



DICEA

**DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA
CIVILE E AMBIENTALE**

**Corso di Costruzioni in zona sismica
Lezione del 5 giugno 2020**

NTC 2018 § 7.4

– Riferimenti normativi sulle costruzioni di calcestruzzo –

Prof.ssa Ing. Gloria Terenzi

Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale, Università di Firenze

Costruzioni di calcestruzzo

NTC 2018

7.4. COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO

7.4.1. GENERALITÀ

Nel caso di comportamento strutturale non dissipativo, la capacità delle membrature deve essere valutata in accordo con le regole di cui al § 4.1, senza nessun requisito aggiuntivo, a condizione che in nessuna sezione si superi il momento resistente massimo in campo sostanzialmente elastico, come definito al § 4.1.2.3.4.2. Per i nodi trave-pilastro di strutture a comportamento non dissipativo si devono applicare le regole di progetto relative alla CD "B" contenute nel § 7.4.4.3. Per le strutture prefabbricate a comportamento non dissipativo si devono applicare anche le regole generali contenute nel § 7.4.5.

Nel caso di comportamento strutturale dissipativo, la struttura deve essere concepita e dimensionata in modo tale che, sotto l'azione sismica relativa allo *SLV*, essa dia luogo alla formazione di un meccanismo dissipativo stabile fino allo *SLC*, nel quale la dissipazione sia limitata alle zone a tal fine previste. La capacità delle membrature e dei collegamenti deve essere valutata in accordo con le regole di cui dal § 7.1 al § 7.3, integrate dalle regole di progettazione e di dettaglio fornite dal § 7.4.4 al § 7.4.6.

Nel valutare la capacità, si può tener conto dell'effetto del confinamento (v. § 4.1.2.1.2.1), purché si consideri la perdita dei copriferri al raggiungimento, in essi, della deformazione ultima di compressione del calcestruzzo non confinato (0,35%).

Al riguardo, nel valutare la capacità degli elementi strutturali, sono ammesse tre diverse strategie di progettazione:

- 1) si trascura l'effetto del confinamento;
- 2) si considera l'effetto del confinamento per tutti gli elementi strutturali;
- 3) si considera l'effetto del confinamento per tutti gli elementi verticali secondari e per le zone dissipative allo spiccato dalle fondazioni o dalla struttura scatolare rigida di base di cui al § 7.2.1 degli elementi primari verticali (pilastri e pareti).

Le strutture devono essere progettate in maniera tale che i fenomeni di degrado e riduzione di rigidità che si manifestano nelle zone dissipative non pregiudichino la stabilità globale della struttura.

Gli elementi non dissipativi delle strutture dissipative e i collegamenti tra le parti dissipative ed il resto della struttura devono possedere una capacità sufficiente a consentire lo sviluppo della plasticizzazione ciclica delle parti dissipative. Il rispetto delle presenti norme è volto a garantire tali principi.

Se tamponature di muratura appositamente progettate come collaboranti costituiscono parte del sistema strutturale resistente al sisma, si raccomanda che la loro progettazione e realizzazione siano eseguite in accordo con documenti di comprovata validità.

NTC 2018

7.4.2. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

7.4.2.1 CONGLOMERATO

Non è ammesso l'uso di conglomerati di classe inferiore a C20/25 (v. § 4.1) o LC20/22.

7.4.2.2 ACCIAIO

Per le strutture si deve utilizzare acciaio B450C (v. § 11.3.2.1).

E' consentito l'utilizzo di acciai di tipo B450A, con diametri compresi tra 5 e 10 mm, per le reti e i tralicci; se ne consente inoltre l'uso per l'armatura trasversale unicamente se è rispettata almeno una delle seguenti condizioni: elementi in cui è impedita la plasticizzazione mediante il rispetto del criterio di gerarchia delle resistenze, elementi secondari di cui al §7.2.3, strutture con comportamento non dissipativo di cui al §7.2.2.

7.4.3.1 TIPOLOGIE STRUTTURALI

Le strutture sismo-resistenti in calcestruzzo armato previste dalle presenti norme possono essere classificate nelle seguenti tipologie:

- strutture a telaio, nelle quali la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata principalmente a telai spaziali, aventi resistenza a taglio alla base $\geq 65\%$ della resistenza a taglio totale;
- strutture a pareti, nelle quali la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata principalmente a pareti (v. § 7.4.4.5), aventi resistenza a taglio alla base $\geq 65\%$ della resistenza a taglio totale; le pareti, a seconda della forma in pianta, si definiscono semplici o composte (v. § 7.4.4.5), a seconda della assenza o presenza di opportune “travi di accoppiamento” duttili distribuite in modo regolare lungo l'altezza, si definiscono singole o accoppiate;
- strutture miste telaio-pareti, nelle quali la resistenza alle azioni verticali è affidata prevalentemente ai telai, la resistenza alle azioni orizzontali è affidata in parte ai telai ed in parte alle pareti, singole o accoppiate; se più del 50% dell'azione orizzontale è assorbita dai telai si parla di strutture miste equivalenti a telai, altrimenti si parla di strutture miste equivalenti a pareti;
- strutture a pendolo inverso, nelle quali almeno il 50% della massa è nel terzo superiore dell'altezza della costruzione e nelle quali la dissipazione d'energia avviene alla base di un singolo elemento strutturale;
- strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano, nelle quali almeno il 50% della massa è nel terzo superiore dell'altezza della costruzione, in cui i pilastri sono incastrati in sommità alle travi lungo entrambe le direzioni principali dell'edificio. In ogni caso, per questo tipo di strutture, la forza assiale non può eccedere il 30% della resistenza a compressione della sola sezione di calcestruzzo;
- strutture deformabili torsionalmente, composte da telai e/o pareti, la cui rigidezza torsionale non soddisfa ad ogni piano la condizione $r^2/l_s^2 \geq 1$, nella quale:

r^2 = raggio torsionale al quadrato è, per ciascun piano, il rapporto tra la rigidezza torsionale rispetto al centro di rigidezza laterale e la maggiore tra le rigidezze laterali, tenendo conto dei soli elementi strutturali primari, per strutture a telaio o a pareti (purché snelle e a deformazione prevalentemente flessionale), r^2 può essere valutato, per ogni piano, riferendosi ai momenti d'inerzia flessionali delle sezioni degli elementi verticali primari.

l_s^2 = per ogni piano, è il rapporto fra il momento d'inerzia polare della massa del piano rispetto ad un asse verticale passante per il centro di massa del piano e la massa stessa del piano; nel caso di piano a pianta rettangolare $l_s^2 = (L^2 + B^2)/12$, essendo L e B le dimensioni in pianta del piano.

Una struttura a pareti, nei termini sopra definiti, è da considerarsi come struttura a pareti estese debolmente armate se le pareti sono caratterizzate da un'estensione a buona parte del perimetro della pianta strutturale e sono dotate di idonei provvedimenti per garantire la continuità strutturale così da produrre un efficace comportamento scatolare. Inoltre, nella direzione orizzontale d'interesse, la struttura deve avere un periodo fondamentale, in condizioni non fessurate e calcolato nell'ipotesi di assenza di rotazioni alla base, non superiore a T_C .

7.4.3.2 FATTORI DI COMPORTAMENTO

Il fattore di comportamento q da utilizzare per ciascuna direzione dell'azione sismica orizzontale è calcolato come riportato nel § 7.3.1 e nella tabella 7.3.II.

Ai fini della determinazione del fattore di comportamento q , una struttura si considera a pareti accoppiate se è verificata la condizione che il momento totale alla base, prodotto dalle azioni orizzontali, è equilibrato, per almeno il 20%, dalla coppia prodotta dagli sforzi verticali indotti nelle pareti dall'azione sismica.

Le strutture a pareti possono essere progettate sia in CD "A" sia in CD "B", mentre le strutture a pareti estese debolmente armate solo in CD "B".

Le strutture aventi i telai resistenti all'azione sismica realizzati, anche in una sola delle direzioni principali, con travi a spessore devono essere progettate in CD "B" salvo che tali travi non si possano considerare elementi strutturali "secondari".

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

- | | |
|--|---------------------------|
| a) Strutture a telaio o miste equivalenti a telai | |
| - strutture a telaio di un piano | $\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$ |
| - strutture a telaio con più piani ed una sola campata | $\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$ |
| - strutture a telaio con più piani e più campate | $\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$ |
| b) Strutture a pareti o miste equivalenti a pareti | |
| - strutture con solo due pareti non accoppiate per direzione orizzontale | $\alpha_u/\alpha_1 = 1,0$ |
| - altre strutture a pareti non accoppiate | $\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$ |
| - strutture a pareti accoppiate o miste equivalenti a pareti | $\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$ |

Per tipologie strutturali diverse da quelle sopra definite, ove s'intenda adottare un valore $q > 1,5$ il valore adottato deve essere adeguatamente giustificato dal progettista mediante l'impiego di analisi non lineari.

