

Università di Trieste
Dipartimento di Ingegneria e Architettura

Corso di
Progettazione e riabilitazione
Sismica delle Strutture

Modulo 1: Progettazione strutturale in zona sismica

COSTRUZIONI IN CALCESTRUZZO 2

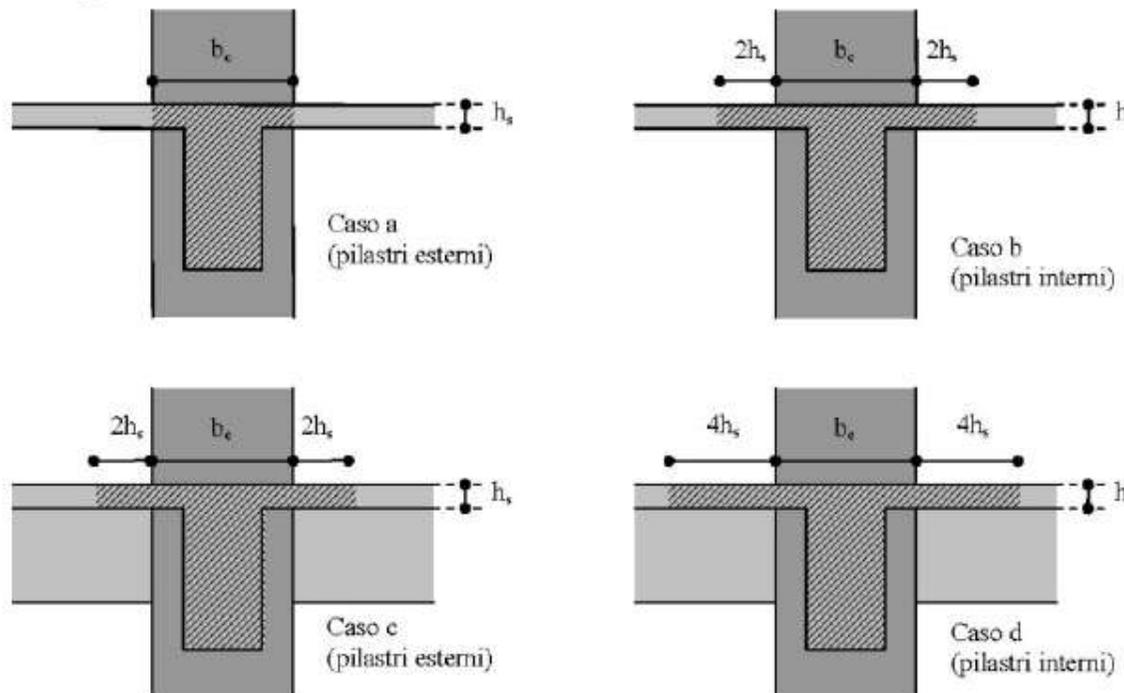
Prof. Ing. Natalino Gattesco

DIMENSIONAMENTO E VERIFICA ELEMENTI

Gli **elementi strutturali primari** devono essere **dimensionati e soggetti a verifica secondo le indicazioni di seguito riportate**. Per gli elementi secondari vale quanto già discusso.

Verifica di resistenza a flessione travi

La capacità a flessione si calcola come per gli elementi soggetti ai soli carichi verticali, compreso il contributo delle armature poste all'interno della larghezza collaborante di eventuali solette piene, se ancorate al di fuori della campata.

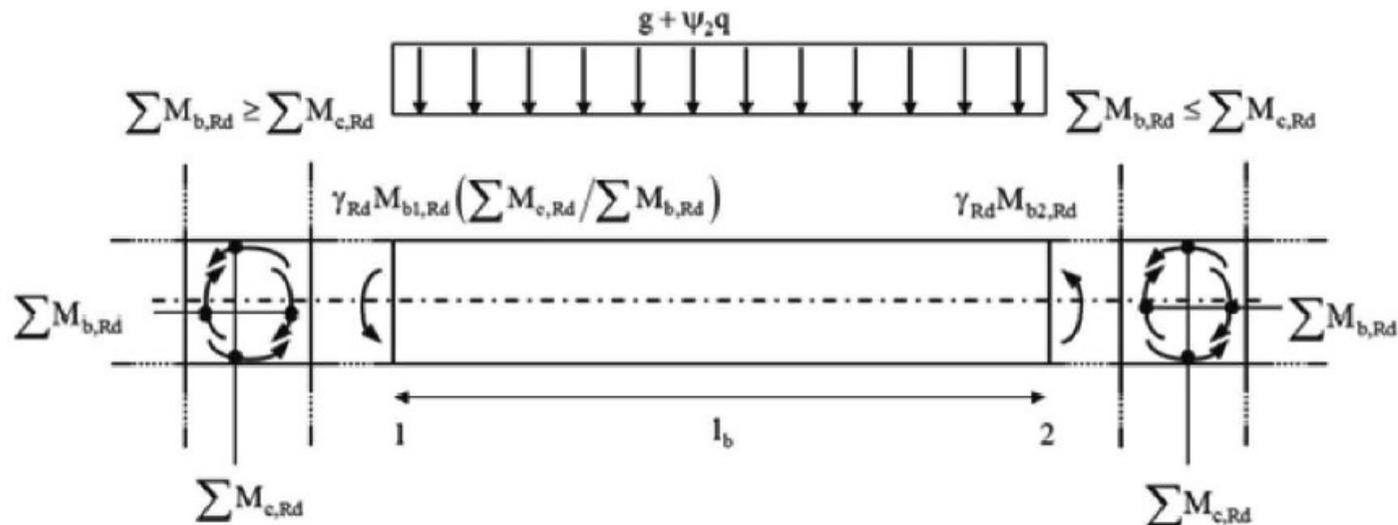


TRAVI

Verifica di resistenza a taglio travi

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) e **amplificati del fattore di sovraresistenza γ_{Rd}** .

Se la plasticizzazione anzichè avvenire nelle travi avviene nei pilastri, si assumono questi momenti per calcolare **la domanda di taglio**.



TRAVI

Verifica di resistenza a taglio travi

La **capacità a taglio**, per strutture in CD"B", si valuta come per le travi soggette ai soli carichi gravitazionali.

La **capacità a taglio**, per strutture in CD"A", si valuta:

- Come per le travi soggette ai soli carichi gravitaz. con $\cotg \vartheta = 1$ (*zone dissipat.*);
- 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

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

b_w = larghezza anima trave

d = altezza utile sezione trave

In questo caso bisogna disporre armature diagonali nelle due direzioni (45° e -45°)

La **capacità a taglio** deve essere affidata per metà alle staffe e per metà ai ferri piegati. La resistenza di questi deve risultare:

$$V_{Ed,max} \leq \frac{A_s f_{yd}}{\sqrt{2}}$$

A_s = area di ciascuno dei due ordini di armature inclinate

TRAVI

Verifica di duttilità travi

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:

$$\mu_\varphi = \begin{cases} 1.2(2q_0 - 1) & \text{per } T_1 \geq T_C \\ 1.2 \left(1 + 2(q_0 - 1) \frac{T_C}{T_1} \right) & \text{per } T_1 < T_C \end{cases} \quad T_1 = \text{periodo fondam. struttura}$$

Deve essere verificata con la **capacità di duttilità**, valutata, ad esempio, da un diagramma Momento-curvatura.

La **duttilità in spostamento** può essere ricavata con la relazione, usualmente conservativa per le strutture in c.a.

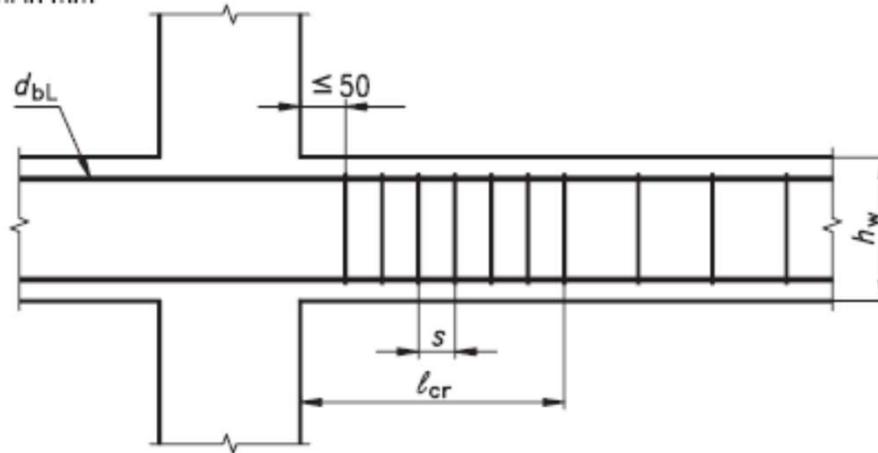
$$\mu_d = 2\mu_\varphi - 1$$

TRAVI

Dettagli armature

Nelle sezioni critiche devono essere predisposte staffe di contenimento che rispondono a determinati requisiti. La prima staffa di contenimento deve distare non più di 5 cm dalla sezione a filo del pilastro; le successive devono distare:

Dimensioni in mm



$$l_{cr} = \begin{cases} 1.5h_w & \text{per CD'' A''} \\ 1h_w & \text{per CD'' B''} \end{cases}$$

$$s_{st} = \min \begin{cases} 0.25h_w \\ 175\text{mm} \\ 6d_{bl} \\ 24d_{st} \end{cases} \quad \text{per CD'' A''}$$

$$s_{st} = \min \begin{cases} 0.25h_w \\ 225\text{mm} \\ 8d_{bl} \\ 24d_{st} \end{cases} \quad \text{per CD'' B''}$$

PILASTRI

Verifica di resistenza a pressoflessione pilastri

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.

Per ogni nodo trave-pilastro, la **capacità a flessione complessiva dei pilastri deve essere maggiore della capacità a flessione complessiva delle travi** amplificata del coefficiente γ_{Rd} (Tab. 7.2.1 – NTC 2018), in accordo con la formula:

$$\sum M_{c,Rd} \geq \gamma_{Rd} \sum M_{b,Rd}$$

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

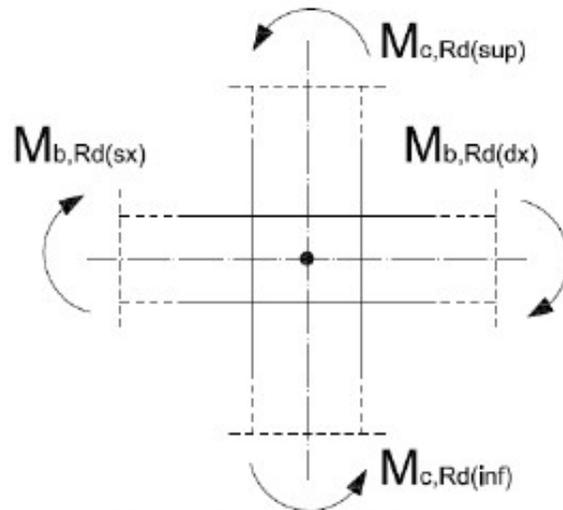
$M_{b,Rd}$ è la capacità a flessione della trave convergente nel nodo.

PILASTRI

Verifica di resistenza a pressoflessione pilastri

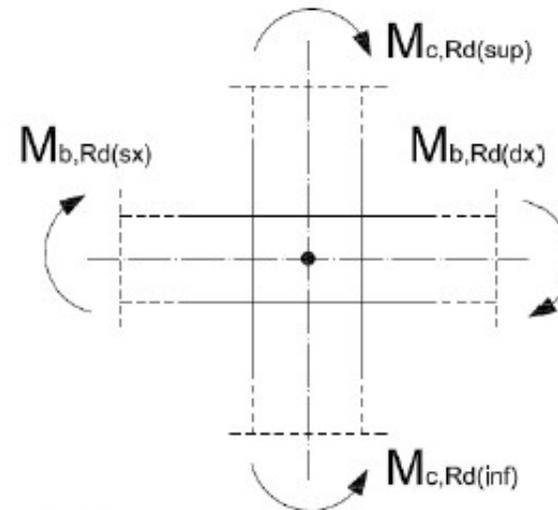
Se i momenti presenti nei pilastri al di sopra e al di sotto delle travi hanno verso discorde, la verifica si esegue prendendo i valori riportati in figura.

$$\sum M_{c,Rd} \geq \gamma_{Rd} \sum M_{b,Rd}$$



$$\sum M_{c,Rd} = M_{c,Rd(inf)} + M_{c,Rd(sup)}$$

$$\sum M_{b,Rd} = M_{b,Rd(dx)} + M_{b,Rd(sx)}$$



$$\sum M_{c,Rd} = M_{c,Rd(inf)}$$

$$\sum M_{b,Rd} = M_{b,Rd(dx)} + M_{b,Rd(sx)} + M_{c,Rd(sup)}$$

PILASTRI

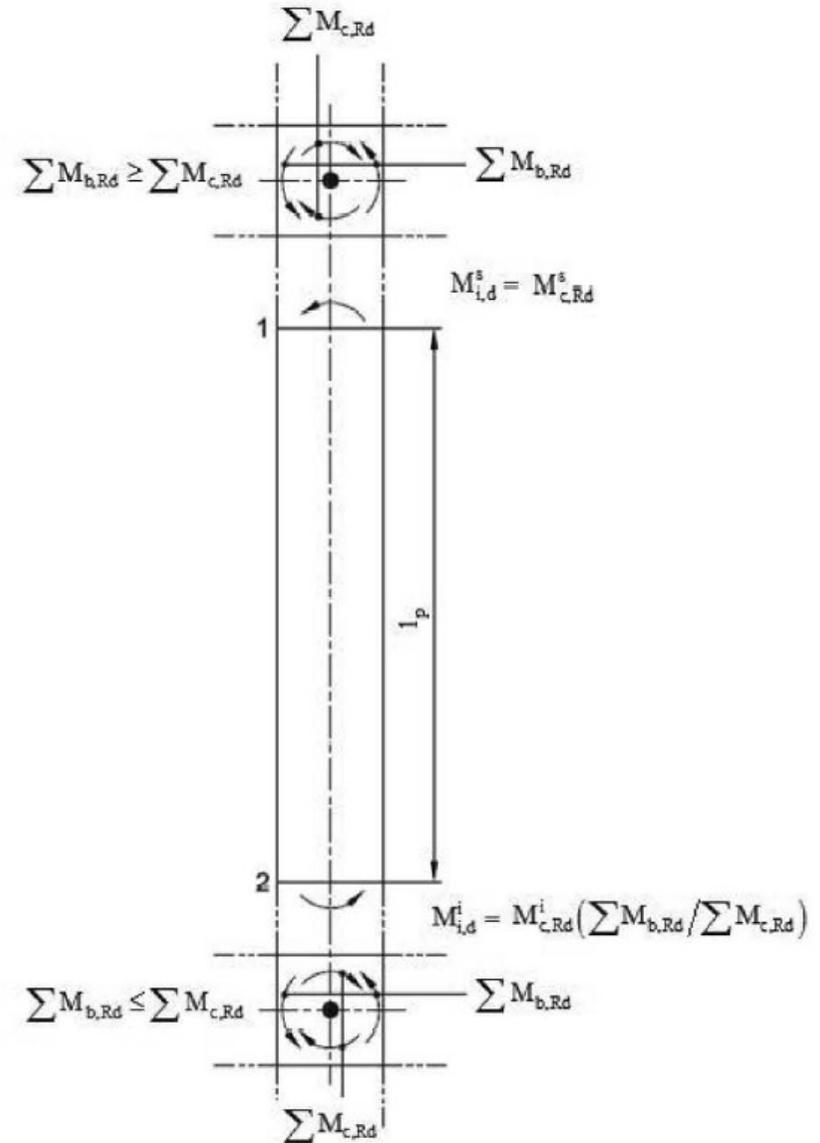
Verifica di resistenza a taglio pilastri

la **domanda a taglio** V_{Ed} si ottiene imponendo l'equilibrio con i momenti delle sezioni di estremità (superiore e inferiore) del pilastro $M_{i,d}^S$ e $M_{i,d}^I$, determinate come appresso indicato ed amplificate del fattore di sovraresistenza γ_{Rd} , secondo l'espressione:

$$V_{Ed} l_p = \gamma_{Rd} (M_{i,d}^S + M_{i,d}^I)$$

$$M_{i,d} = M_{c,Rd} \min \left(1, \frac{\sum M_{b,Rd}}{\sum M_{c,Rd}} \right)$$

l_p = lunghezza del pilastro



PILASTRI

Verifica di duttilità pilastri

Per le **zone dissipative allo spiccato dei pilastri** e per le **zone terminali di tutti i pilastri secondari**, devono essere eseguite le verifiche di duttilità come per le travi. In alternativa, tali verifiche possono ritenersi soddisfatte se, per ciascuna zona dissipativa, si rispettano le limitazioni seguenti:

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_{\varphi} \nu_d \varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_o} - 0.035$$

$$\omega_{wd} = \frac{\text{volume staffe di confinamento } f_{yd}}{\text{volume nucleo cls elem. di bordo } f_{cd}}$$

Dove α è il coefficiente di efficacia del confinamento $\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s$

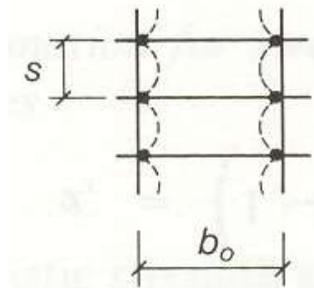
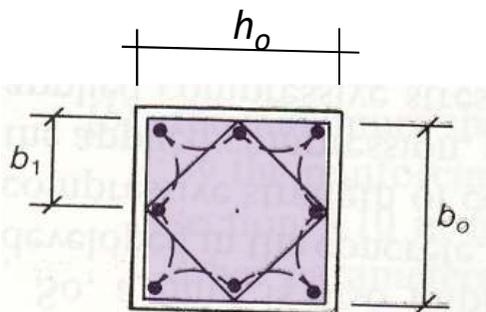
$$\alpha_n = 1 - \sum_n \frac{b_1^2}{6 b_o h_o}$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2 b_o}\right) \left(1 - \frac{s}{2 h_o}\right)$$

Per staffe circolari

$$\alpha_n = 1$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2 D_o}\right)^2$$



NODI TRAVE-PILASTRO

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.

