

5. NORME SULLE COSTRUZIONI

Le norme disciplinano la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle costruzioni nei diversi materiali relativamente ai vari aspetti di metodi di calcolo, regole costruttive per la robustezza strutturale e procedure per le verifiche di sicurezza e di durabilità delle opere.

Le norme si applicano alle Classi di costruzione 1 e 2.

Relativamente ai metodi di calcolo, è d'obbligo il metodo di calcolo agli stati limite. Per le sole opere di classe 1 e con l'esclusione delle azioni sismiche, urti, esplosioni ed incendi, è ammesso l'uso del metodo di verifica tensionale di cui al punto 2.8 secondo le modalità semplificate indicate nei punti 5.1.2.3, 5.1.11, 5.2.3.3 e nei relativi punti dei paragrafi 5.3 e 5.4.

5.1. COSTRUZIONI DI CONGLOMERATO CEMENTIZIO

Formano oggetto delle presenti norme le opere strutturali di:

- conglomerato cementizio armato normale (cemento armato)
- conglomerato cementizio armato precompresso (cemento armato precompresso)
- conglomerato cementizio a bassa percentuale di armatura o non armato,

con esclusione di quelle per le quali vige una regolamentazione apposita a carattere particolare.

Il conglomerato cementizio è un materiale artificiale ottenuto miscelando acqua, cemento ed inerti. Gli inerti possono essere naturali od artificiali. La miscela base può essere integrata, con diverse finalità, dai cosiddetti "additivi".

Ai fini della valutazione del comportamento e della resistenza delle strutture in conglomerato cementizio, questo viene titolato ed identificato mediante la resistenza convenzionale a compressione uniassiale caratteristica, misurata su provini cubici (Paragrafo 11.1).

Sulla base della titolazione convenzionale del conglomerato mediante la resistenza cubica R_{ck} vengono definite le seguenti classi di resistenza:

CLASSE DI RESISTENZA	R_{ck} (N/mm ²)
molto bassa	$5 < R_{ck} \leq 15$
bassa	$15 < R_{ck} \leq 30$
media	$30 < R_{ck} \leq 55$
alta	$55 < R_{ck} \leq 85$

I conglomerati delle diverse classi di resistenza trovano impiego secondo quanto riportato nella seguente tabella:

CLASSE DI IMPIEGO		CLASSE DI RESISTENZA
A)	Per strutture in conglomerato cementizio non armato o a bassa percentuale di armatura (punto 5.1.11)	molto bassa
B)	Per strutture semplicemente armate	bassa e media
C)	Per strutture precomprese o semplicemente armate	media
D)	Per strutture semplicemente armate e/o precomprese	alta

Per le classi di resistenza molto bassa, bassa e media, la resistenza caratteristica R_{ck} deve essere controllata durante la costruzione con le modalità indicate nel capitolo 11.

Per la classe di resistenza alta, la resistenza caratteristica R_{ck} e tutte le grandezze meccaniche e fisiche che hanno influenza sulla resistenza e durabilità del conglomerato, vanno accertate prima dell'inizio dei lavori e la produzione deve seguire specifiche procedure per il controllo di qualità.

5.1.1. LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

La valutazione della sicurezza va condotta secondo i principi fondamentali del capitolo 2.

Per l'analisi strutturale sviluppata ai fini delle verifiche di sicurezza, occorre individuare modelli di calcolo che siano adeguatamente rappresentativi dell'effettivo stato di sollecitazione, tensione e deformazione della struttura negli stati limite considerati. Se necessario, quindi, i modelli di calcolo possono variare in funzione della situazione di progetto in esame (persistente, transitoria, eccezionale), dello stato limite considerato e delle particolari combinazioni adottate per le azioni.

È compito del Progettista individuare le combinazioni delle azioni (carichi, distorsioni, difetti di esecuzione, ecc.) che portano ogni singolo elemento strutturale in condizioni critiche in relazione alle verifiche di sicurezza e funzionalità relative ai vari stati limite che devono essere esaminati.

Le verifiche di sicurezza per gli stati limite ultimi, secondo quanto indicato nel par. 2.7.1, devono essere condotte con riferimento alle seguenti situazioni di progetto:

1. situazione persistente (situazione in cui la struttura verrà a trovarsi nella maggior parte della sua vita utile);
2. situazione transitoria (situazione in cui la struttura verrà a trovarsi in una parte limitata della sua vita utile, ad esempio durante le fasi di costruzione, qualora tale situazione sia significativa);
3. situazione accidentale (situazione in cui la struttura verrà a trovarsi in seguito ad eventi eccezionali in genere caratterizzati da bassa probabilità di occorrenza ma da significativi effetti sulla struttura, ad esempio incendio, urti, scoppi, ecc.).

Le verifiche di cui al punto 1 devono essere condotte per ogni costruzione.

Le verifiche di cui ai punti 2 e 3 vanno condotte qualora necessarie in relazione all'importanza, alla destinazione d'uso e alle caratteristiche della costruzione.

Le verifiche di sicurezza agli stati limite di esercizio specifiche per le strutture di conglomerato devono comprendere:

- verifiche di deformabilità,
- verifiche di vibrazione,
- verifiche di fessurazione,
- verifiche delle tensioni di esercizio,
- verifiche a fatica per quanto riguarda il progressivo degrado delle caratteristiche meccaniche dei materiali.

Il Committente ed il Progettista, di concerto, devono individuare le prestazioni funzionali che la struttura deve garantire nelle condizioni di esercizio, in relazione all'importanza, alla destinazione d'uso e alle caratteristiche della costruzione.

Per ogni costruzione, devono essere sviluppate obbligatoriamente le verifiche di sicurezza per gli stati limite ultimi e gli stati limite di esercizio.

Per ogni elemento strutturale, devono essere sviluppate le verifiche di sicurezza nei confronti del conglomerato, dell'acciaio e dell'aderenza tra acciaio e conglomerato e deve essere garantita una adeguata durabilità, come previsto nel par. 2.1.

5.1.2. VERIFICHE PER SITUAZIONI PERSISTENTI CON IL METODO DEI COEFFICIENTI PARZIALI

Le verifiche agli stati limite vengono condotte sia nei riguardi degli stati limite di esercizio che ultimi, mediante il metodo dei coefficienti parziali di sicurezza sulle azioni e sulle resistenze.

5.1.2.1. Verifiche agli stati limite ultimi

5.1.2.1.1. GENERALITÀ

Definite le opportune combinazioni delle azioni (azioni di calcolo, F_d), si valutano le azioni interne (sollecitazioni di calcolo, E_d) nei vari elementi strutturali.

Per ogni elemento strutturale sono valutate le resistenze (resistenze di calcolo, R_d).

La verifica della sicurezza agli stati limite ultimi si ritiene soddisfatta controllando che, per ogni elemento strutturale e per ciascuna delle combinazioni delle azioni prese in esame, risulti:

$$R_d \geq E_d$$

5.1.2.1.2. LE AZIONI E LE LORO COMBINAZIONI

Le azioni caratteristiche (carichi, distorsioni, variazioni termiche, ecc.) devono essere definite in accordo con quanto indicato nei capitoli 3, 4 e 6 delle presenti norme.

Per costruzioni civili o industriali di tipo corrente e per le quali non esistano regolamentazioni specifiche, le azioni di calcolo F_d si ottengono (nello spirito di quanto indicato nel capitolo 2) combinando le azioni caratteristiche secondo la seguente formula di correlazione:

$$F_d = \sum_{j=1}^m (\gamma_{Gj} \cdot \gamma_{EGj} \cdot G_{kj}) + \gamma_{Q1} \cdot \gamma_{EQ1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} \cdot \gamma_{Qi} \cdot \gamma_{EQi} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^l (\gamma_{Ph} \cdot \gamma_{EPH} \cdot P_{kh})$$

dove:

G_{kj}	rappresenta il valore caratteristico della j -esima azione permanente (peso proprio, carichi permanenti portati, precompressione, ecc);
Q_{k1}	rappresenta il valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;
Q_{ki}	rappresenta il valori caratteristico della i -esima azione variabile;
P_{kh}	rappresenta il valore caratteristico della h -esima deformazione impresse (effetto della temperatura, deformazione del terreno, viscosità, ritiro, etc);
$\gamma_G, \gamma_Q, \gamma_P$	rappresentano i coefficienti parziali;
γ_E	rappresentano i coefficienti di modello delle azioni;
ψ_{0i}	rappresentano i coefficienti di combinazione, da determinarsi sulla base di considerazioni statistiche, per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici.

Nello spirito del terzo comma del punto 5.1.1, è compito del Progettista identificare il numero delle azioni di calcolo F_d (combinazioni) da considerare e le specifiche caratteristiche di ciascuna di queste.

I valori dei coefficienti parziali e di modello sono riportati nelle seguenti tabelle. I coefficienti parziali di amplificazione o riduzione sono riferiti ai casi in cui l'azione considerata è rispettivamente a sfavore o a favore della sicurezza.

Tabella 5.1-I

	Azioni generiche		Azioni naturali	
	sfavorevoli alla sicurezza	favorevoli alla sicurezza	sfavorevoli alla sicurezza	favorevoli alla sicurezza
γ_{Gj}	1,4	0,9	1,4	0,9
γ_{Qi}	1,5	0	Da determinarsi in relazione a quanto indicato nei punti specifici	0
γ_{Ph}	1,2	0,9	1,2	0,9

Tabella 5.1-II

γ_{EGj}	1
γ_{EQi}	definiti nelle norme relative alle diverse azioni variabili
γ_{EP_h}	1

Per gli edifici civili, in mancanza di studi specifici ed adeguati alla costruzione in esame, si possono attribuire ai coefficienti di combinazione ψ_{0i} i valori della tabella 5.1-III (per le combinazioni di carico che comprendono l'azione sismica si vedano le specifiche regole per la combinazione delle azioni ed i valori dei coefficienti di combinazione forniti nel paragrafo 3.2):

Tabella 5.1-III

Azione	ψ_{0i}
carichi variabili nei fabbricati per abitazione ed uffici	0,7
negozi, uffici aperti al pubblico ed autorimesse	0,7
magazzini, depositi	1,0
variazioni termiche	0,6
vento	0,6
neve	0,6

Per le altre tipologie costruttive (ponti, gallerie, edifici industriali ecc.) competerà al Committente ed al Progettista, di concerto, la definizione dei valori di ψ .

Il contributo delle distorsioni (concentrate o diffuse), non imposte appositamente, deve essere trascurato se il suo effetto aumenta la sicurezza della struttura.

5.1.2.1.3. CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI E DELLE DEFORMAZIONI

Il calcolo degli effetti delle azioni può essere effettuato, secondo quanto stabilito al punto 2.3 delle presenti norme ipotizzando sia modelli elastici lineari, sia modelli non lineari. Il calcolo non lineare deve procedere attraverso la definizione dei legami tensione-deformazioni, momenti-curvature e momenti-rotazioni, tenendo conto della fessurazione.

È ammissibile anche la verifica mediante metodi rigido-plastici, metodi delle cerniere plastiche per gli elementi monodimensionali, ovvero metodi delle linee plastiche per gli elementi bidimensionali. L'applicazione di tali metodi semplificati richiede sempre il controllo della duttilità.

5.1.2.1.4. LE RESISTENZE DI CALCOLO DEI MATERIALI

In accordo con il Capitolo 11, le resistenze di calcolo f_d indicano le resistenze dei materiali, conglomerato cementizio ed acciaio, ottenute mediante l'espressione:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m}$$

dove:

f_k sono le resistenze caratteristiche del materiale,

γ_m sono i coefficienti parziali per le resistenze, che variano in funzione del materiale, della situazione di progetto e della particolare verifica in esame.

5.1.2.1.4.1. Resistenza di calcolo a compressione del conglomerato cementizio

Per il conglomerato cementizio la resistenza di calcolo a compressione, f_{cd} , vale:

$$f_{cd} = \frac{R_{ck}}{\gamma_{m,c}}$$

dove:

$\gamma_{m,c}$ è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al conglomerato cementizio

R_{ck} è la resistenza caratteristica cubica a compressione del conglomerato cementizio a 28 giorni,

Il coefficiente $\gamma_{m,c}$ è pari ad 1,9.

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con spessori minori di 50 mm, il coefficiente $\gamma_{m,c}$ va moltiplicato per il coefficiente di modello $\gamma_{Rd} = 1,25$.

Per elementi prefabbricati prodotti con processo industrializzato e procedura di controllo di qualità del Direttore dei Lavori del Committente, $\gamma_{m,c}$ può essere moltiplicato per il coefficiente riduttivo $\gamma_r = 0,9$.

5.1.2.1.4.2. Resistenza di calcolo a trazione del conglomerato cementizio

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

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_{m,c}}$$

dove:

$\gamma_{m,c}$ è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al conglomerato cementizio,

f_{ctk} è la resistenza caratteristica a trazione del conglomerato.

Il coefficiente $\gamma_{m,c}$ assume il valore 1,6.

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con spessori minori di 50 mm, il coefficiente $\gamma_{m,c}$ va moltiplicato per il coefficiente di modello $\gamma_{Rd} = 1,25$.

Per elementi prefabbricati prodotti con processo industrializzato e procedura di controllo di qualità del Direttore dei Lavori del Committente, $\gamma_{m,c}$ può essere moltiplicato per il coefficiente riduttivo $\gamma_r = 0,9$.

5.1.2.1.4.3. Tensione di snervamento di calcolo dell'acciaio

La tensione di snervamento di calcolo, f_{yd} , vale:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{m,s}}$$

dove:

$\gamma_{m,s}$ è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio,

f_{yk} per armatura lenta è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio, per armature da precompressione la tensione convenzionale caratteristica di snervamento è data, a seconda del tipo di prodotto, da f_{pyk} (barre), $f_{p(0,1)k}$ (fili), $f_{p(1)k}$ (trefoli e trecce); si veda in proposito la Tabella 11.2.VI.

Il coefficiente $\gamma_{m,s}$ assume sempre, per tutti i tipi di acciaio, il valore 1,15.

5.1.2.1.4.4. Tensione tangenziale di aderenza acciaio-conglomerato cementizio

La tensione tangenziale di aderenza di calcolo f_{bd} vale:

$$f_{bd} = \frac{f_{bk}}{\gamma_{m,c}}$$

dove:

$\gamma_{m,c}$ è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al conglomerato cementizio,

f_{bk} è la tensione tangenziale caratteristica di aderenza valutata mediante prove sperimentali.

Il coefficiente $\gamma_{m,c}$ assume il valore 1,6.

Nel caso di armature molto addensate, copriferri ridotti, ancoraggi in zona di calcestruzzo teso, $\gamma_{m,c}$ va moltiplicato per il coefficiente di modello $\gamma_{Rd} = 1,5$.

5.1.2.1.5. CALCOLO DELLE RESISTENZE NEI CONFRONTI DI SOLLECITAZIONI DI SFORZO NORMALE E FLESSIONE (ELEMENTI MONODIMENSIONALI)

5.1.2.1.5.1. Ipotesi di base

Senza escludere specifici approfondimenti, necessari in particolare nel caso di elementi costituiti da conglomerato cementizio di classe di resistenza alta, per la valutazione delle capacità prestazionali ultime delle sezioni di elementi monodimensionale nei confronti di sforzo normale e flessione, si adotteranno le seguenti ipotesi:

- conservazione delle sezioni piane;
- perfetta aderenza tra acciaio e conglomerato cementizio;
- resistenza a trazione del conglomerato cementizio nulla;
- deformazione massima del conglomerato cementizio compresso pari a ε_{cu2} nel caso di flessione semplice e composta con asse neutro che interseca la sezione; esso si assume variabile dal valore predetto a ε_{c2} quando l'asse neutro è esterno alla sezione e, al limite, la sua distanza dal baricentro della sezione tende all'infinito (compressione semplice). I valori di deformazione ε_{c2} e ε_{cu2} sono riportati in tabella 5.1-IV per le diverse tipologie di conglomerato cementizio;
- deformazione massima dell'armatura tesa (valutata a partire dalla decompressione del conglomerato cementizio nel caso di armature di precompressione) pari a +10 ‰;
- resistenza massima del conglomerato f_{cd} .

Tabella 5.1-IV

Resistenza del conglomerato cementizio	ε_{c2}	ε_{cu2}
Alta	2,4 ‰	2,7 ‰
Molto Bassa, Bassa e Media	2,0 ‰	3,5 ‰

5.1.2.1.5.2. Diagrammi di calcolo tensione-deformazione del conglomerato cementizio

È possibile adottare il diagramma parabola-rettangolo, rappresentato in fig. 5.1.1, definito da un arco di parabola di secondo grado passante per l'origine, avente asse parallelo a quello delle tensioni, e da un segmento di retta parallelo all'asse delle deformazioni tangente alla parabola nel punto di sommità. Il vertice della parabola ha ascissa ε_{c2} , l'estremità del segmento ha ascissa ε_{cu2} . L'ordinata massima del diagramma è pari a f_{cd} .

Si può altresì assumere una equivalente distribuzione rettangolare delle tensioni.

Altre relazioni sforzo-deformazione potranno essere utilizzate, se più adeguatamente rappresentative del comportamento del conglomerato considerato.

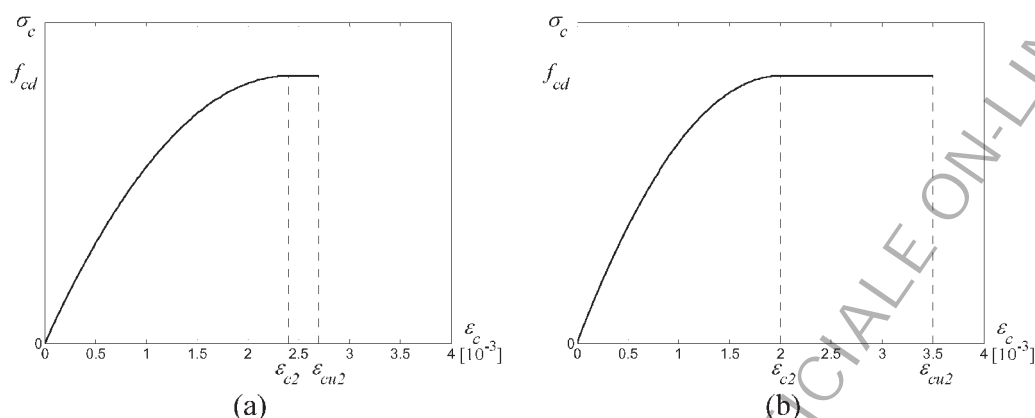


Figura 5.1.1. - Diagrammi di calcolo tensione/deformazione parabola-rettangolo del conglomerato cementizio: (a) alta resistenza, (b) molto bassa, bassa e media resistenza.

5.1.2.1.5.3. Diagrammi di calcolo tensione-deformazione dell'acciaio

È possibile adottare quale diagramma di calcolo tensione-deformazione uno dei due diagrammi rappresentati in figura 5.1.2 (riferiti alla tensione di snervamento di calcolo f_{yd} , di un acciaio ordinario o di un acciaio per precompressione). Tali diagrammi si ottengono a partire dai diagrammi caratteristici, secondo le modalità indicate nella figura 5.1.2, dove:

$$\varepsilon_{ud} = 0.9 \cdot \varepsilon_{uk} \quad \text{deformazione ultima di progetto;}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad \text{tensione di snervamento di progetto.}$$

Il diagramma caratteristico è determinato dai seguenti parametri:

- f_{yk} tensione caratteristica di snervamento;
- k rapporto tra la tensione caratteristica di picco e la tensione caratteristica di snervamento;
- E_s modulo elastico dell'acciaio;
- ε_{uk} deformazione in corrispondenza del picco di tensione.

La figura 5.1.3 mostra come ottenere il diagramma caratteristico a partire dal diagramma tensione-deformazione per acciai a snervamento definito, mentre la figura 5.1.4 mostra come ottenere il diagramma caratteristico a partire dal diagramma tensione-deformazione per acciai a snervamento non definito (es. acciai per precompressione).

Altre relazioni sforzo-deformazione potranno essere utilizzate, se più adeguatamente rappresentative del comportamento dell'acciaio considerato.

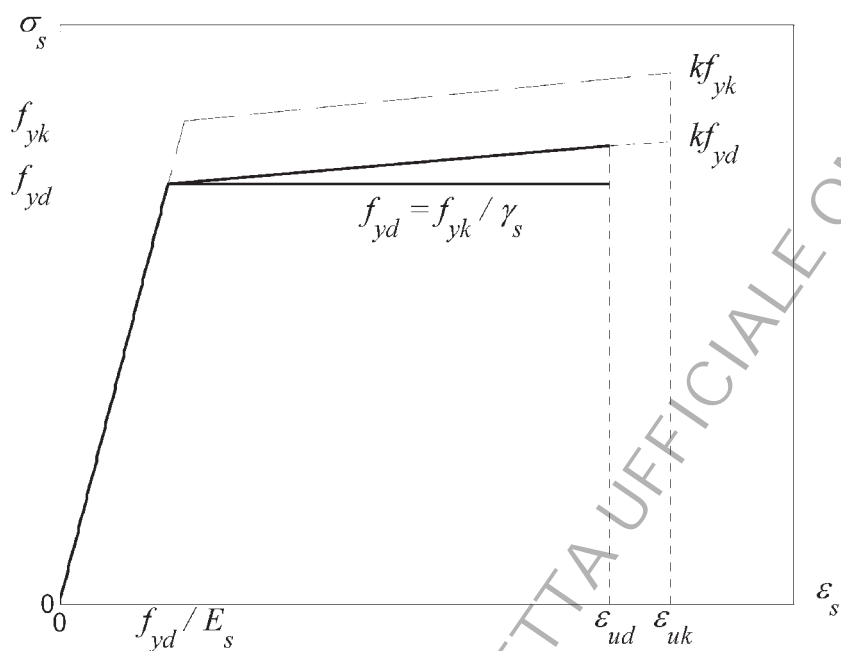


Figura 5.1.2. - Diagrammi di calcolo tensione/deformazione per l'acciaio (linee continue) e diagramma caratteristico (linea tratteggiata).

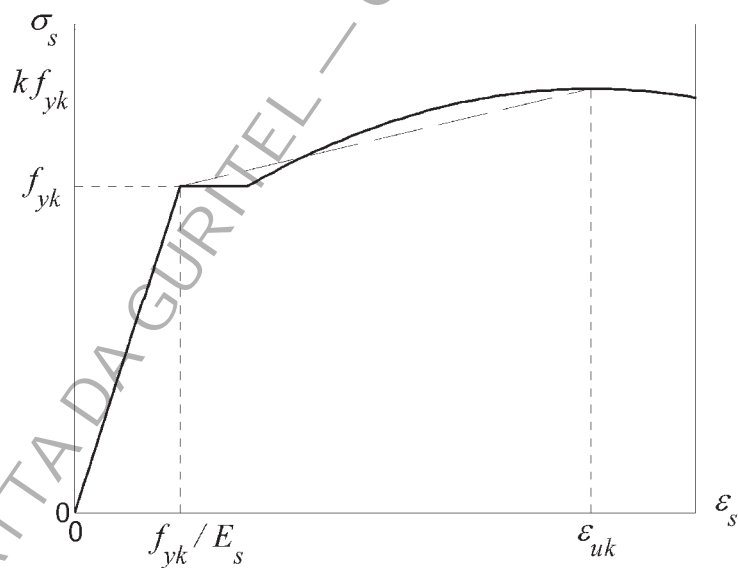


Figura 5.1.3. - Diagramma tensione/deformazione per acciaio a snervamento definito (linea continua) e relativo diagramma caratteristico (linea tratteggiata).

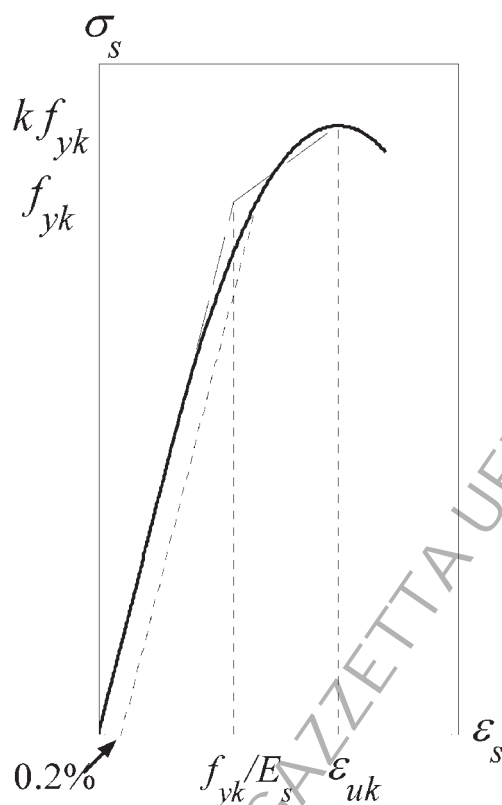


Figura 5.1.4. - Diagramma tensione/deformazione per acciaio a snervamento non definito (linea continua) e relativo diagramma caratteristico (linea tratteggiata).

5.1.2.1.6. CALCOLO DELLE RESISTENZE NEI CONFRONTI DI SOLLECITAZIONI TAGLIANTI
 Senza escludere specifici approfondimenti, necessari in particolare nel caso di elementi costituiti da conglomerato cementizio di classe di resistenza alta, per la valutazione delle capacità prestazionali ultime di elementi monodimensionali nei confronti di sollecitazioni taglianti, si devono prendere in esame i seguenti punti.

5.1.2.1.6.1. Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

È consentito l'impiego di solette, piastre e membrature a comportamento analogo, sprovviste di armature trasversali resistenti a taglio. La resistenza a taglio V_{Rd} di tali elementi deve essere valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo d'anima. Si farà riferimento allo stato fessurato per momento flettente laddove le tensioni di trazione da questo provocate siano superiori a f_{ctd} o con riferimento allo stato non fessurato in caso contrario.

In presenza di significativi sforzi di trazione la resistenza a taglio è da considerarsi nulla e non è possibile adottare elementi sprovvisti di armatura trasversale.

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

5.1.2.1.6.2. Elementi con armature trasversali resistenti al taglio

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, le bielle di conglomerato cementizio in corrispondenza sia del corrente compresso che dei puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione θ delle bielle compresse (puntoni in conglomerato cementizio) rispetto all'asse delle armature longitudinali deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq \cot \theta \leq 2,5$$

L'utilizzo di una inclinazione diversa da quelle contemplate dalla limitazione precedente deve essere adeguatamente giustificata sulla base di studi di comprovata affidabilità tecnica e scientifica.

In presenza di significativo sforzo normale, ad esempio conseguente alla precompressione, in regime fessurato occorre fare riferimento ad un adeguato valore di θ .

Si devono condurre le verifiche sia nei riguardi della sollecitazione di trazione nelle armature che di compressione nei puntoni inclinati di conglomerato cementizio.

5.1.2.1.6.3. Casi particolari**COMPONENTI TRASVERSALI**

Nel caso di elementi ad altezza variabile o con cavi inclinati, il taglio di calcolo viene assunto pari a:

$$V_{Sd} = V_d + V_{md} + V_{pd}$$

dove:

V_d = taglio dei carichi esterni di calcolo;

V_{md} = componenti di taglio dovute all'inclinazione dei lembi della membratura;

V_{pd} = componente di taglio dovuta allo sforzo di precompressione di calcolo.

CARICHI IN PROSSIMITÀ DEGLI APPOGGI

Il taglio all'appoggio determinato da carichi applicati alla distanza $a_v \leq 2d$ dall'appoggio stesso si potrà ridurre nel rapporto $a_v/2d$, con l'osservanza delle seguenti prescrizioni:

- nel caso di appoggio di estremità, l'armatura di trazione necessaria nella sezione ove è applicato il carico più vicino all'appoggio sia prolungata e ancorata al di là dell'asse teorico di appoggio;
- nel caso di appoggio intermedio l'armatura di trazione all'appoggio sia prolungata sin dove necessario e comunque fino alla sezione ove è applicato il carico più lontano compreso nella zona con $a_v \leq 2d$.

CARICHI APPESI O INDIRETTI

Se per particolari modalità di applicazione dei carichi gli sforzi degli elementi tesi del traliccio risultano incrementati, le armature dovranno essere opportunamente adeguate.

5.1.2.1.6.4. Verifica al punzonamento di lastre soggette a carichi concentrati

In corrispondenza dei pilastri e di carichi concentrati si deve verificare la lastra nei riguardi del punzonamento allo stato limite ultimo.

In mancanza di un'armatura trasversale appositamente dimensionata, la forza resistente al punzonamento è assunta pari a:

$$F = 0,5 \cdot u \cdot h \cdot f_{ctd}$$

dove:

h è lo spessore della lastra;

u è il perimetro del contorno efficace ottenuto dal contorno effettivo della porzione caricata con una diffusione a 45° sull'intero spessore della lastra;

f_{ctd} è il valore di calcolo della resistenza a trazione.

Nel caso in cui si disponga una apposita armatura, l'intero sforzo allo stato limite ultimo dovrà essere affidato all'armatura, considerata lavorante alla sua resistenza di calcolo.

5.1.2.1.7. CALCOLO DELLE RESISTENZE NEI CONFRONTI DI SOLLECITAZIONI TORCENTI

Qualora l'equilibrio statico di una struttura dipenda dalla resistenza torsionale degli elementi che la compongono, è necessario condurre la verifica nei riguardi delle sollecitazioni torcenti sia agli stati limite ultimi che di esercizio. Qualora, invece, in strutture iperstatiche, la torsione insorga solo per esigenze di congruenza e la sicurezza della struttura non dipenda dalla resistenza torsionale, non sarà generalmente necessario condurre le verifiche nei riguardi dello stato limite ultimo, ma quelle nei riguardi dello stato limite di fessurazione.

Per elementi prismatici sottoposti a torsione semplice o combinata con altre sollecitazioni, che abbiano sezione piena o cava, lo schema resistente è costituito da un traliccio tubolare isostatico in cui gli sforzi di trazione sono affidati alle armature longitudinali e trasversali ivi contenute e gli sforzi di compressione sono affidati alle bielle di conglomerato cementizio.

Nel caso di elementi per i quali lo schema resistente di traliccio tubolare non sia applicabile, quali gli elementi a pareti sottili a sezione aperta, dovranno utilizzarsi metodi di calcolo fondati su ipotesi teoriche e risultati sperimentali chiaramente comprovati.

Sollecitazioni composte

a) Torsione, flessione e sforzo normale

Le armature longitudinali calcolate come sopra indicato per la resistenza nei riguardi della sollecitazione torcente devono essere aggiunte a quelle calcolate nei riguardi delle verifiche per flessione.

Si applicano inoltre le seguenti regole:

- nella zona tesa a causa della sollecitazione flettente, l'armatura longitudinale di torsione va di regola aggiunta a quella richiesta per resistere alla flessione e agli sforzi normali;
- nella zona compressa a causa della sollecitazione flettente, se la tensione di trazione dovuta alla torsione è minore della tensione di compressione nel conglomerato cementizio dovuta alla flessione, non è necessaria armatura longitudinale aggiuntiva per torsione.

b) Torsione e taglio

Per quanto riguarda la crisi lato conglomerato, la resistenza massima di una membratura soggetta a torsione e taglio è limitata dalla resistenza delle bielle compresse

di conglomerato cementizio. Per non eccedere tale resistenza deve essere soddisfatta la seguente condizione:

$$\frac{T_{Sd}}{T_{Rd,c}} + \frac{V_{Sd}}{V_{Rd,c}} \leq 1$$

dove:

- T_{Sd} è il momento torcente di calcolo;
 $T_{Rd,c}$ è il momento torcente resistente di calcolo;
 V_{Sd} è il taglio di calcolo;
 $V_{Rd,c}$ è il taglio resistente di calcolo.

I calcoli per il progetto delle staffe possono effettuarsi separatamente per la torsione e per il taglio.

L'angolo θ delle bielle compresse di conglomerato cementizio deve essere assunto uguale per le due verifiche di taglio e torsione.

Le armature longitudinali possono essere calcolate con riferimento alla sola verifica nei riguardi della sollecitazione torcente.

5.1.2.1.8. CALCOLO DELLE RESISTENZE PER ELEMENTI TOZZI, NELLE ZONE DIFFUSIVE E NEI NODI

Per gli elementi per cui non valgono i modelli cinematici semplici, le verifiche di sicurezza possono essere condotte con riferimento a schematizzazioni basate sull'individuazione di tiranti e puntoni.

Le verifiche di sicurezza dovranno necessariamente essere condotte nei riguardi di:

- resistenza dei tiranti costituiti dalle sole armature (R_s);
- resistenza dei puntoni di conglomerato cementizio compresso (R_c);
- ancoraggio delle armature (R_b).

Deve risultare la seguente gerarchia delle resistenze $R_b > R_c > R_s$.

Per la valutazione della resistenza dei puntoni di conglomerato, si terrà conto della presenza di stati di sforzo pluriassiali.

Si dovrà altresì considerare la disposizione di opportuna armatura secondaria al fine di consentire lo sviluppo del meccanismo tiranti-puntoni considerato.

Particolare cautela dovrà essere usata nel caso di schemi iperstatici, che presentano meccanismi resistenti in parallelo.

5.1.2.1.9. INDICAZIONI SPECIFICHE RELATIVE A PILASTRI

5.1.2.1.9.1. *Pilastri cerchiati*

Per elementi prevalentemente compressi, armati con barre longitudinali disposte lungo una circonferenza e racchiuse da una spirale di passo non maggiore di 1/5 del diametro inscritto dal nucleo cerchiato, la resistenza allo stato limite ultimo si calcola sommando i contributi della sezione di conglomerato cementizio del nucleo moltiplicato per un coefficiente di modello $\gamma_{Em} = 1,3$ e dell'acciaio longitudinale.

5.1.2.1.9.2. Verifiche di stabilità per elementi snelli

Le verifiche di stabilità degli elementi snelli devono essere condotte tenendo adeguatamente conto delle imperfezioni geometriche e delle eventuali deformazioni viscoso per carichi di lunga durata.

Si devono assumere legami fra azioni interne e deformazioni in grado di descrivere con adeguatezza gli effetti della fessurazione. A favore di sicurezza il contributo del calcestruzzo teso può essere trascurato.

