)P La conformità con i requisiti nel punto 2.1 è raggiunta con l'adozione dell'azione sismica, del metodo di analisi, delle procedure di verifica e di dettaglio locale contenute nella presente parte della EN 1998, in maniera appropriata per i differenti materiali strutturali che rientrano nel suo scopo e campo di applicazione (cioè calcestruzzo, acciaio, muratura).

(2)P Eccetto quando si usa l'approccio con il fattore q , la conformità viene verificata facendo uso della piena (non ridotta, elastica) azione sismica come definita nei punti 2.1 e 4.2 per il periodo di ritorno appropriato.

(3)P Per la verifica degli elementi strutturali esiste una distinzione tra quelli "duttili" e "fragili". Eccetto quando si usa l'approccio con il fattore q , il primo sarà verificato controllando che le richieste non superino le corrispondenti capacità in termini di deformazioni. Il secondo sarà verificato controllando che le richieste non superino le corrispondenti capacità in termini di resistenze.

Nota Informazioni per la classificazione di componenti/meccanismi come "duttili" o "fragili" possono essere reperite nelle rispettive appendici relative al materiale.

(4)P Alternativamente, può essere usato un approccio con il fattore q , quando si usa un'azione sismica ridotta di un fattore q , come indicato nel punto 4.2.(3)P. Nelle verifiche di sicurezza tutti gli elementi strutturali devono essere verificati controllando che le richieste dovute all'azione sismica ridotta non superino le corrispondenti capacità in termini di resistenze valutate in conformità al punto (5)P.

- (5)P Per il calcolo delle capacità di elementi duttili o fragili, che saranno confrontate con le richieste per le verifiche di sicurezza in conformità ai punti (3)P e (4)P, devono essere usati i valori medi delle proprietà dei materiali esistenti, come direttamente ottenuti da prove in sito e da fonti aggiuntive di informazione, divisi in maniera appropriata per i coefficienti di confidenza definiti al punto 3.5, considerando il livello di conoscenza ottenuto. Le proprietà nominali devono essere usate per materiali nuovi o aggiunti.
- (6)P Alcuni degli elementi strutturali esistenti possono essere progettati come "sismici secondari", in conformità alle definizioni della EN 1998-1:2004, punti 4.2.2(1)P, (2) e (3). Gli elementi "sismici secondari" saranno verificati con gli stessi criteri di conformità di quelli sismici primari, ma usando una stima meno conservativa della loro capacità rispetto agli elementi considerati "sismici primari".
- (7)P Nel calcolo delle capacità di resistenza di elementi fragili "sismici primari", le resistenze del materiale devono essere divise per un coefficiente parziale del materiale.

Nota I valori attribuiti ai coefficienti parziali per acciaio, calcestruzzo, acciaio strutturale, muratura e altri materiali per l'uso in una nazione possono essere trovati nell'appendice nazionale della presente norma. Le note ai punti 5.2.4(3), 6.1.3(1), 7.1.3(1) e 9.6(3), nella EN 1998-1:2004 si riferiscono ai valori dei coefficienti parziali per acciaio, calcestruzzo, acciaio strutturale e muratura usati per il progetto di edifici nuovi nelle diverse nazioni.

2.2.2

Stato Limite di Collasso (NC)

- (1)P Le richieste devono essere basate sull'azione sismica di progetto relativa a questo stato limite. Per elementi duttili e fragili le richieste devono essere valutate sulla base dei risultati dell'analisi. Se viene usato un metodo di analisi lineare, le richieste per gli elementi fragili devono essere modificate in conformità al punto 4.5.1(1)P.
- (2)P Le capacità devono essere basate su deformazioni ultime definite in maniera appropriata per elementi duttili e sulle resistenze ultime per quelli fragili.
- (3)P L'approccio con il fattore q [vedere punti 2.2.1(4)P, 4.2(3)P] non è in generale adatto per verificare questo stato limite.

Nota I valori di $q = 1,5$ e $2,0$ citati nel punto 4.2(3)P, rispettivamente, per strutture in calcestruzzo armato e acciaio, insieme ai valori più elevati di q possibilmente giustificati con riferimento alla duttilità disponibile locale e globale in conformità ai relativi provvedimenti della EN 1998-1:2004, corrispondono al soddisfacimento dello stato limite di danno significativo. Se si sceglie di usare questo approccio per verificare lo stato limite di collasso, allora può essere applicato il punto 2.2.3(3)P, con un valore del fattore q che supera quelli indicati nel punto 4.2(3)P di circa un terzo.

2.2.3

Stato Limite di Danno Significativo (SD)

- (1)P Le richieste devono essere basate sull'azione sismica di progetto relativa a questo stato limite. Per elementi duttili e fragili le richieste devono essere valutate sulla base dei risultati dell'analisi. Se viene usato un metodo di analisi lineare, le richieste per gli elementi fragili devono essere modificate in conformità al punto 4.5.1(1)P.
- (2)P Eccetto quando si usa l'approccio con il fattore q , le capacità devono essere basate sulle deformazioni legate al danno per elementi duttili e sulle resistenze stimate in maniera conservativa per elementi fragili.
- (3)P Nel caso di approccio con il fattore q [vedere punti 2.2.1(4)P, 4.2(3)P], le richieste devono essere basate sull'azione sismica ridotta e le capacità devono essere valutate come nelle situazioni di progetto non sismico.

2.2.4

Stato Limite di Danno Limitato (DL)

- (1)P Le richieste devono essere basate sull'azione sismica di progetto relativa a questo stato limite.
- (2)P Eccetto quando si usa l'approccio con il fattore q , le capacità devono essere basate sulle resistenze a snervamento per tutti gli elementi strutturali, sia duttili sia fragili. Le capacità dei tamponamenti devono essere basate sulla capacità di spostamento di interpiano medio per i tamponamenti.

- (3)P Nel caso di approccio con il fattore q [vedere punti **2.2.1(4)P**, **4.2(3)P**], le richieste e le capacità devono essere confrontate in termini di spostamento di interpiano medio.

3

INFORMAZIONI PER LA VALUTAZIONE STRUTTURALE

3.1

Informazioni generali e storia

- (1)P Nel valutare la resistenza sismica di strutture esistenti, i dati in ingresso devono essere acquisiti da una varietà di fonti, includendo:
- documenti disponibili specifici per l'edificio in questione,
 - fonti di dati generici attinenti (come codici e norme contemporanee),
 - indagini sul campo, e
 - nella maggior parte dei casi, misurazioni e prove in sito e/o in laboratorio, come descritto più in dettaglio nei punti **3.2** e **3.4**.
- (2) Si raccomanda di eseguire verifiche incrociate tra i dati raccolti da diverse fonti per minimizzare le incertezze.

3.2

Dati richiesti in ingresso

- (1) In generale, si raccomanda che le informazioni per la valutazione strutturale contengano i seguenti punti, da a) ad i).
- a) Identificazione del sistema strutturale e della sua conformità ai criteri di regolarità nella EN 1998-1:2004, punto **4.2.3**. Le informazioni dovrebbero essere raccolte o sulla base di indagini di sito o di disegni originali di progetto, se disponibili. In questo ultimo caso, si raccomanda di raccogliere informazioni su possibili cambiamenti strutturali dopo la costruzione.
 - b) Identificazione del tipo di fondazione dell'edificio.
 - c) Identificazione delle condizioni del terreno come classificato nella EN 1998-1:2004, punto **3.1**.
 - d) Informazioni relative alle dimensioni globali ed alle proprietà delle sezioni trasversali degli elementi dell'edificio, le proprietà meccaniche e le condizioni dei materiali costituenti.
 - e) Informazioni relative a difetti identificabili dei materiali e a particolari costruttivi inadeguati.
 - f) Informazioni sui criteri di progetto sismico usati per il progetto originale, incluso il valore del fattore di riduzione della forza (fattore q), se applicabile.
 - g) Descrizione della destinazione d'uso attuale e/o prevista in sede di progetto dell'edificio (con identificazione della categoria di importanza, come descritto nella EN 1998-1:2004, punto **4.2.5**).
 - h) Rivalutazione dei carichi agenti tenendo in considerazione la destinazione d'uso dell'edificio.
 - i) Informazioni sulla natura e sull'entità di eventuali danni strutturali presenti o subiti in precedenza, se ci sono, incluse le riparazioni effettuate.
- (2)P A seconda della quantità e della qualità delle informazioni raccolte nei punti sopra, devono essere usati diversi tipi di analisi e diversi valori dei coefficienti di confidenza, come indicato nel punto **3.3**.

3.3

Livelli di conoscenza

3.3.1

Definizione dei livelli di conoscenza

- (1) Al fine della scelta del tipo ammissibile di analisi e dei valori appropriati del coefficiente di confidenza, sono definiti i seguenti tre livelli di conoscenza:
- KL1: Conoscenza limitata
 - KL2: Conoscenza adeguata
 - KL3: Conoscenza accurata

- (2) Gli aspetti che definiscono il livello di conoscenza appropriato (cioè KL1, KL2 o KL3) sono:
- i) *geometria*: le proprietà geometriche del sistema strutturale e degli elementi non strutturali (come i pannelli di tamponamento in muratura) che possono influire sulla risposta strutturale;
 - ii) *dettagli*: questi includono la quantità e i dettagli di armatura negli elementi in calcestruzzo armato, collegamenti fra membrature di acciaio, il collegamento dei diaframmi alle strutture resistenti alle forze laterali, le giunzioni di malta nelle murature e la natura di alcuni elementi di rinforzo nella muratura;
 - iii) *materiali*: le proprietà meccaniche dei materiali costituenti.
- (3) Il livello di conoscenza acquisito determina il metodo di analisi ammissibile (vedere punto 4.4), oltre che i valori da adottare per i coefficienti di confidenza (CF). Le procedure per ottenere i dati richiesti sono indicate nel punto 3.4.
- (4) La relazione tra livelli di conoscenza, metodi di analisi applicabili e coefficienti di confidenza è illustrata nel prospetto 3.1. Le definizioni dei termini "visivo", "completo", "limitato", "esteso" ed "esaustivo" nel prospetto sono indicate nel punto 3.4.

prospetto 3.1

Livelli di conoscenza e corrispondenti metodi di analisi (LF: procedura con forze laterali, MRS: analisi modale con spettro di risposta) e coefficienti di confidenza (CF)

Livelli di conoscenza	Geometria	Dettagli	Materiali	Analisi	CF
KL1	Dai disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione o rilievo ex-novo completo	Progetto simulato in conformità alla pratica pertinente e limitato ispezioni in sito	Valori usuali in conformità alle norme del tempo della costruzione e da limitato prove in sito	LF-MRS	CF_{KL1}
KL2		Da disegni costruttivi incompleti originali dettagliati con limitata ispezione in sito o da estesa ispezione in sito	Dalle specifiche originali di progetto con limitate prove in sito o da estese prove in sito	Tutti	CF_{KL2}
KL3		Da disegni costruttivi originali dettagliati con limitata ispezione in sito o da esaustiva ispezione in sito	Dai certificati di prova originali con limitate prove in sito o da esaustive prove in sito	Tutti	CF_{KL3}

Nota I valori attribuiti ai coefficienti di confidenza da usare in una nazione possono essere trovati nelle appendici nazionali. I valori raccomandati sono $CF_{KL1} = 1,35$, $CF_{KL2} = 1,20$ e $CF_{KL3} = 1,00$.

3.3.2

KL1: Conoscenza limitata

- (1) KL1 corrisponde al seguente stato di conoscenza:
- i) *geometria*: la geometria strutturale complessiva e le dimensioni delle membrature sono conosciute o (a) grazie a un rilievo; o (b) grazie a disegni costruttivi originali, usati sia per la costruzione originale sia per alcune modifiche successive. Nel caso (b), dovrebbe essere verificato in sito un campione sufficiente sia della geometria complessiva sia delle dimensioni delle membrature; se ci sono significative differenze dai disegni costruttivi, si raccomanda di eseguire una più completa indagine sulle dimensioni.
 - ii) *dettagli*: i dettagli strutturali non sono conosciuti da disegni costruttivi dettagliati e possono essere ricavati sulla base di un progetto simulato eseguito in conformità alla pratica usuale al tempo della costruzione; in questo caso, si raccomanda di eseguire ispezioni limitate sugli elementi più critici, per verificare che le ipotesi corrispondano alla situazione reale. In caso contrario sono richieste indagini in sito più ampie.

- iii) *materiali*: non sono disponibili informazioni dirette sulle proprietà meccaniche dei materiali della costruzione, o da specifiche del progetto originale o da relazioni di prove originali. Si raccomanda di adottare i valori usuali in conformità alle norme vigenti al tempo della costruzione, accompagnati da limitate prove eseguite in sito sugli elementi più critici.
- (2) Si raccomanda che le informazioni raccolte siano sufficienti per eseguire verifiche locali della capacità delle membrature e per costruire un modello di analisi strutturale lineare.
- (3) Una valutazione strutturale basata su uno stato di conoscenza limitata dovrebbe essere eseguita attraverso metodi di analisi lineari, statici o dinamici (vedere punto 4.4).

3.3.3

KL2: Conoscenza adeguata

- (1) KL2 corrisponde al seguente stato di conoscenza:
 - i) *geometria*: la geometria strutturale complessiva e le dimensioni delle membrature sono conosciute o (a) grazie a un esteso rilievo; o (b) grazie a disegni costruttivi originali, usati sia per la costruzione originale sia per alcune modifiche successive. Nel caso (b), si raccomanda di verificare in sito un campione sufficiente sia della geometria complessiva sia delle dimensioni delle membrature; se ci sono significative differenze dai disegni costruttivi, è richiesta una più completa indagine sulle dimensioni.
 - ii) *dettagli*: i dettagli strutturali sono noti da un'estesa ispezione in sito oppure da disegni costruttivi incompleti. In quest'ultimo caso si raccomanda di eseguire limitate ispezioni in sito sugli elementi più importanti, per verificare che le informazioni disponibili corrispondano alla situazione reale.
 - iii) *materiali*: sono disponibili informazioni sulle proprietà meccaniche dei materiali della costruzione o da estese prove in sito o da specifiche di progetto originale. Nell'ultimo caso, si raccomanda di eseguire limitate prove in sito.
- (2) Si raccomanda che le informazioni raccolte siano sufficienti per eseguire verifiche locali della capacità degli elementi e per la messa a punto di un modello di analisi strutturale lineare o non lineare.
- (3) Una valutazione strutturale basata su questo stato di conoscenza può essere eseguita attraverso metodi di analisi lineare o non lineare, statica o dinamica (vedere punto 4.4).

3.3.4

KL3: Conoscenza accurata

- (1) KL3 corrisponde al seguente stato di conoscenza:
 - i) *geometria*: la geometria strutturale complessiva e le dimensioni delle membrature sono conosciute o (a) grazie a un esaustivo rilievo; o (b) grazie a un insieme completo di disegni costruttivi originali, usati sia per la costruzione originale sia per ogni modifica successiva. Nel caso (b), si raccomanda di verificare in sito un campione sufficiente sia della geometria complessiva sia delle dimensioni delle membrature; se ci sono significative differenze dai disegni costruttivi, è richiesta una più completa indagine sulle dimensioni.
 - ii) *dettagli*: i dettagli strutturali sono noti da un'esaustiva ispezione in sito oppure da un insieme completo di disegni costruttivi dettagliati. In quest'ultimo caso si raccomanda di eseguire limitate ispezioni in sito sugli elementi più importanti, per verificare che le informazioni disponibili corrispondano alla situazione reale.
 - iii) *materiali*: sono disponibili informazioni sulle proprietà meccaniche dei materiali della costruzione o da esaustive prove in sito o da rapporti di prova originali. In quest'ultimo caso, si raccomanda di eseguire limitate prove in sito.
- (2) Si applica il punto 3.3.3(2).
- (3) Si applica il punto 3.3.3(3).

3.4 Identificazione del livello di conoscenza

3.4.1 Geometria

3.4.1.1 Disegni costruttivi originali di carpenteria

- (1) I disegni costruttivi originali di carpenteria sono quei documenti che descrivono la geometria della struttura, permettendo di individuare i componenti strutturali e le loro dimensioni, e in più il sistema strutturale che resiste alle azioni verticali e laterali.

3.4.1.2 Disegni costruttivi dettagliati

- (1) I disegni costruttivi dettagliati sono quei documenti che descrivono la geometria della struttura, permettendo di individuare i componenti strutturali e le loro dimensioni, e in più il sistema strutturale che resiste alle azioni verticali e laterali. In aggiunta, essi forniscono informazioni relative ai dettagli [come specificato nel punto **3.3.1(2)**].

3.4.1.3 Rilievo visivo

- (1) Un rilievo visivo è una procedura atta a verificare la corrispondenza tra la geometria reale della struttura e i disegni originali di carpenteria. Si raccomanda di eseguire il rilievo a campione della geometria di elementi selezionati. I possibili cambiamenti strutturali che possono essere avvenuti durante o dopo la costruzione si raccomanda che siano soggetti a un rilievo, come nel punto **3.4.1.4**.

3.4.1.4 Rilievo completo

- (1) Un rilievo completo è una procedura che serve a produrre disegni strutturali che descrivono la geometria della struttura, permettendo l'identificazione di componenti strutturali e delle loro dimensioni, e in più il sistema strutturale che resiste alle azioni verticali e laterali.

3.4.2 Dettagli costruttivi

- (1) Affidabili metodi non distruttivi possono essere adottati nelle ispezioni come specificato di seguito:

3.4.2.1 Progetto simulato

- (1) Un progetto simulato è una procedura che serve a definire la quantità e la disposizione dell'armatura, sia longitudinale che trasversale, in tutti gli elementi che contribuiscono alla resistenza verticale e laterale dell'edificio. Si raccomanda di eseguire il progetto sulla base dei documenti regolamentari e dello stato della pratica costruttiva usata al tempo della costruzione.

3.4.2.2 Ispezioni in sito limitate

- (1) Un'ispezione in sito limitata è una procedura per verificare la corrispondenza tra i dettagli reali della struttura e i disegni costruttivi dettagliati disponibili o i risultati del progetto simulato nel punto **3.4.2.1**. Questo implica l'esecuzione di ispezioni come indicato nel punto **3.4.4(1)P**.

3.4.2.3 Ispezioni in sito estese

- (1) Un'ispezione in sito estesa è una procedura usata quando non sono disponibili dettagliati disegni costruttivi originali. Questo implica l'esecuzione di ispezioni come indicato nel punto **3.4.4(1)P**.

3.4.2.4 Ispezioni in sito esaustive

- (1) Un'ispezione in sito esaustiva è una procedura usata quando non sono disponibili dettagliati disegni costruttivi originali e quando si persegue un più elevato livello di conoscenza. Questo implica l'esecuzione di ispezioni come indicato nel punto **3.4.4(1)P**.

3.4.3 Materiali

3.4.3.1 Prove distruttive e non distruttive

- (1) Si raccomanda di considerare l'uso di metodi di prova non distruttivi (per esempio la prova del martello di Schmidt, ecc.); comunque si raccomanda che le tali prove non siano usate da sole, ma solo insieme a prove distruttive.

3.4.3.2 Prove in sito limitate

- (1) Un limitato programma di prove in sito è una procedura che integra le informazioni sulle proprietà dei materiali derivate dalle norme al tempo della costruzione, o dalle specifiche di progetto originali, o di rapporti di prova originali. Questo implica l'esecuzione di prove come indicato nel punto **3.4.4(1)P**. Comunque, se i valori ottenuti delle prove sono più bassi dei valori usuali in conformità alle norme al tempo della costruzione, sono richieste estese prove in sito.

3.4.3.3 Prove in sito estese

- (1) Un esteso programma di prove in sito è una procedura atta ad ottenere informazioni quando non sono disponibili specifiche di progetto originali né i risultati delle prove. Questo implica l'esecuzione di prove come indicato nel punto **3.4.4(1)P**.

3.4.3.4 Prove in sito esaustive

- (1) Un programma esaustivo di prove in sito è una procedura atta ad ottenere informazioni quando non sono disponibili specifiche di progetto originali né i risultati delle prove, e quando si persegue un più elevato livello di conoscenza. Questo implica l'esecuzione di prove come indicato nel punto **3.4.4(1)P**.

3.4.4 Definizione dei livelli di ispezione e delle prove

- (1)P La classificazione dei livelli di ispezione e delle prove dipende dalla percentuale degli elementi strutturali da verificare in dettaglio, oltre al numero di campioni di materiale per piano da considerare per le prove.

Nota La quantità di ispezioni e di prove da eseguire in una nazione può essere trovata nelle appendici nazionali. Per situazioni normali i valori minimi raccomandati sono dati nel prospetto 3.2. Ci potrebbero essere casi che richiedono modifiche per aumentare alcuni di loro. Questi casi saranno indicati nell'appendice nazionale.

prospetto 3.2

Requisiti minimi raccomandati per i differenti livelli di ispezioni e di prove

Livello di ispezione e di prova	Ispezioni (dei dettagli)	Prove (sui materiali)
	Per ogni tipo di elemento primario (trave, colonna, parete):	
	Percentuale di elementi che sono verificati in dettaglio	Campioni di materiale per piano
Limitato	20	1
Esteso	50	2
Esaustivo	80	3

3.5 Coefficienti di confidenza

- (1)P Per determinare le proprietà dei materiali esistenti da usare nel calcolo della capacità, quando la capacità è confrontata con la domanda per la verifica di sicurezza, i valori medi ottenuti da prove in sito e da fonti aggiuntive di informazione, devono essere divisi per il coefficiente di confidenza, CF, dato nel prospetto 3.1 a seconda del livello di conoscenza appropriato [vedere punto **2.2.1(5)P**].

- (2)P Per determinare le proprietà da usare nel calcolo della capacità di forza (resistenza) dei componenti duttili che distribuiscono gli effetti delle azioni ai componenti/meccanismi fragili, da usarsi nel punto **4.5.1(1)P(b)**, i valori medi delle proprietà dei materiali esistenti ottenuti da prove in sito e da fonti aggiuntive di informazione, devono essere moltiplicati per il coefficiente di confidenza, CF, dato nel prospetto 3.1 a seconda del livello di conoscenza appropriato.

4

VALUTAZIONE

4.1

Generalità

- (1) La valutazione è una procedura quantitativa per verificare se un edificio esistente danneggiato o non danneggiato soddisfi lo stato limite richiesto appropriato all'azione sismica in considerazione, come specificato nel punto 2.1.
- (2)P La presente norma è destinata alla valutazione di edifici singoli, per decidere sulla necessità di un intervento strutturale e per progettare misure di adeguamento che possono essere necessarie. Essa non è destinata alla valutazione di vulnerabilità delle popolazioni o di gruppi di edifici per la valutazione del rischio sismico per vari scopi (per esempio per determinare la classe di rischio assicurativo, per decidere le priorità per la mitigazione del rischio, ecc.).
- (3)P La procedura di valutazione deve essere eseguita per mezzo di metodi di analisi generali, specificati nella EN 1998-1:2004, punto 4.3, come modificati nella presente norma al fine di essere adatti ai problemi specifici riscontrati nella valutazione.
- (4) Quando possibile, il metodo usato dovrebbe includere informazioni sul comportamento di edifici dello stesso tipo o di edifici simili osservato durante eventi sismici precedenti.