Verifica di resistenza nodo trave-pilastro

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. **La domanda a taglio** è:

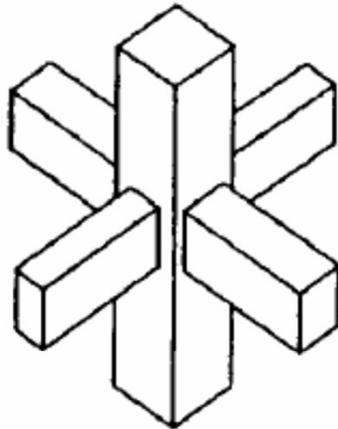
$$V_{jbd} = \begin{cases} \gamma_{Rd} (A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} - V_C & \text{per nodi interni} \\ \gamma_{Rd} A_{s1} f_{yd} - V_C & \text{per nodi esterni} \end{cases}$$

V_C è la forza di taglio nel pilastro al di sopra del nodo, derivante dall'analisi in condizioni sismiche

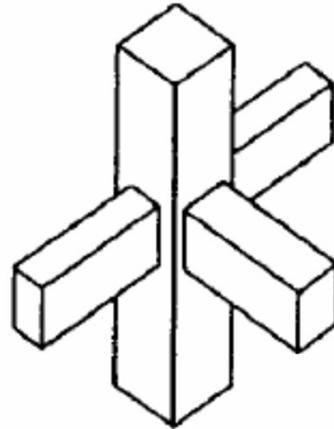
A_{s1} e A_{s1} sono l'area di armatura superiore e inferiore della trave

NODI TRAVE-PILASTRO

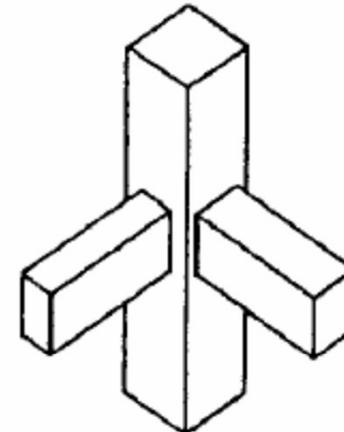
Nodi trave-pilastro



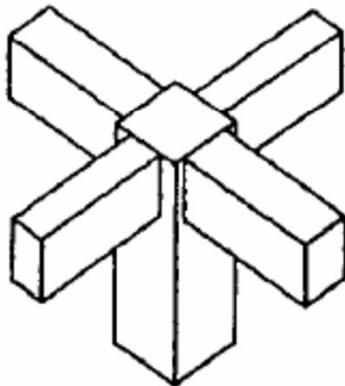
a) Interior
INTERAMENTE CONFINATO



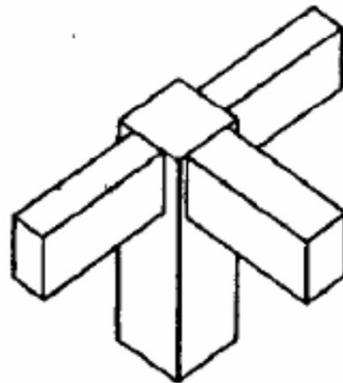
b) Exterior
NON INTERAMENTE CONFINATO



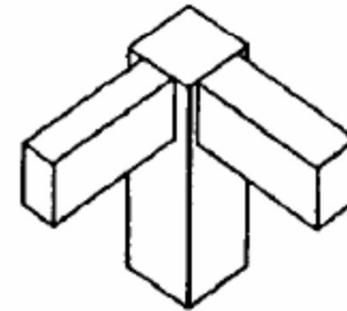
c) Corner
NON INTERAMENTE CONFINATO



INTERAMENTE CONFINATO
d) "Roof"-interior



NON INTERAMENTE CONFINATO
e) "Roof"-exterior



NON INTERAMENTE CONFINATO
f) "Roof"-corner

NODI TRAVE-PILASTRO

Verifica di resistenza nodo trave-pilastro

La **capacità a taglio del nodo** 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.

Per assicurare **la resistenza a compressione del puntone diagonale**

$$V_{jbd} \leq \eta f_{cd} b_j h_{jc} \sqrt{1 - \frac{v_d}{\eta}}$$

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

α_j è un coefficiente che vale 0.6, per nodi interni, e 0.48 per nodi esterni

$\alpha_j = 0.48 (f_{ckc} / f_{ck})$ per cls confinato

v_d è la forza assiale del pilastro al di sopra del nodo, normalizzata rispetto alla resistenza del solo cls

h_{jc} è la distanza fra le armature più esterne del pilastro e b_j è la larghezza effettiva del nodo

$$b_{jx} = \min(b_{jx,a}; b_{jx,b})$$

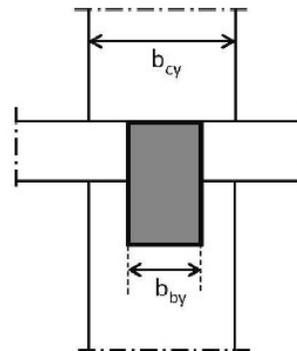
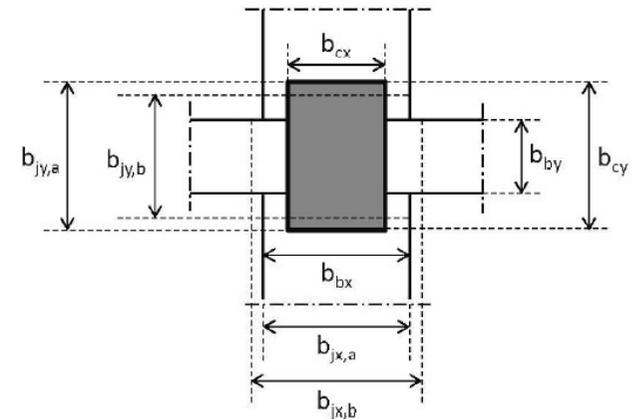
$$b_{jy} = \min(b_{jy,a}; b_{jy,b})$$

$$b_{jx,a} = \max(b_{cx}; b_{bx})$$

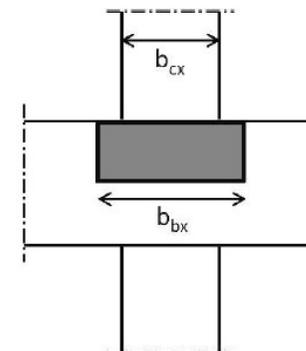
$$b_{jy,a} = \max(b_{cy}; b_{by})$$

$$b_{jx,b} = \min(b_{cx} + b_{cy}/2; b_{bx} + b_{cy}/2)$$

$$b_{jy,b} = \min(b_{py} + b_{bx}/2; b_{by} + b_{cx}/2)$$



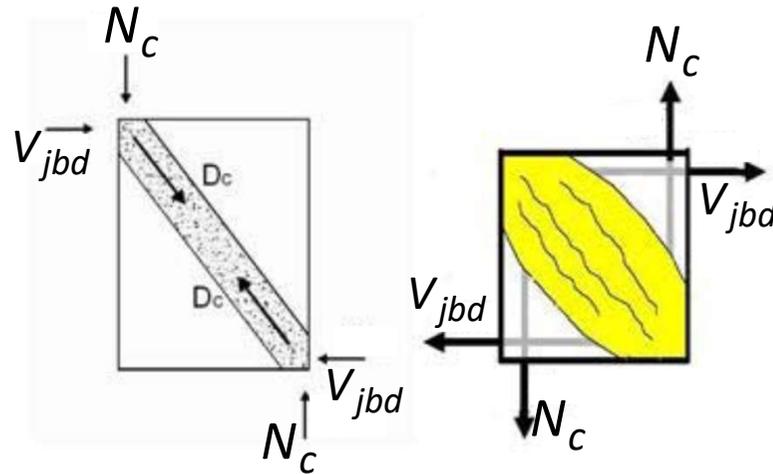
b_b = dim. trave
 b_c = dim. pilastro
 b_j = dim. nodo



NODI TRAVE-PILASTRO

Verifica di resistenza nodo trave-pilastro

Si considera un meccanismo a puntone che si attiva nel nodo.



Lo sforzo normale N_c trasmesso dal pilastro sovrastante ed il taglio V_{jbd} generano infatti delle tensioni normali σ e tensioni tangenziali τ che si possono determinare dividendo le azioni per l'area efficace del nodo, $b_j h_{jc}$, dove h_{jc} è la distanza tra le armature estreme del pilastro e b_j la larghezza del nodo. Si ha quindi:

$$\sigma = \sigma_j = \frac{N_c}{b_j h_{jc}}$$

$$\tau = \tau_j = \frac{V_{jbd}}{b_j h_{jc}}$$

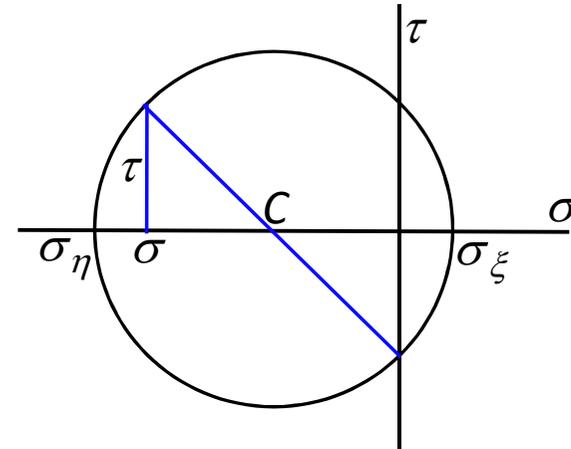
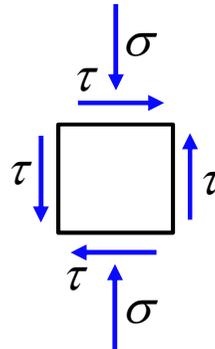
NODI TRAVE-PILASTRO

Verifica di resistenza nodo trave-pilastro

In base al cerchio di Mohr, è possibile determinare lo stato tensionale in una generica giacitura. In particolare le tensioni principali di compressione e trazione risultano rispettivamente:

$$\sigma_{\eta} = \sqrt{\left(\frac{\sigma}{2}\right)^2 + \tau^2} + \frac{\sigma}{2}$$

$$\sigma_{\xi} = \sqrt{\left(\frac{\sigma}{2}\right)^2 + \tau^2} - \frac{\sigma}{2}$$



Imponendo che la tensione di compressione σ_{η} non superi il valore ηf_{cd} , dove η è un coefficiente riduttivo che tiene conto della contemporanea presenza di compressione e trazione nelle direzioni ortogonali:

$$\eta = \alpha_j \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right)$$

α_j è un coefficiente che vale 0.6, per nodi interni, e 0.48 per nodi esterni

$\alpha_j = 0.48 (f_{ckc} / f_{ck})$ per cls confinato

NODI TRAVE-PILASTRO

Verifica di resistenza nodo trave-pilastro

Si ottiene:

$$\tau \leq \eta f_{cd} \sqrt{1 - \frac{\sigma}{\eta f_{cd}}}$$



$$V_{jbd} \leq \eta f_{cd} b_j h_{jc} \sqrt{1 - \frac{V_d}{\eta}}$$

$$V_d = \frac{\sigma}{f_{cd}}$$

Contemporaneamente occorre controllare che la tensione di trazione σ_ξ non superi la resistenza a trazione f_{ctd} , ciò porta alla condizione:

$$\tau \leq f_{ctd} \sqrt{1 + \frac{\sigma}{f_{ctd}}}$$



$$V_{jbd} \leq f_{ctd} b_j h_{jc} \sqrt{1 + \frac{N_c}{f_{ctd} b_j h_{jc}}}$$

Normalmente risulta difficile soddisfare questa condizione, per evitare la rottura a trazione del calcestruzzo, bisogna perciò considerare nel nodo l'effetto di confinamento indotto dalla eventuale armatura di confinamento presente. Se A_{sh} è l'area totale delle armature, predisposte a questo scopo (area staffa x numero staffe x n. braccia), la tensione di confinamento σ_{conf} indotta nel calcestruzzo può essere posta nella forma:

NODI TRAVE-PILASTRO

Verifica di resistenza nodo trave-pilastro

$$\sigma_{conf} = \frac{A_{sh} f_{yd}}{b_j h_{jw}}$$

dove h_{iw} è la distanza tra le armature superiori ed inferiori della trave. Lo stato tensionale nel nodo si modifica di conseguenza e la tensione principale di trazione risulta:

$$\sigma_{\xi} = \sqrt{\left(\frac{\sigma - \sigma_{conf}}{2}\right)^2 + \tau^2} - \frac{\sigma - \sigma_{conf}}{2}$$

Imponendo che essa non superi la resistenza a trazione f_{ctd} , si ottiene

$$\sigma_{conf} \geq \frac{\tau^2}{f_{ctd} + \sigma} - f_{ctd}$$



$$\frac{A_{sh} f_{yd}}{b_j h_{jw}} \geq \frac{[V_{jbd} / b_j h_{jc}]^2}{f_{ctd} + v_d f_{cd}} - f_{ctd}$$

NODI TRAVE-PILASTRO

Verifica di resistenza nodo trave-pilastro

Per evitare che la massima trazione diagonale ecceda la f_{ctd} è necessario disporre staffe di confinamento di diametro non inferiore a 6 mm, in modo che:

$$\frac{A_{sh} f_{ywd}}{b_j h_{jw}} \geq \frac{[v_{jbd} / b_j h_{jc}]^2}{f_{ctd} + v_d f_{cd}} - f_{ctd}$$

A_{sh} è l'area totale della sezione delle staffe e h_{jw} è la distanza tra le armature superiori e inferiori trave

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

$$A_{sh} f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} (A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} (1 - 0.8 v_d) \quad \text{per nodi interni}$$

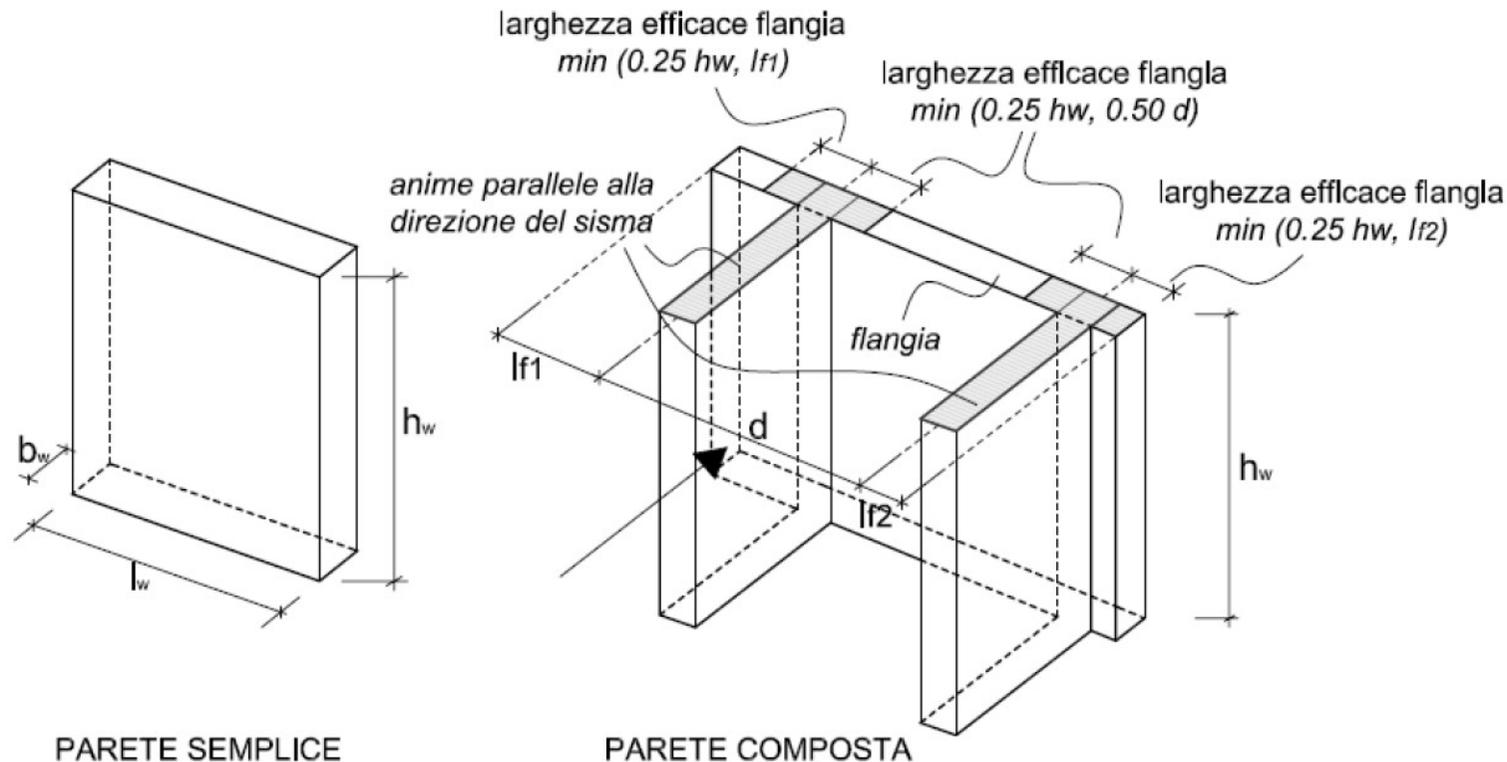
$$A_{sh} f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} A_{s2} f_{yd} (1 - 0.8 v_d) \quad \text{per nodi esterni}$$

PARETI

Verifica di resistenza pareti

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** .