È ammesso valutare gli effetti del secondo ordine quali si verificano in una colonna definita "colonna modello": una colonna soggetta a sforzo normale costante, in condizioni per cui sia ben approssimata la valutazione dello spostamento laterale δ attraverso la seguente espressione: $\delta = \left(\frac{1}{r}\right) \cdot \frac{l_0^2}{10}$; con $\left(\frac{1}{r}\right)$ curvatura effettiva della sezione critica.

Detto M_{Rd} il momento resistente di calcolo della sezione critica, si individua M_{1Rd} come momento resistente del primo ordine disponibile per l'assorbimento della sollecitazione di calcolo, là dove la differenza fra l'ordinata della curva $M_{Rd} - 1/r$, tracciata per lo sforzo normale agente di calcolo N_d e quella della retta rappresentativa dell'effetto del secondo ordine $N_d \cdot \left(\frac{1}{r}\right) \cdot \frac{l_0^2}{10}$, raggiunge il suo massimo valore.

Detto M_{Rd} il momento resistente di calcolo della sezione critica, si individua M_{1Rd} come momento resistente del primo ordine disponibile per l'assorbimento della sollecitazione di calcolo, là dove la differenza fra l'ordinata della curva $M_{Rd} - 1/r$, tracciata per lo sforzo normale agente di calcolo N_d e quella della retta rappresentativa dell'effetto del secondo ordine $N_d \cdot \left(\frac{1}{r}\right) \cdot \frac{l_0^2}{10}$, raggiunge il suo massimo valore.

5.1.2.1.10. VERIFICHE DELL'ADERENZA DELLE BARRE DI ACCIAIO CON IL CONGLOMERATO CEMENTIZIO

L'ancoraggio delle barre, sia tese che compresse, deve essere oggetto di specifica verifica.

La verifica di ancoraggio deve tenere conto, qualora necessario, dell'effetto d'insieme delle barre e della presenza di eventuali adeguate armature trasversali e di confinamento.

L'ancoraggio delle barre può essere utilmente migliorato mediante uncini terminali. Se presenti, gli uncini dovranno avere raggio interno pari ad almeno 6 diametri e, ai fini dell'aderenza, essi possono essere computati nella effettiva misura del loro sviluppo in asse alla barra. È ammessa l'omissione degli uncini, ma in tal caso la lunghezza di ancoraggio deve essere in ogni caso non minore di 20 diametri con un minimo di 150 mm.

Particolari cautele devono essere adottate quando si possono prevedere fenomeni di fatica e di sollecitazioni ripetute.

5.1.2.1.11. VERIFICHE A FATICA

In presenza di azioni cicliche che, per numero dei cicli e per ampiezza della variazione dello stato tensionale ($\sigma_{\min} < \frac{2}{3} \sigma_{\max}$), possono provocare fenomeni di fatica:

- le resistenze di calcolo per il conglomerato cementizio vanno ridotte come segue:

$$\bar{f}_{cd} = \frac{f_{cd}}{1,4}$$

- le resistenze di calcolo per l'acciaio vanno ridotte come segue

$$\bar{f}_{yd} = 0,7 \cdot f_{yd} \cdot \left(1 + 0,5 \cdot \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}}\right)$$

dove f_{cd} e f_{yd} si intendono opportunamente scelte in funzione dell'azione considerata.

Quando il fenomeno di fatica assume aspetti rilevanti (ponti stradali o ferroviari, alte antenne sottoposte all'azione del vento, ecc.) la resistenza di calcolo a compressione o trazione, il modulo all'origine ed il diagramma σ - ε andranno definiti attraverso le curve di Wöhler e prove sui provini affaticati. Quando il numero dei cicli previsti nella vita di servizio supera 10^7 cicli, il valore di calcolo f_k sarà quello corrispondente a 10^7 di cicli nel range di calcolo corrispondente.

5.1.2.2. Verifiche agli stati limite di esercizio

5.1.2.2.1. GENERALITÀ

È compito del Progettista delle strutture, di concerto con il Committente, individuare le prestazioni che la struttura deve garantire in esercizio, in particolare con riferimento alla durabilità dell'opera secondo quanto indicato al punto 2.7.2.

Le azioni sulla struttura devono essere scelte con intensità, distribuzione e caratteristiche il più possibile aderenti alla situazione della struttura in esercizio, nonché critiche per il tipo di prestazione che si intende analizzare.

Per le caratteristiche fisiche e meccaniche dei materiali si può fare riferimento, in fase di progettazione, ai valori medi definiti nei capitoli appositi della presente normativa o a valori dedotti dalla letteratura tecnica consolidata.

Si devono effettuare, di regola, le seguenti verifiche:

- verifiche di deformabilità,
- verifiche di vibrazione,
- verifiche di fessurazione,
- verifiche delle tensioni di esercizio,
- verifiche a fatica per quanto riguarda il progressivo degrado delle caratteristiche meccaniche quali la rigidità,

per le quali sono definite le regole specifiche nei punti seguenti.

5.1.2.2.2. LE AZIONI E LE LORO COMBINAZIONI

Le azioni caratteristiche (carichi, distorsioni, variazioni termiche, ecc.) devono essere definite in accordo con quanto indicato nei capitoli 3, 4 e 6 delle presenti norme.

Per costruzioni civili o industriali di tipo corrente e per le quali non esistano regolamentazioni specifiche, le azioni di calcolo F_d si ottengono (nello spirito di quanto indicato nel capitolo 2) combinando le azioni caratteristiche secondo le seguenti formule di correlazione:

combinazioni frequenti:

$$F_d = \sum_{j=1}^m (\gamma_{Gj} \cdot \gamma_{EGj} \cdot G_{kj}) + \psi_{11} \cdot \gamma_{Q1} \cdot \gamma_{EQ1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \cdot \gamma_{Qi} \cdot \gamma_{EQi} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^l (\gamma_{Ph} \cdot \gamma_{EPH} \cdot P_{kh})$$

combinazioni quasi permanenti:

$$F_d = \sum_{j=1}^m (\gamma_{Gj} \cdot \gamma_{EGj} \cdot G_{kj}) + \psi_{21} \cdot \gamma_{Q1} \cdot \gamma_{EQ1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \cdot \gamma_{Qi} \cdot \gamma_{EQi} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^l (\gamma_{Ph} \cdot \gamma_{EPH} \cdot P_{kh})$$

dove:

- G_{kj} , P_{kh} , Q_{k1} , Q_{ki} sono definiti al punto 5.1.2.1.2;
- γ_G , γ_Q , γ_P rappresentano i coefficienti parziali, così come definiti nella tabella 5.1-V;
- γ_E rappresentano i coefficienti di modello delle azioni, così come definiti nella tabella 5.1-VI;
- ψ_{1i} sono i coefficienti atti a definire i valori delle azioni variabili assimilabili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei, da adottarsi in conformità con quanto indicato nel seguito;
- ψ_{2i} sono i coefficienti atti a definire i valori quasi permanenti delle azioni variabili assimilabili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei, da adottarsi in conformità con quanto indicato nel seguito.

Nello spirito del terzo comma del punto 5.1.1, è compito del Progettista identificare il numero delle azioni di calcolo F_d (combinazioni) da considerare e le specifiche caratteristiche di ciascuna di queste.

Tabella 5.1-V

	sfavorevoli alla sicurezza	favorevoli alla sicurezza
γ_{Gj}	1,0	0,9
γ_{Qi}	1,0	0
γ_{Ph}	1,0	0,9

Tabella 5.1-VI

γ_{EGj}	
γ_{EQi}	definiti nelle norme relative alle diverse azioni variabili
γ_{EPH}	1

Per gli edifici di civile abitazione e per i carichi variabili, in mancanza di informazioni specifiche ed adeguate, si possono attribuire ai coefficienti ψ_{0i} i valori indicati nella Tab. 5.1-IV e ai coefficienti ψ_{1i} e ψ_{2i} i valori di seguito riportati (per le combinazioni di carico che comprendono l'azione sismica si vedano le specifiche regole per la combinazione delle azioni ed i valori dei coefficienti di combinazione forniti nel paragrafo 3.2):

Tabella 5.1-VII

Azione	ψ_{1i}	ψ_{2i}
carichi variabili nei fabbricati per abitazione ed uffici	0,5	0,3
negozi, uffici aperti al pubblico ed autorimesse	0,7	0,6
magazzini, depositi	0,9	0,8
vento	0,2	0
neve	0,3	0,1

Per tutte le azioni variabili non contemplate nella Tabella 5.1-VII, si deve assumere $\psi = 1,0$.

Per le deformazioni imposte di carattere ambientale o naturale si deve assumere $\psi = 1,0$.

È opportuno sottolineare come, nell'ambito delle verifiche agli stati limite di esercizio, tra le azioni variabili da prendere in considerazione debbano essere contemplate anche le azioni di tipo ambientale, quali, ad esempio, l'effetto di agenti chimico-fisici, facendo riferimento (per l'individuazione delle varie azioni) a quanto indicato in apposita letteratura tecnica.

5.1.2.2.3. ANALISI DEL COMPORTAMENTO IN ESERCIZIO

Le richieste delle prestazioni attese nelle strutture sono molteplici e variano in funzione della struttura e della destinazione d'uso. Per le costruzioni civili ed industriali di tipo corrente, in assenza di richieste prestazionali definite in normative specifiche, si può fare riferimento alle prescrizioni di seguito riportate.

5.1.2.2.4. VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ

Per quanto riguarda i limiti di deformabilità, essi devono essere congruenti con le prestazioni richieste alla struttura anche in relazione alla destinazione d'uso.

Dovranno essere rispettate le limitazioni Δ indicate nella tabella 5.1-VIII e valide per combinazioni di carico frequenti.

Tabella 5.1-VIII

	$\delta_1 + \delta_2 \leq$	$\delta_2 \leq$	$\delta_1 + \delta_2 + \delta_3 \leq$
solette, piastre, solai	Δ_1	Δ_2	Δ_3
travi	Δ_{1T}	Δ_{2T}	Δ_{3T}

In cui:

- δ_1 è l'inflessione dovuta ai carichi permanenti,
- δ_2 è l'inflessione dovuta ai sovraccarichi variabili,
- δ_3 è l'inflessione dovuta alle deformazioni viscosse.

I valori di Δ sono da definirsi in funzione degli effetti sugli elementi portati, della qualità del comfort richiesto alla costruzione, delle caratteristiche degli elementi strutturali e non strutturali gravanti sull'elemento considerato, delle eventuali implicazioni di una eccessiva deformabilità sul valore dei carichi agenti. Il Committente e il Progettista, di concerto, possono fare anche riferimento a specifiche indicazioni contenute in codici internazionali ovvero nella letteratura tecnica consolidata.

5.1.2.2.5. VERIFICHE DI VIBRAZIONE

Risulta opportuno effettuare verifiche di vibrazione:

- al fine di assicurare accettabili livelli di confort (dal punto di vista delle sensazioni percepite dagli utenti)
- al fine di prevenire possibili danni negli elementi secondari e nei componenti non strutturali.
- In tutti i casi per i quali le vibrazioni possono danneggiare il funzionamento di macchine e apparecchiature

Le verifiche devono essere condotte adottando le combinazioni frequenti di progetto.

5.1.2.2.6. VERIFICHE DI FESSURAZIONE

Per assicurare la funzionalità e la durata delle strutture è necessario:

- realizzare un sufficiente ricoprimento delle armature con conglomerato cementizio di buone qualità, compattezza, bassa porosità e permeabilità;
- non superare uno stato limite di fessurazione adeguato alle condizioni ambientali, alle sollecitazioni ed alla sensibilità delle armature alla corrosione;
- tener conto delle esigenze estetiche.

5.1.2.2.6.1. Definizione degli stati limite di fessurazione

In ordine di severità crescente si distinguono i seguenti stati limite:

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

$$\sigma_t \leq \frac{f_{ctk}}{\gamma_m}$$

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

$$w_1 = 0,2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0,3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0,4 \text{ mm}$$

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

5.1.2.2.6.2. Combinazioni di azioni

Si prendono in considerazione le seguenti combinazioni:

- combinazioni quasi permanenti;
- combinazioni frequenti;
- combinazioni rare.

5.1.2.2.6.3. Condizioni ambientali

Le condizioni ambientali, anche ai fini della valutazione della durabilità delle strutture in calcestruzzo di cui al punto 11.1.11, possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella tabella 5.1.-IX.

Tabella 5.1-IX – Descrizione delle condizioni ambientali

CONDIZIONI AMBIENTALI	DESCRIZIONE
Ordinarie	Tutte le situazioni escluse le successive.
Aggressive	Ambiente aggressivo per cause naturali, caratterizzato da elevata umidità, scarso o nullo soleggiamento.
Molto aggressive	Ambiente molto aggressivo per cause antropiche, caratterizzato da presenza di liquidi o di aeriformi particolarmente corrosivi, ambiente marino.

5.1.2.2.6.4. Sensibilità delle armature alla corrosione

Le armature si distinguono in due gruppi:

- armature sensibili;
- armature poco sensibili.

Appartengono al primo gruppo gli acciai ordinari e gli acciai da precompresso (con stato tensionale imposto).

Appartengono al secondo gruppo gli acciai zincati ed inossidabili.

5.1.2.2.6.5. Scelta degli stati limite di fessurazione

Nella tabella 5.1-X sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle esigenze sopra riportate.

Nel caso della precompressione parziale è richiesta la verifica allo stato limite di decompressione per la combinazione di azioni quasi permanente e la verifica allo stato limite di apertura delle fessure per le combinazioni di azioni frequente e rara.

L'impiego della precompressione parziale, a causa della fessurazione della sezione in condizioni di esercizio, è soggetto a particolari limitazioni, nel seguito specificate.

Tabella 5.1-X

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formaz. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

w_1, w_2, w_3 sono definiti al punto 5.1.2.2.6.1., il valore di calcolo w_d , è definito al punto 5.1.2.2.6.6.

5.1.2.2.6.6. Verifiche allo stato limite di fessurazione per sollecitazioni che provocano tensioni normali**STATO LIMITE DI DECOMPRESSIONE E DI FORMAZIONE DELLE FESSURE**

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

Nel caso della precompressione parziale la sezione deve risultare totalmente compressa per la combinazione di azioni quasi permanente.

STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE

Il valore caratteristico di calcolo di apertura delle fessure (w_d) non deve superare i valori nominali w_1, w_2, w_3 secondo quanto riportato nella tabella 5.1-X.

Il valore caratteristico di calcolo è dato da:

$$w_d = 1,7 w_m$$

dove w_m , rappresenta l'ampiezza media delle fessure.

L'ampiezza media delle fessure w_m è calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d'armatura ε_{sm} per la distanza media tra le fessure Δ_{sm} :

$$w_m = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm}$$

Le indicazioni di cui sopra si possono applicare anche al calcolo delle aperture delle fessure provocate da stati di coazione ed alla verifica delle condizioni di fessurazione dell'anima delle travi alte.

Per il calcolo di ε_{sm} e Δ_{sm} vanno utilizzati criteri consolidati riportati nella letteratura tecnica. ε_{sm} può essere calcolato tenendo conto dell'effetto del "tension stiffening" nel rispetto della limitazione: $\varepsilon_{sm} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$, con σ_s tensione nell'acciaio dell'armatura tesa

(per sezione fessurata) nelle condizioni di carico considerate ed E_s è il modulo elastico dell'acciaio.

5.1.2.2.7. VERIFICHE DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

Se nelle verifiche agli stati limite ultimi si sono sviluppati calcoli non lineari può essere necessario svolgere i controlli riportati nel presente punto.

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

5.1.2.2.7.1. *Verifica della tensione massima di compressione del conglomerato cementizio nelle condizioni di esercizio*

La massima tensione di compressione del conglomerato cementizio σ_c , deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_c \leq \frac{R_{ck}}{\gamma_{m,c} \cdot \gamma_{lc}}$$

dove:

$\gamma_{m,c}$ viene adottato in conformità con quanto indicato nella tabella 5.1-XI (punto 5.1.8.1.7)

NB: Per spessori di conglomerato cementizio minori di 50 mm, i valori $\gamma_{m,c}$ vanno moltiplicati per il coefficiente $\gamma_{Rd} = 1,25$.

5.1.2.2.7.2. *Verifica della tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio*

Per l'acciaio avente caratteristiche corrispondenti a quanto indicato al capitolo 11 delle presenti norme, la tensione massima, σ_s , per effetto delle azioni dovute alle combinazioni rare deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s \leq \frac{f_{yk}}{1,25}$$

dove:

f_{yk} è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio.

5.1.2.3. Metodi di verifica semplificati

Il Progettista deve prestare particolare attenzione al soddisfacimento delle ipotesi assunte alla base dei metodi tensionali di cui al punto 2.8 e, in particolare, all'ipotesi di linearità tra le azioni applicate e le sollecitazioni.

5.1.2.3.1. MODALITÀ DI VERIFICA SEMPLIFICATE

Per ogni elemento strutturale e per le varie e più gravose combinazioni delle azioni rare:

- si devono calcolare le massime tensioni nel conglomerato cementizio e nell'acciaio e si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti, di seguito riportati (verifica del conglomerato cementizio e verifica dell'acciaio, punto 5.1.2.3.4);
- si deve inoltre verificare l'aderenza delle armature al conglomerato cementizio così come indicato nel seguito (punto 5.1.2.3.4.4).

5.1.2.3.2. IPOTESI DI CALCOLO

Le analisi vengono condotte sotto le seguenti ipotesi:

- conservazione delle sezioni piane;
- comportamento elastico lineare della struttura e dei materiali;
- perfetta aderenza acciaio – conglomerato cementizio;
- omogeneizzazione acciaio-conglomerato cementizio mediante il coefficiente $n = E_s / E_c$, convenzionalmente assunto pari a 15;
- resistenza nulla a trazione del conglomerato cementizio.

5.1.2.3.3. LE AZIONI E LE LORO COMBINAZIONI

Le azioni (carichi, distorsioni, variazioni termiche) devono essere definite in accordo con quanto indicato nei capitoli 3, 4 e 6 delle presenti norme.

Per costruzioni civili o industriali di tipo corrente e per le quali non esistano regolamentazioni specifiche, le azioni devono essere combinate come di seguito indicato:

$$F_d = \sum_{j=1}^m G_{kj} + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} \cdot \gamma_{Qi} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^l P_{kh}$$

dove:

F_d rappresenta la combinazione di carico;

i simboli + e \sum indicano l'applicazione concomitante dei rispettivi addendi;

G_{kj} rappresenta il valore caratteristico (o nominale) della j -esima azione permanente;

P_{kh} rappresenta il valore caratteristico della h -esima forza di precompressione;

Q_{k1} rappresenta il valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;

Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i -esima azione variabile;

γ_{Qi} da assumere uguali ad 1, uguali a 0 solo nel caso in cui il contributo del carico variabile sia a favore di sicurezza;

ψ_{0i} rappresentano i coefficienti di combinazione, da determinarsi sulla base di considerazioni statistiche, per tenere conto della ridotta probabilità di intervento simultaneo di tutte le azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici.

Nello spirito del terzo comma del punto 5.1.1, è compito del Progettista identificare il numero delle combinazioni F_d da considerare e le specifiche caratteristiche di ciascuna di queste.

In mancanza di informazioni specifiche ed adeguate, si possono attribuire ai coefficienti ψ_{0i} i valori indicati in Tabella 5.1-III.

Il contributo delle deformazioni impresse, non imposte appositamente, deve essere trascurato se a favore della sicurezza.

5.1.2.3.4. LE RESISTENZE DI CALCOLO DEI MATERIALI

5.1.2.3.4.1. Tensioni normali di compressione ammissibili nel conglomerato

Per calcestruzzi strutturali, la tensione normale ammissibile $\bar{\sigma}_c$ vale:

$$\bar{\sigma}_c = \frac{R_{ck}}{\gamma_{m,c}}$$

dove di norma $\gamma_{m,c} = 3,2$.

Nel caso di solette o elementi con spessore minore di 50 mm $\gamma_{m,c} = 4,6$.

Nella sollecitazione di pressoflessione la tensione media dell'intera sezione non deve superare la tensione ammissibile per compressione semplice.

Nel caso di calcolo mediante modelli tirante-puntone, nelle verifiche delle bielle di conglomerato cementizio, le compressioni devono essere limitate al 70% di $\bar{\sigma}_c$.

5.1.2.3.4.2. Tensioni tangenziali ammissibili nel conglomerato cementizio

Le tensioni tangenziali vanno calcolate con riferimento alla sezione parzializzata.

In assenza di sforzo normale, non è richiesta la verifica delle armature al taglio ed alla torsione quando le tensioni tangenziali massime del conglomerato cementizio, prodotte da tali caratteristiche di sollecitazione, non superano il valore di $\bar{\tau}_{c0}$ ottenuto con l'espressione:

$$\bar{\tau}_{c0} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_{m,c}}$$

dove: $\gamma_{m,c} = 3,2$.

In presenza di sforzo normale di compressione, si deve verificare che la tensione principale di trazione sia inferiore alla tensione limite $\bar{\tau}_{c0}$.

Con significativo sforzo normale di trazione, in assenza di armature a taglio, la resistenza a taglio è da considerarsi nulla.

Quando le tensioni tangenziali superano $\bar{\tau}_{c0}$, gli sforzi di taglio devono essere integralmente assorbiti da armature metalliche, affidando alle staffe non meno del 60% dello sforzo globale di scorrimento. Per il calcolo delle armature si può fare riferimento alla

analogia classica del traliccio, supponendo che le bielle compresse (punti in conglomerato cementizio) si formino con un angolo $\theta = 45^\circ$ rispetto all'asse delle armature longitudinali.

In assenza di sforzo normale, la massima tensione tangenziale non deve superare il valore:

$$\bar{\tau}_{cl} = \frac{R_{ck}}{\gamma_{m,c} \cdot \gamma_{Rd}}$$

dove:

$\gamma_{m,c} = 3,2$ è il coefficiente parziale di sicurezza;

$\gamma_{Rd} = 3,75$ è il coefficiente di modello.

In presenza di sforzo normale di compressione, si deve verificare che la tensione principale di compressione sia inferiore alla tensione limite $\bar{\tau}_{cl}$.

5.1.2.3.4.3. Tensioni ammissibili negli acciai

Per acciai aventi caratteristiche corrispondenti a quanto indicato nel capitolo 11 delle presenti norme si adotta la seguente tensione ammissibile:

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_{yk}}{\gamma_{m,s}}$$

dove:

$\gamma_{m,s} = 1,6$ per calcestruzzi con resistenza caratteristica superiore o uguale a 25 N/mm²;

$\gamma_{m,s} = 2,4$ per calcestruzzi di resistenza caratteristica inferiore a 25 N/mm².

Per strutture in ambiente aggressivo, si deve effettuare la verifica di fessurazione.

5.1.2.3.4.4. Aderenza tra acciaio e conglomerato cementizio

Per l'aderenza tra acciaio e conglomerato cementizio, di caratteristiche corrispondenti a quanto indicato nel capitolo 11 delle presenti norme, si adotta il seguente valore medio della tensione tangenziale di aderenza ammissibile:

$$\bar{\tau}_b = 3.0 \cdot \bar{\tau}_{c0} \quad \text{per ancoraggi in zona compressa}$$

$$\bar{\tau}_b = 1.5 \cdot \bar{\tau}_{c0} \quad \text{per ancoraggi in zona tesa}$$

Per quanto riguarda le verifiche di ancoraggio delle barre di acciaio al conglomerato cementizio, valgono le specifiche riportate al punto 5.1.2.1.10.

5.1.3. VERIFICHE PER SITUAZIONI PROGETTUALI TRANSITORIE

Per le situazioni costruttive transitorie, come quelle che si hanno durante le fasi della costruzione, dovranno adottarsi tecnologie costruttive e programmi di lavoro che non possano provocare danni permanenti alla struttura o agli elementi strutturali che possano riverberarsi sulla sicurezza dell'opera.

L'entità delle azioni ambientali da prendere in conto saranno determinate dal Progettista in relazione al tempo dell'azione transitoria e della tecnologia esecutiva.

5.1.4. VERIFICHE PER SITUAZIONI PROGETTUALI ACCIDENTALI

Per le verifiche relative a situazioni progettuali accidentali (incendio, esplosioni, urti, etc.), il progetto dovrà dimostrare la robustezza della costruzione mediante l'individuazione di scenari di danno.

Per le azioni e le loro combinazioni, si rimanda al punto 5.1.2.1.2, dove i coefficienti parziali γ_G , γ_Q , γ_P assumono i seguenti valori:

	Azioni accidentali	
	sfavorevoli alla sicurezza	favorevoli alla sicurezza
γ_{Gj}	1,0	0,9
γ_{Qi}	1,0	0
γ_{Ph}	1,0	0,9

Le resistenze di calcolo del calcestruzzo e dell'aderenza acciaio-calcestruzzo riferite ad uno specifico scenario di contingenza si ottengono dagli specifici valori caratteristici, divisi per il coefficiente parziale $\gamma_{m,c}$ che assume i seguenti valori:

- situazioni accidentali (quali esplosioni, urti, ...) 1,2
- incendio 1,0

Le resistenze di calcolo dell'acciaio riferite ad uno specifico scenario di contingenza si ottengono dagli specifici valori caratteristici, divisi per il coefficiente parziale $\gamma_{m,s}$ che assume i seguenti valori:

- situazioni accidentali (quali esplosioni, urti, ...) 1,0
- incendio 1,0

Per la valutazione delle resistenze degli elementi strutturali, si rimanda ai punti 5.1.2.1.5, 5.1.2.1.6, 5.1.2.1.7, 5.1.2.1.8, 5.1.2.1.9 e 5.1.2.1.10.

5.1.5. VERIFICHE MEDIANTE PROVE SU STRUTTURE CAMPIONE E SU MODELLI

5.1.5.1. Prove su strutture o elementi campione

La resistenza di elementi strutturali completi può essere misurata attraverso prove su elementi strutturali campione. Dai risultati delle prove verrà ricavato il valore caratteristico delle resistenze ultime dell'elemento strutturale.

La verifica di sicurezza consisterà nel controllare che:

$$\frac{R_{ks}}{\gamma_{m,c}\gamma_{mf}} > E_d$$

Se la resistenza ultima del campione viene raggiunta per rottura del conglomerato:

$$\gamma_{m,c} = 1,6 \quad \text{e} \quad \gamma_{mf} = 0,9$$

Se la resistenza ultima del campione viene raggiunta per rottura dell'acciaio:

$$\gamma_{m,s} = 1,15 \quad \text{e} \quad \gamma_{m,t} = 0,9$$

Le prove su modelli possono essere utilizzate quando la modellazione teorica del comportamento strutturale assume aspetti di onerosa complessità ovvero di inattendibilità dei risultati.

5.1.6. ROBUSTEZZA STRUTTURALE E DETTAGLI COSTRUTTIVI

5.1.6.1. Elementi monodimensionali: Travi e pilastri

Nei punti seguenti ci si riferisce a travi e pilastri con sezioni di forma qualsiasi, piena o cava, per le quali sia plausibile l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e di configurazione trasversale indeformata sotto l'azione dei carichi.

5.1.6.1.1. ARMATURA LONGITUDINALE

Gli elementi strutturali debbono possedere una sufficiente robustezza. Per gli elementi strutturali delle costruzioni civili consistenti in travi, pilastri ecc., l'armatura parallela all'asse dell'elemento non deve essere inferiore allo 0,3% dell'area totale della sezione di conglomerato cementizio, opportunamente distribuita sulla sezione in funzione del tipo di sollecitazione prevalente.

Nelle sezioni a spigoli vivi, occorrerà disporre una barra longitudinale in corrispondenza di ciascuno spigolo. Per le sezioni a perimetro continuo, le barre longitudinali non potranno avere interassi maggiori di 200 mm.

Per le strutture in zona sismica, il rapporto tra le aree delle armature longitudinali ai due lembi, non può essere inferiore a 0,5.

5.1.6.1.2. TRAVI: ARMATURA TRASVERSALE, ARMATURA A TAGLIO E A TORSIONE

Le travi devono prevedere armatura trasversale costituite da staffe con sezione complessiva non inferiore ad $A_{st} = 1,5 b \text{ mm}^2/\text{m}$ essendo b lo spessore minimo dell'anima in millimetri, con un minimo di tre staffe al metro e comunque interasse non inferiore a 0,8 volte l'altezza utile della sezione.

In prossimità di carichi concentrati o delle zone d'appoggio, per una lunghezza pari all'altezza utile della sezione da ciascuna parte del carico concentrato, il passo delle staffe non dovrà superare il valore $12 \Phi_l$, essendo Φ_l il diametro minimo dell'armatura longitudinale.

In presenza di significative sollecitazioni torsionali dovranno disporsi nelle travi staffe aventi sezione complessiva, per metro lineare, non inferiore a $2,0 b \text{ mm}^2$, essendo b lo spessore minimo dell'anima misurata in millimetri; il passo delle staffe non dovrà superare $1/8$ della lunghezza della linea media della sezione anulare resistente e comunque non superiore a 200 mm.

Per le strutture in zona sismica, e per una distanza da un nodo strutturale pari a 2 volte l'altezza della trave, le prescrizioni precedenti vanno raddoppiate.

5.1.6.1.3. COPRIFERRO E INTERFERRO

L'armatura resistente deve essere adeguatamente protetta dall'ambiente esterno dal

conglomerato. Gli elementi strutturali devono essere verificati allo stato limite di fessurazione secondo il punto 5.1.2.2.6.

Comunque la superficie dell'armatura resistente principale, per le varie sollecitazioni prevalenti, deve distare dalle facce esterne del conglomerato cementizio di almeno 20 mm.

Tali misure vanno congruentemente aumentate in funzione della porosità del calcestruzzo, dell'aggressività dell'ambiente e della sensibilità dell'armatura alla corrosione.

5.1.6.1.4. ANCORAGGIO DELLE BARRE E LORO GIUNZIONI

Le armature longitudinali non possono essere interrotte ovvero sovrapposte all'interno di un nodo strutturale (incrocio travi-pilastri), bensì nelle zone di minore sollecitazione lungo l'asse della trave.

Quando invece si deve realizzare la continuità con altra barra in zona tesa, la continuità deve essere realizzata con sovrapposizioni o altri dispositivi possibilmente posizionati nelle regioni di minor sollecitazione. In ogni caso le sovrapposizioni o i dispositivi utilizzati devono essere opportunamente sfalsati.

La continuità fra le barre può effettuarsi mediante:

- sovrapposizione, calcolata in modo da assicurare l'ancoraggio di ciascuna barra. In ogni caso la lunghezza di sovrapposizione nel tratto rettilineo deve essere non minore di 20 volte il diametro della barra e la prosecuzione di ciascuna barra deve essere deviata verso la zona compressa. La distanza mutua (interferro) nella sovrapposizione non deve superare 6 volte il diametro;
- saldature, eseguite in conformità alle norme in vigore sulle saldature. Devono essere accertate la saldabilità degli acciai che vengono impiegati come indicato al punto 2.2.6, nonché la compatibilità fra metallo e metallo di apporto nelle posizioni o condizioni operative previste nel progetto esecutivo;
- manicotto filettato o presso-estruso. Tale tipo di giunzione deve essere preventivamente validata mediante prove sperimentali.

5.1.6.1.5. PILASTRI

Nel caso di elementi sottoposti a prevalente sforzo normale, le barre parallele all'asse devono avere diametro maggiore o uguale a 12 mm.

Nelle sezioni a spigoli vivi, occorrerà disporre una barra longitudinale in corrispondenza di ciascuno spigolo. Per i tratti a perimetro continuo, le barre longitudinali non potranno avere interassi maggiori di 300 mm.

Le armature trasversali devono essere poste ad interasse non maggiore di 10 volte il diametro minimo delle barre impiegate per l'armatura longitudinale, con un massimo di 250 mm. Le staffe devono essere chiuse e conformate in modo da contrastare efficacemente, lavorando a trazione, gli spostamenti delle barre longitudinali verso l'esterno. Il diametro delle staffe non deve essere minore di 6 mm e di 1/3 del diametro massimo delle barre longitudinali.

Per le strutture in zona sismica, e per una distanza dalla sezione di momento flettente massimo pari a 0,33 volte la distanza tra le sezioni di momento flettente massimo e nullo, le staffe devono essere disposte ad interasse non maggiore di 5 volte il diametro minimo delle barre impiegate per l'armatura longitudinale, con un massimo di 100 mm. Il

diametro delle staffe non deve essere minore di 8 mm e di 1/3 del diametro massimo delle barre longitudinali.

5.1.6.2. Strutture bidimensionali piane e curve

Nel caso di strutture bidimensionali piane, con sforzo prevalente agente nel piano medio dello spessore (lastre, setti, travi parete), le reti di armatura disposte su entrambe le facce devono essere tra loro collegate con ganci e devono rispondere ai seguenti requisiti:

- a) diametro minimo delle barre disposto nella direzione degli sforzi prevalenti = 10 mm;
- b) diametro minimo delle barre trasversali = 6 mm;
- c) elementi di collegamento tra le due reti: almeno 6 per ogni m² di parete;
- d) la percentuale minima di armatura nelle due direzioni per ogni strato di rete deve essere pari allo 0,15 %.

Particolare attenzione deve essere posta nella disposizione delle armature nelle zone di introduzione di forze, in corrispondenza degli appoggi ovvero in corrispondenza di aperture.

Per strutture bidimensionali piane, con carico prevalente agente ortogonalmente al piano medio dello spessore (piastre o solette), si devono rispettare i seguenti requisiti:

- a) diametro minimo delle barre = 6 mm;
- b) percentuale minima di armatura nelle due direzioni principali di flessione pari allo 0,15 %;
- c) elementi di sostegno per le armature superiori: almeno 6 per ogni m²;
- d) armature di intradosso ancorate in corrispondenza degli appoggi e in quantità sufficiente da assorbire la reazione d'appoggio.

Nelle strutture a guscio, a semplice o doppia curvatura, valgono le regole riportate per le lastre, ma con un numero di collegamenti tra le due reti di armatura adeguato all'entità degli sforzi e alla curvatura.

5.1.7. REGOLE PER L'ESECUZIONE

Tutti i progetti devono contenere la descrizione delle regole di esecuzione in funzione della particolarità dell'opera, del clima, della tecnologia costruttiva.

