

In questo caso, in aggiunta all'armatura diagonale sarà disposta su ciascuna faccia della trave una rete di diametro 10 mm a maglia quadrata di lato 10 cm ed armatura corrente di 2 barre da 16 mm ai bordi superiore ed inferiore.

Gli ancoraggi delle armature nelle pareti saranno del 50% più lunghi di quanto previsto per il dimensionamento in condizioni non sismiche.

7.5 COSTRUZIONI D'ACCIAIO

La resistenza delle membrature e dei collegamenti deve essere valutata in accordo con le regole presentate nella vigente normativa, integrate dalle regole di progettazione e di dettaglio fornite dal § 7.5.4 al § 7.5.7; ai fini dei criteri di dimensionamento

Nel caso di comportamento strutturale non dissipativo la resistenza delle membrature e dei collegamenti deve essere valutata in accordo con le regole di cui al § 4.2. delle presenti norme, non essendo necessario soddisfare i requisiti di duttilità.

Nel caso di comportamento strutturale dissipativo le strutture devono essere progettate in maniera tale che le zone dissipative si sviluppino ove la plasticizzazione o l'instabilità locale o altri fenomeni di degrado dovuti al comportamento isteretico non influenzano la stabilità globale della struttura.

Nelle zone dissipative, al fine di assicurare che le stesse si formino in accordo con quanto previsto in progetto, la possibilità che il reale limite di snervamento dell'acciaio sia maggiore del nominale deve essere tenuta in conto attraverso un opportuno coefficiente di sovrarresistenza del materiale γ_{Rd} , definito al § 7.5.1.

Le parti non dissipative delle strutture dissipative ed i collegamenti tra le parti dissipative ed il resto della struttura devono possedere una sovrarresistenza sufficiente a consentire lo sviluppo della plasticizzazione ciclica delle parti dissipative.

7.5.1 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

L'acciaio costituente le membrature, le saldature ed i bulloni deve essere conforme ai requisiti prescritti nelle norme sulle costruzioni in acciaio, ove non diversamente specificato.

Per le zone dissipative si applicano le seguenti regole aggiuntive:

- per gli acciai da carpenteria il rapporto fra i valori caratteristici della tensione di rottura f_{tk} (nominale) e la tensione di snervamento f_{yk} (nominale) deve essere maggiore di 1,20 e l'allungamento a rottura, misurato su provino standard, deve essere non inferiore al 20%;
- la tensione di snervamento massima $f_{y,max}$ deve risultare $f_{y,max} \leq 1,1 \gamma_{Rd} f_{yk}$;
- i collegamenti bullonati devono essere realizzati con bulloni ad alta resistenza di classe 8.8 o 10.9 ed adeguatamente serrati.

Il coefficiente di sovrarresistenza del materiale, γ_{Rd} , è definito come il rapporto fra il valore medio $f_{y,m}$ della tensione di snervamento e il valore caratteristico f_{yk} nominale. In assenza di valutazioni specifiche si possono assumere i valori indicati nella tab. 7.5.I;

Tabella 7.5.-I Fattori di sovrarresistenza γ_{Rd}

Acciaio	$\gamma_{Rd} = \frac{f_{y,m}}{f_{yk}}$
S 235	1,20
S 275	1,15
S 355	1,10
S 420	1,10
S 450	
S 460	

Se la tensione di snervamento f_{yk} dell'acciaio delle zone non dissipative e delle connessioni è superiore alla $f_{y,max}$ dell'acciaio delle zone dissipative, è possibile assumere $\gamma_{Rd}=1,00$.

Infine se si determina mediante prove la f_y dell'acciaio di ogni zona dissipativa, per ciascuna di esse si può adottare un $\gamma_{Rd}=f_y/f_{yk}$.

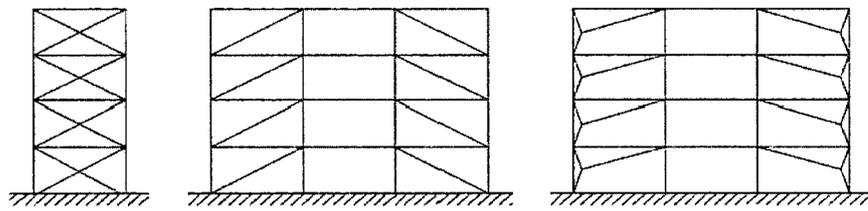
Qualora l'acciaio impiegato sia di qualità diversa da quella prevista in progetto si dovrà procedere ad una ricalcolazione della struttura per dimostrarne l'adeguatezza.

7.5.2 TIPOLOGIE STRUTTURALI E FATTORI DI STRUTTURA

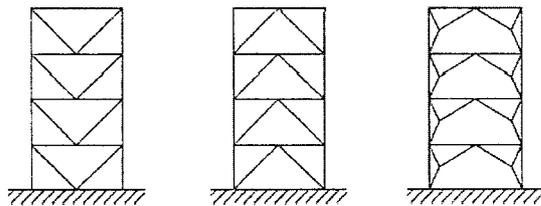
7.5.2.1 Tipologie strutturali

Le strutture sismo-resistenti in acciaio possono essere distinte, in accordo con il loro comportamento, nelle seguenti tipologie strutturali:

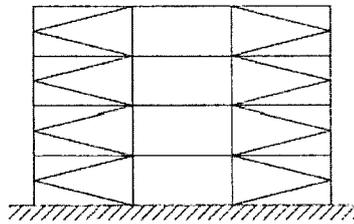
- a) **strutture intelaiate**: composte da telai che resistono alle forze orizzontali con un comportamento prevalentemente flessionale. In queste strutture le zone dissipative sono principalmente collocate alle estremità delle travi in prossimità dei collegamenti trave-colonna, dove si possono formare le cerniere plastiche e l'energia viene dissipata per mezzo della flessione ciclica plastica.
- b) **Strutture con controventi concentrici**: nei quali le forze orizzontali sono assorbite principalmente da membrature soggette a forze assiali. In queste strutture le zone dissipative sono principalmente collocate nelle diagonali tese. Pertanto possono essere considerati in questa tipologia solo quei controventi per cui lo snervamento delle diagonali tese precede il raggiungimento della resistenza delle aste strettamente necessarie ad equilibrare i carichi esterni. I controventi reticolari concentrici possono essere distinti nelle seguenti tre categorie (Figura 7.5.1):
 - b1) **controventi con diagonale tesa attiva**, in cui la resistenza alle forze orizzontali e le capacità dissipative sono affidate alle aste diagonali soggette a trazione.
 - b2) **controventi a V**, in cui le forze orizzontali devono essere assorbite considerando sia le diagonali tese che quelle compresse. Il punto d'intersezione di queste diagonali giace su di una membratura orizzontale che deve essere continua.
 - b3) **controventi a K**, in cui il punto d'intersezione delle diagonali giace su una colonna. Questa categoria non deve essere considerata dissipativa in quanto il meccanismo di collasso coinvolge la colonna.
- c) **Strutture con controventi eccentrici**: nei quali le forze orizzontali sono principalmente assorbite da membrature caricate assialmente, ma la presenza di eccentricità di schema permette la dissipazione di energia nei traversi per mezzo del comportamento ciclico a flessione e/o taglio. I controventi eccentrici possono essere classificati come dissipativi quando la plasticizzazione dei traversi dovuta alla flessione e/o al taglio precede il raggiungimento della resistenza ultima delle altre parti strutturali.
- d) **strutture a mensola o a pendolo inverso**: costituite da membrature pressoinflesse in cui le zone dissipative sono collocate alla base.
- e) **Strutture intelaiate con controventi concentrici**: nelle quali le azioni orizzontali sono assorbite sia da telai che da controventi agenti nel medesimo piano.
- f) **Strutture intelaiate con tamponature**: costituite da tamponature in muratura o calcestruzzo non collegate ma in contatto con le strutture intelaiate.



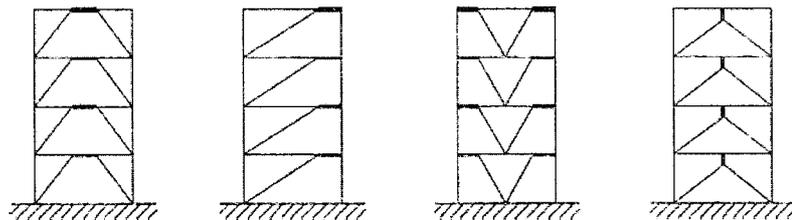
b1) Strutture con controventi concentrici a diagonale tesa attiva



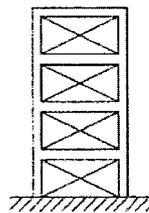
b2) Strutture con controventi concentrici a V



b3) Strutture con controventi concentrici a K



c) Strutture con controventi eccentrici



e) Strutture intelaiate con controventi concentrici

Figura 7.5.1. Tipologie strutturali

Per le strutture in acciaio in cui le forze orizzontali sono assorbite da nuclei o pareti di controvento in cemento armato si rimanda al § 7.4.

Tipologie strutturali diverse da quelle sopraelencate possono essere utilizzate sulla base di criteri di progettazione non difformi da quelli considerati nella presente norma, a condizione che forniscano un grado di sicurezza non inferiore.

7.5.2.2 Fattori di struttura

Per ciascuna tipologia strutturale il valore massimo di riferimento per q_0 è indicato in tabella 7.5.II.

Tabella 7.5.II - Valori di q_0 per le diverse tipologie strutturali e le diverse classi di duttilità.

TIPOLOGIA STRUTTURALE	q_0	
	CD "B"	CD "A"
a) Strutture intelaiate e c) Strutture con controventi eccentrici	4	$5\alpha_u/\alpha_1$
b1) Controventi concentrici a diagonale tesa attiva	4	4
b2) Controventi concentrici a V	2	2,5
d) Strutture a mensola o a pendolo inverso	2	$2\alpha_u/\alpha_1$
e) Strutture intelaiate con controventi concentrici	4	$4\alpha_u/\alpha_1$
f) Strutture intelaiate con tamponature in muratura	2	2

Tali valori di q_0 sono da intendersi validi a patto che vengano rispettate le regole di progettazione e di dettaglio fornite dal § 7.5.4 al § 7.5.7.

In particolare, essi richiedono collegamenti a completo ripristino di resistenza, progettati con un margine di sovrarresistenza tale da consentire il completo sviluppo delle risorse di duttilità locale delle membrature collegate. Tale requisito richiede che siano soddisfatte le regole di progettazione di cui al § 7.5.4.3.

Per le strutture regolari in pianta possono essere adottati i seguenti valori di α_u/α_1 :

- edifici a un piano $\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$
- edifici a telaio a più piani, con una sola campata $\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$
- edifici a telaio con più piani e più campate $\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$
- edifici con controventi eccentrici a più piani $\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$
- edifici con strutture a mensola o a pendolo inverso $\alpha_u/\alpha_1 = 1,0$

7.5.3 REGOLE DI PROGETTO GENERALI PER ELEMENTI STRUTTURALI DISSIPATIVI

Le regole di progetto seguenti si applicano alle parti delle strutture sismo-resistenti progettate per avere un comportamento strutturale dissipativo. Le zone dissipative devono avere un'adeguata duttilità ed una sufficiente resistenza, determinata come precisato nel § 4.2.2.2.

7.5.3.1 Parti compresse e/o inflesse delle zone dissipative

Si deve garantire una duttilità locale sufficiente degli elementi che dissipano energia in compressione e/o flessione limitando il rapporto larghezza-spessore b/t secondo le classi di sezioni trasversali specificate nel § 4.2.2.1. delle presenti norme.

In funzione della classe di duttilità e del fattore di struttura q_0 usato in fase di progetto, le prescrizioni relative alle classi di sezioni trasversali di elementi in acciaio che dissipano energia, sono quelle indicate in Tabella 7.5.-III.

Tabella 7.5.III - Classe della sezione trasversale di elementi dissipativi

Valore di riferimento del fattore di struttura q_0	Classe di sezione trasversale richiesta
$2 < q_0 \leq 4$	Classe 1 o 2
$q_0 > 4$	Classe 1

7.5.3.2 Parti tese delle zone dissipative

Nel caso di membrature tese con collegamenti bullonati, la resistenza plastica di progetto deve risultare inferiore alla resistenza ultima di progetto della sezione netta in corrispondenza dei fori per i dispositivi di collegamento. Pertanto si deve verificare che:

$$\frac{A_{res}}{A} \geq 1.1 \cdot \frac{\gamma_{M2}}{\gamma_{M0}} \cdot \frac{f_{yk}}{f_{tk}} \quad (7.5.1)$$

essendo A l'area lorda e A_{res} l'area resistente costituita dall'area netta in corrispondenza dei fori integrata da un'eventuale area di rinforzo e i fattori parziali γ_{M0} e γ_{M2} sono definiti nella tabella 4.2.HV del § 4.2.3.1.1. delle presenti norme.

7.5.3.3 Collegamenti in zone dissipative

I collegamenti in zone dissipative devono avere sufficiente sovrarresistenza per consentire la plasticizzazione delle parti collegate. Si ritiene che tale requisito di sovrarresistenza sia soddisfatto nel caso di saldature a completa penetrazione.

Nel caso di collegamenti con saldature a cordoni d'angolo e nel caso di collegamenti bullonati il seguente requisito deve essere soddisfatto:

$$R_{j,d} \geq \gamma_{Rd} \cdot 1.1 \cdot R_{pl,Rd} = R_{U,Rd} \quad (7.5.2)$$

dove: $R_{j,d}$ è la resistenza di progetto del collegamento;

$R_{pl,Rd}$ è la resistenza plastica di progetto della membratura collegata (da valutarsi secondo le indicazioni del §. 4.2;

$R_{U,Rd}$ è il limite superiore della resistenza plastica della membratura collegata.

Per unioni a taglio bullonate, la resistenza di progetto a taglio dei bulloni deve essere maggiore di 1,2 volte la resistenza di progetto a flessione.

7.5.4 REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE PER STRUTTURE INTELAIATE

Al fine di conseguire un comportamento duttile, i telai devono essere progettati in modo che le cerniere plastiche si formino nelle travi piuttosto che nelle colonne.

Questo requisito non è richiesto per le sezioni dei pilastri alla base ed alla sommità dei telai multipiano e per tutte le sezioni degli edifici monopiano.