7.4.4 DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI PRIMARI E SECONDARI

Le indicazioni successive si applicano solo agli elementi strutturali primari delle strutture in elevazione. Per essi si eseguono verifiche di resistenza e di duttilità nei modi indicati nel § 7.3.6.1.

I fattori di sovrarresistenza γ_{Ra} da utilizzare nelle singole verifiche, secondo le regole della progettazione in capacità, sono riportati nella Tab. 7.2.I.

Per le strutture di fondazione vale quanto indicato nel § 7.2.5.

Per gli elementi strutturali secondari delle strutture in elevazione vale quanto indicato nel § 7.2.3.

Per le strutture, o parti di esse, progettate con comportamento strutturale non dissipativo, la capacità delle membrature soggette a flessione o pressoflessione deve essere calcolata, a livello di sezione, al raggiungimento della curvatura di prima plasticizzazione ϕ_{p1} di cui al § 7.4.4.1.2.

7.4.4.1 TRAVI

7.4.4.1.1 Verifiche di resistenza (RES)

In ogni sezione la capacità deve essere superiore o uguale alla corrispondente domanda.

Flessione

La domanda a flessione è quella ottenuta dall'analisi globale della struttura per le combinazioni di carico di cui al § 2.5.3.

La capacità a flessione deve essere valutata come indicato nel § 4.1.2.3.4 sulla base delle armature flessionali effettivamente presenti, compreso il contributo di quelle poste all'interno della larghezza collaborante di eventuali solette piene, se ancorate al di fuori della campata in esame (vedi Fig. 7.4.1).

7.4.4 DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI PRIMARI E SECONDARI

Le indicazioni successive si applicano solo agli elementi strutturali primari delle strutture in elevazione. Per essi si eseguono verifiche di resistenza e di duttilità nei modi indicati nel § 7.3.6.1.

I fattori di sovrarresistenza γ_{RA} da utilizzare nelle singole verifiche, secondo le regole della progettazione in capacità, sono riportati nella Tab. 7.2.I.

Per le strutture di fondazione vale quanto indicato nel § 7.2.5.

Per gli elementi strutturali secondari delle strutture in elevazione vale quanto indicato nel § 7.2.3.

Per le strutture, o parti di esse, progettate con comportamento strutturale non dissipativo, la capacità delle membrature soggette a flessione o pressoflessione deve essere calcolata, a livello di sezione, al raggiungimento della curvatura di prima plasticizzazione ϕ_{ys} di cui al § 7.4.4.1.2.

7.4.4.1 TRAVI

7.4.4.1.1 Verifiche di resistenza (RES)

In ogni sezione la capacità deve essere superiore o uguale alla corrispondente domanda.

Flessione

La domanda a flessione è quella ottenuta dall'analisi globale della struttura per le combinazioni di carico di cui al § 2.5.3.

La capacità a flessione deve essere valutata come indicato nel § 4.1.2.3.4 sulla base delle armature flessionali effettivamente presenti, compreso il contributo di quelle poste all'interno della larghezza collaborante di eventuali solette piene, se ancorate al di fuori della campata in esame (vedi Fig. 7.4.1).

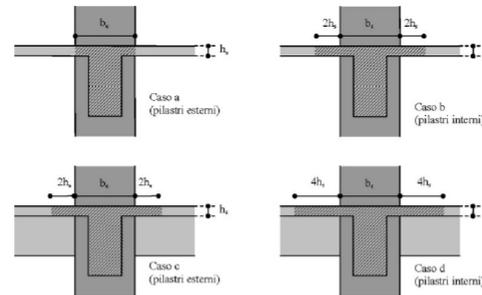


Fig. 7.4.1 – Larghezza collaborante delle travi

La larghezza collaborante è da assumersi uguale alla larghezza del pilastro b_c (vedi Fig. 7.4.1a) su cui la trave confluisce, più:

- due volte l'altezza della soletta da ciascun lato, nel caso di travi confluenti in pilastri interni (vedi Fig. 7.4.1b);
- due o quattro volte l'altezza della soletta da ciascun lato in cui è presente una trave trasversale di altezza simile, nel caso di travi confluenti rispettivamente in pilastri esterni o interni (vedi Fig. 7.4.1c e 7.4.1d).

Nel caso di travi perimetrali si considera unicamente la soletta collaborante dal lato interno.

Taglio

La domanda a taglio, per ciascuna direzione e ciascun verso di applicazione delle azioni sismiche, si ottiene dalla condizione di equilibrio della trave, considerata incernierata agli estremi, soggetta ai carichi gravitazionali e all'azione della capacità flessionale di progetto nelle due sezioni di plasticizzazione (generalmente quelle di estremità) determinati come indicato in § 4.1.2.3.4 e amplificati del fattore di sovrarresistenza γ_{RD} di cui alla Tab. 7.2.I.

La domanda a taglio, nei casi in cui le zone dissipative non si localizzano nella trave ma negli elementi che la sostengono, è calcolata sulla base della capacità flessionale di progetto di tali elementi.

Per le strutture in CD''B'', la capacità a taglio è valutata come indicato nel § 4.1.2.3.5.

Per le strutture in CD''A'', vale quanto segue:

- la capacità a taglio si valuta come indicato in § 4.1.2.3., assumendo nelle zone dissipative $\text{ctg}\theta = 1$;
- se nelle zone dissipative il rapporto tra le domande a taglio, minima e massima, risulta inferiore a -0,5, e se il maggiore tra i valori assoluti delle due domande supera il valore:

$$V_{R1} = \left(2 - \left| \frac{V_{Ed,\min}}{V_{Ed,\max}} \right| \right) \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \quad [7.4.1]$$

dove b_w è la larghezza dell'anima della trave e d è l'altezza utile della sua sezione, allora nel piano verticale di inflessione della trave devono essere disposti due ordini di armature diagonali, l'uno inclinato di +45° e l'altro di -45° rispetto all'asse della trave. In tal caso, la capacità a taglio deve essere affidata per metà alle staffe e per metà ai due ordini di armature inclinate, per le quali deve risultare:

$$V_{Ed,\max} \leq \frac{A_s \cdot f_{yd}}{\sqrt{2}} \quad [7.4.2]$$

dove A_s è l'area di ciascuno dei due ordini di armature inclinate.

7.4.4.1.2 Verifiche di duttilità (DUT)

La duttilità si quantifica mediante il fattore di duttilità che, per ciascuno dei parametri abitualmente considerati (curvatura, spostamento), è il rapporto tra il valore massimo raggiunto dal parametro in esame e il valore del parametro stesso all'atto della prima plasticizzazione.

Qualora sia necessario verificare (ai sensi del § 7.3.6.1) che la struttura possieda una capacità in duttilità, locale e globale, superiore alla corrispondente domanda si deve operare come segue, riferendosi alla duttilità in curvatura (locale) e alla duttilità in spostamento (globale).

La domanda in duttilità di curvatura allo SLC nelle zone dissipative, espressa mediante il fattore di duttilità in curvatura μ_ϕ , qualora non si proceda ad una determinazione diretta mediante analisi non lineare, può essere valutata in via approssimata come:

$$\mu_\phi = \begin{cases} 1,2 \cdot (2q_0 - 1) & \text{per } T_1 \geq T_c \\ 1,2 \cdot \left(1 + 2(q_0 - 1) \frac{T_c}{T_1} \right) & \text{per } T_1 < T_c \end{cases} \quad [7.4.3]$$

dove T_1 è il periodo proprio fondamentale della struttura.

La capacità in duttilità di curvatura può essere calcolata come indicato al § 4.1.2.3.4.2.

Tra il fattore di duttilità in spostamento μ_d (v. § 7.3.3.3) e il fattore di duttilità in curvatura μ_ϕ sussiste la relazione $\mu_\phi = 2\mu_d - 1$ (usualmente conservativa per le strutture in c.a.), mentre tra il fattore di duttilità in spostamento μ_d e il fattore di comportamento q sussistono le relazioni [7.3.9] (v. § 7.3.3.3).

NTC 2018

7.4.4.2 PILASTRI

7.4.4.2.1 Verifiche di resistenza (RES)

In ogni sezione la capacità deve essere superiore o uguale alla corrispondente domanda.

Presso-flessione

Per le strutture in CD "A" e in CD "B" la domanda a compressione non deve eccedere, rispettivamente, il 55% e il 65% della capacità massima a compressione della sezione di solo calcestruzzo, per tutte le combinazioni considerate.