In particolare il documento progettuale deve contenere la descrizione dettagliata delle cautele da adottare per gli impasti, per la maturazione dei getti, per il disarmo e per la messa in opera degli elementi strutturali. Si potrà a tal fine fare utile riferimento alla norma UNI-EN 13670-1 "Esecuzione di strutture in calcestruzzo – Requisiti comuni".

5.1.8. NORME COMPLEMENTARI RELATIVE AL CONGLOMERATO CEMENTIZIO ARMATO PRECOMPRESSO

I sistemi di precompressione con armature, previsti dalla presente norma, possono essere a cavi scorrevoli ancorati alle estremità (sistemi post-tesi) o a cavi aderenti (sistemi pre-tesi).

Lo stato di coazione, generato dall'armatura di precompressione, si manifesta per l'elemento strutturale in un sistema equivalente alla precompressione, costituito per i sistemi post-tesi da forze concentrate in corrispondenza degli ancoraggi e forze ripartite lungo il cavo, funzione della curvatura dello stesso. Nei sistemi pre-tesi, a cavi rettilinei senza deviatori, è costituito da forze concentrate nelle zone di estremità dei cavi aderenti.

Il sistema equivalente alla precompressione rappresenta una condizione di carico che provoca stati di tensione e di deformazione dell'elemento precompresso e dell'intera struttura, in funzione dei vincoli.

La condizione di carico conseguente alla precompressione si combinerà con le altre (peso proprio, carichi permanenti e variabili) al fine di avere le più sfavorevoli condizioni di sollecitazione.

Nel caso della post-tensione, se le armature di precompressione non sono rese aderenti al conglomerato cementizio dopo la tesatura mediante opportune iniezioni di malta all'interno delle guaine, si deve tenere conto delle conseguenze dello scorrimento relativo acciaio-conglomerato cementizio.

Le presenti norme non danno indicazioni su come trattare i casi di precompressione a cavi non aderenti.

È ammessa anche la precompressione parziale, con fessurazione della sezione di conglomerato cementizio e parzializzazione delle sezioni anche nelle condizioni di esercizio. Particolare attenzione deve essere posta, in questi casi, alla resistenza a fatica dell'acciaio in presenza di sollecitazioni ripetute.

5.1.8.1 Valutazione della sicurezza - norme di calcolo

5.1.8.1.1. STATI LIMITE ULTIMI

Vale quanto stabilito al punto 5.1.1.2 per le strutture in conglomerato cementizio armato, tenendo debito conto degli effetti della presollecitazione impressa alle armature di precompressione.

5.1.8.1.2. STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Vale quanto stabilito al punto 5.1.1.3 per le strutture in conglomerato cementizio armato. Per la valutazione degli stati di deformazione e di tensione si devono valutare gli effetti delle cadute di tensione per i fenomeni reologici che comportano deformazioni differite dei materiali: ritiro e viscosità del conglomerato cementizio, rilassamento dell'acciaio.

Per strutture a cavi post-tesi, nel calcolo delle caratteristiche geometriche delle sezioni all'atto della precompressione vanno detratti i vuoti per il passaggio dei cavi. Nella valutazione della precompressione nel caso di armatura post-tesa la tensione iniziale va calcolata deducendo dalla tensione al martinetto la perdita per rientro degli apparecchi di ancoraggio e scorrimento dei fili bloccati e le perdite per attrito lungo il cavo.

I procedimenti di calcolo relativi alle condizioni di esercizio devono essere condotti nell'ipotesi di elasticità dei materiali, valutando accuratamente gli effetti della caduta di tensione per deformazioni differite nel tempo.

Quando la tesatura dei cavi viene effettuata in tempi successivi, la progettazione deve tenere conto degli effetti della tesatura dei cavi sullo stato di sollecitazione dei cavi già tesati.

Nelle strutture ad armatura pre-tesa si deve considerare la caduta di tensione per deformazione elastica.

Nelle strutture composte e quando si eseguono getti successivi, si deve tenere conto delle conseguenze del ritiro e della viscosità del conglomerato cementizio, nonché del rilassamento dell'acciaio.

Per le strutture a vincoli variati va attentamente studiata la variazione degli stati di coazione nel tempo, in funzione delle caratteristiche viscosive del conglomerato cementizio.

Per le limitazioni degli stati tensionali nelle condizioni di esercizio, per tutte le strutture precomprese (anche parzialmente), valgono le prescrizioni riportate nei punti 5.1.8.1.6., 5.1.8.1.7. e 5.1.8.1.10.

5.1.8.1.3. DEFORMAZIONI LENTE

a) Ritiro

Il ritiro del conglomerato cementizio, in funzione del tempo, può essere valutato mediante leggi dedotte sperimentalmente. In assenza di dati sperimentali si possono adottare i riferimenti di letteratura quali quelli riportati nel capitolo 11.

b) Viscosità

La viscosità del conglomerato cementizio, in funzione del tempo, può essere valutata mediante leggi dedotte sperimentalmente. Particolare attenzione alle leggi di viscosità va adottata nei casi di maturazione accelerata. In assenza di dati sperimentali si possono adottare i riferimenti di letteratura come quelli riportati al capitolo 11.

5.1.8.1.4. EFFETTI DELL'ATTRITO

Si devono valutare le variazioni di tensione nei cavi scorrevoli, per effetto dell'attrito lungo il cavo.

Per calcolare la tensione nel cavo alla sezione distante x dalla testata del cavo, si può applicare la relazione:

$$\sigma_{px} = \sigma_{p0} \cdot e^{-f(a+\beta x)}$$

nella quale:

σ_{px} è la tensione alla distanza x ;

f è il coefficiente di attrito dipendente dalle caratteristiche delle superfici del cavo e dell'alloggiamento che si trovano a contatto. Va definito per via sperimentale;

- α è la somma dei valori assoluti delle deviazioni angolari di progetto del cavo comprese nel tratto di lunghezza x , espresse in radianti; nel caso di deviazioni altimetriche e planimetriche concomitanti, i relativi angoli saranno composti geometricamente;
- β rappresenta la deviazione angolare convenzionale del cavo, espressa in rad/m, che tiene conto degli inevitabili contatti accidentali che, anche nel caso di cavo rettilineo correttamente realizzato, si verificano tra i vari elementi del cavo, l'alloggiamento e gli eventuali dispositivi distanziatori.

5.1.8.1.5. INTERDIPENDENZA FRA RITIRO, VISCOSITÀ E RILASSAMENTO

Per tener conto dell'influenza reciproca tra le cadute di tensione per ritiro e viscosità del conglomerato cementizio, indicate globalmente con la notazione $\Delta\sigma_{ssf}$, e la caduta per rilassamento dell'acciaio $\Delta\sigma_{rsc}$, si può adottare l'espressione seguente:

$$\Delta'\sigma_{rsc} = \Delta\sigma_{rsc} \left(1 - \frac{2,5 \cdot \Delta\sigma_{ssf}}{\sigma_{spi}} \right)$$

dove $\Delta'\sigma_{rsc}$ rappresenta la minor caduta per rilassamento dell'acciaio.

La riduzione si applica alla sola frazione del rilassamento che avviene dopo l'applicazione dello stato di coazione al conglomerato cementizio. Tale avvertenza assume particolare importanza nel caso di maturazione a vapore.

In nessun caso la caduta per rilassamento a tempo infinito $\Delta\sigma_{rsc}$ corrispondente ad una tensione iniziale pari a $0,75 f_{ptk}$ e ad una temperatura di 20°C potrà essere assunta inferiore a $0,04 \sigma_{spi}$. Per altri valori della tensione iniziale vale quanto riportato al capitolo 11.

5.1.8.1.6. RITARATURA

Tenuto presente della necessità di protezione dell'armatura, si può procedere alla ritaratura del tiro nei cavi di precompressione, al fine di ridurre le cadute di tensione per ritiro e viscosità del conglomerato cementizio, e per rilassamento dell'acciaio.

5.1.8.1.7. TENSIONI DI ESERCIZIO NEL CONGLOMERATO A CADUTE AVVENUTE

Le massime tensioni normali, σ_c , di compressione nel conglomerato, nelle condizioni di esercizio a cadute avvenute, devono rispettare la seguente limitazione:

$$\sigma_c \leq \frac{R_{ck}}{\gamma_{m,c} \cdot \gamma_{Ec}}$$

dove:

$\gamma_{m,c}$ è il coefficiente parziale di sicurezza sul materiale, da assumersi in accordo a quanto riportato nella tabella 5.1-XI;

γ_{Ec} è il coefficiente di modello, da assumersi in accordo a quanto riportato nella tabella 5.1-XI.

Tabella 5.1-XI

Condizioni ambientali	Combinazione di carico	$\gamma_{m,c}$	γ_{Ec}
Ordinarie	Rara	1,5	1,4
	Quasi-permanente	1,5	1,8
Aggressive	Rara	1,5	1,5
	Quasi-permanente	1,5	1,9
Molto aggressive	Rara	1,5	1,6
	Quasi-permanente	1,5	2,0

Le massime tensioni normali, σ_{ct} , di trazione nel conglomerato, nelle condizioni di esercizio, devono rispettare la seguente limitazione:

$$\sigma_{ct} \leq \frac{f_{ctk}}{\gamma_{m,c}}$$

dove:

$\gamma_{m,c}$ è il coefficiente parziale di sicurezza sul materiale, da assumersi in accordo a quanto riportato nella tabella 5.1-XII.

Tabella 5.1-XII

Condizioni ambientali	Combinazione di carico	$\gamma_{m,c}$	Commenti
Ordinarie	Rara	1,6	A condizione che nella zona tesa siano disposte armature sussidiarie di acciaio ordinario, opportunamente diffuse, capaci di assorbire l'intero sforzo di trazione calcolato a sezione interamente reagente.
	Rara	3,2	Per le travi ad armatura pre-tesa, senza aggiunta di armatura sussidiaria, purché l'armatura pre-tesa sia ben diffusa nelle zone soggette a trazione.
Aggressive			NON sono ammesse tensioni di trazione
Molto aggressive			NON sono ammesse tensioni di trazione

Per spessori minori di 50 mm le tensioni normali limite di esercizio sopra riportate devono essere ridotte del 30%.

Non sono ammesse tensioni di trazione ai lembi nelle strutture costruite per conci prefabbricati, quando non sia possibile disporre l'armatura ordinaria che assorbe lo sforzo di trazione.

Nel caso della precompressione parziale le tensioni del conglomerato cementizio compresso e delle armature ordinarie sono calcolate prescindendo dal contributo a trazione del conglomerato cementizio, come nella verifica delle sezioni pressoinflesse di conglomerato cementizio armato normale.

5.1.8.1.8. TENSIONI INIZIALI NEL CONGLOMERATO CEMENTIZIO

All'atto della precompressione le tensioni di compressione non debbono superare il valore:

$$\frac{R_{ckj}}{\gamma_{m,c} \cdot \gamma_{Rd}}$$

dove:

$\gamma_{m,c} = 1,7$ è il coefficiente parziale di sicurezza sul materiale;

$\gamma_{Rd} = 1,0$ è il coefficiente di modello;

R_{ckj} è la resistenza cilindrica caratteristica a compressione del conglomerato cementizio all'atto dell'applicazione della precompressione.

Sono ammesse tensioni di trazione fino a $0,10 R_{ckj}$ fermo restando l'obbligo di disporre armature metalliche che assorbono l'intera risultante delle trazioni.

Nelle travi ad armature pretese sono ammesse tensioni di trazione iniziali pari a $0,05 R_{ckj}$, senza aggiunta di armatura sussidiaria, purché l'armatura pre-tesa sia ben diffusa nella zona soggetta a trazione. Per spessori minori di 50 mm le tensioni normali iniziali sono ridotte dal coefficiente $\gamma_{Rd} = 1,4$.

In fasi intermedie e transitorie della costruzione è consentito superare nel conglomerato cementizio il limite a trazione innanzi stabilito, purché le fasi successive provochino l'annullamento dello stato di trazione.

In tali condizioni dovrà considerarsi la parzializzazione della sezione durante la predetta fase transitoria e le armature, disposte come precisato al punto 5.1.2.3.4.5., dovranno verificarsi in conformità alle norme e prescrizioni valide per le sezioni pressoinflesse di conglomerato cementizio armato ordinario. La resistenza a trazione del conglomerato cementizio nelle zone virtualmente fessurate non potrà tenersi in conto nelle verifiche a taglio e nella eventuale verifica a fessurazione.

Nella zona di ancoraggio delle armature si possono tollerare compressioni locali σ_c prodotte dagli apparecchi di ancoraggio pari a:

$$\sigma_c = \frac{R_{ckj}}{\gamma_{m,c}}$$

dove $\gamma_{m,c} = 1,6$.

Qualora le zone di influenza di apparecchi vicini si sovrappongano, le pressioni vanno sommate.

Verifiche locali dovranno eseguirsi per gli ancoraggi fissi annegati.

5.1.8.1.9. TRAVI A CONCI

Nelle travi a conci i giunti debbono essere muniti di apposite dentellature o resi solidali con l'impiego di adesivi adeguatamente sperimentati e controllati.

5.1.8.1.10. TENSIONI LIMITE PER GLI ACCIAI DA PRECOMPRESSIONE

Le tensioni negli acciai da precompressione, fili, trecce e trefoli, barre, devono rispettare le seguenti limitazioni:

- strutture ad armatura post-tesa:

$$\sigma_{spi} \leq \frac{f_{p(0,1)k}}{\gamma_{m,s}}, \frac{f_{p(1)k}}{\gamma_{m,s}}, \frac{f_{pyk}}{\gamma_{m,s}}$$

con $\gamma_{m,s} = 1,15$;

$$\sigma_{sp} \leq \frac{f_{pk}}{\gamma_{m,s}}$$

con $\gamma_{m,s} = 1,65$.

Nelle barre sono ammesse sovratensioni ai lembi del 10%, indotte dalla curvatura.

- strutture ad armatura pre-tesa:

$$\sigma_{spi} \leq \frac{f_{p(0,1)k}}{\gamma_{m,s}}, \frac{f_{p(1)k}}{\gamma_{m,s}}, \frac{f_{pyk}}{\gamma_{m,s}}$$

con $\gamma_{m,s} = 1,12$;

$$\sigma_{sp} \leq \frac{f_{pk}}{\gamma_{m,s}}$$

con $\gamma_{m,s} = 1,65$.

Il valore limite σ_{sp} è la tensione massima consentita per l'acciaio di precompressione in esercizio, tenuto conto delle tensioni provocate da tutte le azioni sollecitanti; il valore limite σ_{spi} è la tensione massima dell'acciaio all'atto della precompressione.

5.1.8.1.11. EFFETTI DI FATICA

Nel caso della precompressione parziale gli incrementi di tensione determinati in corrispondenza dello strato di armatura presollecitata più lontano dall'asse neutro devono rispettare anche le limitazioni che derivano dalla verifica dell'ampiezza delle fessure e dalla verifica a fatica.

Sotto l'effetto di quei sovraccarichi che possono dar luogo ad effetti di fatica per il grande numero di ripetizioni probabili, deve sempre sussistere un rapporto di sicurezza 2, fra l'intervallo di tensione cui l'acciaio è capace di resistere a fatica e l'intervallo fra la massima e la minima tensione cui è soggetto l'acciaio nella struttura (ivi compresi gli eventuali effetti di curvatura). Il confronto va riferito ai risultati di prove effettuate assumendo come tensione media la semisomma di questi ultimi valori.

Nel caso della precompressione parziale la verifica a fatica è obbligatoria.

5.1.8.2. Requisiti minimi per il cemento armato precompresso

5.1.8.2.1. ARMATURA LONGITUDINALE ORDINARIA

Nelle travi ad armatura post-tesa, anche in assenza di tensioni di trazione, la percentuale di armatura longitudinale ordinaria non dovrà essere inferiore allo 0,1% dell'area complessiva dell'anima e dell'eventuale ringrosso dal lato dei cavi.

Nel caso della precompressione parziale, le barre longitudinali di armatura ordinaria devono essere disposte nella zona della sezione che risulta parzializzata, più esterne rispetto alle armature utilizzate per imprimere lo sforzo di precompressione.

5.1.8.2.2. STAFFE

Nelle travi dovranno disporsi staffe aventi sezione complessiva non inferiore a $1,5 b$ mm² al metro, essendo b lo spessore minimo dell'anima misurata in millimetri, con un minimo di tre staffe al metro e comunque passo non superiore a 0,8 volte l'altezza utile della sezione. In prossimità di carichi concentrati o delle zone d'appoggio valgono le prescrizioni di cui al punto 5.1.2.1.8.

In presenza di torsione valgono le prescrizioni di cui al punto 5.1.2.1.7.

5.1.8.3. Regole di esecuzione per il cemento armato precompresso

5.1.8.3.1. SPESSORE DI RICOPRIMENTO DELLE ARMATURE DI PRECOMPRESSIONE

Le superfici esterne dei cavi post-tesi devono distare dalla superficie del conglomerato cementizio non meno di 30 mm; in ambiente aggressivo, la distanza deve essere non inferiore a 50 mm.

Nel caso di armature pre-tese, nella testata i trefoli devono essere protetti da un ricoprimento di almeno 35mm, ovvero vanno protetti con equivalente materiale protettivo.

Tale ricoprimento va accuratamente studiato e definito nelle verifiche di fessurazione per le classi ambientali *b*) e *c*).

5.1.8.3.2. TESTATE DI ANCORAGGIO DELL'ARMATURA DI PRECOMPRESSIONE

Dietro gli apparecchi di ancoraggio deve disporsi un'armatura tridirezionale atta ad assorbire, con largo margine, gli sforzi di trazione e di taglio derivanti dalla diffusione delle forze concentrate, ivi comprese le eventuali reazioni vincolari.

5.1.8.3.3. POSA DELLE BARRE, DEI CAVI E LORO MESSA IN OPERA

Si deve prendere ogni precauzione per evitare che l'armatura di precompressione subisca l'innescio di fenomeni di corrosione prima della messa in opera.

All'atto della messa in tiro si debbono misurare contemporaneamente lo sforzo applicato e l'allungamento conseguito.

5.1.8.3.3.1. Operazioni di tiro

I risultati conseguiti nelle operazioni di tiro, le letture ai manometri e gli allungamenti misurati, vanno registrati in apposite tabelle e confrontate con le tensioni iniziali delle armature e gli allungamenti teorici previsti in progetto.

Un'insufficienza di allungamento, rilevando un attrito superiore a quello supposto, richiede la messa in atto di appositi accorgimenti innalzando la tensione iniziale fino al massimo consentito.

Un'eccedenza di allungamento, quando non sia dovuta al cedimento dell'ancoraggio opposto o all'assestamento iniziale del cavo, indica un attrito inferiore a quello previsto; in tal caso si deve ridurre la tensione per evitare che la tensione finale lungo il cavo sia superiore a quella ammessa.

5.1.8.3.3.2. Protezione dei cavi ed iniezioni

Le guaine dei cavi devono essere assolutamente stagne e le giunzioni devono essere efficacemente protette.

La protezione dei cavi scorrevoli va eseguita mediante malta fluida e stabile con minimo ritiro e senza agenti aggressivi.

Alla buona esecuzione delle iniezioni è affidato il funzionamento ottimale e la conservazione nel tempo delle strutture in c.a.p. a cavi e, pertanto, è necessario che vengano eseguite secondo apposite procedure di controllo della qualità.

L'iniezione dei cavi scorrevoli ha due scopi principali:

- a) prevenire la corrosione dell'acciaio di precompressione;
- b) fornire un'efficace aderenza fra l'acciaio ed il conglomerato cementizio.

Condotti

- a) i condotti debbono essere ben fissati per evitare un andamento serpeggiante;
- b) per evitare sacche d'aria devono essere disposti sfiati nei punti più alti del cavo;
- c) i condotti debbono avere forma regolare, preferibilmente circolare. La loro sezione deve risultare maggiore di:

$$A_0 = 2 \sum_{i=1}^{i=n} a_i \quad (\text{per cavi a fili, trecce o trefoli})$$

$$A_0 = 1,5 \cdot a \quad (\text{per sistemi a barra isolata})$$

dove:

a_i è l'area del singolo filo, treccia o trefolo,

n è il numero di fili, trecce o trefoli costituenti il cavo ed

a è l'area della barra isolata.

In ogni caso l'area libera del condotto dovrà risultare non minore di 400 mm²;

- d) si devono evitare per quanto possibile brusche deviazioni.

5.1.9. NORME COMPLEMENTARI RELATIVE AI SOLAI

Si intendono come solai le strutture bidimensionali piane caricate ortogonalmente al proprio piano, con prevalente comportamento monodirezionale.

5.1.9.1. Solai misti di c.a. e c.a.p. e blocchi forati in laterizio

Nei solai misti in conglomerato cementizio armato normale e precompresso e blocchi forati in laterizio, i laterizi in blocchi hanno funzione di alleggerimento e di aumento della rigidità flessionale del solaio.

La resistenza allo stato limite ultimo è affidata al conglomerato cementizio ed alle armature ordinarie e/o precomprese.

5.1.9.1.1. REGOLE DI PROGETTAZIONE**5.1.9.1.1.1. Spessore minimo dei solai**

Lo spessore minimo dei solai non deve essere minore di 150 mm.

Le deformazioni devono risultare compatibili con le condizioni di esercizio del solaio e degli elementi costruttivi ed impiantistici ad esso collegati.

5.1.9.1.1.2. Spessore minimo della soletta

Nei solai lo spessore minimo della soletta di conglomerato cementizio non deve essere minore di 40 mm.

5.1.9.1.1.3. Larghezza ed interasse delle nervature

La larghezza minima delle nervature in conglomerato cementizio per solai con nervature gettate o completate in opera non deve essere minore di 1/8 dell'interasse tra i travetti e comunque non inferiore a 80 mm.

L'interasse delle nervature non deve in ogni caso essere maggiore di 15 volte lo spessore della soletta. Il blocco interposto deve avere dimensione massima inferiore a 520 mm.

5.1.9.1.1.4. Armatura trasversale

La soletta superiore del solaio deve essere munita di adeguata armatura di ripartizione, pari ad almeno 3 $\phi 6$ al metro o al 20% di quella longitudinale.

5.1.9.1.1.5. Armatura longitudinale

L'armatura longitudinale minima deve essere superiore a:

$$A_{s,\min} \geq 0,7h \text{ mm}^2 / \text{m}$$

con h espresso in millimetri.

5.1.9.1.1.6. Armatura per il taglio

Nelle condizioni previste in 5.1.2.1.6.1 può non disporsi armatura per il taglio.

5.1.9.1.1.7. Distacco delle parti in laterizio

Particolare attenzione deve essere dedicata alla sicurezza al distacco di parti laterizie, specialmente in dipendenza di sforzi trasversali di carattere secondario, ovvero a seguito di aumenti di temperatura.

5.1.9.1.2. ESECUZIONE

5.1.9.1.2.1. Protezione delle armature

Nei solai, la cui armatura è collocata entro scanalature, qualunque superficie metallica deve risultare contornata in ogni direzione da uno spessore minimo di 5 mm di malta cementizia.

Per armatura collocata entro nervatura, le dimensioni di questa devono essere tali da consentire il rispetto dei seguenti limiti:

- distanza netta tra armatura e blocco ≥ 8 mm;
- distanza netta tra armatura ed armatura ≥ 10 mm.

5.1.9.1.2.2. Bagnatura degli elementi

Prima di procedere ai getti i laterizi devono essere convenientemente bagnati.

5.1.9.1.2.3. Caratteristiche degli impasti per elementi prefabbricati

Devono impiegarsi malte cementizie con dosature di legante non minori a $4,5 \text{ kN/m}^3$ di cemento e calcestruzzi con $R_{ck} \geq 25 \text{ N/mm}^2$.

5.1.9.1.2.4. Blocchi

Gli elementi con rilevanti difetti di origine o danneggiati durante la movimentazione dovranno essere eliminati.

5.1.9.1.2.5. Allineamenti e forzature

Si dovrà curare il corretto allineamento dei blocchi evitando la forzatura dei blocchi interposti tra i travetti prefabbricati.

5.1.9.1.2.6. Calcestruzzi per i getti in opera

Si dovrà studiare la composizione del getto in modo da evitare rischi di segregazione o la formazione di nidi di ghiaia e per ridurre l'entità delle deformazioni differite.

Il diametro massimo degli inerti impiegati non dovrà superare 1/5 dello spessore minimo delle nervature né la distanza netta minima tra le armature.

Il getto deve essere costipato in modo da garantire l'avvolgimento delle armature e l'aderenza sia con i blocchi sia con eventuali altri elementi prefabbricati.

5.1.9.1.2.7. Modalità di getto

Per rendere efficace quanto indicato ai punti precedenti occorre con opportuni provvedimenti eliminare il rischio di arresto del getto al livello delle armature.

5.1.9.1.2.8. Solidarizzazione tra intonaci e superfici di intradosso

Qualora si impieghino materiali d'intonaco cementizi aventi resistenza caratteristica a trazione superiore ad 1 N/mm^2 dovranno adottarsi spessori inferiori a 10 mm o predisporre armature di sostegno e diffusione opportunamente ancorate nelle nervature.

5.1.9.1.3. SOLAI CON TRAVETTI PRECOMPRESSI PREFABBRICATI E BLOCCHI IN LATERIZIO**5.1.9.1.3.1. Elementi con armatura pre-tesa**

Per elementi con armatura pre-tesa è ammessa la deroga all'obbligo di disporre la staffatura.

5.1.9.1.3.2. Criteri di calcolo

Per la sezione in campata, oltre alle verifiche agli stati limite ultimi sono anche ammesse verifiche fondate su prove di elementi prefabbricati di serie secondo quanto indicato al punto 5.1.5.1.

Per le strutture parzialmente gettate in opera può omettersi la staffatura di collegamento quando la tensione tangenziale media in esercizio per combinazioni rare tra l'elemento prefabbricato e il conglomerato cementizio gettato in opera risulti inferiore a $0,3 \text{ N/mm}^2$ per le superfici di contatto lisce e $0,45 \text{ N/mm}^2$ per superfici scabre.

In corrispondenza del lembo superiore dei travetti sono consentite in esercizio trazioni pari a f_{ctm} .

5.1.9.1.3.3. Getti in opera

I travetti privi di armature a taglio devono essere integrati sugli appoggi da getti in opera contenenti armatura inferiore convenientemente ancorata in grado di assorbire uno sforzo di trazione pari al taglio, salvo che per gli elementi di solai di copertura poggianti su travi e dotati di adeguata lunghezza di appoggio.

Tali collegamenti, se destinati ad assicurare continuità strutturale agli appoggi, dovranno essere verificati secondo le disposizioni relative al conglomerato cementizio armato normale, verificando altresì le condizioni di aderenza fra getti in opera e travetti, secondo i criteri indicati al punto precedente.

5.1.9.2. Norme complementari relative ai solai misti e blocchi diversi dal laterizio

Possono utilizzarsi per realizzare i solai misti di conglomerato cementizio armato e conglomerato cementizio armato precompresso anche blocchi diversi dal laterizio con sola funzione di alleggerimento.

I blocchi in conglomerato cementizio leggero di argilla espansa, conglomerato cementizio normale sagomato, materie plastiche, elementi organici mineralizzati ecc, devono essere dimensionalmente stabili e non fragili e capaci di seguire le deformazioni del solaio. Queste caratteristiche devono essere dimostrate attraverso una certificazione, eseguita a cura di uno dei laboratori di cui all'art. 20 della Legge 1086/71, prima della messa in opera.

Rimangono valide tutte le prescrizioni geometriche del solaio di cui al punto 5.1.9.1.

5.1.9.3. Norme complementari relative ai solai realizzati con l'associazione di elementi in c.a. e c.a.p. prefabbricati con unioni e/o getti di completamento

I componenti di questi tipi di solai devono rispettare le norme di cui ai punti 5.1.1, 5.1.2 e 5.1.7.

Oltre a quanto indicato nei precedenti capitoli relativamente allo stato limite di deformazione, devono essere tenute presenti le seguenti norme complementari.

I componenti devono essere provvisti di opportuni dispositivi e magisteri che assicurino la congruenza delle deformazioni tra i componenti stessi accostati sia per i carichi ripartiti che per quelli concentrati. L'efficacia di tali dispositivi deve essere certificata mediante prove sperimentali.

Quando si voglia realizzare un comportamento bidimensionale a piastra è necessario che il solaio così composto abbia dei componenti strutturali ortogonali alla direzione dell'elemento resistenti alle sollecitazioni di flessione, taglio e torsione.

Qualora il componente venga integrato da un getto di completamento all'estradosso, questo deve avere uno spessore non inferiore a 40 mm ed essere dotato di una armatura di ripartizione a maglia incrociata e si deve verificare la trasmissione delle azioni di taglio fra elementi prefabbricati e getto di completamento, tenuto conto degli stati di coazione che si creano per le diverse caratteristiche reologiche dei calcestruzzi, del componente e dei getti di completamento.

Particolare attenzione va posta all'assorbimento degli sforzi di taglio, nelle sezioni terminali d'appoggio, mediante armature longitudinali.

È obbligatorio il calcolo delle deformazioni (frecce e rotazioni) per i carichi permanenti di lunga durata e per i carichi accidentali che dimostrino che il solaio sia idoneo a preservare l'integrità degli elementi portati e di avere prestazioni di esercizio, anche dinamiche, compatibili con l'uso.

5.1.10. NORME COMPLEMENTARI RELATIVE ALLE STRUTTURE PREFABBRICATE

Formano oggetto del presente capitolo i componenti strutturali prefabbricati in conglomerato cementizio armato, normale o precompresso che rispondono alle specifiche prescrizioni del punto 5.1.1 e 5.1.2, e che, singolarmente o assemblati tra di loro ovvero con parti costruite in opera, siano utilizzati per la realizzazione di opere di ingegneria civile.

Rientrano nel campo di applicazione delle presenti norme gli elementi prefabbricati prodotti in stabilimenti permanenti o in impianti temporanei allestiti per uno specifico cantiere, ovvero realizzati a pié d'opera.

Per manufatti o elementi prefabbricati di serie devono intendersi unicamente quelli prodotti in stabilimenti permanenti, con tecnologia ripetitiva e processi industrializzati.

Per manufatti di produzione occasionale si intendono gli elementi prefabbricati realizzati in stabilimenti permanenti, ovvero a pié d'opera o anche in impianti temporanei, senza il presupposto della ripetitività tipologica e destinati in modo specifico ad una determinata opera e per questa progettati ex novo di volta in volta.

Il componente prefabbricato può essere:

- realizzato su richiesta specifica del Appaltatore e/o Committente e prodotto sotto la responsabilità del Direttore Tecnico di Stabilimento e sotto la vigilanza del Direttore dei Lavori (produzione occasionale).
- realizzato sotto la responsabilità e vigilanza del Direttore Tecnico dello Stabilimento di produzione. In tal caso, il componente prefabbricato rappresenta fornitura all'Appaltatore od al Committente, va accettato dal Direttore dei Lavori, e deve sottostare alle procedure delle produzioni industriali in serie.

Il componente prefabbricato può essere l'elemento di una produzione industriale in serie. In tal caso il prodotto componente deve essere qualificato ed il Direttore dei Lavori si limiterà alle procedure di accettazione. Poiché la produzione e la realizzazione dell'elemento strutturale prodotto in serie viene realizzata in assenza della vigilanza del Direttore dei Lavori, i componenti vanno prodotti secondo procedure di garanzia e controllo di qualità che, accompagnando il prodotto in serie, permettono al Direttore dei lavori, successivamente, di giudicare la qualità del prodotto e la sua accettabilità.

Il componente prefabbricato deve garantire i livelli di sicurezza e prestazione sia come componente singolo, sia come elemento di un più complesso organismo strutturale.

Per gli elementi strutturali prefabbricati disciplinati nel presente capitolo, quando non soggetti ad attestato di conformità secondo una specifica tecnica europea elaborata ai sensi della direttiva 89/106/CEE (marcatura CE) ed i cui riferimenti sono pubblicati sulla gazzetta ufficiale dell'Unione Europea, sono previste due categorie di produzione:

- serie qualificata dichiarata;
- serie qualificata controllata.

Nel caso di prodotti coperti da marcatura CE, devono essere comunque rispettati, laddove applicabili, i punti 11.7.2, 11.7.3.4 e 11.7.5.

5.1.10.1. Prodotti prefabbricati

I componenti prefabbricati devono essere realizzati attraverso processi sottoposti ad un sistema di controllo della produzione, ed i produttori degli elementi costruttivi in serie dichiarata e controllata devono altresì provvedere alla qualificazione della produzione, con le modalità indicate nel punto 11.7.

5.1.10.2 Prodotti prefabbricati in serie qualificata dichiarata

Per serie “dichiarata” si intende la produzione in serie, effettuata in stabilimento permanente, dichiarata dal produttore conforme alle presenti norme e per la quale è stato effettuato il deposito ai sensi dell'art. 9 della legge 5-11-1971, n. 1086, ovvero sia stata rilasciata la certificazione di idoneità di cui agli articoli 1 e 7 della legge 2-2-1974, n. 64.

Rientrano in serie dichiarata i prodotti che appartenendo ad una tipologia ricorrente compiutamente determinata, risultano predefiniti, in campi dimensionali, tipi di armature, sulla base di elaborati tecnici tipologici e grafici depositati.

5.1.10.3 Prodotti prefabbricati in serie qualificata controllata

Per serie “controllata” si intende la produzione in serie che, oltre ad avere i requisiti specificati per quella “dichiarata”, sia eseguita con procedure che prevedono verifiche sperimentali su prototipo e controllo della produzione come specificato al punto 11.7.

Sono prodotti in serie controllata i componenti strutturali realizzati con materiali innovativi, ovvero analizzati con metodi di calcolo non consueti ovvero con conglomerato cementizio avente $R_{ck} > 55 \text{ N/mm}^2$.