7.5.4.1 Travi

Nelle sezioni in cui è attesa la formazione delle cerniere plastiche devono essere verificate le seguenti relazioni:

$$M_{Ed}/M_{pl,Rd} \leq 1 \quad (7.5.3)$$

$$N_{Ed}/N_{pl,Rd} \leq 0,15 \quad (7.5.4)$$

$$V_{Ed}/V_{pl,Rd} = (V_{Ed,G} + V_{Ed,M})/V_{pl,Rd} \leq 0,50 \quad (7.5.5)$$

dove:

M_{Ed} , N_{Ed} e V_{Ed} sono i valori di progetto del momento flettente, dello sforzo assiale e del taglio;

$M_{pl,Rd}$, $N_{pl,Rd}$ e $V_{pl,Rd}$ sono i valori delle resistenze plastiche di progetto, flessionale, assiale e tagliante determinate secondo criteri di cui al § 4.2.3.1.5;

$V_{Ed,G}$ è la sollecitazione di taglio di progetto dovuta alle azioni non-sismiche;

$V_{Ed,M}$ è la forza di taglio dovuta all'applicazione di momenti plastici equiversi $M_{pl,Rd}$ nelle sezioni in cui è attesa la formazione delle cerniere plastiche.

In assenza di ritegni trasversali, le travi devono avere resistenza sufficiente nei confronti dell'instabilità flessionale e flesso-torsionale, determinata come in § 4.2.3.1.6. ed assumendo la formazione della cerniera plastica nella sezione più sollecitata in condizioni sismiche.

7.5.4.2 Pilastri

I pilastri devono essere verificati in compressione considerando la più sfavorevole combinazione di sollecitazioni assiali e flessionale.

Le sollecitazioni di progetto sono determinate come:

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1\gamma_{Rd} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} \quad (7.5.6)$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1,1\gamma_{Rd} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E} \quad (7.5.7)$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1,1\gamma_{Rd} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E} \quad (7.5.8)$$

in cui

$N_{Ed,G}$, $M_{Ed,G}$, $V_{Ed,G}$ sono le sollecitazioni di compressione, flessione e taglio dovute alle azioni non sismiche;

$N_{Ed,E}$, $M_{Ed,E}$, $V_{Ed,E}$ sono le sollecitazioni dovute alle azioni non sismiche;

γ_{Rd} è il fattore di sovreresistenza;

Ω è il minimo valore tra gli $\Omega_i = M_{pl,Rd,i}/M_{Ed,i}$ di tutte le travi in cui si attende la formazione di cerniere plastiche, essendo $M_{Ed,i}$ il momento flettente di progetto della i -esima trave in condizioni sismiche e $M_{pl,Rd,i}$ il corrispondente momento plastico.

Nei pilastri in cui si attende la formazione di cerniere plastiche, le sollecitazioni devono essere calcolate nell'ipotesi che nelle cerniere plastiche il momento flettente sia pari a $M_{pl,Rd}$.

Il taglio di progetto deve rispettare la seguente limitazione:

$$V_{Ed}/V_{pl,Rd} \leq 0,50 \quad (7.5.9)$$

I pannelli nodali dei collegamenti trave-colonna devono essere progettati in modo tale da escludere la loro plasticizzazione e instabilizzazione a taglio. Tale requisito si può ritenere soddisfatto quando:

$$V_{wp,Ed} / \min(V_{wp,Rd}, V_{wb,Rd}) < 1 \quad (7.5.10)$$

essendo $V_{wp,Ed}$, $V_{wp,Rd}$ e $V_{wb,Rd}$ rispettivamente la forza di progetto e la resistenza a taglio per plasticizzazione e la resistenza a taglio per instabilità del pannello, queste ultime valutate come in § 4.2.3.1.5.

7.5.4.3 Collegamenti trave-colonna

I collegamenti trave-colonna devono essere progettati in modo da possedere una adeguata sovrarresistenza per consentire la formazione delle cerniere plastiche alle estremità delle travi secondo le indicazioni di cui al § 7.5.3.3.

7.5.5 REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE PER STRUTTURE CON CONTROVENTI CONCENTRICI

Le strutture con controventi concentrici devono essere progettate in modo che la plasticizzazione delle diagonali tese avvenga prima della rottura delle connessioni e l'instabilizzazione di travi e colonne.

Le diagonali hanno essenzialmente funzione portante nei confronti delle azioni sismiche e, a tal fine, tranne che per i controventi a V, devono essere considerate le sole diagonali tese.

La risposta carico-spostamento laterale deve risultare sostanzialmente indipendente dal verso dell'azione sismica. Tale requisito si ritiene soddisfatto se od ogni piano vale la seguente disuguaglianza:

$$\frac{|A^+ - A^-|}{A^+ + A^-} \leq 0,05 \quad (7.5.11)$$

essendo A^+ e A^- le proiezioni verticali delle sezioni trasversali delle diagonali tese, valutate per i due versi possibili delle azioni sismiche.

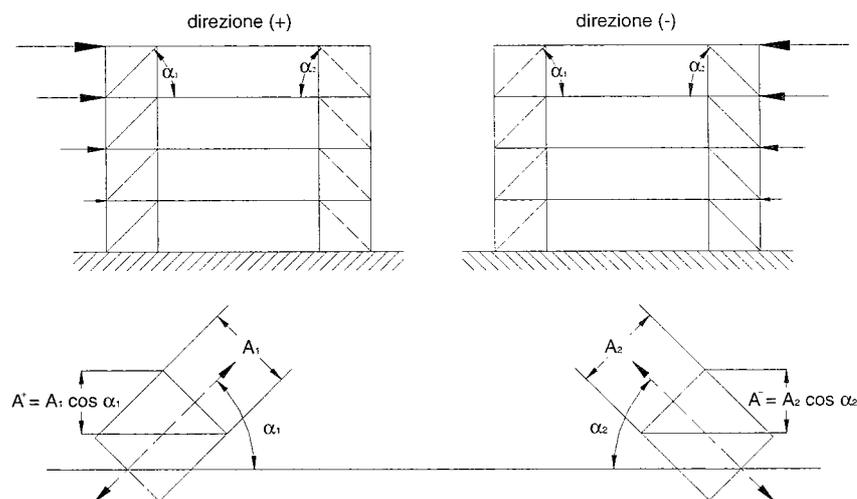


Figura 7.5.2. Esempio di applicazione dell'espressione 7.5.11

Per edifici con più di due piani, la snellezza adimensionale delle diagonali $\bar{\lambda}$ deve rispettare le seguenti condizioni:

- $1,3 \leq \bar{\lambda} \leq 2$ in telai con controventi ad X;
- $\bar{\lambda} \leq 2$ in tutti gli altri casi.

La resistenza della sezione delle diagonali deve rispettare la condizione:

$$N_{pl,Rd} / N_{Ed} = \Omega \leq 1 \quad (7.5.12)$$

essendo N_{Ed} e $N_{pl,Rd}$ rispettivamente la forza di progetto e la resistenza assiale, quest'ultima valutata come in § 4.2.3.1.5.

Per garantire un comportamento dissipativo omogeneo delle diagonali, il valore massimo della sovraresistenza Ω valutata per tutte le diagonali non deve differire dal valore minimo di più del 25%.

I collegamenti delle diagonali alle altre parti strutturali devono garantire il rispetto del requisito di sovraresistenza di cui al § 7.5.4.3.

Le piastre di nodo non devono essere soggette a fenomeni di instabilità locale prima dello sbandamento a compressione o della plasticizzazione a trazione dei controventi.

Travi e pilastri con forze assiali devono rispettare la condizione

$$N_{Ed} / N_{pl,Rd} (M_{Ed}) \leq 1 \quad (7.5.13)$$

in cui N_{Ed} è valutata con l'espressione 7.5.6 e $N_{pl,Rd}$ è la resistenza nei confronti dell'instabilità, calcolata come in § 4.2.3.1.6 tenendo conto dell'interazione con il momento flettente M_{Ed} valutato con l'espressione 7.5.7.

Nei telai con controventi a V le travi devono resistere agli effetti delle azioni di natura non sismica senza considerare il supporto dato dalle diagonali e alle forze verticali squilibrate che si sviluppano per effetto delle azioni sismiche a seguito della plasticizzazione delle diagonali tese e dell'instabilizzazione delle diagonali compresse. Per determinare questo effetto si può considerare una forza pari a $N_{pl,Rd}$ nelle diagonali tese e a $\gamma_{pb} \cdot N_{pl,Rd}$ nelle diagonali compresse, essendo $\gamma_{pb} = 0,3$ il fattore che permette di stimare la resistenza residua dopo l'instabilizzazione.

7.5.6 REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE PER STRUTTURE CON CONTROVENTI ECCENTRICI

I controventi eccentrici dividono le travi dei telai in due o più parti. Ad una di queste parti, chiamata «elemento di connessione», è affidato il compito di dissipare l'energia sismica attraverso deformazioni plastiche cicliche taglianti e/o flessionali.

Gli elementi di connessione vengono denominati «corti» quando la plasticizzazione avviene per taglio, «lunghi» quando la plasticizzazione avviene per flessione e «intermedi» quando la plasticizzazione è un effetto combinato di taglio e flessione. In relazione alla lunghezza “e” del dell'elemento di connessione, si adotta la classificazione seguente:

$$\text{« corti »: } e \leq 0,8(1 + \alpha) \frac{M_{l,Rd}}{V_{l,Rd}} \quad (7.5.14)$$

$$\text{« intermedi »: } 0,8(1 + \alpha) \frac{M_{l,Rd}}{V_{l,Rd}} < e < 1,5(1 + \alpha) \frac{M_{l,Rd}}{V_{l,Rd}} \quad (7.5.15)$$

$$\text{« lunghi »: } e \geq 1,5(1 + \alpha) \frac{M_{l,Rd}}{V_{l,Rd}} \quad (7.5.16)$$

dove $M_{l,Rd}$ e $V_{l,Rd}$ sono, rispettivamente, la resistenza flessionale e la resistenza a taglio di progetto dell'elemento di connessione, α è il rapporto tra il minore ed il maggiore dei momenti flettenti attesi alle due estremità dell'elemento di connessione⁶.

L'angolo di rotazione rigida θ_p tra l'elemento di connessione e l'elemento contiguo non deve eccedere i seguenti valori:

$$\text{«corti»}: \theta_p \leq 0,08rad \quad (7.5.17)$$

$$\text{«lunghi»}: \theta_p \leq 0,02rad \quad (7.5.18)$$

Per gli elementi di connessione «intermedi» si interpola linearmente tra questi valori.

La resistenza ultima degli elementi di connessione (M_u , V_u), a causa di diversi effetti, quali l'incrudimento, la partecipazione della soletta dell'impalcato e l'aleatorietà della tensione di snervamento, è maggiore di $M_{l,Rd}$ e $V_{l,Rd}$. Sulla base dei risultati sperimentali disponibili, la sovrarresistenza può essere calcolata mediante le seguenti relazioni:

- per $e \leq 1,6 \frac{M_{l,Rd}}{V_{l,Rd}}$

$$M_u = 0,75 \cdot e \cdot V_{l,Rd} \quad (7.5.19)$$

$$V_u = 1,5 \cdot V_{l,Rd} \quad (7.5.20)$$

- per $e \geq 3 \frac{M_{l,Rd}}{V_{l,Rd}}$

$$M_u = 1,5 \cdot M_{l,Rd} \quad (7.5.21)$$

$$V_u = 2 \frac{M_{l,Rd}}{e} \quad (7.5.22)$$

Tali relazioni riguardano gli elementi di connessione «corti» e «lunghi», rispettivamente; nel caso degli elementi di connessione «intermedi» la resistenza ultima può essere determinata per interpolazione.

Le membrature che non contengono gli elementi di connessione devono essere verificati come indicato in § 7.5.5, in cui Ω è il minimo valore tra gli $\Omega_i = 1,5M_{pl,Rd,i}/M_{Ed,i}$ di tutti gli elementi di connessione «lunghi» ed il minimo valore tra gli $\Omega_i = 1,5V_{pl,Rd,i}/V_{Ed,i}$ di tutti gli elementi di connessione «corti».

Se la struttura è progettata per dissipare energia negli elementi di connessione, per i collegamenti degli elementi di connessione o delle membrature che li contengono le sollecitazioni di progetto si valutano come in § 7.5.5.

⁶ Quando $\alpha=1$ i momenti flettenti alle due estremità sono uguali e nell'elemento di connessione si formano due cerniere plastiche.

7.5.7.1 Pannelli nodali

In Figura 7.5.3 sono rappresentati i dettagli costruttivi dei pannelli nodali, cui è necessario fare riferimento per il calcolo della resistenza a taglio. I piatti di continuità in prosecuzione delle ali della trave devono essere sempre previsti nel caso di collegamenti trave-colonna saldati.

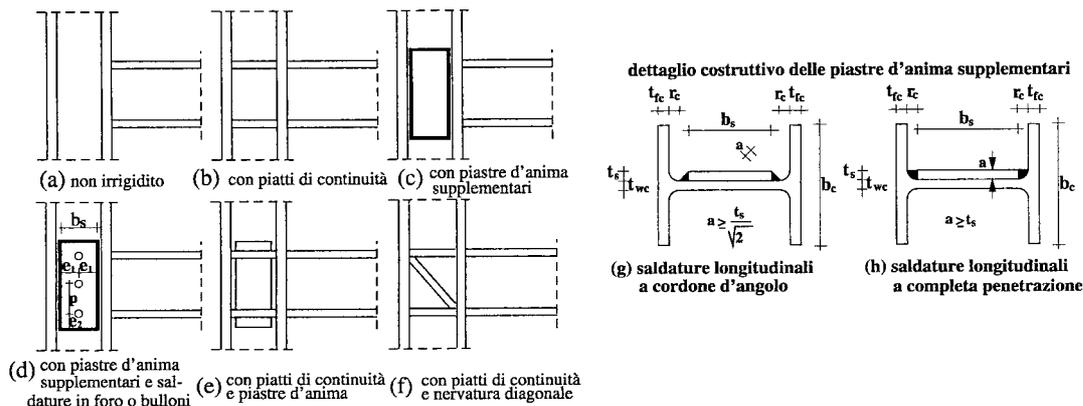


Figura 7.5.3. Dettagli costruttivi di pannelli nodali irrigiditi.

7.5.7.2 Resistenza dei collegamenti

Le membrature di controvento devono appartenere alla prima o alla seconda classe di cui al § 4.2.2.1. Qualora esse siano costituite da sezioni circolari cave, il rapporto tra il diametro esterno d e lo spessore t deve soddisfare la limitazione $d/t \leq 36$. Nel caso in cui le aste di controvento siano costituite da profili tubolari a sezione rettangolare, i rapporti larghezza-spessore delle parti che costituiscono la sezione non devono eccedere 18, a meno che le pareti del tubo non siano irrigidite.