4.2

Azione sismica e combinazione di carico sismico

- (1)P I modelli di base per definizione del moto sismico sono quelli definiti nella EN 1998-1:2004, punti 3.2.2 e 3.2.3.
- (2)P Si fa riferimento in particolare allo spettro di risposta elastico definito nella EN 1998-1:2004, punto 3.2.2.2, scalato ai valori dell'accelerazione di progetto del terreno stabilita per la verifica dei differenti stati limite. Le rappresentazioni alternative permesse nella EN 1998-1:2004, punto 3.2.3 in termini di accelerogrammi artificiali o registrati sono anche applicabili.
- (3)P Nell'approccio con il fattore q [vedere punto 2.2.1(4)P], lo spettro di progetto per analisi lineari è ottenuto dalla EN 1998-1:2004, punto 3.2.2.5. Un valore di $q = 1,5$ e $2,0$ rispettivamente per strutture in calcestruzzo armato e in acciaio può essere adottato indipendentemente dal tipo di struttura. Valori più elevati di q possono essere adottati se adeguatamente giustificati facendo riferimento alla duttilità disponibile locale e globale, valutate in conformità alle disposizioni pertinenti della EN 1998-1:2004.
- (4)P L'azione sismica di progetto deve essere combinata con le altre appropriate azioni permanenti e variabili in conformità alla EN 1998-1:2004, punto 3.2.4.

4.3

Modellazione strutturale

- (1)P Un modello della struttura deve essere definito sulla base delle informazioni raccolte come indicato nel punto 3.2. Il modello deve essere tale che gli effetti delle azioni in tutti gli elementi strutturali possano essere determinate sotto la combinazione di carico sismica data nel punto 4.2.
- (2)P Tutte le disposizioni della EN 1998-1:2004 riguardanti la modellazione (EN 1998-1:2004, punto 4.3.1) e gli effetti torsionali accidentali (EN 1998-1:2004, punto 4.3.2) devono essere applicate senza modifiche.
- (3) La resistenza e la rigidezza degli elementi sismici secondari, [vedere punto 2.2.1(6)P] nei confronti delle azioni laterali possono in generale essere trascurate nell'analisi.
- (4) È opportuno tenere in conto gli elementi sismici secondari nel modello strutturale globale se si eseguono analisi non lineari. La scelta degli elementi da considerare come sismici secondari può essere variata dopo i risultati di un'analisi preliminare. Si raccomanda che in nessun caso la scelta di questi elementi sia tale da cambiare la classificazione della struttura da non regolare a regolare, in conformità alle definizioni nella EN 1998-1:2004, punto 4.2.3.
- (5)P I valori medi delle proprietà dei materiali devono essere usati nel modello strutturale.

4.4 Metodi di analisi

4.4.1 Generalità

- (1) Gli effetti dell'azione sismica, da combinare con gli effetti degli altri carichi, permanenti e variabili, in conformità alla combinazione di carico sismica nel punto **4.2(4)P**, possono essere valutati usando uno dei seguenti metodi:
 - analisi con forze laterali (lineare);
 - analisi modale con spettro di risposta (lineare);
 - analisi statica non lineare (pushover);
 - analisi dinamica non lineare nel dominio del tempo;
 - approccio con il fattore q .
- (2)P Tranne nel caso dell'approccio con il fattore q dei punti **2.2.1(4)P** e **4.2(3)P**, l'azione sismica usata deve essere quella corrispondente allo spettro di risposta elastico (cioè, non ridotto del fattore di comportamento q) nella EN 1998-1:2004, punto **3.2.2.2**, o alle sue rappresentazioni alternative equivalenti nella EN 1998-1:2004, punto **3.2.3**.
- (3)P Nell'approccio con il fattore q del punto **2.2.1(4)P** l'azione sismica è definita nel punto **4.2(3)P**.
- (4) Si applica il punto **4.3.3.1(5)** della EN 1998-1:2004.
- (5) I metodi di analisi sopra elencati sono applicabili sotto le condizioni specificate dal punto **4.4.2** al punto **4.4.5**, con l'eccezione delle strutture in muratura, per le quali è necessario usare le procedure che tengano conto delle caratteristiche di questa tipologia di costruzioni.

Nota Informazioni complementari su queste procedure possono essere trovate nella rispettiva appendice informativa relativa al materiale.

4.4.2 Analisi con forze laterali

- (1)P Le condizioni affinché questo metodo possa essere applicato sono date nella EN 1998-1:2004, punto **4.3.3.2.1**, con l'aggiunta della seguente condizione:

Denotando con $\rho_i = D_i/C_i$ il rapporto tra la richiesta D_i ottenuta dall'analisi sotto la combinazione di carico sismica, e la corrispondente capacità C_i per l' i^{esimo} elemento primario "duttile" della struttura (momento flettente nei telai o nelle pareti di taglio, forza assiale in un elemento di controvento in telai controventati, ecc.) e denotando con ρ_{\max} e con ρ_{\min} i valori massimi e minimi di ρ_i , rispettivamente, tra tutti gli elementi primari "duttili" della struttura con $\rho_i > 1$, il rapporto ρ_{\max}/ρ_{\min} non supera un valore massimo accettabile nell'intervallo tra 2 e 3. Intorno ai nodi trave-colonna il rapporto ρ_i è necessario che sia valutato solo nelle sezioni dove le cerniere plastiche sono previste formarsi sulla base del confronto della somma delle capacità flessionali della trave rispetto a quella delle colonne. Si applica il punto **4.3(5)P** per il calcolo delle capacità C_i . Per la determinazione delle capacità a momento flettente C_i degli elementi verticali, il valore della forza assiale può essere preso uguale a quello dovuto ai soli carichi verticali.

Nota 1 Il valore attribuito a questo limite di ρ_{\max}/ρ_{\min} per l'uso in una nazione (all'interno dell'intervallo indicato sopra) può essere trovato nella rispettiva appendice nazionale. Il valore consigliato è 2,5.

Nota 2 Come una condizione aggiuntiva, la capacità C_i degli elementi o meccanismi "fragili" si raccomanda che sia maggiore della domanda corrispondente D_i , valutata in conformità ai punti **4.5.1(1)P**, **(2)** e **(3)**. Tuttavia, considerare questo come un criterio per l'applicabilità dell'analisi lineare è ridondante, perché, in conformità ai punti **2.2.2(2)P**, **2.2.3(2)P** e **2.2.4(2)P**, questa condizione sarà in definitiva soddisfatta in tutti gli elementi della struttura valutata o adeguata, indipendentemente dal metodo di analisi.

- (2)P Il metodo deve essere applicato come descritto nella EN 1998-1:2004, punti **4.3.3.2.2**, **4.3.3.2.3** e **4.3.3.2.4**, tranne che l'ordinata dello spettro di risposta nell'espressione (4.5) deve essere quella dello spettro elastico $S_e(T_1)$ al posto dello spettro di progetto $S_d(T_1)$.

4.4.3 Analisi multi-modale con spettro di risposta

- (1)P Le condizioni di applicabilità per questo metodo sono date nella EN 1998-1:2004, punto **4.3.3.3.1**, con l'aggiunta delle condizioni specificate nel punto **4.4.2**.
- (2)P Il metodo deve essere applicato come descritto nella EN 1998-1:2004, punti **4.3.3.3.2/3**, usando lo spettro di risposta elastico $S_e(T_1)$.

4.4.4 Analisi statica non lineare

4.4.4.1 Generalità

- (1)P L'analisi statica non lineare (pushover) è un'analisi statica non lineare sotto carichi gravitazionali costanti e carichi orizzontali crescenti in maniera monotona.
- (2)P Gli edifici non conformi ai criteri della EN 1998-1:2004, punti **4.3.3.4.2.1(2)**, **(3)** per regolarità in pianta devono essere analizzati usando un modello spaziale.
- (3)P Per gli edifici conformi ai criteri di regolarità della EN 1998-1:2004, punto **4.2.3.2** l'analisi può essere eseguita usando due modelli piani, uno per ogni direzione orizzontale principale dell'edificio.

4.4.4.2 Carichi laterali

- (1) Si raccomanda di applicare almeno due distribuzioni verticali di carichi laterali:
- una distribuzione "uniforme", basata su forze laterali che sono proporzionali alle masse trascurando l'altezza (accelerazione di risposta uniforme);
 - una distribuzione "modale", proporzionale alle forze laterali compatibili con la distribuzione di forze laterali determinata nell'analisi elastica.
- (2) Si raccomanda che i carichi laterali siano applicati nella posizione delle masse nel modello. Si raccomanda di prendere in considerazione un'eccentricità accidentale.

4.4.4.3 Curva di capacità

- (1) La relazione tra la forza di taglio alla base e lo spostamento di controllo (la "curva di capacità") dovrebbe essere determinata in conformità alla EN 1998-1:2004, punti **4.3.3.4.2.3(1)**, **(2)**.

4.4.4.4 Spostamento obiettivo

- (1)P Lo spostamento obiettivo è definito come nella EN 1998-1:2004, punto **4.3.3.4.2.6(1)**.

Nota Lo spostamento obiettivo può essere determinato in conformità alla EN 1998-1:2004, appendice informativa B.

4.4.4.5 Procedura per la stima degli effetti torsionali e dei modi più alti

- (1)P La procedura data nella EN 1998-1:2004, punti da **4.3.3.4.2.7(1)** a **(3)** si applica per la stima degli effetti torsionali.
- (2) Negli edifici che non soddisfano i criteri nella EN 1998-1:2004, punto **4.3.3.2.1(2)a**, si raccomanda di prendere in considerazione i contributi alla risposta dei modi di vibrazione più alti rispetto a quello fondamentale in ogni direzione principale.

Nota Il requisito di cui al punto **(2)** può essere soddisfatto o eseguendo un'analisi non lineare in conformità al punto **4.4.5**, o attraverso versioni speciali della procedura dell'analisi statica non lineare che può cogliere gli effetti dei modi più alti sulle misure globali della risposta (come gli spostamenti di interpiano) da trasformare poi nella stima delle richieste di deformazioni locali (come le rotazioni delle cerniere nelle membrature). Per tali procedure l'appendice nazionale può contenere riferimenti ad informazioni complementari e non contraddittorie.

4.4.5 Analisi non lineare nel dominio del tempo

- (1)P Si applica la procedura data nella EN 1998-1:2004, punti da **4.3.3.4.3(1)** a **(3)**.

4.4.6 **Approccio con il fattore q**

- (1)P Nell'approccio con il fattore q , il metodo deve essere applicato come descritto nella EN 1998-1:2004, punto **4.3.3.2** o **4.3.3.3**, come appropriato.

4.4.7 **Combinazione delle componenti dell'azione sismica**

- (1)P Le due componenti orizzontali dell'azione sismica devono essere combinate in conformità alla EN 1998-1:2004, punto **4.3.3.5.1**.
- (2)P La componente verticale dell'azione sismica deve essere presa in considerazione nei casi specificati nella EN 1998-1:2004, punto **4.3.3.5.2** e, quando appropriato, sarà combinata con le componenti orizzontali come indicato nello stesso punto.

4.4.8 **Misure aggiuntive per strutture con tamponamenti in muratura**

- (1) Si applicano le disposizioni della EN 1998-1:2004, punto **4.3.6**, dove pertinente.

4.4.9 **Coefficienti di combinazione per azioni variabili**

- (1) Si applicano le disposizioni della EN 1998-1:2004, punto **4.2.4**.

4.4.10 **Classi di importanza e coefficienti di importanza**

- (1) Si applicano le disposizioni della EN 1998-1:2004, punto **4.2.5**.

4.5 **Ispezioni di sicurezza**

4.5.1 **Metodi di analisi lineari (analisi con forze laterali o modale con spettro di risposta)**

- (1)P I componenti/meccanismi "fragili" devono essere verificati con la domanda calcolata per mezzo di condizioni di equilibrio, sulla base degli effetti delle azioni trasmesse ai componenti/meccanismi fragili da parte dei componenti duttili. In questo calcolo, ogni effetto delle azioni in un componente duttile trasmesso al componente/meccanismo fragile in considerazione deve essere preso uguale a:
- (a) il valore D ottenuto dall'analisi, se la capacità C del componente duttile, valutata usando i valori medi delle proprietà del materiale, soddisfi $\rho = D/C \leq 1$;
 - (b) la capacità del componente duttile, valutata usando i valori medi delle proprietà del materiale moltiplicati per i coefficienti di confidenza, come definito nel punto **3.5**, considerando il livello di conoscenza raggiunto, se $\rho = D/C > 1$, con D e C definiti come sopra al punto (a).
- (2) Nel punto **(1)(b)** sopra, le capacità delle sezioni delle travi in corrispondenza di nodi trave-colonna in calcestruzzo si raccomanda che siano calcolate dall'espressione (5.8) nella EN 1998-1:2004 e quelle delle sezioni delle colonne in corrispondenza di tali nodi dall'espressione (5.9), usando al secondo membro di queste espressioni il valore $\gamma_{Rd} = 1$ e i valori medi delle proprietà dei materiali moltiplicati per i coefficienti di confidenza, come definito al punto **3.5**.
- (3) Per il calcolo delle richieste di forze sui meccanismi a taglio "fragili" di pareti mediante la **(1)(b)** sopra, l'espressione (5.26) nella EN 1998-1:2004 può essere applicata con $\gamma_{Rd} = 1$ e usando come M_{Rd} la capacità a momento flettente alla base, valutata usando i valori medi delle proprietà dei materiali moltiplicati per i coefficienti di confidenza, come definito al punto **3.5**.
- (4) Dal punto **(1)P** a **(3)** sopra, le capacità a momento flettente C_i degli elementi verticali possono essere basate sul valore della forza assiale dovuta solamente ai carichi verticali.
- (5)P Il valore della capacità dei componenti duttili e fragili e i meccanismi da confrontare con la richiesta nelle ispezioni di sicurezza, devono essere in conformità al punto **2.2.1(5)P**.

Nota Informazioni per la valutazione della capacità dei componenti e dei meccanismi possono essere trovate nelle rispettive appendici informative A, B e C riferite al materiale.

4.5.2

Metodi di analisi non lineari (statica o dinamica)

(1)P Le richieste, sia nei componenti "duttili" sia "fragili", devono essere quelle ottenute dall'analisi eseguita in conformità al punto 4.4.4 o 4.4.5, usando il valore medio delle proprietà dei materiali.

(2)P Si applica il punto 4.5.1(5)P.

Nota Informazioni per la valutazione della capacità dei componenti e dei meccanismi possono essere trovate nelle rispettive appendici informative A, B e C relative al materiale.

4.5.3

Approccio con il fattore q

(1)P I valori sia della richiesta sia della capacità delle membrature duttili e fragili devono essere in conformità ai punti 2.2.1(4)P, 2.2.3(3)P.

4.6

Riassunto dei criteri di analisi e di verifica della sicurezza

(1)P Il prospetto 4.3 riassume:

- i valori delle proprietà dei materiali da adottare nella valutazione della domanda e della capacità degli elementi per tutti i tipi di analisi;
- i criteri che devono essere seguiti per la verifica della sicurezza di elementi duttili e fragili per tutti i tipi di analisi.

prospetto 4.3

Valori delle proprietà dei materiali e criteri di analisi e di verifica della sicurezza

		Modello Lineare (LM)		Modello non lineare		Approccio con il fattore q	
		Domanda	Capacità	Domanda	Capacità	Domanda	Capacità
Tipo di elemento o meccanismo 8e/m)	Duttile	Accettabilità del modello lineare (per la verifica dei valori $\rho_i = D_i/C_i$):		Dall'analisi. Si usano i valori medi delle proprietà nel modello.	In termini di deformazione. Si usano i valori medi delle proprietà divisi per CF.	Dall'analisi.	In termini di resistenza. Si usano i valori medi delle proprietà divisi per CF e per il coefficiente parziale.
		Dall'analisi. Si usano i valori medi delle proprietà nel modello.	In termini di resistenza. Si usano i valori medi delle proprietà.				
		Ispezioni (se LM è accettato):					
	Fragile	Dall'analisi.	In termini di deformazione. Si usano i valori medi delle proprietà divisi per CF.		In termini di resistenza. Si usano i valori medi delle proprietà divisi per CF e per il coefficiente parziale.	In conformità alla sezione pertinente della EN 1998-1:2004.	
		Verifiche (se LM è accettato):					
		Se $\rho_i \leq 1$: dall'analisi.					

5 DECISIONI PER L'INTERVENTO STRUTTURALE

5.1 Criteri per un intervento strutturale

5.1.1 Introduzione

- (1) Sulla base delle conclusioni tratte dalla valutazione della struttura e/o della natura e dell'estensione del danneggiamento, si raccomanda di prendere decisioni per l'intervento.

Nota Come nel progetto di strutture nuove, si perseguono decisioni ottimali, prendendo in considerazione aspetti sociali, quali l'interruzione d'uso o dell'occupazione durante l'intervento.

- (2) La presente norma descrive gli aspetti tecnici dei criteri pertinenti.

5.1.2 Criteri tecnici

- (1)P La scelta del tipo, della tecnica, dell'estensione e dell'urgenza dell'intervento deve essere basata sulle informazioni relative alla struttura raccolte durante la valutazione dell'edificio.

- (2) Si raccomanda di considerare i seguenti aspetti:

- a) si raccomanda di porre un rimedio appropriato a tutti gli errori locali grossolani individuati;
- b) nel caso di edifici altamente irregolari (sia in termini di rigidezze sia di distribuzione delle sovrarresistenze), si raccomanda che la regolarità strutturale sia migliorata il più possibile, sia in altezza sia in pianta;
- c) le caratteristiche di resistenza e di regolarità richieste possono essere ottenute modificando la resistenza e/o la rigidezza di un appropriato numero di componenti esistenti, o introducendo nuovi elementi strutturali;
- d) si raccomanda di effettuare l'incremento di duttilità locale quando richiesto;
- e) si raccomanda che l'incremento di resistenza dopo l'intervento non riduca la duttilità globale disponibile;
- f) in maniera specifica per le strutture in muratura: si raccomanda che le architravi non duttili siano sostituite, i collegamenti non adeguati tra le pareti e i solai siano migliorati e siano eliminate le spinte orizzontali fuori piano che agiscono contro la parete.

5.1.3 Tipo di intervento

- (1) Si può scegliere un intervento tra le tipologie riportate in maniera indicativa di seguito:

- a) modifica locale o globale degli elementi danneggiati o non danneggiati (riparazione, rinforzo o totale sostituzione), considerando la rigidezza, la resistenza e/o la duttilità di questi elementi;
- b) aggiunta di nuovi elementi strutturali (per esempio elementi di controvento o pareti di tamponamento; legature di acciaio, legno o calcestruzzo armato per le costruzioni in muratura; ecc.);
- c) modifica del sistema strutturale (eliminazione di alcuni nodi strutturali; ampliamento dei nodi; eliminazione di elementi vulnerabili; modifica della disposizione per una maggiore regolarità e/o duttilità)⁵⁾;
- d) aggiunta di un nuovo sistema strutturale in grado di sostenere una parte o tutta la sollecitazione sismica;
- e) possibili trasformazioni di elementi non strutturali esistenti in elementi strutturali;
- f) introduzione di dispositivi di protezione passiva attraverso elementi di controvento dissipativi o l'isolamento alla base;

5) Questo è per esempio il caso in cui colonne vulnerabili con un basso valore del rapporto di taglio o interi piani deboli sono trasformati in una configurazione più duttile; analogamente, quando vi siano delle irregolarità nella distribuzione delle sovrarresistenze in altezza o delle eccentricità in pianta, queste sono ridotte modificando il sistema strutturale.

- g) riduzione della massa;
 - h) restrizione o cambiamento nella funzione dell'edificio;
 - i) demolizione parziale.
- (2) Possono essere scelti uno o più tipi di intervento in combinazione. In ogni caso, si raccomanda di tenere in conto l'effetto delle modifiche strutturali sulle fondazioni.
- (3)P Qualora venga adottato l'isolamento alla base, si devono seguire le disposizioni contenute nella EN 1998-1:2004, punto **10**.

5.1.4

Elementi non strutturali

- (1)P Le decisioni riguardanti la riparazione o il rinforzo di elementi non strutturali devono anche essere prese ogni qualvolta, in aggiunta a requisiti di tipo funzionale, il comportamento sismico di questi elementi possa mettere in pericolo la vita degli abitanti o il valore delle cose presenti nell'edificio.
- (2) In tali situazioni si raccomanda di evitare il parziale o totale collasso di questi elementi per mezzo di:
- a) appropriate connessioni agli elementi strutturali (vedere EN 1998-1:2004, punto **4.3.5**);
 - b) aumentando la resistenza degli elementi non strutturali (vedere EN 1998-1:2004, punto **4.3.5**);
 - c) predisponendo misure di contenimento per tali elementi, al fine di evitare la possibile caduta di parti di questi elementi.
- (3) Si raccomanda di tenere conto delle possibili conseguenze di questi provvedimenti sul comportamento degli elementi strutturali.

5.1.5

Giustificazioni relative al tipo di intervento scelto

- (1)P In ogni caso, i documenti relativi al progetto di adeguamento devono includere la giustificazione del tipo di intervento scelto e la descrizione del suo effetto atteso sulla risposta strutturale.
- (2) Si raccomanda che questa giustificazione sia resa disponibile al proprietario.

6

PROGETTO DELL'INTERVENTO STRUTTURALE

6.1

Procedura per il progetto di adeguamento

- (1)P La procedura di progetto di adeguamento deve comprendere i seguenti punti:
- a) progetto concettuale;
 - b) analisi;
 - c) verifiche.
- (2)P Il progetto concettuale deve comprendere i seguenti aspetti:
- (i) Selezione delle tecniche e/o dei materiali, insieme al tipo e alla configurazione dell'intervento.
 - (ii) Stima preliminare delle dimensioni delle parti strutturali addizionali.
 - (iii) Stima preliminare della rigidezza modificata degli elementi adeguati.
- (3)P Si devono usare i metodi di analisi della struttura descritti nel punto **4.4**, tenendo presenti le caratteristiche modificate dell'edificio.
- (4)P Le verifiche di sicurezza devono in generale essere eseguite in conformità al punto **4.5**, sia per elementi strutturali esistenti, modificati o nuovi. Per materiali esistenti, nelle verifiche di sicurezza si devono usare i valori medi derivanti da prove in sito e da alcune fonti addizionali di informazione, modificati dal coefficiente di confidenza CF, come specificato nel punto **3.5**. In ogni modo, per materiali nuovi o aggiunti si devono usare le proprietà nominali, senza essere modificate dal coefficiente di confidenza CF.

Nota Informazioni sulle capacità di elementi strutturali nuovi o esistenti possono essere trovate nelle rispettive appendici informative A, B o C riferite al materiale.

(5)P Nel caso che il sistema strutturale, inclusi sia gli elementi strutturali nuovi sia quelli esistenti, possa essere realizzato per soddisfare i requisiti della EN 1998-1:2004, le verifiche possono essere eseguite in conformità alle disposizioni presenti.

APPENDICE A STRUTTURE IN CALCESTRUZZO ARMATO

(informativa)

A.1 Scopo

- (1) La presente appendice contiene informazioni specifiche riguardanti la valutazione degli edifici in calcestruzzo armato nel loro stato attuale e il loro miglioramento, quando necessario.

A.2 Identificazione della geometria, dei dettagli e dei materiali

A.2.1 Generalità

- (1) Si raccomanda di esaminare accuratamente i seguenti aspetti:
- i) Condizione fisica degli elementi in calcestruzzo armato e presenza di qualsiasi forma di degrado, dovuto alla carbonatazione, alla corrosione dell'acciaio, ecc.
 - ii) Continuità dei percorsi di carico tra gli elementi resistenti alle forze laterali.

A.2.2 Geometria

- (1) Si raccomanda che i dati raccolti comprendano le seguenti voci:
- i) Identificazione dei sistemi resistenti alle forze laterali in entrambe le direzioni.
 - ii) Orientazione delle piastre di solaio monodimensionali.
 - iii) Altezza e larghezza di travi, colonne e pareti.
 - iv) Larghezza delle flange delle travi a T.
 - v) Possibili eccentricità tra gli assi delle travi e delle colonne in corrispondenza dei nodi.

A.2.3 Dettagli

- (1) Si raccomanda che i dati raccolti comprendano le seguenti voci:
- i) Quantità di armatura longitudinale nelle travi, nelle colonne e nelle pareti.
 - ii) Quantità e dettagli dell'armatura di confinamento nelle regioni critiche e nei nodi trave-colonna.
 - iii) Quantità di armatura di acciaio nelle piastre di solaio che contribuiscono al momento flettente resistente negativo delle travi a T.
 - iv) Lunghezze di appoggio e condizioni di supporto degli elementi orizzontali.
 - v) Spessore del copriferro.
 - vi) Giunzioni per sovrapposizione per l'armatura longitudinale.