5.1.10.4. Responsabilità e competenze

Gli elementi prodotti in serie, svolgendo funzione strutturale ed interessando la sicurezza della costruzione, devono essere realizzati sotto la vigilanza di un Direttore tecnico dello stabilimento, dotato di abilitazione professionale, che assume le responsabilità relative alla rispondenza tra quanto prodotto e la documentazione depositata, come pure del rispetto della normativa tecnica vigente nel settore. Il Progettista ed il Direttore tecnico dello stabilimento, ciascuno per le proprie competenze, sono responsabili della capacità portante e sicurezza del componente, sia incorporato nell'opera, sia durante le fasi di trasporto fino a piè d'opera.

È responsabilità del Progettista e del Direttore dei Lavori del complesso strutturale di cui l'elemento fa parte, ciascuno per le proprie competenze, la verifica del componente durante il montaggio, la messa in opera, e l'uso dell'insieme strutturale realizzato.

5.1.10.5. Valutazione della sicurezza e norme di calcolo

Le verifiche si applicano sia alla struttura presa nel suo insieme che a ciascuno dei suoi elementi costitutivi; esse debbono essere soddisfatte sia durante l'utilizzo definitivo che nelle diverse fasi di produzione, stoccaggio, trasporto, montaggio e assemblaggio.

Gli elementi prefabbricati debbono essere verificati secondo uno dei metodi previsti nel 5.1.1 e 5.1.2.

5.1.10.6 Regole pratiche

Le verifiche del componente prefabbricato vanno fatte con riferimento al livello di stagionatura e di resistenza del manufatto, definite mediante prove sui materiali di cui al

punto 11.7.3.1 ed eventuali prove su prototipo prima della movimentazione del componente e del cimento statico dello stesso.

I dispositivi di sollevamento e movimentazione debbono essere esplicitamente previsti nel progetto del componente strutturale e realizzati con materiali appropriati e dimensionati per le sollecitazioni prevedibili.

Le parti degli elementi prefabbricati destinate ad integrarsi col complesso strutturale debbono essere specificatamente progettate.

Il copriferro degli elementi prefabbricati deve rispettare le regole generali di cui ai punti 5.1.1. e 5.1.2.

5.1.10.6.1 APPOGGI

Per gli elementi prefabbricati semplicemente appoggiati in via definitiva, particolare attenzione va posta alla posizione e dimensione dell'apparecchio d'appoggio, sia rispetto alla geometria dell'elemento di sostegno, sia rispetto alla sezione terminale dell'elemento, tenendo nel dovuto conto le tolleranze dimensionali e le deformazioni per fenomeni reologici e/o termici.

I vincoli provvisori o definitivi devono essere progettati con particolare attenzione e se necessario, validati attraverso prove sperimentali.

In zona sismica non sono consentiti appoggi nei quali la trasmissione di forze orizzontali sia affidata all'attrito; l'appoggio deve consentire spostamenti relativi secondo quanto previsto dalle norme sismiche.

5.1.10.6.2 REALIZZAZIONE DELLE UNIONI

Le unioni dei vari componenti a formare un insieme strutturale devono realizzare l'ipotesi di nodo rigido ed essere idonee ad assorbire gli sforzi con adeguato margine.

Per le costruzioni in zona sismica le unioni tra elementi devono essere in grado di assicurare all'insieme strutturale un comportamento duttile adeguato a garantire la sicurezza sismica, consentendo la formazione e lo sviluppo delle necessarie plasticizzazioni, senza dar luogo a rotture o meccanismi di collasso locali.

5.1.10.6.3 TOLLERANZE

Il Progettista deve indicare le tolleranze minime di produzione che dovrà rispettare il componente prefabbricato. Il componente, che non rispetta tali tolleranze, sarà giudicato non conforme e quindi potrà essere utilizzato nella costruzione solo previa specifica accettazione e verifica condotta con esito positivo da parte del Direttore dei Lavori.

Il Progettista stabilisce le tolleranze in funzione:

- del processo produttivo
- delle esigenze di montaggio
- degli stati termici coattivi e reologici che si manifestano durante la realizzazione e l'uso dell'opera

Il Progettista indica i valori delle tolleranze previste e quelle totali che andranno verificate e controllate nelle varie fasi del processo produttivo.

5.1.10.7. Controlli e Collaudi

5.1.10.7.1. PROCEDURE PER IL COLLAUDO STATICO

Fermo restando il disposto di cui al punto 10 delle presenti norme, relative al collaudo statico, su strutture prefabbricate già assemblate e poste in opera si devono eseguire controlli atti a verificare la rispondenza dell'opera ai requisiti di progetto; data la tipologia e le modalità di esecuzione delle opere è significativa e rilevante la funzione del collaudatore in corso d'opera.

Fondamentale è il preventivo controllo della posa degli elementi prefabbricati e del rispetto del progetto nelle tolleranze e nelle disposizioni delle armature e dei giunti, nonché nella verifica dei dispositivi di vincolo.

Le prove di carico, sia quelle di norma che quelle eventualmente ritenute necessarie dal collaudatore per identificare la corrispondenza fra il comportamento della struttura reale e quello prevedibile in base ai calcoli di progetto, dovranno accertare il comportamento statico dei prefabbricati nel complesso strutturale. Esse rispetteranno le modalità sotto indicate e non potranno avere luogo prima che sia stata raggiunta per i getti in opera la resistenza che caratterizza la classe del conglomerato cementizio prevista e, in mancanza di precisi accertamenti al riguardo, non prima di 28 giorni dall'ultimazione del getto.

A questi effetti si deve tener conto delle eventuali variazioni di temperatura durante la maturazione dei getti.

Le prove di carico possono essere eseguite, prima del montaggio, su singoli componenti isolati, purché i risultati ottenuti siano rappresentativi, a giudizio del collaudatore, dell'effettivo comportamento dei componenti inseriti nel complesso.

Di regola si dovranno riprodurre sulle strutture le sollecitazioni massime di progetto. In relazione al tipo della struttura ed alla natura dei carichi le prove devono essere convenientemente protratte nel tempo.

In ogni caso, sarà compito e responsabilità del collaudatore valutare l'opportunità di condurre altre verifiche alternative per l'accertamento in sito delle caratteristiche dei materiali costituenti le strutture prefabbricate, ad esempio attraverso prove non distruttive (sclerometriche, ultrasoniche ecc.); analogamente, mediante carotaggi potranno essere prelevati provini per determinare la resistenza meccanica ed il modulo elastico del conglomerato cementizio.

5.1.10.7.2. CONTROLLI DI ESERCIZIO SUCCESSIVI

Saltuariamente, ove ritenuto necessario in relazione a possibili o temuti degradi delle opere ed in circostanza di modifica di fatti che possono influire sulle condizioni di esercizio della struttura (destinazione, configurazione di carichi, ecc.), il Committente dovrà disporre indagini e/o prove atte ad accertare le condizioni statiche delle strutture.

Dovranno effettuarsi rilevazioni, soprattutto in corrispondenza di eventuali fessure o lesioni e delle unioni, da sottoporre ad esame sperimentale.

I risultati delle prove, in quanto non possono considerarsi in generale totalmente probanti ai fini proposti, non esimono dall'acquisizione di eventuali altri elementi pertinenti.

5.1.11. CONGLOMERATO CEMENTIZIO A BASSA PERCENTUALE DI ARMATURA O NON ARMATO

Il conglomerato cementizio a bassa percentuale di armatura è quello per il quale la percentuale di armatura nelle sezioni rette resistenti è minore dello 0.1% dell'area della sezione stessa e la quantità media di acciaio per metro cubo di conglomerato è inferiore a 0,3 KN.

Sia il conglomerato cementizio a bassa percentuale di armatura, sia quello non armato devono essere impiegati solo per strutture semplici.

Ricadono in questa categoria anche i componenti strutturali in conglomerato cementizio armato e non per i quali $R_{ck} < 15 \text{ N/mm}^2$.

5.1.11.1. Valutazione della sicurezza – norme di calcolo

Per quanto riguarda la valutazione della sicurezza valgono le regole riportate al punto 5.1.2.3. Il calcolo delle tensioni andrà effettuato secondo quanto stabilito al punto 5.1.2.3.2 .

La misura della sicurezza si ottiene controllando che, per ogni condizione di verifica, le tensioni che insorgono nel conglomerato cementizio per effetto delle azioni di calcolo risultino minori della seguente tensione:

$$\bar{\sigma}_c = \frac{R_{ck}}{\gamma_{m,c} \cdot \gamma_{mE}}$$

con $\gamma_{m,c} = 3,2$.

Per conglomerato cementizio debolmente armato, si deve adottare: $\gamma_{mE} = 1,25$.

Per conglomerato cementizio non armato, si deve adottare: $\gamma_{mE} = 1,5$.

Le verifiche a taglio si intendono soddisfatte quando le tensioni tangenziali massime sono inferiori al valore limite di seguito riportato:

$$\bar{\tau}_{c0} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_{m,c} \cdot \gamma_{mE}}$$

con $\gamma_{m,c} = 3,2$.

I valori di γ_{mE} sono quelli indicati in precedenza.

In tutti i casi, per l'acciaio vale la seguente limitazione:

$$\sigma_s < 140 \text{ N/mm}^2$$

5.2. COSTRUZIONI IN ACCIAIO

Formano oggetto delle presenti norme le opere strutturali in acciaio ad esclusione delle costruzioni per le quali vige una regolamentazione apposita a carattere particolare.

Nel seguito sono riportati:

- le metodologie di analisi strutturale e di verifica della sicurezza, con modelli di calcolo definibili anche con l'integrazione di prove sperimentali;
- i limiti delle prestazioni attese;
- i criteri di dimensionamento dei collegamenti;
- i requisiti fondamentali per una corretta progettazione ed esecuzione;
- i criteri di durabilità.

Alcune indicazioni già riportate nel capitolo 2 sono ripetute e specializzate alle costruzioni in oggetto.

I materiali e i prodotti devono rispondere ai requisiti indicati nel capitolo 11.

5.2.1. LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

La valutazione della sicurezza va condotta secondo i principi fondamentali illustrati nel capitolo 2.

I requisiti richiesti di resistenza, funzionalità e robustezza si garantiscono verificando gli stati limite di servizio e gli stati limite ultimi verosimili della struttura, dei componenti strutturali e dei collegamenti.

5.2.1.1 Stati limite ultimi

Gli stati limite ultimi da verificare sono:

- *stato limite di equilibrio*, al fine di controllare l'equilibrio globale della struttura e delle sue parti durante tutta la vita utile e in particolare nelle fasi di costruzione e di riparazione;
- *stato limite di collasso*, corrispondente
 - al raggiungimento della deformazione unitaria di rottura del materiale con l'effetto di rottura o eccessiva deformazione di una sezione, di una membratura o di un collegamento (escludendo fenomeni di fatica),
 - o alla formazione di un meccanismo di collasso
 - o all'instaurarsi di fenomeni di instabilità dell'equilibrio negli elementi componenti o nella struttura nel suo insieme indotti da effetti del secondo ordine, prescindendo dai fenomeni locali d'instabilità dei quali si possa tener conto con riduzione delle aree delle sezioni resistenti e/o che la struttura possa superare attivando diversi meccanismi resistenti;
- *stato limite di fatica*, controllando la ammissibilità delle variazioni tensionali indotte dai sovraccarichi in relazione alle caratteristiche dei dettagli strutturali interessati.

Le verifiche di sicurezza per gli stati limite ultimi devono essere condotte con riferimento alle seguenti situazioni di progetto:

1. situazione persistente (situazione in cui la struttura verrà a trovarsi nella maggior parte della sua vita utile);

2. situazione transitoria (situazione in cui la struttura verrà a trovarsi in una parte limitata della sua vita utile, ad esempio durante le fasi di costruzione, qualora tale situazione sia significativa);
3. situazione accidentale (situazione in cui la struttura verrà a trovarsi in seguito ad eventi eccezionali in genere caratterizzati da bassa probabilità di occorrenza ma da significativi effetti sulla struttura, ad esempio incendio, urti, scoppi, ecc.).

Le verifiche di cui al punto 1 devono essere condotte per ogni costruzione.

Le verifiche di cui ai punti 2 e 3 vanno condotte qualora necessarie in relazione all'importanza, alla destinazione d'uso e alle caratteristiche della costruzione.

Le verifiche per controllare la sicurezza della struttura possono sintetizzarsi nella seguente relazione:

$$E_d \leq R_d$$

essendo

E_d il valore di progetto dell'effetto corrispondente allo stato limite che si sta controllando prodotto dalle combinazioni di azioni di progetto applicate al modello strutturale considerato,

R_d la resistenza di calcolo corrispondente alla sollecitazione considerata.

5.2.1.2 Stati limite di esercizio

Gli stati limite di servizio da verificare sono:

- *stati limite di deformazione e/o spostamento*, al fine di evitare deformazioni e spostamenti che possano compromettere l'uso efficiente della costruzione e dei suoi contenuti, nonché il suo aspetto estetico;
- *stato limite di vibrazione*, al fine di assicurare che le sensazioni percepite dagli utenti garantiscano accettabili livelli di confort ed il cui superamento potrebbe essere indice di scarsa robustezza e/o indicatore di possibili danni negli elementi secondari;
- *stato limite di plasticizzazioni locali*, al fine di scongiurare deformazioni plastiche localizzate che generino deformazioni irreversibili ed inaccettabili o che, per accumulazione, producano rottura per fatica a basso numero di cicli;
- *stato limite di scorrimento dei collegamenti con bulloni ad alta resistenza*, nel caso che il collegamento sia stato dimensionato a collasso nell'ipotesi che si sia prodotto lo scorrimento e che il funzionamento a collasso del collegamento avvenga quindi a taglio e rifollamento attraverso il contatto fra fori e bulloni.

Le verifiche per controllare la sicurezza della struttura possono sintetizzarsi nelle seguenti relazioni

$$E_d \leq C_d$$

Essendo:

E_d il valore di progetto dell'effetto corrispondente allo stato limite che si sta controllando prodotto dalle combinazioni di azioni di progetto applicate al modello strutturale considerato,

C_d il valore limite ammissibile per l'effetto considerato ai fini della funzionalità nelle condizioni di esercizio.

5.2.2. ANALISI STRUTTURALE

Il procedimento che conduce alla valutazione dei valori delle grandezze determinanti per la sicurezza della costruzione, vale a dire dei valori di progetto degli effetti E_d indotti dalle azioni di progetto, deve articolarsi attraverso le seguenti fasi che vanno attentamente esaminate e giustificate:

- modellazione, vale a dire la definizione di un modello strutturale che riproduca con la necessaria precisione il comportamento fisico e meccanico della struttura, tenendo conto delle caratteristiche geometriche, dei materiali e di vincolo, con particolare riguardo all'effettivo funzionamento dei giunti e del meccanismo interattivo con le fondazioni. Se necessario, quindi, i modelli di analisi possono variare in funzione della situazione di progetto in esame (persistente, transitoria, eccezionale), dello stato limite considerato e delle particolari combinazioni adottate per le azioni. Nelle strutture in acciaio per i giunti fra elementi strutturali, per le zone in cui si introducono carichi concentrati e per quelle in cui si verificano importanti variazioni della geometria strutturale, per le strutture di diaframma, deve considerarsi la possibilità di una modellazione specifica e di una analisi separata da quella globale della struttura,
- definizione delle azioni e delle loro combinazioni, da farsi con riferimento alle fasi di costruzione, servizio e riparazione, che portano la struttura ed ogni singolo componente della stessa in condizioni di raggiungimento di uno stato limite,
- calcolo degli effetti prodotti dalle azioni sulla struttura, attraverso un metodo di analisi appropriato in relazione alle caratteristiche ed all'importanza della costruzione.

Le ipotesi formulate nell'analisi globale della struttura devono essere congruenti con il tipo di comportamento previsto per le sezioni e per i collegamenti.

Le ipotesi assunte nel progetto delle membrature devono essere conformi con i (o conservative rispetto ai) metodi impiegati per l'analisi globale e con il comportamento previsto per i collegamenti.

Nell'analisi globale della struttura, in quella dei sistemi di controvento e nel calcolo delle membrature devono assicurarsi margini adeguati per tener conto degli effetti delle imperfezioni reali, incluse le sollecitazioni residue e le imperfezioni geometriche quali la mancanza di verticalità o di rettilineità, la mancanza di accoppiamento e le inevitabili eccentricità minori presenti nei collegamenti reali.

A tal fine possono adottarsi adeguate imperfezioni geometriche equivalenti, di valore tale da simulare i possibili effetti delle reali imperfezioni da esse sostituite.

5.2.2.1. Tipologia delle sezioni

Le sezioni trasversali degli elementi strutturali si classificano in funzione della loro capacità rotazionale C_θ definita come

$$C_\theta = \theta_r / \theta_y - 1$$

essendo θ_r e θ_y rispettivamente le curvature corrispondenti al raggiungimento della deformazione unitaria e corrispondente alla condizione ultima ed allo snervamento.

Si distinguono in tal modo le seguenti classi di sezioni:

classe 1 quando la sezione sia in grado di sviluppare una cerniera plastica avente la capacità rotazionale richiesta per l'analisi strutturale condotta col metodo plastico di cui al punto 5.2.2.3. Possono generalmente classificarsi come tali le sezioni con capacità rotazionale come sopra definita maggiore o uguale a 5.

- classe 2* quando la sezione sia in grado di sviluppare il proprio momento resistente plastico, ma che hanno una capacità rotazionale limitata. Possono generalmente classificarsi come tali le sezioni con capacità rotazionale come sopra definita maggiore o uguale a 2,5.
- classe 3* quando nella sezione le tensioni calcolate nelle fibre estreme compresse possono raggiungere la tensione di snervamento, ma l'instabilità locale impedisce lo sviluppo del momento resistente plastico.
- classe 4* quando è necessario tener conto degli effetti dell'instabilità locale nelle parti che la compongono per determinarne la resistenza flettente, tagliante o normale. In tal caso nel calcolo della resistenza la sezione geometrica effettiva può sostituirsi con una *sezione efficace*, ottenuta dalla prima eliminando le parti di pareti potenzialmente instabili e quindi non più in grado di contribuire alla resistenza della sezione.

Le sezioni di classe 1 e 2 si definiscono *compatte*, quelle di classe 3 *moderatamente snelle* e quelle di classe 4 come *snelle*.

5.2.2.2. Capacità resistente delle sezioni

La capacità resistente flessionale della sezione può determinarsi calcolando il momento resistente:

Metodo elastico (E)

partendo da una distribuzione lineare di deformazioni unitarie, con valore di queste pari a quella di snervamento per le fibre estreme, e ammettendo eventuali plasticizzazioni delle fibre in trazione, con deformazioni non superiori a quelle ultime. Il metodo può applicarsi a tutte le classi di sezioni, con l'avvertenza di riferirsi alle sezioni efficaci nel caso di sezioni di classe 4

Metodo plastico (P)

assumendo la completa plasticizzazione della sezione e quindi una distribuzione costante di tensioni ed una curvatura teoricamente infinita a rottura. Il metodo può applicarsi a sezioni di tipo compatto, cioè di classe 1 e 2.

Metodo elasto-plastico (EP)

deducendolo dal diagramma momento-curvatura della sezione determinato sempre nell'ipotesi di conservazione piana della sezione e tenendo conto per ogni piano di deformazioni della progressiva riduzione della sezione di calcolo con l'aumentare della sua snellezza. Il legame costitutivo tensioni-deformazioni per l'acciaio si adotterà di tipo bilineare o più complesso. Il metodo può applicarsi quindi a qualsiasi tipo di sezione. La capacità di resistenza delle sezioni deve essere valutata anche nei confronti di sforzi normali di trazione o compressione, taglio e momento torcente, determinando anche gli effetti indotti sulla resistenza dalla presenza combinata di più sollecitazioni.

5.2.2.3. Analisi globale

L'analisi globale della struttura può essere condotta con:

Metodo elastico (E)

determinando gli effetti delle azioni nell'ipotesi di comportamento strutturale indefinitamente elastico; il metodo è applicabile a tutti i tipi di sezioni.

La resistenza delle sezioni deve valutarsi con il metodo elastico, plastico o elasto-plastico per le sezioni compatte (classe 1 e 2), con il metodo elastico o elasto-plastico per le sezioni moderatamente snelle o snelle (classe 3 e 4),

Metodo plastico (P)

valutando gli effetti delle azioni nell'ipotesi di comportamento strutturale rigido-plastico, trascurando le deformazioni elastiche delle membrature e concentrando le deformazioni plastiche nelle sezioni di formazione delle cerniere plastiche. Il metodo è applicabile solo a strutture interamente composte da sezioni compatte di classe 1 e che la formazione delle cerniere plastiche non sia preceduta da instabilità delle membrature componenti e dal collasso dei collegamenti.

La resistenza delle sezioni deve determinarsi con il metodo plastico.

Il metodo plastico può essere usato nell'analisi globale della struttura o dei suoi elementi a condizione che l'acciaio soddisfi i seguenti ulteriori requisiti:

- il rapporto fra la resistenza minima a rottura per trazione e la resistenza minima di snervamento sia maggiore o uguale a 1,2;
- l'allungamento a rottura nel caso di lunghezza fra i riferimenti di $5,65 \cdot \sqrt{A_0}$ (dove A_0 è l'area della sezione trasversale originaria) non sia minore del 15%;
- il diagramma tensioni-deformazioni mostri che la deformazione a rottura corrispondente alla resistenza a rottura per trazione sia almeno 20 volte la deformazione a snervamento corrispondente alla resistenza di snervamento.

Metodo elasto-plastico (EP)

utilizzando i diagrammi elasto-plastici momento-curvatura delle sezioni nella modellazione strutturale.

In definitiva i percorsi possibili per l'analisi strutturale possono riassumersi come indicato nella seguente Tabella 5.2-I.

Tabella 5.2-I

Metodo di analisi globale	Metodo di calcolo della capacità resistente della sezione	Tipo di sezione
(E)	(E)	tutte ^(*)
(E)	(EP)	tutte ^(*)
(E)	(P)	compatte (classi 1 e 2)
(EP)	(EP)	tutte
(P)	(P)	compatte di classe 1

(*) per la classe 4 la capacità resistente è calcolata tenendo conto dell'instabilità locale (metodo delle larghezze efficaci, degli spessori efficaci, etc.)

5.2.2.4. Effetti delle deformazioni

Per quanto riguarda la geometria di riferimento, l'analisi strutturale può essere condotta con la

- teoria del primo ordine, vale a dire adottando la geometria iniziale della struttura,
- teoria del secondo ordine, tenendo conto delle variazioni della geometria iniziale per effetto delle deformazioni.

L'analisi globale può condursi con la teoria del primo ordine nei casi in cui possano ritenersi trascurabili gli effetti delle deformazioni sull'entità delle sollecitazioni e sulle condizioni di instabilità della struttura

5.2.3. VERIFICHE PER SITUAZIONI PERSISTENTI CON IL METODO DEI COEFFICIENTI PARZIALI

5.2.3.1. Verifiche agli stati limite ultimi

5.2.3.1.1. LE AZIONI E LE LORO COMBINAZIONI

Le azioni caratteristiche (carichi, distorsioni, variazioni termiche, ecc.) devono essere definite in accordo con quanto indicato nei capitoli 3, 4 e 6 delle presenti norme.

Per costruzioni civili o industriali di tipo corrente e per le quali non esistano regolamentazioni specifiche, le azioni di calcolo F_d si ottengono (nello spirito di quanto indicato nel capitolo 2) combinando le azioni caratteristiche secondo la seguente formula di correlazione:

$$F_d = \sum_{j=1}^m (\gamma_{Gj} \cdot \gamma_{EGj} \cdot G_{kj}) + \gamma_{Q1} \cdot \gamma_{EQ1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} \cdot \gamma_{Qi} \cdot \gamma_{EQi} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^l (\gamma_{Ph} \cdot \gamma_{EPH} \cdot P_{kh})$$

dove:

G_{kj} rappresenta il valore caratteristico della j -esima azione permanente (peso proprio, carichi permanenti portati, precompressione, ecc);

Q_{k1} rappresenta il valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;

Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i -esima azione variabile;

P_{kh} rappresenta il valore caratteristico della h -esima deformazione impressa (effetto della temperatura, deformazione del terreno, viscosità, ritiro, etc.)

$\gamma_G, \gamma_Q, \gamma_P$ rappresentano i coefficienti parziali;

γ_E rappresentano i coefficienti di modello delle azioni;

ψ_{0i} rappresentano i coefficienti di combinazione, da determinarsi sulla base di considerazioni statistiche, per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici.

È compito del progettista identificare il numero delle combinazioni di calcolo F_d da considerare e le specifiche caratteristiche di ciascuna di queste.

I valori dei coefficienti parziali e di modello sono riportati nelle seguenti tabelle: I coefficienti parziali, di amplificazione o riduzione, sono riferiti ai casi in cui l'azione considerata è rispettivamente a sfavore o a favore della sicurezza.

Tabella 5.2-II

	sfavorevoli alla sicurezza	favorevoli alla sicurezza
γ_{Gj}	1,4	0,9
γ_{Qi}	1,5	0
γ_{Ph}	1,2	0,9

Tabella 5.2-III

γ_{EGj}	1
γ_{EQi}	definiti nelle norme relative alle diverse azioni variabili
γ_{EPH}	1

Per gli edifici civili, in mancanza di studi specifici ed adeguati alla costruzione in esame, si possono attribuire ai coefficienti di combinazione ψ_{0i} i valori riportati nella Tabella 5.2-IV (per le combinazioni di carico che comprendono l'azione sismica si vedano gli specifiche regole per la combinazione delle azioni ed i valori dei coefficienti di combinazione forniti nel paragrafo 3.2):

Tabella 5.2-IV

Azione	ψ_{0i}
carichi variabili nei fabbricati per abitazione ed uffici	0,7
negozi, uffici aperti al pubblico ed autorimesse	0,7
magazzini, depositi	1,0
variazioni termiche	0,6
vento	0,6
neve	0,6

Per le altre tipologie costruttive (ponti, gallerie, edifici industriali ecc.) competerà al Progettista ed al Committente, di concerto, la definizione dei valori di ψ .

Il contributo delle distorsioni (concentrate o diffuse), non imposte appositamente, deve essere trascurato se il suo effetto aumenta la sicurezza della struttura.

Nelle verifiche di sicurezza a fatica si adoterà un coefficiente parziale unico per tutte le azioni

$$\gamma_{FF} = 1.$$

5.2.3.1.2. STATO LIMITE DI EQUILIBRIO

Per ogni prevedibile situazione di progetto andrà verificata la possibilità di perdita dell'equilibrio per ribaltamento o scorrimento della struttura o di parti di essa come corpi rigidi, imponendo che:

$$E_d = E_{d,dstb} \leq R_d = E_{d,stb}$$

essendo $E_{d,dstb}$ e $E_{d,stb}$ rispettivamente gli effetti di progetto delle azioni instabilizzanti e stabilizzanti.

In particolare dovrà essere posta attenzione alle situazioni transitorie in fase di montaggio o riparazione, in particolare nei casi di sbalzi con tiranti provvisori o definitivi, di strutture con sezione a cassone ed appoggi puntuali, di travi o altri elementi da controventare.

5.2.3.1.3. STATI LIMITE ULTIMI

Si verificherà la sicurezza nei confronti dello stato limite di rottura, per formazione di meccanismo e di instabilità imponendo che:

- nello stato limite di rottura

$$E_d = S_d \leq R_d$$

essendo S_d la distribuzione di sollecitazioni generate nella struttura da ogni combinazione delle azioni di progetto presa in considerazione e R_d quella delle corrispondenti resistenze di progetto;

- nello stato limite per formazione di meccanismo

$$E_d \leq R_d$$

rappresentando E_d le azioni di progetto e R_d le azioni che, nella medesima combinazione, generano l'instaurarsi di un meccanismo cinematico;

- nello stato limite di instabilità

$$E_d \leq R_d$$

rappresentando E_d le azioni di progetto e R_d le azioni che, nella medesima combinazione, inducono, per effetti del secondo ordine, instabilità globale della struttura o delle sue membrature.

5.2.3.1.3.1. Calcolo degli effetti delle azioni

Il calcolo dovrà condursi con appropriati metodi della meccanica strutturale, secondo i criteri indicati in 5.2.2.

5.2.3.1.3.2. Calcolo delle resistenze

La resistenza di calcolo dell'acciaio si assume pari a:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_M$$

$$\gamma_M = \gamma_m \gamma_{E,d}$$

essendo f_{yk} il valore della resistenza caratteristica dell'acciaio impiegato da assumersi come indicato nel capitolo 11, e $\gamma_m = 1.15$ è il coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza del materiale, mentre $\gamma_{E,d}$ è il coefficiente di modello.

I valori del coefficiente $\gamma_{E,d}$ sono riportati nella tabella 5.2-V, intendendo doversi assumere il valore $\gamma_{E,d} = 1$ per i casi ivi non esplicitamente considerati.

Tabella 5.2-V

	Elemento o tipo di verifica	γ_{Ed}
Per il materiale	Sezioni di classe 1-2-3-4	1,05
	Fenomeni di instabilità	1,05
	Resistenza sezioni nette	1,09
	Resistenza diaframmi e controventi	1,09
Per i collegamenti	Bulloni	1,09
	Saldature	1,09
Per scorrimento unioni ad attrito	Stato limite ultimo	1,09
	Stato limite di servizio	1,09
Per la resistenza a fatica (punto 5.2.3.1.4.)		1,09
Per la fragilità	Non saldate	1,00
	Saldate	1,25

Il Committente e il Progettista, di concerto, fatti salvi i livelli di sicurezza stabiliti nelle presenti norme, possono utilizzare valori diversi per γ_{Ed} giustificati con riferimento a specifiche indicazioni contenute in codici internazionali riconosciuti ovvero nella letteratura tecnica consolidata.

5.2.3.1.4. Stato limite di fatica

Per le strutture soggette a carichi ciclici deve essere verificata la resistenza a fatica imponendo che

$$E_d \leq R_d$$

rappresentando E_d e R_d rispettivamente gli effetti di fatica prodotti dalle azioni di progetto e la resistenza a fatica, ovvero, indicando come indicatore di danno il rapporto $D_d = E_d / R_d$, imponendo che

$$D_d \leq 1$$

valutando D_d come indicato nei successivi paragrafi e adottando un coefficiente di sicurezza parziale per le azioni $\gamma_{FF} = 1,0$. Nel caso degli edifici la verifica a fatica non è di regola necessaria, salvo i casi di membrature cui sono applicati dispositivi di sollevamento dei carichi o macchine vibranti, o sottoposte a forti oscillazioni dall'azione del vento o della folla.

5.2.3.1.4.1. Carichi ad ampiezza costante

Per i carichi ad ampiezza costante si assumerà:

$$D_d = \gamma_M \Delta_{\text{tens,d}} / \Delta_R$$

essendo

$\Delta_{\text{tens,d}}$ il campo di variazione delle tensioni normali o tangenziali indotta dalle azioni di progetto,

Δ_R la resistenza a fatica per la relativa categoria dei dettagli costruttivi, come desumibile dalle curve di resistenza a fatica, per il numero totale di cicli di sollecitazione N applicati durante la vita di progetto richiesta,

γ_M il coefficiente definito al punto 5.2.3.1.3.2.

5.2.3.1.4.2. Carichi ad ampiezza variabile

Per carichi ad ampiezza variabile definiti da uno spettro di progetto la resistenza a fatica potrà essere valutata con il metodo del danno cumulativo.

Quando la massima escursione tensionale dovuta ai carichi di progetto ad ampiezza variabile sia più alta del limite di fatica ad ampiezza costante, l'indicatore di danno dovrà valutarsi alternativamente con il criterio del danneggiamento cumulativo o con quello dell'ampiezza costante equivalente, come di seguito indicato.

a) criterio del danneggiamento cumulativo

Si assumerà

$$D_d = \sum (n_i / N_i)$$

essendo

n_i il numero di cicli di ampiezza $\Delta_{\text{tens},d,i}$ delle tensioni normali o tangenziali indotte dalle azioni di progetto durante la vita di progetto richiesta,

N_i il numero di cicli di ampiezza $\gamma_M \Delta_{\text{tens},d,i}$ che causa il collasso a fatica per la relativa categoria dei dettagli costruttivi, come desumibili dalle curve di resistenza a fatica, con γ_M il coefficiente definito al punto 5.2.3.1.3.2.

b) criterio dell'ampiezza costante equivalente

Si assumerà

$$D_d = \gamma_M \Delta_{\text{tens},E} / \Delta_R$$

essendo

$\Delta_{\text{tens},E}$ il campo di variazione delle tensioni equivalente, ad ampiezza costante, che, per un assegnato numero di cicli, porta allo stesso danneggiamento cumulativo dello spettro di progetto,

Δ_R la resistenza a fatica per la relativa categoria dei dettagli costruttivi, per lo stesso numero di cicli usato per determinare $\Delta_{\text{tens},E}$,

γ_M il coefficiente definito al punto 5.2.3.1.3.2.

Nel caso di combinazioni di tensioni normali e tangenziali, la valutazione della resistenza a fatica dovrà considerare i loro effetti congiunti adottando idonei criteri di combinazione del danno.

Nella valutazione della resistenza a fatica dovrà tenersi conto dello spessore del metallo base nel quale può innescarsi una potenziale cricca.

Nel caso di dettagli costruttivi per i quali sia nota la curva di resistenza a fatica le escursioni tensionali saranno riferite alle *tensioni nominali*, vale a dire alle tensioni nel metallo base in prossimità della potenziale cricca calcolate in accordo alla teoria della resistenza elastica dei materiali, senza tener conto degli effetti di concentrazione delle tensioni.

Per i dettagli costruttivi dei quali non sia nota la curva di resistenza a fatica le escursioni tensionali potranno riferirsi alle *tensioni geometriche o di picco*, vale a dire alle tensioni massime principali nel metallo base in prossimità della potenziale cricca, tenendo conto degli effetti delle concentrazioni di tensione dovute alla geometria globale del particolare dettaglio costruttivo, escludendo però gli effetti di concentrazioni locali dovuti alla geometria della saldatura ed alle discontinuità nella stessa e nel metallo base adiacente, secondo le modalità e le limitazioni specifiche del metodo, nell'ambito della meccanica della frattura.

Nelle verifiche a fatica è consentito tener conto degli effetti benefici di eventuali trattamenti termici.