7.5.7.3 Controventi eccentrici in CD “A”

La modalità di collasso tipica degli «elementi di connessione corti» è rappresentata dalla instabilità inelastica a taglio dell’anima. Pertanto, allo scopo di migliorare la duttilità locale devono essere impiegati degli irrigidimenti d’anima il cui interasse “ a ” deve soddisfare le seguenti limitazioni:

$$a \leq 29t_w - h_b / 5 \quad \text{per} \quad \gamma_p = \pm 0,09rad \tag{7.5.23}$$

$$a \leq 38t_w - h_b / 5 \quad \text{per} \quad \gamma_p = \pm 0,06rad \tag{7.5.24}$$

$$a \leq 56t_w - h_b / 5 \quad \text{per} \quad \gamma_p = \pm 0,03rad \tag{7.5.25}$$

essendo t_w lo spessore dell’anima, h_b l’altezza della trave e γ_p la massima deformazione plastica a taglio dell’elemento di connessione.

In assenza di una precisa valutazione della deformazione plastica richiesta all’elemento di connessione si applica la (7.5.23).

Il comportamento degli elementi di connessione lunghi è dominato dalla plasticizzazione per flessione. Le modalità di collasso tipiche di tali elementi di connessione sono rappresentate dalla instabilità locale della flangia compressa e dalla instabilità flessio-torsionale. In tal caso gli irrigidimenti devono distare $1.5b_f$ dalla estremità degli elementi di connessione.

In tutti i casi, gli irrigidimenti d’anima devono essere disposti da ambo i lati in corrispondenza delle estremità delle diagonali. Con riferimento al dettaglio costruttivo degli irrigidimenti, nel caso di

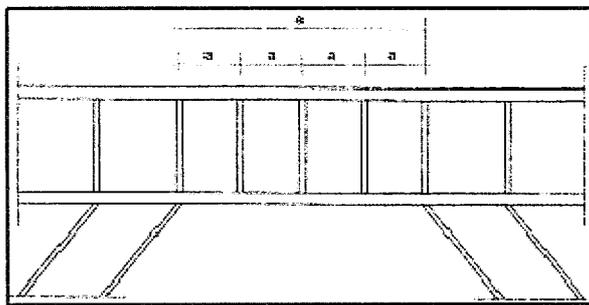
«elementi di connessione corti» e travi di modesta altezza ($h_b \leq 600 \text{ mm}$), è sufficiente che gli irrigidimenti siano disposti da un solo lato dell'anima, impegnando almeno i $3/4$ della altezza dell'anima. Tali irrigidimenti devono avere spessore non inferiore a t_w , e comunque non inferiore a 10 mm, e larghezza pari a $(b_f/2) - t_w$.

Nel caso degli elementi di connessione lunghi e degli elementi di connessione intermedi, gli irrigidimenti hanno lo scopo di ritardare l'instabilità locale e, pertanto, devono impegnare l'intera altezza dell'anima.

Le saldature che collegano gli elementi di irrigidimento all'anima devono essere progettate per sopportare una sollecitazione pari a $A_{st}f_y$, essendo A_{st} l'area dell'elemento di irrigidimento, mentre quelle che lo collegano alle flange per sopportare una sollecitazione pari a $A_{st}f_y/4$.

Il collegamento degli elementi di connessione-colonna deve essere interamente saldato.

In Figura 7.5.4 sono rappresentati i dettagli costruttivi dei «elementi di connessione».

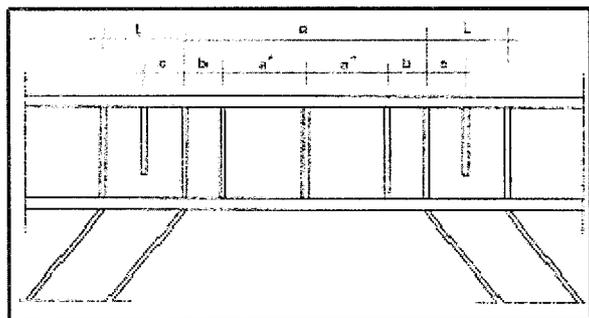


$$a \leq 29t_w - h_b/5 \quad \text{per} \quad \gamma_p = \pm 0,09 \text{rad}$$

$$a \leq 38t_w - h_b/5 \quad \text{per} \quad \gamma_p = \pm 0,06 \text{rad}$$

$$a \leq 56t_w - h_b/5 \quad \text{per} \quad \gamma_p = \pm 0,03 \text{rad}$$

a) «Elementi di connessione corti»



$$b = \min\{h_b, 1,5b_f\}$$

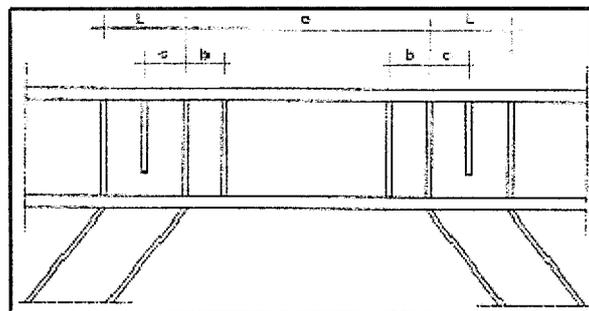
$$c = \min\{1,5b_f, 1,5L\}$$

$$a^* = a \quad \text{per} \quad e = 1,6 \frac{M_{l,Rd}}{V_{l,Rd}}$$

$$a^* = \frac{3}{2} \left(\frac{M_{l,Rd}}{V_{l,Rd}} - b_f \right) \quad \text{per} \quad e = 3 \frac{M_{l,Rd}}{V_{l,Rd}}$$

per valori intermedi di e si esegue un'interpolazione lineare

b) «Elementi di connessione intermedi»



$$b = 1,5b_f$$

$$c = \min\{1,5b_f, 1,5L\}$$

c) «Elementi di connessione lunghi»

Figura 7.5.4. Dettagli costruttivi degli elementi di connessione.

7.6 COSTRUZIONI COMPOSTE DI ACCIAIO-CALCESTRUZZO

Gli edifici con struttura sismo-resistente composta acciaio-calcestruzzo devono essere progettati assumendo uno dei seguenti comportamenti strutturali:

- a) comportamento strutturale dissipativo con meccanismi di dissipazione in componenti e membrature composte acciaio-calcestruzzo;
- b) comportamento strutturale dissipativo con meccanismi di dissipazione in componenti e membrature in solo acciaio strutturale;
- c) comportamento strutturale non-dissipativo.

L'assunzione del comportamento strutturale tipo b) è subordinata all'adozione di misure specifiche atte a prevenire l'attivazione dei componenti in calcestruzzo sulla resistenza delle zone dissipative. In questi casi, il progetto della struttura va condotto con riferimento ai metodi di cui § 4.6 delle presenti norme, per le combinazioni di carico non sismiche, e con riferimento ai paragrafi successivi del presente capitolo per le combinazioni di carico comprendenti gli effetti sismici.

Ai fini dei criteri di dimensionamento si applicano le indicazioni del § 7.2.1.

7.6.1 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

7.6.1.1 Calcestruzzo

Non è ammesso l'impiego di calcestruzzo di classe inferiore a C20/25.

Non rientra nel campo di applicazione delle presenti norme l'impiego di calcestruzzi di classe superiore alla C40/50.

7.6.1.2 Acciaio per c.a.

L'acciaio per c.a. deve essere del tipo B450C, di cui al § 11.2.2. delle presenti norme.

7.6.1.3 Acciaio strutturale

L'acciaio strutturale deve corrispondere alle qualità di cui al § 11.2.4. delle presenti norme.

7.6.2 TIPOLOGIE STRUTTURALI E FATTORI DI STRUTTURA

7.6.2.1 Tipologie strutturali

Le costruzioni composte acciaio-calcestruzzo possono essere realizzate con riferimento alle tipologie strutturali seguenti, il cui funzionamento è descritto nel § 7.5.2:

- a) **strutture intelaiate**;
- b) **strutture con controventi concentrici** realizzati in acciaio strutturale;
- c) **strutture con controventi eccentrici** nelle quali gli elementi di connessione, attraverso la plasticizzazione dei quali avviene la dissipazione, devono essere realizzati in solo acciaio strutturale;

d) **strutture a mensola o a pendolo inverso;**

e) **strutture intelaiate controventate;**

Per strutture con pareti o nuclei in c.a., nelle quali la resistenza all'azione sismica è affidata integralmente alle parti in cemento armato, si rimanda al § 7.4. Le pareti possono essere accoppiate mediante travi in acciaio o composte.

7.6.2.2 Fattori di struttura

Si applicano le prescrizioni di cui al § 7.5.6. per quanto riguarda il valore di riferimento q_0 del fattore di struttura, a condizione che siano rispettate le seguenti condizioni:

- Per le zone dissipative in solo acciaio (non rivestite in calcestruzzo) valgono le indicazioni di cui al precedente § 7.5.6.
- Per le zone dissipative rivestite in calcestruzzo i limiti di snellezza (rapporti larghezza-spessore) per le facce dei profilati metallici impiegati devono rispettare le limitazioni di cui alla seguente tabella 7.6.I

Tabella 7.6.-I Valori limite della snellezza per i profilati metallici..

Valore di riferimento del fattore di struttura q_0	$1,5 \div 2 \leq q_0 \leq 4$	$q_0 > 4$
Sezione ad H o I parzialmente o totalmente rivestita di calcestruzzo: limiti per le sporgenze delle ali c/t_f :	14 ε	9 ε
Sezione rettangolare cava riempita di calcestruzzo: h/t limite	38 ε	24 ε
Sezione circolare cava riempita di calcestruzzo: d/t limite	85 ε^2	80 ε^2

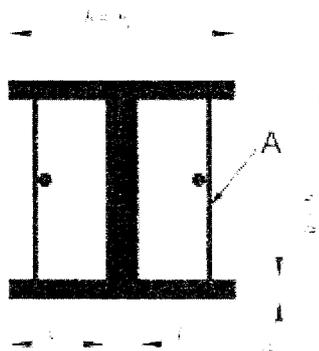
dove

$$\varepsilon = (235 / f_{yk})^{0,5}$$

c/t_f è definita nella Figura 7.6.1

d/t ed h/t sono il rapporto tra massima dimensione esterna considerata e spessore della faccia.

Figura 7.6.1. Rapporti dimensionali



7.6.3 LARGHEZZA EFFICACE DELLE TRAVI COMPOSTE ACCIAIO-CALCESTRUZZO CON SOLETTA COLLABORANTE

La determinazione delle caratteristiche geometriche della sezione composta va effettuata considerando un'appropriata larghezza collaborante della soletta e delle relative armature longitudinali.

La larghezza collaborante b_{eff} si ottiene come somma delle due aliquote b_{e1} e b_{e2} ai due lati dell'asse della trave (Figura 7.6.2.) e della larghezza b_c impegnata direttamente dai connettori:

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2} + b_c \quad (7.6.1)$$

Ciascuna aliquota b_{e1} , b_{e2} va calcolata sulla base delle indicazioni contenute nelle tabelle 7.6.II e 7.6.III e non deve superare la metà dell'interasse tra le travi o l'intera distanza del bordo libero della soletta dall'asse della trave adiacente.

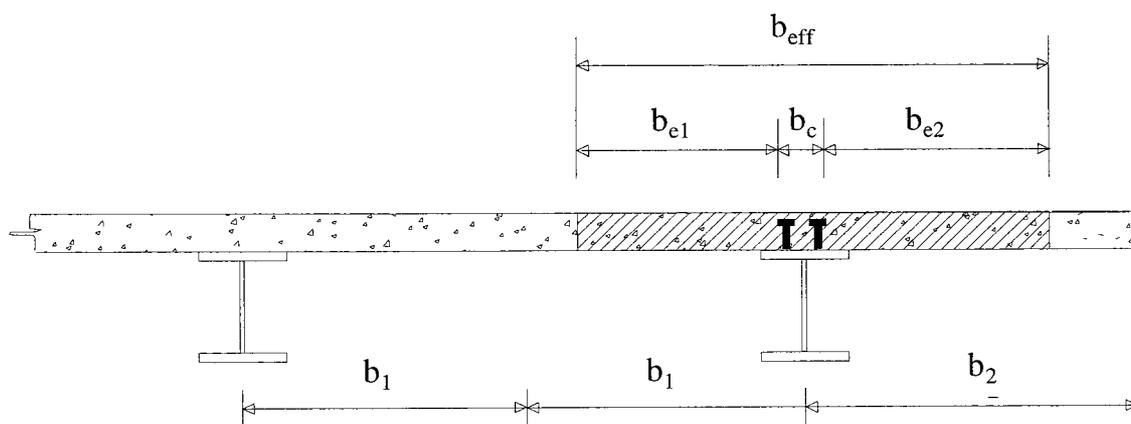


Figura 7.6.2. - Definizione della larghezza efficace b_{eff} e delle aliquote b_{ei} .

Nelle tabelle che seguono, con riferimento alla diversa collocazione delle membrature nell'ambito del telaio sono riportati i valori della larghezza efficace parziale b_{ei} da utilizzare nelle analisi elastiche della struttura (momento d'inerzia/rigidezza flessionale) – Tabella 7.6.II – e il calcolo dei momenti plastici – Tabella 7.6.III.

I simboli utilizzati sono definiti nelle Figure 7.6.2. e 7.6.3., mentre con b_{magg} viene individuata la larghezza di eventuali piastre addizionali saldate alle flange delle colonne con lo scopo di aumentare la capacità portante del calcestruzzo in prossimità dell'area nodale; qualora queste non siano installate, tale parametro coincide con la larghezza b_c della colonna.

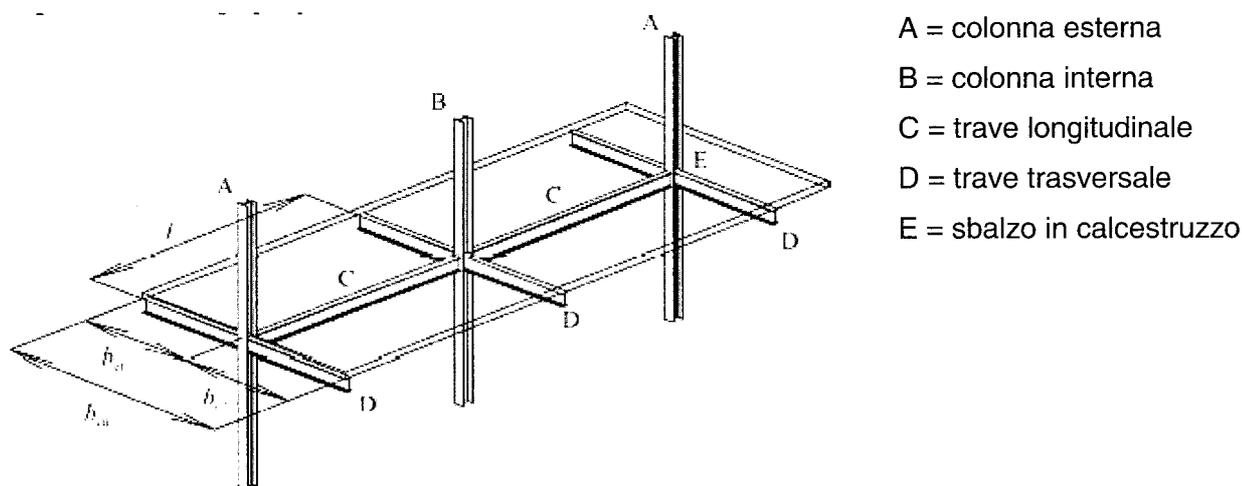


Figura 7.6.3 - Definizione degli elementi in una struttura intelaiata

Tabella 7.6.-II Definizione della larghezza efficace parziale per il calcolo della rigidezza flessionale.