A.2.4 Materiali

- (1) Si raccomanda che i dati raccolti comprendano le seguenti voci:
- i) Resistenza del calcestruzzo.
 - ii) Resistenza a snervamento, resistenza ultima e deformazione ultima dell'acciaio.

A.3 Modelli di capacità per la valutazione

A.3.1 Introduzione

- (1) Si applicano le disposizioni date nel presente punto sia agli elementi sismici primari sia a quelli secondari.

(2) Classificazione di componenti/meccanismi:

- i) "dustile": travi, colonne e pareti soggetti a flessione con e senza forza assiale,
- ii) "fragile": meccanismo a taglio di travi, colonne, pareti e nodi.

A.3.2 Travi, colonne e pareti soggette a flessione con e senza forza assiale

A.3.2.1 Introduzione

- (1) La capacità di deformazione di travi, colonne e pareti, da verificare in conformità ai punti **2.2.2(2)P**, **2.2.3(2)P**, **2.2.4(2)P**, è definita in termini di rotazione rispetto alla corda θ , cioè, dell'angolo tra la tangente all'asse all'estremità dello snervamento e la corda che collega quell'estremità con l'estremità della luce di taglio ($L_V = M/V =$ momento/taglio alla sezione di estremità), cioè il punto a momento nullo. La rotazione rispetto alla corda è anche uguale al rapporto di spostamento della membratura, cioè, l'inflessione all'estremità della luce di taglio rispetto alla tangente all'asse all'estremità dello snervamento, diviso per la luce di taglio.

A.3.2.2 Stato Limite di Collasso (NC)

- (1) Il valore della capacità di rotazione ultima totale rispetto alla corda (elastica più la parte anelastica), θ_{um} , delle membrature di calcestruzzo sotto carichi ciclici può essere calcolata dalla seguente espressione:

$$\theta_{um} = \frac{1}{\gamma_{el}} 0,016 \times (0,3^v) \left[\frac{\max.(0,01; \omega')}{\max.(0,01; \omega)} f_c \right]^{0,225} \left(\min \left(9; \frac{L_V}{h} \right) \right)^{0,35} 25^{\left(\alpha \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1,25^{100 \rho_d}) \quad (A.1)$$

dove:

γ_{el} è uguale a 1,5 per gli elementi sismici primari e uguale a 1,0 per quelli secondari [come definito nel punto **2.2.1(6)P**];

h è l'altezza della sezione trasversale;

$L_V = M/V$ è il rapporto momento/taglio alla sezione di estremità;

$v = N/bhf_c$ (b larghezza della zona di compressione, N forza assiale positiva di compressione);

ω, ω' è il rapporto meccanico di armatura dell'armatura longitudinale, rispettivamente tesa (compresa l'armatura d'anima) e compressa;

f_c e f_{yw} sono, rispettivamente, la resistenza a compressione del calcestruzzo (MPa) e la resistenza a snervamento delle staffe (MPa), direttamente ottenute come valore medio delle prove in sito, e dalle fonti di informazione aggiuntive, appropriatamente divise per i coefficienti di confidenza, come definito nel punto **3.5(1)P** e nel prospetto 3.1, considerando il livello di conoscenza raggiunto;

$\rho_{sx} = A_{sx}/b_w s_h$ = rapporto dell'armatura trasversale parallela alla direzione x di carico (s_h = passo delle staffe);

ρ_d è il rapporto dell'armatura diagonale di acciaio (se presente), in ogni direzione diagonale;

α è il coefficiente di efficacia del confinamento, che può essere preso uguale a:

$$\alpha = \left(1 - \frac{s_h}{2b_o} \right) \left(1 - \frac{s_h}{2h_o} \right) \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6h_o b_o} \right) \quad (A.2)$$

dove:

b_o e h_o è la dimensione del nucleo confinato misurata dalla linea media della staffa,

b_i è l'interasse tra i baricentri delle barre longitudinali (indicato con i) vincolate lateralmente da una staffa d'angolo o da una legatura lungo il perimetro della sezione trasversale.

Nelle pareti il valore dato dall'espressione (A.1) è moltiplicato per 0,58.

Se viene usato un acciaio fragile lavorato a freddo, la capacità di rotazione totale rispetto alla corda di cui sopra è divisa per 1,6.

- (2) Il valore della parte plastica della capacità di rotazione rispetto alla corda delle membrature di calcestruzzo sotto carichi ciclici può essere calcolata con la seguente espressione:

$$\theta_{um}^{pl} = \theta_{um} - \theta_y = \frac{1}{\gamma_{el}} 0,0145 \times (0,25^v) \left[\frac{\max.(0,01; \omega')}{\max.(0,01; \omega)} \right]^{0,3} \quad (A.3)$$

$$f_c^{0,2} \times \left(\min \left(9; \frac{L_v}{h} \right) \right)^{0,35} 25^{\left(\alpha \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1,275^{100 \rho_d})$$

dove la rotazione rispetto alla corda a snervamento, θ_y , si raccomanda di calcolarla in conformità al punto **A.3.2.4**, γ_{el} è uguale a 1,8 per gli elementi sismici primari e uguale a 1,0 per quelli secondari, e tutte le altre variabili sono definite come per l'espressione (A.1).

Nelle pareti il valore fornito dall'espressione (A.3) è moltiplicato per 0,6.

Se viene usato l'acciaio fragile lavorato a freddo, la parte plastica della capacità di rotazione rispetto alla corda è divisa per 2.

- (3) Nelle membrature prive di dettagli locali per la resistenza sismica, i valori dati dalle espressioni (A.1) e (A.3) sono divisi per 1,2.
- (4) Si applicano i punti (1) e (2) a membrature con barre longitudinali deformate (ad aderenza migliorata) senza giunzioni vicino alle regioni di estremità dove è previsto lo snervamento. Se le barre longitudinali deformate hanno estremità diritte giuntate misurate dalle sezioni di estremità della membratura - come è spesso il caso in colonne e pareti con giunzioni per sovrapposizione misurate a livello del solaio - le espressioni (A.1) e (A.3) si raccomanda che siano applicate con il valore del rapporto di armatura di compressione, ω' , doppio rispetto al valore che si applica fuori dalla giunzione per sovrapposizione. Inoltre, se la lunghezza di giunzione l_o è minore di $l_{ou,min}$, si raccomanda che la parte plastica della capacità di rotazione rispetto alla corda data nel punto (2) sia moltiplicata per $l_o/l_{ou,min}$, mentre si raccomanda che il valore della rotazione rispetto alla corda a snervamento, θ_y , sommato per ottenere la capacità di rotazione totale rispetto alla corda, tenga conto dell'effetto della giunzione in conformità al punto **A.3.2.4(3)**. Il valore di $l_{ou,min}$ è $l_{ou,min} = d_{bL} f_{yL} / [(1,05 + 14,5 \alpha_l \rho_{sx} f_{yw} / f_c) \sqrt{f_c}]$,

dove:

d_{bL} è il diametro delle barre giuntate;

f_{yL} è il valore medio della resistenza a snervamento delle barre giuntate (MPa) ottenuto da prove in sito e da fonti aggiuntive di informazione, moltiplicato per il corrispondente coefficiente di confidenza, come definito nel punto 3.5 e nel prospetto 3.1, tenendo conto del livello di conoscenza raggiunto [vedere punto 3.5(2)P].

f_c , f_{yw} e ρ_{sx} come definito nel punto (1), e

$\alpha_l = (1 - s_h/(2b_o))(1 - s_h/(2h_o))n_{restr}/n_{tot}$, con

- n_{restr} : numero di barre longitudinali giuntate vincolate lateralmente da una staffa d'angolo o da una legatura, e
- n_{tot} : numero totale di barre longitudinali giuntate lungo il perimetro della sezione trasversale.

- (5) Nelle membrature con barre longitudinali lisce, senza giunzioni vicino alle regioni di estremità dove si prevede lo snervamento, la capacità di rotazione totale rispetto alla corda può essere presa uguale al valore calcolato in conformità al punto (1) moltiplicato per 0,8, mentre la parte plastica della capacità di rotazione rispetto alla corda può essere presa uguale a quella calcolata in conformità al punto (2) moltiplicato per 0,75 (con questi coefficienti che includono il coefficiente di riduzione 1,2 del punto (3) che tiene conto della mancanza di dettagli locali per la resistenza sismica). Se le barre longitudinali sono giuntate all'inizio della sezione di estremità della membratura e le loro estremità sono fornite di uncini normalizzati e una lunghezza di giunzione l_o di almeno $15 d_{bL}$, la capacità di rotazione rispetto alla corda della membratura può essere calcolata come segue:

- Nelle espressioni (A.1), (A.3) la luce di taglio L_V (rapporto M/V - momento/taglio - alla sezione di estremità) è ridotta della lunghezza di giunzione l_o , poichè la condizione ultima è controllata dalla regione subito dopo l'estremità della giunzione.
 - La capacità di rotazione totale rispetto alla corda può essere presa uguale al valore calcolato in conformità al punto (1) e al punto (3) moltiplicato per 0,019 $(10 + \min(40, l_o/d_{bL}))$, mentre la parte plastica della capacità di rotazione rispetto alla corda può essere presa uguale a quella calcolata in conformità al punto (2) e al punto (3) moltiplicato per 0,019 $\min(40, l_o/d_{bL})$.
- (6) Per la valutazione della capacità ultima di rotazione rispetto alla corda può essere usata una espressione alternativa:

$$\theta_{um} = \frac{1}{\gamma_{el}} \left(\theta_y + (\phi_u - \phi_y) L_{pl} \left(1 - \frac{0,5 L_{pl}}{L_V} \right) \right) \quad (A.4)$$

dove:

θ_y è la rotazione a snervamento rispetto alla corda come definito dalle espressioni (A.10) o (A.11);

ϕ_u è la curvatura ultima all'estremità della sezione;

ϕ_y è la curvatura a snervamento alla sezione di estremità.

Il valore della lunghezza L_{pl} della cerniera plastica dipende da come l'aumento della capacità di resistenza e di deformazione del calcestruzzo dovuto al confinamento viene preso in considerazione nel calcolo della curvatura ultima della sezione di estremità, ϕ_u .

- (7) Se la curvatura ultima della sezione di estremità ϕ_u , sotto carichi ciclici viene calcolata con:

(a) la deformazione ultima dell'armatura longitudinale, ε_{su} , presa uguale a:

- i minimi valori dati nella EN 1992-1-1, prospetto C.1 per la deformazione caratteristica alla massima forza, ε_{uk} , per le Classi di acciaio A o B,
- il 6% per la classe di acciaio C, e

- (b) il modello di confinamento descritto nella EN 1992-1-1:2004, punto 3.1.9, con lo sforzo effettivo laterale di confinamento σ_2 preso uguale a $\alpha \rho_{sx} f_{yw}$, dove ρ_{sx} , f_{yw} e α sono stati definiti nel punto (1),

allora, per le membrature con dettagli locali per la resistenza sismica e senza giunzioni delle barre longitudinali in prossimità della sezione dove è atteso lo snervamento, L_{pl} può essere calcolato con l'espressione seguente:

$$L_{pl} = 0,1 L_V + 0,17 h + 0,24 \frac{d_{bL} f_y (\text{MPa})}{\sqrt{f_c (\text{MPa})}} \quad (A.5)$$

dove:

h è l'altezza delle membrature e d_{bL} è il diametro (medio) dell'armatura a trazione.

- (8) Se la curvatura ultima della sezione di estremità, ϕ_u , sotto carichi ciclici viene calcolata con:

(a) la deformazione ultima dell'armatura longitudinale, ε_{su} , presa come nel punto (7)a, e

(b) un modello di confinamento che rappresenta meglio del modello descritto nella EN 1992-1-1:2004, punto 3.1.9 l'aumento di ϕ_u dovuto al confinamento sotto carichi ciclici; in particolare un modello dove:

- la resistenza del calcestruzzo confinato viene valutata con:

$$f_{cc} = f_c \left[1 + 3,7 \left(\frac{\alpha \rho_{sx} f_{yw}}{f_c} \right)^{0,86} \right] \quad (A.6)$$

- la deformazione che corrisponde alla resistenza f_{cc} è presa aumentando il valore ε_{c2} del calcestruzzo non confinato come:

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c2} \left[1 + 5 \left(\frac{f_{cc}}{f_c} - 1 \right) \right] \quad (A.7)$$

- e la deformazione ultima della fibra estrema della zona di compressione è presa come:

$$\varepsilon_{cu} = 0,004 + 0,5 \frac{\alpha \rho_{sx} f_{yw}}{f_{cc}} \quad (A.8)$$

dove α , f_{yw} e ρ_{sx} sono definiti nei punti (1) e (7) e f_{cc} è la resistenza del calcestruzzo, come aumentata dal confinamento,

allora, per le membrature con dettagli locali per la resistenza sismica e nessuna giunzione delle barre longitudinali vicino alla sezione dove è atteso lo snervamento, L_{pl} può essere calcolato con la seguente espressione:

$$L_{pl} = \frac{L_v}{30} + 0,2h + 0,11 \frac{d_{bL} f_y (\text{MPa})}{\sqrt{f_c} (\text{MPa})} \quad (A.9)$$

- (9) Se il modello di confinamento descritto nella EN 1992-1-1:2004, punto 3.1.9 è adottato nel calcolo della curvatura ultima della sezione di estremità, ϕ_u , e il valore di L_{pl} calcolato con l'espressione (A.5) viene usato nell'espressione (A.4), allora il coefficiente γ_{el} può essere preso uguale a 2 per elementi sismici primari e uguale a 1 per elementi sismici secondari. Se viene invece usato il modello di confinamento dato dalle espressioni da (A.6) a (A.8), insieme all'espressione (A.9), allora il valore del coefficiente γ_{el} può essere preso uguale a 1,7 per elementi sismici primari e uguale a 1,0 per quelli sismici secondari.

Nota I valori della capacità di rotazione totale rispetto alla corda calcolati in conformità ai punti (1) e (2) sopra [prendendo in considerazione i punti da (3) a (5)] sono generalmente molto simili. L'espressione (A.1) è più conveniente quando i calcoli e le richieste sono basati sulle rotazioni totali rispetto alla corda, mentre l'espressione (A.3) è la più adatta per quei casi in cui i calcoli e le richieste sono basati sulla parte plastica delle rotazioni rispetto alla corda; inoltre il punto (4) fornisce la capacità di rotazione rispetto alla corda delle membrature con barre longitudinali deformate e con le estremità diritte giuntate misurate dalle sezioni di estremità solo nei termini dell'espressione (A.3). L'espressione (A.4) con $\gamma_{el} = 1$ porta a risultati sufficientemente simili a quando è usato o con il punto (7) o con il punto (8), ma le differenze con le previsioni del punto (1) o (2) sono maggiori. La dispersione dei risultati delle prove rispetto a quelli dell'espressione (A.4) per $\gamma_{el} = 1$ usato con il punto (8) è minore rispetto a quando lo si usa con il punto (7). Questo è riflesso nei differenti valori di γ_{el} specificati nei punti (1), (2) e (9), per elementi sismici primari, poichè γ_{el} è introdotto per convertire i valori medi a valori medi meno uno dello scarto tipo. Infine, gli effetti della mancanza di dettagli per la resistenza sismica e della giunzione per sovrapposizione nella zona della cerniera plastica sono specificati nei punti da (3) a (5) solo in combinazione con le espressioni (A.1) e (A.3).

- (10) Le pareti esistenti conformi alla definizione di "grandi pareti leggermente armate" della EN 1998-1:2004, possono essere verificate in conformità alla EN 1992-1-1:2004.

A.3.2.3

Stato Limite di Danno Significativo (SD)

- (1) La capacità di rotazione rispetto alla corda corrispondente al danno significativo θ_{SD} può essere assunta pari a $\frac{3}{4}$ della rotazione ultima rispetto alla corda θ_u data nel punto A.3.2.2.

A.3.2.4

Stato Limite di Danno Limitato (DL)

- (1) La capacità per questo stato limite usata nelle verifiche è il momento flettente di snervamento sotto il carico assiale di progetto.
- (2) Nel caso la verifica venga eseguita in termini di deformazioni la corrispondente capacità è data dalla rotazione rispetto alla corda a snervamento θ_y , valutata come:
Per travi e colonne:

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_v + a_v z}{3} + 0,0014 \left(1 + 1,5 \frac{h}{L_v} \right) + \frac{\varepsilon_y}{d - d'} \frac{d_{bL} f_y}{6 \sqrt{f_c}} \quad (A.10a)$$

Per pareti a sezione rettangolare, sezione a T o flangiate:

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_V + a_V z}{3} + 0,0013 + \frac{\varepsilon_y}{d - d'} \frac{d_{bL} f_y}{6 \sqrt{f_c}} \quad (\text{A.11a})$$

o dalle espressioni alternative (ed equivalenti) per travi e colonne:

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_V + a_V z}{3} + 0,0014 \left(1 + 1,5 \frac{h}{L_V} \right) + \phi_y \frac{d_{bL} f_y}{8 \sqrt{f_c}} \quad (\text{A.10b})$$

e per pareti a sezione rettangolare, sezione a T o flangiate:

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_V + a_V z}{3} + 0,0013 + \phi_y \frac{d_{bL} f_y}{8 \sqrt{f_c}} \quad (\text{A.11b})$$

dove:

ϕ_y è la curvatura a snervamento della sezione di estremità;

$\alpha_V z$ è la traslazione del diagramma del momento flettente [vedere EN 1992-1-1:2004, nel punto **9.2.1.3(2)**], con:

z lunghezza del braccio della coppia interna, presa uguale a $d - d'$ nella travi, colonne, o pareti frangiate o con sezioni a T, o preso uguale a $0,8 h$ nelle pareti di sezione rettangolare, e

$\alpha_V = 1$ se ci si aspetta che la fessurazione per taglio preceda lo snervamento per flessione nella sezione di estremità [cioè quando il momento a snervamento, M_y , supera il prodotto di L_V volte la resistenza a taglio della membratura considerato senza armatura a taglio, $V_{R,c}$, preso in conformità alla EN 1992-1-1:2004, punto **6.2.2(1)**]; altrimenti (cioè se $M_y < L_V V_{R,c}$) $\alpha_V = 0$,

f_y e f_c sono rispettivamente lo sforzo a snervamento dell'acciaio e la resistenza del calcestruzzo, come definite per l'espressione (A.1), entrambi in MPa,

ε_y è uguale a f_y/E_s ,

d e d' sono rispettivamente le altezze dell'armatura a trazione e a compressione, e

d_{bL} è il diametro (medio) dell'armatura a trazione.

Il primo termine nelle espressioni (A.10), (A.11) tiene conto del contributo flessionale. Il secondo termine rappresenta il contributo alla deformazione a taglio ed il terzo lo scorrimento delle barre.

Nota I due gruppi alternativi di espressioni: (A.10a), (A.11a) da un lato e (A.10b), (A.11b) dall'altro sono praticamente equivalenti. Le espressioni: (A.10a), (A.11a) sono più razionali, ma le espressioni (A.10b), (A.11b) sono più convenienti ed il loro utilizzo può essere complessivamente più conveniente, poichè il calcolo di ϕ_y può essere difficoltoso e può portare ad errori.

(3) I punti **(1)** e **(2)** si applicano alle membrature con barre longitudinali senza giunzioni vicino alla regione di estremità dove è atteso lo snervamento. Se le barre longitudinali sono deformate con estremità diritte giuntate misurate dalla sezione estrema della membratura (come nelle colonne e nelle pareti con giunzioni per sovrapposizione misurata a livello del solaio), il momento a snervamento M_y e la curvatura a snervamento ϕ_y nelle espressioni (A.10), (A.11) si raccomanda che siano calcolati con un rapporto di armatura a compressione raddoppiato rispetto al valore che si applica fuori dalla zona di giunzione per sovrapposizione. Se la lunghezza della giunzione diritta l_o è minore di $l_{oy,min} = 0,3 d_{bL} f_{yL} / \sqrt{f_c}$, dove d_{bL} è il diametro delle barre giuntate, f_{yL} (in MPa) è il valore medio della resistenza a snervamento dell'acciaio delle barre giuntate ottenuto da prove in sito e da fonti di informazione addizionali, moltiplicato per il coefficiente di confidenza, come definito nel punto **3.5** e nel prospetto 3.1, considerando il livello di conoscenza ottenuto [vedere punto **3.5(2)P**] e f_c (in MPa) è definito come per l'espressione (A.1), allora:

- M_y e ϕ_y si raccomanda che siano calcolati con lo sforzo a snervamento, f_y , moltiplicato per $l_o/l_{oy,min}$,
- la deformazione a snervamento, ε_y , nell'ultimo termine delle espressioni (A.10a), (A.11a) si raccomanda che sia moltiplicata per $l_o/l_{oy,min}$,

- il secondo termine nelle espressioni (A.10), (A.11) si raccomanda che sia moltiplicato per il rapporto tra il valore del momento di snervamento M_y modificato per tenere conto della giunzione per sovrapposizione e il momento di snervamento fuori dalla zona di giunzione per sovrapposizione,
 - per determinare se il termine $\alpha_V z$ contribuisca al primo termine nelle espressioni (A.10), (A.11) con $\alpha_V = 1$, il prodotto $L_V V_{R,c}$ viene confrontato con il momento a snervamento M_y come modificato per l'effetto della giunzione.
- (4) I punti (1) e (2) possono essere considerati applicabili anche alle membrature con barre longitudinali lisce, anche quando le loro estremità, fornite di uncini normalizzati, sono giuntate, misurate alla sezione di estremità della membratura (come nelle colonne e nelle pareti con giunzioni per sovrapposizione misurate a livello del solaio), purchè la lunghezza di giunzione l_o sia almeno uguale a $15 d_{bL}$.
- (5) Se le verifiche sono eseguite in termini di deformazioni, si raccomanda che le richieste di deformazione siano ottenute da un'analisi di un modello strutturale in cui la rigidezza di ciascun elemento è presa uguale al valore medio di $M_y L_V / 3 \theta_y$, alle due estremità della membratura. Nel calcolo della luce di taglio all'estremità della sezione, L_V può essere preso uguale alla metà della lunghezza della membratura.

A.3.3

Travi, colonne e pareti: taglio

A.3.3.1

Stato Limite di Collasso (NC)

- (1) La resistenza a taglio ciclica, V_R , diminuisce con la parte plastica della richiesta di duttilità, espressa in termini del coefficiente di duttilità dell'inflexione trasversale della luce di taglio o della rotazione rispetto alla corda all'estremità della membratura: $\mu_{\Delta}^{pl} = \mu_{\Delta} - 1$. Per questo scopo μ_{Δ}^{pl} può essere calcolato come il rapporto della parte plastica della rotazione rispetto alla corda, θ , normalizzata alla rotazione rispetto alla corda a snervamento, θ_y , calcolata in conformità ai punti da **A.3.2.4(2) a (4)**.