5.2.3.2. Verifiche agli stati limite di servizio

Le verifiche devono essere condotte confrontando con i valori limite ammissibili quelli calcolati modellando la struttura in modo da tener conto di tutti i fattori che ne possono influenzare la risposta nel comportamento che si analizza, quali la temperatura, le rigidità torsionali e a taglio, i cedimenti differenziali, gli effetti del secondo ordine, le rigidità effettive dei nodi, imperfezioni geometriche significative e le eccentricità non intenzionali.

Le azioni devono essere scelte con intensità, distribuzione e caratteristiche il più possibile aderenti alla situazione della struttura in esercizio, nonché critiche per il tipo di prestazione che si intende analizzare.

Per le caratteristiche dei materiali si farà riferimento ai valori definiti in 5.2.3.1.3.2.

I valori limite indicati nel seguito possono essere modificati quando concordati dal progettista con il committente. Valori più rigorosi potranno comunque essere adottati quando giustificati dalle peculiarità della costruzione e dei materiali non strutturali.

5.2.3.2.1. LE AZIONI E LE LORO COMBINAZIONI

Le azioni caratteristiche (carichi, distorsioni, variazioni termiche, ecc.) devono essere definite in accordo con quanto indicato nei capitoli 3, 4 e 6 delle presenti norme.

Per costruzioni civili o industriali di tipo corrente e per le quali non esistano regolamentazioni specifiche, le azioni di calcolo F_d si ottengono (nello spirito di quanto indicato nel capitolo 2) combinando le azioni caratteristiche secondo le seguenti formule di correlazione:

combinazioni frequenti:

$$F_d = \sum_{j=1}^m \gamma_{Gj} \cdot \gamma_{EGj} \cdot G_{kj} + \psi_{11} \cdot \gamma_{Q1} \cdot \gamma_{EQ1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \cdot \gamma_{Qi} \cdot \gamma_{EQi} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^l \gamma_{Ph} \cdot \gamma_{EPH} \cdot P_{kh}$$

combinazioni quasi permanenti:

$$F_d = \sum_{j=1}^m \gamma_{Gj} \cdot \gamma_{EGj} \cdot G_{kj} + \psi_{21} \cdot \gamma_{Q1} \cdot \gamma_{EQ1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \cdot \gamma_{Qi} \cdot \gamma_{EQi} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^l \gamma_{Ph} \cdot \gamma_{EPH} \cdot P_{kh}$$

dove:

G_{kj} , P_{kh} , Q_{k1} , Q_{ki} sono definiti al punto 5.2.3.1.1.;

γ_G , γ_Q , γ_P rappresentano i coefficienti parziali, così come definiti nella tabella 5.2-VIa;

γ_E rappresentano i coefficienti di modello delle azioni, così come definiti nella tabella 5.2-VIb;

ψ_{1i} sono i coefficienti atti a definire i valori delle azioni variabili assimilabili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei, da adottarsi in conformità con quanto indicato nel seguito;

ψ_{2i} sono i coefficienti atti a definire i valori quasi permanenti delle azioni variabili assimilabili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei, da adottarsi in conformità con quanto indicato nel seguito.

È compito del progettista identificare il numero delle combinazioni di calcolo F_d da considerare e le specifiche caratteristiche di ciascuna di queste.

Tabella 5.2-VIa

	sfavorevoli alla sicurezza	favorevoli alla sicurezza
γ_{Gj}	1,0	0,9
γ_{Qi}	1,0	0
γ_{Ph}	1,0	0,9

Tabella 5.2-VIb

γ_{EGj}	1
γ_{EQi}	definiti nelle norme relative alle diverse azioni variabili
γ_{EP_h}	1

Per gli edifici di civile abitazione e per i carichi variabili, in mancanza di informazioni specifiche ed adeguate, si possono attribuire ai coefficienti ψ_{0i} i valori indicati nella Tabella 5.2-IV e ai coefficienti ψ_{1i} e ψ_{2i} i valori riportati nella Tabella 5.2-VII (per le combinazioni di carico che comprendono l'azione sismica si vedano gli specifiche regole per la combinazione delle azioni ed i valori dei coefficienti di combinazione forniti nel paragrafo 3.2):

Tabella 5.2-VII

Azione	ψ_{1i}	ψ_{2i}
carichi variabili nei fabbricati per abitazione ed uffici	0,5	0,3
negozi, uffici aperti al pubblico ed autorimesse	0,7	0,6
magazzini, depositi	0,9	0,8
Variazioni termiche	0,5	0
Vento	0,2	0
Neve	0,3	0,1

Per tutte le azioni variabili non contemplate nella Tabella 5.2-VII, si deve assumere $\psi = 1,0$, ovvero dimostrare la ragionevolezza di valori inferiori all'unità.

Il contributo delle distorsioni (concentrate o diffuse), non imposte appositamente, deve essere trascurato se a favore della sicurezza.

È opportuno sottolineare come, nell'ambito delle verifiche agli stati limite di esercizio tra le azioni variabili da prendere in considerazione debbano essere contemplate anche le azioni di tipo ambientale, quali, ad esempio, l'effetto di agenti chimico-fisici, facendo riferimento (per l'individuazione delle varie azioni) a quanto indicato in apposita letteratura tecnica.

5.2.3.2.2. STATO LIMITE DI SPOSTAMENTI

Il valore massimo dello spostamento ortogonale all'asse dell'elemento è definito come

$$\delta_{\max} = \delta_1 + \delta_2$$

essendo

- δ_{\max} lo spostamento massimo (freccia) riferito alla retta congiungente due sezioni consecutive di momento flettente nullo,
- δ_1 lo spostamento dovuto ai carichi permanenti immediatamente dopo l'applicazione degli stessi,
- δ_2 la variazione dello spostamento dovuta ai carichi variabili e ad eventuali variazioni nel tempo di quelli prodotti dai carichi permanenti.

5.2.3.2.3. SPOSTAMENTI VERTICALI

Nel caso di coperture, solai e travi di edifici ordinari, i limiti per δ_{\max} e δ_2 sono da assumersi per combinazioni frequenti delle azioni, pari a frazioni della luce l definita come la distanza fra due sezioni di momento nullo o, nel caso di mensole, pari al doppio della loro lunghezza.

I valori di tali limiti sono da definirsi in funzione degli effetti sugli elementi portati, della qualità del comfort richiesto alla costruzione, delle caratteristiche degli elementi strutturali e non strutturali gravanti sull'elemento considerato, delle eventuali implicazioni di una eccessiva deformabilità sul valore dei carichi agenti. Il Progettista ed il Committente, di concerto, possono fare anche riferimento a specifiche indicazioni contenute in codici internazionali riconosciuti ovvero nella letteratura tecnica consolidata.

5.2.3.2.4. SPOSTAMENTI LATERALI

Negli edifici gli spostamenti laterali alla sommità delle colonne per le combinazioni frequenti delle azioni devono generalmente limitarsi ad una frazione dell'altezza della colonna e dell'altezza complessiva dell'edificio da valutarsi in funzione degli effetti sugli elementi portati, della qualità del comfort richiesto alla costruzione, delle eventuali implicazioni di una eccessiva deformabilità sul valore dei carichi agenti. Il Committente ed il Progettista, di concerto, possono fare anche riferimento a specifiche indicazioni contenute in codici internazionali riconosciuti ovvero nella letteratura tecnica consolidata.

5.2.3.2.5. STATO LIMITE DI DEFORMAZIONI DELL'ANIMA

Le deformazioni laterali delle anime devono essere limitate per evitare effetti negativi, per impedire bruschi cambi di forma della configurazione di equilibrio ed evitare fessurazioni da fatica nei cordoni di saldatura fra anima e piattabande.

A tal fine le deformazioni laterali delle anime dovranno essere verificate per le combinazioni frequenti delle azioni nei riguardi sia della possibilità di instabilità trasversale dell'anima nel suo complesso che della instabilità locale dovuta alle azioni indotte dalla curvatura delle piattabande o da carichi concentrati su queste ultime.

5.2.3.2.6. STATO LIMITE DI VIBRAZIONI

Le verifiche devono essere condotte adottando le combinazioni frequenti di progetto.

5.2.3.2.6.1. Edifici

Nel caso di solai praticati regolarmente da persone, la frequenza naturale più bassa della struttura del solaio non deve essere minore di 3 cicli/sec.

Nel caso di solai soggetti a movimenti ciclici la frequenza naturale più bassa non deve essere inferiore a 5 cicli/sec. In alternativa a tali limitazioni potrà condursi un controllo di accettabilità della percezione delle vibrazioni. Il Committente ed il Progettista, di concerto, potranno utilizzare criteri e rispettare limitazioni con riferimento a specifiche indicazioni contenute in codici internazionali riconosciuti ovvero nella letteratura tecnica consolidata.

5.2.3.2.6.2. Strutture di elevata flessibilità e soggette a carichi ciclici

I carichi ciclici provocano nella struttura una risposta dinamica con vibrazioni. Per garantire un livello tollerabile di vibrazioni, si assume come indice di percezione delle vibrazioni il parametro I_v

$$I_v = 0,8 f_0^2 d / (1 + 0,032 f_0^2)^{0,5}$$

essendo

f_0 la frequenza del primo modo di vibrare verticale della struttura in cicli/sec

d l'ampiezza della vibrazione in mm

che, per velocità massima di 130 km/h, diventa

$$I_v = 7,2 f_0^{0,5} / (1 + 0,032 f_0^2)^{0,5}$$

Per garantire un livello tollerabile di percezione delle vibrazioni si assumerà per tale indice un limite massimo pari a

10 per ponti stradali

4 per ponti stradali con limitato traffico pedonale (extra urbani)

2 per passerelle pedonali o ponti stradali con significativo traffico pedonale (urbani).

Per i ponti ferroviari vale invece quanto indicato in 6.3.

Il Committente ed il Progettista, di concerto, possono utilizzare metodologie e limitazioni diverse con riferimento a specifiche indicazioni contenute in codici internazionali riconosciuti ovvero nella letteratura tecnica consolidata.

5.2.3.2.6.3. Oscillazioni prodotte dal vento

Le strutture di elevata flessibilità, quali edifici alti e snelli, coperture molto ampie, etc., devono essere verificate per gli effetti indotti dall'azione dinamica del vento sia per le vibrazioni nel piano che per quelle perpendicolari all'azione del vento.

Le verifiche devono condursi per le vibrazioni indotte dalle raffiche e per quelle indotte dai vortici.

5.2.3.2.7. Stato limite di plasticizzazioni locali

Nelle strutture in acciaio è normale che la presenza di tensioni residue da processi di fabbricazione, tolleranze, particolarità di alcuni dettagli, variazioni localizzate della temperatura, producano concentrazioni di tensioni e conseguenti plasticizzazioni localizzate che comunque non affiggono la sicurezza dell'opera nei confronti degli stati ultimi a meno di situazioni di instabilità delle membrature o rotture per fatica a basso numero di cicli. A fronte di tali eventualità ci si deve cautelare mediante specifiche verifiche qualora il comportamento della struttura sia significativamente diverso da quello lineare.

Qualora si adotti una analisi plastica globale della struttura allo stato limite ultimo occorre verificare l'eventualità che si abbia anche una ridistribuzione plastica di forze e momenti allo stato limite di servizio, controllando in tal caso che tale condizione non sia di carattere ripetuto e tenendone comunque conto nel calcolo delle deformazioni da limitare.

5.2.3.3. Metodi di verifica semplificati

Il progettista deve prestare particolare attenzione al soddisfacimento delle ipotesi assunte alla base dei metodi tensionali di cui al punto 2.8 e, in particolare, all'ipotesi di linearità tra le azioni applicate e le sollecitazioni.

5.2.3.3.1. MODALITÀ DI VERIFICA SEMPLIFICATE

Deve essere verificata la sicurezza nei confronti dell'equilibrio globale, della resistenza per rottura dei materiali o per instabilità, della fatica, e la idoneità funzionale in esercizio, valutando in ogni caso le azioni e le loro combinazioni come indicato nel punto 5.2.3.3.2.

L'analisi strutturale è condotta con metodo elastico, determinando in tal modo sia la capacità resistente delle sezioni, come indicato in 5.3.2.2, che lo stato di sollecitazione nelle varie parti della struttura.

Le verifiche di equilibrio globale e quelle di fatica sono condotte come indicato nei punti 5.2.3.1.2. e 5.2.3.1.4.

Le verifiche di resistenza si effettuano determinando gli stati tensionali nei materiali ed imponendo che in ogni caso non vengano superati i valori massimi delle resistenze di calcolo indicate in 5.2.3.3.3.

Le verifiche di funzionalità in esercizio si conducono come indicato in 5.2.3.2 con le azioni valutate come in 5.2.3.3.2.

5.2.3.3.2. LE AZIONI E LE LORO COMBINAZIONI

Le azioni (carichi, distorsioni, variazioni termiche) devono essere definite in accordo con quanto indicato nei capitoli 3, 4 e 6 delle presenti norme.

Per costruzioni civili o industriali di tipo corrente e per le quali non esistano regolamentazioni specifiche, le azioni devono essere combinate come di seguito indicato:

$$F_d = \sum_{j=1}^m G_{kj} + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} \cdot \gamma_{Qi} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^l P_{kh}$$

dove:

F_d rappresenta la combinazione di carico;

i simboli $+$ e \sum indicano l'applicazione concomitante dei rispettivi addendi;

G_{kj} rappresenta il valore caratteristico (o nominale) della j -esima azione permanente;

P_{kh} rappresenta il valore caratteristico della h -esima forza di precompressione;

Q_{k1} rappresenta il valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;

Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i -esima azione variabile;

- γ_{Qi} da assumere uguali ad 1, uguali a 0 solo nel caso in cui il contributo del carico variabile sia a favore di sicurezza;
- ψ_{0i} rappresentano i coefficienti di combinazione, da determinarsi sulla base di considerazioni statistiche, per tenere conto della ridotta probabilità di intervento simultaneo di tutte le azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici.

È compito del progettista identificare il numero delle combinazioni F_d da considerare e le specifiche caratteristiche di ciascuna di queste.

In mancanza di informazioni specifiche ed adeguate, si possono attribuire ai coefficienti ψ_{0i} i valori indicati in Tabella 5.2-IV.

Il contributo delle deformazioni impresse, non imposte appositamente, deve essere trascurato se a favore della sicurezza.

5.2.3.3.3. LE RESISTENZE DI CALCOLO DEI MATERIALI

Nelle verifiche di resistenza a rottura del materiale si assume

- per tensioni normali $\sigma_d = f_{yk}/1,5$
- per tensioni tangenziali $\tau_d = f_{yk}/1,5\sqrt{3}$.

Nel caso di presenza contemporanea di tensioni normali e tangenziali la verifica si effettua riconducendo lo stato tensionale effettivo ad uno monoassiale equivalente ai fini della sicurezza caratterizzato da una tensione normale ideale da valutarsi, nel caso più generale di stato tensionale triassiale, come

$$\sigma_d = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + \sigma_z^2 - \sigma_x \sigma_y - \sigma_x \sigma_z - \sigma_y \sigma_z + 3\tau_{xy}^2 + 3\tau_{xz}^2 + 3\tau_{yz}^2}$$

Nelle verifiche di stabilità dell'equilibrio le tensioni σ_d e τ_d si assumeranno pari a

$$\begin{aligned} \sigma_d &= \sigma_c/1,5 \\ \tau_d &= \tau_c/1,5 \end{aligned}$$

essendo σ_c e τ_c i massimi valori nominali delle tensioni corrispondenti alla situazione di collasso della struttura, di una membratura o di parti di esse e quindi dedotti mediante l'impiego di modelli e/o analogie numerici e/o sperimentali che prendano in dovuta considerazione il comportamento elastoplastico del materiale e le imperfezioni geometriche e strutturali potendosi a tal fine fare univoco riferimento a specifiche indicazioni contenute in codici internazionali riconosciuti ovvero nella letteratura tecnica consolidata.

Il riferimento a più codici nello stesso progetto è ammissibile solo per quanto non contemporaneamente contemplato negli stessi e purché non in contrasto con le ipotesi poste a base del calcolo.

5.2.4 VERIFICHE PER SITUAZIONI PROGETTUALI TRANSITORIE

Per le situazioni costruttive transitorie, come quelle che si hanno durante le fasi della costruzione, dovranno adottarsi tecnologie costruttive e programmi di lavoro che non possano provocare danni permanenti alla struttura o agli elementi strutturali che possano riverberarsi sulla sicurezza dell'opera.

L'entità delle azioni ambientali da prendere in conto saranno determinate dal progettista in relazione al tempo dell'azione transitoria e della tecnologia esecutiva.

5.2.5 VERIFICHE PER SITUAZIONI PROGETTUALI ACCIDENTALI

Per situazioni progettuali accidentali, il progetto dovrà dimostrare la robustezza della costruzione mediante procedure di scenario di danno per i quali i γ dei materiali possono essere assunti pari all'unità.

5.2.6. PROGETTAZIONE INTEGRATA DA PROVE

5.2.6.1. Generalità

Quando si ritiene che il modello di calcolo non sia sufficiente a descrivere correttamente il comportamento della struttura o di suoi componenti, la verifica della sicurezza potrà essere condotta sostituendo o integrando le calcolazioni teoriche con risultati sperimentali.

Dai risultati delle prove verrà ricavato il valore caratteristico R_{ks} delle resistenze dell'elemento strutturale.

La verifica di sicurezza si effettuerà quindi imponendo che il valore di progetto delle resistenze sia maggiore o eguale al valore del corrispondente effetto di progetto, vale a dire controllando che

$$R_{ds} = R_{ks} / \gamma_M \geq E_d$$

essendo γ_M il coefficiente pari a quello corrispondente alla modalità di rottura dell'elemento strutturale.

5.2.6.2. Pianificazione ed esecuzione delle prove

Il progettista dovrà predisporre un dettagliato programma delle prove, indicando lo scopo delle stesse, le direttive e le specifiche necessarie per la scelta e la preparazione dei campioni, i controlli da effettuarsi prima dell'inizio delle prove, le modalità di esecuzione delle stesse e di effettuazione delle misure.

5.2.6.3. Documentazione

La sperimentazione dovrà essere dettagliatamente documentata con

- programma delle prove
- descrizione e specifiche dei campioni
- dettagli delle configurazioni di prova
- modalità di esecuzione delle prove
- rapporto sulle misurazioni effettuate
- valutazione e interpretazione dei risultati.

5.2.7. COLLEGAMENTI

5.2.7.1. Generalità

I collegamenti devono avere una resistenza di progetto in grado di garantire che la struttura rimanga efficiente e sia in grado di soddisfare tutti i requisiti di progetto.

I coefficienti parziali di sicurezza per valutarne le resistenze di progetto sono quelli indicati in Tabella 5.2-V

5.2.7.2. Dimensionamento

5.2.7.2.1. SOLLECITAZIONI

Le sollecitazioni agenti nei collegamenti allo stato limite ultimo si valuteranno con i criteri indicati in 5.2.2, considerando gli effetti del secondo ordine, delle imperfezioni e della deformabilità dei collegamenti nel caso di collegamenti semi-rigidi.

Le sollecitazioni così determinate possono essere distribuite in modo realistico e razionale nei singoli elementi costituenti il collegamento a condizione che

- le azioni così ripartite fra gli elementi del collegamento siano in equilibrio con quelle applicate e soddisfino la condizione di resistenza dei singoli elementi;
- le deformazioni derivanti da tale distribuzione non superino la capacità di deformazione dei singoli elementi del collegamento per evitare il pericolo di un collasso prematuro a catena.

5.2.7.2.2. RESISTENZE

La resistenza di progetto a taglio dei bulloni sarà assunta pari al minore dei valori della resistenza di progetto a taglio del gambo e la resistenza di progetto a rifollamento.

La resistenza a trazione dei bulloni si assumerà pari al minore dei valori della resistenza a trazione del bullone e della resistenza a punzonamento della testa del bullone e/o del dado.

La sicurezza di un bullone soggetto contemporaneamente a taglio e trazione si verificherà adottando equazioni in cui siano combinate le azioni semplici di progetto di taglio e trazione con le relative resistenze di progetto.

La resistenza di progetto allo scorrimento di un bullone ad attrito si calcolerà assumendo una forza di precarico pari al 70% della resistenza ultima a trazione del bullone e adottando un coefficiente di attrito pari a

- 0,45 quando le giunzioni siano sabbiolate al metallo bianco,
- 0,30 in tutti gli altri casi.

Coefficienti di attrito più favorevoli potranno essere utilizzati solo a seguito di indagini sperimentali su collegamenti di tipologia e dimensioni analoghe a quelle in esame.

5.2.7.3. Intersezioni

I componenti che convergono in un giunto devono di norma essere posizionati in modo che i loro assi baricentrici convergano in un punto.

Quando ciò non accade, le conseguenti eccentricità devono essere tenute in considerazione, ad eccezione dei casi di particolari tipi di strutture per le quali sia stato dimostrato che ciò non è necessario.

5.2.7.4. Collegamenti soggetti a vibrazioni, urti e/o inversioni di carico

Nei collegamenti soggetti a taglio e così sollecitati devono adottarsi giunzioni saldate, bulloni con dispositivi anti-allentamento, bulloni precaricati, bulloni in fori calibrati o altri tipi di bulloni che prevengano efficacemente lo scorrimento.

5.2.8. REQUISITI PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE

5.2.8.1. Premesse e generalità

I requisiti di seguito specificati devono intendersi i minimi richiesti per strutture soggette a prevalenti carichi statici.

Per strutture soggette a prevalenti fenomeni di fatica deve prendersi in considerazione la necessità di requisiti più elevati o addizionali.

Deve essere fornita una specifica di progetto contenente i dettagli di tutti i requisiti per i materiali, la fabbricazione, il montaggio, i controlli e l'accettazione necessari ad assicurare la conformità alle ipotesi di progetto.

5.2.8.2. Acciaio incrudito

È proibito l'impiego di acciaio incrudito in ogni caso in cui si preveda la plasticizzazione del materiale (analisi plastica, azioni sismiche o accidentali, etc.) o prevalgano i fenomeni di fatica.

5.2.8.3. Preparazione del materiale

Qualsiasi raddrizzatura o sagomatura deve essere eseguita con metodi che non riducano le proprietà del materiale al di sotto di quelle specificate.

Le strutture zincate dovranno essere raddrizzate o sagomate nuovamente, qualora necessario, per soddisfare i limiti di tolleranza specificati.

Le superfici e i bordi dovranno essere esenti da difetti che possano compromettere l'efficacia del metodo di protezione superficiale previsto.

Per le superfici di appoggio a contatto devono essere specificati i livelli di qualità della spianatura necessari per trasmettere le forze di progetto.

Qualsiasi trattamento speciale per gli smussi dovrà essere esplicitamente indicato nelle specifiche di progetto.

5.2.8.4. Tolleranze

Le tolleranze sono gli scostamenti limite degli elementi strutturali rispetto alla geometria teorica di progetto e vanno indicate dal progettista distinguendo le tolleranze di montaggio da quelle di fabbricazione.

Quando gli scarti superano le tolleranze il calcolo strutturale deve essere riferito alla nuova geometria.

5.2.8.4.1. TOLLERANZE DI MONTAGGIO

Per la definizione delle tolleranze di montaggio ammissibili, il progettista potrà fare riferimento ai valori forniti da codici di riconosciuta affidabilità purchè congruenti con le ipotesi di calcolo assunte nella progettazione.

5.2.8.4.2. TOLLERANZE DI FABBRICAZIONE

Le tolleranze di fabbricazione devono garantire la costruibilità dell'opera senza indurre forzature e stati di coazione nei collegamenti ovvero negli elementi strutturali. I loro valori devono rispettare quanto indicato in proposito nel capitolo 11.

5.2.8.5. Composizione degli elementi strutturali**5.2.8.5.1. SPESSORI LIMITE**

È vietato l'uso di profilati con spessore $t < 4$ mm .

Le limitazioni di cui sopra non riguardano elementi e profili sagomati a freddo.

5.2.8.5.2. IMPIEGO DEI FERRI PIATTI

L'impiego di piatti o larghi piatti, in luogo di lamiera, per anme e relativi coprighiunti delle travi a parete piena, e in genere per gli elementi in lastra soggetti a stati di tensione biassiali appartenenti a membrature aventi funzione statica non secondaria, è ammesso solo se i requisiti di accettazione prescritti per il materiale (in particolare quelli relativi alle prove di piegamento a freddo e resilienza) siano verificati anche nella direzione normale a quella di laminazione.

5.2.8.5.3. VARIAZIONI DI SEZIONE

Le eventuali variazioni di sezione di una stessa membratura devono essere il più possibile graduali, soprattutto in presenza di fenomeni di fatica. Di regola sono da evitarsi le pieghe brusche.

In ogni caso si deve tener conto degli effetti dell'eccentricità.

Nelle lamiera o piatti appartenenti a membrature principali e nelle piastre di attacco le concentrazioni di sforzo in corrispondenza di angoli vivi rientranti debbono essere evitate mediante raccordi i cui raggi sono indicati nei disegni di progetto.

5.2.8.5.4. GIUNTI TIPO MISTO

In uno stesso giunto è vietato l'impiego di differenti metodi di collegamento di forza (ad esempio saldatura e bullonatura), a meno che uno solo di essi sia in grado di sopportare l'intero sforzo ovvero sia dimostrato per via sperimentale o numerica che la disposizione costruttiva è esente dal pericolo di collasso prematuro a catena.

5.2.8.6. Unioni a taglio con bulloni normali**5.2.8.6.1. BULLONI**

La lunghezza del tratto non filettato del gambo del bullone deve essere in generale maggiore di quella della parti da serrare e si deve sempre far uso di rosette. Qualora resti compreso nel foro un tratto filettato se ne deve tenere adeguato conto nelle verifiche di resistenza.

In presenza di vibrazioni o inversioni di sforzo, si devono impiegare controdadi oppure rosette elastiche, tali da impedire l'allentamento del dado. Per bulloni con viti 8.8 e 10.9 è sufficiente l'adeguato serraggio.

5.2.8.6.2. TOLLERANZE FORO – BULLONE. INTERASSI DEI BULLONI E DISTANZE DAI MARGINI

I fori devono avere un diametro uguale a quello del bullone maggiorato non più di 1 mm per diametri del bullone inferiori a 20 mm. e di 1,5 mm per diametri dei bulloni superiori a 20 mm.

In rapporto al diametro d dei bulloni, ovvero al più piccolo t_1 tra gli spessori collegati dai bulloni, devono essere soddisfatte le limitazioni seguenti:

- per le file prossime ai bordi:

$$10 \geq p/d \geq 3$$

$$3 \geq a/d \geq 2$$

$$3 \geq a_1/d \geq 1,5$$

$$p/t_1 \left\{ \begin{array}{l} \leq 15 \text{ per gli elementi compressi} \\ \leq 25 \text{ per gli elementi tesi} \end{array} \right.$$

$$\left. \begin{array}{l} a/t_1 \\ a_1/t_1 \end{array} \right\} \leq 6 (\leq 9 \text{ se il margine è irrigidito})$$

dove:

p è la distanza tra centro e centro di bulloni contigui;

a è la distanza dal centro di un bullone al margine degli elementi da collegare ad esso più vicino nella direzione dello sforzo;

a_1 , è la distanza come la precedente a , ma ortogonale alla direzione dello sforzo;

t_1 è il minore degli spessori degli elementi collegati.

Quando si tratti di opere non esposte alle intemperie, le ultime due limitazioni possono essere sostituite dalle seguenti:

$$\left. \begin{array}{l} a/t_1 \\ a_1/t_1 \end{array} \right\} \leq 12$$

Il Committente ed il Progettista, di concerto, possono utilizzare valori diversi di quelli sopra indicati purché questi ed i conseguenti metodi di verifica del collegamento bullonato, possono essere giustificati con riferimento a specifiche indicazioni contenute in codici internazionali riconosciuti ovvero nella letteratura tecnica consolidata.

5.2.8.7. Unioni ad attrito con bulloni ad alta resistenza

5.2.8.7.1. BULLONI

I bulloni, i dadi e le rosette devono portare, in rilievo impresso, il marchio di fabbrica e la classificazione secondo la UNI EN 20898.

5.2.8.7.2. INTERASSE DEI BULLONI E DISTANZE DAI MARGINI

Valgono le limitazioni di cui al punto 5.2.8.6.2.

5.2.8.8. Unioni saldate

Le saldature devono essere previste eseguite con uno dei procedimenti indicati nel Capitolo 11.

È ammesso l'uso di procedimenti diversi purché garantiti da adeguata documentazione tecnica.

Le saldature dovranno in ogni caso essere sottoposte a controlli non distruttivi finali al fine di accertare la rispondenza ai livelli di qualità richiesti dal progetto.

L'entità ed il tipo di controlli sono definiti nel capitolo 11.

5.2.8.9. Unioni per contatto

Le superfici di contatto devono essere convenientemente piane ed ortogonali all'asse delle membrature collegate.

Le membrature senza flange di estremità devono avere le superfici di contatto segate o, se occorre, lavorate con la piallatrice, la fresatrice o la molatrice.

Per le membrature munite di flange di estremità si devono distinguere i seguenti casi:

- per flange di spessore inferiore o uguale a 50 mm è sufficiente la spianatura alla pressa o con sistema equivalente;
- per flange di spessore compreso tra i 50 ed i 100 mm, quando non sia possibile una accurata spianatura alla pressa, è necessario procedere alla piallatura o alla fresatura delle superfici di appoggio;
- per flange di spessore maggiore di 100 mm le superfici di contatto devono sempre essere lavorate alla pialla o alla fresa.

Nel caso particolare delle piastre di base delle colonne si distingueranno i due casi seguenti:

- per basi senza livellamento con malta occorre, sia per la piastra della colonna che per l'eventuale contropiastra di fondazione, un accurato spianamento alla pressa e preferibilmente la piallatura o la fresatura;
- per basi livellate con malta non occorre lavorazione particolare delle piastre di base.

5.2.8.10. Apparecchi di appoggio

Il dimensionamento degli apparecchi di appoggio deve essere condotto tenendo conto del comportamento di tali dispositivi caratterizzato da duttilità molto bassa in confronto a quella generalmente posseduta dalla struttura metallica da essi vincolata, ad esempio incrementando opportunamente le sollecitazioni di progetto ricavate dal calcolo per tener conto delle minori capacità dissipative.

5.2.8.11. Cavi, barre e funi

Il dimensionamento di tali elementi strutturali dovrà tener conto della specificità di tali elementi sia per quanto riguarda le caratteristiche dei materiali che per il comportamen-

to e i dettagli costruttivi e potrà essere condotto con univoco riferimento a specifiche indicazioni contenute in codici internazionali riconosciuti ovvero nella letteratura tecnica consolidata, nel rispetto comunque di quanto indicato nel capitolo 2 e nei paragrafi 5.2.3., 5.2.4. e 5.2.5. Il riferimento a più codici nello stesso progetto è ammissibile, solo per quanto non contemporaneamente contemplato negli stessi e purché non in contrasto con le ipotesi poste a base del calcolo.

5.2.8.12. Verniciatura e zincatura

Gli elementi delle strutture in acciaio, a meno che siano di comprovata resistenza alla corrosione, devono essere idoneamente protetti tenendo conto del tipo di acciaio, della sua posizione nella struttura e dell'ambiente nel quale è collocato. Devono essere particolarmente protetti gli elementi dei giunti ad attrito, in modo da impedire qualsiasi infiltrazione all'interno del giunto. Il progettista prescriverà il tipo e le modalità di applicazione della protezione, che può essere di pitturazione o di zincatura a caldo.

Gli elementi destinati ad essere incorporati in getti di calcestruzzo non devono essere pitturati: possono essere invece zincati a caldo.

5.2.9. CRITERI DI DURABILITÀ

5.2.9.1. Generalità

La durabilità deve assicurare il mantenimento nel tempo della geometria e delle caratteristiche dei materiali della struttura, affinché quest'ultima conservi inalterate funzionalità, aspetto estetico e resistenza.

Al fine di garantire tale persistenza in fase di progetto devono essere presi in esame i dettagli costruttivi, la eventuale necessità di adottare sovrassessori, le misure protettive e definite le operazioni manutentive ed il programma di attuazione delle stesse.

5.2.9.2. Dettagli costruttivi

Deve essere garantita una facile ispezionabilità dei collegamenti critici ai fini della sicurezza.

Tutti i dettagli costruttivi non devono favorire l'innescarsi di processi corrosivi o consentire di eliminarli o minimizzarli quando già iniziati.

In particolare dovrà evitarsi la possibilità di accumulo di sporcizia e materiale umido, curarsi la possibilità di adeguata evacuazione delle acque, evitarne per quanto possibile i ristagni e le infiltrazioni attraverso i giunti e comunque prevederne la raccolta.

5.2.9.3. Misure protettive

La resistenza alla corrosione deve garantirsi con la verniciatura delle superfici oppure adottando acciai inossidabili o sottoponendo le membrature a processi di galvanizzazione o con altri procedimenti di comprovata affidabilità.

La verniciatura deve essere definita in progetto con riferimento al numero degli strati, alla composizione, spessore e qualità di aderenza al supporto degli stessi, avendo cura di garantire la necessaria possibilità di ispezione e accesso materiale per gli interventi di pulizia e riverniciatura.

Le superfici di calcestruzzo a contatto con gli elementi metallici dovranno essere impermeabilizzate con l'adozione di un trattamento definito in progetto in quanto a caratteristiche materiali, proprietà di aderenza e modalità di messa in opera.

Gli interni di grandi strutture a cassone, ove previsto dai piani di manutenzione, devono essere accessibili, ventilate ed illuminate, con accessi che impediscano l'instaurarsi di condizioni di umidità e di sporcizia, prevedendo comunque trattamenti protettivi analoghi a quelli delle superfici esterne. In ambienti molto aggressivi deve prendersi in considerazione l'installazione di dispositivi che mantengano l'umidità al di sotto dei limiti per i quali può iniziarsi il fenomeno corrosivo e comunque non superiore a un'umidità relativa del 40%.

Nel caso di parti inaccessibili o profili a sezione chiusa non ermeticamente chiusi alle estremità dovranno prevedersi, rispetto ai valori risultanti dal dimensionamento, sovrassessori di 2 mm in ambienti aggressivi per costruzioni con vita utile fino a 100 anni.