	Membratura trasversale	Larghezza efficace parziale b_{ei}
Nodo/Colonna interni	Presente o non presente	Per M^- : 0,05 L
Nodo/Colonna esterni	Presente	Per M^+ : 0,0375 L
Nodo/Colonna esterni	Non presente/Armatura non ancorata	Per M^- : 0 Per M^+ : 0,025 L

Tabella 7.6.-III Definizione della larghezza efficace parziale per il calcolo del momento plastico.

Segno del momento flettente	Posizione	Membratura trasversale	Larghezza efficace parziale b_{ei}
Negativo, M^-	Colonna interna	Armatura sismica incrociata	0,10 L
Negativo, M^-	Colonna esterna	Armature ancorate alle travi di facciata o al cordolo di estremità	0,10 L
Negativo, M^-	Colonna esterna	Armature non ancorate alle travi di facciata o al cordolo di estremità	0
Positivo, M^+	Colonna interna	Armatura sismica incrociata	0,075 L
Positivo, M^+	Colonna esterna	Trave in acciaio trasversale dotata di connettori; Soletta disposta in modo da raggiungere o superare il filo esterno della colonna disposta in asse forte	0,075 L
Positivo, M^+	Colonna esterna	Trave trasversale assente o priva di connettori; Soletta disposta in modo da raggiungere o superare il filo esterno della colonna disposta in asse forte	$b_{magg}/2 + 0,7 h_c/2$
Positivo, M^+	Colonna esterna	Disposizioni differenti	$b_{magg}/2 \leq 0,05 L$

La rigidezza elastica della sezione nella quale il calcestruzzo è sollecitato da sforzi di compressione va valutata utilizzando un coefficiente di omogeneizzazione $n = E_a/E_{cm} = 7$, essendo E_{cm} il modulo di elasticità secante del calcestruzzo.

Il calcolo del momento di inerzia non fessurato, I_1 , delle sezioni composte in cui il calcestruzzo è soggetto a compressione, va valutato omogeneizzando il calcestruzzo della soletta compreso nella larghezza efficace.

Nei casi in cui il calcestruzzo è soggetto a sforzi di trazione, la rigidezza della sezione composta dipende dal momento di inerzia della sezione fessurata I_2 , calcolato assumendo fessurato il calcestruzzo ed attive le sole componenti metalliche della sezione, profilo strutturale ed armatura collocata nella larghezza efficace.

L'analisi va effettuata differenziando la rigidezza flessionale per tenere conto dell'eventuale parzializzazione della sezione in alcune zone.

7.6.4 CRITERI DI PROGETTO PER STRUTTURE DISSIPATIVE

Il progetto delle strutture composte acciaio-calcestruzzo di tipo dissipativo deve garantire una risposta globale stabile anche in presenza di fenomeni locali di plasticizzazione, instabilità o altri

connessi al comportamento isteretico della struttura. A tale scopo occorre dotare le zone dissipative di adeguata resistenza e duttilità.

La resistenza va valutata per le parti in carpenteria metallica – comportamento tipo b) – secondo quanto indicato nelle norme vigenti e nel § 7.5. In tutti i casi in cui la regione dissipativa è di tipo composto, la resistenza va calcolata facendo riferimento alle regole specifiche riportate nel presente documento ed a metodologie di comprovata affidabilità.

La duttilità va invece conseguita facendo ricorso ad appositi ed efficaci dettagli costruttivi.

La capacità di dissipazione può essere attribuita solamente alle membrature; pertanto i collegamenti e tutte le componenti della struttura non dissipative devono essere dotati di adeguata sovraresistenza affinché i meccanismi dissipativi non siano modificati.

Quando è necessario sfruttare interamente la resistenza plastica di una colonna composta per soddisfare la gerarchia delle resistenze, si deve garantire la completa interazione tra la componente in acciaio e quella in calcestruzzo. In tutti i casi in cui è insufficiente il trasferimento degli sforzi tangenziali per aderenza ed attrito, è richiesto l'uso di connettori per il trasferimento mediante interazione meccanica ed il ripristino della sezione composta.

Analogamente, nelle colonne composte soggette essenzialmente a compressione con modesti effetti flessionali si deve garantire una ripartizione efficace degli sforzi tra acciaio e calcestruzzo, rivolgendo particolare attenzione ai meccanismi di trasferimento delle azioni in corrispondenza dei collegamenti tra trave e colonna, oppure tra colonna e dispositivi di controvento.

7.6.4.1 Resistenza plastica delle zone dissipative

La progettazione sismica delle strutture composte acciaio-calcestruzzo è basata sulla valutazione del limite inferiore ($E_{pl,Rd}$) e del limite superiore ($E_{U,Rd}$) della resistenza plastica.

Il limite inferiore della resistenza delle zone dissipative ($E_{pl,Rd}$) va impiegato nell'ambito delle verifiche di progetto degli elementi dissipativi, per cui deve risultare $E_{Sd} < E_{pl,Rd}$, essendo E_{Sd} il valore della caratteristica della sollecitazione relativa alla combinazione di carico sismica.

Il limite superiore della resistenza delle zone dissipative ($E_{U,Rd}$) va impiegato per le verifiche di gerarchia delle resistenze necessarie per lo sviluppo dei meccanismi di collasso prescelti. Tale valore tiene conto degli effetti della sovraresistenza analogamente a quanto previsto nelle strutture in acciaio: $E_{U,Rd} = 1,1 \gamma_{Rd} E_{pl,Rd}$, con γ_{Rd} definito nel § 7.5.1.

7.6.4.2 Collegamenti composti nelle zone dissipative

Si devono limitare la localizzazione delle deformazioni plastiche, le tensioni residue e prevenire difetti di esecuzione. I fenomeni di plasticizzazione durante l'evento sismico devono aver luogo esclusivamente nei componenti in acciaio strutturale per cui si deve garantire l'integrità dei componenti in calcestruzzo soggetto a compressione.

Lo snervamento delle barre di armatura della soletta può essere ammesso solamente quando le travi composte soddisfano le prescrizioni di cui al § 7.6.5 circa la profondità dell'asse neutro adimensionalizzato a rottura (Tab. 7.6.IV).

Per il progetto dei collegamenti deve risultare:

$$R_{j,d} \geq R_{U,Rd} \quad (7.6.2)$$

dove: $R_{j,d}$ è la resistenza di progetto del collegamento;

$R_{U,Rd}$ è il limite superiore della resistenza plastica della membratura collegata, valutato come indicato al precedente § 7.6.4.1.

Nelle zone di intersezione tra trave e colonna vanno disposte apposite armature metalliche nella soletta in calcestruzzo per governare effetti locali di diffusione delle tensioni. La progettazione delle armature longitudinali nel calcestruzzo delle regioni nodali deve essere effettuata con modelli che soddisfano l'equilibrio.

Nelle connessioni di profilati rivestiti di calcestruzzo, la resistenza a taglio del pannello può essere calcolata come la somma dei contributi del calcestruzzo e del pannello se l'altezza della sezione della trave non differisce da quella del pilastro di più del 40%, rispettando le condizioni:

$$V_{wp,Ed} < 0,8V_{wp,Rd} \quad (7.6.3)$$

in cui $V_{wp,Ed}$ è la forza di progetto del pannello dovuta alle azioni sismiche, tenendo conto della resistenza plastica delle zone dissipative adiacenti e $V_{wp,Rd}$ è la resistenza a taglio del pannello composto calcolata come in § 4.6.

In presenza di pannelli d'anima irrigiditi in nodi trave-colonna parzialmente rivestiti in calcestruzzo, la valutazione della resistenza può essere condotta in maniera analoga a quanto sopra riportato se una delle seguenti condizioni viene verificata:

- l'armatura è presente e la connessione a taglio rispetta quanto riportato al § 7.6.9;
- non è presente armatura dal momento che il rapporto tra l'altezza e la base della sezione sia della trave che della colonna è inferiore a 1,20.

7.6.5 REGOLE DI PROGETTO PER TRAVI CON SOLETTA COLLABORANTE

Nelle travi con soletta collaborante il grado di connessione N/N_f , definito al § 4.6.4.3.1., deve risultare non inferiore a 0,8 e la resistenza complessiva dei connettori a taglio nella zona in cui il calcestruzzo della soletta è teso non deve essere inferiore alla resistenza plastica delle armature longitudinali.

La resistenza di calcolo dei connettori a piolo si ottiene, a partire da quella indicata al § 4.6.4.3.2., applicando un fattore di riduzione 0,75.

Lo spessore delle solette piene e delle solette con lamiera grecata deve essere conforme alle indicazioni dei §§ 4.6.4.8. e 4.6.6.2. rispettivamente.

Quando si utilizzano solette composte acciaio-calcestruzzo nella realizzazione degli orizzontamenti, la resistenza di progetto dei connettori in soletta piena va ridotta attraverso il coefficiente k_t definito in § 4.6 a sua volta ridotto del coefficiente k_r che dipende dalla forma delle nervature (v. Fig. 7.6.4).

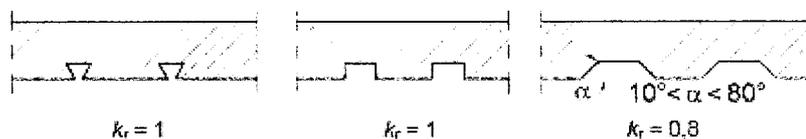


Figura 7.6.4 – Valori del coefficiente k_r

Nelle zone dissipative soggette a momento positivo va controllato il rapporto x/d dato da:

$$x/d < \epsilon_{cu}/(\epsilon_{cu} + \epsilon_a) \quad (7.6.4)$$

nella quale :

- x è la profondità dell'asse neutro a rottura,

- d è l'altezza totale della sezione composta;
- ϵ_{cu} è la deformazione a rottura del calcestruzzo valutata tenendo conto degli effetti di degrado ciclico del materiale;
- ϵ_a è la deformazione totale al lembo teso del profilo metallico.

Il suddetto requisito di duttilità può ritenersi soddisfatto quando il rapporto x/d soddisfa i limiti riportati in Tabella 7.6.IV.

Tabella 7.6.IV - Valori limite del rapporto x/d per le travi composte, al variare del fattore q_0 .

f_y (N/mm ²)	$1,5 < q_0 \leq 4$	$q_0 > 4$
	$(x/d)_{limite}$	$(x/d)_{limite}$
355	0,27	0,20
275	0,32	0,24
235	0,36	0,27

7.6.6 REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE PER STRUTTURE INTELAIATE

Le travi devono essere verificate per instabilità flessionale e flessio-torsionale in accordo con il § 4.6.4.5 assumendo la formazione di un momento plastico negativo ad una estremità dell'elemento.

I tralicci composti non possono essere usati come elementi dissipativi.

Nei pilastri in cui si formano le cerniere plastiche, nelle verifiche si deve assumere un momento flettente pari a $M_{pl,Rd}$ in corrispondenza delle cerniere e le sollecitazioni di progetto devono rispettare la condizione:

$$N_{Ed} / N_{pl,Rd} < 0,30 \quad (7.6.5)$$

$$M_{Ed} / M_{pl,Rd} < 1,00 \quad (7.6.6)$$

$$V_{Ed} / V_{pl,Rd} < 0,50 \quad (7.6.7)$$

7.6.7 REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE PER STRUTTURE CON CONTROVENTI CONCENTRICI

Per le strutture con controventi concentrici si rimanda alle indicazioni del § 7.5.5.

7.6.8 REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE PER STRUTTURE CON CONTROVENTI ECCENTRICI

Nelle strutture con controventi eccentrici la dissipazione deve avvenire essenzialmente per plasticizzazione a taglio degli "elementi di connessione" di cui al § 7.5.6. Gli elementi contigui agli elementi di connessione devono rimanere elastici sotto le massime forze generate dalla loro plasticizzazione ciclica.

Le regole di progettazione e dettaglio degli elementi di connessione e degli altri elementi sono riportate in § 7.5.7.

Gli elementi di connessione devono essere realizzati in acciaio strutturale, possibilmente collaboranti con solette e possono essere «corti» o «intermedi» dovendo la loro lunghezza rispettare la condizione:

$$e \leq (1 + \alpha) \frac{M_{l,Rd}}{V_{l,Rd}} \quad (7.6.8)$$

7.6.9.1 Diaframmi orizzontali

Nel caso di soluzione composta acciaio-calcestruzzo, lo spessore minimo della soletta al di sopra della greca deve essere pari ad almeno 4 cm; è altresì necessario predisporre dispositivi di connessione a taglio dimensionati per sopportare gli sforzi indotti dalla trasmissione delle forze tra i diversi sistemi resistenti a sviluppo verticale.

Per le parti in cemento armato dei diaframmi orizzontali devono essere rispettate le regole del § 7.3.7.1.

7.6.9.2 Collegamenti composti nelle zone dissipative

Nel collegamento tra una trave dissipativa (composta o in acciaio) e una colonna in calcestruzzo armato o composta completamente rivestita di calcestruzzo, è richiesta la predisposizione di irrigidimenti sulle travi a filo con la superficie laterale della colonna, con larghezza totale non inferiore a $(b_b - 2t)$ e di spessore non inferiore a 0,75t o 8 mm, essendo b_b la larghezza della flangia della trave e t lo spessore del pannello d'anima. Il quantitativo minimo dell'armatura longitudinale nel pilastro di calcestruzzo armato deve essere tale da assicurare una resistenza non inferiore alla resistenza a taglio della trave di collegamento in prossimità degli irrigidimenti. Apposita armatura trasversale deve essere predisposta per innescare il confinamento della regione di calcestruzzo compresa tra le barre d'armatura verticale della colonna; per tale armatura va applicato quanto riportato al § 7.6.9.4.