Ai fini della progettazione in capacità, per ciascuna direzione e ciascun verso di applicazione delle azioni sismiche, per ogni nodo trave-pilastro (ad eccezione dei nodi in corrispondenza della sommità dei pilastri dell'ultimo orizzontamento), la capacità a flessione complessiva dei pilastri deve essere maggiore della capacità a flessione complessiva delle travi amplificata del coefficiente γ_{Rd} , in accordo con la formula:

$$\sum M_{c,Rd} \geq \gamma_{Rd} \cdot \sum M_{b,Rd} \quad [7.4.4]$$

dove:

per il valore di γ_{Rd} si veda la Tab. 7.2.I;

$M_{c,Rd}$ è la capacità a flessione del pilastro convergente nel nodo, calcolata per i livelli di sollecitazione assiale presenti nelle combinazioni sismiche delle azioni;

$M_{b,Rd}$ è la capacità a flessione della trave convergente nel nodo.

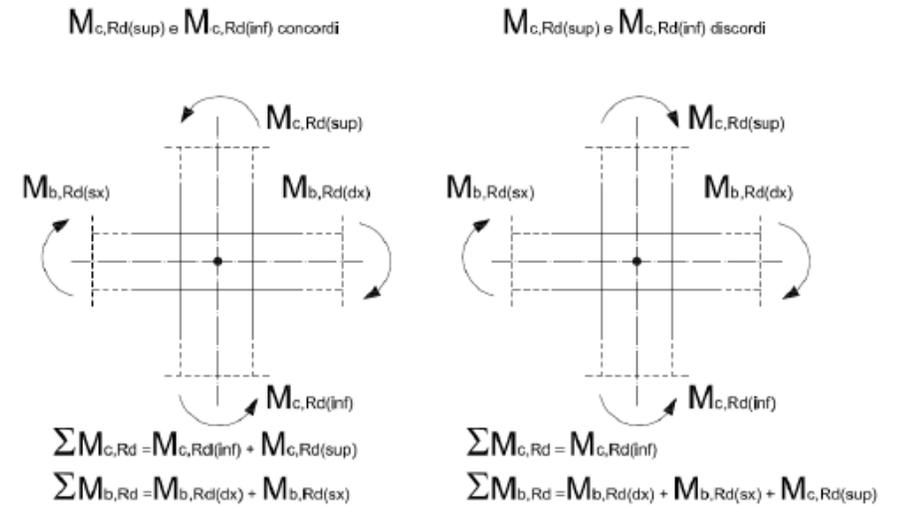


Fig. 7.4.2 – Progettazione in capacità dei pilastri

Nella [7.4.4] si assume il nodo in equilibrio ed i momenti, sia nei pilastri sia nelle travi, tra loro concordi. Nel caso in cui i momenti nel pilastro al di sopra e al di sotto del nodo siano tra loro discordi, al primo membro della formula [7.4.4] va posto il momento maggiore in valore assoluto, mentre il minore va sommato ai momenti resistenti delle travi (v. fig. 7.4.2).

Per la sezione di base dei pilastri del piano terreno si adotta come domanda a flessione il maggiore tra il momento risultante dall'analisi e la capacità a flessione $M_{c,Rd}$ della sezione di sommità del pilastro.

Il confronto capacità-domanda a presso-flessione può essere condotto in maniera semplificata eseguendo, per ciascuna direzione di applicazione del sisma, una verifica a presso-flessione retta con la capacità a flessione del pilastro ridotta del 30%.

Nel caso in cui si sia adottato il modello elastico incrudente di fig. 4.1.3.a, le capacità a flessione $M_{c,Rd}$ e $M_{b,Rd}$ si determinano come specificato nel § 4.1.2.3.4.

Taglio

Ai fini della progettazione in capacità, per ciascuna direzione di applicazione del sisma la domanda a taglio V_{Ed} si ottiene imponendo l'equilibrio con i momenti delle sezioni di estremità (superiore e inferiore) del pilastro $M_{i,d}^s$, $M_{i,d}^i$, determinate come appresso indicato ed amplificate del fattore di sovrarresistenza γ_{Rd} , secondo l'espressione:

$$V_{Ed}l_p = \gamma_{Rd} (M_{i,d}^s + M_{i,d}^i) \quad [7.4.5]$$

dove:

per il valore di γ_{Rd} si veda la Tab. 7.2.I;

$M_{i,d} = M_{c,Rd} \cdot \min(1, \frac{\sum M_{b,Rd}}{\sum M_{c,Rd}})$ è il momento nella sezione di estremità (superiore o inferiore) in corrispondenza della

formazione delle cerniere nelle travi, dove i valori in sommatoria sono quelli impiegati nella [7.4.4];

$M_{c,Rd}$ è la capacità a flessione nella sezione di estremità (superiore o inferiore);

l_p è la lunghezza del pilastro.

Nel caso in cui le tamponature non si estendano per l'intera altezza dei pilastri adiacenti, la domanda a taglio da considerare per la parte del pilastro priva di tamponamento è valutata utilizzando la relazione [7.4.5], dove l'altezza l_p è assunta pari all'estensione della parte di pilastro priva di tamponamento.

La capacità a taglio delle sezioni dei pilastri è calcolata come indicato nel § 4.1.2.3.5.

7.4.4.2.2 Verifiche di duttilità (DUT)

Vale quanto enunciato al § 7.4.4.1.2.

7.4.4.3 NODI TRAVE-PILASTRO

Si definisce nodo la zona del pilastro che si sovrappone alle travi in esso concorrenti.

Si distinguono due tipi di nodi:

- *interamente confinati*: quando in ognuna delle quattro facce verticali si innesta una trave; il confinamento si considera realizzato quando, su ogni faccia del nodo, la sezione della trave copre per almeno i 3/4 la larghezza del pilastro e, su entrambe le coppie di facce opposte del nodo, le sezioni delle travi si ricoprono per almeno i 3/4 dell'altezza;
- *non interamente confinati*: quando non appartenenti alla categoria precedente.

7.4.4.3.1 Verifiche di resistenza (RES)

Il nodo deve essere progettato in maniera tale da evitare una sua rottura anticipata rispetto alle zone delle travi e dei pilastri in esso concorrenti.

In ogni nodo la capacità a taglio deve essere superiore o uguale alla corrispondente domanda.

La domanda a taglio in direzione orizzontale deve essere calcolata tenendo conto delle sollecitazioni più gravose che, per effetto dell'azione sismica, si possono verificare negli elementi che vi confluiscono. In assenza di più accurate valutazioni, la domanda a taglio agente nel nucleo di calcestruzzo del nodo può essere calcolata, per ciascuna direzione dell'azione sismica, come:

$$V_{jbd} = \gamma_{Rd} \cdot (A_{S1} + A_{S2}) \cdot f_{yd} - V_C \quad \text{per nodi interni} \quad [7.4.6]$$

$$V_{jbd} = \gamma_{Rd} \cdot A_{S1} \cdot f_{yd} - V_C \quad \text{per nodi esterni} \quad [7.4.7]$$

in cui per il valore di γ_{Rd} si veda la Tab. 7.2.I, A_{S1} ed A_{S2} sono rispettivamente l'area dell'armatura superiore ed inferiore della trave e V_C è la forza di taglio nel pilastro al di sopra del nodo, derivante dall'analisi in condizioni sismiche.

Le forze di taglio che agiscono sui nodi devono corrispondere alla più avversa direzione di provenienza dell'azione sismica, la quale si riflette sulla scelta dei valori di A_{S1} , A_{S2} e V_C da utilizzare nelle espressioni [7.4.6] e [7.4.7].

La capacità a taglio del nodo è fornita da un meccanismo a traliccio che, a seguito della fessurazione diagonale, vede operare contemporaneamente un meccanismo di taglio compressione ed un meccanismo di taglio trazione. Si devono pertanto soddisfare requisiti atti a garantire l'efficacia dei due meccanismi.

La compressione nel puntone diagonale indotta dal meccanismo a traliccio non deve eccedere la resistenza a compressione del calcestruzzo. In assenza di modelli più accurati, il requisito può ritenersi soddisfatto se:

$$V_{jbd} \leq \eta \cdot f_{cd} \cdot b_j \cdot h_{jc} \cdot \sqrt{1 - \frac{V_d}{\eta}} \quad [7.4.8]$$

in cui

$$\eta = \alpha_j \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad \text{con } f_{ck} \text{ espresso in MPa} \quad [7.4.9]$$

NTC 2018

ed α_j è un coefficiente che vale 0,6 per nodi interni e 0,48 per nodi esterni, v_d è la forza assiale nel pilastro al di sopra del nodo, normalizzata rispetto alla resistenza a compressione della sezione di solo calcestruzzo, h_{jc} è la distanza tra le giaciture più esterne delle armature del pilastro, b_j è la larghezza effettiva del nodo. Quest'ultima è assunta pari alla minore tra:

- la maggiore tra le larghezze della sezione del pilastro e della sezione della trave;
- la minore tra le larghezze della sezione del pilastro e della sezione della trave, ambedue aumentate di metà altezza della sezione del pilastro.