Può essere usata la seguente espressione per la resistenza a taglio, controllata dalle staffe, considerando la riduzione di cui sopra (unità di misura: MN e metri):

$$V_R = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[\frac{h-x}{2L_V} \min.(N; 0,55 A_c f_c) + (1 - 0,05 \min.(5; \mu_{\Delta}^{pl})) \times \right. \\ \left. \times \left[0,16 \max.(0,5; 100 \rho_{tot}) \left(1 - 0,16 \min.\left(5; \frac{L_V}{h}\right) \right) \sqrt{f_c} A_c + V_w \right] \right] \quad (A.12)$$

dove:

γ_{el} è uguale a 1,15 per elementi sismici primari e uguale a 1,0 per elementi sismici secondari (come definito nel punto **2.2.1(6)P**);

h è l'altezza della sezione trasversale (uguale al diametro D per sezioni circolari),

x è l'altezza della zona compressa;

N è la forza assiale di compressione (positiva, presa uguale a zero per la trazione);

$L_V = M/V$ è il rapporto momento/taglio alla sezione di estremità;

A_c è l'area della sezione trasversale, presa uguale a $b_w d$ per una sezione trasversale con un'anima rettangolare di larghezza (spessore) b_w e altezza strutturale d , o uguale a $\pi D_c^2 / 4$ (dove $D_c = D - 2c - 2d_{bw}$, è il diametro del nucleo di calcestruzzo all'interno delle staffe, con D e c definiti nel punto b) sotto e d_{bw} il diametro dell'armatura trasversale) per sezioni circolari;

f_c è la resistenza a compressione del calcestruzzo, come definita per l'espressione (A.1); per elementi sismici primari f_c si raccomanda che sia ulteriormente diviso per il coefficiente parziale per il calcestruzzo in conformità alla EN 1998-1:2004, punto **5.2.4**;

ρ_{tot} è il rapporto totale dell'armatura longitudinale;

V_w è il contributo dell'armatura trasversale alla resistenza a taglio, preso uguale a:

- a) per sezioni trasversali con anima rettangolare di larghezza (spessore) b_w :

$$V_w = \rho_w b_w z f_{yw} \quad (\text{A.13})$$

dove:

ρ_w è il rapporto di armatura trasversale,

z è la lunghezza del braccio della coppia interna, come specificato nel punto **A.3.2.4(2)**, e

f_{yw} è lo sforzo a snervamento dell'armatura trasversale come definito per l'espressione (A.1); per elementi sismici primari f_{yw} si raccomanda che sia ulteriormente diviso per il coefficiente parziale per l'acciaio in conformità alla EN 1998-1:2004, punto **5.2.4**;

- b) per sezioni trasversali circolari:

$$V_w = \frac{\pi A_{sw}}{2s} f_{yw} (D - 2c) \quad (\text{A.14})$$

dove:

D è il diametro della sezione;

A_{sw} è l'area della sezione trasversale di una staffa circolare;

s è la distanza tra le staffe misurata dal baricentro;

f_{yw} è come definito nel punto a) sopra, e

c è il copriferro.

- (2) La resistenza a taglio di una parete in calcestruzzo, V_R , non può essere presa maggiore del valore corrispondente al collasso per schiacciamento dell'anima, $V_{R,max}$, che sotto carichi ciclici può essere calcolato dalla seguente espressione (con unità di misura: MN e metri):

$$V_{R,max} = \frac{0,85(1 - 0,06 \min.(5; \mu_{\Delta}^{pl}))}{\gamma_{el}} \left(1 + 1,8 \min.\left(0,15; \frac{N}{A_c f_c}\right) \right) \quad (\text{A.15})$$

$$(1 + 0,25 \max.(1,75; 100\rho_{tot})) \left(1 - 0,2 \min.\left(2; \frac{L_v}{h}\right) \right) \sqrt{f_c} b_w z$$

dove $\gamma_{el} = 1,15$ per elementi sismici primari e uguale a 1,0 per elementi sismici secondari, f_c è in MPa, b_w e z sono in metri e $V_{R,max}$ in MN, e tutte le altre variabili sono definite come nel punto (1).

La resistenza a taglio sotto carichi ciclici, come controllata dallo schiacciamento dell'anima che precede lo snervamento per flessione, è ottenuta dall'espressione (A.15) per $\mu_{\Delta}^{pl} = 0$.

- (3) Se in una colonna in calcestruzzo il rapporto della luce di taglio, L_v/h , alla sezione di estremità con il massimo dei due momenti di estremità minore o uguale a 2,0, la sua resistenza a taglio, V_R , si raccomanda che non sia essere presa maggiore del valore corrispondente al collasso per schiacciamento dell'anima lungo la diagonale della colonna dopo lo snervamento per flessione, $V_{R,max}$, che sotto carichi ciclici può essere calcolato dalla seguente espressione (con unità di misura: MN e metri):

$$V_{R,max} = \frac{4}{7} (1 - 0,02 \min.(5; \mu_{\Delta}^{pl})) \left(1 + 1,35 \frac{N}{A_c f_c} \right) (1 + 0,45(100\rho_{tot})) \quad (\text{A.16})$$

$$\sqrt{\min.(40; f_c)} b_w z \sin 2\delta$$

dove:

δ è l'angolo tra la diagonale e l'asse della colonna ($\tan \delta = h/2L_v$), e tutte le altre variabili sono definite come nel punto (3).

- (4) La minima resistenza a taglio calcolata in conformità alla EN 1992-1-1:2004 o per mezzo delle espressioni (A.12)-(A.16) si raccomanda che sia usata nella valutazione.

- (5) Si raccomanda che siano usate nei calcoli le proprietà medie dei materiali derivanti da prove in sito e da fonti di informazione addizionali.
- (6) Per gli elementi sismici primari, le resistenze medie dei materiali, oltre ad essere divise per l'appropriato coefficiente di confidenza basato sul livello di conoscenza, si raccomanda che siano divise per i coefficienti parziali dei materiali in conformità alla EN 1998-1:2004, punto **5.2.4**.

A.3.3.2 Stato Limite di Danno Significativo (SD) e di Danno Limitato (DL)

- (1) Non sono richieste verifiche nei confronti del superamento di questi due LS, a meno che questi due LS siano gli unici due ad essere verificati. In tale caso si applica il punto **A.3.3.1**.

A.3.4 Nodi trave-colonna

A.3.4.1 LS di Collasso (NC)

- (1) La richiesta di taglio nei nodi è valutata in conformità alla EN 1998-1:2004, punto **5.5.2.3**.
- (2) La capacità a taglio dei nodi è valutata in conformità alla EN 1998-1:2004, punto **5.5.3.3**.
- (3) Si applicano i punti **A.3.3.1(5)** e **(6)** per i nodi degli elementi sismici primari con altri elementi.

A.3.4.2 Stato Limite di Danno Significativo (SD) e di Danno Limitato (DL)

- (1) Non sono richieste verifiche nei confronti del superamento di questi due LS, a meno che questi due LS siano gli unici due ad essere verificati. In tale caso si applica il punto **A.3.4.1**.

A.4 Modelli di capacità per il rinforzo

A.4.1 Generalità

- (1) Le regole per le capacità di resistenza e di deformazione di una membratura date nei seguenti punti per membrane rinforzate si riferiscono alle capacità nell'LS di NC nei punti **A.3.2.2** e **A.3.3.1** prima dell'applicazione del coefficiente globale γ_{el} . I coefficienti γ_{el} specificati nei punti **A.3.2.2** e **A.3.3.1** si raccomanda che siano applicati sulle capacità di resistenza e di deformazione delle membrane adeguate come determinato in conformità ai seguenti punti.
- (2) I coefficienti parziali da applicare all'acciaio e al calcestruzzo nuovi usati per l'adeguamento sono quelli della EN 1998-1:2004, punto **5.2.4** e all'acciaio strutturale nuovo usato per l'adeguamento sono quelli della EN 1998-1:2004, punto **6.1.3(1)P**.

A.4.2 Incamiciatura in calcestruzzo

A.4.2.1 Introduzione

- (1) Le incamiciature di calcestruzzo sono applicate alle colonne e alle pareti per tutti o alcuni dei seguenti scopi:
 - aumento della capacità portante;
 - aumento della resistenza a flessione e/o a taglio;
 - aumento della capacità di deformazione;
 - miglioramento della resistenza delle giunzioni per sovrapposizione insufficienti.
- (2) Si raccomanda che lo spessore delle incamiciature tenga conto della disposizione sia dell'armatura longitudinale sia di quella trasversale con un adeguato copriferro.

- (3) Quando le incamiciature hanno lo scopo di aumentare la resistenza a flessione, si raccomanda che le barre longitudinali siano prolungate fino al piano adiacente, attraverso buchi praticati nella soletta, mentre le legature orizzontali si raccomanda che siano disposte nella regione del nodo, attraverso buchi orizzontali praticati nelle travi. Le legature possono essere omesse nel caso di nodi interni interamente confinati.
- (4) Quando solamente gli aumenti di capacità di resistenza a taglio e di deformazione sono di interesse, insieme ad un possibile miglioramento delle giunzioni per sovrapposizione, allora si raccomanda che le incamiciature siano interrotte (sia calcestruzzo sia armatura) lasciando un vuoto con una soletta dell'ordine di 10 mm.

A.4.2.2

Aumento di resistenza, rigidezza e capacità di deformazione

- (1) Per valutare le capacità di resistenza e di deformazione degli elementi incamiciati, possono essere fatte le seguenti ipotesi approssimate di semplificazione:
 - l'elemento incamiciato si comporta in maniera monolitica, con una completa azione composita tra il vecchio ed il nuovo calcestruzzo,
 - è trascurato il fatto che il carico assiale è originariamente applicato solo alla colonna pre-esistente, e si considera l'intero carico assiale agente sull'elemento incamiciato,
 - si assume che le proprietà del calcestruzzo dell'incamiciatura siano estese all'intera sezione della membratura.
- (2) Nelle verifiche di capacità le seguenti relazioni possono essere assunte tra i valori di V_R , M_y , θ_y e θ_u , calcolati con le ipotesi di cui sopra ed i valori V_R^* , M_y^* , θ_y^* e θ_u^* :
 - Per V_R^* :

$$V_R^* = 0,9 V_R \quad (\text{A.17})$$
 - Per M_y^* :

$$M_y^* = M_y \quad (\text{A.18})$$
 - Per θ_y^* :

$$\theta_y^* = 1,05 \theta_y \quad (\text{A.19a})$$
 - Per θ_u^* :

$$\theta_u^* = \theta_u \quad (\text{A.20})$$
- (3) I valori di θ_u^* , θ_y^* , M_y^* della membratura incamiciata, da usare per il confronto con le richieste nelle verifiche di sicurezza, si raccomanda che siano calcolati sulla base di: (a) il valore medio della resistenza dell'acciaio esistente come direttamente ottenuto da prove in sito e da fonti di informazione addizionali, opportunamente diviso per il coefficiente di confidenza nel punto 3.5 considerando il livello di conoscenza ottenuto; e (b) la resistenza nominale del calcestruzzo e dell'armatura aggiunti.
- (4) Il valore di V_R^* della membratura incamiciata, da usare per il confronto con le richieste nelle verifiche di sicurezza, si raccomanda che sia calcolato sulla base di: (a) il valore medio della resistenza dell'acciaio esistente come direttamente ottenuto da prove in sito e da fonti di informazione addizionali, opportunamente diviso per il coefficiente di confidenza nel punto 3.5, considerando il livello di conoscenza ottenuto; e (b) la resistenza nominale del calcestruzzo e dell'armatura aggiunti. Negli elementi sismici primari il valore medio della resistenza dell'acciaio esistente e la resistenza nominale dei materiali aggiunti si raccomanda che siano divisi per i coefficienti parziali dell'acciaio e del calcestruzzo in conformità alla EN 1998-1:2004, punto 5.2.4.
- (5) Il valore di M_y^* di membrane incamiciate che trasmettono gli effetti delle azioni ai componenti/meccanismi fragili, da usare nel punto 4.5.1(1)P(b), si raccomanda che sia calcolato sulla base di: (a) il valore medio della resistenza dell'acciaio esistente come direttamente ottenuto da prove in sito e da fonti di informazione addizionali, opportunamente moltiplicato per il coefficiente di confidenza nel punto 3.5, considerando il livello di conoscenza ottenuto; e (b) la resistenza nominale del calcestruzzo e dell'armatura aggiunti [vedere punto 3.5(2)P].

A.4.3 Incamiciatura in acciaio

A.4.3.1 Introduzione

- (1) Camicie in acciaio sono applicate principalmente alle colonne con lo scopo di aumentare la resistenza a taglio e migliorare la resistenza delle giunzioni per sovrapposizione insufficienti. Esse possono anche essere usate per aumentare la duttilità attraverso il confinamento.
- (2) Le camicie in acciaio applicate a pilastri rettangolari sono generalmente costituite da quattro profili angolari ai quali vengono saldate o piastre continue in acciaio o bande di spessore adeguato orizzontali separate in acciaio. I profili angolari possono essere fissati con resine epossidiche al calcestruzzo, o semplicemente resi aderenti al calcestruzzo esistente senza interruzioni lungo l'intera altezza. Le bande possono essere preriscaldate appena prima della saldatura allo scopo di fornire successivamente una pressione di confinamento sulla colonna.

A.4.3.2 Resistenza a taglio

- (1) Il contributo della camicia alla resistenza a taglio può essere considerato aggiuntivo alla resistenza preesistente, purché la camicia rimanga interamente in campo elastico. Questa condizione è necessaria affinché la camicia sia in grado di controllare l'ampiezza delle fessure interne e di garantire l'integrità del calcestruzzo, permettendo quindi che il meccanismo resistente a taglio originario continui ad operare.
- (2) Se viene usato solo il 50% della resistenza a snervamento dell'acciaio della camicia, l'espressione per il taglio aggiuntivo V_j offerto dalla camicia è:

$$V_j = 0,5 h \frac{2t_j b}{s} f_{y,j,d} \times (\cot \theta + \cot \beta) \times \sin \beta \quad (\text{A.21})$$

dove:

h è lo spessore della sezione trasversale,

t_j è lo spessore delle bande di acciaio,

b è la larghezza delle bande di acciaio, e

s è l'interasse delle bande di acciaio ($b/s = 1$, nel caso di piastre continue di acciaio),

θ è l'angolo di inclinazione del puntone;

β è l'angolo tra l'asse delle bande d'acciaio e l'asse dell'elemento ($\beta = 90^\circ$, in caso di piastre continue d'acciaio), e

$f_{y,j,d}$ è la resistenza a snervamento di progetto dell'acciaio della camicia, uguale alla sua resistenza nominale divisa per il coefficiente parziale per l'acciaio strutturale in conformità alla EN 1998-1:2004, punto 6.1.3(1)P.

A.4.3.3 Azione di sconfinamento per le zone di giunzioni per sovrapposizione

- (1) Le camicie in acciaio possono fornire un'azione efficace di sconfinamento nelle zone di giunzioni per sovrapposizione, per aumentare la capacità di deformazione ciclica. Per ottenere questo risultato è necessario che:
 - la camicia si prolunghi per una lunghezza pari almeno al 50% della lunghezza della zona di sovrapposizione;
 - la camicia sia mantenuta aderente in pressione contro le facce della colonna mediante almeno due file di bulloni su ogni lato normale alla direzione del carico;
 - nel caso in cui la sovrapposizione sia alla base della colonna, le file di bulloni si raccomanda che siano disposte una alla sommità della zona di sovrapposizione e l'altra ad un terzo di tale zona, misurata a partire dalla base.

A.4.4 Incamiciatura e fasciatura con FRP

A.4.4.1 Introduzione

- (1) L'uso di FRP (materiali fibrorinforzati a matrice polimerica) applicati in aderenza alla superficie esterna per l'adeguamento sismico di elementi in calcestruzzo armato esistenti è finalizzato ai seguenti obiettivi:
 - aumento della capacità a taglio di colonne e pareti, mediante applicazione esterna di FRP con le fibre disposte nella direzione delle staffe;
 - aumento della duttilità disponibile alle estremità delle membrature, mediante un confinamento aggiuntivo nella forma di camicie di FRP, con le fibre disposte lungo il perimetro;
 - impedire il collasso della giunzione per sovrapposizione, mediante un aumentato confinamento con le fibre disposte lungo il perimetro.
- (2) Gli effetti della placcatura e della fasciatura con FRP delle membrature, sulla resistenza a flessione della sezione di estremità e sul valore della rotazione a snervamento rispetto alla corda, θ_y , possono essere trascurati [θ_y può essere calcolato in conformità ai punti da **A.3.2.4(2)** a **(4)**, con $l_{oy,min}$ preso uguale a $0,2 d_{bL} f_{yL} / \sqrt{f_c}$ nel punto **A.3.2.4(4)**].

A.4.4.2 Resistenza a taglio

- (1) La capacità a taglio di componenti fragili può essere aumentata nelle travi, colonne o pareti di taglio mediante l'applicazione di bande o strisce di FRP. Queste possono essere applicate o mediante completa fasciatura della membratura, o facendole aderire ai lati e all'intradosso della trave (banda o striscia a forma di U), o facendole aderire solo ai lati.
- (2) La capacità totale a taglio, controllata dalle staffe e dal rinforzo in FRP, viene valutata come la somma di un contributo che deriva dalla membratura in calcestruzzo esistente, valutato in conformità alla EN 1998-1:2004 e di un altro contributo, V_f , che deriva dal rinforzo in FRP.
- (3) La capacità totale a taglio non può essere presa maggiore della massima resistenza a taglio della membratura in calcestruzzo, $V_{R,max}$, controllata dalla compressione diagonale nell'anima. Il valore di $V_{R,max}$ può essere calcolato in conformità alla EN 1992-1-1:2004. Per pareti e per colonne in calcestruzzo con rapporto di luce di taglio L_v/h , minore o uguale a 2, il valore di $V_{R,max}$ è il minimo tra il valore calcolato in conformità alla EN 1992-1-1:2004 e il valore calcolato nei punti da **A.3.3.1(2)** e **A.3.3.1(3)**, rispettivamente, sotto carichi ciclici anelastici.
- (4) Per membrature con sezione rettangolare, il contributo del rinforzo in FRP alla capacità a taglio può essere valutato come:

- per fasciatura completa con FRP, o per bande o strisce di FRP a forma di U,

$$V_{Rd,f} = 0,9d \times f_{fdd,e} \times 2 \times t_f \times \left(\frac{w_f}{s_f} \right)^2 \times (\cot \theta + \cot \beta) \times \sin \beta \quad (A.22)$$

- per bande o strisce di FRP applicate ai lati:

$$V_{Rd,f} = 0,9d \times f_{fdd,e} \times 2 \times t_f \times \frac{\sin \beta}{\sin \theta} \times \frac{w_f}{s_f} \quad (A.23)$$

dove:

d è l'altezza utile,

θ è l'angolo di inclinazione del puntone,

$f_{fdd,e}$ è la resistenza effettiva di progetto del rinforzo in FRP, che dipende dalla configurazione di rinforzo in conformità al punto **(5)** per fasciatura completa con FRP, o al punto **(6)** per FRP a forma di U, o al punto **(7)** per FRP applicato ai lati,

t_f è lo spessore della banda, striscia o lamina (su un singolo lato) di FRP,

- β è l'angolo tra la direzione della fibra (forte) nella banda, striscia o lamina di FRP, e l'asse della membratura,
- w_f è la larghezza della banda o striscia di FRP, misurata ortogonalmente alla direzione (forte) delle fibre (per strisce: $w_f = \min. (0,9d, h_w) \times \sin(\theta + \beta) / \sin \theta$), e
- s_f è l'interasse delle strisce di FRP (= w_f per strisce), misurato ortogonalmente alla direzione (forte) della fibra.

- (5) Per incamiciature che avvolgono completamente (cioè chiuse) o adeguatamente ancorate (nella zona di compressione), la resistenza di progetto effettiva dell'FRP può essere presa nelle espressioni (A.22), (A.23) pari a:

$$f_{fdd,e,W} = f_{fdd} \times \left[1 - k \frac{L_e \sin \beta}{2z} \right] + \frac{1}{2} (f_{fu,W}(R) - f_{fdd}) \times \left[1 - \frac{L_e \sin \beta}{z} \right] \quad (A.24)$$

dove:

$z = 0,9 d$ è il braccio della coppia interna,

$$k = \left(1 - \frac{2}{\pi} \right), \text{ e}$$

$$f_{fdd} = \frac{1}{\gamma_{fd}} \sqrt{0,6 \frac{E_f f_{ctm} k_b}{t_f}} \quad (\text{unità di misura: N, mm}) \quad (A.25)$$

è la resistenza di progetto alla delaminazione, con:

γ_{fd} il coefficiente parziale alla delaminazione per FRP,

Nota Il valore prescritto per γ_{fd} da usare in un paese può essere trovato nella sua appendice nazionale.
Il valore raccomandato è $\gamma_{fd} = 1,5$.

E_f il modulo delle bande/lamine di FRP;

f_{ctm} la resistenza media a trazione del calcestruzzo;

$k_b = \sqrt{1,5 \times (2 - w_f/s_f) / (1 + w_f/100 \text{ mm})}$ il coefficiente di copertura;

in cui:

w_f, s_f, t_f sono definiti come nel punto (4), e

$f_{fu,W}(R)$ è la resistenza ultima della banda o striscia di FRP avvolta attorno all'angolo con un raggio R , dato da:

$$f_{fu,W}(R) = f_{fdd} + \langle \eta_R \times f_{fu} - f_{fdd} \rangle \quad (A.26)$$

dove il termine nella $\langle \cdot \rangle$ dovrebbe essere considerato solo se positivo e dove il coefficiente η_R dipende dal raggio di curvatura R e dalla larghezza della trave b_w :

$$\eta_R = 0,2 + 1,6 \frac{R}{b_w} \quad 0 \leq \frac{R}{b_w} \leq 0,5 \quad (A.27)$$

L_e è la lunghezza effettiva di ancoraggio:

$$L_e = \sqrt{\frac{E_f \times t_f}{\sqrt{4 \times \tau_{max}}}} \quad (\text{unità di misura: N, mm}) \quad (A.28)$$

con:

$\tau_{max} = 1,8 f_{ctm} k_b$ = resistenza massima di aderenza.

- (6) Per incamiciature a forma di U (cioè aperte), la resistenza effettiva di progetto del rinforzo in FRP può essere presa nelle espressioni (A.22) e (A.23) pari a:

$$f_{fdd,e,U} = f_{fdd} \times \left[1 - k \frac{L_e \sin \beta}{z} \right] \quad (A.29)$$

dove tutte le variabili sono definite come nel punto (5).

- (7) Per bande/strisce applicate ai lati, la resistenza effettiva di progetto del rinforzo in FRP può essere presa nelle espressioni (A.22) e (A.23) pari a:

$$f_{\text{fdd,e,S}} = f_{\text{fdd}} \times \frac{z_{\text{rid,eq}}}{z} \times \left(1 - \sqrt{k \frac{L_{\text{eq}}}{z_{\text{rid,eq}}}} \right)^2 \quad (\text{A.30})$$

dove:

$$z_{\text{rid,eq}} = z_{\text{rid}} + L_{\text{eq}}, \quad z_{\text{rid}} = z - L_e \times \sin \beta, \quad L_{\text{eq}} = \frac{u_1}{\varepsilon_{\text{fdd}}} \times \sin \beta \quad (\text{A.31})$$

con:

$$\varepsilon_{\text{fdd}} = f_{\text{fdd}} / E_f, \text{ e}$$

$$u_1 = k_b / 3.$$

- (8) Per membrature con sezione circolare di diametro D , il contributo del rinforzo in FRP viene valutato come:

$$V_f = 0,5 A_c \times \rho_f \times E_f \times \varepsilon_{f,ed} \quad (\text{A.32})$$

dove:

A_c è l'area della sezione trasversale della colonna,

ρ_f è uguale a $4 t_f / D$ ed è il rapporto volumetrico di FRP, e

$$\varepsilon_{f,ed} = 0,004.$$

- (9) Nelle membrature con la regione di potenziale formazione della cerniera plastica completamente avvolta in una incamiciatura di FRP per una lunghezza almeno uguale all'altezza h della membratura, la resistenza a taglio ciclica, V_R , può essere assunta diminuire con la parte plastica della richiesta di duttilità della rotazione rispetto alla corda all'estremità della membratura: $\mu_{\Delta}^{pl} = \mu_{\Delta} - 1$, in conformità all'espressione (A.12), aggiungendo a V_w (cioè al contributo dell'armatura trasversale alla resistenza a taglio) quello della placcatura di FRP. Il contributo della placcatura di FRP a V_w può essere calcolato assumendo che lo sforzo dell'FRP raggiunga il valore di progetto della resistenza ultima dell'FRP, $f_{u,fd}$, alle fibre estreme tese e si riduca linearmente a zero sull'altezza utile d :

$$V_{w,f} = 0,5 \rho_f b_w z f_{u,fd} \quad (\text{A.33})$$

dove:

ρ_f uguale a $2 t_f / b_w$ è il rapporto geometrico dell'FRP, e

z è la lunghezza del braccio della coppia interna, presa uguale a d , e

$f_{u,fd}$ è il valore di progetto della resistenza ultima dell'FRP, uguale alla resistenza ultima dell'FRP, $f_{u,f}$, diviso per il coefficiente parziale γ_{fd} dell'FRP.