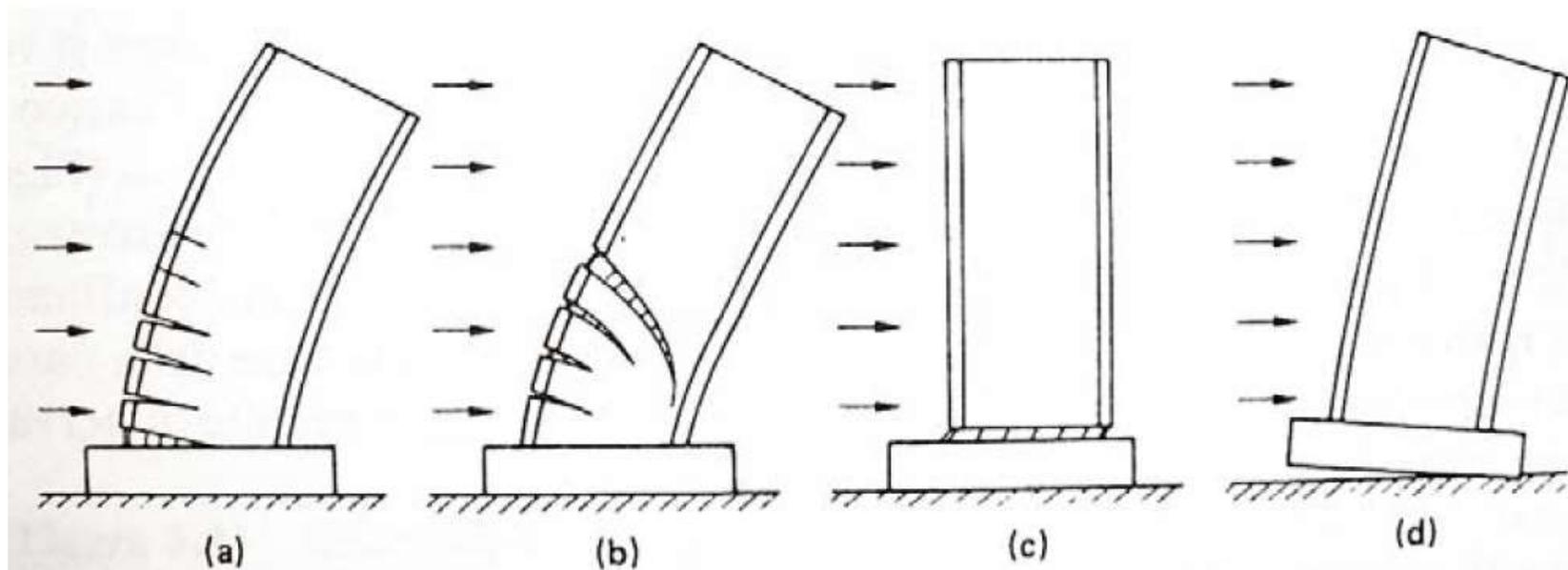
Nel **caso di pareti composte**, la verifica di resistenza si esegue considerando la parte di sezione costituita **dalle anime parallele**, e da una **larghezza efficace della flangia** su ciascun lato dell'anima considerata si estenda, dalla faccia dell'anima:



PARETI

Meccanismi di collasso della parete

Una parete snella in c.a. si comporta in linea di massima come un pilastro



I meccanismi di collasso sono:

a) Flessione

b) taglio

c) Scorrimento (in una ripresa di getto)

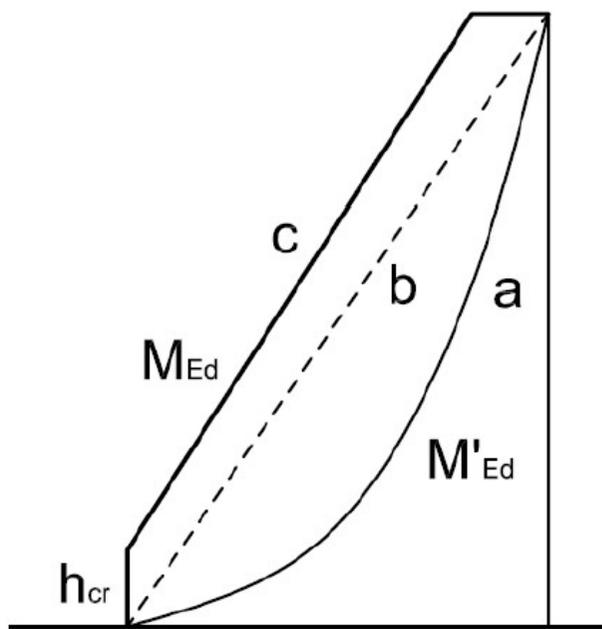
d) Ribaltamento con fondazione

PARETI

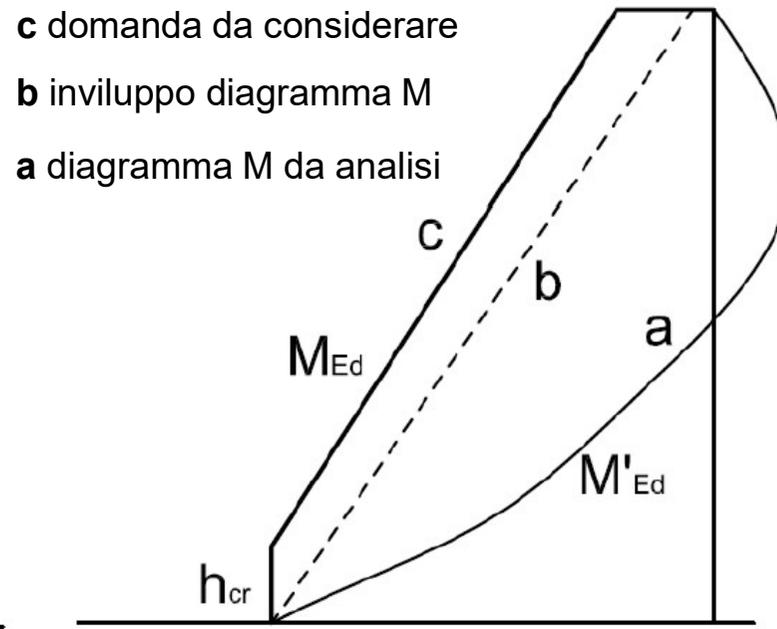
Verifica di resistenza a pressoflessione pareti

Per le sole pareti snelle, sia in CD»A», sia in CD»B», la domanda in termini di **momenti** lungo l'altezza della parete è ottenuta per **traslazione verso l'alto** dell'involuppo del diagramma dei momenti derivante dall'analisi, per tener conto delle incertezze legate alla distribuzione dei momenti dovute ai modi superiori.

La traslazione può essere assunta pari a h_{cr} (*altezza zona inelastica dissipativa*)



STRUTTURE A PARETI



STRUTTURE MISTE

c domanda da considerare
b involucro diagramma M
a diagramma M da analisi

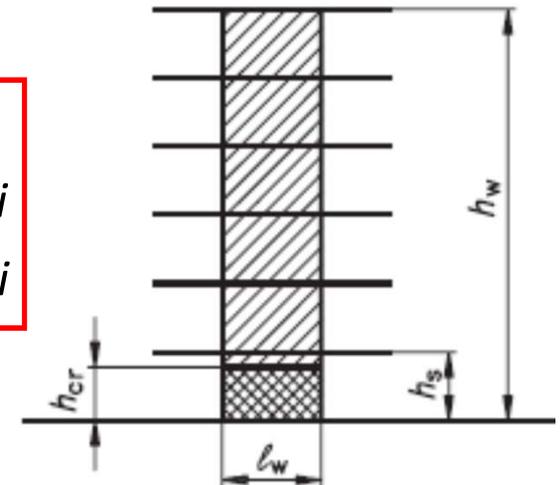
PARETI

Verifica di resistenza a pressoflessione pareti

L'altezza della zona dissipativa può essere valutata seguendo le condizioni:

$$h_{cr} = \max\left(l_w, \frac{h_w}{6}\right) \quad \text{purché } h_{cr} \leq \begin{cases} 2l_w & \text{per } n \leq 6 \text{ piani} \\ h_s & \text{per } n \geq 7 \text{ piani} \\ 2h_s & \text{per } n \geq 7 \text{ piani} \end{cases}$$

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 tenendo conto, nella determinazione della capacità, di tutte le armature longitudinali presenti nella parete.

PARETI

Verifica di resistenza a taglio pareti

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:

$$1.5 \leq q \sqrt{\left(\frac{\gamma_{Rd} M_{Rd}}{q M_{Ed}} \right)^2 + 0.1 \left(\frac{S_e(T_C)}{S_e(T_1)} \right)^2} \leq q \quad \text{per pareti snelle}$$

ε

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

ε

M_{Ed} è la domanda di momento alla base della parete.

M_{Rd} è la capacità di momento alla base della parete.

T_1 è il periodo fondamentale di vibrazione dell'edificio

V'_{Ed} è il valore del taglio alla base ottenuto dal calcolo.

$$V_{Ed} = \varepsilon \cdot V'_{Ed}$$

PARETI

Verifica di resistenza a taglio pareti

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) può essere sostituito dal taglio incrementato (linea b) e quest'ultimo dal diagramma inviluppo (linea c).

c diagramma inviluppo

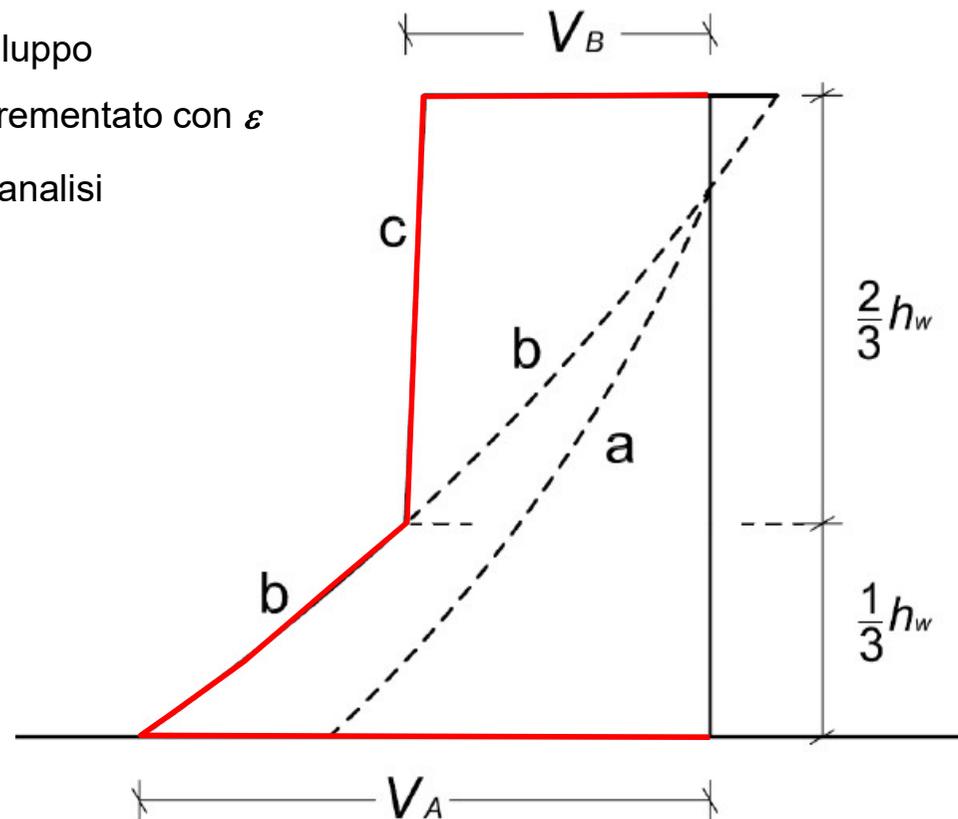
b diagramma incrementato con ε

a diagramma da analisi

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 $V_A/2$.



PARETI

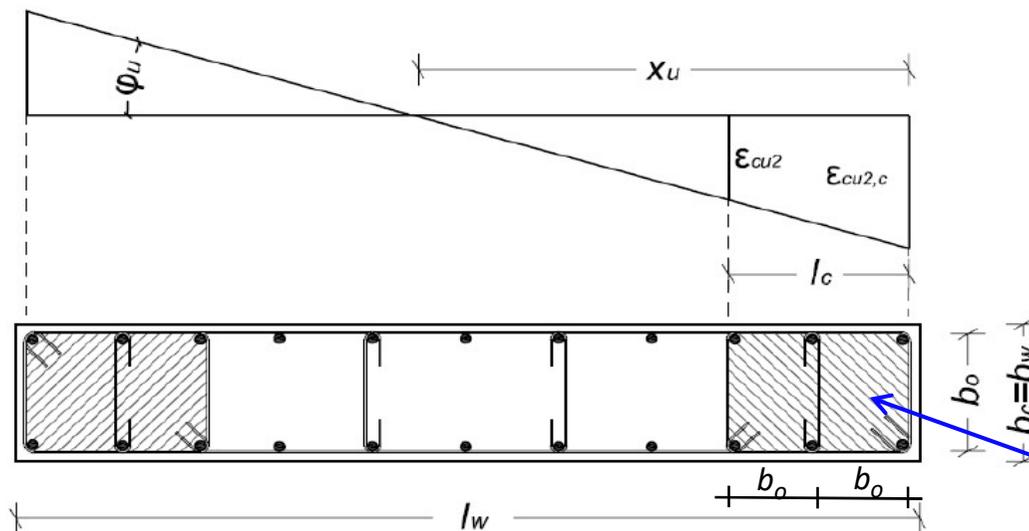
Verifiche di duttilità

La **domanda in duttilità di curvatura** nelle zone dissipative delle pareti può essere:

$$\mu_{\varphi} = \begin{cases} 1.2(2q_1 - 1) & \text{per } T_1 \geq T_C \\ 1.2 \left(1 + 2(q_1 - 1) \frac{T_C}{T_1} \right) & \text{per } T_1 < T_C \end{cases}$$

$$q_1 = q_0 \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}$$

La **capacità** può essere ricavata mediante diagramma $M-\varphi$ assumendo, per scongiurare fenomeni di instabilità laterale delle barre verticali, lo spessore b_w pari a:



$$b_w = \min \begin{cases} 150 \text{ mm} \\ q \cdot l_w \\ 60 \\ \frac{h_s}{20} \end{cases}$$

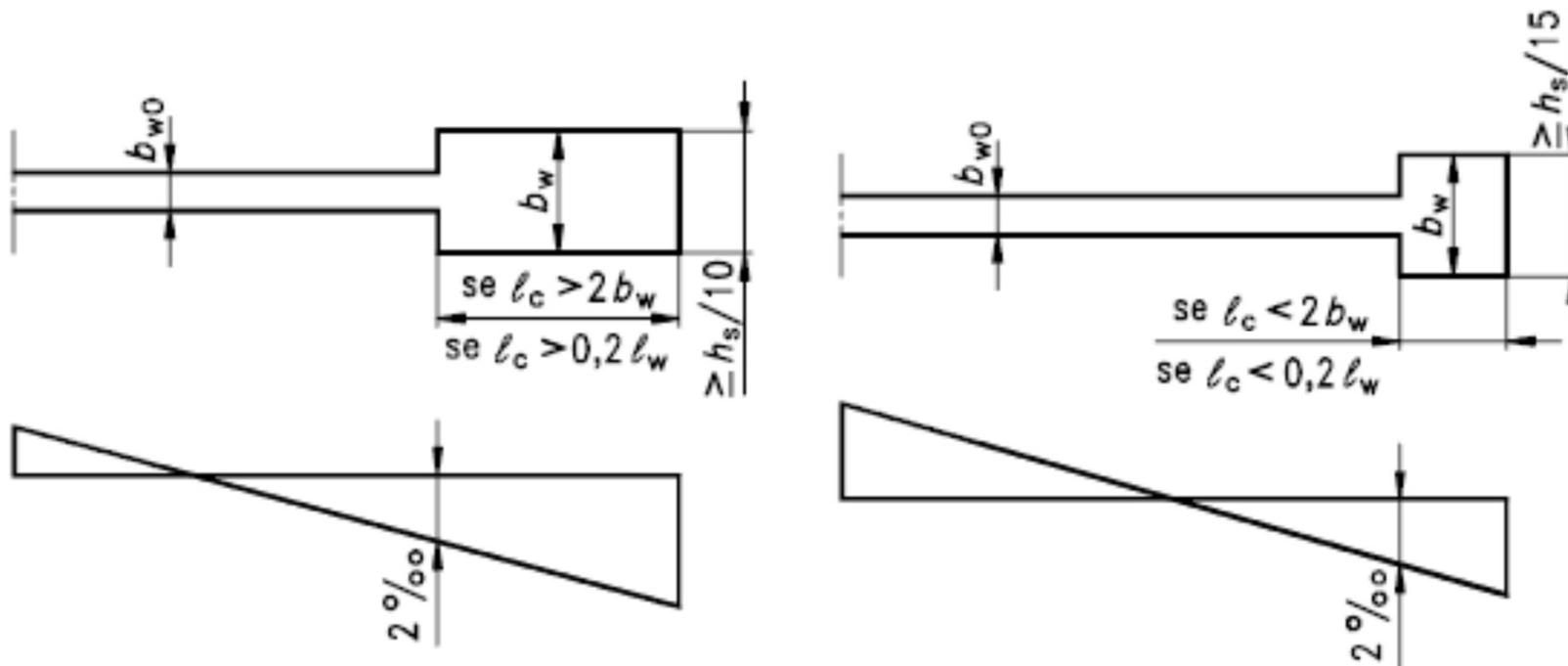
$$l_c \geq \max \begin{cases} 0.15 l_w \\ 0.15 b_w \end{cases}$$

Zona con cls confinato

PARETI

Verifiche di duttilità

$$\begin{aligned} \text{se } l_c &\geq \max \begin{cases} 2b_w \\ 0.2l_w \end{cases} &\Rightarrow & b_w \geq \begin{cases} 200\text{mm} \\ h_s/10 \end{cases} \\ \text{se } l_c &< \max \begin{cases} 2b_w \\ 0.2l_w \end{cases} &\Rightarrow & b_w \geq \begin{cases} 200\text{mm} \\ h_s/15 \end{cases} \end{aligned}$$



PARETI

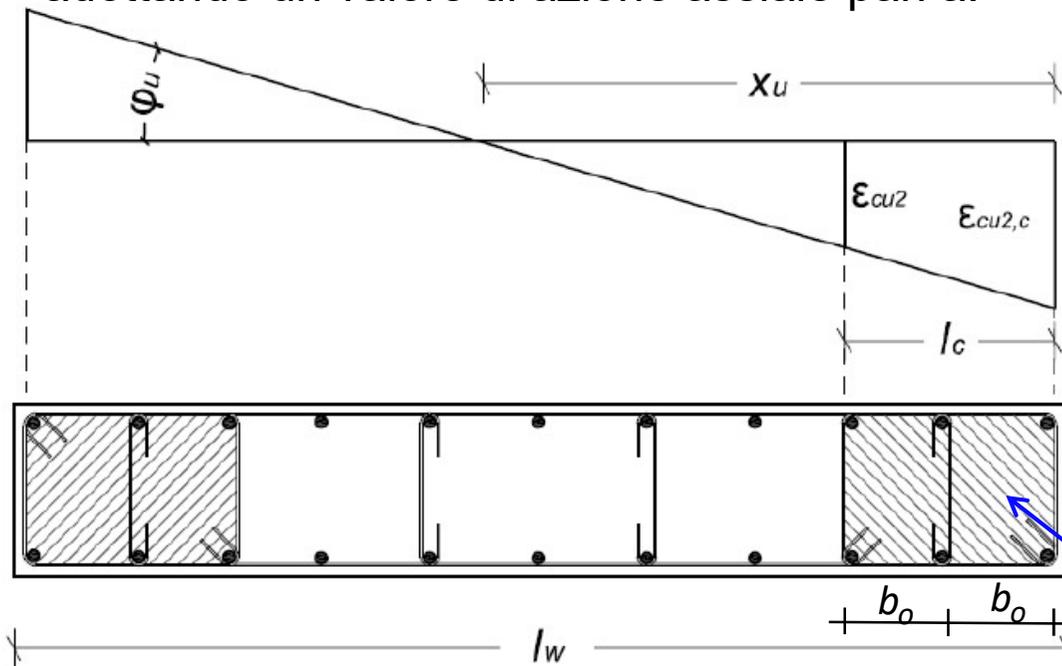
Verifiche di duttilità

Per scongiurare fenomeni di instabilità laterale delle barre verticali, nella zona critica, è necessario anche disporre una quantità di armatura trasversale

$$\omega_{wd} = \frac{6b_o}{2b_o^2} \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