Per evitare che la massima trazione diagonale del calcestruzzo ecceda la f_{ctd} deve essere previsto un adeguato confinamento. In assenza di modelli più accurati, si possono disporre nel nodo staffe orizzontali di diametro non inferiore a 6 mm, in modo che:

$$\frac{A_{sh} \cdot f_{ywd}}{b_j \cdot h_{jw}} \geq \frac{[V_{jbd} / (b_j \cdot h_{jc})]^2}{f_{ctd} + v_d \cdot f_{cd}} - f_{ctd} \quad [7.4.10]$$

in cui i simboli già utilizzati hanno il significato in precedenza illustrato, A_{sh} è l'area totale della sezione delle staffe e h_{jw} è la distanza tra le giaciture di armature superiori e inferiori della trave.

In alternativa, l'integrità del nodo a seguito della fessurazione diagonale può essere garantita integralmente dalle staffe orizzontali se:

$$A_{sh} \cdot f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} \cdot (A_{s1} + A_{s2}) \cdot f_{yd} \cdot (1 - 0,8v_d) \quad \text{per nodi interni} \quad [7.4.11]$$

$$A_{sh} \cdot f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} \cdot A_{s2} \cdot f_{yd} \cdot (1 - 0,8v_d) \quad \text{per nodi esterni} \quad [7.4.12]$$

dove per il valore di γ_{Rd} si veda la Tab. 7.2.I, A_{s1} ed A_{s2} hanno il valore visto in precedenza, v_d è la forza assiale normalizzata agente al di sopra del nodo, per i nodi interni, al di sotto del nodo, per i nodi esterni.

NTC 2018

7.4.4.4 DIAFRAMMI ORIZZONTALI

7.4.4.4.1 Verifiche di resistenza (RES)

Gli orizzontamenti devono essere in grado di trasmettere le forze ottenute dall'analisi, aumentate del 30%.

7.4.4.5 PARETI

Si definisce parete un elemento strutturale di supporto per altri elementi che abbia una sezione trasversale rettangolare o ad essa assimilabile, anche per tratti, caratterizzata in ciascun tratto da un rapporto tra dimensione massima l_w e dimensione minima b_w in pianta $l_w/b_w > 4$ (v. fig. 7.4.3). Le pareti possono avere sezione orizzontale composta da uno (parete semplice) o più (parete composta) segmenti rettangolari. Pareti semplici possono avere appendici con $l_w/b_w \leq 4$. Si raccomanda che pareti composte da più segmenti rettangolari collegati o che si intersecano (sezioni a L, T, U o simili) siano considerate unità intere, che consistono di una o più anime parallele, o approssimativamente parallele, alla direzione della forza di taglio sismica agente e di una o più flange normali o approssimativamente normali ad essa. Le pareti si definiscono snelle se il rapporto $h_w/l_w > 2$, tozze in caso contrario, essendo h_w l'altezza totale della parete (v. fig. 7.4.3) misurata a partire dalla sua base

7.4.4.5.1 Verifiche di resistenza (RES)

La capacità deve essere superiore o uguale alla corrispondente domanda.

Nel caso di pareti semplici, la verifica di resistenza si esegue con riferimento al rettangolo di base avente dimensione maggiore l_w e dimensione minore b_w . A tal fine si intende per base della parete l'estradosso del suo piano di fondazione o la sommità della struttura scatolare interrata avente diaframmi rigidi e pareti perimetrali; in quest'ultimo caso la verifica della struttura scatolare di base è comunque necessaria.

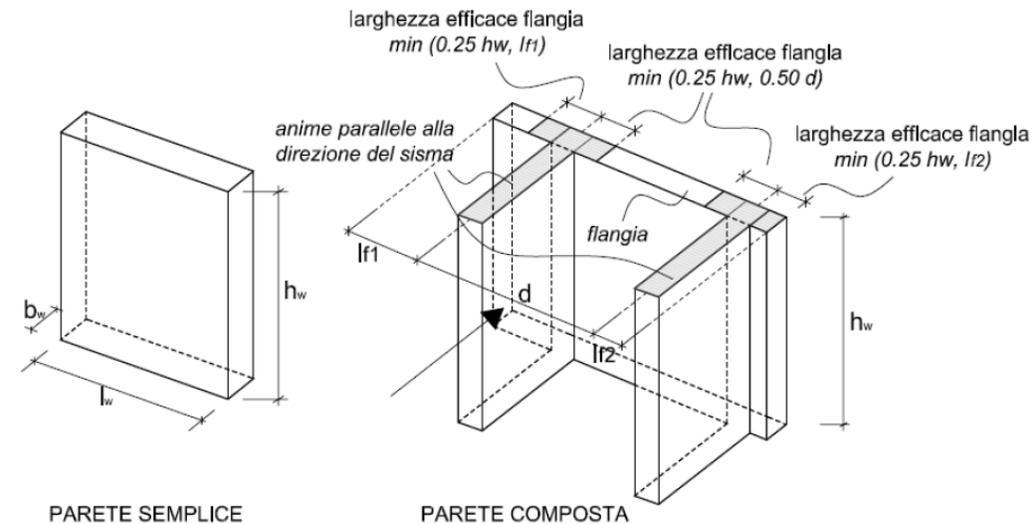


Fig. 7.4.3 – Sezioni resistenti delle pareti semplici e composte (la freccia indica la direzione del sisma)

NTC 2018

Nel caso di pareti composte, la verifica di resistenza si esegue considerando la parte di sezione costituita dalle anime parallele, o approssimativamente parallele, alla direzione dell'azione sismica esaminata ed assumendo che la larghezza efficace della flangia su ciascun lato dell'anima considerata si estenda, dalla faccia dell'anima, del valore minimo tra (v. fig. 7.4.3):

- a) la larghezza reale (l_f) della flangia;
- b) il 25% dell'altezza totale della parete (h_w) al di sopra del livello considerato;
- c) la metà della distanza (d) tra anime adiacenti.

Tra pareti sismiche primarie (v. §7.2.3) è permessa, per la singola parete, una redistribuzione degli effetti dell'azione sismica fino al 30%, purché non si verifichi una riduzione della domanda totale di resistenza delle pareti. Si raccomanda che le forze di taglio siano ridistribuite insieme con i momenti flettenti, in modo tale che nelle singole pareti il rapporto tra i momenti flettenti e le forze di taglio non vari in maniera apprezzabile. Nelle pareti soggette a grandi variazioni dell'azione assiale, come per esempio nelle pareti accoppiate, si raccomanda che i momenti e i tagli siano ridistribuiti dalle pareti soggette a modesta compressione o a trazione semplice a quelle soggette a un'elevata compressione assiale.

Tra travi di collegamento di pareti accoppiate è permessa, per la singola trave, una redistribuzione degli effetti dell'azione sismica fino al 20%, purché non vari l'azione assiale sismica alla base di ogni singola parete.

In mancanza di analisi più accurate, la domanda di progetto nelle pareti può essere determinata mediante le procedure semplificate illustrate nel seguito.

Presso-flessione

Per le sole pareti snelle, sia in CD''A'' sia in CD''B'', la domanda in termini di momenti flettenti lungo l'altezza della parete (linea c di fig. 7.4.4) è ottenuta per traslazione verso l'alto dell'involuppo del diagramma dei momenti (linea b di fig. 7.4.4) derivante dai momenti forniti dall'analisi (linea a di fig. 7.4.4); l'involuppo può essere assunto lineare se la struttura non presenta significative discontinuità in termini di massa, rigidità e resistenza lungo l'altezza.

La traslazione deve essere in accordo con l'inclinazione degli elementi compressi nel meccanismo resistente a taglio e può essere assunta pari ad h_{CT} (altezza della zona inelastica dissipativa di base).

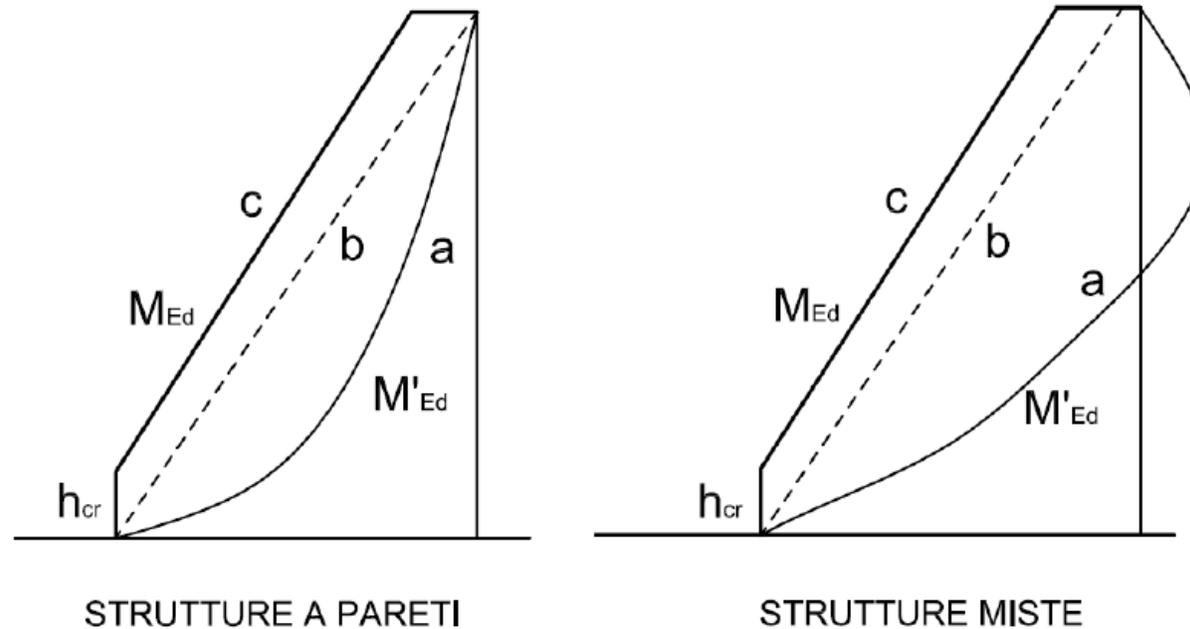


Fig. 7.4.4 – Traslazione del diagramma dei momenti flettenti per strutture a pareti e strutture miste