Nota Il valore prescritto per γ_{fd} da usare in un Paese può essere trovato nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è $\gamma_{fd} = 1,5$.

A.4.4.3

Azione di confinamento

- (1) L'aumento della capacità di deformazione è realizzato mediante il confinamento del calcestruzzo per mezzo di placcature di FRP. Queste sono applicate intorno all'elemento che deve essere rinforzato nella regione di potenziale formazione della cerniera plastica.
- (2) La pressione di confinamento necessaria da applicare dipende dal rapporto $I_{\chi} = \mu_{\phi,tar} / \mu_{\phi,ava}$, tra la duttilità in termini di curvatura obiettivo $\mu_{\phi,tar}$ e la duttilità in termini di curvatura disponibile $\mu_{\phi,ava}$, e può essere valutata come:

$$f_1 = 0,4 \rho_{\chi}^2 \frac{f_c \times \varepsilon_{cu}^2}{\varepsilon_{ju}^{1,5}} \quad (\text{A.34})$$

dove:

f_c è la resistenza del calcestruzzo, definita come per l'espressione (A.1),

ε_{cu} è la deformazione ultima del calcestruzzo, e

ε_{ju} è la deformazione ultima della placcatura di FRP adottata, che è minore della deformazione ultima dell'FRP, ε_{fu} .

- (3) Per il caso di sezioni trasversali circolari avvolte con fogli continui (non in strisce), la pressione di confinamento applicata dalla banda di FRP è uguale a $f_1 = \frac{1}{2} \rho_f E_f \varepsilon_{ju}$, con E_f il modulo elastico di FRP e ρ_f il rapporto geometrico della placcatura di FRP legato al suo spessore con: $t_f = \rho_f D/4$, dove D è il diametro della placcatura intorno alla sezione trasversale circolare.
- (4) Per il caso delle sezioni trasversali rettangolari in cui gli angoli sono stati arrotondati di un raggio R per permettere la fasciatura con FRP intorno ad essi (vedere figura A.1), la pressione di confinamento fornita dalla banda di FRP viene valutata come: $f_1' = k_s f_1$, con $k_s = 2R/D$ e $f_1 = 2 E_f \varepsilon_{ju} t_f / D$, dove D è la larghezza maggiore della sezione.
- (5) Per il caso di fasciatura applicata mediante strisce con interasse s_f , la pressione di confinamento fornita dalla striscia di FRP viene valutata come: $f_1' = k_g f_1$, con $k_g = (1 - s_f/2D)^2$.
- (6) Per membrature di sezione rettangolare con gli angoli arrotondati come nella figura A.1, un'alternativa ai punti (2) e (4) consiste nel calcolare la capacità di rotazione totale rispetto alla corda o la sua parte plastica mediante le espressioni (A.1) o (A.3), rispettivamente, con l'esponente del termine dovuto al confinamento [cioè la potenza di 25 prima dell'ultimo termine nelle espressioni (A.1) e (A.3)] aumentata di $\alpha \rho_f f_{f,e}$, con:
 - (a) $\rho_f = 2 t_f / b_w$, il rapporto di FRP parallelo alla direzione di carico,
 - (b) $f_{f,e}$, uno sforzo effettivo dato dalla seguente espressione:

$$f_{f,e} = \min.(f_{u,f}, \varepsilon_{u,f} E_f) \left(1 - 0,7 \min.(f_{u,f}, \varepsilon_{u,f} E_f) \frac{\rho_f}{f_c} \right) \quad (A.35)$$

dove $f_{u,f}$ e E_f sono la resistenza ed il modulo Elastico dell'FRP e $\varepsilon_{u,f}$ una deformazione limite, uguale a 0,015 per CFRP (materiale fibrorinforzato con fibre di carbonio) o AFRP (materiale fibrorinforzato con fibre aramidiche) e uguale a 0,02 per GFRP (materiale fibrorinforzato con fibre di vetro), e

- (c) α , è il coefficiente di efficacia del confinamento dato da:

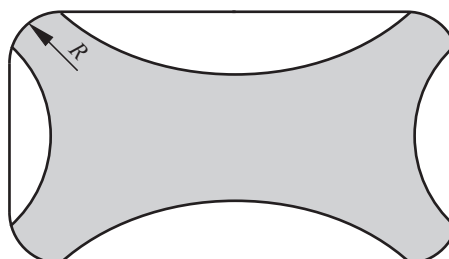
$$\alpha = 1 - \frac{(b - 2R)^2 + (h - 2R)^2}{3bh} \quad (A.36)$$

dove R è il raggio dell'angolo smussato della sezione e b , h le dimensioni dell'intera sezione trasversale (vedere figura A.1).

- (7) Si applica il punto (6) alle membrature con barre longitudinali continue deformate (ad aderenza migliorata) o lisce, con o senza dettagli locali per la resistenza sismica, purché la regione di estremità sia avvolta con FRP fino a una distanza dalla sezione di estremità che è sufficiente per garantire che il momento a snervamento M_y nella parte non avvolta non venga superato prima che la sovraresistenza flessionale $\gamma_{Rd} M_y$ sia raggiunta nella sezione di estremità. Per tenere conto dell'aumento di resistenza flessionale della sezione di estremità dovuto al confinamento con FRP, γ_{Rd} dovrebbe essere almeno uguale a 1,3.

figura A.1

Area effettivamente confinata in una sezione avvolta con FRP



A.4.4.4

Confinamento delle zone di giunzioni per sovrapposizione

- (1) Lo scorrimento delle giunzioni per sovrapposizione può essere evitato applicando una pressione laterale σ_1 mediante una fasciatura in FRP. Per pilastri circolari di diametro D , lo spessore necessario può essere valutato mediante la seguente relazione:

$$t_f = \frac{D(\sigma_1 - \sigma_{sw})}{2E_f \times 0,001} \quad (\text{A.37})$$

dove σ_{sw} è lo sforzo di serraggio dovuto alle staffe corrispondente alla deformazione di 0,001 ($\sigma_{sw} = 0,001\rho_w E_s$), o alla pressione attiva di iniezione della malta tra FRP e pilastro, se presente, mentre σ_1 rappresenta la pressione di sconfinamento nella zona di sovrapposizione di lunghezza L_s , pari a:

$$\sigma_1 = \frac{A_s f_{yL}}{\left[\frac{p}{2n} + 2(d_{bL} + c) \right] L_s} \quad (\text{A.38})$$

dove:

A_s è l'area di ogni barra longitudinale giuntata,

f_{yL} è la resistenza a snervamento dell'armatura di acciaio longitudinale, presa uguale al valore medio ottenuto da prove in sito e da fonti di informazione aggiuntive, opportunamente moltiplicato per il coefficiente di confidenza, CF, dato nel prospetto 3.1 per l'appropriato livello di conoscenza [vedere punto **2.2.1(5)P**],

p è il perimetro nella sezione trasversale della colonna misurato all'interno dell'armatura longitudinale,

n è il numero di barre giuntate lungo p ,

d_{bL} è il diametro (maggiore) delle barre longitudinali di acciaio, e

c è lo spessore del copriferro.

- (2) Per colonne rettangolari, si possono utilizzare le espressioni precedenti sostituendo D con b_w , la larghezza della sezione, e riducendo l'efficacia dell'incamiciatura in FRP per mezzo del coefficiente definito nel punto **A.4.4.3(4)**.
- (3) Per le membrane di sezioni rettangolari con barre longitudinali giuntate per una lunghezza l_o misurata dalla sezione di estremità della membratura, un'alternativa ai punti **(1)** e **(2)** per il calcolo dell'effetto della fasciatura in FRP per una lunghezza maggiore del 25% della lunghezza della giunzione, si applica il punto **A.3.2.2(4)**:
- (a) prendendo in considerazione nell'espressione (A.3) solo il confinamento dovuto alle barre trasversali (potenza di 25 prima dell'ultimo termine), e
- (b) calcolando $l_{ou,min}$ come: $l_{ou,min} = d_{bL} f_{yL} / [(1,05 + 14,5 \alpha_{1,f} \rho_f f_{f,e} / f_c) \sqrt{f_c}]$ sulla base del solo FRP, con $\alpha_{1,f} = \alpha (4/n_{tot})$ e $\rho_f, f_{f,e}, \alpha, n_{tot}$ come definiti nel punto **A.4.4.3(6)** per FRP.

APPENDICE B STRUTTURE DI ACCIAIO E COMPOSTE

(informativa)

B.1 Scopo

Questa sezione contiene informazioni per la valutazione di edifici intelaiati in acciaio e composti nel loro stato attuale e per il loro adeguamento, quando necessario.

L'adeguamento sismico può essere locale o globale.

B.2 Identificazione della geometria, dei dettagli e dei materiali

B.2.1 Generalità

- (1) Si raccomanda che i seguenti aspetti siano accuratamente esaminati:
- i) Condizioni fisiche attuali del metallo di base e dei materiali di collegamento, inclusa la presenza di distorsioni.
 - ii) Condizione fisica attuale degli elementi sismici primari e secondari, inclusa la presenza di qualsiasi degrado.

B.2.2 Geometria

- (1) Si raccomanda che i dati raccolti comprendano le seguenti voci:
- i) Identificazione dei sistemi resistenti alle forze laterali.
 - ii) Identificazione dei diaframmi orizzontali.
 - iii) Dimensioni fisiche e forma della sezione trasversale originale.
 - iv) Area delle sezioni trasversali esistenti, moduli della sezione, momento d'inerzia e proprietà torsionali delle sezioni critiche.

B.2.3 Dettagli

- (1) Si raccomanda che i dati raccolti comprendano le seguenti voci:
- i) Dimensione e spessore dei materiali connessi aggiuntivi, incluse le piastre di rinforzo, controventi e irrigidimenti.
 - ii) Quantità di acciaio di armatura longitudinale e trasversale e dei pioli nelle travi, colonne e pareti composte.
 - iii) Quantità e dettagli locali adeguati di acciaio di confinamento nelle regioni critiche.
 - iv) Configurazione e proprietà di giunzioni di estremità e intermedie.

B.2.4 Materiali

- (1) Si raccomanda che i dati raccolti includano le seguenti voci:
- i) Resistenza del calcestruzzo.
 - ii) Resistenza a snervamento dell'acciaio, incrudimento, resistenza ed allungamento ultimo.
- (2) Zone di sforzo ridotto, come le estremità delle flange alle estremità trave-colonna e alle estremità delle piastre esterne, si raccomanda che siano selezionate per un'ispezione fin dove possibile.
- (3) Per valutare le proprietà dei materiali, per i componenti progettati come dissipativi, si raccomanda che i campioni siano rimossi dalle piastre d'anima dei profili laminati a caldo.
- (4) I campioni delle piastre delle flange si raccomanda che siano usati per caratterizzare le proprietà dei materiali delle membrature e/o dei nodi non dissipativi.

- (5) Le radiografie a raggi gamma, le prove ultrasoniche attraverso la struttura o l'esame boroscopico attraverso fori d'accesso eseguiti sono metodi di prova adeguati quando l'accessibilità è limitata o per componenti composti.
- (6) L'adeguatezza dei materiali di base e di riempimento si raccomanda che sia provata sulla base di dati chimici e metallurgici.
- (7) Le prove di resilienza Charpy su provini con intagli a V si raccomanda che siano usate per dimostrare che le zone termicamente alterate, se presenti, e il materiale circostante, hanno resistenza adeguata alla frattura di tipo fragile.
- (8) Possono essere usate le prove distruttive e/o non distruttive (liquido penetrante, particella magnetica, emissione acustica) e i metodi ultrasonici o tomografici.

B.3

Requisiti sulla geometria e sui materiali delle parti nuove o modificate

B.3.1

Geometria

- (1) Si raccomanda che le sezioni di acciaio di elementi nuovi soddisfino le limitazioni di snellezza spessore-larghezza basate sulla classificazione delle sezioni come nella EN 1998-1:2004, punti **6** e **7**.
- (2) I collegamenti trasversali aumentano le capacità di rotazione di travi-colonne nuove o esistenti anche con flange e anime snelle. Si raccomanda che tali barre trasversali siano saldate tra le flange in conformità alla EN 1998-1:2004, punto **7.6.5**.
- (3) Si raccomanda che i collegamenti trasversali di cui al punto **(2)** siano distanziati come le staffe trasversali usate per membrature ricoperte di calcestruzzo.

B.3.2

Materiali

B.3.2.1

Acciaio strutturale

- (1) L'acciaio che soddisfa la EN 1998-1:2004, punto **6.2** si raccomanda che sia usato per parti nuove o per la sostituzione di componenti strutturali esistenti.
- (2) Quando la resistenza e la rigidità dei componenti strutturali sono valutate in ogni LS, si raccomanda che gli effetti dell'azione composta siano presi in considerazione.
- (3) Si raccomanda che la resistenza attraverso lo spessore nelle flange della colonna sia basata sulla resistenza ridotta, come segue:
$$f_u = 0,90 \times f_y \quad (B.1)$$
- (4) Si raccomanda che lo spessore degli elementi sia conforme ai requisiti della EN 1993-1-10:2004, prospetto 2.1, che dipende dall'energia Charpy con intaglio a V (CVN) e da altri parametri attinenti.
- (5) Si raccomanda che i materiali di saldatura soddisfino i requisiti della EN 1993-1-8:2004, punto **4.2**.
- (6) Si raccomanda che nelle sezioni a flange larghe i campioni siano estratti dalle zone di intersezione tra la flangia e l'anima. Questa è un'area (area *k*) di tenacità potenzialmente ridotta a causa del processo di lento raffreddamento durante la fabbricazione.

B.3.2.2

Acciaio di armatura

- (1) L'acciaio di armatura nuovo sia nelle zone dissipative sia non dissipative degli elementi nuovi o modificati si raccomanda che appartenga alla classe C descritta nella EN 1992-1-1:2004.

B.3.2.3

Calcestruzzo

- (1) Il calcestruzzo nuovo di componenti nuovi o modificati si raccomanda che sia conforme alla EN 1998-1:2004, punto **7.2.1(1)**.

B.4 Sistema di adeguamento

B.4.1 Generalità

- (1) Si raccomanda che le strategie di adeguamento globale siano in grado di aumentare la capacità dei sistemi resistenti alle forze laterali e dei diaframmi orizzontali e/o di diminuire la richiesta imposta dalle azioni sismiche.
- (2) Si raccomanda che il sistema strutturale adeguato soddisfi i seguenti requisiti:
 - i) Regolarità della massa, della distribuzione di resistenza e di rigidezza, per evitare gli effetti torsionali sfavorevoli e/o i meccanismi di piano debole.
 - ii) Masse e rigidezze sufficienti per evitare strutture altamente flessibili, che possono dare origine ad estesi danni non-strutturali e a significativi effetti P-Δ.
 - iii) Continuità ed iperstaticità tra le membrature, così da garantire un chiaro ed uniforme percorso di carico ed evitare rotture di tipo fragile.
- (3) Si raccomanda che gli interventi globali includano una o più delle seguenti strategie:
 - i) Irrigidimento e rinforzo della struttura e del suo sistema di fondazione.
 - ii) Aumento della duttilità della struttura.
 - iii) Riduzione della massa.
 - iv) Isolamento sismico.
 - v) Smorzamento supplementare.
- (4) Per tutti i sistemi strutturali, l'irrigidimento, il rinforzo e l'aumento di duttilità possono essere raggiunti usando le strategie fornite nelle sezioni **B.5** e **B.6**.
- (5) La riduzione della massa può essere ottenuta attraverso una delle seguenti misure:
 - i) Sostituzione di sistemi di chiusura pesanti con sistemi più leggeri.
 - ii) Rimozione di attrezzature inutilizzate e dei carichi di magazzino.
 - iii) Sostituzione di pareti divisorie in muratura con sistemi più leggeri.
 - iv) Rimozione di uno o più piani.
- (6) Si raccomanda che l'isolamento alla base non sia usato per strutture con periodi fondamentali maggiori di 1,0 s. Si raccomanda che tali periodi siano calcolati attraverso un'analisi agli autovalori.
- (7) Si raccomanda che l'isolamento alla base sia progettato in conformità alla EN 1998-1:2004 per edifici nuovi.
- (8) La rivalutazione del sistema di fondazione (dopo l'adeguamento) si raccomanda che sia eseguita in conformità alla EN 1998-1:2004, punto **4.4.2.6**. Se viene usata l'analisi lineare, i valori di Ω nel punto **4.4.2.6(4)** sono generalmente minori di 1,0.

B.4.2 Telai resistenti a flessione

- (1) L'aumento dell'azione composta tra travi di acciaio e solette in calcestruzzo attraverso connettori, ricoperture di travi e colonne con calcestruzzo armato si raccomanda che sia realizzato per aumentare la rigidezza globale in tutti gli stati limite.
- (2) Si raccomanda che la lunghezza delle zone dissipative sia coerente con la posizione delle cerniere data nella prima riga del prospetto B.6.
- (3) I telai resistenti a flessione possono essere adeguati attraverso collegamenti semi-rigidi e/o a parziale ripristino di resistenza, sia in acciaio che composti.
- (4) Il periodo fondamentale di telai con connessioni semi-rigide può essere calcolato come segue:

$$T = 0,085 \times H^{(0,85 - m_{180})} \text{ se } 5 < m < 18 \text{ (semi-rigido)} \quad (\text{B.2})$$

$$T = 0,085 \times H^{3/4} \text{ se } m \geq 18 \text{ (rigido)} \quad (\text{B.3})$$

dove:

H è l'altezza del telaio in metri ed il parametro m è definito come segue:

$$m = \frac{(K_{\varphi})_{\text{con}}}{\left(\frac{EI}{L}\right)_b} \quad (\text{B.4})$$

dove:

K_{φ} è la rigidezza rotazionale della connessione;

I è il momento di inerzia della trave;

L è la lunghezza della trave;

E è il modulo di Young della trave.

- (5) In aggiunta alla distribuzione delle forze orizzontali data nella EN 1998-1:2004, nei punti **4.3.3.2.3** e **4.4.4.2(1)** della presente norma, la seguente distribuzione di forze ($F_{x,i}$) si raccomanda che sia usata nell'analisi statica (lineare) e nell'analisi statica non lineare (pushover) per trovare l'inizio di tutti gli stati limite:

$$F_{x,i} = \frac{W_{x,i} \times h_{x,i}^{\delta}}{\sum W_{x,i} \times h_{x,i}^{\delta}} \times F_b \quad (\text{B.5})$$

dove:

F_b è il taglio alla base sismico e δ è dato da:

$$\delta = \begin{cases} 1,0 & \text{se } T \leq 0,50 \text{ s} \\ 0,50 \times T + 0,75 & \text{se } 0,50 < T < 2,50 \text{ s} \\ 2,0 & \text{se } T > 2,50 \text{ s} \end{cases} \quad (\text{B.6})$$

B.4.3

Telai controventati

- (1) Si raccomanda che i telai con controventi eccentrici e i telai con controventi di tipo "knee" siano da preferirsi per l'adeguamento a telai con controventi concentrici.
- (2) I telai con controvento di tipo "knee" sono sistemi in cui i controventi sono collegati a una zona dissipativa, invece che alla connessione trave-colonna.
- (3) L'alluminio o l'acciaio inossidabile possono essere usati per le zone dissipative nei telai con controventi concentrici, eccentrici o di tipo "knee", solo se il loro uso viene convalidato da prove.
- (4) Le pareti in acciaio, in calcestruzzo e/o composte possono essere usate nell'adeguamento per aumentare la risposta duttile e per evitare l'instabilità della trave-colonna. Il loro progetto e quello delle loro connessioni con membrature in acciaio si raccomanda che siano conformi alla EN 1998-1:2004.
- (5) I pannelli in acciaio possono impiegare acciaio a basso snervamento e si raccomanda che siano saldati in officina e bullonati in opera.
- (6) I controventi possono essere introdotti nei telai resistenti a flessione per aumentare la loro rigidezza alle forze laterali.

B.5

Valutazione e adeguamento delle membrature

B.5.1

Requisiti generali

- (1) Si raccomanda che le travi sviluppino i loro pieni momenti plastici senza instabilità locale nelle flange o nell'anima all'LS di DS. Si raccomanda che l'instabilità locale sia limitata all'LS di NC.

- (2) All'LS di DL e di SD, lo snervamento flessionale e assiale o l'instabilità si raccomanda che non si verifichino nelle colonne.
- (3) Si raccomanda che i controventi diagonali sopportino deformazioni plastiche e dissipino energia attraverso cicli successivi di snervamento e instabilità. All'LS di DL, si raccomanda che l'instabilità sia evitata.
- (4) Si raccomanda che le piastre di acciaio siano saldate alle flange e/o all'anima per ridurre i rapporti di snellezza.
- (5) La capacità a momento $M_{pb,Rd}$ della trave in corrispondenza della posizione della cerniera plastica si raccomanda che sia calcolata come:

$$M_{pb,Rd,b} = Z_e \times f_{yb} \quad (B.7)$$

dove:

Z_e è il modulo plastico efficace della sezione in corrispondenza della posizione della cerniera plastica, calcolata con riferimento alla dimensione misurata reale della sezione, e

f_{yb} è la resistenza a snervamento dell'acciaio nella trave; per l'acciaio esistente, f_{yb} può essere preso uguale al valore medio ottenuto da prove in sito e da fonti aggiuntive di informazione, appropriatamente moltiplicato per il coefficiente di confidenza, CF, dato nel prospetto 3.1 per l'appropriato livello di conoscenza [vedere punto **3.5(2)P**]; per l'acciaio nuovo, f_{yb} può essere preso uguale al valore nominale moltiplicato per il coefficiente di sovraresistenza γ_{ov} per l'acciaio della trave, determinato in conformità alla EN 1998-1:2004 punto **6.2(3)**, **(4)** e **(5)**.

- (6) La richiesta di momento $M_{cf,Ed}$ nella sezione critica all'interfaccia con la colonna è valutata come segue:

$$M_{cf,Ed} = M_{pl,Rd,b} + V_{pl,Rd,b} \times e \quad (B.8)$$

dove:

$M_{pl,Rd,b}$ è il momento plastico della trave in corrispondenza della cerniera plastica della trave;

$V_{pl,Rd,b}$ è il taglio in corrispondenza della cerniera plastica della trave;

e è la distanza tra la cerniera plastica della trave e l'interfaccia con la colonna.

- (7) La richiesta di momento $M_{cc,Ed}$ nella sezione critica in corrispondenza del baricentro della colonna può essere calcolata come segue:

$$M_{cc,Ed} = M_{pl,Rd,b} + V_{pl,Rd,b} \times \left(e + \frac{d_c}{2} \right) \quad (B.9)$$

dove:

d_c è l'altezza della colonna.