Anche per gli acciai con resistenza alla corrosione migliorata, cosiddetti acciai autoprotetti, devono prevedersi, ove necessario, protezioni mediante pellicole di verniciatura.

Per le parti inaccessibili e per i profilati a sezione chiusa dovranno prevedersi sovrassessori pari al 50% di quelli da adottarsi per acciai non autoprotetti.

5.3. COSTRUZIONI DI LEGNO

5.3.1. OGGETTO

Formano oggetto delle presenti norme le opere costituite da strutture portanti di legno naturale (legno massiccio, segato, squadrato oppure tondo) e da strutture portanti realizzate con elementi di legno assemblati con adesivi oppure con mezzi di unione meccanici (legno lamellare incollato, pannelli a base di legno).

La norma prende in esame i requisiti di resistenza meccanica, comportamento in esercizio e durabilità delle strutture. Gli aspetti esecutivi vengono trattati nella misura atta a garantire che la qualità dei materiali da costruzione e dei prodotti da impiegare ed il livello della lavorazione in cantiere siano conformi alle ipotesi assunte dalle regole di progettazione. Gli aspetti esecutivi, la lavorazione ed il montaggio sono trattati nel punto 5.3.5, i cui contenuti devono considerarsi come requisiti minimi.

La presente norma può essere usata anche per le verifiche di strutture esistenti purché si provveda ad una corretta valutazione delle caratteristiche del legno, in funzione degli stati di degrado.

5.3.2. NORME DI CALCOLO

5.3.2.1. Criteri generali

5.3.2.1.1 MODALITÀ DI ANALISI

Le strutture di legno, devono essere progettate, costruite e collaudate per i carichi definiti dalle presenti norme e con il metodo di verifica della sicurezza agli stati limite. Le verifiche dovranno essere condotte nei riguardi degli stati limite di esercizio e degli stati limite ultimi.

L'analisi della struttura ed il calcolo delle azioni interne nelle sezioni sotto le azioni agenti, si potrà fare ipotizzando un comportamento elastico lineare dei materiali e dei collegamenti considerando i valori medi dei parametri di rigidezza sia dei materiali che delle unioni.

Per tipologie strutturali in grado di ridistribuire le azioni interne anche grazie alla presenza di giunti di adeguata duttilità, si può far uso di metodi di calcolo elasto-plastici per il calcolo degli effetti delle azioni e delle resistenze.

In presenza di giunti meccanici si dovrà, di regola, considerare l'influenza della rigidezza degli stessi.

Per strutture composte da parti che hanno un diverso comportamento reologico, le verifiche andranno effettuate sia nello stato iniziale che in quello finale.

In fase di progettazione possono essere adottati metodi di verifica differenti rispetto a quelli contenuti nelle presenti norme tecniche ovvero basati su risultati sperimentali ottenuti da campioni statistici rappresentativi; i livelli di sicurezza devono comunque rispettare i limiti di cui al Capitolo 2.

5.3.2.1.2 AZIONI DI CALCOLO E CLASSI DI DURATA DEL CARICO

Le azioni di calcolo sono quelle previste al punto 2.6.3.3 della presente norma.

Le verifiche debbono essere condotte nei riguardi degli stati limite di esercizio e degli stati limite ultimi.

Le azioni sulla costruzione devono essere cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti.

Per gli stati limite ultimi si adotteranno le combinazioni del tipo:

$$F_d = \gamma_g G_k + \gamma_q \cdot \left[Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} Q_{ik}) \right]$$

essendo:

- G_k il valore caratteristico delle azioni permanenti;
 Q_{1k} il valore caratteristico dell'azione di base di ogni combinazione;
 Q_{ik} i valori caratteristici delle azioni variabili tra loro indipendenti;
 $\gamma_g = 1,4$ (1,0 se il suo contributo aumenta la sicurezza);
 $\gamma_q = 1,5$ (0 se il suo contributo aumenta la sicurezza);
 ψ_{0i} = coefficiente di combinazione allo stato limite ultimo da determinarsi sulla base di considerazioni statistiche.

Per gli stati limite di esercizio si devono prendere in esame le combinazioni frequenti e quasi permanenti con $\gamma_g = \gamma_p = \gamma_q = 1$, e applicando ai valori caratteristici delle azioni variabili adeguati coefficienti ψ_1, ψ_2 .

In forma convenzionale le combinazioni possono essere espresse nel modo seguente:

- combinazioni frequenti:
$$F_d = G_k + \psi_{11} Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{2i} Q_{ik})$$

- combinazioni quasi permanenti:
$$F_d = G_k + \sum_{i=1}^{i=n} (\psi_{2i} Q_{ik})$$

essendo:

- ψ_{1i} coefficiente atto a definire i valori delle azioni assimilabili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;
 ψ_{2i} coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni variabili assimilabili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

In mancanza di informazioni adeguate si potranno attribuire ai coefficienti ψ_1, ψ_2 i valori di cui al par. 5.1 delle Norme.

Le azioni di calcolo devono essere assegnate ad una delle classi di durata del carico elencate nella tabella 5.3.I.

Le classi di durata del carico sono caratterizzate dall'effetto di un carico costante attivo per un certo periodo di tempo nella vita della struttura. Per un'azione variabile la classe

appropriata deve essere determinata in funzione di una stima dell'interazione fra la variazione temporale tipica del carico nel tempo e le proprietà reologiche dei materiali.

Tabella 5.3.I- Classi di durata del carico

Classe di durata del carico
Permanente
Variabili di lunga durata
Variabili di breve durata

Ai fini del calcolo i diversi carichi potranno in genere essere attribuiti alle classi di durata di seguito indicate:

- peso proprio e carichi non rimovibili durante il normale esercizio della struttura: classe di durata permanente;
- carichi permanenti suscettibili di cambiamenti durante il normale esercizio della struttura e carichi variabili in generale: classe variabile di lunga durata;
- azioni del vento, neve, sisma, termiche e azioni accidentali: classe di breve durata.

5.3.2.1.3 RESISTENZA DI CALCOLO

Le strutture devono essere assegnate ad una delle classi di servizio sotto elencate. Il sistema di classi di servizio è destinato all'assegnazione di valori di resistenza ed al calcolo delle deformazioni in condizioni ambientali definite:

Classe di servizio 1: è caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con ambiente a una temperatura di 20°C ed un'umidità relativa dell'aria circostante che non superi il 65% se non per poche settimane all'anno (ad esempio: strutture al chiuso in zone asciutte).

Classe di servizio 2: condizioni climatiche che prevedono alta percentuale di umidità (ad esempio: strutture al chiuso in presenza di forti concentrazioni di umidità e condense; strutture all'esterno esposte a precipitazioni atmosferiche, o comunque all'acqua).

La durata del carico e l'umidità del materiale influiscono sulle proprietà resistenti del legno. Il valore di calcolo X_d della resistenza del materiale viene calcolato mediante la relazione:

$$X_d = \frac{X_k}{\gamma_M \cdot \gamma_{R,d}}$$

dove i simboli sono definiti come segue:

- X_k valore caratteristico a trazione, compressione e taglio di cui al Cap.11 ovvero determinato sulla base di prove sperimentali;
- γ_M coefficiente parziale di sicurezza per la proprietà del materiale, indicato nella tabella 5.3.II;
- $\gamma_{R,d}$ coefficiente di modello che tiene conto dell'effetto, sui parametri di resistenza, sia della durata del carico sia dell'umidità della struttura, indicato nella tabella 5.3.III.

Tabella 5.3.II - Coefficienti di sicurezza parziali per le proprietà dei materiali (γ_M)

Stati limite ultimi	
- combinazioni fondamentali	
legno	1,35
legno lamellare	1,35
compensato	1,35
LVL	1,35
unioni	1,35
Stati limite di esercizio	
	1,0

Tabella 5.3.III - Valori di $\gamma_{R,d}$

Classe di durata del carico	Classe di servizio	
	1	2
Legno massiccio, legno lamellare incollato, compensato ed LVL		
Permanente	1,7	2,0
Variabili di lunga durata	1,4	1,8
Variabili di breve durata	1,10	1,4

Se una combinazione di carico comprende azioni appartenenti a differenti classi di durata del carico si dovrà scegliere un valore di $\gamma_{R,d}$ che corrisponde alla azione di minor durata.

5.3.2.2 Stati limite di esercizio

5.3.2.2.1 GENERALITÀ

La deformazione istantanea, u_{inst} , provocata da un'azione, può essere calcolata usando il valore medio dell'appropriato modulo di rigidezza per le membrature, e il valore istantaneo del modulo di scorrimento per lo stato limite di esercizio K_{ser} per le unioni, determinato mediante prove sperimentali secondo il metodo per la determinazione di k_s (= K_{ser}) indicato nella EN 26891 o secondo le modalità di calcolo fornite nelle Istruzioni per l'applicazione delle previste Norme Tecniche.

Detta u'_{ist} la deformazione istantanea calcolata sulla base delle combinazioni di carico quasi permanenti, la deformazione differita assumerà il valore:

$$u_{dif} = u'_{ist} \cdot k_{def};$$

dove k_{def} è un coefficiente che tiene conto dell'aumento di deformazione con il tempo dovuto all'effetto combinato della viscosità e dell'umidità; si possono utilizzare i valori k_{def} riportati nel tabella 5.3.IV

Per le unioni verrà assunto per k_{def} un valore doppio del valore attribuito secondo la tabella 5.3.IV al legno su cui opera l'unione stessa.

5.3.2.2.2 SCORRIMENTO NELLE UNIONI

Nel calcolo delle deformazioni si deve considerare l'effetto dello scorrimento delle unioni.

Tabella 5.3.IV - Valori di k_{def} per legno massiccio, legno lamellare e compensato.

Tipi di legno	Classe di servizio	
	1	2
Legno massiccio	0,60	2,00
Lamellare incollato, LVL	0,60	2,00
Compensato	0,80	2,50

Nota. Per il legno massiccio posto in opera all'umidità corrispondente al punto di saturazione o vicino ad esso, e che sia con probabilità soggetto al processo di essiccazione sotto carico, il valore di k_{def} sarà aumentato di 1,0.

5.3.2.3 Stati limite ultimi - Verifiche di resistenza

Per la verifica della sicurezza e delle prestazioni delle opere, si utilizzerà il metodo tensionale, di cui al paragrafo 2.8.

Le tensioni interne saranno calcolate nell'ipotesi di conservazione delle tensioni piane e di una relazione lineare tra tensioni e deformazioni fino alla rottura, mentre le resistenze, per i vari stati di tensione semplice o monoassiale, devono essere ricavate attraverso prove sperimentali di cui al par.11.6.

Le resistenze di calcolo dei materiali X_d sono definite al punto 5.3.2.1.3.

Per quanto sopra, gli stati limite verranno definiti attraverso gli stati tensionali ultimi.

A causa della anisotropia del materiale, le verifiche degli stati tensionali di tensione e compressione andranno eseguite con riferimento alle resistenze sperimentali secondo la fibratura ovvero perpendicolare ad essa.

5.3.2.4 Stati limite ultimi - Verifiche di stabilità**5.3.2.4.1 ASTE PRESSOINFLESSE**

Oltre alle verifiche di resistenza previste al precedente punto 5.3.2.3, devono essere eseguite le verifiche necessarie ad accertare la sicurezza della costruzione, o delle singole membrature, nei confronti di possibili fenomeni di instabilità.

5.3.2.4.2 TRAVI (SICUREZZA ALLO SVERGOLAMENTO)

Si deve tenere conto delle tensioni di flessione dovute alla curvature iniziale, alle eccentricità ed alle frecce indotte, in aggiunta a quelle dovute a qualsiasi carico laterale.

5.3.3. UNIONI**5.3.3.1 Generalità**

Le capacità portanti e le deformazioni caratteristiche dei mezzi di unione devono essere determinate sulla base di prove svolte conformemente alle EN 26891, EN 28970, ed alle altre pertinenti norme europee. Nei casi in cui le norme pertinenti descrivano sia prove a compressione che prove a trazione, si devono utilizzare i risultati delle prove a trazione.

5.3.3.2 Capacità portante di mezzi di unione del tipo a gambo cilindrico: regole generali

5.3.3.2.1 TIPOLOGIE

I mezzi di unione del tipo a gambo cilindrico sono costituiti, in linea generale, da chiodi, bulloni e viti.

5.3.3.2.2 CAPACITÀ PORTANTE ULTIMA

Per la determinazione della capacità portante del collegamento elementare potrà farsi riferimento a norme specifiche di comprovata validità.

5.3.3.2.3 SCORRIMENTO NEI PIANI DI TAGLIO

In presenza di mezzi di unione del tipo a gambo cilindrico il modulo istantaneo di scorrimento K_u , in ciascun piano di taglio e per ogni mezzo di unione, per la verifica allo stato limite ultimo, sarà ricavato come: $K_u = 2/3 K_{ser}$.

5.3.3.2.4 UNIONI LEGNO-LEGNO E PANNELLI-LEGNO

La capacità portante caratteristica per ciascun piano di taglio e mezzo di unione, nelle unioni legno-legno e pannelli-legno, realizzate con i mezzi di unione, sarà assunta come il minimo tra i valori ottenibili dalle diverse possibili modalità di rottura. Si potrà fare riferimento a quanto riportato in norme specifiche di comprovata affidabilità.

5.3.3.2.5 UNIONI ACCIAIO-LEGNO

Dovrà tenersi in considerazione nella definizione delle modalità di rottura dello spessore di piastra (piastra sottile o piastra grossa).

5.3.3.2.6 UNIONI A PIÙ SEZIONI RESISTENTI

Nelle unioni a più sezioni resistenti la capacità portante totale sarà determinata calcolando la somma delle capacità portanti minime per ciascuna sezione resistente, inquadrata nei casi precedentemente esaminati.

5.3.3.2.7 ELEMENTI DI COLLEGAMENTO ALLINEATI

La capacità portante di più elementi di collegamento allineati è in generale minore della somma delle capacità portanti dei singoli elementi.

Per il calcolo del fattore riduttivo si potrà fare riferimento, per i casi più comuni, a norme specifiche di comprovata validità.

Se il carico in una unione viene trasferito da più di un tipo di mezzi di unione, si deve tenere conto dell'effetto delle differenti proprietà di rigidità dei mezzi di unione stessi.

5.3.3.3 Unioni realizzate con connettori di tipo speciale

5.3.3.3.1 GENERALITÀ

È ammesso l'impiego di sistemi di connessione di tipo speciale purché il comportamento degli stessi sia chiaramente individuato su base teorica e/o sperimentale e purché sia comunque garantito un livello di sicurezza compatibile con quanto previsto nella presente normativa.

5.3.4. SISTEMI STRUTTURALI

5.3.4.1 Travi assemblate meccanicamente

5.3.4.1.1 GENERALITÀ

In presenza di elemento ligneo monodimensionale composto da più elementi accostati e tra loro connessi a mezzo di unione di tipo meccanico, le verifiche sull'elemento composto dovranno tener conto degli scorrimenti nelle unioni. A questo scopo è ammesso modellare il comportamento delle unioni con relazioni lineari tra sforzo e scorrimento.

Nel caso di utilizzo del legno accoppiato anche a materiali diversi tramite connessioni o incollaggi, la verifica complessiva dell'elemento composto dovrà seguire i metodi della scienza delle costruzioni, ovvero seguire approcci comprovati da idonea sperimentazione diretta o da qualificata letteratura tecnica/scientifica. In ogni caso le sollecitazioni nei singoli elementi componenti dovranno essere confrontate con quelle specificate nelle normative pertinenti per ciascun singolo materiale.

La verifica dello stato tensionale dovrà essere effettuata almeno alla deformazione istantanea ed alla deformazione finale, adottando gli appropriati valori di k_{def} , desunti dal prospetto 5.3.IV.

5.3.4.1.2 UNIONI LEGNO-CALCESTRUZZO IN TRAVI COMPOSTE

La capacità portante e la rigidezza dell'unione devono in genere essere determinati per via sperimentale. Nei casi di seguito indicati non sono richieste le prove sperimentali.

5.3.4.1.2.1 Mezzi di unione a gambo cilindrico sollecitati lateralmente

La resistenza delle unioni con viti, spinotti bulloni e chiodi con gambo a scanalatura anulari o ad elica, inseriti perpendicolarmente al piano di scorrimento, sarà calcolata con riferimento alle unioni legno-acciaio con piastre "grosse".

Nel caso di uno strato intermedio non strutturale fra legno e calcestruzzo, i parametri di resistenza e rigidezza devono essere determinati mediante una speciale analisi oppure mediante prove.

5.3.4.2 Travature reticolari

Le strutture reticolari dovranno essere in genere analizzate come sistemi di travi a telaio, tenendo in considerazione la deformabilità dei giunti e l'eventuale eccentricità dei collegamenti.

Tuttavia ai fini delle verifiche di resistenza, quando la dimensione massima trasversale delle singole aste sia non superiore a 1/10 della altezza massima della travatura reticolare, ai fini del calcolo degli sforzi normali negli elementi si può assumere un modello di calcolo che prevede, se staticamente ammissibile, in ogni nodo una cerniera con scorrimenti nelle unioni trascurabili.

5.3.4.3 Diaframmi portanti

Questa sezione si riferisce alla resistenza di lastra nel proprio piano di diaframmi piani costituiti da fogli di materiale derivato dal legno fissati ad un telaio di legno tramite mezzi di unione meccanici.

5.3.4.3.1 DIAFRAMMI PER TETTI E SOLAI

La capacità portante dei mezzi di unione ai bordi dei fogli può essere aumentata con un fattore 1,2 rispetto ai valori di capacità ultima propri del mezzo di unione. L'interasse dei mezzi di unione non potrà comunque superare 160 mm.

5.3.4.3.2 DIAFRAMMI PER PARETI

Questa sezione si riferisce alla resistenza nel proprio piano di diaframmi caratterizzati da comportamento a mensola verticale. Tali diaframmi consistono di pannelli intelaiati, formati cioè da fogli di materiale derivato dal legno, fissati tramite mezzi di unione meccanici ad uno oppure ad entrambi i lati di un telaio di legno.

Dovrà comunque essere assicurata la stabilità della mensola contro il sollevamento di base.

La capacità portante F_k (resistenza di lastra) sotto una forza che agisce in sommità di un pannello sarà determinata a mezzo di opportune calcolazioni teoriche oppure facendo ricorso ai risultati di prove su strutture-prototipo.

Si potrà fare riferimento a norme specifica di comprovata validità.

5.3.4.4 Controventamento

5.3.4.4.1 GENERALITÀ

Le strutture che non risultino adeguatamente rigide devono essere controventate per impedirne l'instabilità o una eccessiva deformazione.

Le forze di progetto sui controventi devono essere determinate tenendo conto della combinazione più sfavorevole di imperfezioni geometriche strutturali, di inflessioni indotte e, di carichi esterni direttamente agenti sui controventi medesimi.

5.3.5. REGOLE PRATICHE DI ESECUZIONE

I requisiti essenziali esposti in questo capitolo sono condizioni necessarie per l'applicabilità delle regole di progetto date in questo paragrafo.

Per tutte le membrature lo scostamento dalla rettilineità, misurato a metà della luce di instabilità, non dovrà superare 1/500 della medesima luce nel caso di elementi lamellari incollati e 1/300 della stessa nel caso di elementi di legno massiccio.

Il legno, i componenti derivati dal legno e gli elementi strutturali non dovranno di regola essere esposti a condizioni atmosferiche più severe di quelle previste per la struttura finita.

Prima della costruzione il legno dovrà essere portato ad una umidità il più vicino possibile a quella appropriata alle condizioni ambientali in cui si troverà nell'opera finita.

Qualora si operi con elementi lignei, anche parziali, per i quali assumano importanza trascurabile gli effetti del ritiro, o comunque della variazione della umidità, si potrà accettare durante la posa in opera maggiore umidità del materiale, purché sia assicurata al legno la possibilità di un successivo asciugamento, fino a raggiungere l'umidità prevista in fase progettuale.

Sarà compito del progettista predisporre un piano di trasporto, assemblaggio e posa in opera che dovrà fornire precise istruzioni sulle modalità operative e che in particolare riporterà le verifiche di eventuali situazioni transitorie staticamente significative. Durante tutte le fasi esecutive ci si dovrà attenere strettamente alle prescrizioni del progettista.

Dovrà essere predisposto in sede progettuale un programma delle operazioni di manutenzione e dei controlli da effettuarsi durante l'esercizio della struttura. Il programma dovrà in particolare specificare il tipo e la frequenza dei controlli.

Tutte le informazioni necessarie per l'utilizzo in esercizio e per la manutenzione di una struttura dovranno essere messe a disposizione del responsabile della struttura finita.

5.3.6. CONTROLLI E COLLAUDO STATICO

Oltre a quanto previsto nel capitolo 8 delle presenti norme, il collaudo statico dovrà comprendere quanto di seguito specificato.

5.3.6.1 Controllo sulla produzione e sull'esecuzione

Il Direttore dei Lavori ed il Collaudatore, ciascuno per le proprie competenze, dovranno eseguire i seguenti controlli:

- esame dei risultati delle eventuali prove preliminari sui materiali;
- controllo sulle modalità produttive;
- controllo sui materiali con identificazione degli stessi;
- controllo sulla geometria e sulle dimensioni degli elementi strutturali;
- controllo sulle unioni;
- controllo sui difetti degli elementi di legno;
- controllo finale sulle strutture completate in opera.

I risultati dei controlli andranno certificati mediante documenti di accettazione.

5.3.6.2 Prove di carico

Le prove di carico, ove ritenute necessarie dal collaudatore, dovranno rispettare le modalità previste al capitolo 8 e potranno tener conto di quelle indicate nella UNI EN 380 "Strutture di legno – Metodi di prova – Principi generali per le prove di carico statico". Il programma delle prove deve essere sottoposto al direttore dei lavori ed al progettista e reso noto al costruttore.

Le procedure da seguire potranno essere, pertanto, limitate alla procedura 1 e/o alla procedura 2 della UNI EN 380, in relazione al tipo della struttura ed alla natura dei carichi.

L'esito della prova potrà essere valutato sulla base dei seguenti elementi:

- dopo la fase iniziale di assestamento, le deformazioni si accrescano all'incirca proporzionalmente ai carichi, tenuto conto del fluage;
- nel corso della prova non si siano prodotte lesioni, deformazioni o dissesti che compromettano la sicurezza e la conservazione dell'opera;
- la deformazione elastica risulti compatibile con le previsioni di calcolo;
- la deformazione residua dopo la prima applicazione del carico massimo non superi una quota parte di quella totale tenuto conto degli assestamenti iniziali e dei fenomeni di fluage.

5.4. COSTRUZIONI IN MURATURA

5.4.1. DEFINIZIONI

Formano oggetto delle presenti norme gli edifici con struttura portante verticale realizzata con sistemi di muratura collegati tra di loro da strutture orizzontali ai piani e da opere di fondazione.

La muratura è un assemblaggio di elementi, artificiali o naturali, disposti con regolarità e collegati tra loro da malta (par. 5.4.2). I sistemi resistenti verticali (*pareti*) sono costituiti da *muri* che devono sopportare azioni verticali ed orizzontali (par. 5.4.4).

I muri sono in genere completati da elementi orizzontali nello spessore della muratura di calcestruzzo armato (*cordolo*). Gli elementi orizzontali possono essere costituiti da solai piani in cemento armato o precompresso o da strutture miste.

Per gli edifici sottoposti ad azione sismica si applicano inoltre le prescrizioni di cui al punto 5.7.

5.4.2 MATERIALI E CARATTERISTICHE TIPOLOGICHE

5.4.2.1 Malte

Le prescrizioni riguardanti le malte per muratura sono contenute nel paragrafo 11.9.4.

5.4.2.2 Elementi resistenti in muratura

ELEMENTI ARTIFICIALI

Per gli elementi resistenti artificiali (laterizio o calcestruzzo) da impiegare con funzione resistente si applicano le prescrizioni riportate al punto 11.9.1.

Gli elementi resistenti artificiali possono essere dotati di fori in direzione normale al piano di posa (elementi a foratura verticale).

Per l'impiego nelle opere trattate dalla presente norma, gli elementi sono classificati in base alla percentuale di foratura φ ed all'area media della sezione normale di ogni singolo foro f . I fori devono essere distribuiti pressoché uniformemente sulla faccia dell'elemento. La percentuale di foratura è espressa dalla relazione $\varphi = 100 F/A$ dove:

F = area complessiva dei fori passanti e profondi non passanti;

A = area lorda della faccia dell'elemento di muratura delimitata dal suo perimetro.

Le tabelle 5.4.1 a,b riportano la classificazione per gli elementi in laterizio e calcestruzzo rispettivamente.

Gli elementi possono avere incavi di limitata profondità destinati ad essere riempiti dal letto di malta.

Tabella 5.4.Ia Classificazione elementi in laterizio

Elementi	Percentuale di foratura	f
Pieni	$\varphi \leq 15\%$	$f \leq 900 \text{ mm}^2$
Semipieni	$15\% < \varphi \leq 45\%$	$f \leq 1200 \text{ mm}^2$
Forati	$45\% < \varphi \leq 55\%$	$f \leq 1500 \text{ mm}^2$

Tabella 5.4.Ib Classificazione elementi in calcestruzzo

Elementi	Percentuale di foratura	f	
		$A \leq 90000 \text{ mm}^2$	$A > 90000 \text{ mm}^2$
Pieni	$\varphi \leq 15\%$	$\leq 10 A$	$\leq 15 A$
Semipieni	$15\% < \varphi \leq 45\%$	$\leq 10 A$	$\leq 15 A$
Forati	$45\% < \varphi \leq 55\%$	$\leq 10 A$	$\leq 15 A$

ELEMENTI NATURALI

Gli elementi naturali sono ricavati da materiale lapideo che deve essere non friabile o sfaldabile, e resistente al gelo. Non devono contenere in misura sensibile sostanze solubili, o residui organici. Gli elementi murari devono essere integri senza zone alterate o removibili.

Gli elementi devono possedere i requisiti di resistenza meccanica ed adesività alle malte determinati secondo le modalità descritte nel paragrafo 11.9.

L'impiego di elementi provenienti da murature esistenti è subordinato al soddisfacimento dei requisiti sopra indicati, al ripristino della freschezza delle superfici a mezzo di pulitura e lavaggio delle superfici stesse ed al controllo dell'integrità strutturale dell'elemento con verifica della capacità di svolgere funzione statica.

5.4.2.3 Murature

Le murature costituite dall'assemblaggio organizzato ed efficace di elementi e malta possono essere *a singolo paramento*, se la parete è senza cavità o giunti verticali continui nel suo piano, o *a paramento doppio*. In questo ultimo caso è possibile considerare un comportamento monolitico se è garantito un efficace e solido collegamento tra i paramenti.

Nel caso di elementi naturali, le pietre di geometria pressoché parallelepipedica, poste in opera in strati regolari, formano le murature di *pietra squadrata*. L'impiego di materiale di cava grossolanamente lavorato è consentito, per le nuove costruzioni, solo nelle zone sismiche 3 e 4, purché posto in opera in strati pressoché regolari: in tal caso si parla di muratura di *pietra non squadrata*. Nelle zone sismiche 1 e 2 può essere consentito l'impiego di materiale di cava grossolanamente lavorato a condizione che si realizzi la muratura *listata* che è costituita la muratura in pietra non squadrata, ma intercalata da fasce in conglomerato semplice o armato ovvero da ricorsi orizzontali costituiti da almeno due filari in laterizio pieno, posti ad interasse non superiore a 1,6 m ed estesi a tutta la lunghezza e a tutto lo spessore del muro. In tal caso deve essere posta particolare cura nella realizzazione per garantire la collaborazione tra la muratura non squadrata e le fasce.

5.4.3 CARATTERISTICHE MECCANICHE DELLE MURATURE

Le proprietà fondamentali in base alle quali si classifica una muratura sono: la resistenza caratteristica a compressione f_k ; la resistenza caratteristica a taglio in assenza di azione assiale f_{vk0} , il modulo di elasticità normale secante E ; il modulo di elasticità tangenziale secante G .

La resistenze caratteristiche f_k e f_{vk0} sono determinate o per via sperimentale su campioni di muro o, con alcune limitazioni, in funzione delle proprietà dei componenti. Le modalità per determinare le resistenze caratteristiche sono indicate nel paragrafo 11.9.5, dove sono anche riportate le modalità per la valutazione dei moduli di elasticità.

In ogni caso i valori delle caratteristiche meccaniche utilizzate per le verifiche deve essere indicata nel progetto delle opere.

Per progetti nei quali la verifica di stabilità richieda un valore di f_k maggiore o uguale a 8 N/mm² la direzione lavori procederà al controllo del valore di f_k , secondo le modalità descritte nel paragrafo 11.9.

5.4.4 ORGANIZZAZIONE STRUTTURALE

L'edificio a muratura portante deve essere concepito come una struttura tridimensionale. I sistemi resistenti di muratura, gli orizzontamenti e le fondazioni sono collegati tra di loro in modo da resistere alle azioni verticali ed orizzontali.

I muri svolgono funzione *portante*, quando sollecitati prevalentemente da azioni verticali, e *di controvento*, quando sollecitati prevalentemente da azioni orizzontali. Ai fini di un adeguato comportamento statico e dinamico dell'edificio, tutti i muri devono avere, per quanto possibile, sia la funzione portante che di controventamento.

Gli orizzontamenti sono di norma solai piani, o con falde inclinate in copertura, che devono assicurare, per resistenza e rigidità, la ripartizione delle azioni orizzontali fra i muri di controventamento. Per la verifica di sicurezza dei solai si rimanda agli specifici punti della presente norma. Possono essere ammessi negli orizzontamenti elementi a volta a semplice o doppia curvatura, alle seguenti condizioni:

- gli elementi siano contenuti all'interno dei riquadri della scatola muraria;
- sia assicurato in tale ambito l'assorbimento delle corrispondenti spinte orizzontali;
- sia comunque garantita la capacità globale dell'impalcato a ripartire le azioni orizzontali tra i muri di controventamento.

L'organizzazione dell'intera struttura e l'interazione ed il collegamento tra le sue parti deve essere tale da assicurare appropriata resistenza e stabilità durante la costruzione e l'utilizzo.

Per garantire un comportamento scatolare, muri ed orizzontamenti devono essere opportunamente collegati fra loro. Tutti i muri devono essere collegati al livello dei solai mediante cordoli di calcestruzzo armato e, tra di loro, mediante ammorsamenti lungo le intersezioni verticali. Devono inoltre essere previsti opportuni incatenamenti al livello dei solai, aventi lo scopo di collegare i muri paralleli della scatola muraria. Tali incatenamenti devono essere realizzati per mezzo di armature metalliche, le cui estremità efficacemente ancorate ai cordoli. Nella direzione di tessitura del solaio possono essere omesse

si gli incatenamenti quando il collegamento è assicurato dal solaio stesso. Si possono adottare opportuni accorgimenti per il collegamento in direzione normale alla tessitura dei solai che sostituiscano efficacemente gli incatenamenti costituiti da tiranti estranei ai solai stessi.

Il collegamento fra la fondazione e la struttura in elevazione è di norma realizzato mediante cordolo in calcestruzzo armato disposto alla base di tutte le murature verticali resistenti, di spessore pari almeno a quello della muratura della prima elevazione e di altezza non inferiore alla metà di detto spessore. È possibile realizzare la prima elevazione con pareti di calcestruzzo armato; in tal caso la disposizione delle fondazioni e delle murature sovrastanti deve essere tale da garantire un adeguato centraggio dei carichi trasmessi alle pareti della prima elevazione ed alla fondazione.

Lo spessore dei muri non può essere inferiore ai seguenti valori:

– muratura in elementi resistenti artificiali pieni	120 mm
– muratura in elementi resistenti artificiali semipieni	200 mm
– muratura in elementi resistenti artificiali forati	250 mm
– muratura di pietra squadrata	240 mm
– muratura listata	400 mm

Ogni muro deve essere vincolato a muri ortogonali che possono anche svolgere la funzione di limitare fenomeni del secondo ordine. Questi possono essere controllati mediante la *snellezza convenzionale* della parete, definita dal rapporto:

$$\lambda = h_0 / t$$

dove:

h_0 lunghezza libera di inflessione del muro pari a $\rho \cdot h$;

h l'altezza interna di piano;

ρ il fattore laterale di vincolo.

t spessore del muro.

Il fattore ρ tiene conto dell'efficacia del vincolo fornito dai muri ortogonali. Assume il valore 1 per muro isolato, ed i valori indicati nella seguente tabella 5.4. II quando il muro senza aperture (porte o finestre) è irrigidito con efficace vincolo da due muri trasversali di spessore non inferiore a 200 mm, posti ad interasse a .

Tabella 5.4. II Fattore laterale di vincolo

	ρ
$h/a \leq 0.5$	1
$0.5 < h/a \leq 1.0$	$3/2 - h/a$
$1.0 < h/a$	$1/[1+(h/a)^2]$

Se il generico muro trasversale ha aperture (porte o finestre) si ritiene convenzionalmente che la sua funzione di irrigidimento possa essere espletata quando lo stipite delle aperture disti dalla superficie del muro irrigidito almeno 1/5 dell'altezza del muro stesso; in caso contrario si assume $\rho = 1$.

Il valore della snellezza λ non deve risultare superiore a 20.

5.4.5 ANALISI STRUTTURALE

Per ogni specifico stato limite di verifica si deve adottare un modello di calcolo in grado di:

- includere una appropriata descrizione dell'organizzazione della struttura, dei materiali e della localizzazione dell'edificio;
- definire un realistico comportamento dell'intera struttura o di parte di essa;
- considerare realistiche azioni di progetto e le modalità della loro applicazione.

Per la valutazione di effetti locali è consentito l'impiego di modelli di calcolo basati su parti isolate della struttura.

La risposta del modello è calcolata usando:

- analisi non lineari;
- analisi lineari, assumendo i valori secanti dei moduli di elasticità.

L'analisi deve fornire, per ciascun elemento strutturale:

- il carico assiale prodotto dai carichi verticali; per edifici con altezza complessiva maggiore di 10 m deve essere valutata anche la variazione del carico assiale prodotta dalle azioni orizzontali;
- la forza tagliante prodotta dai carichi verticali ed orizzontali;
- l'eccentricità dei carichi assiali;
- il momento flettente prodotto dai carichi verticali ed orizzontali.