In assenza di analisi più accurate, si può assumere che l'altezza della zona dissipativa h_{cr} al di sopra della base della parete, possa essere valutata rispettando le condizioni seguenti:

$$h_{cr} = \max(l_w, h_w/6) \text{ purchè } h_{cr} \leq \begin{cases} 2 \cdot l_w & \text{per } n \leq 6 \text{ piani} \\ h_s & \\ 2 \cdot h_s & \text{per } n \geq 7 \text{ piani} \end{cases} \quad [7.4.13]$$

dove l_w e h_w hanno il significato mostrato in fig. 7.4.3, n è il numero di piani della costruzione, h_s è l'altezza libera di piano. Per tutte le pareti, la domanda in forza normale di compressione non deve eccedere rispettivamente il 35% in CD''A'' e il 40% in CD''B'' della capacità massima a compressione della sezione di solo calcestruzzo, per tutte le combinazioni considerate.

Le verifiche devono essere condotte nel modo indicato per i pilastri nel § 7.4.4.2.1 tenendo conto, nella determinazione della capacità, di tutte le armature longitudinali presenti nella parete.

NTC 2018

Le verifiche devono essere condotte nel modo indicato per i pilastri nel § 7.4.4.2.1 tenendo conto, nella determinazione della capacità, di tutte le armature longitudinali presenti nella parete.

Per le *pareti estese debolmente armate*, occorre limitare le tensioni di compressione nel calcestruzzo per prevenire l'instabilità fuori dal piano, secondo quanto indicato nel § 4.1.2.3.9.2 per i pilastri singoli. Se il fattore di comportamento q è superiore a 2, si deve tener conto della domanda in forza assiale dinamica aggiuntiva che si genera nelle pareti per effetto dell'apertura e chiusura di fessure orizzontali e del sollevamento dal suolo. In assenza di più accurate analisi essa può essere assunta pari al $\pm 50\%$ della domanda in forza assiale dovuta ai carichi gravitazionali relativi alla combinazione sismica di progetto.

Taglio

Per le pareti si deve tener conto del possibile incremento delle forze di taglio a seguito della formazione della cerniera plastica alla base della parete. A tal fine, la domanda di taglio di progetto deve essere incrementata del fattore:

$$1,5 \leq q \cdot \sqrt{\left(\frac{\gamma_{rd}}{q} \cdot \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}}\right)^2 + 0,1 \cdot \left(\frac{S_e(T_C)}{S_e(T_1)}\right)^2} \leq q \text{ per pareti snelle} \quad [7.4.14]$$

$$\gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} \leq q \text{ per pareti tozze} \quad [7.4.15]$$

dove per γ_{Rd} si veda la Tab. 7.2.I, e con M_{Ed} ed M_{Rd} si indicano i momenti flettenti di progetto, rispettivamente, di domanda e di capacità alla base della parete, con T_1 il periodo fondamentale di vibrazione dell'edificio nella direzione dell'azione sismica, con $S_e(T)$ l'ordinata dello spettro di risposta elastico corrispondente all'ascissa T .

Nelle strutture miste, il taglio nelle pareti snelle deve tener conto delle sollecitazioni dovute ai modi di vibrare superiori. A tal fine, il taglio derivante dall'analisi (linea a di fig. 7.4.5) può essere sostituito dal taglio incrementato (linea b di fig. 7.4.5) e quest'ultimo dal diagramma involuppo (linea c di Fig. 7.4.5); h_w è l'altezza della parete, V_A è il taglio alla base già incrementato, V_B è il taglio ad $1/3$ dell'altezza h_w , che comunque deve essere assunto almeno pari a $V_A/2$.

NTC 2018

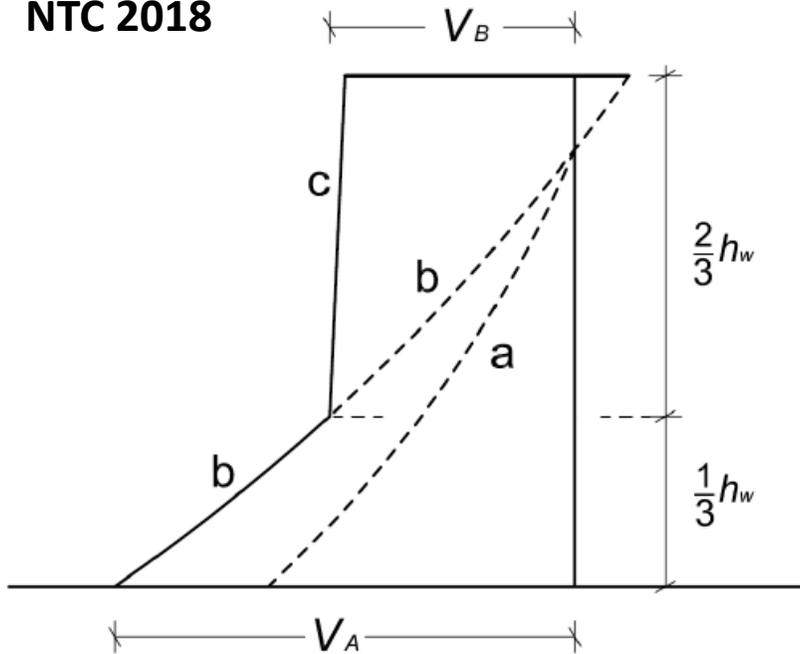


Fig. 7.4.5 – Diagramma di involuppo delle forze di taglio nelle pareti di strutture miste

Nelle pareti estese debolmente armate, per garantire che lo snervamento a flessione preceda il raggiungimento dello stato limite ultimo per taglio, il taglio derivante dall'analisi deve essere amplificato, ad ogni piano, del fattore $(q+1)/2$.

Nelle verifiche delle pareti, sia in CD "A" sia in CD "B", si deve considerare: la possibile rottura a taglio-compressione del calcestruzzo dell'anima, la possibile rottura a taglio-trazione delle armature dell'anima e la possibile rottura per scorrimento nelle zone dissipative.

Verifica a taglio-compressione del calcestruzzo dell'anima

La determinazione della resistenza è condotta in accordo con il § 4.1.2.3.5, assumendo un braccio delle forze interne z pari a $0,8 l_w$ ed un'inclinazione delle diagonali compresse pari a 45° . Nelle zone dissipative tale resistenza va moltiplicata per un fattore riduttivo 0,4.

Verifica a taglio-trazione dell'armatura dell'anima

Il calcolo dell'armatura d'anima deve tener conto del rapporto di taglio $\alpha_s = M_{Ed} / (V_{Ed} l_w)$. Per la verifica va considerato, ad ogni piano, il massimo valore di α_s .

Se $\alpha_s \geq 2$, la determinazione della resistenza è condotta in accordo con il § 4.1.2.3.5, assumendo un braccio delle forze interne z pari a $0,8 l_w$ ed un'inclinazione delle diagonali compresse pari a 45° . Altrimenti si utilizzano le seguenti espressioni:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} + 0,75 \cdot Q_h \cdot f_{yd,h} \cdot b_w \cdot \alpha_s \cdot l_w \quad [7.4.16]$$

$$Q_h \cdot f_{yd,h} \cdot b_w \cdot z \leq Q_v \cdot f_{yd,v} \cdot b_w \cdot z + \min N_{Ed} \quad [7.4.17]$$

in cui Q_h e Q_v sono i rapporti tra l'area della sezione dell'armatura orizzontale o verticale d'anima, rispettivamente, e l'area della relativa sezione di calcestruzzo, $f_{yd,h}$ e $f_{yd,v}$ sono i valori di progetto della resistenza delle armature orizzontali e verticali, N_{Ed} è la forza assiale di progetto (positiva se di compressione), $V_{Rd,c}$ è la resistenza a taglio degli elementi non armati, determinata in accordo con il § 4.1.2.3.5.1, da assumersi nulla nelle zone dissipative quando N_{Ed} è di trazione.