B.5.2

Capacità di deformazione di una membratura

- (1) Le capacità di deformazione anelastica delle membrature strutturali nei tre LS possono essere prese come vengono fornite nei seguenti paragrafi.
- (2) Le capacità di deformazione anelastica di nodi trave-colonna possono essere prese uguali a quelle fornite nel prospetto B.6 (punto **B.6.2.1**), purchè quelle membrature connesse soddisfino i requisiti dati nelle prime cinque righe del prospetto B.6.
- (3) Per travi e colonne soggette a flessione, la capacità di deformazione anelastica si raccomanda che sia espressa in termini di rotazione plastica all'estremità della membratura, come un multiplo della rotazione della corda allo snervamento, θ_p , all'estremità in questione. Per travi e colonne con carico assiale adimensionale ν non maggiore di 0,30, le capacità di deformazione anelastica ai tre LS possono essere prese in conformità al prospetto B.1.

prospetto B.1

Capacità di rotazione plastica all'estremità di travi o colonne con carico assiale dimensionale ν non maggiore di 0,30

Classe di sezioni trasversali	Stati limite		
	DL	SD	NC
1	$1,0 \vartheta_y$	$6,0 \vartheta_y$	$8,0 \vartheta_y$
2	$0,25 \vartheta_y$	$2,0 \vartheta_y$	$3,0 \vartheta_y$

- (4) Per i controventi in compressione la capacità di deformazione anelastica si raccomanda che sia espressa in termini di deformazione assiale del controvento, come un multiplo della deformazione assiale del controvento al carico di instabilizzazione, Δ_c . Per i controventi in compressione (tranne i controventi di telai con controventi eccentrici) le capacità di deformazione anelastica ai tre LS possono essere prese in conformità al prospetto B.2:

prospetto B.2

Capacità di deformazione assiale di controventi in compressione (tranne i controventi di telai con controventi eccentrici)

Classe di sezione trasversale	Stato limite		
	DL	SD	NC
1	$0,25 \Delta_c$	$4,0 \Delta_c$	$6,0 \Delta_c$
2	$0,25 \Delta_c$	$1,0 \Delta_c$	$2,0 \Delta_c$

- (5) Per i controventi in trazione la capacità di deformazione anelastica si raccomanda che sia espressa in termini di deformazione assiale del controvento, come un multiplo della deformazione assiale del controvento al carico di snervamento a trazione, Δ_t . Per i controventi in trazione (tranne i controventi di telai con controventi eccentrici) con sezione trasversale di classe 1 o 2, le capacità di deformazione anelastica ai tre LS possono essere presi in conformità al prospetto B.3:

prospetto B.3

Capacità di deformazione assiale dei controventi in trazione (tranne i controventi di telai con controventi eccentrici)

Stato limite		
DL	SD	NC
$0,25 \Delta_t$	$7,0 \Delta_t$	$9,0 \Delta_t$

- (6) Per travi o colonne in trazione la capacità di deformazione anelastica si raccomanda che sia espressa in termini di deformazione assiale della membratura, come un multiplo della sua deformazione assiale del collegamento al carico di snervamento a trazione, Δ_t . Per travi o colonne in trazione (tranne i controventi di telai con controventi eccentrici) con sezione trasversale di classe 1 o 2, le capacità di deformazione anelastica ai tre LS possono essere prese in conformità al prospetto B.4.

prospetto B.4

Capacità di deformazione assiale di travi o colonne in trazione (tranne i controventi di telai con controventi eccentrici)

Stato limite		
DL	SD	NC
$0,25 \Delta_t$	$3,0 \Delta_t$	$5,0 \Delta_t$

B.5.3 Travi

B.5.3.1 Insufficienze di stabilità

- (1) Le travi con rapporto luce-altezza compreso tra 15 e 18 si raccomanda che siano preferite per aumentare l'assorbimento di energia. Perciò, in fase di adeguamento, si raccomanda che siano usati supporti intermedi per diminuire le campate lunghe.
- (2) Si raccomanda che i vincoli laterali siano forniti alle flange con insufficienze di stabilità. Vincoli laterali della flangia superiore non sono richiesti, se l'azione composta con la soletta è efficace. Altrimenti, l'azione composta si raccomanda che sia aumentata soddisfacendo i requisiti del punto **B.5.3.5**.

B.5.3.2 Insufficienze di resistenza

- (1) Si raccomanda che le piastre di acciaio siano aggiunte alle flange di travi per aumentare la capacità flessionale insufficiente. L'aggiunta di acciaio alla flangia superiore non è richiesta, se l'azione composta con la soletta è efficace. Alternativamente, travi di acciaio strutturale con capacità flessionale insufficiente si raccomanda che siano ricoperte con calcestruzzo armato.
- (2) Barre di rinforzo longitudinale, che possono essere aggiunte per aumentare una capacità flessionale insufficiente, si raccomanda che siano di classe C in conformità alla EN 1992-1-1:2004, prospetto C.1.
- (3) Le travi adeguate per insufficienze di resistenza si raccomanda che soddisfino i requisiti della EN 1998-1:2004 per la classe di duttilità M.
- (4) Si raccomanda che le piastre di acciaio siano aggiunte all'anima di travi con sezione a H, o alle pareti di sezioni cave, per aumentare una capacità a taglio insufficiente.

B.5.3.3 Riparazione di flange instabilizzate o fratturate

- (1) Si raccomanda che le flange instabilizzate o fratturate siano rinforzate o sostituite con piastre nuove.
- (2) Si raccomanda che le flange inferiori e/o superiori instabilizzate siano riparate aggiungendo irrigidimenti sull'intera altezza dell'anima su entrambi i lati dell'anima della trave in conformità al punto **(3)** seguente, e con il raddrizzamento a caldo della flangia instabilizzata, o con la sua rimozione e sostituzione con una piastra simile in conformità ai punti **(4)** e **(5)** seguenti.
- (3) Si raccomanda che gli irrigidimenti d'anima siano posizionati rispettivamente all'estremità e al centro della flangia instabilizzata; lo spessore dell'irrigidimento si raccomanda che sia uguale all'anima della trave.
- (4) Si raccomanda che le nuove piastre siano o saldate nella stessa posizione della flangia originale, (cioè, direttamente all'anima della trave), o saldate sulla flangia esistente. In entrambi i casi le piastre aggiunte si raccomanda che siano orientate con la direzione di laminazione nella direzione longitudinale.
- (5) Uno speciale puntellamento delle piastre delle flange si raccomanda che sia fornito durante il taglio e la sostituzione.
- (6) Al posto di saldare una piastra spessa sulla flangia, la trave di acciaio si raccomanda che sia preferibilmente ricoperta di calcestruzzo armato.

B.5.3.4 Indebolimento delle travi

- (1) La duttilità delle travi di acciaio può essere migliorata con l'indebolimento della flangia della trave in posizioni desiderate, per spostare le zone dissipative lontano dalle connessioni.
- (2) Le sezioni ridotte della trave (RBSs) si comportano come una valvola che protegge le connessioni trave-colonna da fratture premature. Le sezioni ridotte della trave si raccomanda che siano tali da poter sviluppare ad ogni LS le minime rotazioni specificate nel prospetto B.5.

prospetto B.5

Capacità di rotazione richiesta delle sezioni ridotte di travi, RBS (in radianti)

DL	SD	NC
0,010	0,025	0,040

(3) Le rotazioni nel prospetto B.5 possono essere considerate raggiunte, se il progetto di RBS nella trave viene eseguito attraverso la procedura delineata di seguito:

i) Calcolare la distanza dell'inizio dell'RBS dalla faccia della colonna, a , e la lunghezza su cui la flangia è ridotta, b , come segue:

$$a = 0,60b_f \quad (\text{B.10})$$

$$b = 0,75d_b \quad (\text{B.11})$$

dove:

b_f è la larghezza della flangia;

d_b è l'altezza della trave.

ii) Calcolare la distanza della sezione della cerniera plastica indotta al centro dell'RBS, s , dall'interfaccia con la colonna come:

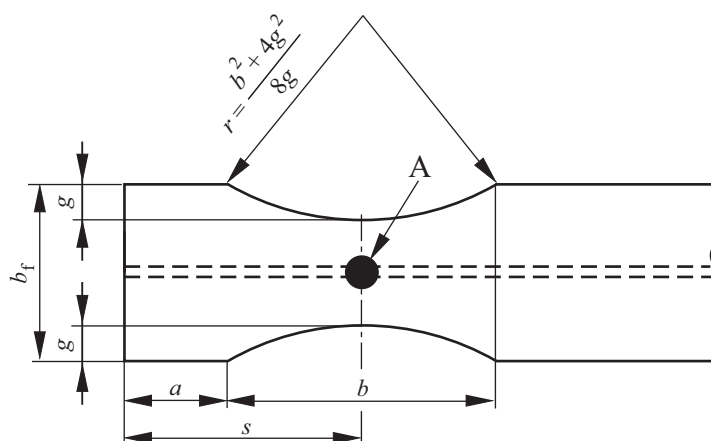
$$s = a + \frac{b}{2} \quad (\text{B.12})$$

figura B.1

Geometria della riduzione della flangia per la sezione ridotta della trave (RBS)

Legenda

A = Cerniera plastica



iii) Determinare l'altezza del taglio della flangia (g) su ogni lato; questa altezza si raccomanda che non sia maggiore di $0,25 \times b_f$. Come primo tentativo questa può essere presa come:

$$g = 0,20b_f \quad (\text{B.13})$$

iv) Calcolare il modulo plastico (Z_{RBS}) ed il momento plastico ($M_{\text{pl,Rd,RBS}}$) della sezione della cerniera plastica al centro di RBS:

$$Z_{\text{RBS}} = Z_b - 2 \times g \times t_f \times (d_b - t_f) \quad (\text{B.14})$$

$$M_{\text{pl,Rd,RBS}} = Z_{\text{RBS}} \times f_{yb} \quad (\text{B.15})$$

dove:

Z_b è il modulo plastico della trave e f_{yb} è definita nel punto **B.5.1(5)**.

- v) Calcolare la forza di taglio ($V_{pl,RBS}$) nella sezione di formazione della cerniera plastica dall'equilibrio della parte di trave (L') tra le due cerniere plastiche indotte (figura B.2). Per un carico gravitazionale uniforme w agente sulla trave nella situazione di progetto sismico:

$$V_{pl,RBS} = \frac{2M_{pl,Rd,RBS}}{L'} + \frac{wL'}{2} \quad (B.16)$$

Differenti distribuzioni di carichi gravitazionali lungo la luce della trave si raccomanda che siano considerate in maniera adeguata nell'ultimo termine della espressione (B.16).

- vi) Calcolare il momento plastico della trave lontano dall'RBS, $M_{pl,Rd,b}$, come segue:

$$M_{pl,Rd,b} = Z_b \times f_{yb} \quad (B.17)$$

dove:

Z_b e f_{yb} sono definiti come nel sottopunto (iv) sopra.

- vii) Verificare che $M_{pl,Rd,b}$ sia maggiore del momento flettente che si sviluppa all'interfaccia con la colonna quando si forma una cerniera plastica al centro dell'RBS: $M_{cf,Ed} = M_{pb,Rd,RBS} + V_{pl,RBS} \times e$. Se questo non si verifica, aumentare l'altezza del taglio g e ripetere i passi da (iv) a (vi). La lunghezza b si raccomanda che sia scelta in modo che $M_{cf,Ed}$ sia circa tra l'85% e il 100% di $M_{pl,Rd,b}$.

figura B.2

Tipico sotto-sistema di telaio con sezioni ridotte di trave (RBS)

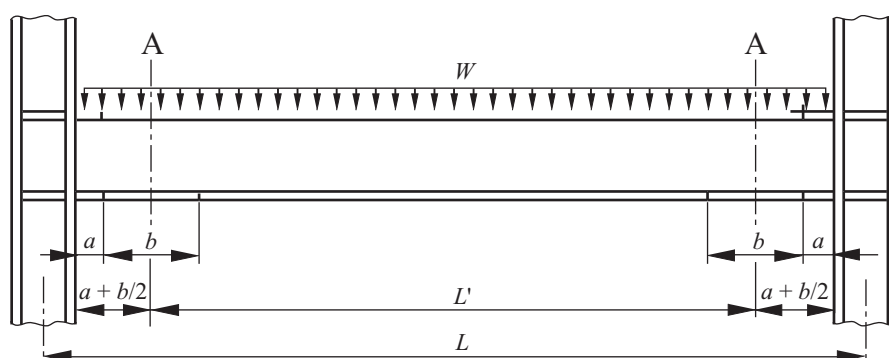
Legenda

A = Asse RBS

w = Carico gravitazionale uniforme nella situazione di progetto sismico

L' = Distanza tra i centri dei tagli di RBS

L = Distanza tra i baricentri delle colonne



- viii) Verificare i rapporti larghezza-spessore di RBS per prevenire l'instabilità locale. La larghezza della flangia si raccomanda che sia misurata agli estremi dei due terzi centrali della sezione ridotta della trave.
- ix) Calcolare il raggio (r) dei tagli nelle flange superiore e inferiore sulla lunghezza b di RBS della trave:

$$r = \frac{b^2 + 4g^2}{8g} \quad (B.18)$$

- x) Verificare che il processo di fabbricazione assicuri l'adeguata ruvidità superficiale (cioè tra 10 μm e 15 μm) per i tagli eseguiti e che non siano presenti segni di fratture.

B.5.3.5

Elementi composti

- (1) Si raccomanda che il calcolo della capacità di travi composte tenga in considerazione il grado della connessione a taglio tra la membratura in acciaio e la soletta.

- (2) Si raccomanda che i connettori a taglio tra travi in acciaio e solette composte non siano usati all'interno di zone dissipative. Si raccomanda che siano rimossi da travi composte esistenti.
- (3) Si raccomanda che i connettori a taglio siano attaccati alle flange attraverso saldature ad arco, ma senza completa penetrazione della flangia. Si raccomanda che siano evitate connessioni a vite o con chiodi sparati.
- (4) Si raccomanda che le deformazioni massime di trazione dovute alla presenza di solette composte siano verificate, affinché non provochino strappi lamellari della flangia.
- (5) Si raccomanda che le travi ricoperte siano fornite di staffe.

B.5.4

Colonne

B.5.4.1

Insufficienze di stabilità

- (1) Il rapporto larghezza-spessore può essere ridotto saldando piastre di acciaio alla flangia e/o all'anima.
- (2) Il rapporto larghezza-spessore di sezioni cave può essere ridotto saldando piastre d'acciaio esterne.
- (3) Si raccomanda che vincoli laterali siano forniti ad entrambe le flange, attraverso irrigidimenti con resistenza non minore di:

$$0,06f_{yc} \times b_f \times t_f \quad (B.19)$$

dove:

b_f è la larghezza della flangia,

t_f è lo spessore della flangia, e

f_{yc} è la resistenza a snervamento dell'acciaio nella colonna; per l'acciaio esistente, f_{yc} può essere preso uguale al valore medio ottenuto da prove in sito e da fonti aggiuntive di informazione, moltiplicate per il coefficiente di confidenza, CF, dato nel prospetto 3.1 per il livello di conoscenza appropriato [vedere punto 3.5(2)P]; per l'acciaio nuovo, f_{yc} può essere preso uguale al valore nominale moltiplicato per il coefficiente di sovraresistenza γ_{ov} per l'acciaio della colonna, determinato in conformità alla EN 1998-1:2004, punti 6.2(3), (4) e (5).

B.5.4.2

Insufficienze di resistenza

- (1) Per aumentare la capacità flessionale della sezione, possono essere saldate piastre di acciaio alle flange e/o alle anime per sezioni ad H e alle pareti per sezioni cave.
- (2) Le colonne di acciaio strutturale possono essere ricoperte di calcestruzzo armato per aumentare la loro capacità flessionale.
- (3) Si raccomanda che l'adeguamento assicuri che in tutte le colonne sismiche primarie la compressione assiale nella situazione di progetto sismico non sia maggiore di $\frac{1}{3}$ del valore di progetto della resistenza plastica alle forze normali della sezione trasversale lorda della colonna $N_{pl,Rd} = (A_a f_{yd} + A_c f_{cd} + A_s f_{sd})$ (vedere punto 7.6.4(2) della EN 1998-1-4:2004) allo stato limite di DL e $\frac{1}{2} N_{pl,Rd}$ allo stato limite di SD o NC.

B.5.4.3

Riparazione di flange instabilizzate e fratturate e di fratture di giunzioni

- (1) Le flange instabilizzate e/o fratturate e le giunzioni fratturate si raccomanda che siano rinforzate o sostituite con piastre nuove.
- (2) Le flange instabilizzate e fratturate si raccomanda che siano riparate o con la rimozione della piastra di flangia instabilizzata e con la sostituzione con una piastra simile, o attraverso raddrizzamento a caldo.
- (3) Le fratture delle giunzioni si raccomanda che siano riparate con l'aggiunta di piastre esterne sulle flange della colonna tramite saldature a completa penetrazione. La parte danneggiata si raccomanda che sia rimossa e rimpiazzata con materiale adatto. Lo spessore delle piastre aggiunte si raccomanda che sia uguale a quello delle piastre esistenti. Il materiale di sostituzione si raccomanda che sia allineato affinché la direzione di laminazione sia conforme a quella della colonna.

- (4) Si raccomanda che piccoli buchi siano eseguiti all'estremità delle fratture nelle colonne per prevenirne la propagazione.
- (5) Le prove della particella magnetica o del liquido colorante penetrante si raccomanda che siano usate per assicurare che non ci siano dei difetti ulteriori e/o delle discontinuità fino ad una distanza di 150 mm da una frattura.

B.5.4.4

Requisiti per le giunzioni delle colonne

- (1) Nuove giunzioni si raccomanda che siano disposte tra $\frac{1}{3}$ e $\frac{2}{3}$ dell'altezza libera della colonna. Si raccomanda che esse siano progettate per sviluppare una resistenza a taglio di progetto non minore della più piccola delle resistenze a taglio attese delle due membrature connesse e una resistenza flessionale di progetto non minore del 50% della più piccola delle resistenze flessionali attese delle due sezioni connesse. Perciò, le giunzioni saldate della colonna si raccomanda che soddisfino la seguente espressione ad ogni flangia:

$$A_{spl} \times f_{yd} \geq 0,50 \times f_{yc} \times A_{fl} \quad (B.20)$$

dove:

A_{spl} è l'area di ogni flangia della giunzione,

f_{yd} è la resistenza a snervamento di progetto della flangia della giunzione,

A_{fl} è l'area della flangia della più piccola delle due colonne connesse, e

f_{yc} è la resistenza a snervamento del materiale della colonna, definito come nel punto **B.5.4.1(3)**.

B.5.4.5

Zona pannello della colonna

- (1) Nella colonna adeguata la zona pannello in corrispondenza del collegamento trave-colonna si raccomanda che rimanga in campo elastico allo stato limite di DL.
- (2) Lo spessore, t_w , della zona pannello della colonna [inclusa la piastra di rinforzo, se presente, vedere punto **(3)**] si raccomanda che soddisfi la seguente espressione, per evitare la prematura instabilità locale sotto ampie deformazioni a taglio anelastiche:

$$t_w \leq \frac{d_z + w_z}{90} \quad (B.21)$$

dove:

d_z è l'altezza della zona pannello tra le piastre di continuità;

w_z è la larghezza della zona pannello tra le flange della colonna.

Si raccomanda che siano usate delle saldature a fori tra l'anima e la piastra aggiunta.

- (3) Le piastre di acciaio parallele all'anima e saldate all'estremità delle flange (piastre di rinforzo) possono essere usate per irrigidire e rinforzare l'anima della colonna.
- (4) Gli irrigidimenti trasversali si raccomanda che siano saldati sopra l'anima della colonna, a livello delle flange della trave.
- (5) Per assicurare una prestazione soddisfacente a tutti gli stati limite, le piastre di continuità con spessore non minore di quello delle flange della trave si raccomanda che siano disposte in maniera simmetrica su entrambi i lati dell'anima della colonna.

B.5.4.6

Elementi composti

- (1) Il ricoprimento con calcestruzzo armato può essere usato per aumentare la rigidezza, la resistenza e la duttilità delle colonne in acciaio.
- (2) Per raggiungere un'azione composta efficace, gli sforzi di taglio si raccomanda che siano trasferiti tra l'acciaio strutturale e il calcestruzzo armato attraverso connettori a taglio posizionati lungo la colonna.
- (3) Per prevenire il collasso dell'aderenza per taglio, il rapporto tra la larghezza della flangia di acciaio e quella della colonna composta, b_f/B , si raccomanda che non sia maggiore del valore critico di questo rapporto, definito come segue:

$$\left(\frac{b_f}{B}\right)_{cr} = 1 - 0,35 \times \left[0,17 \times \left(1 + 0,073 \times \frac{N_{Ed}}{A_g} \right) \times \sqrt{f_{cd}} + 0,20 \times \rho_w \times f_{yw,d} \right] \quad (B.22)$$

dove:

N_{Ed} è la forza assiale nella situazione sismica di progetto;

A_g è l'area lorda della sezione composta;

f_{cd} è il valore di progetto della resistenza a compressione del calcestruzzo;

ρ_w è il rapporto dell'armatura trasversale;

$f_{yw,d}$ è il valore di progetto della resistenza a snervamento dell'armatura trasversale;

B è la larghezza della sezione composta;

b_f è la larghezza della flangia di acciaio.

B.5.5 Controventi

B.5.5.1 Insufficienze di stabilità

- (1) Per controventi costituiti da sezioni cave si applica il punto **B.5.4.1(1)**.
- (2) Si applica il punto **B.5.4.2(1)**.
- (3) Qualsiasi ricoprimento di controventi in acciaio per l'adeguamento si raccomanda che sia conforme alla EN 1998-1:2004.
- (4) La rigidezza laterale di controventi diagonali può essere migliorata aumentando la rigidezza delle connessioni di estremità.
- (5) Si raccomanda che i controventi ad X siano preferiti per l'adeguamento ai controventi a V o a V rovesciata. I controventi a K non possono essere usati.
- (6) Piastre molto ravvicinate sono efficaci per migliorare la risposta post-instabilità dei controventi, in particolare quelli costituiti da angolari doppi o da sezioni cave doppie. Se le piastre sono già presenti nelle colonne, possono essere saldate nuove piastre e/o si raccomanda che siano rinforzate le connessioni esistenti.

B.5.5.2 Insufficienze di resistenza

- (1) Allo Stato Limite di DL la compressione assiale nella situazione sismica di progetto si raccomanda che non sia maggiore dell'80% del valore di progetto della resistenza plastica alle forze normali della sezione trasversale del controvento $N_{pl,Rd}$.
- (2) Salvo che sia verificato solo lo Stato Limite di NC, la capacità di compressione dei controventi dei telai con controventi concentrici si raccomanda che non sia minore del 50% della resistenza plastica alle forze normali della sezione trasversale, $N_{pl,Rd}$.

B.5.5.3 Elementi composti

- (1) Il ricoprimento di controventi di acciaio con calcestruzzo armato aumenta la loro rigidezza, la resistenza e la duttilità. Per controventi di acciaio con sezione ad H, può essere usato un ricoprimento parziale o totale.
- (2) I controventi completamente ricoperti si raccomanda che siano forniti di irrigidimenti e staffe e quelli parzialmente ricoperti si raccomanda che siano forniti di link diritti in conformità alla EN 1998-1:2004, punto **7.6.5**. Si raccomanda che le staffe abbiano una spaziatura uniforme lungo il controvento e si uniformino ai requisiti specificati per la classe di duttilità M nella EN 1998-1:2004, punti **7.6.4(3)**, **(4)**.
- (3) Solo la sezione di acciaio strutturale si raccomanda che sia tenuta in conto nel calcolo della capacità dei controventi composti in trazione.

B.5.5.4 Controventi di tipo non aderente (ad instabilità impedita)

- (1) I controventi possono essere irrigiditi essendo disposti, non aderenti, o in pareti in calcestruzzo armato o in sezioni cave riempite di calcestruzzo.