7.6.9.3 Travi composte acciaio-calcestruzzo con soletta collaborante

Nelle zone dissipative delle travi soggette a momento negativo, occorre predisporre armatura metallica ad elevata duttilità, così come schematicamente riportato in Figura 7.6.5.

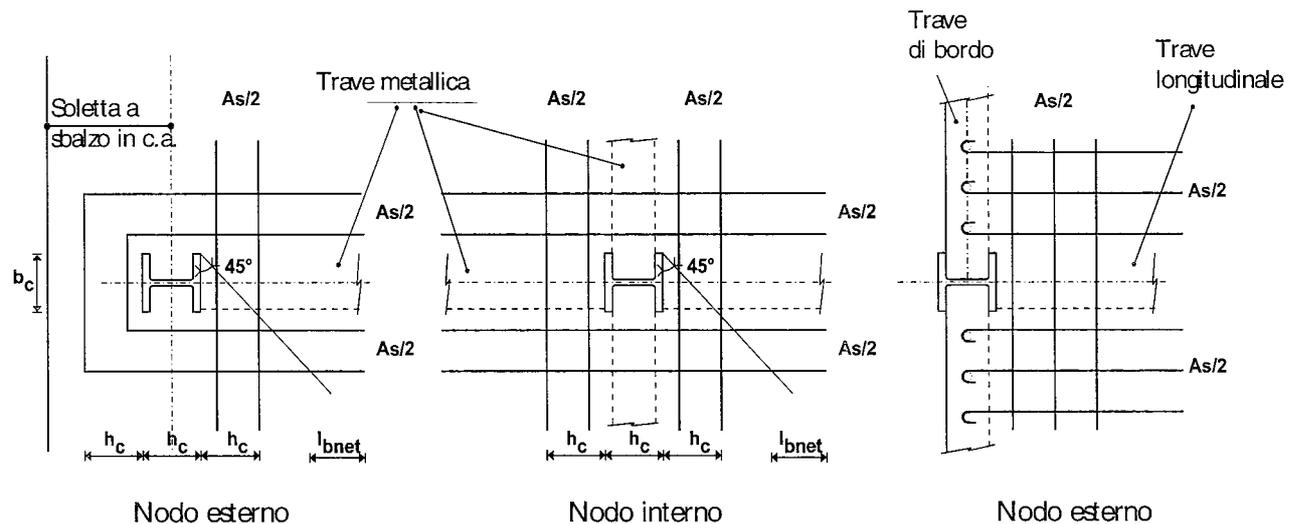


Figura 7.6.5 I dettagli di armatura in corrispondenza dei nodi trave-colonna

7.6.9.4 Colonne composte completamente rivestite di calcestruzzo

Le regioni critiche dei pilastri delle strutture dissipative sono presenti ad entrambe le estremità dei tratti di lunghezza libera dei pilastri delle strutture intelaiate e nelle porzioni di pilastro adiacenti agli

elementi di connessione nei sistemi di controventi eccentrici. Per la loro lunghezza si rimanda al § 7.4.6.1.2.

La dimensione minima, base o altezza per le sezioni rettangolari o diametro per le sezioni circolari, delle colonne completamente rivestite di calcestruzzo deve essere non inferiore a 250 mm.

Nelle regioni critiche va disposta un'armatura trasversale con interasse non inferiore alla metà della dimensione minima del nucleo di calcestruzzo contenuto nelle staffe misurata da asse staffa, e comunque a 260 mm e a 9 volte il minimo diametro delle armature longitudinali per CD "B" e a 175 mm e a 8 volte il minimo diametro delle armature longitudinali per CD "A". Questi ultimi limiti si riducono a 150 mm e a 6 volte il minimo diametro delle armature longitudinali per le zone alla sommità inferiore dei pilastri del livello più basso di costruzioni in CD "A". Il diametro minimo delle armature trasversali non deve essere inferiore a 6 mm e, per strutture in CD "A" a 0,35 volte il diametro minimo delle armature longitudinali moltiplicato per f_{ydf} / f_{ydw} essendo f_{ydf} e f_{ydw} le tensioni di progetto della flangia e dell'armatura.

Nelle strutture in CD "B" la distanza tra due barre longitudinali vincolate non deve superare i 250 mm, tale limite scende a 200 mm nel caso di strutture in CD "A".

La presenza di armatura trasversale nelle regioni dissipative interviene sui fenomeni di instabilità locale del profilo metallico; di conseguenza si possono modificare i valori limite della snellezza delle flange dei profilati metallici. I valori di snellezza limite riportati in Tabella 7.6.I possono essere incrementati se sono installate armature trasversali con passo adeguato, s , ed inferiore alla larghezza, c , della flangia ($s/c < 1$). In particolare, se il rapporto s/c è inferiore a 0,5 ($s/c < 0,5$) i limiti di snellezza di Tabella 7.6.I possono essere incrementati fino al 50%; se il rapporto s/c è compreso tra 0,5 ed 1,0, l'incremento si può valutare per interpolazione lineare.

Il diametro delle barre deve essere non inferiore a 6 mm e maggiore di $[(b t_f/8)(f_{ydf}/f_{ydw})]^{0.5}$ in cui b e t_f sono la larghezza e lo spessore della flangia, f_{ydf} e f_{ydw} sono le tensioni di progetto della flangia e dell'armatura.

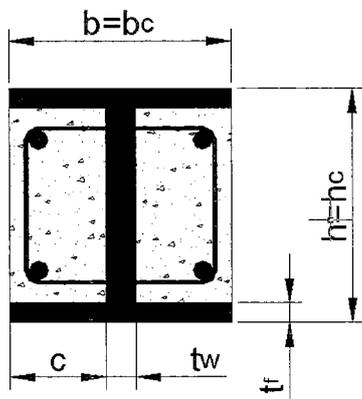
7.6.9.5 Membrature composte parzialmente rivestite di calcestruzzo

L'adozione di specifici dettagli d'armatura trasversale, come quelli riportati in Figura 7.6.6.b, può ritardare l'insorgere dei fenomeni di instabilità locale nelle zone dissipative. I limiti riportati in Tabella 7.6.I per le flange possono essere incrementati se tali barre sono caratterizzate da un interasse longitudinale, s_l , minore della lunghezza netta, c , della flangia, $s_l/c < 1,0$. In particolare:

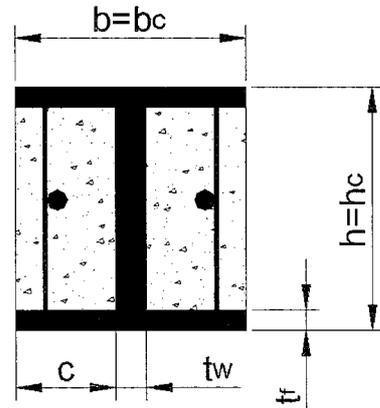
- per $s_l/c < 0,5$, i limiti di Tabella 7.6.I possono essere moltiplicati per un coefficiente 1,50;
- per $0,5 < s_l/c < 1,0$ si può interpolare linearmente tra i coefficienti 1,50 e 1,00.

Le barre dritte indicate in Figura 7.6.6.b devono inoltre soddisfare le seguenti condizioni:

- il diametro delle barre deve essere non inferiore a 6 mm e maggiore di $[(b t_f/8)(f_{ydf}/f_{ydw})]^{0.5}$ in cui b e t_f sono la larghezza e lo spessore della flangia, f_{ydf} and f_{ydw} sono le tensioni di progetto della flangia e dell'armatura;
- devono essere saldate alle flange ad entrambe le estremità e la saldatura deve essere dimensionata per sopportare uno sforzo di trazione nella barra pari a quello di snervamento.



a) Staffe saldate all'anima



b) Barre dritte saldate alle flange

Figura 7.6.6 - Dettagli d'armatura trasversale nelle membrature composte parzialmente rivestite.

Deve essere inoltre garantito un copriferro netto di almeno 20 mm e non superiore a 40 mm.

7.6.9.6 Collegamenti nei telai composti

Nel caso in cui i collegamenti vanno collegati con colonne rivestite di calcestruzzo è necessario provvedere all'installazione di piastre metalliche nella sezione terminale del collegamenti e a filo della colonna in corrispondenza delle due estremità del collegamenti stesso.

7.6.9.7 Membrature che non contengono collegamenti

Nel caso in cui il collegamento sia adiacente a una colonna composta completamente rivestita di calcestruzzo, è necessario predisporre un'armatura trasversale conforme al § 7.6.9.4 sia al di sopra che al di sotto del collegamento.

7.7 COSTRUZIONI DI LEGNO

Le prescrizioni contenute nel presente paragrafo sono da intendere quali integrazioni per le strutture di legno in zona sismica.

Ai fini di quanto previsto nel seguito, si definiscono i seguenti termini:

- **duttilità statica:** si intende il rapporto tra lo spostamento ultimo e lo spostamento al limite del comportamento elastico, valutati con prove quasi-statiche in accordo alle pertinenti normative sui metodi di prova per le strutture di legno;
- **nodi semi-rigidi:** giunzioni con deformabilità significativa, tale da dovere essere presa in considerazione nelle analisi strutturali, e da valutarsi secondo le pertinenti normative di calcolo;
- **nodi rigidi:** giunzioni con deformabilità trascurabile, ai fini del comportamento strutturale, da valutarsi secondo le pertinenti normative di calcolo;
- **unioni con mezzi di unione a gambo cilindrico:** unioni con mezzi meccanici di unione a gambo cilindrico (chiodi, viti, spinotti, bulloni ecc.), sollecitati perpendicolarmente al loro asse;
- **nodi di carpenteria:** collegamenti nei quali le azioni sono trasferite per mezzo di zone di contatto, e senza l'utilizzo di mezzi di unione meccanici; esempio di giunzioni di questo tipo sono: l'incastro a dente semplice, il giunto tenone-mortasa, il giunto a mezzo legno, ed altri tipi frequentemente utilizzati nelle costruzioni tradizionali.

7.7.1 ASPETTI CONCETTUALI DELLA PROGETTAZIONE

Gli edifici sismoresistenti in legno devono essere progettati con una concezione strutturale in accordo ad uno dei seguenti comportamenti:

- a) comportamento strutturale dissipativo;
- b) comportamento strutturale scarsamente dissipativo.

Le strutture progettate secondo il comportamento a) devono appartenere alla CD "A" o "B", nel rispetto dei requisiti di cui al § 7.7.3 in relazione a: tipologia strutturale, tipologia di connessione e capacità di duttilità della connessione.

Le zone dissipative dovranno, in generale, essere localizzate nei collegamenti mentre le membrature lignee dovranno essere considerate a comportamento elastico, a meno che non vengano adottati per gli elementi strutturali provvedimenti tali da soddisfare i requisiti di duttilità di cui al § 7.7.3.

Le proprietà dissipative devono essere valutate sulla base di comprovata documentazione tecnico - scientifica, basata su sperimentazione dei singoli collegamenti o dell'intera struttura o su parte di essa, in accordo con normative di comprovata validità.

Per le strutture progettate secondo il comportamento b), gli effetti devono essere calcolati mediante un'analisi elastica globale, assumendo un fattore di struttura q non superiore ad 1,5.

7.7.2 MATERIALI E PROPRIETÀ DELLE ZONE DISSIPATIVE

Si applica, per quanto riguarda il legno, quanto previsto al § 4.3, mentre, con riferimento alle altre parti strutturali, si applica quanto contenuto al paragrafo 4 per gli altri materiali.

Qualora si faccia affidamento a comportamenti strutturali dissipativi (CD "A" o "B"), in mancanza di più precise valutazioni teoriche e sperimentali, si devono applicare le regole seguenti:

- a) nelle zone considerate dissipative possono essere utilizzati solamente materiali e mezzi di unione che consentono un adeguato comportamento di tipo oligociclico;
- b) le unioni incollate devono essere considerate in generale come non dissipative;
- c) i nodi di carpenteria possono essere utilizzati solamente quando questi possono garantire una sufficiente dissipazione energetica, senza presentare rischi di rottura fragile per taglio o per trazione ortogonale alla fibratura, e con la presenza di dispositivi atti ad evitarne la sconnessione.

Quanto richiesto nel precedente capoverso 7.7.2 (a) può considerarsi soddisfatto se viene rispettato quanto riportato nel successivo punto 7.7.3.

Per l'utilizzo nelle pareti di taglio e nei diaframmi orizzontali, i pannelli strutturali di rivestimento devono rispettare le seguenti condizioni:

- a) i pannelli di particelle hanno una massa volumica non inferiore a 650 kg/m^3 e spessore non inferiore a 13 mm;
- b) i pannelli di compensato presentano spessore non inferiore a 9 mm.

L'acciaio utilizzato per i mezzi di unione meccanici deve soddisfare i seguenti requisiti:

- a) l'acciaio utilizzato deve essere compatibile con le prescrizioni riportate nella normativa di riferimento (europea o nazionale) per le strutture in acciaio;
- b) le caratteristiche di duttilità delle connessioni tra gli elementi di rivestimento strutturale e gli elementi intelaiati di legno per le tipologie strutturali A o B (si veda il successivo § 7.7.3) devono essere verificate mediante prove sperimentali per controllare il soddisfacimento di quanto richiesto nel successivo § 7.7.3.

7.7.3 TIPOLOGIE STRUTTURALI E FATTORI DI STRUTTURA

In funzione del loro comportamento duttile e della capacità di dissipazione di energia sotto carichi ciclici, gli edifici a struttura di legno devono essere assegnati alla CD "A" o "B". Tutte le strutture che non rispettano le condizioni richieste per le CD "A" o "B" si dovranno considerare come strutture aventi una scarsa capacità di dissipazione energetica, alle quali si assegna un fattore di struttura $q \leq 1,5$.

Nella tabella 7.7.I sono riportati, per ciascuna classe, alcuni esempi di strutture e i valori massimi q_0 del coefficiente di struttura da adottarsi in mancanza di altre specifiche valutazioni. Nel caso in cui il controventamento della struttura sia affidato a materiali diversi (calcestruzzo armato, acciaio), si dovrà fare riferimento ai pertinenti paragrafi del presente documento.