Verifica a scorrimento nelle zone dissipative

Sui possibili piani di scorrimento (per esempio le riprese di getto o i giunti costruttivi) posti all'interno delle zone dissipative deve risultare:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,S} \quad [7.4.18]$$

dove $V_{Rd,S}$ è il valore di progetto della resistenza a taglio nei confronti dello scorrimento

$$V_{Rd,S} = V_{dd} + V_{id} + V_{fa} \quad [7.4.19]$$

nella quale V_{dd} , V_{id} e V_{fa} rappresentano, rispettivamente, il contributo dell'effetto "spinotto" delle armature verticali, il contributo delle armature inclinate presenti alla base, il contributo della resistenza per attrito, e sono dati dalle espressioni:

$$V_{dd} = \min \begin{cases} 1,3 \cdot \sum A_{sj} \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}} \\ 0,25 \cdot f_{yd} \cdot \sum A_{sj} \end{cases} \quad [7.4.20]$$

$$V_{id} = f_{yd} \cdot \sum A_{si} \cdot \cos(\phi_i) \quad [7.4.21]$$

$$V_{fd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \mu_f \cdot \left[\left(\sum A_{sj} \cdot f_{yd} + N_{Ed} \right) \cdot \xi + M_{Ed}/z \right] \\ 0,5 \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot \xi \cdot l_w \cdot b_{wo} \end{array} \right. \quad [7.4.22]$$

dove η è dato dall'espressione [7.4.9] (in cui $\alpha_j = 0,60$), μ_f è il coefficiente d'attrito calcestruzzo-calcestruzzo sotto azioni cicliche (può essere assunto pari a 0,60), $\sum A_{sj}$ è la somma delle aree delle barre verticali intersecanti il piano contenente la potenziale superficie di scorrimento, ξ è l'altezza della parte compressa della sezione normalizzata all'altezza della sezione, A_{sj} è l'area di ciascuna armatura inclinata che attraversa il piano detto formando con esso un angolo ϕ_i .

Per le pareti tozze deve risultare $V_{fd} > V_{Ed}/2$.

La presenza di armature inclinate comporta un incremento della resistenza a flessione alla base della parete che deve essere considerato quando si determina il taglio di progetto V_{Ed} .

7.4.4.5.2 Verifiche di duttilità (DUT)

La domanda in duttilità di curvatura nelle zone dissipative delle pareti può essere espressa mediante il fattore di duttilità in curvatura μ_ϕ ; qualora non si proceda ad una determinazione diretta mediante analisi non lineare, tale domanda può essere valutata attribuendo a μ_ϕ i valori forniti dalle [7.4.3] del § 7.4.4.1.2 con il valore di q in queste espressioni ridotto del fattore M_{Ed}/M_{Rd} , dove M_{Ed} è il momento flettente di progetto alla base della parete fornito dall'analisi nella situazione sismica di progetto e M_{Rd} è la resistenza flessionale di progetto.

La capacità in duttilità di curvatura può essere calcolata, in termini di fattore di duttilità in curvatura μ_ϕ , come rapporto tra la curvatura ϕ_u cui corrisponde una riduzione del 15% della massima resistenza a flessione – oppure il raggiungimento della deformazione ultima del calcestruzzo e/o dell'acciaio – e la curvatura convenzionale ϕ_{yd} di prima plasticizzazione quale definita nel § 4.1.2.3.4.2.

Nelle sole regioni di estremità della sezione trasversale, dette "elementi di bordo", si può tener conto, nel calcolo della capacità, dell'effetto del confinamento purché congiuntamente all'espulsione dei copriferri al raggiungimento, in essi, della deformazione ultima di compressione del calcestruzzo non confinato (0,35%); gli elementi di bordo (zone campite di fig. 7.4.6) si assumono di larghezza b_0 pari alla larghezza b_w della sezione diminuita dello spessore dei copriferri e di lunghezza l_c pari all'estensione della zona nella quale la deformazione a compressione del calcestruzzo supera $\epsilon_{c2}=0,35\%$. In ogni caso: $l_c \geq \max(0,15 \cdot l_w, 0,15 \cdot b_w)$.

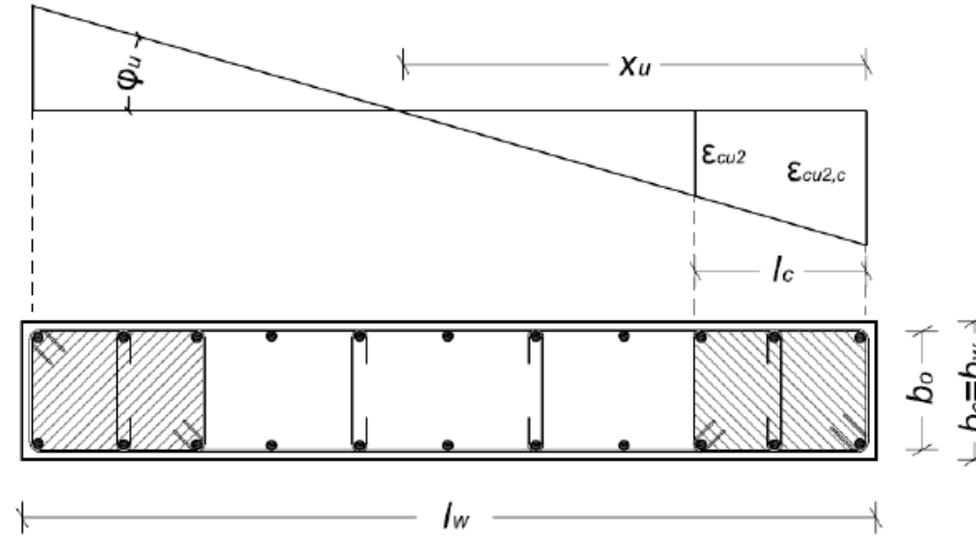


Fig. 7.4.6 – Elementi di bordo di una parete, diagramma delle corrispondenti curvature, schema esemplificativo delle armature di confinamento

Il valore di x_u si ricava dalla condizione di equilibrio della sezione nella combinazione di progetto sismica facendo riferimento, per la valutazione della deformazione ultima del calcestruzzo $\epsilon_{cu2,c}$, alla quantità di armatura di confinamento effettivamente presente (v. § 4.1.2.1.2.1).

Nel caso si utilizzi la formulazione semplificata indicata al § 7.4.6.2.4 per eseguire la verifica di duttilità, si può porre $l_c \geq \max(0,20 \cdot l_w, 1,5 \cdot b_w)$.

7.4.4.6 TRAVI DI ACCOPPIAMENTO DEI SISTEMI A PARETI

La verifica delle travi di accoppiamento è da eseguire con i procedimenti contenuti nel § 7.4.4.1 se è soddisfatta almeno una delle due condizioni seguenti:

- il rapporto tra luce netta e altezza è uguale o superiore a 3;

NTC 2018

7.4.4.6 TRAVI DI ACCOPPIAMENTO DEI SISTEMI A PARETI

La verifica delle travi di accoppiamento è da eseguire con i procedimenti contenuti nel § 7.4.4.1 se è soddisfatta almeno una delle due condizioni seguenti:

- il rapporto tra luce netta e altezza è uguale o superiore a 3;
- la sollecitazione di taglio di progetto risulta:

$$V_{Ed} \leq f_{ctd} \cdot b \cdot d \quad [7.4.23]$$

essendo b la larghezza e d l'altezza utile della sezione.

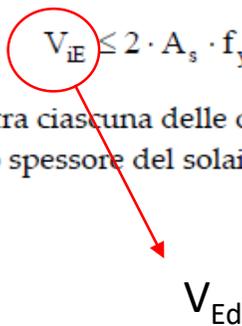
Se le condizioni precedenti non sono soddisfatte la sollecitazione di taglio deve essere assorbita da due ordini di armature diagonali, opportunamente staffate, disposte ad X sulla trave che si ancorano nelle pareti adiacenti, con sezione pari, per ciascuna diagonale, ad A_s tale da soddisfare la relazione:

$$V_{iE} \leq 2 \cdot A_s \cdot f_{yd} \cdot \text{sen}(\phi) \quad [7.4.24]$$

essendo ϕ l'angolo minimo tra ciascuna delle due diagonali e l'asse orizzontale.

Travi aventi altezza pari allo spessore del solaio non sono da considerare efficaci ai fini dell'accoppiamento.

V_{Ed}



7.4.6 DETTAGLI COSTRUTTIVI PER LE STRUTTURE A COMPORTAMENTO DISSIPATIVO

Le indicazioni fornite nel seguito in merito ai dettagli costruttivi si applicano alle strutture in c.a. a comportamento dissipativo, sia gettate in opera sia prefabbricate. I dettagli costruttivi sono articolati in termini di:

- limitazioni geometriche,
- limitazioni di armatura.