Rapporto meccanico volumetrico dell'armatura di confinamento nella zona critica

Per il calcolo di ω_{wd} si possono usare le stesse formule adottate per i pilastri, adottando un valore di azione assiale pari a:



$$N_{sd,eff} = 0.5 \left(\frac{N_{sd}}{2} + \frac{M_{sd}}{z} \right)$$

s = interasse armatura orizzontale

$$z = 0.8 l_w$$

h_s = altezza piano terra

$$l_c \geq \max \begin{cases} 0.15 l_w \\ 0.15 b_w \end{cases}$$

PARETI

Verifiche di duttilità

In alternativa, le verifiche di duttilità possono ritenersi soddisfatte se, per ciascuna zona dissipativa, il rapporto volumetrico di armatura trasversale negli elementi di bordo rispetta le limitazioni seguenti:

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_{\phi} (v_d + \omega_v) \varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_o} - 0.035$$

$$\omega_v = \rho_v \frac{f_{yd,v}}{f_{cd}}$$

ρ_v = rapporto geometrico armatura verticale fuori dall'elemento di bordo

$f_{yd,v}$ = tensione di snervamento delle stesse armature

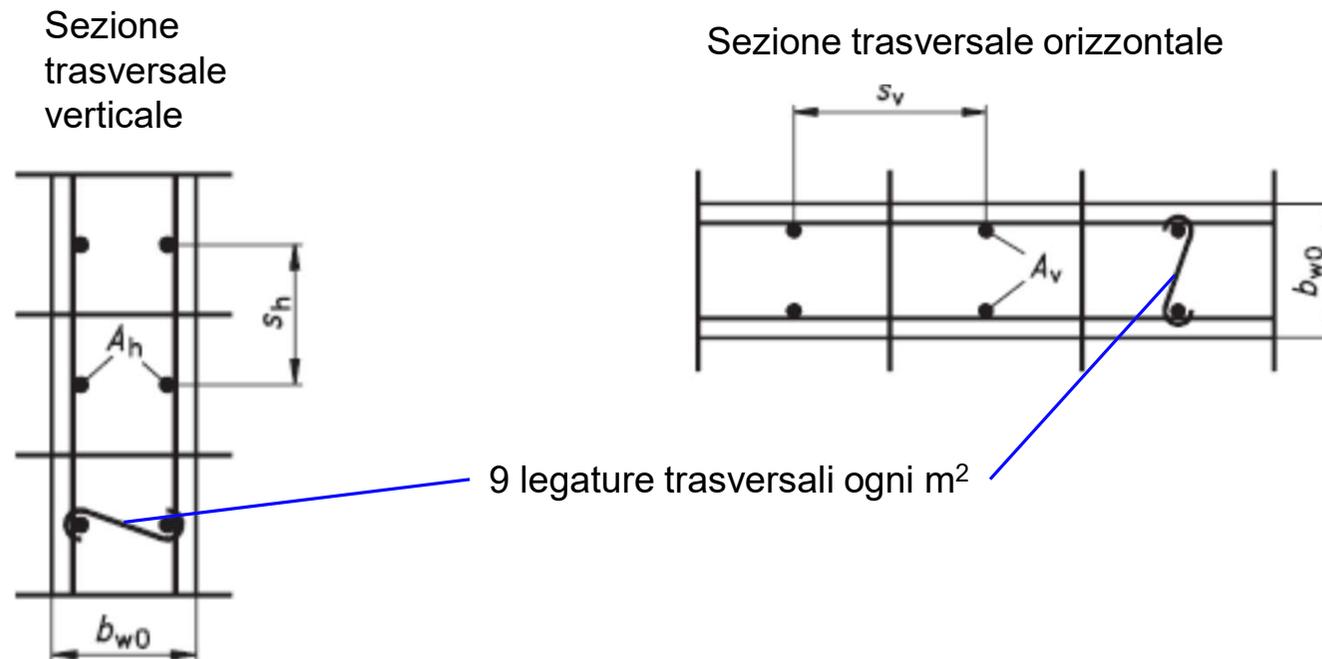
$$\omega_{wd} = \frac{\text{volume staffe di confinamento } f_{yd}}{\text{volume nucleo cls elem. di bordo } f_{cd}}$$

PARETI

Limitazioni di armatura

Per favorire il controllo della fessurazione da taglio è necessario disporre una quantità minima di armatura orizzontale e verticale del 0.2%. Tuttavia, nelle pareti di sezione con deformazione a compressione superiore a 0.2%, si raccomanda di fornire un rapporto geometrico di armatura verticale superiore al 0.5%.

Le armature devono essere disposte su entrambe le facce della parete e collegate con 9 legature ogni metro quadrato.



PARETI

Limitazioni di armatura

Nelle zone critiche, le **armature verticali** vanno dimensionate come per i pilastri, comunque

$$\rho_v = \frac{A_v}{b_{w0} s_v} \quad \boxed{1\% \leq \rho_v \leq 4\%}$$

Nelle zone critiche, le **armature trasversali** vanno dimensionate come per i pilastri, comunque

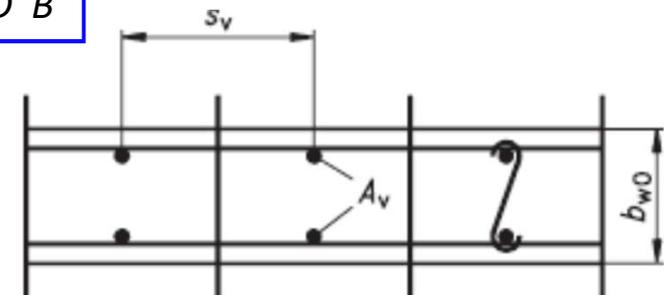
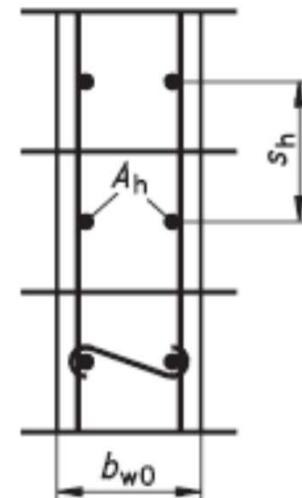
$$d_{st} \leq \begin{cases} \max \left[6 \text{ mm}; \left(0.4 d_{bl,max} \sqrt{f_{yd,l} / f_{yd,st}} \right) \right] & \text{per CD'' A''} \\ 6 \text{ mm} & \text{per CD'' B''} \end{cases}$$

$$s = \min \begin{cases} 1/3 b_{w0} \\ 12.5 \text{ cm} \\ 6 d_{bl} \end{cases} \quad \boxed{\text{per CD'' A''}} \quad s = \min \begin{cases} 1/2 b_{w0} \\ 17.5 \text{ cm} \\ 8 d_{bl} \end{cases} \quad \boxed{\text{per CD'' B''}}$$

Infine, il rapporto ω_{wd} deve essere:

$$\boxed{\omega_{wd} \geq 0.08}$$

Sezione
trasversale
verticale



PARETI ESTESE DEBOLMENTE ARMATE

Verifica di resistenza

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.

PARETI ESTESE DEBOLMENTE ARMATE

Verifica di resistenza a taglio

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 come per soli carichi gravitazionali, 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.

$$V_{Rcd} = 0.8 l_w b_w \alpha_c 0.5 f_{cd} \frac{1 + ctg \alpha}{2}$$

$$\alpha_c = \begin{cases} 1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} & \text{per } 0 \leq \sigma_{cp} < 0.25 f_{cd} \\ 1.25 & \text{per } 0.25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0.5 f_{cd} \end{cases}$$

PARETI ESTESE DEBOLMENTE ARMATE

Verifica a taglio-trazione del calcestruzzo 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 la precedente, 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:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} + 0.75 \rho_h f_{yd,h} b_w \alpha_s l_w$$

$$\rho_h f_{yd,h} b_w z \leq \rho_v f_{yd,v} b_w z + \min N_{Ed}$$

ρ_h e ρ_v sono i rapporti tra l'area della sezione dell'armatura orizzontale o verticale dell'anima e l'area della sezione di cls

$f_{yd,h}$ e $f_{yd,v}$ resistenze di progetto armature d'anima.

N_{Ed} è la forza assiale di progetto (positiva se di compressione)

$V_{Rd,c}$ è la resistenza a taglio degli elementi non armati da assumersi nulla nelle zone dissipative quando N_{ed} è di trazione.

PARETI ESTESE DEBOLMENTE ARMATE

Verifica a scorrimento nelle zone dissipative

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

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

$$V_{Rd,s} = V_{dd} + V_{id} + V_{fd}$$

Effetto spinotto

Barre inclinate

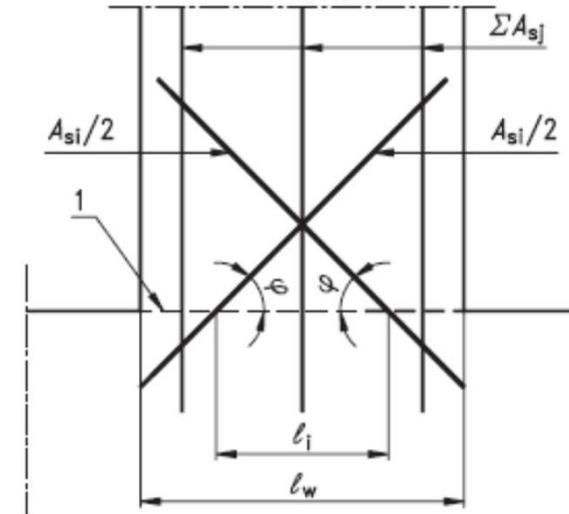
attrito

$$V_{dd} = \min \begin{cases} 1.3 \sum A_{sj} \sqrt{f_{cd} f_{yd}} \\ 0.25 f_{yd} \sum A_{sj} \end{cases}$$

$$V_{id} = f_{yd} \sum A_{si} \cos(\varphi_i)$$

$$V_{fd} = \min \begin{cases} \mu_f \left[\left(\sum A_{sj} f_{yd} + N_{Ed} \right) \xi + M_{Ed} / z \right] \\ 0.5 \eta f_{cd} \xi l_w b_{wo} \end{cases}$$

Per pareti tozze deve risultare $V_{id} > \frac{V_{Ed}}{2}$



$\sum A_{sj}$ somma aree barre verticali

A_{si} area singole barre inclinate

φ_i angolo con orizzontale delle barre inclinate

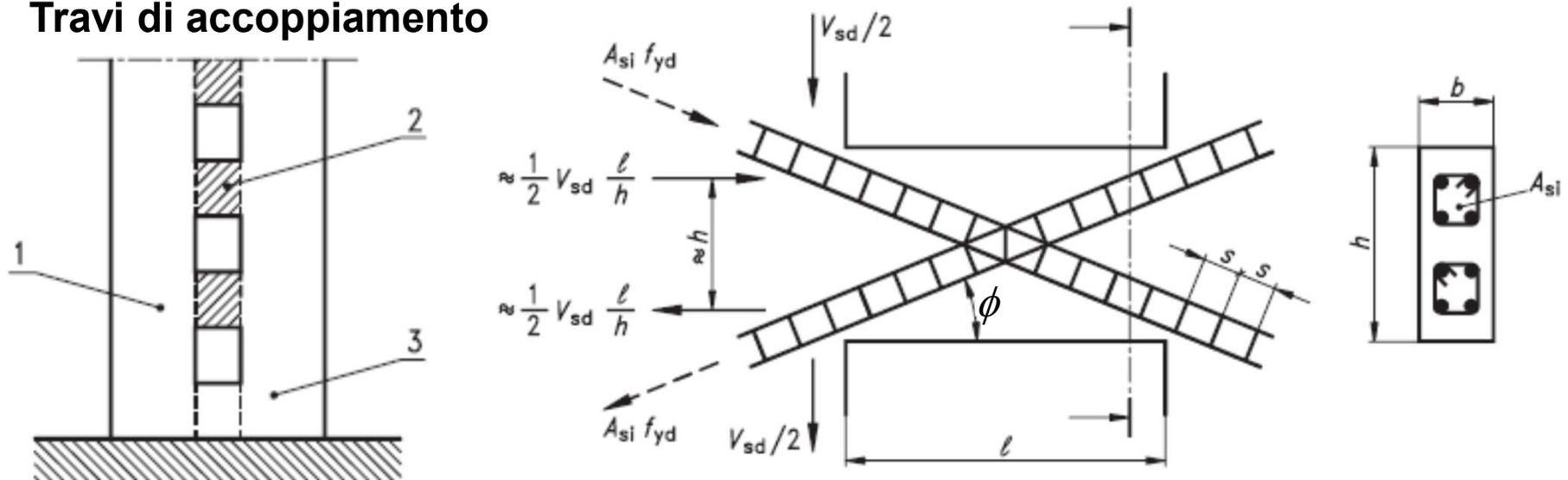
ξ è l'altezza parte compressa sezione (adim.)

μ_f è il coefficiente di attrito cls-cls (0.6)

$$\eta = 0.6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right)$$

PARETI ACCOPPIATE

Travi di accoppiamento



Si trattano come le travi, se $\frac{l}{h} \geq 3$ e $V_{Ed} \leq f_{ctd} b d$

Se non sono soddisfatte le condizioni sopra, il taglio deve essere assorbito da due ordini di armature diagonali, opportunamente staffate, che devono soddisfare:

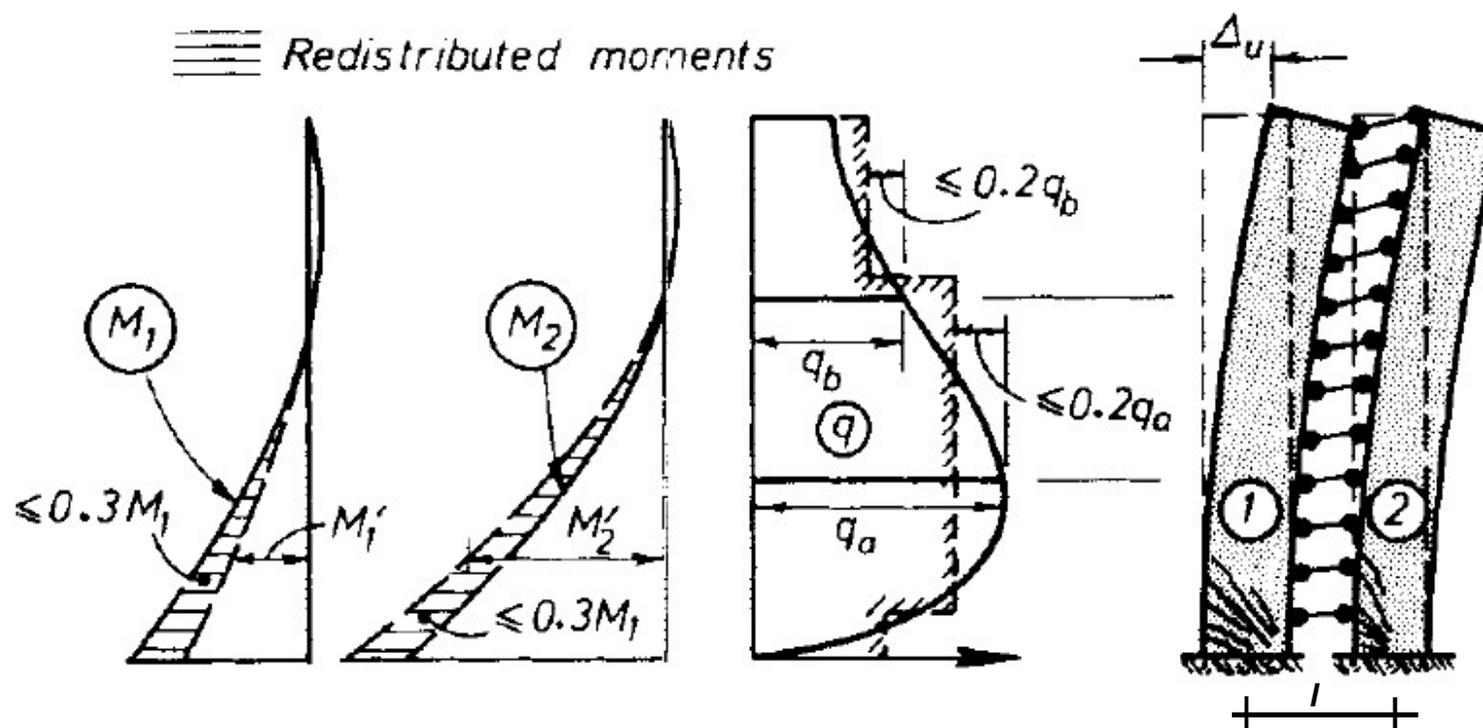
$$V_{Ed} \leq 2 A_{si} f_{yd} \text{sen}(\phi)$$

$$V_{Ed} = \frac{2 M_{sd}}{l}$$

Le lunghezze di ancoraggio degli elementi diagonali devono essere aumentate del 50% rispetto alle lunghezze di ancoraggio da calcolo.