Tabella 7.7.I - Tipologie strutturali e fattori di struttura massimi q_0 per le classi di duttilità

Classe		q_0	Esempi di strutture
A	Strutture aventi una alta capacità di dissipazione energetica	3,0	Pannelli di parete chiodati con diaframmi incollati, collegati mediante chiodi e bulloni; strutture reticolari con giunti chiodati
		4,0	Portali iperstatici con mezzi di unione a gambo cilindrico, spinotti e bulloni (con le precisazioni contenute nei seguenti capoversi del § 7.7.3)
		5,0	Pannelli di parete chiodati con diaframmi chiodati, collegati mediante chiodi e bulloni
B	Strutture aventi una bassa capacità di dissipazione energetica	2,0	Pannelli di parete incollati con diaframmi incollati, collegati mediante chiodi e bulloni; strutture reticolari con collegamenti a mezzo di bulloni o spinotti; strutture cosiddette miste, ovvero con intelaiatura (sismo-resistente) in legno e tamponature non portanti Portali isostatici con giunti con mezzi di unione a gambo cilindrico, spinotti e bulloni (con le precisazioni contenute nei seguenti capoversi del § 7.7.3)
		2,5	Portali iperstatici con mezzi di unione a gambo cilindrico, spinotti e bulloni (con le precisazioni contenute nei seguenti capoversi del § 7.7.3)

Strutture isostatiche in genere, archi a due cerniere, reticolari con connettori, in mancanza di specifiche valutazioni, sono da considerare come strutture aventi una scarsa capacità di dissipazione energetica alle quali si dovrà dunque assegnare un fattore di struttura q_0 non superiore a 1,5.

Si assumerà sempre $q = q_0 \times K_R \geq 1,5$, attribuendo a K_R i valori indicati nel § 7.3.1.

Al fine di garantire valori del fattore di struttura q superiori ad 1,5, le zone considerate dissipative devono essere in grado di deformarsi plasticamente per almeno tre cicli a inversione completa, con un rapporto di duttilità statica pari a 4 per le strutture di CD "B" e pari a 6 per le strutture di CD "A", senza che si verifichi una riduzione della loro resistenza maggiore del 20%.

Le disposizioni di cui al precedente capoverso nonché ai precedenti 7.7.2 a) e 7.7.2 b) possono considerarsi soddisfatte nelle zone dissipative di ogni tipologia strutturale se si verifica quanto segue:

- i collegamenti legno-legno o legno-acciaio sono realizzati con perni o con chiodi presentanti diametro d non maggiore di 12 mm ed uno spessore delle membrature lignee collegate non minore di $10d$;
- nelle pareti e nei diaframmi con telaio in legno, il materiale di rivestimento strutturale è di legno o di materiale da esso derivato, con uno spessore minimo pari a $4d$ e con diametro d dei chiodi non superiore a 3,1 mm.

Qualora tutte le precedenti prescrizioni non siano soddisfatte, ma sia almeno assicurato lo spessore minimo degli elementi collegati pari, rispettivamente, a $8d$ per il caso a) e a $3d$ per il caso b), si devono utilizzare valori ridotti del coefficiente q_0 con i valori massimi presentati in tabella 7.7.II.

Tabella 7.7.II - Tipologie strutturali e valori ridotti del coefficiente di struttura massimo q_0

Tipologie strutturali	q_0
Portali iperstatici con mezzi di unione a gambo cilindrico (perni, bulloni)	2,5
Pannelli di parete chiodati con diaframmi chiodati	4,0

Per strutture con proprietà differenti ed indipendenti rispetto alle due direzioni orizzontali ortogonali di verifica sismica, si possono utilizzare valori differenti del coefficiente di struttura q_0 per la valutazione degli effetti dell'azione sismica per ognuna delle due direzioni.

7.7.4 ANALISI STRUTTURALE

Nell'analisi della struttura si deve tener conto, di regola, della deformabilità dei collegamenti.

Si devono utilizzare i valori di modulo elastico per "azioni istantanee", ricavati a partire dai valori medi di modulo elastico riportati nei profili resistenti.

Gli impalcati devono essere in generale assunti con la loro deformabilità, mentre possono essere assunti come rigidi nel modello strutturale, senza necessità di ulteriori verifiche se:

- a) sono state rispettate le disposizioni costruttive date nel successivo § 7.7.5.3 per gli impalcati o, in alternativa se pertinente, 7.8.1.5.2;
- b) eventuali aperture presenti non influenzano significativamente la rigidità globale di lastra nel proprio piano.

7.7.5 DISPOSIZIONI COSTRUTTIVE

7.7.5.1 Generalità

Le disposizioni costruttive date nei successivi § 7.7.5.2 e 7.7.5.3 si applicano alle parti di struttura resistenti alla sollecitazione sismica, progettate in accordo con il principio di comportamento dissipativo (CD "A" e "B").

Le strutture con zone dissipative devono essere progettate in modo che tali zone siano localizzate principalmente in quei punti della struttura dove eventuali plasticizzazioni, instabilità locali o altri fenomeni dovuti al comportamento isteretico non compromettano la stabilità globale della struttura.

7.7.5.2 Disposizioni costruttive per i collegamenti

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, disassamenti.

Perni e bulloni devono essere serrati e correttamente inseriti nei loro alloggiamenti (nel rispetto delle tolleranze previste).

7.7.5.3 Disposizioni costruttive per gli impalcati

Per quanto riguarda gli impalcati, si applica in generale quanto previsto al § 4.3, con le variazioni seguenti:

- a) eventuali fattori di incremento della capacità portante dei mezzi di unione ai bordi dei rivestimenti strutturali e dell'incremento dell'interasse dei chiodi lungo i bordi discontinui dei pannelli non devono essere utilizzati;
- b) la distribuzione delle forze di taglio negli impalcati deve essere valutata tenendo conto della disposizione effettiva in pianta degli elementi di controvento verticali;
- c) i vincoli nel piano orizzontale tra impalcato e pareti portanti verticali devono essere di tipo bilatero.

Tutti i bordi dei rivestimenti strutturali devono essere collegati agli elementi del telaio: i rivestimenti strutturali che non terminano su elementi del telaio devono essere sostenuti e collegati da appositi elementi di bloccaggio taglio-resistenti. Dispositivi con funzione analoga devono essere inoltre disposti nei diaframmi orizzontali posti al di sopra di elementi verticali di controvento (ad esempio le pareti).

La continuità delle travi deve essere assicurata, specialmente in corrispondenza delle zone di impalcato che risultano perturbate dalla presenza di aperture.

Quando gli impalcati sono considerati, ai fini dell'analisi strutturale, come rigidi nel loro piano, in corrispondenza delle zone nelle quali si attua il trasferimento delle forze orizzontali agli elementi verticali (per esempio le pareti di controvento) si dovrà assicurare il mantenimento della direzione di tessitura delle travi di impalcato.

7.7.6 VERIFICHE DI SICUREZZA

I valori di resistenza degli elementi di legno faranno riferimento a carichi di tipo "istantaneo", nelle condizioni di servizio assunte per la struttura.

Per la verifica allo stato limite ultimo si applicano alle caratteristiche dei materiali impiegati i valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_m relativi alle combinazioni di carico eccezionali.

Al fine di garantire lo sviluppo del comportamento ciclico dissipativo in corrispondenza delle zone assunte come dissipative, tutti gli altri elementi strutturali e/o connessioni devono essere progettati con adeguati valori di sovrarresistenza. Tale requisito di sovrarresistenza si applica, in particolare, a:

- a) collegamenti di elementi tesi o qualsiasi collegamento alle strutture di fondazione;
- b) collegamenti tra diaframmi orizzontali ed elementi verticali di controvento.

I giunti di carpenteria non presentano rischi di rottura fragile se la verifica per tensioni tangenziali, condotta in accordo con il § 4.3, è soddisfatta utilizzando un ulteriore coefficiente parziale di sicurezza pari a 1,3.

7.7.7 REGOLE DI DETTAGLIO

7.7.7.1 Disposizioni costruttive per i collegamenti

Perni e bulloni di diametro d superiore a 16 mm non devono di norma essere utilizzati nei collegamenti legno-legno e legno-acciaio, eccezion fatta quando essi siano utilizzati come elementi di chiusura dei connettori e tali, quindi, da non influenzare la resistenza a taglio.

Il collegamento realizzato mediante spinotti o chiodi a gambo liscio non deve essere utilizzato senza accorgimenti aggiuntivi volti ad evitare l'apertura del giunto.

Nel caso di tensioni perpendicolari alla fibratura, si devono osservare disposizioni aggiuntive (come quelle riportate in § 4.3) al fine di evitare l'innesco di fratture parallele alla fibratura (splitting).

7.7.7.2 Disposizioni costruttive per gli impalcati

In assenza di elementi di controvento trasversali intermedi lungo la trave, il rapporto altezza/spessore per una trave a sezione rettangolare deve rispettare la condizione $h/b \leq 4$.

In zone sismiche caratterizzate da un valore $a_g \cdot S \geq 0,2 \cdot g$, la spaziatura degli elementi di fissaggio in zone di discontinuità deve essere ridotta del 25% rispetto a quanto previsto nelle normative di

calcolo di cui al § 4.3, comunque tale spaziatura non potrà risultare inferiore al valore minimo precisato nelle medesime normative.

7.8 COSTRUZIONI DI MURATURA

7.8.1 REGOLE GENERALI

7.8.1.1 Premessa

Le costruzioni in muratura devono essere realizzate nel rispetto di quanto contenuto nelle presenti Norme Tecniche ai §§ 4.4 e 11.9.

In particolare ai predetti paragrafi deve farsi riferimento per ciò che concerne le caratteristiche fisiche, meccaniche e geometriche degli elementi resistenti naturali ed artificiali, nonché per i relativi controlli di produzione e di accettazione in cantiere.

Il presente paragrafo divide le strutture in muratura in tre tipi fondamentali: muratura ordinaria, muratura confinata e muratura armata, il secondo di tali tipi non è preso in considerazione nel § 4.4. Al riguardo si precisa che, per quanto attiene all'acciaio d'armatura, vale tutto quanto specificato dalle presenti Norme Tecniche relativamente alle costruzioni in calcestruzzo armato.

Ai fini delle verifiche di sicurezza, è in ogni caso obbligatorio l'utilizzo del "metodo semiprobabilistico agli stati limite".

Il coefficiente parziale di sicurezza da utilizzare per il progetto sismico di strutture in muratura è pari a $\gamma_m = 2$.

7.8.1.2 Materiali

Gli elementi da utilizzare per costruzioni in muratura portante debbono essere tali da evitare rotture eccessivamente fragili. A tal fine gli elementi debbono possedere i requisiti indicati nel § 4.4.2 con le seguenti ulteriori indicazioni:

- percentuale volumetrica degli eventuali vuoti non superiore al 45% del volume totale del blocco;
- eventuali setti disposti parallelamente al piano del muro continui e rettilinei; le uniche interruzioni ammesse sono quelle in corrispondenza dei fori di presa o per l'alloggiamento delle armature;
- resistenza caratteristica a rottura nella direzione portante (f_{bk}), calcolata sull'area al lordo delle forature, non inferiore a 5 MPa;
- resistenza caratteristica a rottura nella direzione perpendicolare a quella portante ossia nel piano di sviluppo della parete (\bar{f}_{bk}), calcolata nello stesso modo, non inferiore a 1,5 MPa.

La malta di allettamento per la muratura ordinaria e quella confinata deve avere resistenza media non inferiore a 5 MPa e i giunti verticali debbono essere riempiti con malta. L'utilizzo di materiali o tipologie murarie aventi caratteristiche diverse rispetto a quanto sopra specificato deve essere autorizzato preventivamente dal Servizio Tecnico Centrale, su Parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.. Sono ammesse murature realizzate con elementi artificiali o elementi in pietra squadrata.

È esclusa la possibilità di utilizzare la muratura listata se non nelle zone a sismicità molto bassa.

7.8.1.3 Modalità costruttive e fattori di struttura

In funzione del tipo di tecnica costruttiva utilizzata, la costruzione potrà essere considerata in muratura ordinaria, in muratura confinata o in muratura armata. I valori massimi q_0 del fattore di struttura con cui individuare lo spettro di progetto (v. § 3.2.3.5) da utilizzare nelle analisi lineari, sono indicati in Tabella 7.8.I.

Tabella 7.8.I - Valori di q_0 per le diverse tipologie strutturali.

TIPOLOGIA STRUTTURALE	q_0
Costruzioni in muratura ordinaria	$2,0 \alpha_u/\alpha_1$
Costruzioni in muratura confinata o armata	$2,5 \alpha_u/\alpha_1$
Costruzioni in muratura armata progettati secondo GR	$3,0 \alpha_u/\alpha_1$

Nel caso della muratura confinata o armata, valori compresi tra $2,0\alpha_u/\alpha_1$ e $2,5\alpha_u/\alpha_1$ possono essere applicati in funzione del sistema costruttivo prescelto, senza verificare quale sia il meccanismo di collasso della costruzione. Il valore $3,0 \alpha_u/\alpha_1$ può essere utilizzato solo per la muratura armata, applicando i principi di gerarchia delle resistenze (GR) descritti ai punti 7.8.1.7 e 7.8.3.2.

Si assumerà sempre $q = q_0 \times K_R$, attribuendo a K_R i valori indicati nel § 7.3.1.

I coefficienti α_1 e α_u sono definiti come segue:

α_1 è il moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, il primo pannello murario raggiunge la sua resistenza ultima (a taglio o a pressoflessione).

α_u è il 90% del moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, la costruzione raggiunge la massima forza resistente.

Il valore di α_u/α_1 può essere calcolato per mezzo di un'analisi statica non lineare (§ 7.3.4.1) e non può in ogni caso essere assunto superiore a 2,5.

Qualora non si proceda ad una analisi non lineare, possono essere adottati per la valutazione di α_u/α_1 i seguenti valori:

- costruzioni in muratura ordinaria ad un piano $\alpha_u/\alpha_1 = 1,4$
- costruzioni in muratura ordinaria a due o più piani $\alpha_u/\alpha_1 = 1,8$
- costruzioni in muratura armata ad un piano $\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$
- costruzioni in muratura armata a due o più piani $\alpha_u/\alpha_1 = 1,5$
- costruzioni in muratura armata progettate con la gerarchia delle resistenze $\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$

7.8.1.4 Criteri di progetto e requisiti geometrici

Le piante delle costruzioni debbono essere quanto più possibile compatte e simmetriche rispetto ai due assi ortogonali. Le pareti strutturali, al lordo delle aperture, debbono avere continuità in elevazione fino alla fondazione, evitando pareti in falso. Le strutture costituenti orizzontamenti e coperture non devono essere spingenti. Eventuali spinte orizzontali, valutate tenendo 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 superiore a 5 m.

La geometria delle pareti resistenti al sisma, al netto dell'intonaco, deve rispettare i requisiti indicati nella tabella 7.8.II, in cui t indica lo spessore della parete, h_0 l'altezza di libera inflessione della parete come definito al punto 4.4.6.2, h l'altezza massima delle aperture adiacenti alla parete, l la lunghezza della parete.