- (2) Si raccomanda che il controvento sia ricoperto con materiale non aderente, per ridurre l'aderenza tra l'elemento di acciaio ed il pannello di calcestruzzo armato o il calcestruzzo di cui è riempita la sezione cava.
- (3) L'acciaio con bassa resistenza a snervamento è adatto per il controvento in acciaio; il calcestruzzo armato con fibra di acciaio può essere usato come materiale non aderente.
- (4) I controventi irrigiditi essendo disposti, non aderenti, in pareti in calcestruzzo armato si raccomanda che siano conformi alla seguente relazione:

$$\left(1 - \frac{1}{n_E^B}\right) \times m_y^B > 1,30 \times \frac{a}{l} \quad (\text{B.23})$$

dove:

a è l'imperfezione iniziale del controvento in acciaio;

l è la lunghezza del controvento in acciaio;

m_y^B è il parametro di resistenza adimensionale del pannello in calcestruzzo armato:

$$m_y^B = \frac{M_y^B}{N_{pl,R} \times l} \quad (\text{B.24})$$

n_E^B è il parametro di rigidezza adimensionale del pannello in calcestruzzo armato:

$$n_E^B = \frac{N_E^B}{N_{pl,R}} \quad (\text{B.25})$$

dove:

$$M_y^B = \frac{5 \times B_S \times t_c^2 \times f_{ct}}{6} \quad (\text{B.26})$$

$$N_E^B = \frac{5 \times \pi^2 \times B_S \times E_c \times t_c^3}{12 \times l^2} \quad (\text{B.27})$$

dove:

E_c è il modulo elastico del calcestruzzo;

B_S è la larghezza del controvento di acciaio nella forma di una barra piatta;

t_c è lo spessore del pannello in calcestruzzo armato;

f_{ct} è la resistenza a trazione del calcestruzzo;

$N_{pl,R}$ è la capacità plastica del controvento in acciaio in trazione, calcolata sulla base del valore medio dello sforzo a snervamento dell'acciaio ottenuto da prove in sito e da fonti aggiuntive di informazione, diviso per il coefficiente di confidenza, CF, dato nel prospetto 3.1 per il livello di conoscenza appropriato.

- (6) L'armatura di estremità del pannello in calcestruzzo armato si raccomanda che sia adeguatamente ancorata per prevenire il collasso per punzonamento a taglio.
- (7) Le sezioni cave riempite di calcestruzzo con materiale non aderente si raccomanda che siano adatte per prevenire l'instabilità del controvento in acciaio.

B.6

Adeguamento della connessione

B.6.1

Generalità

- (1) Le connessioni di membrature adeguate si raccomanda che siano verificate tenendo in considerazione la resistenza delle membrature adeguate, che può essere maggiore della resistenza di quelle originali (prima dell'adeguamento).

- (2) Le strategie di adeguamento fornite possono essere applicate a telai resistenti a flessione in acciaio o composti e a telai controventati.

B.6.2 Connessioni trave-colonna

B.6.2.1 Generalità

- (1) Si raccomanda che l'adeguamento miri a spostare la cerniera plastica della trave lontano dalla faccia della colonna (vedere la prima riga del prospetto B.6).
- (2) Le connessioni trave-colonna possono essere adeguate o attraverso la sostituzione della saldatura, o attraverso una strategia di indebolimento, o attraverso una strategia di rinforzo.
- (3) Per garantire lo sviluppo di cerniere plastiche nelle travi, piuttosto che nelle colonne, il rapporto del momento della colonna e della trave (*CBMR*) si raccomanda che soddisfi la seguente condizione:

$$CBMR = \frac{\sum M_{Rd,c}}{\sum M_{pl,R,b}} \geq 1,30 \quad (B.28)$$

dove:

(a) per le colonne in acciaio: $\sum M_{Rd,c} = \sum \left[Z_c \times \left(f_{yd,c} - \frac{N_{Ed}}{A_c} \right) \right]_i \quad (B.29)$

dove la sommatoria si estende alle sezioni della colonna intorno al nodo, e:

Z_c è il modulo plastico della sezione della colonna, valutato sulla base di proprietà geometriche reali, se disponibili, e considerando le costole di rinforzo, se presenti;

N_{Ed} è il carico assiale della colonna nella situazione sismica di progetto;

A_c è l'area della sezione della colonna;

$f_{yd,c}$ è la resistenza a snervamento di progetto dell'acciaio nella colonna, calcolata sulla base del valore medio dello sforzo a snervamento dell'acciaio ottenuto da prove in sito e da fonti aggiuntive di informazione, diviso per il coefficiente di confidenza, CF, dato nel prospetto 3.1 per il livello di conoscenza appropriato.

- (b) $\sum M_{pl,R,b}$ è la somma delle resistenze flessionali nelle posizioni delle cerniere plastiche nelle travi convergenti nel nodo nella direzione orizzontale considerata, tenendo in considerazione l'eccentricità dal baricentro della colonna:

$$\sum M_{pl,R,b} = \sum (Z_b \times f_{yb} + M_{cc,Ed})_j \quad (B.30)$$

dove:

Z_b è il modulo plastico della sezione della trave nella posizione di potenziale formazione della cerniera plastica, calcolata sulla base della geometria reale;

f_{yb} è la resistenza a snervamento dell'acciaio della trave, definita come nel punto **B.5.1(5)**;

$M_{cc,Ed}$ è il momento aggiuntivo nel baricentro della colonna dovuto all'eccentricità della forza di taglio nella cerniera plastica nella trave.

prospetto B.6

Requisiti sulle connessioni adeguate e capacità di rotazione conseguenti

	IWUFCs	WBHCs	WTBHCs	WCPFCs	RBSCs
Posizione della cerniera (dal baricentro della colonna)	$(d_c/2) + (d_b/2)$	$(d_c/2) + l_h$	$(d_c/2) + l_h$	$(d_c/2) + l_{cp}$	$(d_c/2) + (b/2) + a$
Altezza trave (mm)	$\leq 1\ 000$	$\leq 1\ 000$	$\leq 1\ 000$	$\leq 1\ 000$	$\leq 1\ 000$
Rapporto luce-altezza della trave	≥ 7	≥ 7	≥ 7	≥ 7	≥ 7
Spessore della flangia della trave (mm)	≤ 25	≤ 25	≤ 25	≤ 25	≤ 44
Altezza della colonna (mm)	Nessuna limitazione	≤ 570	≤ 570	≤ 570	≤ 570
Rotazione allo stato limite di DL (rad)	0,013	0,018	0,018	0,018	0,020
Rotazione allo stato limite di SD (rad)	0,030	0,038	0,038	0,040	0,030
Rotazione allo stato limite di NC (rad)	0,050	0,054	0,052	0,060	0,045

Legenda:

IWUFCs = Connessioni migliorate saldate con flangia non rinforzata

WBHCs = Connessioni saldate con costola di rinforzo inferiore

WTBHCs = Connessioni saldate con costola di rinforzo inferiore e superiore

WCPFCs = Connessioni saldate con piastra di rinforzo sulla flangia

RBSCS = Connessioni con sezione ridotta della trave

d_c = Altezza della colonna

d_b = Altezza della trave

l_h = Lunghezza della costola di rinforzo

l_{cp} = Lunghezza della piastra di rinforzo

a = Distanza del raggio del taglio dall'estremità della trave

b = Lunghezza del raggio del taglio

- (4) I requisiti per travi e colonne nelle connessioni adeguate sono dati nel prospetto B.6. Lo stesso prospetto fornisce la capacità di rotazione nei tre stati limite, che è fornita dalla connessione se sono soddisfatti i requisiti.

B.6.2.2

Sostituzione della saldatura

- (1) Il materiale di apporto esistente si raccomanda che sia rimosso e sostituito con materiale in buone condizioni.
- (2) Le barre per la saldatura si raccomanda che siano rimosse dopo la saldatura, poiché possono essere la causa dell'inizio di fratture.
- (3) Gli irrigidimenti trasversali superiori e inferiori nella zona del pannello si raccomanda che siano usati per rinforzare e per irrigidire il pannello della colonna [vedere punto **B.5.4.5(4)**]. Si raccomanda che il loro spessore non sia inferiore a quello delle flange della trave.
- (4) Si raccomanda che le costole trasversali e d'anima siano saldate alle flange della colonna e all'anima attraverso saldature a completa penetrazione.

B.6.2.3

Strategie di indebolimento

B.6.2.3.1

Connessioni con travi RBS

- (1) Le sezioni ridotte delle travi (RBS), progettate in conformità al punto (5), portano alla formazione delle cerniere plastiche all'interno della sezione ridotta, facendo diminuire la probabilità di fratture nelle saldature della flangia della trave e nelle zone circostanti termicamente alterate.

- (2) Si raccomanda che la trave sia connessa alla flangia della colonna o attraverso l'anima saldata, o attraverso piastre di taglio saldate alla faccia della flangia della colonna e all'anima della trave. La lunghezza della piastra si raccomanda che sia uguale alla distanza tra i fori di accesso per la saldatura, con una distanza di 5 mm. È richiesto uno spessore minimo della piastra di 10 mm. Le piastre di taglio si raccomanda che siano o quadrate o con gli estremi rastremati (angolo di rastremazione di circa 15°) e che siano posizionate su entrambe le facce dell'anima della trave.
- (3) Si raccomanda che la saldatura sia a completa penetrazione o a cordone d'angolo per la flangia della colonna e a cordone d'angolo per l'anima della trave. La bullonatura della piastra di taglio all'anima della trave è permessa come alternativa.
- (4) Si raccomanda che i connettori a taglio non siano posizionati all'interno delle zone della RBS.
- (5) La procedura di progetto per le connessioni RBS è descritta di seguito:

- i) Usare travi RBS progettate in conformità alla procedura descritta nel punto **B.5.3.4**, ma calcolare il momento plastico della trave, $M_{pl,Rd,b}$ come:

$$M_{pl,Rd,b} = Z_{RBS} \times f_{yb} \times \left(\frac{L - d_c}{L - d_c - 2 \times b} \right) \quad (B.31)$$

dove:

f_{yb} è la resistenza a snervamento dell'acciaio della trave, definita come nel punto **B.5.1(5)**,

L è la distanza tra le linee baricentriche della colonna,

d_c è l'altezza della colonna, e

b è la lunghezza della RBS.

- ii) Calcolare il taglio della trave, $V_{pl,Rd,b}$, in conformità al punto **B.5.3.4(3)v)** per una lunghezza della luce tra le cerniere plastiche, L' :

$$L' = L - d_c - 2 \times b \quad (B.32)$$

- iii) Verificare la connessione dell'anima, cioè la piastra di taglio saldata, per la forza di taglio $V_{pl,Rd,b}$ dal punto ii) sopra.

- iv) Verificare che il rapporto della capacità flessionale colonna-trave, $CBMR$, soddisfi la condizione:

$$CBMR = \frac{\sum Z_c \left(f_{yd,c} - \frac{N_{Ed}}{A_c} \right)}{\sum Z_b \times f_{yb} \times \left(\frac{L - d_c}{L - d_c - 2 \times b} \right)} \geq 1,20 \quad (B.33)$$

dove:

Z_b e Z_c sono i moduli plastici delle travi e delle colonne, rispettivamente;

N_{Ed} è il carico assiale della colonna nella situazione di progetto sismico;

A_c è l'area della sezione della colonna;

f_{yb} è la resistenza a snervamento dell'acciaio nella trave, definito come nel punto **B.5.1(5)**;

$f_{yd,c}$ è la resistenza a snervamento di progetto dell'acciaio nella colonna, definita come nel punto **B.6.2.1(3)**.

- v) Determinare lo spessore delle piastre di continuità per irrigidire l'anima della colonna al livello della flangia superiore e della flangia inferiore della trave. Si raccomanda che lo spessore sia almeno uguale a quello della flangia della trave.
- vi) Verificare che la resistenza e la rigidezza della zona pannello siano sufficienti affinché il pannello rimanga in campo elastico:

$$d_{wc} \times t_{wc} \times \frac{f_{yw,d}}{\sqrt{3}} \geq \frac{\sum Z_b \times f_{yb}}{d_b} \times \left(\frac{L - d_c}{L - d_c - 2 \times b} \right) \times \left(\frac{H - d_b}{H} \right) \quad (B.34)$$

dove:

d_{wc} è l'altezza dell'anima della colonna,

t_{wc} è lo spessore dell'anima della colonna, includendo le piastre di rinforzo, se presenti,

$f_{yw,d}$ è la resistenza a snervamento di progetto della zona pannello,

Z_b è il modulo plastico delle travi,

N_{Ed} è il carico assiale della colonna nella situazione di progetto sismico,

A_c è l'area della sezione della colonna,

f_{yb} è la resistenza a snervamento dell'acciaio della trave, definita come nel punto **B.5.1(5)**, e

H è l'altezza di piano del telaio.

vii) Calcolare ed eseguire correttamente le saldature tra le parti collegate.

B.6.2.3.2

Connessioni semi-rigide

- (1) Le connessioni semi-rigide e/o a parziale ripristino di resistenza, in acciaio o composte, possono essere usate per raggiungere grandi deformazioni plastiche senza rischio di frattura.
- (2) Si raccomanda che i connettori a taglio a completa interazione siano saldati sulla flangia superiore della trave.
- (3) Le connessioni semi-rigide possono essere progettate assumendo che la resistenza a taglio sia fornita dai componenti sull'anima e la resistenza flessionale dalle flange della trave e dall'armatura della soletta, se presente.

B.6.2.4

Strategie di rinforzo

B.6.2.4.1

Connessioni con costole di rinforzo

- (1) Le connessioni trave-colonna possono essere rinforzate con l'aggiunta di costole di rinforzo solo sulla flangia inferiore, o sulle flange superiori ed inferiori della trave, spostando la zona dissipativa all'estremità della costola di rinforzo. L'aggiunta di costole di rinforzo solamente sulla flangia inferiore è più conveniente, perché le flange inferiori sono generalmente più accessibili rispetto a quelle superiori; inoltre la soletta composta, se presente, non è da rimuovere.
- (2) Le costole di rinforzo triangolari a forma di T sono le più efficaci tra i diversi tipi di costole di rinforzo. Se le costole di rinforzo sono aggiunte solo all'estremità inferiore, la loro altezza si raccomanda che sia circa pari ad $\frac{1}{4}$ dell'altezza della trave. Nelle connessioni con costole di rinforzo inferiore e superiore, l'altezza della costola di rinforzo si raccomanda che sia circa $\frac{1}{3}$ dell'altezza della trave.
- (3) Si raccomanda che gli irrigidimenti trasversali a livello delle flange inferiori e superiori della trave siano usati per rinforzare la zona pannello della colonna.
- (4) Si raccomanda che gli irrigidimenti trasversali siano usati anche all'estremità delle costole di rinforzo, per irrigidire l'anima della colonna e l'anima della trave.
- (5) Si raccomanda che gli irrigidimenti verticali per l'anima della trave si estendano per tutta l'altezza e siano saldati entrambi i lati dell'anima. Si raccomanda che il loro spessore sia sufficiente per supportare la componente verticale della forza della flangia della costola di rinforzo in quella posizione e si raccomanda che non sia inferiore allo spessore della flangia della trave. Si raccomanda che le verifiche locali riportate nella EN 1993-1-8:2004, punto **6.2.6** siano soddisfatte.
- (6) Si raccomanda che le costole di rinforzo siano saldate con saldature a completa penetrazione sia alle flange della colonna sia della trave.
- (7) Le piastre di taglio bullonate possono essere lasciate nella loro posizione, se presenti. Le piastre di taglio possono essere usate nella membratura adeguata, se richiesto o per motivi di resistenza o per motivi di esecuzione.

- (8) Una procedura di progetto passo-passo può essere eseguita per connessioni con costole di rinforzo, come riportato di seguito:

- i) Selezionare preliminarmente le dimensioni della costola di rinforzo sulla base delle limitazioni di snellezza per l'anima della costola di rinforzo. Le seguenti relazioni possono essere usate come un primo tentativo per la lunghezza della costola di rinforzo, a , e per l'angolo della flangia della costola di rinforzo rispetto alla costola di rinforzo della membratura, θ :

$$a = 0,55 \times d_b \quad (\text{B.35})$$

$$\theta = 30^\circ \quad (\text{B.36})$$

dove:

d_b è l'altezza della trave. L'altezza conseguente della costola di rinforzo, b , data da:

$$b = a \times \tan \theta \quad (\text{B.37})$$

si raccomanda che rispetti i vincoli architettonici, come i soffitti e gli elementi non strutturali.

- ii) Calcolare il momento plastico della trave all'estremità della costola di rinforzo, $M_{pl,Rd,b}$, dall'espressione (B.17).
- iii) Calcolare il taglio plastico della trave ($V_{pl,Rd,b}$) in conformità al punto **B.5.3.4(3)v** per la lunghezza della luce L' tra le cerniere plastiche alle estremità delle costole di rinforzo.
- iv) Verificare che il rapporto di capacità flessionale colonna-trave, $CBMR$, soddisfi la condizione:

$$CBMR = \frac{\sum Z_c \times \left(f_{yd,c} - \frac{N_{Ed}}{A_c} \right)}{\sum M_c} \geq 1,20 \quad (\text{B.38})$$

dove:

Z_c è il modulo plastico della sezione delle colonne;

$f_{yd,c}$ è la resistenza a snervamento di progetto dell'acciaio nella colonna, definita come nel punto **B.6.2.1(3)**;

N_{Ed} è il carico assiale della colonna nella situazione sismica di progetto;

A_c è l'area della sezione di colonna;

M_c è la somma dei momenti della colonna all'estremità inferiore e superiore della zona pannello ingrandita che risulta dallo sviluppo del momento $M_{pl,R,b}$ della trave all'interno di ogni trave della connessione:

$$\sum M_c = [2M_{pl,R,b} + V_{pl,Rd,b} \times (L - L')] \times \left(\frac{H_c - \bar{d}_b}{H_c} \right) \quad (\text{B.39})$$

dove:

L è la distanza tra le linee baricentriche delle colonne,

\bar{d}_b è l'altezza della trave compresa la costola di rinforzo, e

H_c è l'altezza di piano del telaio.

- v) Calcolare il valore del parametro adimensionale β dato da:

$$\beta = \frac{b}{a} \times \left(\frac{3 \times L' \times d + 3 \times a \times d + 3 \times b \times L' + 4 \times a \times b}{3 \times d^2 + 6 \times b \times d + 4 \times b^2 + \frac{12 \times I_b}{A_b} + \frac{12 \times I_b}{A_{hf} \cos^3 \theta}} \right) \quad (\text{B.40})$$

dove:

A_{hf} è l'area della flangia della costola di rinforzo.

- vi) Calcolare il valore del parametro adimensionale β_{\min} come:

$$\beta_{\min} = \frac{\frac{(M_{pl,Rd,b} + V_{pl,Rd,b} \times a)}{S_x} - 0,80 \times f_{uw,d}}{\frac{V_{pl,Rd,b} \times a}{S_x} + \frac{V_{pl,Rd,b}}{I_b \times \tan \theta} \times \left(\frac{d^2}{4} - \frac{I_b}{A_b} \right)} \quad (B.41)$$

dove:

$f_{uw,d}$ è la resistenza a trazione di progetto delle saldature;

S_x è il modulo elastico (maggiore) della trave;

d è l'altezza della trave;

A_b e I_b sono rispettivamente l'area ed il momento di inerzia della trave.

- vii) Confrontare i valori β adimensionali, calcolati come sopra. Se $\beta \geq \beta_{\min}$ le dimensioni della costola di rinforzo sono sufficienti e si raccomanda che siano eseguite ulteriori verifiche locali in conformità al punto viii) sotto. Se $\beta < \beta_{\min}$ la rigidità della flangia della costola di rinforzo si raccomanda che sia aumentata, o aumentando l'area della flangia della costola di rinforzo A_{hf} o modificando la geometria della costola di rinforzo.

- viii) Eseguire le verifiche di resistenza e di stabilità per la flangia della costola di rinforzo:

$$(\text{resistenza}) A_{hf} \geq \frac{\beta \times V_{pl,Rd,b}}{f_{yhf,d} \times \sin \theta} \quad (B.42)$$

$$(\text{stabilità}) \frac{b_{hf}}{t_{hf}} \leq 10 \times \sqrt{\frac{235}{f_{yhf,d}}} \quad (B.43)$$

dove:

$f_{yhf,d}$ è il valore di progetto della resistenza a snervamento della flangia della costola di rinforzo;

b_{hf} e t_{hf} sono rispettivamente lo spessore della flangia libera e della flangia della costola di rinforzo.

- ix) Eseguire le verifiche di resistenza e di stabilità per l'anima della costola di rinforzo:

$$(\text{resistenza}) \tau_{hw} = \frac{a \times V_{pl,Rd,b}}{2 \times (1 + \nu) \times I_b} \left[\frac{L'}{2} - \frac{\beta}{\tan \theta} \left(\frac{d}{2} \right) + \frac{(1 - \beta) \times a}{3} \right] \leq \frac{f_{yhw,d}}{\sqrt{3}} \quad (B.44)$$

$$(\text{stabilità}) \frac{2 \times a \times \sin \theta}{t_{hw}} \leq 33 \times \sqrt{\frac{235}{f_{yhw,d}}} \quad (B.45)$$

dove:

$f_{yhw,d}$ è il valore di progetto della resistenza a snervamento dell'anima della costola di rinforzo;

t_{hw} è lo spessore dell'anima;

ν è il coefficiente di Poisson dell'acciaio.

- x) Verificare la capacità a taglio dell'anima della trave in conformità alla EN 1993-1-8:2004, punto 6.2.6, per una forza di taglio che deve essere sopportata dall'anima della trave, data da:

$$V_{pl,Rd,bw} = (1 - \beta) \times V_{pl,Rd,b} \quad (B.46)$$

dove:

β è data dall'espressione (B.40).

- xi) Progettare gli irrigidimenti trasversali e dell'anima della trave per resistere alla forza concentrata $\beta V_{pl,Rd,b} / \tan \theta$. Si raccomanda che gli irrigidimenti dell'anima possiedano una resistenza sufficiente per sopportare, insieme all'anima della trave, il carico concentrato $(1 - \beta) V_{pl,Rd,b}$. Si raccomanda che il rapporto larghezza-spessore per gli irrigidimenti sia limitato a 15, per prevenire l'instabilità locale.

- xii) Eseguire saldature a completa penetrazione per collegare gli irrigidimenti alla flangia della trave. Saldature a cordone d'angolo di 8 mm a due lati sono sufficienti per unire gli irrigidimenti all'anima della trave.

B.6.2.4.2

Connessioni con piastre di rinforzo (cover plate)

- (1) Le connessioni con piastre di rinforzo possono ridurre lo sforzo nelle saldature della flangia della trave e spostare la plasticizzazione nella trave all'estremità della piastra di rinforzo.
- (2) Le piastre di rinforzo possono essere usate o solo sulla flangia inferiore della trave, o sulla flangia inferiore e superiore della trave.
- (3) Si raccomanda che le piastre di rinforzo in acciaio abbiano forma rettangolare e siano posizionate con la direzione di laminazione parallela alla trave.
- (4) Si raccomanda che le connessioni con anima della trave saldata e piastre di rinforzo relativamente sottili e corte siano preferite rispetto ad anime bullonate, e piastre pesanti e lunghe.
- (5) Si raccomanda che non siano usate piastre lunghe per travi con luci corte ed elevate forze di taglio.
- (6) Può essere applicata una procedura di progetto passo-passo per connessioni con piastre di rinforzo come riportato di seguito.

- i) Selezionare le dimensioni delle piastre di rinforzo sulla base delle dimensioni della trave:

$$b_{cp} = b_{bf} \quad (B.47)$$

$$t_{cp} = 1,20 \times t_{bf} \quad (B.48)$$

$$l_{cp} = \frac{d_b}{2} \quad (B.49)$$

dove:

b_{cp} è la larghezza della piastra di rinforzo,

t_{cp} è lo spessore della piastra di rinforzo,

b_{bf} è la larghezza della flangia della trave,

t_{bf} è lo spessore della flangia della trave,

l_{cp} è la lunghezza della piastra di rinforzo, e

d_b è l'altezza della trave.