PARETI ACCOPIATE

Travi di accoppiamento



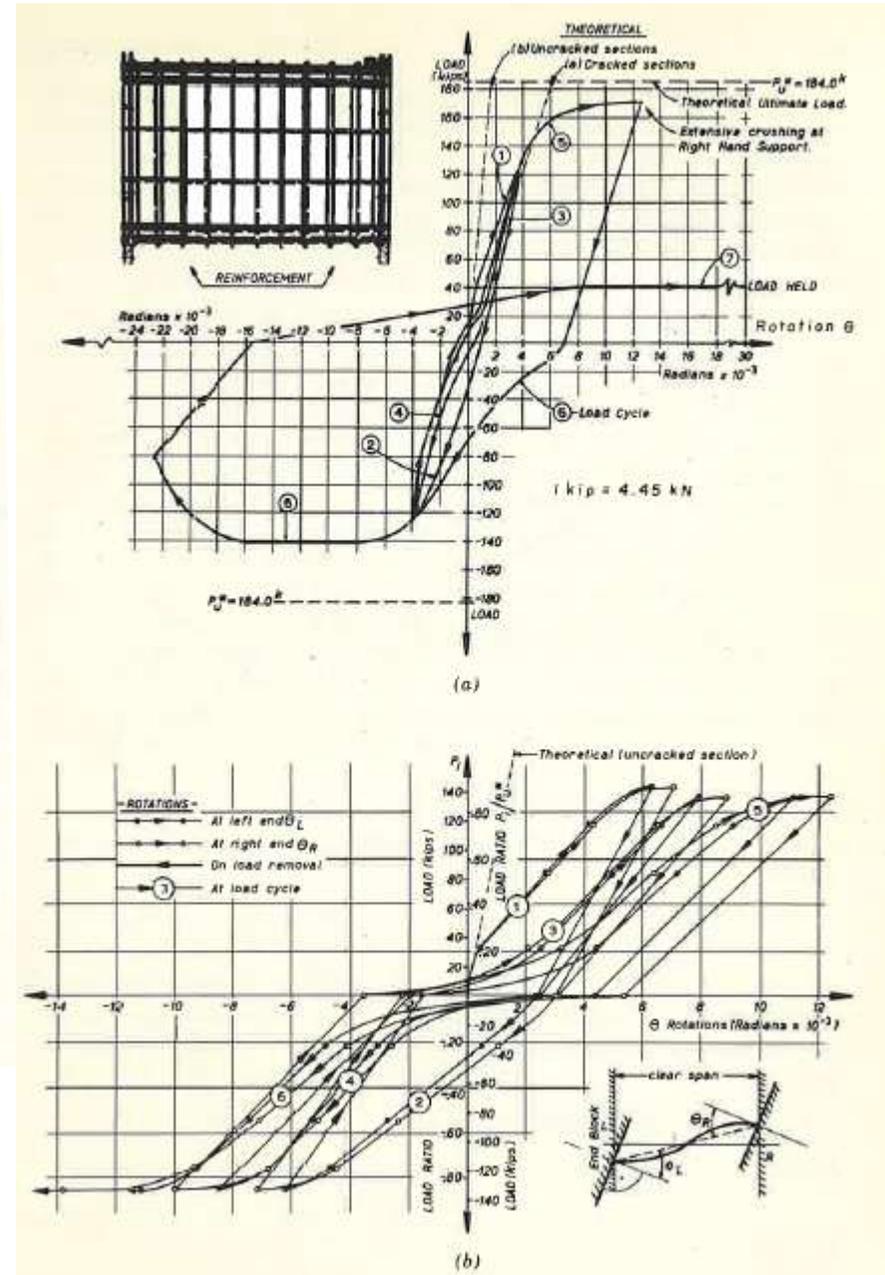
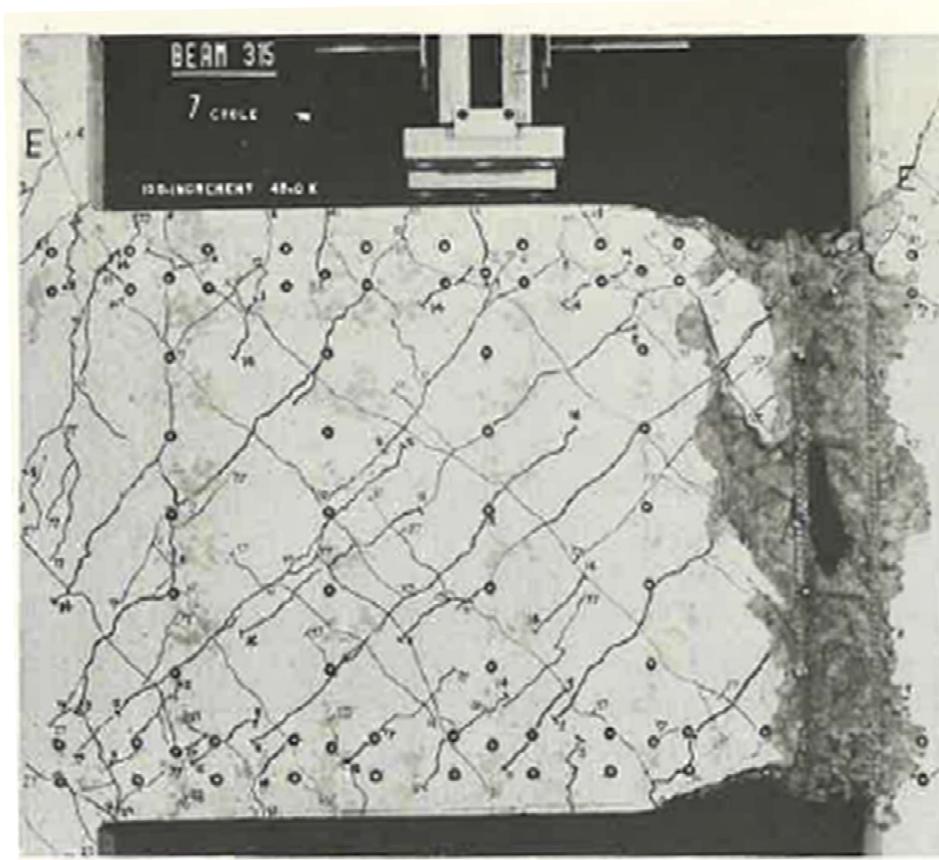
La distribuzione del taglio nelle traverse ha un andamento come quello indicato in figura. Si può schematizzare con una distribuzione costante a tratti.

$$M = M_1 + M_2 + l \cdot N$$

I risultati ottenuti dal calcolo elastico dei momenti può essere variato fino a un massimo del 30% (ridistribuzione dei momenti), per tener conto della fessurazione.

PARETI ACCOPPIATE

Travi di accoppiamento



PARETI ACCOPPIATE

Travi di accoppiamento

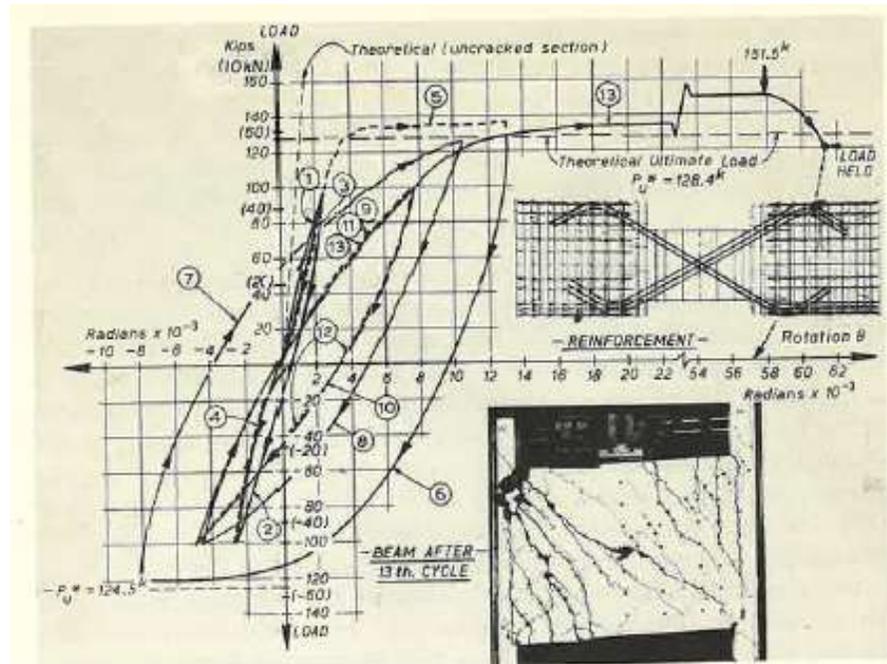
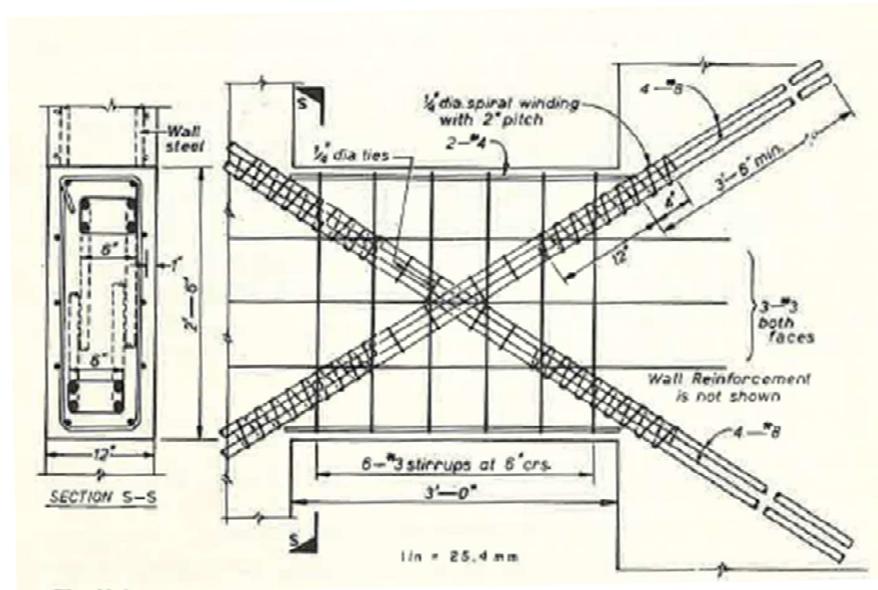
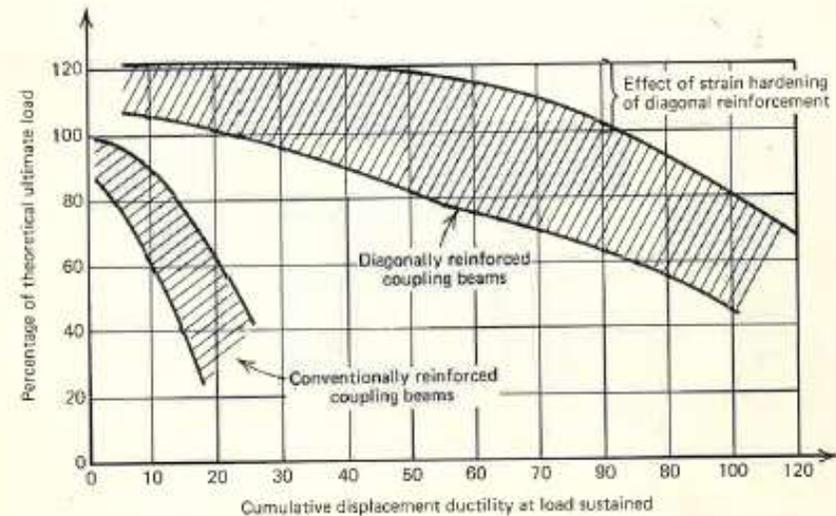
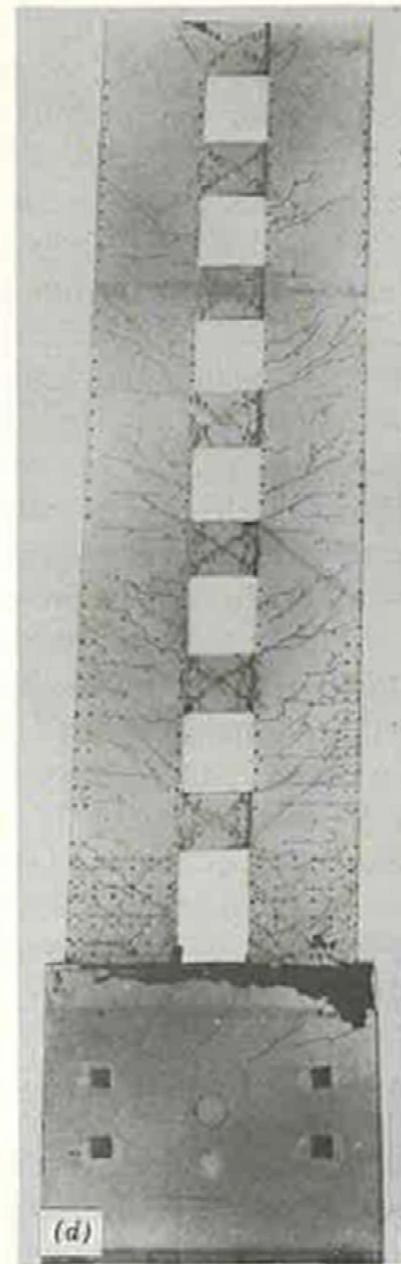
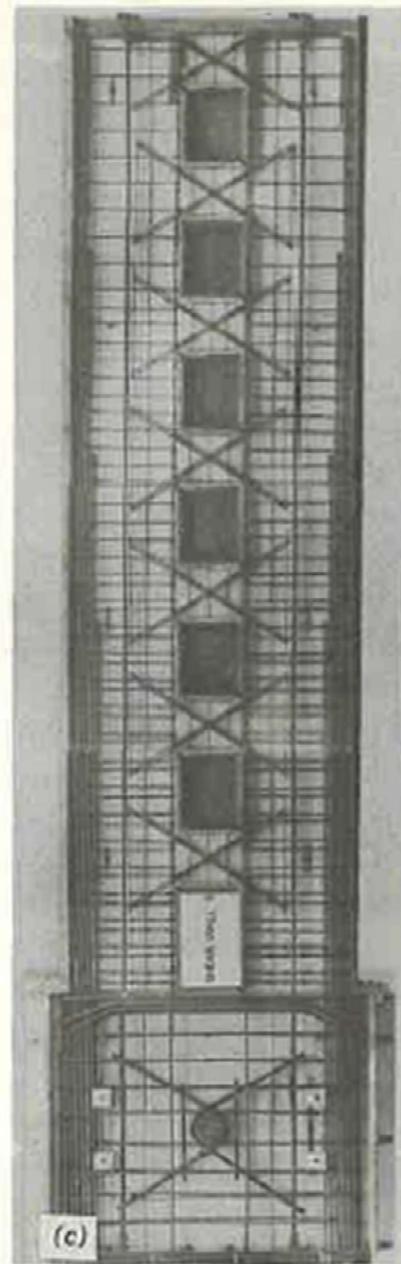
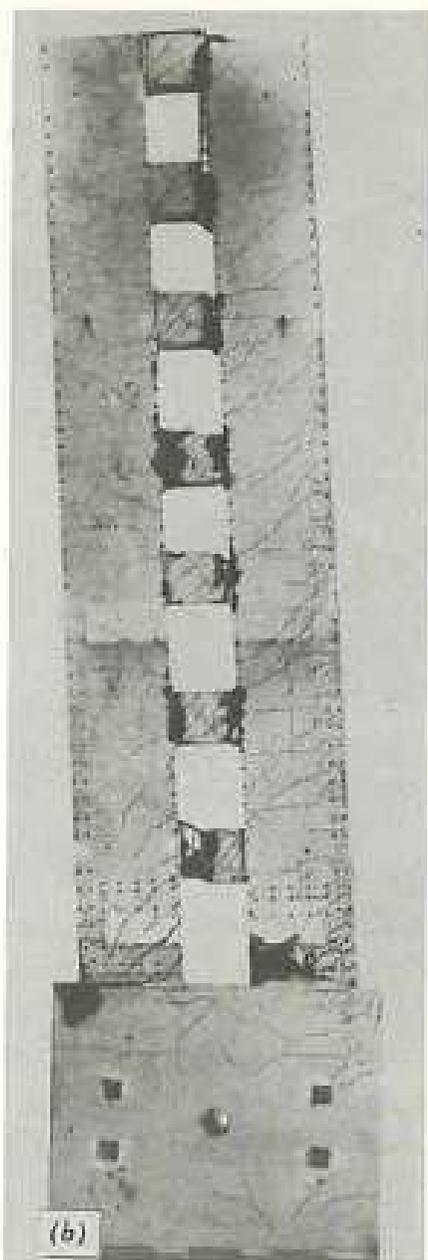
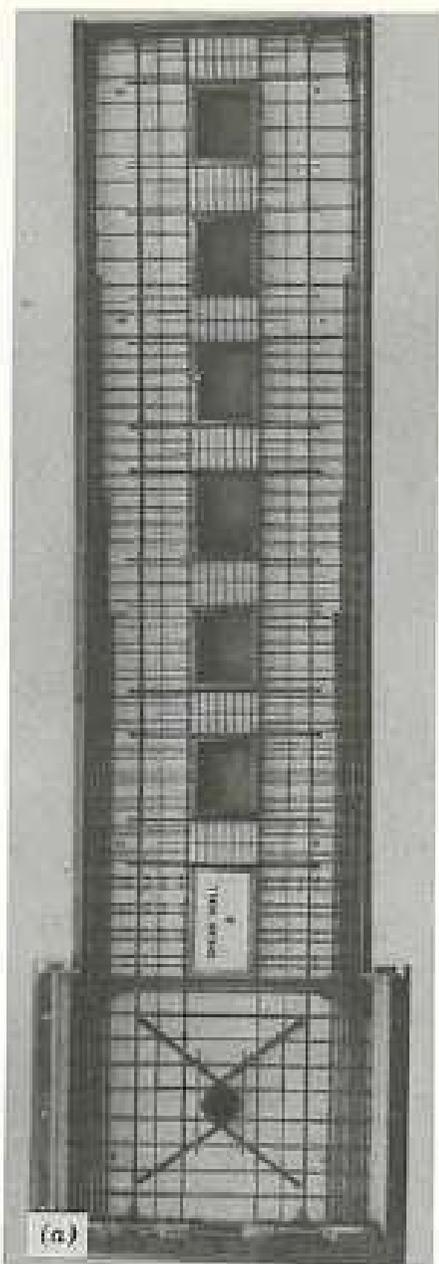


Fig. 12.32. Load-rotation relationship for a diagonally reinforced coupling beam.