Tabella 7.8.II – Requisiti geometrici delle pareti resistenti al sisma

Tipologie costruttive	t_{\min}	$(h_0/t)_{\max}$	$(l/h)_{\min}$
Muratura ordinaria, realizzata con elementi in pietra squadrata	300 mm	10	0,5
Muratura ordinaria, realizzata con elementi artificiali	240 mm	12	0,4
Muratura confinata, realizzata con elementi artificiali	240 mm	15	0,3
Muratura armata, realizzata con elementi artificiali	240 mm	15	Qualsiasi
Muratura ordinaria, realizzata con elementi in pietra squadrata, in zona 3 e 4	240 mm	12	0,3
Muratura realizzata con elementi artificiali semipieni, in zona 4	200 mm	20	0,3
Muratura realizzata con elementi artificiali pieni, in zona 4	150 mm	20	0,3

7.8.1.5 Metodi di analisi

7.8.1.5.1 Generalità

I metodi di analisi di cui al § 7.3 debbono essere applicati con le seguenti precisazioni e restrizioni.

7.8.1.5.2 Analisi lineare statica

È applicabile nei casi previsti al § 7.3.3.2., anche nel caso di costruzioni irregolari in altezza, purché si ponga $\lambda = 1,0$.

Le rigidzze degli elementi murari saranno calcolate considerando sia il contributo flessionale sia quello tagliante. L'utilizzo di rigidzze fessurato è da preferirsi; in assenza di valutazioni più accurate le rigidzze fessurato potranno essere assunte pari alla metà di quelle fessurate.

Nell'ipotesi di infinita rigidzza nel piano dei solai, il modello può essere costituito dai soli elementi murari continui dalle fondazioni alla sommità, collegati ai soli fini traslazionali alle quote dei solai.

In alternativa, gli elementi di accoppiamento fra pareti diverse, quali travi o cordoli in cemento armato e travi in muratura (qualora efficacemente ammorsate alle pareti), potranno essere considerati nel modello, a condizione che le verifiche di sicurezza vengano effettuate anche su tali elementi. Per gli elementi di accoppiamento in muratura si seguiranno i criteri di verifica di cui ai punti 7.8.1.6, 7.8.2.2 e 7.8.3.2. Possono essere considerate nel modello travi di accoppiamento in muratura ordinaria solo se sorrette da un cordolo di piano o da un architrave resistente a flessione efficacemente ammorsato alle estremità. Per elementi di accoppiamento in cemento armato si seguiranno i criteri di cui al punto 7.4.4.6, considerando efficaci per l'accoppiamento elementi aventi altezza almeno pari allo spessore del solaio. In presenza di elementi di accoppiamento l'analisi potrà essere effettuata utilizzando modelli a telaio, in cui le parti di intersezione tra elementi verticali e orizzontali potranno essere considerate infinitamente rigide.

In caso di solai rigidi, la distribuzione del taglio nei diversi pannelli di uno stesso piano risultante dall'analisi lineare può essere modificata, a condizione che l'equilibrio globale di piano sia rispettato (il modulo e la posizione della forza risultante di piano restino invariati) e a condizione che il valore assoluto della variazione del taglio in ciascun pannello $\Delta V \leq \max\{0,25|V|, 0,1|V_{\text{piano}}|\}$

dove V è il taglio nel pannello e V_{piano} è il taglio totale al piano nella direzione parallela al pannello.

Nel caso di solai deformabili la redistribuzione può essere effettuata solamente tra pannelli complanari collegati da cordoli o incatenamenti ovvero appartenenti alla stessa parete. In tal caso, nel calcolo dei limiti per la redistribuzione V_{piano} è da intendersi come la somma dei tagli nei pannelli complanari ovvero appartenenti alla stessa parete.

Le verifiche fuori piano potranno essere effettuate separatamente, e potranno essere adottate le forze equivalenti indicate al § 7.2.3 per gli elementi non strutturali, assumendo $q_a = 3$. Più precisamente l'azione sismica ortogonale alla parete potrà essere rappresentata da una forza orizzontale distribuita, pari a $S_a \gamma / q_a$ volte il peso della parete e da forze orizzontali concentrate pari a $S_a \gamma / q_a$ volte il peso trasmesso dagli orizzontamenti che si appoggiano su di essa, se queste non sono efficacemente trasmesse a muri trasversali disposti parallelamente alla direzione del sisma. Per le pareti resistenti al sisma, che rispettano i limiti di tabella 7.8.II, si può assumere che il periodo T_a indicato al § 7.2.3 sia pari a 0. Per pareti con caratteristiche diverse la verifica fuori piano va comunque condotta valutando, anche in forma approssimata, T_a .

7.8.1.5.3 Analisi dinamica modale

È applicabile in tutti i casi, con le limitazioni di cui al § 7.3.3.1. Quanto indicato per modellazione e possibilità di redistribuzione nel caso di analisi statica lineare vale anche in questo caso.

Le verifiche fuori piano potranno essere effettuate separatamente, adottando le forze equivalenti indicate al punto precedente per l'analisi statica lineare.

7.8.1.5.4 Analisi statica non lineare

Il modello geometrico della struttura potrà essere conforme a quanto indicato nel caso di analisi statica lineare ovvero utilizzando modelli più sofisticati purché idonei e adeguatamente documentati. L'analisi dovrà essere effettuata utilizzando almeno due distinte distribuzioni di forze orizzontali, applicate ai baricentri delle masse a ciascun piano: una di forze proporzionali alle masse ed una di forze proporzionali alla distribuzione delle forze modali corrispondenti al primo modo di vibrazione nella direzione considerata; quest'ultima potrà essere approssimata dalla distribuzione da utilizzarsi per l'analisi statica lineare (§ 7.3.3.2).

I pannelli murari potranno essere caratterizzati da un comportamento bilineare elastico perfettamente plastico, con resistenza equivalente al limite elastico e spostamenti al limite elastico e ultimo definiti per mezzo della risposta flessionale o a taglio di cui ai punti 7.8.2.2, 7.8.3.2 e 7.8.4.2. Gli elementi lineari in c.a. (cordoli, travi di accoppiamento) potranno essere caratterizzati da un comportamento bilineare elastico perfettamente plastico, con resistenza equivalente al limite elastico e spostamenti al limite elastico e ultimo definiti per mezzo della risposta flessionale o a taglio.

Per costruzioni fino a due piani in muratura è ammesso analizzare separatamente ciascun interpiano.

Per costruzioni con numero di piani superiore a due, il modello dovrà tenere conto degli effetti connessi alla variazione delle forze verticali dovuta all'azione sismica e dovrà garantire gli equilibri locali e globali.

Il risultato consisterà in un diagramma, denominato curva di capacità, riportante in ascissa lo spostamento orizzontale di un punto di controllo della costruzione, usualmente scelto al livello della copertura, in ordinata la forza orizzontale totale applicata (taglio alla base).

La capacità di spostamento relativa agli stati limite di danno e ultimo (§ 3.2.1) verrà valutata sulla curva forza-spostamento così definita, in corrispondenza dei punti seguenti:

- stato limite di danno: dello spostamento minore tra quello corrispondente al raggiungimento della massima forza e quello per il quale lo spostamento relativo fra due punti sulla stessa verticale appartenenti a piani consecutivi eccede i valori riportati al § 7.3.7.2;
- stato limite ultimo: dello spostamento corrispondente ad una riduzione delle forze non superiore al 20% del massimo.

Le verifiche fuori piano potranno essere effettuate separatamente, secondo le procedure indicate per l'analisi statica lineare.

Per le costruzioni in muratura il metodo prevede solo una verifica globale in spostamento, e non le verifiche nei singoli elementi.

7.8.1.5.5 Analisi dinamica non lineare

Si applica integralmente il § 7.3.4.2 facendo uso di modelli meccanici non lineari di comprovata e documentata efficacia nel riprodurre il comportamento dinamico e ciclico della muratura.

7.8.1.6 Verifiche di sicurezza

In caso di analisi lineare, al fine della verifica di sicurezza nei confronti dello stato limite ultimo, la resistenza di ogni elemento strutturale resistente al sisma dovrà risultare maggiore dell'azione agente per ciascuna delle seguenti modalità di collasso: pressoflessione, taglio 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 base ai requisiti di tabella 7.8.II.

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, secondo quanto indicato al § 7.8.1.7.

Le modalità di verifica sono descritte ai § 7.8.2.2, 7.8.3.2 e 7.8.4.2.

Le verifiche di sicurezza si intendono automaticamente verificate, senza l'effettuazione di alcun calcolo esplicito, per le costruzioni che rientrino nella definizione di costruzione semplice (§ 7.8.1.9).

Nel caso di analisi statica non lineare, la verifica di sicurezza consisterà nel confronto tra la capacità di spostamento ultimo della costruzione e la domanda di spostamento ottenute applicando il procedimento illustrato al § 7.3.4.1. In ogni caso, per le costruzioni in muratura ordinaria o confinata, e per le costruzioni in muratura armata in cui non si sia applicato il criterio di gerarchia delle resistenze, qualora il valore di q^* calcolato secondo quanto indicato al punto § 7.3.4.1 ecceda il valore 3,0, la verifica di sicurezza dovrà ritenersi non soddisfatta. La rigidità elastica del sistema bilineare equivalente verrà individuata tracciando la secante alla curva di capacità nel punto corrispondente ad un taglio alla base pari a 0,7 volte il valore massimo (taglio massimo alla base). Il tratto orizzontale della curva bilineare verrà individuato tramite l'uguaglianza delle aree sottese dalle curve tracciate fino allo spostamento ultimo del sistema.

Nel caso di analisi dinamica non lineare, la verifica di sicurezza consisterà nel confronto tra la capacità di spostamento e la richiesta di spostamento.

7.8.1.7 Principi di gerarchia delle resistenze

I principi di gerarchia delle resistenze si applicano esclusivamente al caso di muratura armata.

Il principio fondamentale di gerarchia delle resistenze consiste nell'evitare il collasso per taglio per ogni pannello murario, assicurandosi che sia preceduto da modalità di collasso per flessione. Tale principio si intende applicato quando ciascun pannello murario è verificato a flessione rispetto alle azioni agenti ed è verificato a taglio rispetto alle azioni risultanti dalla resistenza a collasso per flessione, amplificate del fattore $\gamma_{Rd} = 1,5$.

7.8.1.8 Fondazioni

Le strutture di fondazione devono essere realizzate in cemento armato, secondo quanto indicato al § 7.2.5, continue, senza interruzioni in corrispondenza di aperture nelle pareti soprastanti.

Qualora sia presente un piano cantinato o seminterrato in pareti di cemento armato esso può essere considerato quale struttura di fondazione dei sovrastanti piani in muratura portante, nel rispetto dei requisiti di continuità delle fondazioni, e non è computato nel numero dei piani complessivi in muratura.

7.8.1.9 Costruzioni semplici

Si definiscono “costruzioni semplici” quelle che rispettano le caratteristiche descritte nel seguito, oltre a quelle di regolarità in pianta ed in elevazione definite al § 7.2.2 e quelle definite ai successivi § 7.8.3.1, 7.8.4.1, 7.8.5.1, rispettivamente per le costruzioni in muratura ordinaria, in muratura confinata e in muratura armata. Per le costruzioni semplici non è obbligatorio effettuare alcuna analisi e verifica di sicurezza.

- Le pareti strutturali della costruzione siano continue dalle fondazioni alla sommità.
- In ciascuna delle due direzioni siano previsti almeno due sistemi di pareti di lunghezza complessiva, al netto delle aperture, ciascuno non inferiore al 50% della dimensione della costruzione nella medesima direzione. Nel conteggio della lunghezza complessiva potranno essere inclusi solamente setti murari che rispettano i requisiti geometrici della Tabella 7.8.II. La distanza tra questi due sistemi di pareti in direzione ortogonale al loro sviluppo longitudinale in pianta sia non inferiore al 75 % della dimensione della costruzione nella medesima direzione (ortogonale alle pareti). Almeno il 75 % dei carichi verticali sia portato da pareti che facciano parte del sistema resistente alle azioni orizzontali.
- In ciascuna delle due direzioni siano presenti pareti resistenti alle azioni orizzontali con interasse non superiore a 7 m, elevabili a 9 m per costruzioni in muratura armata.
- Nessuna altezza interpiano sia superiore a 3,5 m.
- Per ciascun piano il rapporto tra area della sezione resistente delle pareti e superficie del piano non sia inferiore ai valori indicati nella tabella seguente, in funzione del numero di piani della costruzione e della zona sismica, per ciascuna delle due direzioni ortogonali:

Tabella 7.8.III – Area pareti resistenti in ciascuna direzione ortogonale per costruzioni semplici

Accelerazione di picco del terreno $a_g * S * S_T$ ⁽¹⁾												
Tipo di struttura		Numero piani	≤0,07 g	≤0,1 g	≤0,15 g	≤0,20 g	≤0,25 g	≤0,30 g	≤0,35 g	≤0,40 g	≤0,45 g	≤0,4725 g
Muratura ordinaria o confinata	1		3,5 %	3,5 %	4,0 %	4,5 %	5,0 %	5,5 %	6,0 %	6,0 %	6,0 %	6,5 %
	2		4,0 %	4,0 %	4,5 %	5,0 %	5,5 %	6,0 %	6,5 %	6,5 %	6,5 %	7,0 %
	3		4,5 %	4,5 %	5,0 %	5,5 %	6,0 %	6,5 %	7,0 %			
Muratura armata	1		2,5 %	3,0 %	3,0 %	3,0 %	3,5 %	3,5 %	4,0 %	4,0 %	4,5 %	4,5 %
	2		3,0 %	3,5 %	3,5 %	3,5 %	4,0 %	4,0 %	4,5 %	5,0 %	5,0 %	5,0 %
	3		3,5 %	4,0 %	4,0 %	4,0 %	4,5 %	5,0 %	5,5 %	5,5 %	6,0 %	6,0 %
	4		4,0 %	4,5 %	4,5 %	5,0 %	5,5 %	5,5 %	6,0 %	6,0 %	6,5 %	6,5 %

⁽¹⁾ S_T si applica solo nel caso di strutture di Classe d'uso III e IV (v. § 2.4.2)

È implicitamente inteso che per le costruzioni semplici il numero di piani non può essere superiore a 3 per costruzioni in muratura ordinaria o confinata ed a 4 per costruzioni in muratura armata. Deve inoltre risultare, per ogni piano:

$$\sigma = \frac{N}{A} \leq 0,25 \frac{f_k}{\gamma_m} \quad (7.8.1)$$

in cui:

N è il carico verticale totale alla base del piano considerato

A è l'area totale dei muri portanti (ai fini dei carichi verticali) allo stesso piano

f_k è la resistenza caratteristica a compressione in direzione verticale della muratura.

Il dimensionamento delle fondazioni può essere effettuato in modo semplificato tenendo conto delle tensioni normali medie e delle sollecitazioni sismiche globali determinate con l'analisi statica lineare.