È consentito l'impiego di modelli semplificati, basati sullo schema dell'articolazione completa alle estremità degli elementi strutturali, per il calcolo dei carichi trasmessi dai solai alle pareti e per la valutazione su queste ultime degli effetti delle azioni fuori tal piano. In tal caso le eccentricità dei carichi assiali possono essere valutate come indicato nel seguente punto 5.4.5.2.

5.4.5.1 Le azioni e le loro combinazioni

Le azioni di calcolo sono quelle previste al punto 2.6.3.3 della presente norma.

Le verifiche debbono essere condotte nei riguardi degli stati limite di esercizio e degli stati limite ultimi.

Le azioni sulla costruzione devono essere cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti.

Per gli stati limite ultimi si adotteranno le combinazioni del tipo:

$$F_d = \gamma_g G_k + \gamma_q \cdot \left[Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} Q_{ik}) \right]$$

essendo:

G_k il valore caratteristico delle azioni permanenti;

Q_{1k} il valore caratteristico dell'azione di base di ogni combinazione;

Q_{ik} i valori caratteristici delle azioni variabili tra loro indipendenti;

- $\gamma_g = 1,4$ (1,0 se il suo contributo aumenta la sicurezza);
 $\gamma_q = 1,5$ (0 se il suo contributo aumenta la sicurezza);
 ψ_{0i} = coefficiente di combinazione allo stato limite ultimo da determinarsi sulla base di considerazioni statistiche.

Per gli stati limite di esercizio si devono prendere in esame le combinazioni frequenti e quasi permanenti con $\gamma_g = \gamma_p = \gamma_q = 1$, e applicando ai valori caratteristici delle azioni variabili adeguati coefficienti ψ_1, ψ_2 .

In forma convenzionale le combinazioni possono essere espresse nel modo seguente:

- combinazioni frequenti:
$$F_d = G_k + \psi_{11} Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{2i} Q_{ik})$$

- combinazioni quasi permanenti:
$$F_d = G_k + \sum_{i=1}^{i=n} (\psi_{2i} Q_{ik})$$

essendo:

- ψ_{1i} coefficiente atto a definire i valori delle azioni assimilabili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;
 ψ_{2i} coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni variabili assimilabili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

In mancanza di informazioni adeguate si potranno attribuire ai coefficienti ψ_1, ψ_2 i valori di cui al par. 5.1 delle Norme.

Nel caso di verifica alle tensioni (v. par. 2.8) devono essere considerate le combinazioni corrispondenti alla combinazione rara dello stato limite di esercizio, assumendo $\psi_{mi} = 1$.

5.4.5.2 Valutazione dell'eccentricità dei carichi

Nel caso di adozione di un modello basato sullo schema dell'articolazione completa alle estremità, le eccentricità dei carichi assiali agenti sulle pareti può essere determinato convenzionalmente con i criteri che seguono.

a) eccentricità totale dei carichi verticali, e_s .

$$e_s = e_{s1} + e_{s2}; \quad e_{s1} = \frac{N_1 d_1}{N_1 + \sum N_2}; \quad e_{s2} = \frac{\sum N_2 d_2}{N_1 + \sum N_2} \quad [5.4.5.1]$$

dove:

e_{s1} : dovuta alla eventuale posizione eccentrica del muro del piano superiore rispetto al piano medio del muro da verificare;

e_{s2} : eccentricità delle reazioni di appoggio dei solai soprastanti la sezione di verifica;

N_1 : carico trasmesso dal muro sovrastante supposto centrato rispetto al muro stesso;

N_2 : reazione di appoggio dei solai soprastanti il muro da verificare;

d_1 : eccentricità di N_1 rispetto al piano medio del muro da verificare;

d_2 : eccentricità di N_2 rispetto al piano medio del muro da verificare.

Tali eccentricità sono da considerarsi positive o negative a seconda che diano luogo a momenti con verso orario o antiorario.

- b) eccentricità dovuta a tolleranze di esecuzione, e_a .

Considerate le tolleranze morfologiche e dimensionali connesse alle tecnologie di esecuzione degli edifici in muratura si prescrive di tener conto di una eccentricità e_a che è assunta uguale a

$$e_a = \frac{h}{200} \quad [5.4.5.2]$$

con h altezza interna di piano.

- c) eccentricità e_v dovuta alle azioni orizzontali considerate agenti in direzione normale al piano della muratura.

Tale eccentricità si valuta con la relazione:

$$e_v = \frac{M_v}{N} \quad [5.4.5.3]$$

dove M_v ed N sono, rispettivamente, il massimo momento flettente dovuto alle azioni orizzontali e lo sforzo normale nella relativa sezione di verifica. Il muro è supposto incernierato al livello dei piani e, in mancanza di aperture, anche in corrispondenza dei muri trasversali se questi hanno interasse minore di 6 metri.

Le eccentricità e_s , e_a e e_v vanno convenzionalmente combinate tra di loro secondo le due seguenti espressioni:

$$e_1 = |e_s| + e_a; \quad e_2 = \frac{e_1}{2} + |e_v| \quad [5.4.5.4]$$

I valori delle eccentricità così ricavate sono utilizzati per la valutazione del coefficiente di riduzione della resistenza Φ_t (vedi par.5.4.6.2). Il valore di e_1 è adottato per la verifica dei muri nelle loro sezioni di estremità. Il valore di e_2 è adottato per la verifica della sezione ove è massimo il valore di M_v . L'eccentricità di calcolo non può comunque essere assunta inferiore ad e_a .

In ogni caso dove risultare:

$$e_1 \leq 0.33t; \quad e_2 \leq 0.33t \quad [5.4.5.5]$$

5.4.6 VERIFICHE

Le verifiche sono condotte con l'ipotesi che le sezioni piane restano tali e trascurando la resistenza a trazione della muratura.

Ogni setto murario deve essere verificato allo stato limite ultimo, o alle tensioni, per le seguenti condizioni di carico:

- pressoflessione per carichi laterali;
- pressoflessione per azioni nel piano;
- taglio per azioni nel piano;
- carichi concentrati.

Le verifiche agli stati limite di esercizio dei setti murari possono essere omesse fatti salvi i seguenti casi:

- necessità di limitazione dell'ampiezza delle lesioni. La verifica è condotta con la combinazione quasi permanente verificando, con l'ipotesi di resistenza nulla a trazione e distribuzione lineare delle tensioni, che le lesioni siano limitate allo spessore dell'intonaco.
- per edifici con numero di piano maggiore di 4 deve essere controllato lo spostamento di interpiano d_r che, con la combinazione frequente, deve rispettare il seguente limite, dove h è l'altezza di interpiano:

$$d_r \leq 0.003 h \quad [5.4.6.1]$$

5.4.6.1 Resistenze di progetto

Le resistenze di progetto sono definite con la metodologia indicata al paragrafo 2.4, che viene esplicitata come indicato qui di seguito.

La resistenza di progetto f_d , da impiegare per le verifiche a pressoflessione e a carichi concentrati vale:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m} \frac{1}{\gamma_{R,d}} \quad [5.4.6.2]$$

dove

f_k è la resistenza caratteristica a compressione della muratura;

γ_m è il coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza a compressione della muratura che vale **2**, se gli elementi resistenti sono di Categoria I (vedi par.11.9), o **2.5** se gli elementi resistenti sono di Categoria II (vedi par.11.9) ovvero in elementi naturali.

La resistenza di progetto f_{vd} , da impiegare per le verifiche a taglio vale:

$$f_{vd} = \frac{f_{vk}}{\gamma_m} \frac{1}{\gamma_{R,d}} \quad [5.4.6.3]$$

dove

f_{vk} è la resistenza caratteristica a taglio della muratura in presenza delle effettive tensioni di compressione, valutata in funzione della f_{vk0} sulla base di quanto prescritto al punto 11.9.5.3.

γ_m è il coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza a compressione della muratura che vale **2**, se gli elementi resistenti sono di Categoria I (vedi par.11.9), o **2.5** se gli elementi resistenti sono di Categoria II (vedi Par.11.9) ovvero in elementi naturali.

L'ulteriore coefficiente parziale di sicurezza $\gamma_{R,d}$, che nelle (5.4.6.2) e (5.4.6.3) tiene conto delle incertezze nel modellare la resistenza, è concordato da Committenza e Progettista, dovendo in ogni caso risultare maggiore od uguale ai valori riportati nella seguente tabella:

Tabella 5.4.III - Valori del coefficiente parziale di modello $\gamma_{R,d}$

Metodo di calcolo	$\gamma_{R,d}$
Verifica alle tensioni	≥ 2
Verifica allo SLU	≥ 1.2

5.4.6.2 Verifiche agli stati limite ultimi

5.4.6.2.1 VERIFICHE A PRESSOFLESSIONE PER CARICHI LATERALI (FUORI DAL PIANO DEL MURO)

La verifica è soddisfatta se risulta:

$$N_d \leq N_{Rd} = \Phi_t f_d A \quad [5.4.6.4]$$

dove

N_d è la forza assiale di progetto;

N_{Rd} è la resistenza di progetto;

Φ_t coefficiente riduttivo della resistenza, che tiene conto dell'eccentricità trasversale dei carichi e della snellezza della parete;

f_d è la resistenza di progetto a compressione della muratura;

A area della sezione della parete.

Coefficienti di riduzione della resistenza Φ_t

Il coefficiente Φ di riduzione della resistenza del muro dipende dalla snellezza, dalla eccentricità del carico verticale, dallo schema statico impiegato nel calcolo, e dagli effetti considerati del secondo ordine.

Nel caso di adozione dell'ipotesi di articolazione completa delle estremità della parete (v. par. 5.4.5) possono essere utilizzati i valori di seguito indicati.

La tabella 5.4.IV riporta i valori del coefficiente Φ in funzione della snellezza h_0/t e del coefficiente di eccentricità $m = 6e/t$, essendo t spessore del muro.

Tabella 5.4.IV. Valori del coefficiente Φ con l'ipotesi della articolazione (a cerniera)

Snellezza h_0/t	Coefficiente di eccentricità $m = 6e/t$				
	0	0.5	1.0	1.5	2.0
0	1.00	0.74	0.59	0.44	0.33
5	0.97	0.71	0.55	0.39	0.27
10	0.86	0.61	0.45	0.27	0.15
15	0.69	0.48	0.32	0.17	---
20	0.53	0.36	0.23	---	---

Per valori non contemplati in tabella è ammessa l'interpolazione lineare; in nessun caso sono ammesse estrapolazioni.

In alternativa, e nei casi non previsti nel metodo precedente, si può fare utile riferimento a specifiche indicazioni contenute in codici internazionali riconosciuti ovvero nella letteratura tecnica consolidata.

5.4.6.2.2 VERIFICHE A PRESSOFLESSIONE NEL PIANO DEL MURO

La verifica è soddisfatta se risulta:

$$M_d \leq M_{Rd} = \frac{t l^2}{2} \frac{N_d}{A} \left(1 - \frac{N_d}{A \alpha f_d}\right) \quad [5.4.6.5]$$

dove

- M_d è il momento flettente di progetto;
 N_d è la forza assiale di progetto;
 M_{Rd} è la resistenza di progetto;
 t è lo spessore del muro;
 l è la lunghezza complessiva della parete;
 A è l'area della sezione della parete;
 f_d è la resistenza di progetto a compressione della muratura;
 $\alpha \leq 0.85$, è un coefficiente riduttivo della resistenza, che tiene conto del riempimento del diagramma delle tensioni nella sezione reagente.

5.4.6.2.3 VERIFICHE A TAGLIO PER AZIONI NEL PIANO DEL MURO

La verifica è soddisfatta se risulta:

$$V_d \leq V_{Rd} = \beta A f_{vd} \quad [5.4.6.6]$$

dove

- V_d è la forza tagliante di progetto;
 V_{Rd} è la resistenza di progetto;
 A è l'area della sezione della parete;
 β è il coefficiente di parzializzazione della parete, dipendente dall'eccentricità $e_l = M_d/N_d$. Vale 1 se $e_l \leq l/6$; se $e_l \leq 0.22 l$ il suo valore può essere calcolato ipotizzando una distribuzione triangolare delle tensioni;
 f_{vd} è la resistenza di progetto a taglio della muratura;

5.4.6.2.4 CARICHI CONCENTRATI

La verifica è soddisfatta se risulta:

$$N_{dc} \leq N_{Rdc} = \beta_c A_c f_d \quad [5.4.6.7]$$

dove

- N_{dc} è il valore di progetto del carico concentrato;
 N_{Rdc} è la resistenza di progetto;
 A_c è l'area di appoggio;
 β_c è un coefficiente di amplificazione per i carichi concentrati, valutato in funzione del tipo di muratura come di seguito indicato
 f_d è la resistenza di progetto a compressione della muratura;

Se gli elementi resistenti sono di *Categoria I* (vedi par.11.9), il fattore β_c può essere valutato come segue:

$$\beta_c = \left(1 + 0.3 \frac{a_1}{h_c} \right) \left(1.5 - 1.1 \frac{A_c}{A_{eff}} \right) \quad [5.4.6.8]$$

in cui:

- a_1 è la minima distanza fra l'estremo dell'appoggio ed il termine della parete;
 h_c è l'altezza del muro a livello dell'appoggio;
 A_{eff} è l'area efficace dell'appoggio, valutata come $l_{efm} t$;

l_{efm} è la lunghezza efficace dell'appoggio, valutata come in Figura 5.4.1, comunque $l_{eff} \leq 2.2 A_c / t$;

t è lo spessore del muro, tenendo conto delle rientranze praticate in corrispondenza dei nodi maggiori di 5mm

In ogni caso deve risultare:

$$1 \leq \beta_c \leq \begin{cases} 1.25 + \frac{a_1}{2h_c} \\ 1.5 \end{cases}$$

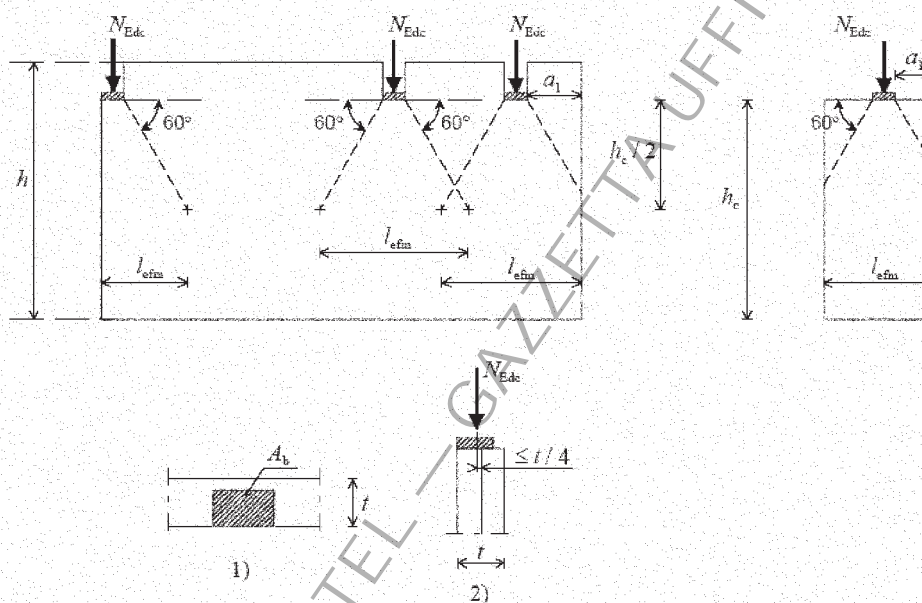


Figura 5.4.1 – Pareti soggette a carichi concentrati. 1) pianta, 2) sezione

Se gli elementi resistenti *non sono di Categoria I* (vedi par.11.9), il fattore β_c può essere assunto pari ad 1.

L'eccentricità del carico rispetto alla linea d'asse della parete non deve essere maggiore di $t/4$.

In ogni caso le verifiche di cui al punto 5.4.6.2.1 devono essere soddisfatte a livello della metà dell'altezza della parete al di sotto degli appoggi.

I carichi concentrati devono essere direttamente sostenuti da elementi resistenti di categoria I, o mediante idonei appoggi o elementi di ripartizione.

5.4.6.2.5 TRAVI IN MURATURA

La verifica di travi di accoppiamento in muratura ordinaria, in presenza di azione assiale orizzontale nota, viene effettuata in analogia a quanto previsto per i pannelli murari verticali. Qualora l'azione assiale non sia nota dal modello di calcolo (ad es. quando l'analisi è svolta su modelli a telaio con l'ipotesi di solai infinitamente rigidi nel piano), ma siano presenti, in prossimità della trave in muratura, elementi orizzontali dotati di resi-

stenza a trazione (catene, cordoli), i valori delle resistenze di progetto potranno essere assunti non superiori ai valori di seguito riportati ed associati ai meccanismi di rottura per taglio o per pressoflessione.

La *resistenza a taglio* V_t di travi di accoppiamento in muratura ordinaria in presenza di un cordolo di piano o di un architrave resistente a flessione efficacemente ammortato alle estremità, può essere calcolata in modo semplificato come

$$V_t = h t f_{vd0}$$

dove:

h è l'altezza della sezione della trave

f_{vd0} è la resistenza di calcolo a taglio in assenza di compressione

Il *massimo momento resistente*, associato al meccanismo di pressoflessione, sempre in presenza di elementi orizzontali resistenti a trazione in grado di equilibrare una compressione orizzontale nelle travi in muratura, può essere valutato come

$$M_u = \frac{H_p h}{2} [1 - H_p / (0.85 f_{hd} h t)]$$

dove:

H_p è il minimo tra la resistenza a trazione dell'elemento teso disposto orizzontalmente ed il valore $0.4 f_{hd} h t$

f_{hd} è la resistenza di calcolo a compressione della muratura in direzione orizzontale (nel piano della parete).

La *resistenza a taglio*, associata a tale meccanismo, può essere calcolata come

$$V_p = 2 M_u / l$$

dove l è la luce libera della trave in muratura.

Il valore della resistenza a taglio per l'elemento trave in muratura ordinaria sarà assunto pari al minimo tra V_t e V_p .

5.4.6.3. Verifiche alle tensioni

5.4.6.3.1 VERIFICHE A PRESSOFLESSIONE

La verifica è soddisfatta se risulta:

$$\sigma = \frac{N_d}{\Phi_l \Phi_t A} \leq f_d \quad [5.4.6.9]$$

dove

N_d è la forza assiale di progetto;

Φ_t coefficiente riduttivo della resistenza per eccentricità trasversale (v. par. 5.4.6.2.1);

Φ_l coefficiente riduttivo della resistenza per eccentricità longitudinale, dipendente dall'eccentricità $e_l = M_d / N_d$. Se $e_l \leq 0.22 l$ può essere calcolato con le stesse modalità di Φ_t , ponendo la snellezza uguale a zero.

f_d è la resistenza di progetto a compressione della muratura, valutata con l'appropriato coefficiente parziale di modello (tabella 5.4.III).

A area della sezione della parete.

5.4.6.3.2 VERIFICHE A TAGLIO PER AZIONI NEL PIANO DEL MURO

La verifica è soddisfatta se risulta:

$$\tau = \frac{V_d}{\beta A} \leq f_{vd} \quad [5.4.6.10]$$

dove

V_d è la forza tagliante di progetto;

A è l'area della sezione della parete al netto delle aperture;

β è il coefficiente di parzializzazione della parete (v. par. 5.4.6.2.3);

f_{vd} è la resistenza di progetto a taglio della muratura, valutata con l'appropriato coefficiente parziale di modello (tabella 5.4.III).

5.4.6.3.3 CARICHI CONCENTRATI

La verifica è soddisfatta se risulta:

$$\sigma = \frac{N_{dc}}{\beta_c A_c} \leq f_d \quad [5.4.6.11]$$

dove

N_{dc} è il valore di progetto del carico concentrato;

A_c è l'area di appoggio;

β_c è un coefficiente di amplificazione per i carichi concentrati, valutato in funzione del tipo di muratura come indicato al punto 5.4.6.2.4;

f_d è la resistenza di progetto a compressione della muratura valutata con l'appropriato coefficiente parziale di modello (tabella 5.4.III).

5.4.7. MURATURA ARMATA

Si intende per muratura armata quella costituita da elementi artificiali semipieni con fori verticali coassiali tali da consentire l'inserimento di armature verticali. Armature orizzontali possono essere disposte nei ricorsi di malta fra gli elementi di muratura. La malta od il conglomerato di riempimento dei vani od alloggi delle armature deve avere $R_{ck} > 15 \text{ N/mm}^2$ e deve avvolgere completamente l'armatura. Lo spessore di ricoprimento deve essere tale da garantire la trasmissione degli sforzi tra la muratura e l'armatura e costituire un idoneo copriferro ai fini della durabilità degli acciai.

Quanto sopra è essenziale ai fini della collaborazione laterizio-armatura.

E' compito del Progettista stabilire delle percentuali minime di armatura, in particolare attorno alle aperture, ovvero alle parti terminali, che garantiscano la robustezza del complesso strutturale.

Le verifiche di sicurezza vanno condotte secondo i metodi di cui al punto 5.4.5., in cui la resistenza di calcolo dell'acciaio verrà assunta pari a:

$$f_{yd} = f_{yk} / (\gamma_m \gamma_d)$$

dove:

$$\gamma_m = 1,15$$

$$\gamma_d = 1,5$$

Per le tensioni di aderenza valgono le indicazioni di cui al punto 5.1.2.3.4.

Nel caso del metodo tensionale :

$$\sigma_d < f_{yk} / (\gamma_m \gamma_d)$$

dove:

$$\gamma_d = 3$$

5.5. COSTRUZIONI IN ALTRI MATERIALI

Possono utilizzarsi altri materiali diversi da quelli definiti nella presente normativa per svolgere funzioni statiche.

Rientrano in questi materiali:

- a) materiali metallici diversi dagli acciai definiti nella presente norma: alluminio, elementi composti in alluminio, rame od acciai speciali
- b) materiali in conglomerato cementizio in cui i componenti aggiuntivi (es. fibre) variano le caratteristiche meccaniche tali da sostituire le armature metalliche ed identificarlo come calcestruzzo strutturale speciale
- c) vetro con funzioni statiche rilevanti da rappresentare da solo o con altri componenti resistenti in acciaio e/o alluminio la resistenza della costruzione
- d) Materiali polimerici (materiali plastici, elastomerici);
- e) Materiali ottenuti per combinazione di differenti materiali base.

I metodi per la verifica strutturale sono quelli stabiliti al punto 2, ovvero, per affinità, ai capitoli 3, 4 e 5.

Questi materiali non possono essere utilizzati con funzione strutturale se non preliminarmente certificati ed accettati con le stesse procedure ed allo stesso livello di affidabilità dei materiali normali. Tali procedure saranno verificate dal Servizio Tecnico Centrale, sentito il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

5.5.1 REQUISITI RICHIESTI

I requisiti che devono essere assicurati da un materiale o da una tipologia strutturale dipendono dal ruolo che esso riveste dal punto di vista strutturale e dalla vita utile prevista dalla struttura. I requisiti richiesti, di carattere generale ma che devono essere particolarmente tenuti in conto nel caso di strutture realizzate con materiali diversi da quelli specifici già contemplati nelle presenti norme, riguardano sia le proprietà del materiale che il progetto della specifica tipologia strutturale.

Deve essere rispettato il seguente requisito:

Tutti i nuovi materiali devono rispondere a requisiti di robustezza, vale a dire di conservazione delle caratteristiche per modeste variazioni ambientali e/o modeste azioni accidentali.

Per quanto sopra, tutti i materiali devono mantenere inalterate le loro caratteristiche chimiche, fisiche e meccaniche nell'arco di temperatura -20° - $+ 60^{\circ}$ per un arco di tempo non inferiore ad un mese.

Questi materiali devono garantire la permanenza delle caratteristiche fisico-meccaniche per una vita di servizio maggiore di 10 anni qualora possa essere sostituito senza alterare la statica globale della struttura.

Non possono essere utilizzati materiali o componenti per i quali non siano garantiti sperimentalmente, sulle principali caratteristiche fisiche e meccaniche, coefficienti di variazione inferiori a 0,30 e difettosità di produzione inferiori al 5%. Nel caso di utilizzi di tipo strutturale, devono essere valutate le caratteristiche di resistenza, di rigidità, nonché la duttilità dei materiali in condizioni di carico il più possibile vicine a quelle

previste nelle applicazioni. Devono essere messe in evidenza eventuali comportamenti fragili.

Per i componenti con funzione strutturale primaria, devono essere verificati i seguenti requisiti fondamentali:

Materiali a comportamento fragile:

Nel caso di strutture realizzate con materiali a comportamento fragile, devono essere utilizzati elevati coefficienti di sicurezza nei riguardi della crisi dei materiali (almeno doppi rispetto a quelli usuali), nonché schemi di tipo isostatico o nei quali il possibile cedimento di un vincolo non modifichi in modo sostanziale lo stato tensionale e di conseguenza il margine di sicurezza della struttura. Non possono essere realizzate strutture che abbiano funzione portante principale in zona sismica.

Robustezza della struttura:

La crisi di un elemento o un danno localizzato non devono provocare conseguenze sproporzionate rispetto alla causa che li ha prodotti.

Rischio d'incendio:

La struttura deve avere una resistenza al fuoco adeguata rispetto al rischio d'incendio previsto, tenendo in conto i dispositivi di sicurezza previsti.

Sensibilità ad eventi eccezionali:

La struttura deve essere in grado di sopportare, nel caso di eventi eccezionali (urti, scoppi, atti di vandalismo), i carichi che sono definiti per tale condizione di carico.

Durabilità dell'opera:

Devono essere garantite durabilità e prestazioni nei confronti degli agenti ambientali commisurate alla vita utile prevista per la struttura principale stessa. Nel caso in cui per assicurare la durata richiesta sia necessario prevedere un piano di manutenzione, la struttura dovrà essere accessibile e dovrà essere possibile poter verificare le caratteristiche dei materiali e, se necessario, poter provvedere alla sostituzione di alcuni elementi strutturali.

Sensibilità a difetti del materiale:

Il comportamento della struttura deve essere poco sensibile alle possibili disomogeneità del materiale che possano essere presenti nel materiale, soprattutto se realizzato in opera.

5.6. ELEMENTI STRUTTURALI COMPOSTI

Si intendono come elementi strutturali composti quelli costituiti da materiali strutturali diversi ipotizzati rigidamente collegati attraverso la superficie di contatto per la trasmissione delle forze di taglio, in modo da costituire un elemento strutturale staticamente autonomo.

Fanno parte di questa categoria:

- gli elementi strutturali acciaio-calcestruzzo costituiti da acciai per carpenteria metallica e calcestruzzo normale o precompresso;
- gli elementi calcestruzzo-calcestruzzo costituiti da elementi in calcestruzzo armato normale o precompresso di diverse caratteristiche reologiche o diversi tempi di maturazione;
- gli elementi legno-calcestruzzo
- altri componenti misti.

Nel calcolo della resistenza e deformabilità, oltre agli stati tensionali provocati dalle azioni esterne, andranno tenuti in conto gli stati coattivi provocati dalle diverse caratteristiche reologiche (deformazioni viscosse), proprietà termodinamiche, leggi di maturazione e ritiro.

5.6.1. ELEMENTI STRUTTURALI IN ACCIAIO-CALCESTRUZZO

Formano oggetto delle presenti norme gli elementi strutturali costituiti da acciai per carpenteria metallica e calcestruzzo normale o precompresso.

Per i componenti in calcestruzzo armato normale o precompresso e per gli elementi metallici valgono le prescrizioni dei paragrafi 5.1 e 5.2 delle presenti norme tecniche.

La trasmissione degli sforzi tra calcestruzzo ed acciaio, per assicurare le ipotesi di aderenza, deve essere affidato a connettori metallici, che devono assorbire la risultante degli sforzi teorici sulla superficie di contatto.

I connettori devono poter assorbire sia gli sforzi di taglio che quelli di trazione ortogonali alle superfici di contatto dei materiali componenti, dovuti sia a sforzi applicati che a deformazioni imposte.

I componenti strutturali usuali sono:

- elementi inflessi costituiti da travi metalliche che portano all'estradosso una soletta in calcestruzzo;
- solettoni in cemento armato precompresso a trave incorporata;
- elementi prevalentemente compressi: colonne composte in cui i componenti, carpenteria metallica e calcestruzzo, lavorano prevalentemente in parallelo.

Gli elementi composti possono essere utilizzati con altri elementi in acciaio, in calcestruzzo o composti, per realizzare un insieme strutturale. In questo caso assumono grande rilevanza le connessioni o i nodi dei vari elementi strutturali.

5.6.1.1 Norme di verifica della sicurezza

Per la definizione delle azioni e delle loro combinazioni valgono le prescrizioni di cui al paragrafo 5.1 ovvero 5.2.

Le resistenze di calcolo delle sezioni e degli elementi verranno calcolate con riferimento alle strutture non omogenee, ovvero omogeneizzate in rapporto alle rigidità dei componenti, ferma l'ipotesi di perfetta aderenza lungo le superfici di contatto, con riferimento ai valori di calcolo dei materiali di cui ai paragrafi 5.1 e 5.2.

Qualora il calcestruzzo della struttura mista sia sottoposto prevalentemente a sforzo di trazione, andranno eseguite le verifiche di fessurazione in conformità al paragrafo 5.2.

Le strutture miste ubbidiscono agli stessi stati limiti di deformazione di quelle in acciaio.

5.6.1.2 Travi composte

Nel caso di travi composte, devono essere previsti sull'intera loro lunghezza connettori a taglio e armatura trasversale in grado di trasmettere allo stato limite ultimo la forza di scorrimento all'interfaccia fra soletta di calcestruzzo e acciaio, trascurando il contributo dell'aderenza spontanea fra le parti. I connettori andranno distribuiti secondo il diagramma degli sforzi di scorrimento.

I connettori devono essere in grado di impedire il distacco fra le parti in acciaio e quelle in calcestruzzo.

Le distanze fra i connettori devono essere tali da consentire la trasmissione della forza di scorrimento e da prevenire la separazione fra acciaio e calcestruzzo.

I connettori di qualsiasi tipo, saldati o bullonati, devono essere verificati per l'azione di taglio sulla superficie di attacco alla trave metallica, ed all'azione di pressione lungo il gambo.

La soletta deve essere verificata per la pressione lungo il gambo del connettore.

Lo spessore della soletta di calcestruzzo deve risultare sempre maggiore di almeno 30 mm dell'altezza del connettore.

La capacità di trasmettere gli sforzi di trazione nei connettori, può essere utilmente ricavata da prove sperimentali.

Nelle travi composte da profilati in acciaio e soletta in cemento armato lo spessore di quest'ultima non deve essere inferiore al doppio dello spessore del copriferro e comunque maggiore od uguale a 50 mm.

La soletta sovrastante deve avere una armatura di ripartizione.

5.6.1.3 Solette composte con lamiera grecata

Il profilato metallico è sostituito da una lamiera grecata preformata a freddo, che contiene il getto di calcestruzzo.

Lo spessore minimo della soletta di calcestruzzo non può essere inferiore a 40 mm e deve contenere una armatura di ripartizione.

La lamiera grecata, integrata ove necessario da barre di armatura, rappresenta la parte resistente agli sforzi di trazione.

Al fine di garantire la trasmissione delle forze di scorrimento all'interfaccia fra lamiera e calcestruzzo non può farsi affidamento sulla pura aderenza fra i materiali ma devono adottarsi sistemi generalmente del tipo

- a ingranamento meccanico fornito dalla deformazione del profilo metallico o ingranamento ad attrito nel caso di profili sagomati con forme rientranti;
- ancoraggi di estremità costituiti da pioli saldati o altri tipi di connettori, purché combinati a sistemi ad ingranamento;
- ancoraggi di estremità ottenuti con deformazione della lamiera, purché combinati con sistemi a ingranamento per attrito.

Quando a tali solai venga affidata la funzione di diaframma per resistere alle azioni orizzontali devono attentamente considerarsi l'effetto delle aperture e le azioni aggiuntive indotte sui connettori a taglio.

5.6.1.4 Colonne composte

Le colonne composte possono dividersi in due categorie:

- a) il calcestruzzo avvolge il componente metallico e contiene armature longitudinali e staffe trasversali che cerchiano il calcestruzzo contro l'elemento metallico;
- b) un profilato cavo tubolare contiene il calcestruzzo. Nell'interno del calcestruzzo possono essere aggiunte delle armature longitudinali di ripresa.

Nel caso a) lo spessore di conglomerato deve essere il doppio del copriferro delle armature, con spessore minimo pari a 50 mm; particolare attenzione va posta nel rispetto di queste regole nei nodi strutturali.

La trasmissione degli sforzi di scorrimento, deve avvenire attraverso connettori ortogonali alla superficie, ovvero mediante rugosità delle superfici di contatto, di cui venga valutata, per via sperimentale, la capacità di trasmettere forze di scorrimento.

5.7. PARTICOLARI PRESCRIZIONI PER LA PROGETTAZIONE IN PRESENZA DI AZIONI SISMICHE

5.7.1. REQUISITI DI SICUREZZA E CRITERI DI VERIFICA

5.7.1.1 Oggetto delle norme

Il presente capitolo riguarda particolari prescrizioni relative alle nuove opere soggette anche all'azione sismica. Possono servire per la valutazione della sicurezza e la progettazione di interventi di consolidamento, riparazione, miglioramento ed adeguamento di strutture esistenti. Le norme hanno per obiettivo la salvaguardia della vita umana, la limitazione dei danni, il mantenimento della funzionalità delle strutture essenziali agli interventi di protezione civile.

Il Committente ed il Progettista di concerto, nel rispetto dei livelli di sicurezza stabiliti nella presente norma, possono fare riferimento a specifiche indicazioni contenute in codici internazionali, nella letteratura tecnica consolidata, negli allegati 2 e 3 alla OPCM del 20 marzo 2003 n.3274.

5.7.1.2 Sicurezza nei confronti della stabilità (stato limite ultimo – SLU)

Sotto l'effetto della azione sismica allo stato limite ultimo definita al precedente capitolo 3, le strutture degli edifici, pur subendo danni di rilevante entità negli elementi strutturali, devono mantenere una residua resistenza e rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali e la capacità portante nei confronti dei carichi verticali.