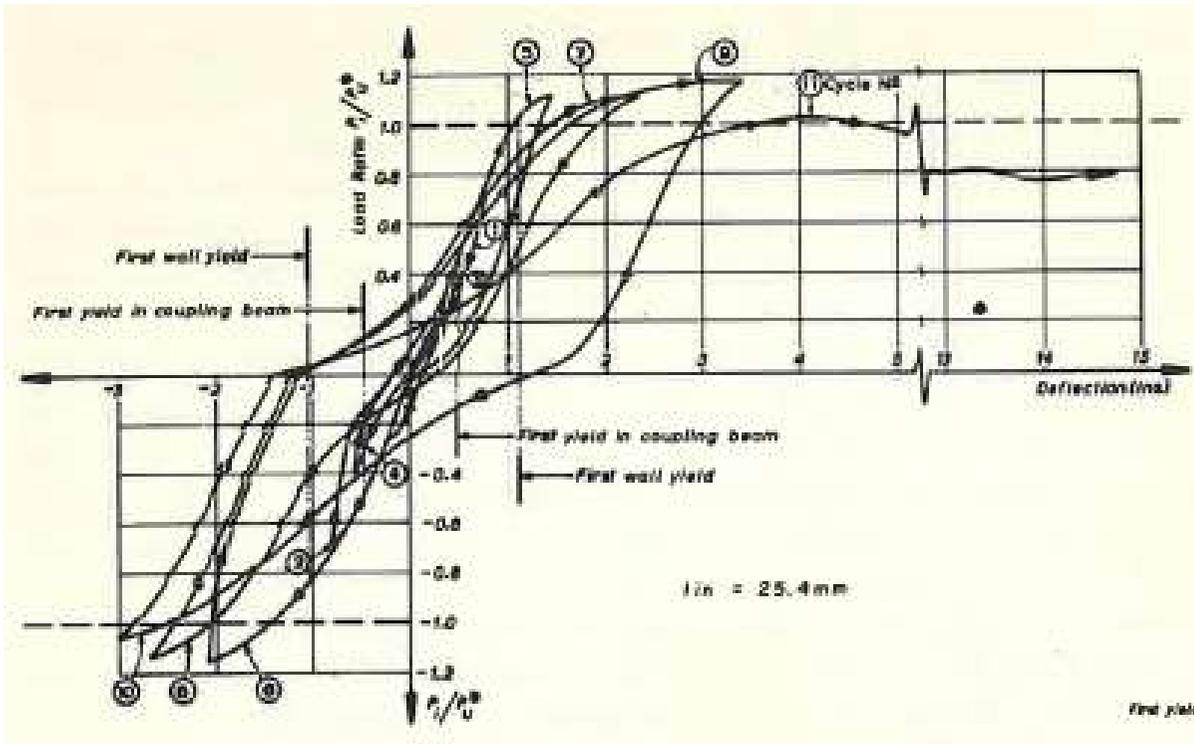


PARETI ACCOPIATE

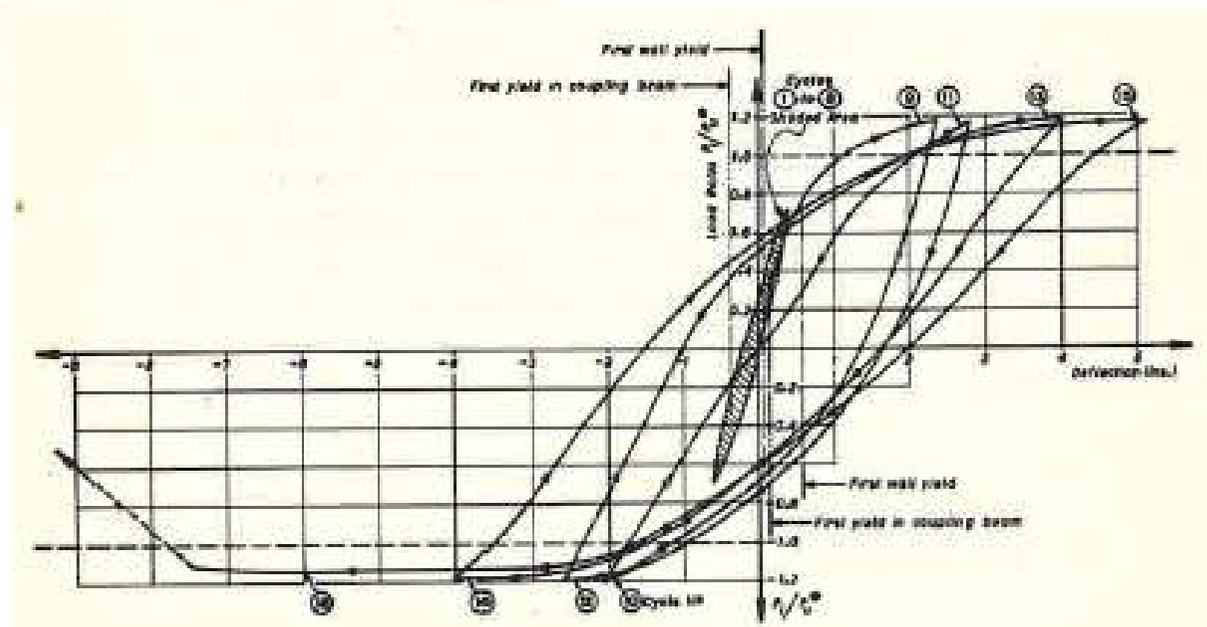


PARETI ACCOPPIATE

Rinforzo tradizionale



Rinforzo diagonale



TELAJ TAMPONATI IN MURATURA

I tamponamenti anche se non dotati di elementi di connessione capaci di trasmettere uno sforzo tagliante appropriato, possono svolgere un ruolo importante dal punto di vista sismico soprattutto in presenza di irregolarità in pianta ed in elevazione.

L'EC8 non fornisce precise indicazioni di calcolo. Solo nel caso di forti irregolarità in elevazione introduce un aumento localizzato degli effetti dovuti all'azione sismica a livello di piano mediante un coefficiente di amplificazione α :

$$\alpha = 1 + \frac{\Delta V_{Rw}}{\sum V_{Sd}}$$

α = coefficiente di amplificazione forze di piano nel piano debole

ΔV_{Rw} = riduzione della resistenza dovuta ai tamponamenti del piano considerato rispetto ai piani vicini con più tamponamenti

$\sum V_{Sd}$ = somma delle sollecitazioni taglianti dovute al sisma che agiscono su tutti gli elementi verticali del piano considerato

Se $\alpha < 1.1$ si può trascurare questo effetto e non utilizzare il coefficiente.

Se $\alpha > 1.1$ si deve considerare come zona critica l'intera altezza delle colonne appartenenti al piano.

Secondo l'EC8, l'azione sismica deve essere modificata a causa della riduzione del periodo proprio dovuto alla presenza dei tamponamenti.

TELAJ TAMPONATI IN MURATURA

L'ordinata di S_d dello spettro deve essere calcolata utilizzando il periodo

$$T_1' = (T_{1b} + T_{1i})/2$$

T_{1b} = periodo relativo al 1° modo di vibrare ottenuto trascurando la rigidità dei tamponamenti

T_{1i} = periodo relativo al 1° modo di vibrare considerando la presenza dei tamponamenti quali elementi strutturali

$$T_{1i} = \frac{T_{1b}}{\sqrt{1 + \frac{T_{1b}^2 A_w G g}{16HW}}}$$

A_w = area media della sezione trasversale orizzontale dei tamponamenti per piano nella direzione principale

G = modulo di elasticità tangenziale

H = altezza dell'edificio

W = peso dell'edificio

$$T_{1i} < T_{1b} \rightarrow T_1' < T_{1b}$$

Oppure:

$$T_{1i} = \min \begin{cases} 0.065n \\ 0.08(H\sqrt{B})(H/(H+B)) \\ 0.075H^{3/4} \end{cases}$$

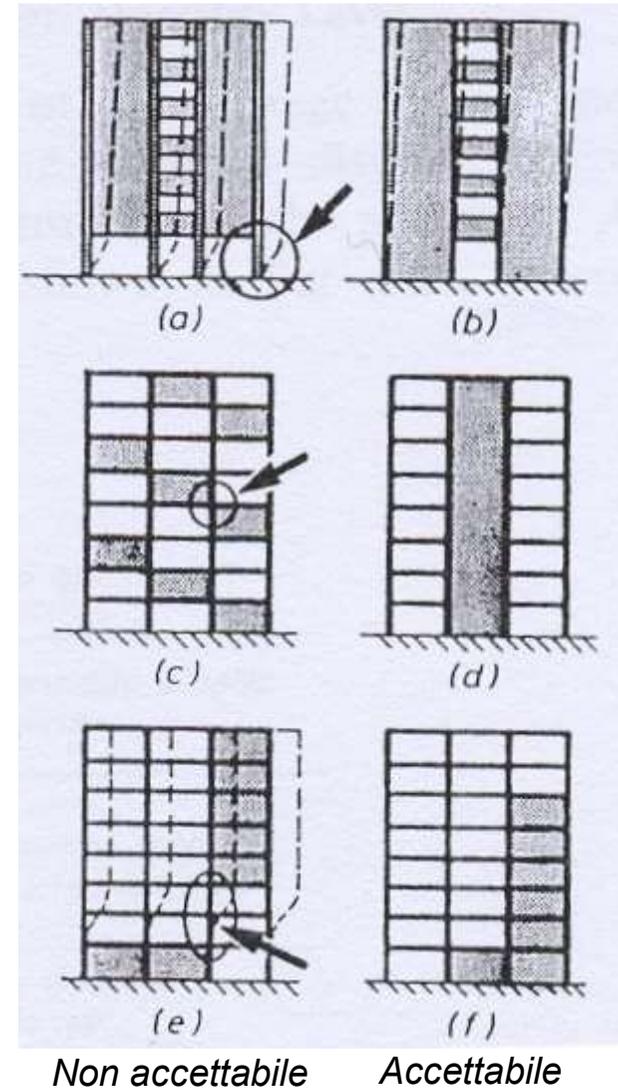
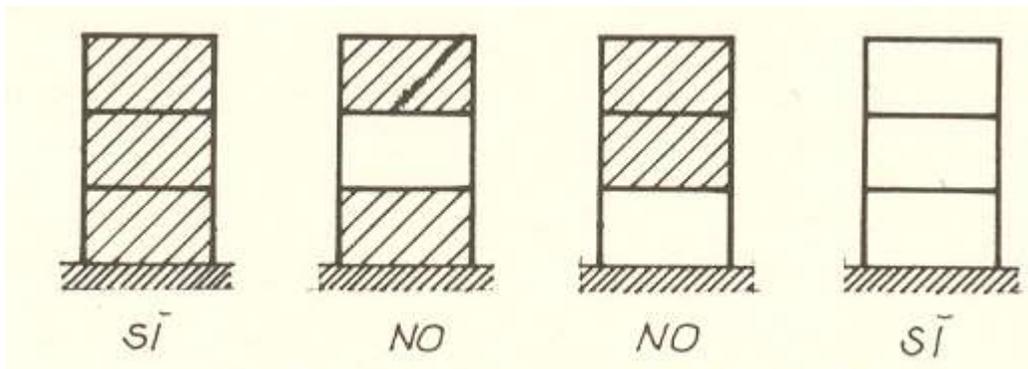
n = numero di piani

B = larghezza dell'edificio nella direzione del sisma

TELAI TAMPONATI IN MURATURA

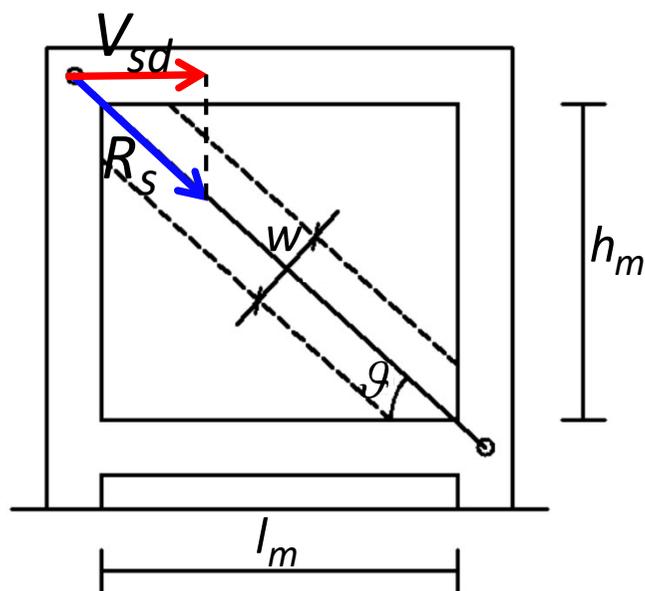
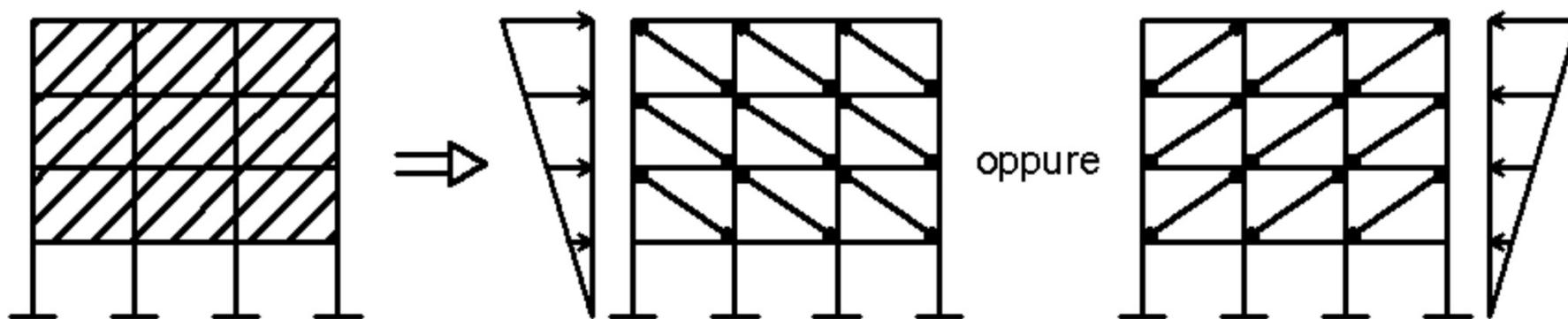
Necessario tener conto dei tamponamenti nelle analisi

- *Tamponamenti disposti in maniera simmetrica*
- *Tamponamenti continui in altezza*
- *Oppure tamponamenti isolati*



TELAI TAMPONATI IN MURATURA

Nella Circolare n.65/1997 collegata al DM 15-01-1996, vengono riportate le verifiche degli elementi strutturali nel caso di telai tamponati calcolando le sollecitazioni secondo la peggiore delle situazioni su **uno schema in assenza di tamponamento** ed uno **in presenza di tamponamento** come sotto riportato.



Si considera che il meccanismo principale resistente del tamponamento consiste nell'**effetto puntone**

Si trascurano tamponature con $h_m/t > 20$ o con presenza di aperture non riquadrate

Per

$$0.5 < \frac{h_m}{l_m} < 2 \Rightarrow w \cong 0.1d_m$$

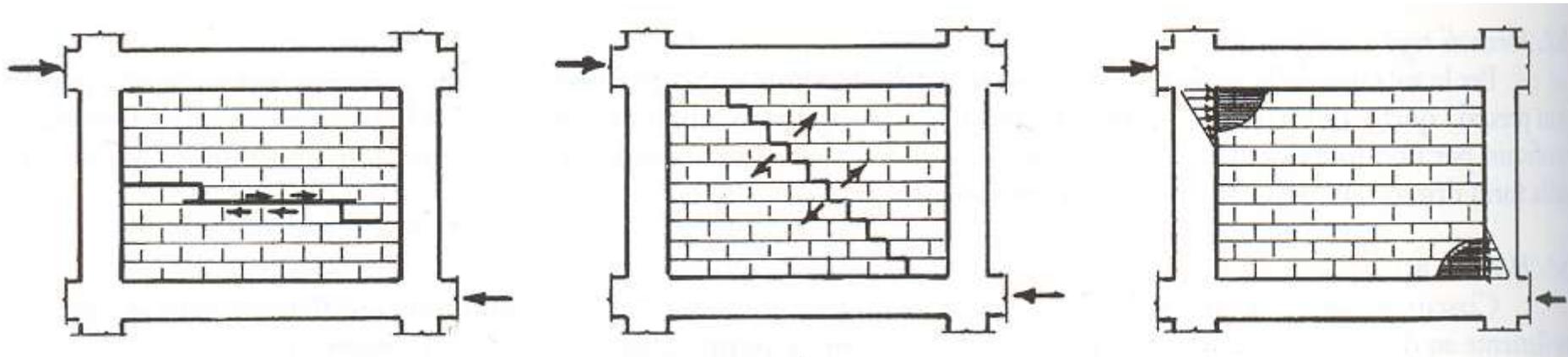
d è la lunghezza della diagonale

TELAJ TAMPONATI IN MURATURA

Resistenza. *Si possono verificare diversi meccanismi di collasso del telaio composto:*

Pannello murario

- *Rottura per scorrimento orizzontale*
- *Rottura diagonale per trazione*
- *Rottura a schiacciamento locale degli spigoli della tampon.*

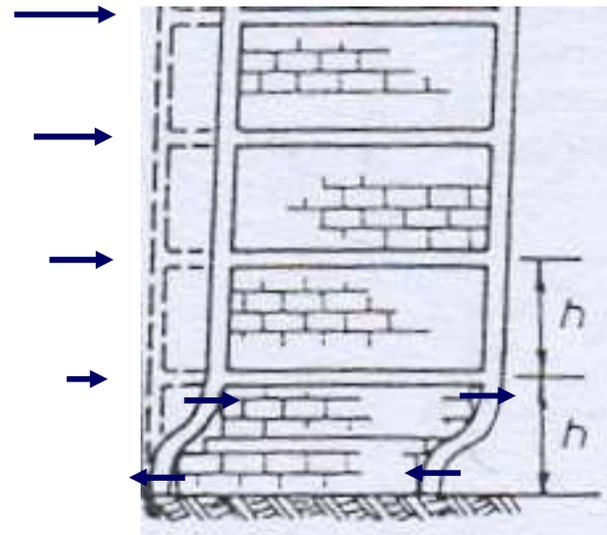
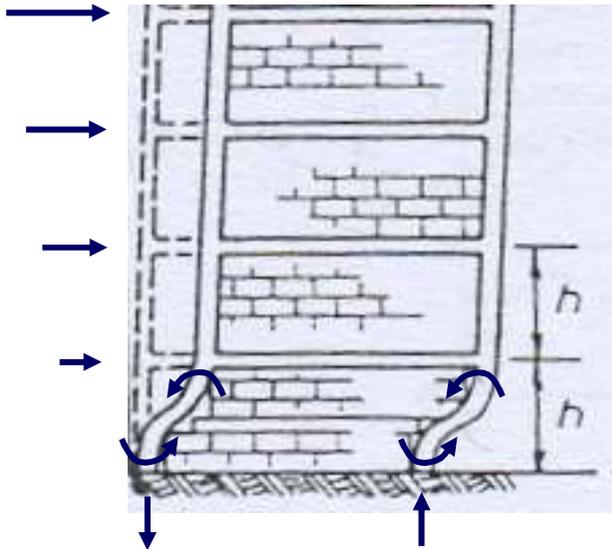


TELAI TAMPONATI IN MURATURA

Resistenza. Si possono verificare diversi meccanismi di collasso del telaio composto:

Telaio in c.a.