- ii) Calcolare il momento plastico ($M_{pl,Rd,b}$) della trave all'estremità della piastra di rinforzo come nell'espressione (B.7).
- iii) Calcolare il taglio plastico della trave, $V_{pl,Rd,b}$, in conformità al punto **B.5.3.4(3)v)** per la distanza, L' , tra le cerniere plastiche nella trave:

$$L' = L - d_c - 2 \times l_{cp} \quad (B.50)$$

- iv) Calcolare il momento nella flangia della colonna, $M_{cf,Ed}$:

$$M_{cf,Ed} = M_{pl,Rd,b} + V_{pl,Rd,b} \times l_{cp} \quad (B.51)$$

- v) Verificare che l'area delle piastre di rinforzo, A_{cp} , soddisfi il requisito:

$$[Z_b + A_{cp} \times (d_b + t_{cp})] \times f_{yd} \geq M_{cf,Sd} \quad (B.52)$$

dove:

f_{yd} è la resistenza a snervamento di progetto delle piastre di rinforzo.

- vi) Verificare che, il rapporto di capacità flessionale colonna-trave, $CBMR$, soddisfi la condizione:

$$CBMR = \frac{\sum Z_c (f_{yd,c} - f_a)}{\sum Z_b \times f_{yb} \times \left(\frac{L - d_c}{L - d_c - 2 \times l_{cp}} \right)} \geq 1,20 \quad (B.53)$$

dove:

Z_b e Z_c sono i moduli plastici, rispettivamente, delle travi e delle colonne,

f_{yb} è la resistenza a snervamento dell'acciaio della trave, definita come nel punto **B.5.1(5)**, e

$f_{yd,c}$ è la resistenza a snervamento di progetto dell'acciaio della colonna, definita come nel punto **B.6.2.1(3)**.

vii) Determinare lo spessore delle piastre di continuità disposte a livello delle flange superiori ed inferiori della trave per irrigidire l'anima della colonna. Si raccomanda che questo spessore non sia minore di quello della flangia della trave.

viii) Verificare che la resistenza e la rigidezza della zona pannello siano sufficienti affinché il pannello rimanga in campo elastico:

$$d_c \times t_{wc} \times \frac{f_{yw,d}}{\sqrt{3}} \geq \frac{\sum M_f}{d_b} \times \left(\frac{L}{L - d_c} \right) \times \left(\frac{H - d_b}{H} \right) \quad (\text{B.54})$$

dove:

d_c è l'altezza dell'anima della colonna,

t_{wc} è lo spessore dell'anima della colonna, incluse le piastre di rinforzo del pannello d'anima, se presenti,

$f_{yw,d}$ è il valore di progetto della resistenza a snervamento della zona pannello, e

H è l'altezza di piano del telaio.

ix) Dimensionare ed eseguire in maniera corretta le saldature tra le parti collegate, cioè tra la trave e le piastre di rinforzo, tra la colonna e le piastre di rinforzo e tra la trave e la colonna. Si raccomanda che le saldature di rinforzo impieghino gli stessi elettrodi di quelli usati nelle saldature originali, o almeno elettrodi con proprietà meccaniche simili.

B.6.3

Connessioni di controventi e di link sismici

- (1) Si raccomanda che le connessioni di controventi e di link sismici siano progettate tenendo in considerazione gli effetti del comportamento ciclico post-instabilità.
- (2) Si raccomanda che siano preferite le connessioni rigide a quelle nominalmente incernierate (vedere EN 1998-1-8:2004, punto **5.2.2**).
- (3) Per migliorare la stabilità fuori-piano della connessione del controvento, si raccomanda di non interrompere la continuità delle travi e delle colonne.
- (4) Si raccomanda che il controvento e le linee baricentriche della trave non intersechino esternamente il link sismico.
- (5) Si raccomanda che nelle connessioni di controventi diagonali e travi, le linee baricentriche di queste membrature si intersechino o entro la lunghezza del link o alle sue estremità.
- (6) Per la connessione di un link sismico ad una colonna in corrispondenza della faccia della flangia della colonna, si raccomanda che siano usate piastre di estremità tra le piastre della flangia della trave.
- (7) L'adeguamento delle connessioni trave-colonna può modificare la lunghezza del link sismico. Perciò il link si raccomanda che sia verificato dopo la scelta della strategia di riparazione.
- (8) I link sismici collegati alla colonna si raccomanda che siano corti.
- (9) Le connessioni saldate di un link sismico all'asse debole della colonna si raccomanda che siano evitate.

APPENDICE C EDIFICI DI MURATURA

(informativa)

C.1 Scopo

- (1) La presente appendice contiene le raccomandazioni per la valutazione ed il progetto di adeguamento di edifici in muratura in zona sismica.
- (2) Le raccomandazioni di questa sezione sono applicabili ad elementi in calcestruzzo o in muratura resistenti a forze laterali, appartenenti ad un edificio in muratura non armata, confinata o armata.

C.2 Identificazione della geometria, dei dettagli e dei materiali

C.2.1 Generalità

- (1) Si raccomanda che i seguenti aspetti siano esaminati con attenzione:
 - i) Tipo di unità di muratura (per esempio argilla, calcestruzzo, cavo, solido, ecc.).
 - ii) Condizioni fisiche degli elementi in muratura e presenza di qualsiasi forma di degrado.
 - iii) Configurazione degli elementi in muratura e loro collegamenti, insieme alla continuità dei percorsi di carico tra gli elementi che resistono alle azioni laterali.
 - iv) Proprietà dei materiali che costituiscono gli elementi in muratura e qualità dei collegamenti.
 - v) La presenza di rivestimenti esterni, la presenza di componenti non strutturali, la distanza tra le pareti divisorie.
 - vi) Informazioni sugli edifici adiacenti che potenzialmente possono interagire con l'edificio in questione.

C.2.2 Geometria

- (1) Si raccomanda che i dati raccolti includano le seguenti voci:
 - i) Dimensioni e posizione di tutte le pareti di taglio, incluse l'altezza, la larghezza e lo spessore.
 - ii) Dimensioni delle unità di muratura.
 - iii) Posizione e dimensioni delle aperture delle pareti (porte, finestre).
 - iv) Distribuzione dei carichi gravitazionali sulle pareti portanti.

C.2.3 Dettagli

- (1) Si raccomanda che i dati raccolti includano le seguenti voci:
 - i) Classificazione delle pareti in non armate, confinate, o armate.
 - ii) Presenza e qualità della malta.
 - iii) Per pareti in muratura armata, quantità di armatura orizzontale e verticale.
 - iv) Per murature multi-strato (pareti con nucleo in muratura a secco), identificazione del numero di strati, rispettive distanze e posizione delle legature, quando esistono.
 - v) Per murature con iniezioni di malta, valutazione del tipo, qualità e posizione delle iniezioni di malta.
 - vi) Determinazione del tipo e delle condizioni della malta e delle giunzioni di malta; esame della resistenza, dell'erosione e della durezza della malta; identificazione dei difetti quali le fessure, i vuoti interni, i componenti deboli e il degrado della malta.
 - vii) Identificazione del tipo e delle condizioni dei collegamenti tra pareti ortogonali.

- viii) Identificazione del tipo e delle condizioni dei collegamenti tra pareti e solai o tetti.
- ix) Identificazione e posizione delle fessure orizzontali nei giunti di malta di allettamento, delle fessure verticali nei collegamenti di testa e nelle unità di muratura, e delle fessure diagonali vicino alle aperture.

Esame delle deviazioni dalla linea verticale delle pareti e separazione degli strati esterni o degli altri elementi come i parapetti e i camini.

C.2.4

Materiali

- (1) Possono essere usati metodi di prova non distruttivi per quantificare e per verificare l'uniformità della qualità della costruzione e la presenza e il grado di deterioramento. Possono essere usati i seguenti tipi di prove:
 - i) Prove ultrasoniche o soniche per individuare variazioni nella densità e nel modulo dei materiali della muratura e per individuare la presenza di fessure e discontinuità.
 - ii) Prova "impact echo" per verificare se le pareti armate sono rinforzate con iniezioni.
 - iii) Prove magnetometriche, dove adatte, per confermare la posizione dell'acciaio di armatura.
- (2) Possono essere eseguite delle prove supplementari per aumentare il livello di sicurezza rispetto alle proprietà dei materiali della muratura, o per valutare le condizioni della muratura. Le prove possibili sono:
 - i) Prova dello sclerometro per valutare l'indice di durezza della superficie esterna della muratura.
 - ii) Prova con martinetti idraulici piatti per misurare la resistenza a taglio in sito della muratura. Questa prova può essere eseguita insieme con martinetti piatti applicando alle unità di muratura in prova un carico verticale misurato.
 - iii) Prova del martinetto idraulico piatto per misurare la tensione di compressione verticale in sito sopportata dalla muratura. Questa prova fornisce informazioni quali la distribuzione del carico gravitazionale, gli sforzi flessionali nelle pareti, e gli sforzi nelle pareti rivestite esternamente in muratura compresse da un telaio in calcestruzzo adiacente.
 - iv) Prova di compressione diagonale per stimare la resistenza a taglio ed il modulo di taglio della muratura.
 - v) Prove distruttive a larga scala in particolari zone o in particolari elementi, per aumentare il livello di sicurezza sulle proprietà strutturali globali o per fornire informazioni particolari come la resistenza fuori piano, il comportamento dei collegamenti e delle aperture, la resistenza nel piano e la capacità di deformazione.

C.3

Metodi di analisi

C.3.1

Generalità

- (1) Nel costruire il modello per le analisi, la rigidezza delle pareti si raccomanda che sia valutata prendendo in considerazione sia la flessibilità flessionale sia a taglio, usando una rigidezza fessurata. In assenza di più accurate valutazioni, possono essere presi in considerazione entrambi i contributi di rigidezza pari alla metà dei loro rispettivi valori non fessurati.
- (2) Elementi di collegamento (spandrel) in muratura possono essere introdotti nel modello come travi di collegamento tra due elementi parete.

C.3.2

Metodi lineari: statico e multi-modale

- (1) Questi metodi sono applicabili sotto le seguenti condizioni, che sono aggiuntive alle condizioni generali del punto 4.4.2(1)P.

- i) Le pareti resistenti ai carichi laterali sono regolarmente disposte in entrambe le direzioni orizzontali.
- ii) Le pareti sono continue lungo la loro altezza.
- iii) I solai possiedono sufficiente rigidezza nel piano e sono sufficientemente collegati alle pareti perimetrali in modo tale che essi siano in grado di ripartire le forze di inerzia tra gli elementi verticali come un diaframma rigido.
- iv) I solai sui lati opposti di una parete comune sono alla stessa altezza.
- v) Ad ogni piano, il rapporto tra le rigidezze laterali nel piano della parete più rigida e la parete sismica primaria più debole, valutato tenendo conto della presenza delle aperture, non è maggiore di 2,5.
- vi) Gli elementi di collegamento (spandrel) inclusi nel modello sono fatti da blocchi adeguatamente collegati a quelli delle pareti adiacenti, o hanno legature di collegamento.

C.3.3 Metodi non lineari: statico e dinamico

- (1) Si raccomanda che questi metodi siano applicati quando le condizioni del punto **C.3.2** non sono soddisfatte.
- (2) La capacità è definita in termini di spostamento in corrispondenza del tetto. La capacità di spostamento ultima è presa pari a quella dello spostamento del tetto in cui la resistenza totale laterale (taglio alla base) si è ridotta sotto l'80% della resistenza di picco della struttura, dovuta al progressivo danneggiamento e al collasso degli elementi che resistono ai carichi laterali.
- (3) La richiesta, che deve essere confrontata con la capacità, è lo spostamento del tetto corrispondente allo spostamento obiettivo del punto **4.4.4.4** e della EN 1998-1:2004, punto **4.3.3.4.2.6(1)** per l'azione sismica considerata.

Nota L'appendice informativa B della EN 1998-1:2004 fornisce una procedura per la determinazione dello spostamento obiettivo dallo spettro di risposta elastico.

C.4 Modelli di capacità per la valutazione

C.4.1 Modelli per la valutazione globale

C.4.1.1 LS di Collasso (NC)

- (1) I criteri di valutazione dati in termini di misure di risposta globale possono essere applicati solo quando l'analisi è non lineare.
- (2) La capacità globale allo LS di Collasso (NC) può essere presa uguale alla capacità di spostamento ultima definita nel punto **C.3.3(2)**.

C.4.1.2 LS di Danno Significativo (SD)

- (1) Si applica il punto **C.4.1.1(1)**.
- (2) La capacità globale allo LS di Danno Significativo (SD) può essere presa uguale ai $\frac{3}{4}$ della capacità di spostamento ultima definita nel punto **C.3.3(2)**.

C.4.1.3 LS di Danno Limitato (DL)

- (1) Se viene eseguita un'analisi lineare, il criterio per la valutazione globale è definito in termini di taglio alla base nella direzione orizzontale dell'azione sismica. La capacità può essere presa uguale alla somma delle capacità a taglio delle singole pareti, e questa è controllata dalla flessione [vedere punto **C.4.2.1(1)**] o dal taglio [vedere punto **C.4.3.1(1)**] nella direzione orizzontale dell'azione sismica. La richiesta è la stima del taglio alla base massimo in quella direzione dall'analisi lineare.

- (2) Se viene eseguita un'analisi non lineare, la capacità per la valutazione globale è definita come il punto di snervamento (forza di snervamento e spostamento di snervamento) della relazione forza-spostamento idealizzata elastica-perfettamente plastica dell'equivalente sistema ad un grado di libertà.

Nota L'appendice informativa B della EN 1998-1:2004 fornisce una procedura per la determinazione della forza di snervamento della relazione forza-spostamento idealizzata elastica-perfettamente plastica dell'equivalente sistema ad un grado di libertà.

C.4.2 Elementi soggetti a forza normale e flessione

C.4.2.1 LS di Danno Significativo (SD)

- (1) La capacità di una parete in muratura non armata è controllata dalla flessione, se il valore della sua capacità a taglio data nel punto **C.4.2.1(3)** è minore rispetto al valore dato nel punto **C.4.3.1(3)**.
- (2) La capacità di una parete in muratura non armata controllata dalla flessione può essere espressa in termini di spostamento e presa uguale a $0,008 \cdot H_0/D$ per pareti sismiche primarie e uguale a $0,012 \cdot H_0/D$ per quelle secondarie, dove:

D è la dimensione orizzontale nel piano della parete (altezza);

H_0 è la distanza tra la sezione dove è raggiunta la capacità flessionale ed il punto a momento nullo.

- (3) La capacità a taglio di una parete in muratura non armata controllata dalla flessione soggetta a un carico assiale N , può essere presa uguale a:

$$V_f = \frac{DN}{2H_0}(1 - 1,15v_d) \quad (\text{C.1})$$

dove:

D e H_0 sono definiti come nel punto (2).

$V_d = N/(Dtf_d)$ è il carico assiale normalizzato (con $f_d = f_m/CF_m$, dove f_m è la resistenza a compressione media come ottenuta da prove in sito e da fonti di informazione aggiuntive, e CF_m è il coefficiente di confidenza per murature dato nel prospetto 3.1 per l'appropriato livello m di conoscenza), t è lo spessore della parete.

C.4.2.2 LS di Collasso (NC)

- (1) Si applicano i punti **C.4.2.1(1)** e **C.4.2.1(3)**.
- (2) La capacità di una parete in muratura controllata dalla flessione può essere espressa in termini di spostamento e presa uguale a $\frac{1}{3}$ dei valori riportati nel punto **C.4.2.1(2)**.

C.4.2.3 LS di Danno Limitato (DL)

- (1) Si applica il punto **C.4.2.1(1)**.
- (2) La capacità di una parete in muratura non armata controllata dalla flessione può essere presa come la capacità a taglio data nel punto **C.4.2.1(3)**.

C.4.3 Elementi soggetti a forza di taglio

C.4.3.1 LS di Danno Significativo (SD)

- (1) La capacità di una parete in muratura non armata è controllata dal taglio, se il valore della sua capacità a taglio data nel punto **C.4.3.1(3)** è minore o uguale al valore dato nel punto **C.4.2.1(3)**.
- (2) La capacità di una parete in muratura non armata controllata dal taglio può essere espressa in termini di spostamento e presa uguale a 0,004 per pareti sismiche primarie e uguale a 0,006 per quelle secondarie.

- (3) La capacità a taglio di una parete in muratura non armata controllata dal taglio soggetta a un carico assiale N , può essere presa uguale a:

$$V_f = f_{vd} D' t \quad (C.2)$$

dove:

D' è l'altezza dell'area compressa della parete,

t è lo spessore della parete, e

f_{vd} è la resistenza a taglio della muratura tenendo conto della presenza del carico verticale: $= f_{vm0} + 0,4 N/D't \leq 0,065 f_m$, dove f_{vm0} è la resistenza a taglio media in assenza di carico verticale e f_m è la resistenza a compressione media, come ottenuta dalle prove in sito e da fonti di informazione aggiuntive, e divisa per i coefficienti di confidenza, come definiti nel punto **3.5(1)P** e nel prospetto 3.1, tenendo in considerazione il livello di conoscenza raggiunto. Nelle pareti sismiche primarie, entrambe queste resistenze del materiale sono divise ulteriormente per il coefficiente parziale per le murature in conformità alla EN 1998-1:2004, punto **9.6**.

C.4.3.2 LS di Collasso (NC)

- (1) Si applicano i punti **C.4.3.1(1)** e **C.4.3.1(3)**.
- (2) La capacità di una parete in muratura non armata controllata dal taglio può essere espressa in termini di spostamento e presa uguale a $\frac{4}{3}$ dei valori riportati nel punto **C.4.3.1(2)**.

C.4.3.3 LS di Danno Limitato (DL)

- (1) Si applica il punto **C.4.3.1(1)**.
- (2) La capacità di una parete in muratura non armata controllata dal taglio può essere presa come la capacità a taglio data nel punto **C.4.3.1(3)**.

C.5 Interventi strutturali

C.5.1 Tecniche di riparazione e rinforzo

C.5.1.1 Riparazione delle fessure

- (1) Se la larghezza della fessura è relativamente piccola (per esempio, minore di 10 mm) e lo spessore del muro è relativamente piccolo, le fessure possono essere sigillate con malta.
- (2) Se la larghezza delle fessure è piccola ma lo spessore del muro è considerevole, si raccomanda di utilizzare iniezioni di cemento. Dove possibile, tali iniezioni si raccomanda che contengano una miscela in grado di prevenire il ritiro. Iniezioni di materiale epossidico possono invece essere utilizzate per fessure sottili.
- (3) Se le fessure sono relativamente ampie (per esempio, maggiori di 10 mm), la zona danneggiata si raccomanda che sia ricostruita usando mattoni o elementi di pietra allungati (come elementi di cucitura). Altrimenti, si raccomanda di utilizzare morse di collegamento, piastre metalliche o reti polimeriche per legare insieme i due lati della fessura. Si raccomanda che i vuoti siano riempiti con malta cementante di adeguata fluidità.
- (4) Nel caso in cui i letti di malta fossero ragionevolmente piani, la resistenza della parete nei confronti della fessurazione verticale può essere considerevolmente migliorata immorsando trefoli di piccolo diametro nei letti di malta o strisce di griglia polimerica.

- (5) Per la riparazione di fessure diagonali ampie, possono essere gettate nervature verticali di calcestruzzo in scanalature irregolari scavate nella parete di muratura, generalmente su entrambi i lati; queste nervature devono essere armate con staffe ravvicinate e ferri longitudinali. I trefoli come nel punto (4) si raccomanda che passino attraverso le nervature di calcestruzzo. Alternativamente, possono essere usate griglie polimeriche per avvolgere una o entrambe le facce delle pareti in muratura, unite con malta ed intonaco adeguati.

C.5.1.2

Riparazione e rinforzo delle intersezioni delle pareti

- (1) Per migliorare il collegamento tra le pareti che si intersecano, si raccomanda di usare mattoni o elementi di pietra che si intersecano l'uno nell'altro. Il collegamento può essere reso più efficace in diversi modi:
- i) Attraverso la costruzione di una cintura di calcestruzzo armato.
 - ii) Con l'aggiunta di piastre di acciaio o di reti in corrispondenza del letto di malta.
 - iii) Attraverso l'inserimento di barre di acciaio inclinate all'interno di appositi fori praticati nella muratura e procedere quindi ad iniezioni.
 - iv) Mediante post-tensione.

C.5.1.3

Rinforzo ed irrigidimento dei diaframmi orizzontali

- (1) I solai in legno possono essere rinforzati ed irrigiditi nei confronti della distorsione nel piano nei modi seguenti:
- i) Inchiodando uno strato aggiuntivo (secondo un'orditura ortogonale o obliqua) di tavole di legno su quelle esistenti.
 - ii) Gettando un sottile strato di calcestruzzo armato con rete elettrosaldata. Si raccomanda che lo strato di calcestruzzo abbia una connessione a taglio con il solaio di legno e dovrebbe essere ancorato alle pareti.
 - iii) Disponendo una rete di barre piatte in acciaio in direzione diagonale ancorate alle travi e ai muri perimetrali.
- (2) Si raccomanda che le capriate del tetto siano rinforzate con elementi diagonali ed ancorate alle pareti che le sostengono. Si raccomanda di creare un diaframma orizzontale (per esempio con l'aggiunta di un elemento diagonale) a livello della membratura inferiore della capriata.

C.5.1.4

Travi di collegamento

- (1) Se le travi di collegamento esistenti tra pareti e solai risultassero danneggiate, si raccomanda che queste siano appropriatamente riparate o ricostruite. Se le travi di collegamento dovessero mancare nella struttura originale, tali travi si raccomanda che siano aggiunte.

C.5.1.5

Rinforzo di edifici mediante legature di acciaio

- (1) L'aggiunta di legature di acciaio, in direzione longitudinale o trasversale alle pareti, all'interno o esternamente a fori praticati nelle pareti, è un metodo efficiente per collegare le pareti e migliorare il comportamento globale di edifici in muratura.
- (2) Legature post-tese possono essere usate per migliorare la resistenza delle pareti nei confronti degli sforzi di trazione.

C.5.1.6

Rinforzo nel nucleo di muratura a secco delle pareti (muratura a più strati)

- (1) Il nucleo di pietre a secco può essere rinforzato con iniezioni di cemento, se la penetrazione dell'iniezione è soddisfacente. Nell'eventualità che l'adesione del materiale iniettato alle pietre a secco possa essere scarsa, si raccomanda che l'iniezione sia integrata da barre di acciaio disposte nel nucleo ed ancorate alle superfici più esterne della parete.

C.5.1.7

Rinforzo delle pareti per mezzo di incamiciature in calcestruzzo armato o profili di acciaio

- (1) Si raccomanda che il calcestruzzo sia applicato con il metodo della spruzzatura e le camicie siano rinforzate mediante reti elettrosaldate o barre di acciaio.
- (2) I placcaggi possono essere applicati solo su una faccia della parete, o preferibilmente su entrambe. I due strati del placcaggio applicato sulle facce opposte della parete si raccomanda che siano collegati per mezzo di legature trasversali attraverso la muratura. I placcaggi applicati solo su una faccia si raccomanda che siano collegati alla muratura mediante scanalature.
- (3) Possono essere usati in maniera analoga profili di acciaio, purché siano appropriatamente collegati ad entrambe le facce della muratura o ad una sola faccia.

C.5.1.8

Rinforzo delle pareti per mezzo di incamiciature con griglie polimeriche

- (1) Possono essere usate griglie polimeriche per rinforzare gli elementi in muratura esistenti e nuovi. Nel caso di elementi esistenti, si raccomanda che le griglie siano collegate alle pareti in muratura da una faccia o da entrambe e siano ancorate alle pareti perpendicolari. Nel caso di elementi nuovi, l'intervento può comprendere l'inserimento aggiuntivo di griglie negli strati orizzontali di malta tra i mattoni. L'intonaco che ricopre le griglie polimeriche si raccomanda che sia duttile, preferibilmente malta-cemento fibrorinforzato.