5.7.1.3 Protezione nei confronti del danno (stato limite di danno – SLD)

Sotto l'effetto della azione sismica allo stato limite di danno definita al precedente capitolo 3, le costruzioni nel loro complesso, includendo gli elementi strutturali e quelli non strutturali, ivi comprese le apparecchiature rilevanti alla funzione dell'edificio, non devono subire danni gravi ed interruzioni d'uso; i danni strutturali devono essere di entità trascurabile.

Per particolari categorie di costruzioni, in relazione alla necessità di mantenerle pienamente funzionali anche dopo terremoti violenti, il Committente ed il Progettista di concerto, possono adottare valori maggiorati delle azioni, facendo riferimento a probabilità di occorrenza più vicine a quelle adottate per la sicurezza nei confronti dello stato limite ultimo.

5.7.2. PRESCRIZIONI RELATIVE AI TERRENI DI FONDAZIONE

Non potranno realizzarsi costruzioni in pendii instabili ovvero in terreni che possono essere sensibili a fenomeni di liquefazione o di particolare eccessivo addensamento in caso di sisma, a meno che interventi di consolidamento del terreno e particolari tipi di fondazione profonda assicurino la stabilità della costruzione in presenza di sisma.

Per costruzioni su pendii le indagini devono essere convenientemente estese al di fuori dell'area edificatoria per rilevare tutti i fattori occorrenti alla valutazione delle condizioni di stabilità del complesso opera-pendio in presenza delle azioni sismiche.

5.7.3. LIVELLI DI PROTEZIONE ANTISISMICA

Le costruzioni devono essere dotate di un livello di protezione antisismica differenziato in funzione della loro importanza e del loro uso, e quindi delle conseguenze più o meno gravi di un loro danneggiamento per effetto di un evento sismico. A tale scopo si deve definire la classe di importanza dell'opera ed associarvi il relativo livello di protezione, in relazione all'interesse strategico per funzioni di protezione civile, alla necessità di funzionalità durante gli eventi sismici, alle conseguenze di un eventuale collasso.

5.7.4. CARATTERISTICHE GENERALI DEGLI EDIFICI

5.7.4.1 Generalità

Gli edifici devono avere quanto più possibile una distribuzione degli elementi strutturali con caratteristiche di semplicità, simmetria, iperstaticità, regolarità in pianta e in altezza e variazione graduale delle caratteristiche geometriche e di rigidezza in altezza.

Se necessario ciò può essere conseguito suddividendo la struttura, mediante giunti, in unità tra loro dinamicamente indipendenti.

L'impostazione delle presenti norme, prevede che gli edifici posseggano in ogni caso una adeguata capacità di dissipare energia in campo inelastico per azioni cicliche ripetute, senza che ciò comporti riduzioni significative della resistenza nei confronti delle azioni sia verticali che orizzontali.

Si dovrà assicurare alla struttura un comportamento duttile e dissipativo, evitando rotture fragili e la formazione di meccanismi instabili impreveduti; a questo scopo si farà ricorso ai procedimenti tipici della gerarchia delle resistenze, localizzando le dissipazioni di energia per isteresi in zone a tal fine individuate e progettate dette "dissipative o critiche"; l'individuazione di tali zone deve essere congruente con lo schema strutturale adottato.

Poiché il comportamento sismico della struttura è largamente dipendente dal comportamento delle sue regioni critiche, tali regioni dovranno mantenere, in presenza di azioni cicliche, la capacità di trasmettere le necessarie sollecitazioni e di dissipare energia. A tal fine i dettagli costruttivi delle regioni critiche e delle connessioni tra queste regioni e le restanti parti della struttura, nonché dei diversi elementi strutturali tra loro, dovranno ricevere una particolare attenzione ed essere esaurientemente specificati negli elaborati di progetto.

Le parti non dissipative ed i collegamenti delle parti dissipative al resto della struttura devono possedere una sufficiente sovrarresistenza per consentire lo sviluppo della plasticizzazione ciclica delle parti dissipative.

I materiali costituenti le membrature e i collegamenti, oltre ad essere conformi ai requisiti prescritti nei capitoli 5.1, 5.2, 5.3, 5.4, 5.5 e 5.6, devono avere caratteristiche tali da assicurare una buona coincidenza tra il comportamento dissipativo reale e quello previsto in sede di progetto.

Nel caso di collegamenti in semplice appoggio o di collegamenti di tipo scorrevole l'appoggio deve essere dimensionato per consentire uno scorrimento che tenga conto dello spostamento relativo tra le due parti della struttura collegate: lo spostamento relativo tra le due parti, determinato in base alle azioni allo stato limite ultimo, deve essere amplificato per un coefficiente parziale coerente con il fattore di struttura adottato; si deve, eventualmente, tenere anche conto dello spostamento relativo in condizioni sismiche tra le fondazioni delle due parti collegate. Non è mai consentito fare affidamento esclusivamente all'attrito per assicurare la trasmissione di forze orizzontali tra parti della struttura.

Al fine di verificare la residua capacità portante nei confronti dei carichi verticali, a seguito di terremoti caratterizzati dalla azione sismica di progetto allo stato limite ultimo, si dovrà considerare il degrado di resistenza e rigidità delle parti di struttura specificamente progettate per dissipare energia.

La rigidità e la resistenza degli elementi secondari autoportanti (muri divisorii ecc) può essere ignorata nell'analisi della risposta all'azione sismica dell'intera struttura resistente, tranne quando la loro conformazione abbia una influenza significativa sul comportamento sismico della struttura. In ogni caso deve essere verificato che siano in grado di mantenere le funzioni portanti ad essi affidate in condizioni di struttura deformata coerentemente con gli spostamenti derivanti dall'analisi sismica.

5.7.4.2 Modellazione della struttura

Il modello della struttura su cui verrà effettuata l'analisi dovrà rappresentare in modo adeguato la distribuzione di massa e rigidità effettiva considerando, laddove necessario, il contributo degli elementi non strutturali e l'interazione terreno - struttura.

In generale il modello della struttura sarà costituito da elementi resistenti piani a telaio o a parete, connessi da diaframmi orizzontali. Se i diaframmi orizzontali, tenendo conto delle aperture in essi presenti, sono in grado di raccogliere le forze d'inerzia orizzontali e trasmetterle ai sistemi resistenti verticali (telai, pareti e nuclei) comportandosi il più possibile come corpi rigidi nel proprio piano, i gradi di libertà dell'edificio possono essere ridotti a tre per piano, concentrando masse e momenti di inerzia nel centro di gravità di ciascun piano. A tal fine i solai e le coperture devono essere dotati della resistenza necessaria e di una rigidità nel proprio piano grande rispetto alla rigidità sotto carichi orizzontali dei sistemi resistenti verticali; inoltre debbono essere efficacemente connessi a tali sistemi.

Il modello adottato deve essere tridimensionale; solo gli edifici regolari in pianta possono essere analizzati considerando due modelli piani separati, uno per ciascuna direzione principale.

Quale che sia il modello adottato, in aggiunta all'eccentricità effettiva, dovrà essere considerata un'eccentricità accidentale che tenga conto dell'incertezza relativa all'effettiva posizione del centro di massa.

5.7.4.3 Analisi strutturale

L'analisi strutturale può essere condotta utilizzando l'analisi dinamica modale, che prenda in conto i modi con massa partecipante significativa opportunamente combinati.

Il Progettista, fermi restando i livelli di sicurezza da raggiungere, può utilizzare altri metodi di analisi strutturale, che tengano conto di modelli costitutivi di comportamento dei materiali e degli elementi strutturali non lineari, con la descrizione della capacità dissipativa nei cicli di isteresi.

La risposta sismica può essere anche calcolata schematizzando l'azione sismica mediante accelerogrammi, così come specificato al paragrafo 3.2.2.7.

Le componenti orizzontali e verticali dell'azione sismica saranno prese come agenti simultaneamente e dovranno essere opportunamente combinate.

Metodi di analisi, di tipo statico lineare, possono essere utilizzati, quando ciò risulti compatibile con la regolarità e la semplicità della struttura.

5.7.5 CONSIDERAZIONE DI ELEMENTI SECONDARI NON STRUTTURALI

Gli elementi costruttivi secondari senza funzione strutturale, il cui danneggiamento può provocare danni a persone, dovranno in generale essere verificati all'azione sismica, insieme alle loro connessioni alla struttura.

Qualora la distribuzione di tali elementi sia fortemente irregolare in pianta, gli effetti di tale irregolarità dovranno essere valutati e tenuti in conto. Qualora la distribuzione di tali elementi sia fortemente irregolare in altezza, dovrà essere considerata la possibilità di forti concentrazioni di danno ai piani con significativa riduzione del numero di tali elementi rispetto ai piani adiacenti.

Nel caso di tamponamenti che non si estendono per l'intera altezza dei pilastri adiacenti, dovranno essere opportunamente calcolati gli sforzi di taglio agenti sulla parte del pilastro priva di tamponamento che dovrà essere armata di conseguenza.

Dovranno essere adottati magisteri atti ad evitare collassi fragili e prematuri dei pannelli di tamponamento esterno e la possibile espulsione di elementi di muratura in direzione perpendicolare al piano del pannello.

5.7.6 IMPIANTI

La progettazione degli elementi strutturali che sostengono e collegano i diversi elementi funzionali costituenti l'impianto tra loro e alla struttura principale, dovrà seguire le stesse regole adottate per gli elementi strutturali degli edifici. Gli impianti potranno essere collegati all'edificio con dispositivi di vincolo rigidi o flessibili. Dovranno essere soggetti a verifica sia i dispositivi di vincolo che gli elementi strutturali o non strutturali cui gli impianti sono fissati, in modo da assicurare che non si verifichino rotture o distacchi per effetto dell'azione sismica di progetto.

5.7.7 VERIFICHE DI SICUREZZA

5.7.7.1 Stato limite ultimo

5.7.7.1.1 FATTORE DI STRUTTURA

Il fattore di struttura q di cui al Paragrafo 3.2 da utilizzare per ciascuna direzione della azione sismica, definito in funzione dei materiali, delle tipologie strutturali, del loro grado di iperstaticità, della duttilità attesa e della interazione terreno-struttura, può essere calcolato tramite la seguente espressione:

$$q = q_0 K_\alpha K_D K_R$$

nella quale: q_0 è un valore che dipende dal livello di duttilità attesa;

K_α è un fattore amplificativo che dipende dal rapporto tra il valore dell'azione sismica per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la sua resistenza flessionale e quello per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile;

K_D è un fattore riduttivo che dipende dalla classe di duttilità, con valore pari ad 1 per edifici progettati in alta duttilità e minore di 1 negli altri casi;

K_R è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità dell'edificio, con valore pari ad 1 per edifici regolari e minore di 1 per edifici non regolari.

La scelta del fattore di struttura deve essere adeguatamente giustificata. Il valore adottato deve dar luogo ad azioni di progetto allo stato limite ultimo coerenti con le azioni di progetto assunte per lo stato limite di danno.

5.7.7.1.2 RESISTENZA

Per tutti gli elementi strutturali, incluse le connessioni tra elementi, dovrà essere verificato che il valore di progetto di ciascuna sollecitazione sia inferiore al corrispondente valore della resistenza di progetto.

5.7.7.1.3 DUTTILITÀ E CAPACITÀ DI DEFORMAZIONE

Dovrà essere verificato che i singoli elementi strutturali e la struttura nel suo insieme possiedano una duttilità coerente con il fattore di struttura (q) adottato. Si dovrà verificare alternativamente che la struttura possieda una capacità di deformazione superiore alla domanda.

Allo stato limite di danno, dovrà essere verificato che le deformazioni strutturali non producano danni tali da rendere temporaneamente inagibile l'edificio.

5.7.7.1.4 DISTACCHI TRA EDIFICI

I distacchi tra gli edifici devono avere dimensioni tali da evitare fenomeni di martellamento tra strutture contigue; per tale motivo i distacchi devono avere dimensione non inferiore alla somma degli spostamenti allo stato limite ultimo delle strutture medesime.

Nel caso in cui il distacco è relativo ad un edificio esistente, per quest'ultimo lo spostamento limite va stimato in modo opportuno.

Particolare attenzione va posta al dimensionamento dei distacchi se gli edifici hanno apparecchi di isolamento sismico. In tal caso, tutti i collegamenti tra l'edificio in esame e il terreno o altre costruzioni, la cui rottura può essere fonte di pericolo o causa di gravi disservizi, dovranno sopportare senza rotture gli spostamenti relativi cui sono sottoposti.

5.7.7.1.5 COLLEGAMENTI IN FONDAZIONE

Al fine di validare l'ipotesi di azione sismica unica per la struttura in elevato, tutti gli elementi fondali della costruzione vanno almeno collegati da un graticcio di travi o da una piastra, di adeguata rigidezza. Ogni collegamento va adeguatamente proporzionato. In via semplificata il graticcio di travi di collegamento può essere dimensionato per resistere ad una forza assiale di trazione o di compressione pari alla forza di taglio alla base del singolo pilastro.

Quando ciò non si realizzi, bisogna calcolare gli elementi strutturali non connessi alla base tenendo conto degli spostamenti tra le varie basi d'appoggio.

5.7.7.2 Stato limite di danno

Per l'azione sismica di progetto definita nel punto 3.2.2.6, dovrà essere verificato che gli spostamenti strutturali non producano danni tali da rendere temporaneamente inagibile l'edificio. Questa condizione si potrà ritenere soddisfatta quando gli spostamenti inter piano ottenuti dall'analisi siano inferiori ad opportuni limiti definiti in base alla tipologia della struttura e dei collegamenti dei tamponamenti ad essa. Tali limiti saranno in generale compresi tra lo 0.3% e l'1% dell'altezza di piano, in funzione della tipologia strutturale e delle caratteristiche dei principali elementi non strutturali.

In presenza di sistemi di isolamento sismico, le eventuali connessioni, strutturali e non, particolarmente quelle degli impianti, fra la struttura isolata e il terreno o le parti di strutture non isolate, devono assorbire gli spostamenti relativi massimi ottenuti dal calcolo senza alcun danno o limitazioni d'uso.

5.7.8. EDIFICI CON STRUTTURA IN CEMENTO ARMATO

5.7.8.1 Generalità

Ai fini di un idoneo comportamento all'azione sismica, le deformazioni inelastiche devono essere distribuite nel maggior numero possibile di elementi duttili, in particolare in quelli soggetti a sforzi normali limitati (travi), evitando che esse si manifestino negli elementi meno duttili (pilastri soggetti a sforzi normali rilevanti) o nei meccanismi resistenti fragili (elementi con sforzi taglienti rilevanti). In tal modo è possibile progettare l'opera al fine di raggiungere il livello di duttilità previsto per l'azione sismica di progetto.

5.7.8.2 Dimensionamento e verifica degli elementi strutturali

TRAVI

Sollecitazioni di calcolo

I momenti flettenti di calcolo, da utilizzare per il dimensionamento o verifica delle travi, sono quelli ottenuti dall'analisi globale della struttura per le combinazioni di carico di cui al punto 3.2.

Verifiche

I valori di momento e taglio resistenti sono calcolati come per le situazioni non sismiche. Nelle zone critiche delle strutture progettate per avere un'elevata capacità dissipativa, il contributo del calcestruzzo alla resistenza a taglio viene considerato nullo e si considera esclusivamente il contributo dell'acciaio.

PILASTRI

Sollecitazioni di calcolo

Nelle strutture progettate per avere un'elevata capacità dissipativa, i momenti flettenti di calcolo nei pilastri devono essere tali da proteggere i pilastri dalla plasticizzazione prematura.

Al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al taglio, gli sforzi di taglio nei pilastri da utilizzare per le verifiche ed il dimensionamento delle armature si ottengono dalla condizione di equilibrio del pilastro soggetto all'azione dei momenti resistenti nelle sezioni di estremità superiore ed inferiore, amplificati da un opportuno fattore.

Negli altri casi, le sollecitazioni di calcolo da utilizzare per il dimensionamento o verifica dei pilastri sia a pressoflessione che a taglio, sono date dalla più sfavorevole situazione ottenuta dall'analisi globale della struttura per le combinazioni di carico di cui al punto 3.2.

Nodi trave-pilastro

Si definisce nodo la zona del pilastro che si incrocia con le travi ad esso concorrenti. La resistenza del nodo deve essere tale da assicurare che esso non pervenga alla rottura prima delle zone della trave e del pilastro adiacenti al nodo. Sono da evitare, per quanto possibile, eccentricità tra l'asse della trave e l'asse del pilastro concorrenti in un nodo.

5.7.9 EDIFICI CON STRUTTURA PREFABBRICATA

La prefabbricazione di parti di una struttura progettata per rispondere alle prescrizioni relative agli edifici in cemento armato richiede la dimostrazione che il collegamento in opera delle parti è tale da conferire il previsto livello di monoliticità in termini di resistenza, rigidezza e duttilità.

Collegamenti

I collegamenti tra gli elementi prefabbricati condizionano in modo sostanziale il comportamento statico dell'organismo strutturale e la sua risposta sotto azioni sismiche.

Per gli edifici prefabbricati a pannelli portanti l'idoneità dei collegamenti tra i pannelli con giunti gettati o saldati devono essere adeguatamente dimostrata mediante le prove sperimentali di idoneità.

I collegamenti tra elementi monodimensionali (trave-pilastro) devono essere sicuramente rigidi, in modo da garantire la congruenza degli spostamenti verticali e orizzontali, ed il trasferimento delle sollecitazioni deve essere assicurato da dispositivi meccanici. Al vincolo rigido può accoppiarsi, all'altro estremo della trave, un vincolo scorrevole. L'ampiezza del piano di scorrimento deve risultare, con ampio margine, maggiore dello spostamento dovuto alla azione sismica.

In caso di collegamenti tra elementi prefabbricati di natura non monolitica, che influenzano in modo sostanziale il comportamento statico dell'organismo strutturale, e quindi anche la sua risposta sotto azioni sismiche, sono possibili le tre situazioni seguenti, a ciascuna delle quali dovrà corrispondere un opportuno criterio di dimensionamento:

- a) collegamenti situati al di fuori delle zone di previsto comportamento inelastico, che non modificano quindi le capacità dissipative della struttura rispetto al caso monolitico;
- b) collegamenti situati nelle zone critiche alle estremità degli elementi prefabbricati, ma sovradimensionati in modo tale da spostare la plasticizzazione in zone attigue all'interno degli elementi;
- c) collegamenti situati nelle zone critiche alle estremità degli elementi prefabbricati, dotati delle necessarie caratteristiche in termini di duttilità e di quantità di energia dissipabile.

In tutti i casi, i collegamenti devono essere in grado di assorbire gli spostamenti relativi e di trasferire le forze risultanti dall'analisi con adeguati margini di sicurezza.

5.7.10 EDIFICI CON STRUTTURA IN ACCIAIO

5.7.10.1 Generalità

Gli edifici sismo-resistenti in acciaio devono essere progettati in accordo con uno dei seguenti comportamenti strutturali:

- a) comportamento strutturale dissipativo
- b) comportamento strutturale non-dissipativo.

Nel caso a) deve essere presa in considerazione la capacità di parti della struttura (zone dissipative) di resistere alle azioni sismiche oltre il campo elastico.

Nel caso b) gli effetti delle azioni sismiche sono calcolati, indipendentemente dalla tipologia strutturale, mediante l'analisi elastica globale senza tener conto del comportamento del materiale in campo non-lineare.

Le strutture con zone dissipative devono essere progettate in maniera tale che queste zone si sviluppino in quelle parti della struttura in cui la plasticizzazione o l'instabilità lo-

cale o altri fenomeni di degrado dovuti al comportamento isteretico non influenzino la stabilità globale della struttura.

5.7.10.2 Verifiche di sicurezza

Le zone dissipative devono avere adeguata resistenza e duttilità. La loro resistenza deve essere verificata come per le situazioni non sismiche.

Le parti non dissipative delle strutture dissipative ed i collegamenti tra le parti dissipative ed il resto della struttura devono possedere una sufficiente sovrarresistenza per consentire lo sviluppo della plasticizzazione ciclica delle parti dissipative.

5.7.11 EDIFICI CON STRUTTURA IN MURATURA

5.7.11.1 Generalità

Si distinguono due tipi fondamentali di strutture in muratura: ordinaria ed armata.

Le piante degli edifici dovranno essere quanto più possibile compatte e simmetriche rispetto ai due assi ortogonali. Le strutture costituenti orizzontamenti e coperture non devono essere spingenti. Eventuali spinte orizzontali, valutate tenendo in conto l'azione sismica, devono essere assorbite per mezzo di idonei elementi strutturali. I solai devono assolvere funzione di ripartizione delle azioni orizzontali tra le pareti strutturali, pertanto devono essere ben collegati ai muri e garantire un adeguato funzionamento a diaframma. La distanza massima tra due solai successivi non deve essere eccessiva.

La geometria delle pareti resistenti al sisma, al fine di evitare possibili effetti di instabilità locali dovuti all'azione sismica, deve rispettare, in funzione della diversa tecnologia costruttiva, opportuni requisiti di spessore minimo e di snellezza, limitando i rapporti tra l'altezza di libera inflessione della parete e lo spessore e tra l'altezza massima delle aperture adiacenti alla parete e la lunghezza della parete.

Gli edifici in muratura ordinaria dovranno di regola avere le aperture praticate nei muri verticalmente allineate. Se così non fosse, si prenderanno in considerazione nel modello strutturale e nelle verifiche esclusivamente le porzioni di muro che presentino continuità verticale dal piano oggetto di verifica fino alle fondazioni. Potranno essere utilizzati modelli e metodi di analisi adeguati a simulare il comportamento globale della parete.

Nel caso di edifici in muratura armata, ciascuna parete costituisce nel suo complesso una struttura forata in corrispondenza delle aperture e tutte le pareti murarie devono essere efficacemente connesse da solai tali da costituire diaframmi rigidi: l'insieme strutturale risultante deve essere in grado di reagire alle azioni esterne orizzontali con un comportamento di tipo globale, al quale contribuisce soltanto la resistenza delle pareti nel loro piano.

5.7.11.2 Analisi strutturale

Nell'ipotesi di infinita rigidezza nel piano dei solai, il modello potrà essere costituito dai soli elementi murari continui dalle fondazioni alla sommità, collegati ai soli fini traslazionali alle quote dei solai.

La risposta fuori piano delle pareti è da considerarsi in generale come comportamento locale disaccoppiato dalla risposta globale governata dalla risposta delle pareti nel proprio piano: pertanto le verifiche fuori piano potranno essere effettuate separatamente e per esse potranno essere adottate le forze equivalenti indicate per gli elementi non strutturali.

5.7.11.3 Verifiche di sicurezza

Per la verifica di sicurezza per lo stato limite ultimo la resistenza di ogni elemento strutturale resistente al sisma dovrà risultare maggiore dell'azione agente per ciascuna delle seguenti modalità di collasso: pressoflessione, taglio e scorrimento nel piano della parete, pressoflessione fuori piano. Dovranno essere comunque soggette a verifica a pressoflessione fuori del piano tutte le pareti aventi funzione strutturale, in particolare quelle portanti carichi verticali, anche quando non considerate resistenti al sisma. In caso di applicazione di principi di gerarchia delle resistenze (muratura armata) l'azione da applicare per la verifica a taglio sarà derivata dalla resistenza a pressoflessione, in modo che tale meccanismo di danno preceda una rottura più fragile per taglio.

5.7.11.4 Particolari costruttivi

Nel caso di edifici in muratura ordinaria, ad ogni piano deve essere realizzato un collegamento tra solai e pareti atto a conferire unitarietà alla risposta del sistema.

In corrispondenza di incroci tra due pareti portanti perimetrali devono essere realizzate, su entrambe le pareti, zone di parete muraria di lunghezza adeguata ad evitare le vulnerabilità locali associate alla presenza di aperture prossime agli spigoli della costruzione. Al di sopra di ogni apertura deve essere realizzato un architrave resistente a flessione efficacemente ammortato alla muratura.

Nel caso degli elementi in muratura armata, le armature verticali ed orizzontali di rinforzo vengono dimensionate in analogia con quanto previsto per gli elementi in calcestruzzo armato. Le barre di armatura dovranno essere tali da assicurare adeguata aderenza ed ancoraggio. Dovrà essere garantita una adeguata protezione dell'armatura nei confronti della corrosione.

L'armatura orizzontale, collocata nei letti di malta o in apposite scanalature nei blocchi, dovrà essere adeguatamente diffusa ed in quantità tali da evitare sia collassi fragili in trazione (percentuale minima) sia collassi di compressione della muratura (percentuale massima).

L'armatura verticale dovrà essere collocata in apposite cavità o recessi, di dimensioni adeguate a garantire la trasmissione degli sforzi agli elementi in muratura. Armature verticali con sezione trasversale opportuna dovranno essere collocate a ciascuna estremità di ogni parete portante, ad ogni intersezione tra pareti portanti, in corrispondenza di ogni apertura e comunque ad un limitato interasse, in modo da assorbire sforzi eventualmente localizzati, di trazione o compressione, e garantire il comportamento complessivo della parete.

Gli architravi soprastanti le aperture potranno essere realizzati in muratura armata.

5.7.11.5 Fondazioni

Le strutture di fondazione devono essere realizzate in cemento armato, verificandole utilizzando le sollecitazioni derivanti dall'analisi. Dovranno essere continue, senza interruzioni in corrispondenza di aperture nelle pareti soprastanti.

Qualora sia presente un piano cantinato o seminterrato in pareti di cemento armato esso può essere considerato quale struttura di fondazione dei sovrastanti piani in muratura portante, nel rispetto dei requisiti di continuità delle fondazioni.

5.7.12 EDIFICI CON STRUTTURA IN LEGNO

5.7.12.1 Generalità

Gli edifici in legno vanno progettati secondo le regole di cui al punto 5.3.

Nell'analisi strutturale si deve tenere conto della deformabilità dei collegamenti e dei nodi. Per la valutazione delle deformazioni e sollecitazioni si adottano i valori di modulo elastico per "azioni istantanee", ricavati a partire dai valori medi di modulo elastico riportati nei profili resistenti.

5.7.12.2 Disposizioni costruttive

Le membrature compresse ed i loro collegamenti (come per esempio i giunti di carpenteria), per cui possa essere prevedibile il collasso a causa dell'inversione di segno della sollecitazione, devono essere progettati in modo tale che non si verifichino separazioni, dislocazioni e disassamenti.

Il collegamento non può essere realizzato mediante spinotti o chiodi a gambo liscio.

Per assorbire tensioni perpendicolari alle fibre, si devono disporre dispositivi aggiuntivi al fine di evitare l'innescò di fratture parallele alle fibre (splitting).

La distribuzione delle forze di taglio negli impalcati deve essere valutata tenendo conto della disposizione effettiva in pianta degli elementi di controvento verticali ed i vincoli nel piano orizzontale tra impalcato e pareti portanti verticali devono essere di tipo bilatero.

Tutti i bordi dei rivestimenti strutturali devono essere collegati agli elementi del telaio: i rivestimenti strutturali che non terminano su elementi del telaio devono essere sostenuti e collegati da appositi elementi di bloccaggio resistenti a taglio. Dispositivi con funzione analoga devono essere inoltre disposti nei diaframmi orizzontali posti al di sopra di elementi verticali di controvento (ad esempio le pareti).

La continuità delle travi deve essere assicurata, specialmente in corrispondenza delle zone di impalcato che risultano perturbate dalla presenza di aperture.

In assenza di elementi di controvento trasversali intermedi lungo la trave, il rapporto altezza/spessore per una trave a sezione rettangolare deve essere sufficientemente limitato.

La spaziatura degli elementi di fissaggio in zone di discontinuità deve essere opportunamente ridotta rispetto a quanto previsto nelle condizioni non sismiche.

Quando gli impalcati sono considerati, ai fini dell'analisi strutturale, come rigidi nel loro piano, in corrispondenza delle zone nelle quali si attua il trasferimento delle forze orizzontali agli elementi verticali (ad es. le pareti di controvento) si dovrà assicurare il mantenimento della direzione di tessitura delle travi di impalcato.

5.7.12.3 Verifiche di sicurezza

I valori di resistenza degli elementi di legno faranno riferimento a carichi di tipo "istantaneo", nelle condizioni di servizio assunte per la struttura.

5.7.13. PARTICOLARI PRESCRIZIONI PER GLI EDIFICI CON ISOLAMENTO SISMICO

Si intendono per edifici con isolamento sismico quelli con componenti di cui al punto 3.2.4.

La definizione del comportamento meccanico del dispositivo sotto azioni cicliche, sia ai fini della risposta del sistema strutturale che lo contiene sia ai fini del dimensionamento del dispositivo stesso, deve essere basata su un modello strutturale particolarmente approfondito e su prove di laboratorio effettuate in condizioni più aderenti possibile alle condizioni reali in termini di accelerazione, velocità, spostamento e sollecitazione. Le caratteristiche definite in laboratorio devono essere rigorosamente conservate nel dispositivo messo in opera. Comunque i dispositivi devono rispettare le prescrizioni di cui al paragrafo 11.8.

L'alloggiamento dei dispositivi d'isolamento ed il loro collegamento alla struttura devono essere concepiti in modo da assicurarne l'accesso e rendere i dispositivi stessi ispezionabili e sostituibili. È necessario anche prevedere adeguati sistemi di contrasto, idonei a consentire l'eventuale ricentraggio dei dispositivi qualora, a seguito di un sisma, si possano avere spostamenti residui incompatibili con la funzionalità dell'edificio e/o con il corretto comportamento del sistema d'isolamento.

Gli isolatori dovranno essere protetti da possibili effetti derivanti da attacchi del fuoco, chimici o biologici. In alternativa, occorre prevedere dispositivi che, in caso di distruzione degli isolatori, siano idonei a trasferire il carico verticale alla sottostruttura.

Gli isolatori soggetti a forze di trazione o a sollevamento durante l'azione sismica dovranno essere in grado di sopportare la trazione o il sollevamento senza perdere la loro funzionalità strutturale. Tali effetti andranno debitamente messi in conto nel modello di calcolo ed il comportamento degli isolatori a trazione dovrà essere verificato sperimentalmente.

Per minimizzare gli effetti torsionali, la proiezione del centro di massa dell'edificio sul piano degli isolatori ed il centro di rigidezza dei dispositivi di isolamento o, nel caso di sottostruttura flessibile, il centro di rigidezza del sistema sottostruttura-isolamento debbono essere, per quanto possibili, coincidenti. Inoltre, nei casi in cui il sistema di isolamento affidi a pochi dispositivi le sue capacità dissipative e ricentranti rispetto alle azioni orizzontali, occorre che tali dispositivi siano, per quanto possibile, disposti perimetralmente e siano in numero staticamente ridondante.

Per minimizzare le differenze di comportamento degli isolatori, le tensioni di compressione a cui lavorano devono essere per quanto possibile uniformi. Nel caso di sistemi d'isolamento che utilizzano isolatori di diverso tipo, particolare attenzione andrà posta

sui possibili effetti della differente deformabilità verticale sotto le azioni sia statiche che sismiche.

Le strutture del piano di posa degli isolatori e del piano su cui appoggia la sovrastruttura devono essere dimensionate in modo da assicurare un comportamento rigido nel piano suddetto, così da limitare gli effetti di spostamenti sismici differenziali.

Adeguate spazio dovrà essere previsto tra la sovrastruttura isolata e il terreno o le costruzioni circostanti, per consentire liberamente gli spostamenti sismici in tutte le direzioni.

Il tipo di analisi adottato deve essere congruente con le caratteristiche degli isolatori, della sovrastruttura e della sottostruttura.

5.7.14. EDIFICI ESISTENTI

Valgono i principi esposti al Capitolo 9 anche per la risposta dell'edificio derivante da una eccitazione sismica. In particolare dovrà essere tenuto conto delle destinazioni d'uso futuro.

Fermi restando i livelli di sicurezza, si adotteranno modelli e metodi di analisi da definirsi in funzione del livello di conoscenza e dei dati disponibili relativamente alla geometria, ai dettagli strutturali ed ai materiali.

La scelta del tipo, della tecnica, delle tecnologie, dell'attualità dell'intervento, dipende dagli studi di valutazione delle capacità residue della struttura e delle prestazioni che si intendono raggiungere.

Nella valutazione e nella scelta del tipo di intervento occorre tenere in conto delle condizioni ambientali e delle costruzioni adiacenti che possono condizionare la possibilità di attuare la strategia progettuale prevista.

5.7.15. PRESCRIZIONI PARTICOLARI PER L'ALTEZZA DEGLI EDIFICI

5.7.15.1 Altezza massima dei nuovi edifici

Per le tipologie strutturali: costruzioni in legno ed in muratura che non accedono alle riserve anelastiche delle strutture, per le zone sismiche di categoria 1, è fissata una altezza massima pari a due piani dal piano campagna, ovvero dal ciglio della strada. Il solaio di copertura del secondo piano non può essere calpestio di volume abitabile.

Per le altre zone classificate sismiche l'altezza massima degli edifici dovrà essere opportunamente limitata, in funzione delle loro capacità deformative e dissipative e della classificazione sismica del territorio.

Per le altre tipologie strutturali (cemento armato, acciaio, etc) l'altezza massima è determinata dalle capacità resistenti e deformative della struttura.

5.7.15.2 Limitazione dell'altezza in funzione della larghezza stradale

I regolamenti e le norme di attuazione degli strumenti urbanistici possono introdurre limitazioni all'altezza degli edifici in funzione della larghezza stradale.

Per ciascun fronte dell'edificio verso strada, i regolamenti e le norme definiranno la distanza minima tra la proiezione in pianta del fronte stesso ed il ciglio opposto della strada. Si intende per strada l'area di uso pubblico aperta alla circolazione dei pedoni e dei veicoli, nonché lo spazio inedificabile non cintato aperto alla circolazione pedonale.

I regolamenti e le norme di attuazione degli strumenti urbanistici potranno eventualmente consentire di arretrare il fronte dell'edificio a diverse altezze, al fine di renderlo compatibile con la larghezza della strada. Potranno altresì fissare norme per il caso di edifici in angolo su strade di diversa larghezza.

COPIA TRATTA DA GURITEL — GAZZETTA UFFICIALE ONLINE