7.8.2 COSTRUZIONI IN MURATURA ORDINARIA

7.8.2.1 Criteri di progetto

Oltre ai criteri definiti al § 7.8.1.4, le costruzioni in muratura ordinaria dovranno di regola avere le aperture praticate nei muri verticalmente allineate. Se così non fosse, dovrà essere prestata particolare attenzione alla definizione di un adeguato modello strutturale e nelle verifiche, in quanto il disallineamento delle aperture comporta discontinuità ed irregolarità nella trasmissione delle azioni interne. In assenza di valutazioni più accurate, 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.

7.8.2.2 Verifiche di sicurezza

7.8.2.2.1 Pressoflessione nel piano

La verifica a pressoflessione di una sezione di un elemento strutturale si effettuerà confrontando il momento agente di calcolo con il momento ultimo resistente calcolato assumendo la muratura non reagente a trazione ed una opportuna distribuzione non lineare delle compressioni. Nel caso di una sezione rettangolare tale momento ultimo può essere calcolato come:

$$M_u = (l^2 t \sigma_0 / 2) (1 - \sigma_0 / 0,85 f_d) \quad (7.8.2)$$

dove: M_u è il momento corrispondente al collasso per pressoflessione

l è la lunghezza complessiva della parete (inclusiva della zona tesa)

t è lo spessore della zona compressa della parete

σ_0 è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione (= P/lt , con P forza assiale agente positiva se di compressione). Se P è di trazione, $M_u = 0$

$f_d = f_k / \gamma_m$ è la resistenza a compressione di calcolo della muratura

In caso di analisi statica non lineare, la resistenza a pressoflessione potrà essere calcolata ponendo f_d pari al valore medio della resistenza a compressione della muratura, mentre lo spostamento ultimo potrà essere assunto pari allo 0.8% dell'altezza del pannello.

7.8.2.2.2 Taglio

La resistenza a taglio di ciascun elemento strutturale verrà valutata per mezzo della relazione seguente:

$$V_t = l' t f_{vd} \quad (7.8.3)$$

dove: l' è la lunghezza della parte compressa della parete

t è lo spessore della parete

$f_{vd} = f_{vk} / \gamma_m$ è definito al § 4.4.6.1, calcolando la tensione normale media (indicata con σ_n nel paragrafo citato) sulla parte compressa della sezione ($\sigma_n = P / l't$).

Il valore di f_{vk} non potrà comunque essere maggiore di $1,4 \bar{f}_{bk}$, dove \bar{f}_{bk} indica la resistenza caratteristica a compressione degli elementi nella direzione di applicazione della forza, né maggiore di 1,5 MPa.

In caso di analisi statica non lineare, la resistenza a taglio potrà essere calcolata ponendo $f_{vd} = f_{vm0} + 0,4\sigma_n$ con f_{vm0} resistenza media a taglio della muratura (in assenza di determinazione diretta si potrà porre $f_{vm0} = f_{vk0}/0,7$), mentre lo spostamento ultimo potrà essere assunto pari allo 0,4% dell'altezza del pannello. Il valore di f_{vd} non potrà comunque essere maggiore di $2,0 \bar{f}_{bk}$ né maggiore di 2,2 Mpa.

7.8.2.2.3 Pressoflessione fuori piano

Il valore del momento di collasso per azioni perpendicolari al piano della parete sarà calcolato assumendo un diagramma delle compressioni rettangolare, un valore della resistenza pari a $0,85 f_d$ e trascurando la resistenza a trazione della muratura.

7.8.2.2.4 Travi in muratura

La verifica di travi di accoppiamento in muratura ordinaria, in presenza di azione assiale orizzontale nota, viene effettuata in analogia a quanto previsto per i pannelli murari verticali. Qualora l'azione assiale non sia nota dal modello di calcolo (ad es. quando l'analisi è svolta su modelli a telaio con l'ipotesi di solai infinitamente rigidi nel piano), ma siano presenti, in prossimità della trave in muratura, elementi orizzontali dotati di resistenza a trazione (catene, cordoli), i valori delle resistenze 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 ammorsato alle estremità, può essere calcolata in modo semplificato come

$$V_t = h t f_{vd0}$$

dove: h è l'altezza della sezione della trave

$f_{vd0} = f_{vk0} / \gamma_m$ è la resistenza di calcolo a taglio in assenza di compressione; nel caso di analisi statica non lineare potrà essere posta pari al valore medio ($f_{vd0} = f_{vm0}$).

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

$$M_u = H_p h / 2 [1 - H_p / (0.85 f_{hd} h t)]$$

dove H_p è il minimo tra la resistenza a trazione dell'elemento teso disposto orizzontalmente ed il valore $0,4 f_{hd} h t$

$f_{hd} = f_{hk} / \gamma_m$ è la resistenza di calcolo a compressione della muratura in direzione orizzontale (nel piano della parete). Nel caso di analisi statica non lineare essa potrà essere posta uguale al valore medio ($f_{hd} = f_{hm}$).

La resistenza a taglio, associata a tale meccanismo, può essere calcolata come

$$V_p = 2M_u / l$$

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 .

7.8.3 COSTRUZIONI IN MURATURA CONFINATA

7.8.3.1 Criteri di progetto

La muratura confinata è costituita da elementi resistenti artificiali semipieni e dotata di elementi di confinamento in calcestruzzo armato o in muratura armata nella direzione verticale ed orizzontale, in modo tale da comportarsi come un singolo elemento strutturale. Gli elementi di confinamento orizzontali e verticali devono essere collegati tra loro e ancorati agli elementi del sistema strutturale principale. Al fine di ottenere un'efficace aderenza tra la muratura e gli elementi di confinamento, questi devono essere realizzati dopo che il muro è stato costruito.

La muratura confinata deve soddisfare i criteri definiti ai § 7.8.1.4 e 7.8.2.1.

La muratura confinata deve di regola essere progettata tenendo conto solo della muratura.

L'area della sezione trasversale degli elementi di confinamento, sia orizzontali che verticali, deve essere non inferiore a 30.000 mm^2 , con una dimensione orizzontale minima di 150 mm. Nei muri a due teste, lo spessore degli elementi di confinamento deve assicurare il collegamento delle due teste e il loro efficace confinamento.

Gli elementi di confinamento verticali devono essere posizionati:

- ai bordi liberi di ciascun elemento murario strutturale;
- a entrambi i lati delle aperture con area maggiore di $1,5 \text{ m}^2$;
- all'interno della parete se necessario al fine di non eccedere la distanza di 4 m tra gli elementi di confinamento;
- all'intersezione di pareti strutturali, laddove gli elementi di confinamento imposti dalle regole precedenti siano a una distanza maggiore di 1,5 m.

Gli elementi di confinamento orizzontali devono essere posizionati nel piano della parete al livello di ogni piano, e in ogni caso a una distanza in verticale non maggiore di 4 m.

La sezione dell'armatura longitudinale degli elementi di confinamento non deve avere area minore di 300 mm^2 , né dell'1% dell'area della sezione dell'elemento di confinamento.

Devono essere disposte staffe di diametro non inferiore a 5 mm e disposte a interasse non maggiore di 150 mm.

Le sovrapposizioni devono avere lunghezza non inferiore a 60 diametri.

7.8.3.2 Verifiche di sicurezza

7.8.3.2.1 Pressoflessione nel piano, taglio, travi in muratura

Le verifiche di sicurezza a pressoflessione nel piano, a taglio, e per le travi in muratura devono essere eseguite in accordo con quanto specificato al § 7.8.2.2. La resistenza del calcestruzzo armato o degli elementi di muratura armata non deve essere presa in considerazione.

7.8.3.2.2 Pressoflessione fuori piano

La verifica a pressoflessione fuori piano può essere omessa.

7.8.4 COSTRUZIONI IN MURATURA ARMATA

7.8.4.1 Criteri di progetto

Ciascuna parete muraria realizzata in muratura armata costituisce nel suo complesso una struttura forata in corrispondenza delle aperture.

Tutte le pareti murarie devono essere efficacemente connesse da solai tali da costituire diaframmi rigidi, secondo quanto specificato al § 7.3.7.1.

L'insieme strutturale risultante deve essere in grado di reagire alle azioni esterne orizzontali con un comportamento di tipo globale, al quale contribuisce soltanto la resistenza delle pareti nel loro piano.

7.8.4.2 Verifiche di sicurezza

7.8.4.2.1 Pressoflessione nel piano

Per la verifica di sezioni pressoinflesse potrà essere assunto un diagramma delle compressioni rettangolare, con profondità $0,8 x$, dove x rappresenta la profondità dell'asse neutro, e sollecitazione pari a $0,85 f_d$. Le deformazioni massime da considerare sono pari a $\epsilon_m = 0,0035$ per la muratura compressa e $\epsilon_s = 0,01$ per l'acciaio teso.

In caso di analisi statica non lineare si adotteranno come valori di calcolo le resistenze medie dei materiali, e lo spostamento ultimo potrà essere assunto pari allo 1,2% dell'altezza del pannello.

7.8.4.2.2 Taglio

La resistenza a taglio (V_t) sarà calcolata come somma dei contributi della muratura ($V_{t,M}$) e dell'armatura ($V_{t,S}$), secondo le relazioni seguenti:

$$V_t = V_{t,M} + V_{t,S} \quad (7.8.4)$$

$$V_{t,M} = d t f_{vdk} \quad (7.8.5)$$

dove: d è la distanza tra il lembo compresso e il baricentro dell'armatura tesa

t è lo spessore della parete

$f_{vd} = f_{vk} / \gamma_M$ è definito al § 4.4.6.1 calcolando la tensione normale media (indicata con σ_n nel paragrafo citato) sulla sezione lorda di larghezza d ($\sigma_n = P/dt$).

$$V_{t,S} = (0.6 d A_{sw} f_{yd}) / s \quad (7.8.6)$$

dove: d è la distanza tra il lembo compresso e il baricentro dell'armatura tesa,

A_{sw} è l'area dell'armatura a taglio disposta in direzione parallela alla forza di taglio, con passo s misurato ortogonalmente alla direzione della forza di taglio,

f_{yd} è la tensione di snervamento di calcolo dell'acciaio,

s è la distanza tra i livelli di armatura.

Dovrà essere altresì verificato che il taglio agente non superi il seguente valore:

$$V_{t,c} = 0.3 f_d t d \quad (7.8.7)$$

dove: t è lo spessore della parete

f_d è la resistenza a compressione di progetto della muratura.

In caso di analisi statica non lineare si adotteranno come valori di calcolo le resistenze medie dei materiali e lo spostamento ultimo potrà essere assunto pari allo 0,6% dell'altezza del pannello.

7.8.4.2.3 Pressoflessione fuori piano

Nel caso di azioni agenti perpendicolarmente al piano della parete, la verifica sarà effettuata adottando diagramma delle compressioni e valori di deformazione limite per muratura e acciaio in modo analogo al caso di verifica nel piano.

7.8.5 STRUTTURE MISTE CON PARETI IN MURATURA ORDINARIA, CONFINATA O ARMATA

Nell'ambito delle costruzioni in muratura è consentito utilizzare strutture di diversa tecnologia per sopportare i carichi verticali, purché la resistenza all'azione sismica sia integralmente affidata agli

elementi di identica tecnologia. Nel caso in cui si affidi integralmente la resistenza alle pareti in muratura, per esse dovranno risultare rispettate le prescrizioni di cui ai punti precedenti. Nel caso si affidi integralmente la resistenza alle strutture di altra tecnologia (ad esempio pareti in c.a.), dovranno essere seguite le regole di progettazione riportate nei relativi capitoli della presente norma. In casi in cui si ritenesse necessario considerare la collaborazione delle pareti in muratura e dei sistemi di diversa tecnologia nella resistenza al sisma, quest'ultima dovrà esser verificata utilizzando i metodi di analisi non lineare (statica o dinamica).

I collegamenti fra elementi di tecnologia diversa dovranno essere espressamente verificati. Particolare attenzione dovrà essere prestata alla verifica della efficace trasmissione dei carichi verticali. Inoltre sarà necessario verificare la compatibilità delle deformazioni per tutte le parti strutturali.

E' consentito altresì realizzare costruzioni costituite da struttura muraria nella parte inferiore e sormontate da un piano con struttura in cemento armato o acciaio o legno o altra tecnologia, alle seguenti condizioni:

- i limiti all'altezza delle costruzioni previsti per le strutture in muratura si intendono comprensivi delle parti in muratura e di quelle in altra tecnologia;
- la parte superiore di diversa tecnologia sia efficacemente ancorata al cordolo di coronamento della parte muraria;
- nel caso di metodo di analisi lineare, l'uso dell'analisi statica (nei limiti di applicabilità riportati al § 7.8.1.5.2) è consentito a patto di utilizzare una distribuzione di forze compatibile con la prima forma modale elastica in ciascuna direzione, calcolata con metodi sufficientemente accurati che tengano conto della distribuzione irregolare di rigidità in elevazione. A tal fine, in assenza di metodi più accurati, la prima forma modale può essere stimata dagli spostamenti ottenuti applicando staticamente alla costruzione la distribuzione di forze definita nel § 7.3.3.2;
- nel caso di analisi statica non lineare, si utilizzino le distribuzioni di forze orizzontali previste al § 7.3.4.1, dove la prima forma modale elastica è stata calcolata con metodi sufficientemente accurati.
- nel caso di analisi lineare, per la verifica della parte in muratura si utilizzi il fattore di struttura q prescritto al § 7.8.1.3; per la verifica della parte superiore di altra tecnologia si utilizzi il fattore di struttura adatto alla tipologia costruttiva e alla configurazione (regolarità) della parte superiore, comunque non superiore a 2,5;
- tutti i collegamenti fra la parte di diversa tecnologia e la parte in muratura siano localmente verificati in base alle forze trasmesse calcolate nell'analisi, maggiorate del 30%.

7.8.5.1 Regole di dettaglio

7.8.5.1.1 Costruzioni in muratura ordinaria

Ad ogni piano deve essere realizzato un cordolo continuo all'intersezione tra solai e pareti.

I cordoli avranno larghezza almeno pari a quella del muro. È consentito un arretramento massimo di 6 cm dal filo esterno. L'altezza minima dei cordoli sarà pari all'altezza del solaio. L'armatura corrente non sarà inferiore a 8 cm^2 , le staffe avranno diametro non inferiore a 6 mm ed interasse non superiore a 25 cm. Travi metalliche o prefabbricate costituenti i solai dovranno essere prolungate nel cordolo per almeno la metà della sua larghezza e comunque per non meno di 12 cm ed adeguatamente ancorate ad esso.