- Rottura a flessione composta nei pilastri
- Rottura a taglio dei pilastri



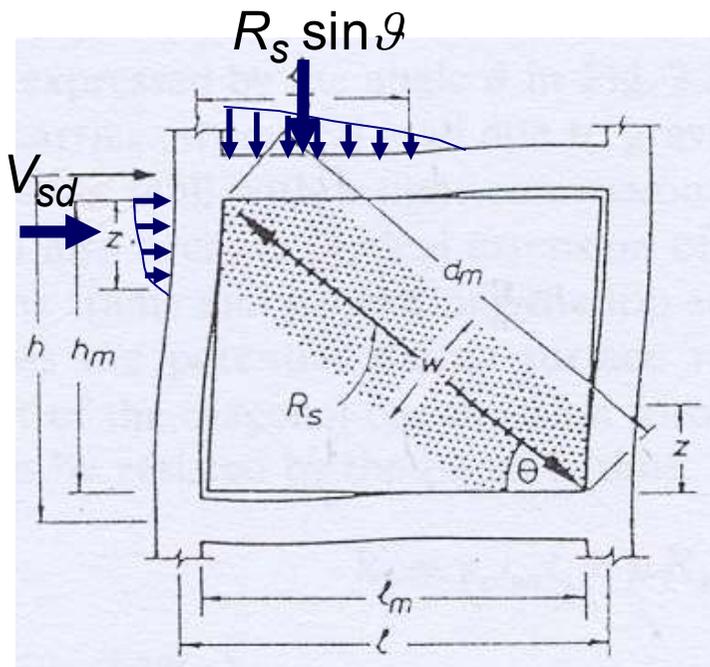
TELAI TAMPONATI IN MURATURA

Resistenza. *Rottura per scorrimento orizzontale pannello*

$$f_{vk} = f_{vok} + 0.4 \sigma$$

$$f_{vd} = f_{vk} / \gamma_m$$

R_s compressione nella diagonale



$$V_{Rd} = f_{vod} \cdot l_m t + \frac{0.4 R_s \sin \vartheta}{\gamma_m}$$

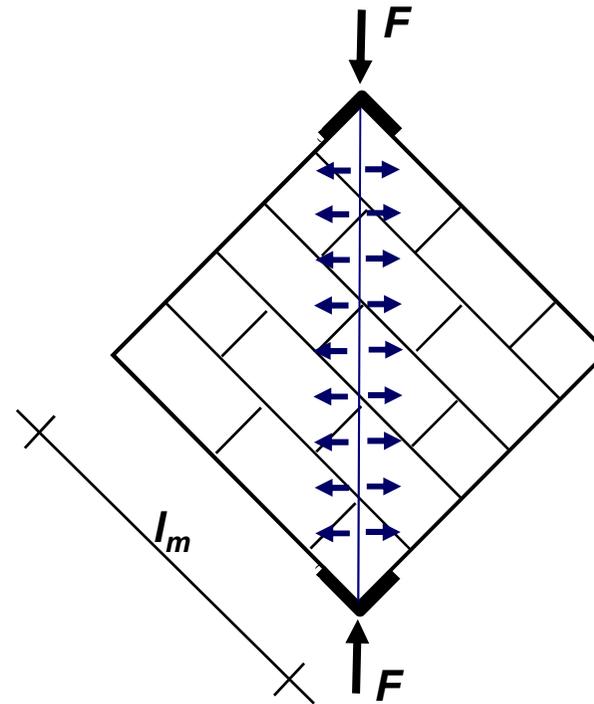
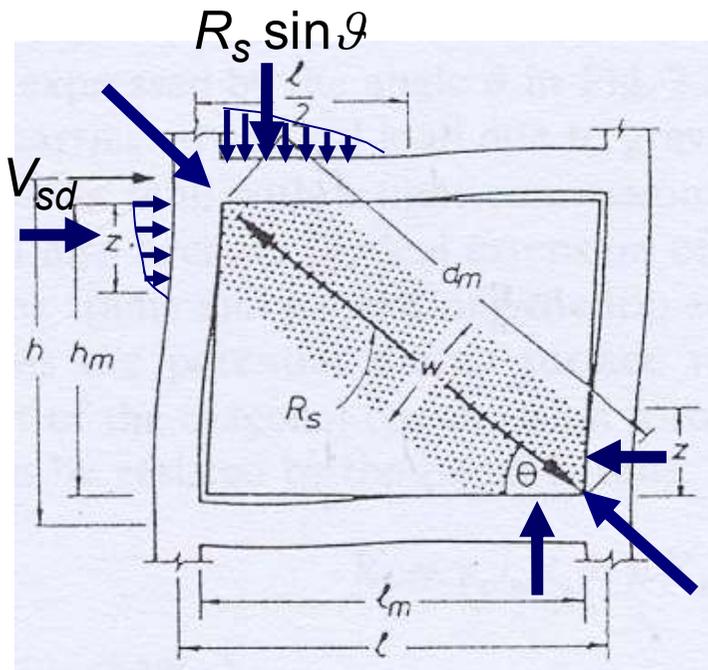
$$V_{sd} = R_s \cos \vartheta = R_s l_m / d_m$$

$$V_{sd} = V_{Rd} \quad R_s = \frac{f_{vod}}{1 - \frac{0.4}{\gamma_m} (h_m / l_m)} d_m t$$

$$V_{Rd} = f_{vod} \cdot t \left[l_m + \frac{0.4 h_m}{\gamma_m - 0.4 (h_m / l_m)} \right]$$

TELAI TAMPONATI IN MURATURA

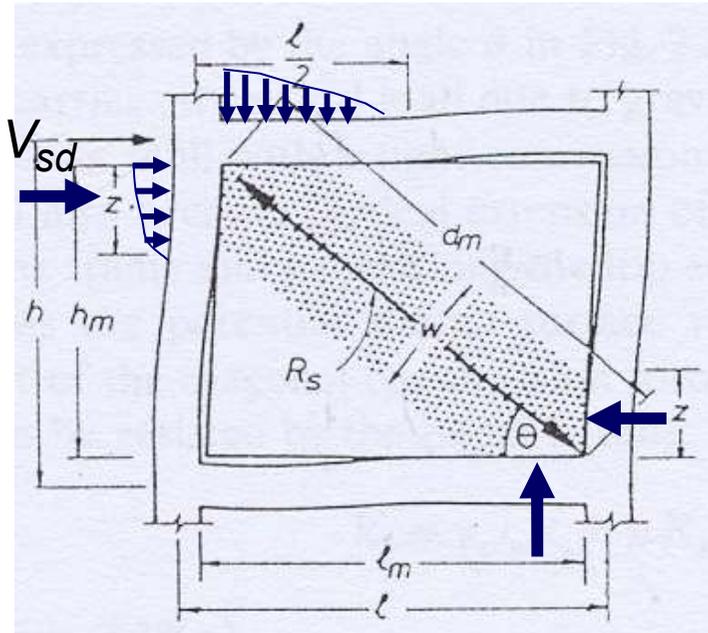
Resistenza. *Rottura diagonale per trazione pannello (fessurazione diagonale)*



$$V_{Rd} = \frac{f_{vod}}{0.6} l_m t$$

TELAI TAMPONATI IN MURATURA

Resistenza. *Rottura a schiacciamento locale spigoli tamponamento*



$$V_{Rd} = \frac{2}{3} z t f'_d \sec \vartheta$$

Paulay e Priestley

$$z = \frac{\pi}{2} \left(\frac{4 E_c I_c h_m}{E_m t \sin 2\vartheta} \right)^{0.25}$$

$$V_{Rd} = 0.8 f'_d \cos^2 \vartheta \left(\frac{E_c I_c h_m t^3}{E_m} \right)^{0.25}$$

Circ. 10.04.1997 n. 65/AA.GG.

f'_d = resistenza a compressione
muratura in direzione orizzontale

I = momento d'inerzia sezione pilastro

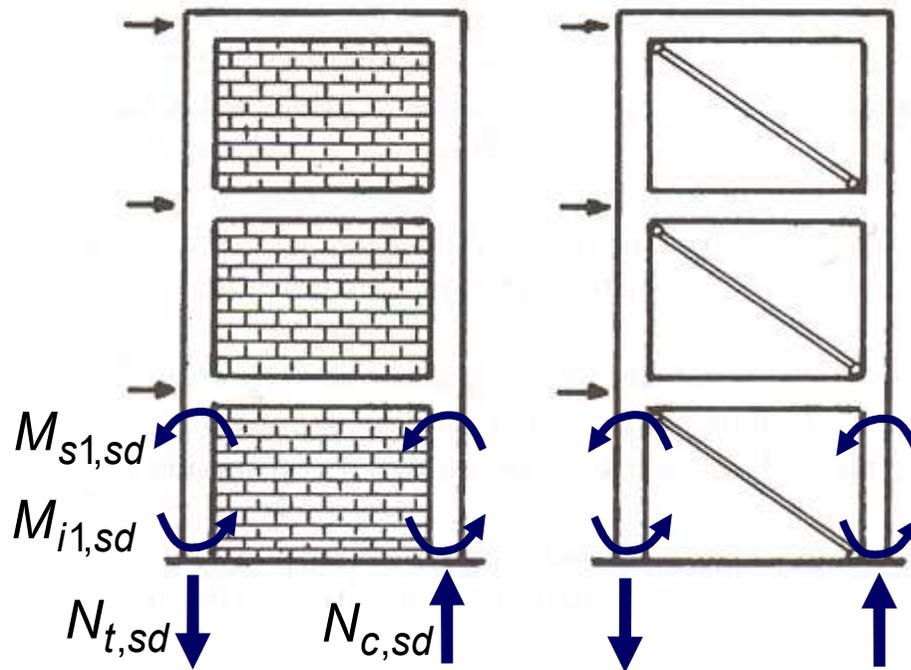
$E_{c/m}$ = modulo elastico cls/muratura

TELAI TAMPONATI IN MURATURA

Resistenza. *Rottura a flessione composta nei pilastri.*

Si calcolano le sollecitazioni assiali e i momenti flettenti nei pilastri considerando lo schema strutturale con i puntoni diagonali. I momenti vanno aumentati di

$$\frac{V_{Rd}^{pannello} \cdot h}{10}$$



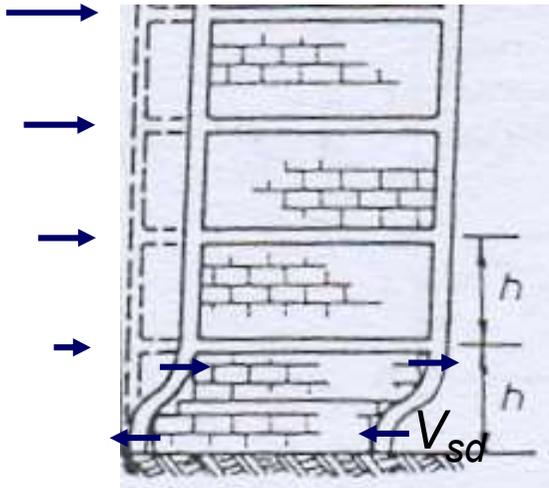
Si confrontano i valori agenti nel domino di interazione M-N di ciascuna sezione.

$$M_{sd}(N_{sd}) \leq M_{Rd}(N_{sd})$$

TELAI TAMPONATI IN MURATURA

Resistenza. *Rottura a taglio dei pilastri.*

La rottura a taglio dei pilastri non deve verificarsi prima che ceda per taglio il pannello. Quindi la sollecitazione tagliante che deve essere sopportata dal pilastro è uguale a quella ottenuta dall'analisi della struttura con i puntoni equivalenti più la resistenza a taglio del pannello.



$$V_{sd}^{telaio} = V_{sd}^{analisi} + V_{Rd}^{pannello}$$

$$V_{sd}^{telaio} \leq V_{Rd}^{telaio}$$

TELAJ TAMPONATI IN MURATURA

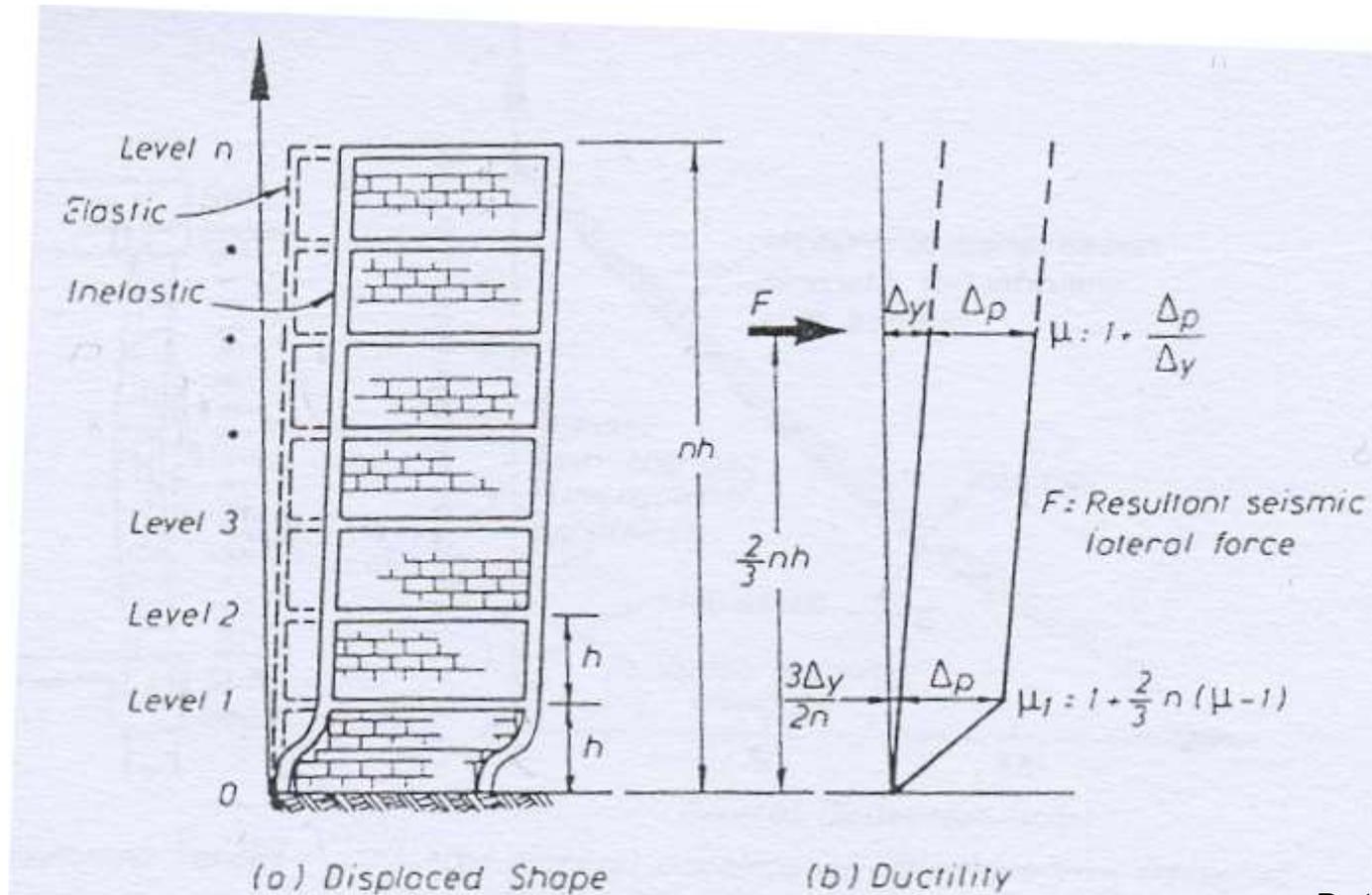
Duttilità. *E' necessario che le colonne compresse vengano adeguatamente confinate per un tratto pari alla lunghezza della potenziale cerniera plastica (la larghezza della parete composta).*

In queste condizioni il meccanismo di rottura che si forma per primo riguarda lo slittamento o la fessurazione diagonale del tamponamento del piano inferiore.

Questo comporta che per garantire un'adeguata duttilità globale alla struttura è necessario che il piano "debole" possieda un'elevata duttilità "locale" soprattutto per strutture con elevato numero di piani.

TELAJ TAMPONATI IN MURATURA

Duttilità.



Duttilità globale struttura

$$\mu = 1 + \frac{\Delta p}{\Delta y}$$

Spostamento allo snervamento piano primo

$$\Delta y_1 = \frac{3 \Delta y}{2n}$$

Duttilità "locale" primo piano

$$\mu_1 = \frac{\Delta y_1 + \Delta p}{\Delta y_1} = 1 + \frac{2}{3}n(\mu - 1)$$

TELAJ TAMPONATI IN MURATURA

Duttilità.

Duttilità "locale" primo piano

$$\mu_1 = \frac{\Delta y_1 + \Delta p}{\Delta y_1} = 1 + \frac{2}{3}n(\mu - 1)$$

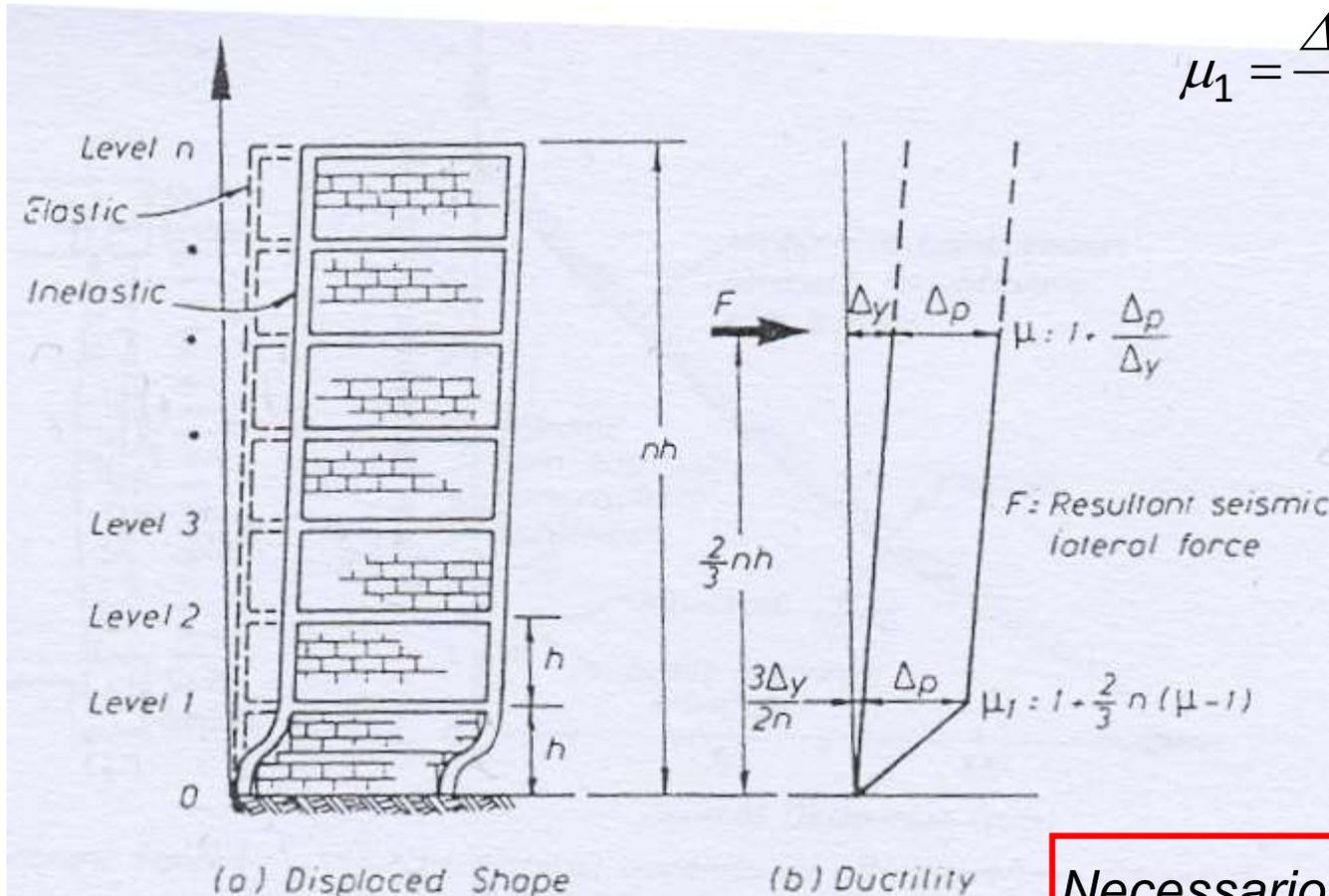
Per $n=4$ e $\mu=4$

↓

$\mu_1 = 9$

Impossibile ottenere un valore di duttilità locale così alto con questa struttura