7.4.6.1 LIMITAZIONI GEOMETRICHE

7.4.6.1.1 Travi

La larghezza b della trave deve essere ≥ 20 cm e, per le travi "a spessore di solaio", deve essere non maggiore della larghezza del pilastro, aumentata da ogni lato di metà dell'altezza della sezione trasversale della trave stessa, risultando comunque non maggiore di due volte b_c , essendo b_c la larghezza del pilastro misurata ortogonalmente all'asse della trave.

Il rapporto b/h tra larghezza e altezza della trave deve essere $\geq 0,25$.

Non deve esserci eccentricità tra l'asse delle travi che sostengono pilastri in falso e l'asse dei pilastri che le sostengono. Le travi devono avere almeno due supporti, costituiti da pilastri o pareti.

Le zone dissipative si estendono, per CD"A" e CD"B", per una lunghezza pari rispettivamente a 1,5 e 1,0 volte l'altezza della sezione della trave, misurata a partire dalla faccia del nodo trave-pilastro o da entrambi i lati a partire dalla sezione di prima plasticizzazione. Per travi che sostengono un pilastro in falso, si assume una lunghezza pari a 2 volte l'altezza della sezione misurata da entrambe le facce del pilastro. Le pareti non possono appoggiarsi in falso su travi o solette.

7.4.6.1.2 Pilastri

La dimensione minima della sezione trasversale non deve essere inferiore a 25 cm.

Se θ , quale definito nel § 7.3.1, risulta $> 0,1$, la dimensione della sezione trasversale nella direzione parallela al piano d'inflexione non deve essere inferiore ad un ventesimo della maggiore tra le distanze tra il punto in cui si annulla il momento flettente e le estremità del pilastro. Quest'ultima limitazione geometrica non si applica quando gli effetti del secondo ordine siano presi in conto incrementando gli effetti dell'azione sismica di un fattore pari a $1/(1-\theta)$ quando θ è compreso tra 0,1 e 0,2 o computati attraverso un'analisi non lineare quando θ è compreso tra 0,2 e 0,3.

In assenza di analisi più accurate, si può assumere che la lunghezza della zona dissipativa sia la maggiore tra: l'altezza della sezione, 1/6 dell'altezza libera del pilastro, 45 cm, l'altezza libera del pilastro se questa è inferiore a 3 volte l'altezza della sezione.

7.4.6.1.3 Nodi trave-pilastro

Sono da evitare, per quanto possibile, eccentricità tra l'asse della trave e l'asse del pilastro concorrenti in un nodo. Qualora tale eccentricità superi 1/4 della larghezza del pilastro, la trasmissione degli sforzi deve essere assicurata da armature adeguatamente dimensionate allo scopo.

7.4.6.1.4 Pareti

Le pareti non possono appoggiarsi in falso su travi o solette.

Lo spessore delle pareti, anche se estese debolmente armate, deve essere non inferiore al massimo tra 15 cm (20 cm nel caso in cui nelle travi di collegamento siano da prevedersi, ai sensi del § 7.4.4.6, armature inclinate) e 1/20 dell'altezza libera d'interpiano.

Possono derogare a tale limite, su motivata indicazione del progettista, le strutture a funzionamento scatolare a un solo piano non destinate ad uso abitativo.

Devono essere evitate aperture distribuite irregolarmente, salvo che la loro presenza non sia specificamente considerata nell'analisi, nel dimensionamento e nella disposizione delle armature.

7.4.6.2 LIMITAZIONI DI ARMATURA

Le giunzioni di barre mediante saldatura o dispositivi meccanici sono vietate in corrispondenza delle zone dissipative degli elementi strutturali. Nelle colonne e nelle pareti, la giunzione di barre mediante dispositivi meccanici di collegamento è concessa se dispositivi ed elementi, qualificati secondo quanto indicato al § 11.3.2.9, sono oggetto di prove appropriate in condizioni compatibili con la classe di duttilità scelta.

7.4.6.2.1 Travi

Armature longitudinali

Almeno due barre di diametro non inferiore a 14 mm devono essere presenti superiormente e inferiormente, per tutta la lunghezza della trave.

In ogni sezione della trave, salvo giustificazioni che dimostrino che le modalità di collasso della sezione sono coerenti con la classe di duttilità adottata, il rapporto geometrico ρ relativo all'armatura tesa, indipendentemente dal fatto che l'armatura tesa sia quella al lembo superiore della sezione A_s o quella al lembo inferiore della sezione A_i , deve essere compreso entro i seguenti limiti:

$$\frac{1,4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{comp} + \frac{3,5}{f_{yk}} \quad [7.4.26]$$

dove:

ρ è il rapporto geometrico relativo all'armatura tesa, pari ad $A_s/(b \cdot h)$ oppure ad $A_i/(b \cdot h)$;

ρ_{comp} è il rapporto geometrico relativo all'armatura compressa;

f_{yk} è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio (in MPa).

Inoltre deve essere $\rho_{comp} \geq 0,25 \rho$ ovunque e nelle zone dissipative $\rho_{comp} \geq 1/2 \rho$.

L'armatura superiore, disposta per il momento negativo alle estremità delle travi, deve essere contenuta, per almeno il 75%, entro la larghezza dell'anima e comunque, per le sezioni a T o ad L, entro una fascia di soletta pari, rispettivamente, alla larghezza del pilastro, od alla larghezza del pilastro aumentata di 2 volte lo spessore della soletta da ciascun lato del pilastro, a seconda che nel nodo manchi o sia presente una trave ortogonale. Almeno $1/4$ della suddetta armatura deve essere mantenuta per tutta la lunghezza della trave.

Le armature longitudinali delle travi, sia superiori sia inferiori, devono attraversare, di regola, i nodi senza ancorarsi o giuntarsi per sovrapposizione in essi. Quando ciò non risulti possibile, sono da rispettare le seguenti prescrizioni:

- le barre vanno ancorate oltre la faccia opposta a quella di intersezione con il nodo, oppure rivoltate verticalmente in corrispondenza di tale faccia, a contenimento del nodo;
- la lunghezza di ancoraggio delle armature tese va calcolata in modo da sviluppare una tensione nelle barre pari a $1,25 f_{yk}$, e misurata a partire da una distanza pari a 6 diametri dalla faccia del pilastro verso l'interno.

La parte dell'armatura longitudinale della trave che si ancora oltre il nodo non può terminare all'interno di una zona dissipativa, ma deve ancorarsi oltre di essa.

La parte dell'armatura longitudinale della trave che si ancora nel nodo, deve essere collocata all'interno delle staffe del pilastro. Per prevenire lo sfilamento di queste armature il diametro delle barre non inclinate deve essere $\leq \alpha_{bL}$ volte l'altezza della sezione del pilastro, essendo

$$\alpha_{bL} = \begin{cases} \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot \frac{1 + 0,8v_d}{1 + 0,75k_D \cdot \rho_{comp}/\rho} & \text{per nodi interni} \\ \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot (1 + 0,8v_d) & \text{per nodi esterni} \end{cases} \quad [7.4.27]$$

dove:

v_d è la forza assiale di progetto normalizzata;

k_D vale 1 o 2/3, rispettivamente per CD''A'' e per CD''B'';

γ_{Rd} vale 1,2 o 1, rispettivamente per CD''A'' e per CD''B''.

Se per nodi esterni non è possibile soddisfare tale limitazione, si può prolungare la trave oltre il pilastro, si possono usare piastre saldate alla fine delle barre, si possono piegare le barre per una lunghezza minima pari a 10 volte il loro diametro disponendo un'apposita armatura trasversale dietro la piegatura.

Armature trasversali

Nelle zone dissipative devono essere previste staffe di contenimento. La prima staffa di contenimento deve distare non più di 5 cm dalla sezione a filo pilastro; le successive devono essere disposte ad un passo non superiore alla minore tra le grandezze seguenti:

- un quarto dell'altezza utile della sezione trasversale;
- 175 mm e 225 mm, rispettivamente per CD''A'' e CD ''B'';
- 6 volte e 8 volte il diametro minimo delle barre longitudinali considerate ai fini delle verifiche, rispettivamente per CD''A'' e CD ''B''
- 24 volte il diametro delle armature trasversali.

Per staffa di contenimento si intende una staffa rettangolare, circolare o a spirale, di diametro minimo 6 mm, con ganci a 135° prolungati, alle due estremità, per almeno 10 diametri. I ganci devono essere assicurati alle barre longitudinali.

7.4.6.2.2 Pilastri

Nel caso in cui le tamponature non si estendano per l'intera altezza dei pilastri adiacenti, l'armatura risultante deve essere estesa per una distanza pari alla profondità del pilastro oltre la zona priva di tamponamento. Nel caso in cui l'altezza della zona priva di tamponamento fosse inferiore a 1,5 volte la profondità del pilastro, devono essere utilizzate armature bi-diagonali.