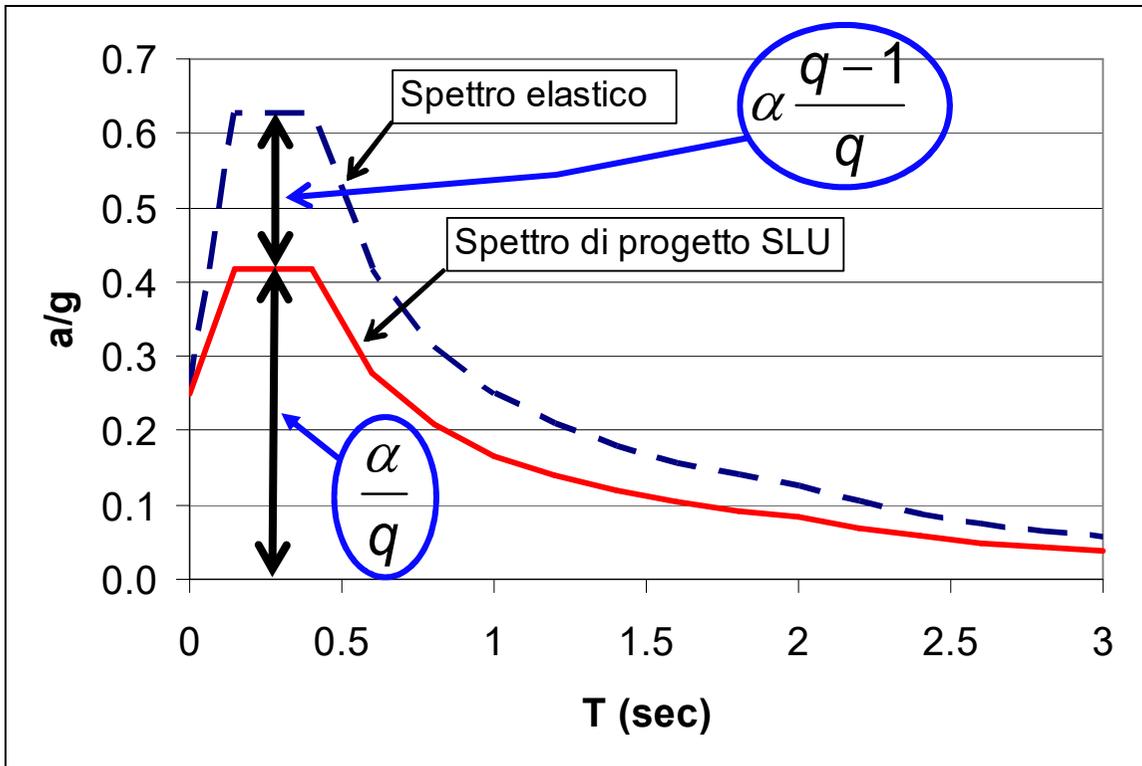
Necessario progettare per un livello di duttilità globale più basso $\mu=2$



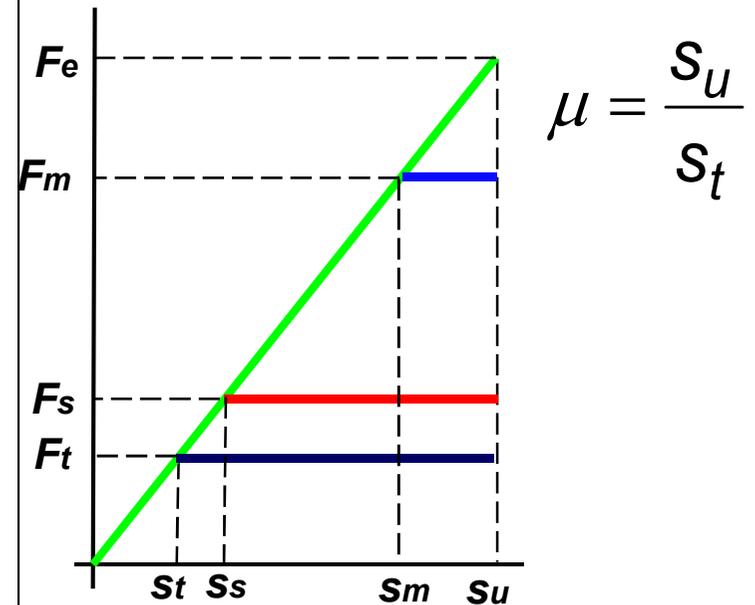
TELAI TAMPONATI IN MURATURA

Progetto. *Necessario considerare un fattore di struttura più basso e quindi una forza di progetto più elevata.*

Fattore di struttura

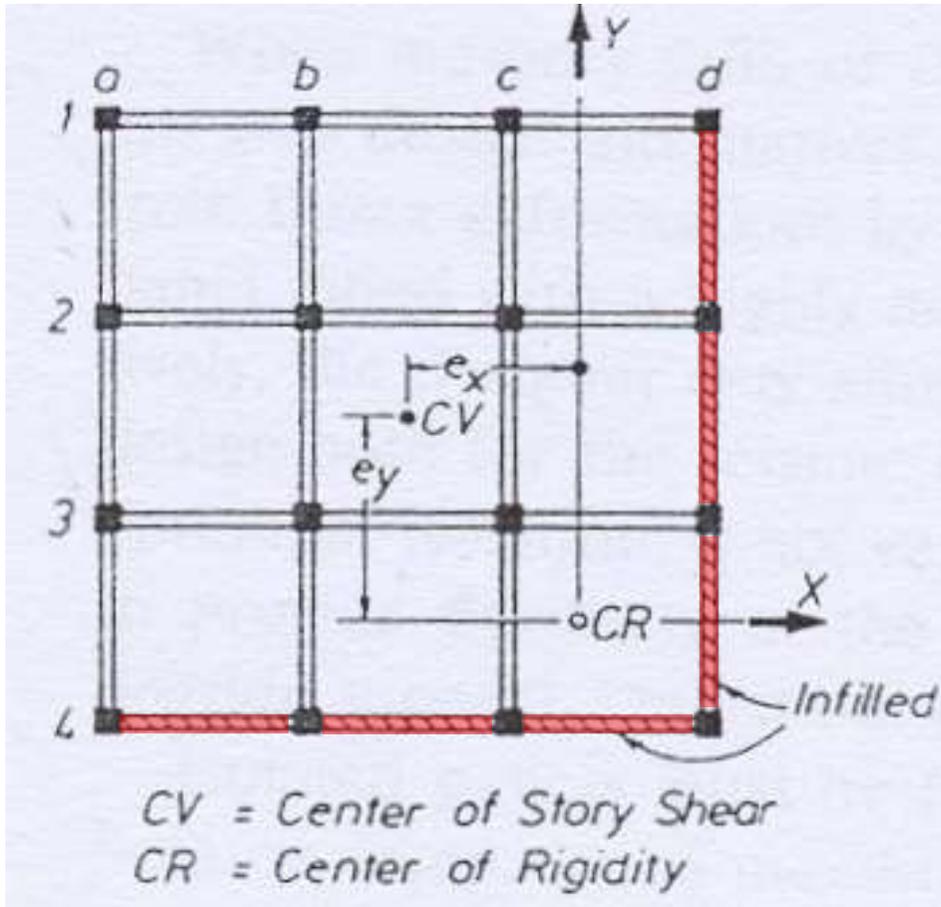


$$q = \underbrace{\mu}_{\text{Duttilità}} \underbrace{\alpha_u / \alpha_1}_{\text{Sovreresistenza}} \underbrace{k_R}_{\text{regolarità}}$$



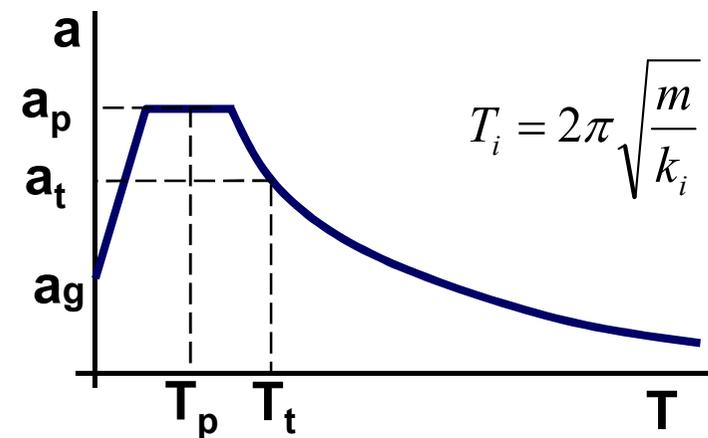
$$\mu = \frac{S_u}{S_t}$$

TELAI TAMPONATI IN MURATURA

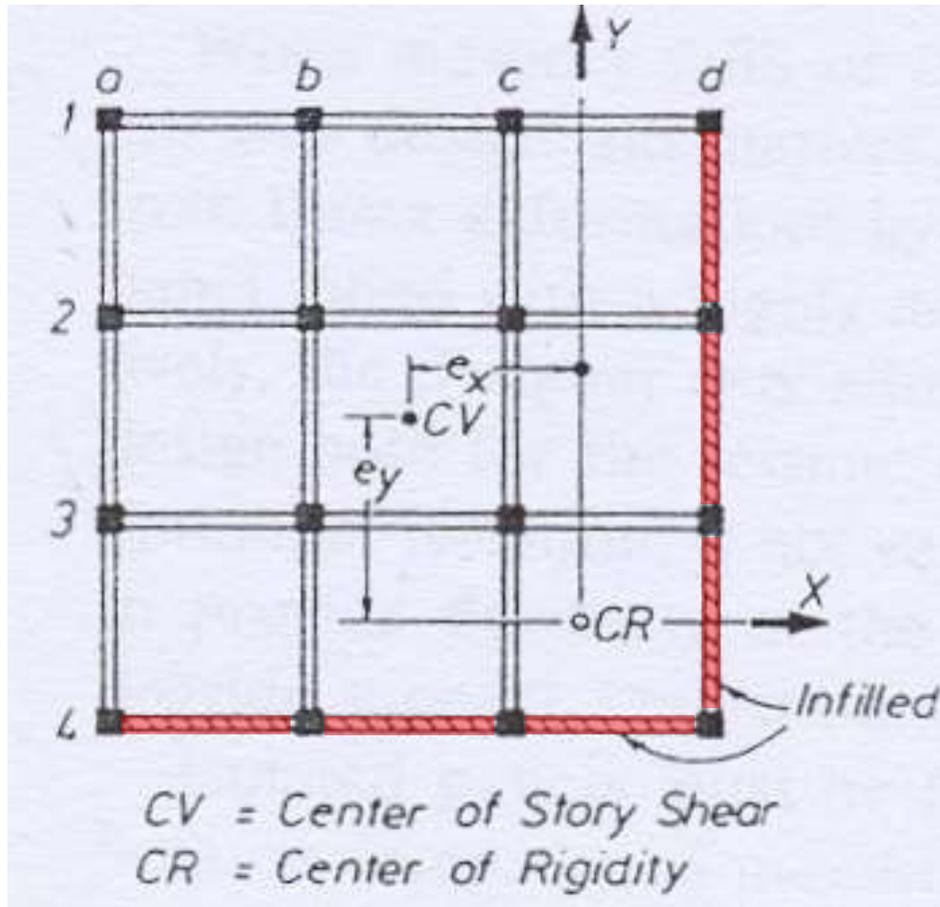


Esempio 1: *Struttura intelaiata in c.a. con tamponamenti lungo due lati adiacenti.*

- *Minore periodo proprio dovuto all'effetto irrigidente del tamponamento ($T_p < T_t$)*
- *Aumento azione sismica*



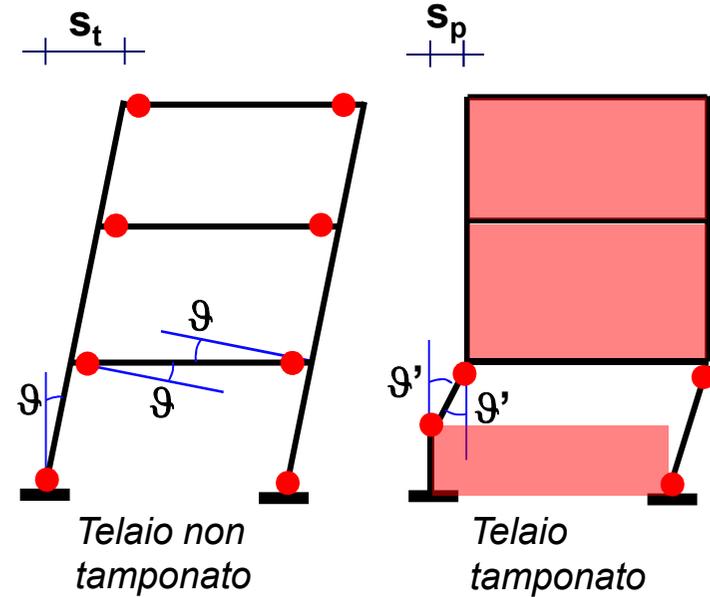
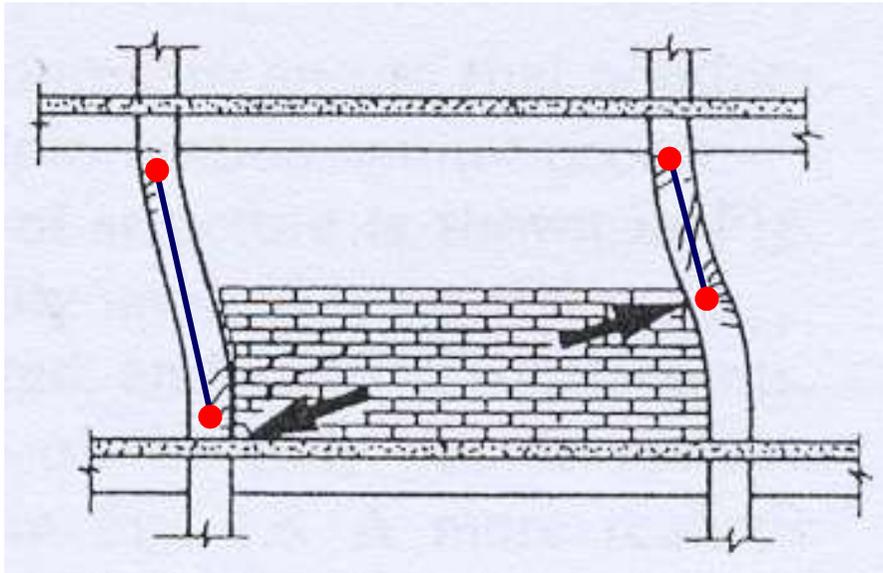
TELAI TAMPONATI IN MURATURA



Esempio 1.

- *Spostamento del centro di taglio (perdita simmetria)*
- *Maggiore impegno pareti tamponate e minore duttilità*
- *Risposta torsionale*
- *Azione tagliante viene assorbita principalmente dal tamponamento*

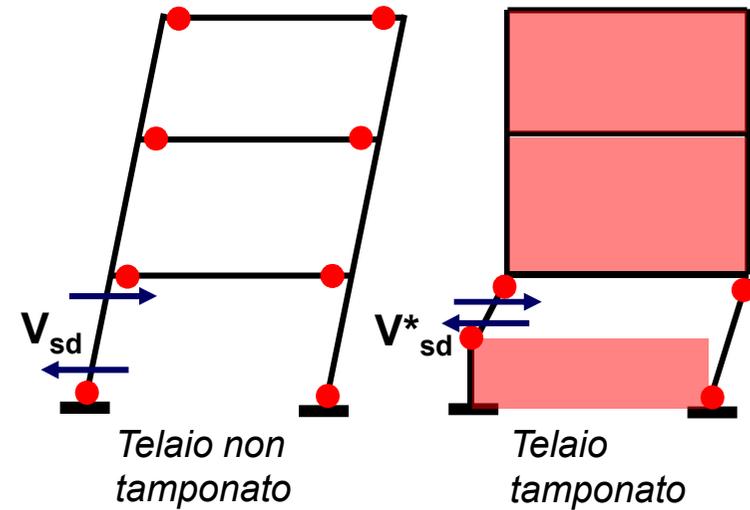
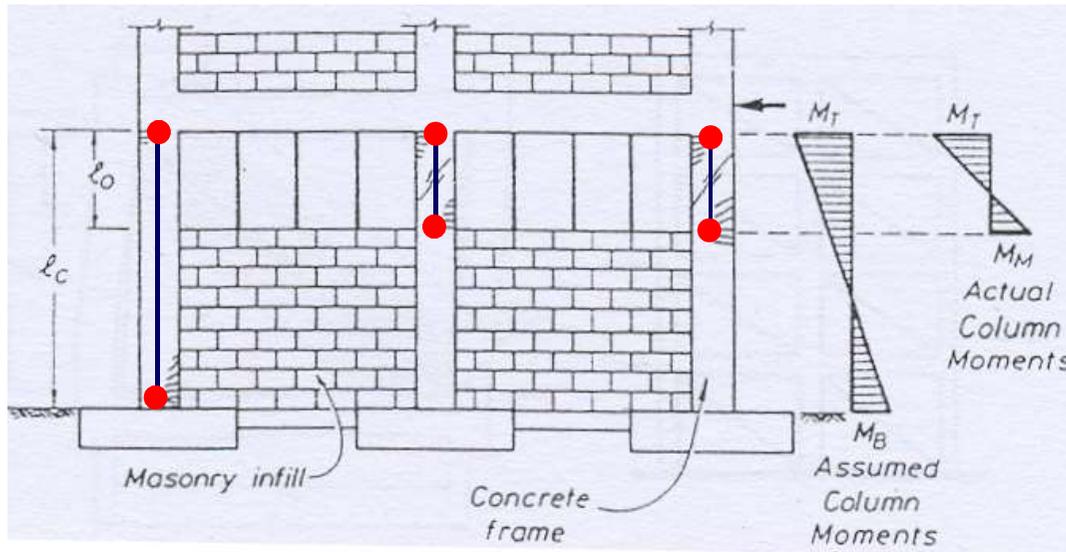
TELAI TAMPONATI IN MURATURA



Esempio 2. *Tamponamento non a tutta altezza.*

- *Aumento rigidezza e conseguente aumento forza sismica*
- *Notevole riduzione della duttilità*

TELAI TAMPONATI IN MURATURA



Esempio 2. Tamponamento non a tutta altezza.

- Grande aumento taglio nel pilastro

Telaio non tamponato
$$V_{sd} = \frac{M_T + M_B}{l_c}$$

$$V_{sd}^* \gg V_{sd}$$

Telaio tamponato
$$V_{sd}^* = \frac{M_T + M_M}{l_o}$$

- Supponendo di raggiungere la formazione delle cerniere plastiche nei pilastri, si ha nel pilastro tozzo

$$V_{sd}^* = V_{sd} \frac{l}{l_o} \gg V_{sd}$$