Nel caso precedente, qualora il tamponamento sia presente su un solo lato di un pilastro, l'armatura trasversale da disporre alle estremità del pilastro ai sensi del § 7.4.5.3. deve essere estesa all'intera altezza del pilastro.

Armature longitudinali

Per tutta la lunghezza del pilastro, l'interasse tra le barre non deve essere superiore a 25 cm.

Nella sezione corrente del pilastro, la percentuale geometrica ρ di armatura longitudinale, con ρ rapporto tra l'area dell'armatura longitudinale e l'area della sezione del pilastro, deve essere compresa entro i seguenti limiti:

$$1\% \leq \rho \leq 4\% \quad [7.4.28]$$

Se sotto l'azione del sisma la forza assiale su un pilastro è di trazione, la lunghezza di ancoraggio delle barre longitudinali deve essere incrementata del 50%.

Armature trasversali

Alle estremità di tutti i pilastri primari e secondari per una lunghezza pari a quella delle zone dissipative devono essere rispettate le condizioni seguenti: le barre disposte sugli angoli della sezione devono essere contenute dalle staffe; la distanza tra due barre vincolate consecutive, deve essere non superiore a 15 cm e 20 cm, rispettivamente per CD''A'' e CD''B''.

A tal fine si intendono barre vincolate quelle direttamente trattenute da staffe o da legature.

Il diametro delle staffe di contenimento e legature deve essere non inferiore a:

$\max[6 \text{ mm}; (0,4 \cdot d_{bl,max} \cdot \sqrt{f_{yd,l}/f_{yd,st}})]$ per CD''A'' e 6 mm per CD''B'', dove $d_{bl,max}$ è il diametro massimo delle barre longitudinali,

$f_{yd,l}$ e $f_{yd,st}$ sono, rispettivamente, la tensione di snervamento di progetto delle barre longitudinali e delle staffe.

Il passo delle staffe di contenimento e legature deve essere non superiore alla più piccola delle quantità seguenti:

- 1/3 e 1/2 del lato minore della sezione trasversale, rispettivamente per CD''A'' e CD''B'';
- 12,5 cm e 17,5 cm, rispettivamente per CD''A'' e CD''B'';
- 5 e 8 volte il diametro delle barre longitudinali che collegano, rispettivamente per CD''A'' e CD''B''.

In ogni caso alle estremità di tutti i pilastri primari, per una lunghezza pari a quella delle zone dissipative, il rapporto ω_{wd} definito in [7.4.30] deve essere non minore di 0,08.

Dettagli costruttivi per la duttilità

Per le zone dissipative allo spiccatto dei pilastri primari e per le zone terminali di tutti i pilastri secondari devono essere eseguite le verifiche di duttilità indicate al § 7.4.4.2.2. In alternativa, tali verifiche possono ritenersi soddisfatte se, per ciascuna zona dissipativa, si rispettano le limitazioni seguenti:

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \mu_{\phi} \cdot v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035 \quad [7.4.29]$$

$$\omega_{wd} = \frac{\text{volume delle staffe di confinamento}}{\text{volume del nucleo di calcestruzzo}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad [7.4.30]$$

dove:

ω_{wd} è il rapporto meccanico dell'armatura trasversale di confinamento all'interno della zona dissipativa (il nucleo di calcestruzzo è individuato con riferimento alla linea media delle staffe) che deve essere non minore di 0,12 in CD''A''.

μ_{ϕ} è la domanda in duttilità di curvatura allo SLC;

v_d è la forza assiale adimensionalizzata di progetto relativa alla combinazione sismica SLV ($v_d = N_{Ed}/A_c \cdot f_{cd}$);

$\varepsilon_{sy,d}$ è la deformazione di snervamento dell'acciaio;

h_c è la profondità della sezione trasversale lorda;

h_0 è la profondità del nucleo confinato (con riferimento alla linea media delle staffe);

b_c è la larghezza minima della sezione trasversale lorda;

b_0 è la larghezza del nucleo confinato corrispondente a b_c (con riferimento alla linea media delle staffe);

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

a) per sezioni trasversali rettangolari

$$\alpha_n = 1 - \sum_n b_i^2 / (6 \cdot b_0 \cdot h_0) \quad [7.4.31a]$$

$$\alpha_s = [1 - s / (2 \cdot b_0)] \cdot [1 - s / (2 \cdot h_0)] \quad [7.4.31b]$$

dove: n è il numero totale di barre longitudinali contenute lateralmente da staffe o legature, b_i è la distanza tra barre consecutive contenute e s è il passo delle staffe;

b) per sezioni trasversali circolari con diametro del nucleo confinato D_0 (con riferimento alla linea media delle staffe)

$$\alpha_n = 1 \quad [7.4.31c]$$

$$\alpha_s = [1 - s / (2 \cdot D_0)]^{\beta} \quad [7.4.31d]$$

dove: n è il numero totale di barre longitudinali contenute lateralmente da staffe o legature, b_i è la distanza tra barre consecutive contenute, $\beta = 2$ per staffe circolari singole, $\beta = 1$ per staffa a spirale.

7.4.6.2.3 Nodi trave-pilastro

Oltre a quanto richiesto dalla verifica nel § 7.4.4.3.1, lungo le armature longitudinali del pilastro che attraversano i nodi devono essere disposte staffe di contenimento in quantità almeno pari alla maggiore prevista nelle zone adiacenti al nodo del pilastro inferiore e superiore; nel caso di nodi interamente confinati il passo risultante dell'armatura di confinamento orizzontale nel nodo può essere raddoppiato, ma non può essere maggiore di 15 cm.

7.4.6.2.4 Pareti

Nelle parti della parete, in pianta ed in altezza, al di fuori di una zona dissipativa, vanno seguite le regole del Capitolo 4, con un'armatura minima verticale e orizzontale, finalizzata a controllare la fessurazione da taglio, avente rapporto geometrico ρ riferito, rispettivamente, all'area della sezione orizzontale e verticale almeno pari allo 0,2%. Tuttavia, in quelle parti della sezione dove, nella situazione sismica di progetto, la deformazione a compressione ε_c è maggiore dello 0,2%, si raccomanda di fornire un rapporto geometrico di armatura verticale $\rho \geq 0,5\%$.

Le armature, sia orizzontali sia verticali, devono avere diametro non superiore ad 1/10 dello spessore della parete, devono essere disposte su entrambe le facce della parete, ad un passo non superiore a 30 cm, devono essere collegate con legature, in ragione di almeno 9 legature ogni metro quadrato.

Armature longitudinali

Negli elementi di bordo delle zone dissipative l'armatura longitudinale deve rispettare le prescrizioni fornite per le zone dissipative dei pilastri primari nel § 7.4.6.2.2.

Armature trasversali

Negli elementi di bordo delle zone dissipative l'armatura trasversale deve rispettare le prescrizioni fornite per le zone dissipative dei pilastri primari nel § 7.4.6.2.2.

Armature inclinate

Le armature inclinate che attraversano potenziali superfici di scorrimento devono essere efficacemente ancorate al di sopra e al di sotto della superficie di scorrimento ed attraversare tutte le sezioni della parete poste al di sopra di essa e distanti da essa meno della minore tra $\frac{1}{2}h_w$ e $\frac{1}{2}l_w$.

Dettagli costruttivi per la duttilità

Per le zone dissipative di base delle pareti primarie devono essere eseguite le verifiche di duttilità indicate al § 7.4.4.5.2. In alternativa, tali verifiche possono ritenersi soddisfatte se, per ciascuna zona dissipativa, il rapporto volumetrico di armatura trasversale negli elementi di bordo rispetta le limitazioni seguenti:

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30\mu_\phi \cdot (v_d + \omega_v) \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035 \quad [7.4.32]$$

$$\omega_{wd} = \frac{\text{volume delle staffe di confinamento}}{\text{volume del nucleo di calcestruzzo degli elementi di bordo}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad [7.4.33]$$

dove i simboli hanno il significato della [7.4.29] e $\omega_v = \rho_v \cdot f_{yd,v} / f_{cd}$, essendo ρ_v e $f_{yd,v}$, rispettivamente, il rapporto geometrico e la resistenza di snervamento di progetto dell'armatura verticale al di fuori degli elementi di bordo.

NTC 2018

7.4.6.2.5 Travi di accoppiamento

Nel caso di armatura ad X, ciascuno dei due fasci di armatura deve essere racchiuso da armatura a spirale o da staffe di contenimento con passo non superiore a 100 mm.

In questo caso, in aggiunta all'armatura diagonale deve essere disposta nella trave armatura di diametro almeno 10 mm distribuita a passo 10 cm in direzione sia longitudinale che trasversale ed armatura corrente di 2 barre da 16 mm ai bordi superiore ed inferiore.

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

