

Edifici in cemento armato

Dettagli costruttivi

Caltagirone, 6 maggio 2004

Nino Russo

QUELLI CHE S'INNAMORAN DI PRATICA SENZA SCIENZA SONO COME 'L NOCCHIERE, CH'ENTRA IN NAVILIO SENZA TIMONE O BUSSOLA, CHE MAI HA CERTEZZA DOVE SI VADA. SEMPRE LA PRATICA DEVE ESSERE EDIFICATA SOPRA LA BUONA TEORICA...

Leonardo da Vinci

Dettagli costruttivi

AL FINE DI RAGGIUNGERE IL DESIDERATO LIVELLO PRESTAZIONALE LA STRUTTURA DEVE POSSEDERE BUONI DETTAGLI COSTRUTTIVI.

L'IMPORTANZA DEI DETTAGLI COSTRUTTIVI NON PUO' ESSERE TRASCURATA SOPRATUTTO IN ZONA SISMICA. LE PRINCIPALI CAUSE DI DANNO NELLE STRUTTURE DOPO IL SISMA POSSONO ESSERE ATTRIBUITE AD UNA SCARSA CURA NEI DETTAGLI COSTRUTTIVI.

Sommario

- DISPOSIZIONI COSTRUTTIVE

- Travi
- Pilastri
- Pareti
- Pareti accoppiate e travi di accoppiamento

- CRITERI DI VERIFICA DEI NODI

- I SOLAI QUALI DIAFRAMMI -CRITERI DI VERIFICA DI ELEMENTI BI-DIMENSIONALI

- EFFETTI DEL SISMA SULLE PARTI NON STRUTTURALI

Disposizioni costruttive

(Art of Detailing)

Nel par. 5.2.3.7 dell'EC8 (2002) si legge:

(1)P La natura aleatoria delle azioni sismiche e del comportamento ciclico post-elastico delle strutture in calcestruzzo, comporta un aumento delle incertezze sulla configurazione strutturale, sulle analisi, sulla resistenza e sulla duttilità rispetto al caso non sismico. Per ridurre tali incertezze è necessario adottare delle misure.

(2)P L'incertezza sul valore di resistenza può essere dovuto ad errori geometrici. Al fine di minimizzare questi problemi si possono applicare le seguenti regole:

a) Le dimensioni minime degli elementi strutturali devono essere rispettate (5.5.1.2) per diminuire la sensibilità agli errori geometrici.

Disposizioni costruttive

(Art of Detailing)

- b) Il rapporto tra la dimensione minima e massima dell'elemento strutturale deve essere limitato per minimizzare i problemi di instabilità laterale.
- c) Gli spostamenti di interpiano devono essere limitati per limitare gli effetti $P-\Delta$ nelle colonne.
- d) Una percentuale dell'armatura superiore della trave nella sezione di appoggio deve essere prolungata per tutta la lunghezza della trave per tenere conto delle incertezze legate alla posizione del punto di inflessione.
- e) Una quantità di armatura deve essere disposta nelle zone critiche della trave per tenere conto dell'inversione dei momenti non mostrati dalle analisi.

Disposizioni costruttive

(Art of Detailing)

(3)P L'incertezza sulla duttilità può essere minimizzata se il progettista conferisce:

a) Una duttilità locale minima a tutti gli elementi strutturali principali, indipendentemente dalla classe di duttilità adottata nel progetto.

b) Una quantità minima di armatura per evitare rotture fragili.

c) Lo sforzo normale di progetto normalizzato limitato

$$v_d = \frac{N_{Sd}}{A_c f_{cd}}$$

Travi

Definibilità in funzione di v_d

- L'EC8 definisce le travi come elementi strutturali sollecitati da azioni trasversali e da uno sforzo normale v_d di progetto normalizzato pari ad:

$$v_d = \frac{N_{Sd}}{A_c f_{cd}} \leq 0.05$$

Per un calcestruzzo di classe $R_{ck} = 30\text{Mpa}$ e per una sezione 30x50:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0.83R_{ck}}{1.60} = \frac{0.83 \cdot 30}{1.60} = 15.6\text{Mpa} \Rightarrow N_{Sd} = 0.05 \cdot 150 \cdot 15.6 = 117\text{ kN}$$

- La circolare 10-4-1997, N. 65/AA. GG. definisce:

$$N_{Sd} \leq 0.05 A_c R_{ck} \chi \quad \text{con} \quad \chi \begin{cases} 1 & \text{per le t.a.} \\ 1.5 & \text{per gli s.l.} \end{cases}$$

$$N_{Sd} = 0.05 \cdot 150 \cdot 30 \cdot 1.5 = 337\text{ kN}$$

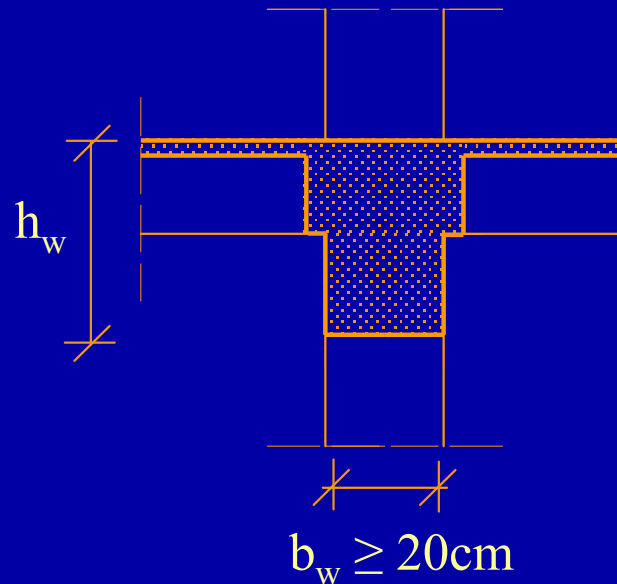
Travi

Limiti geometrici (par.5.5.2.1)

La larghezza della trave, b_w , non deve essere minore di 20 cm. Il rapporto b_w/h_w non deve essere minore di 0,25.

Travi a nervatura

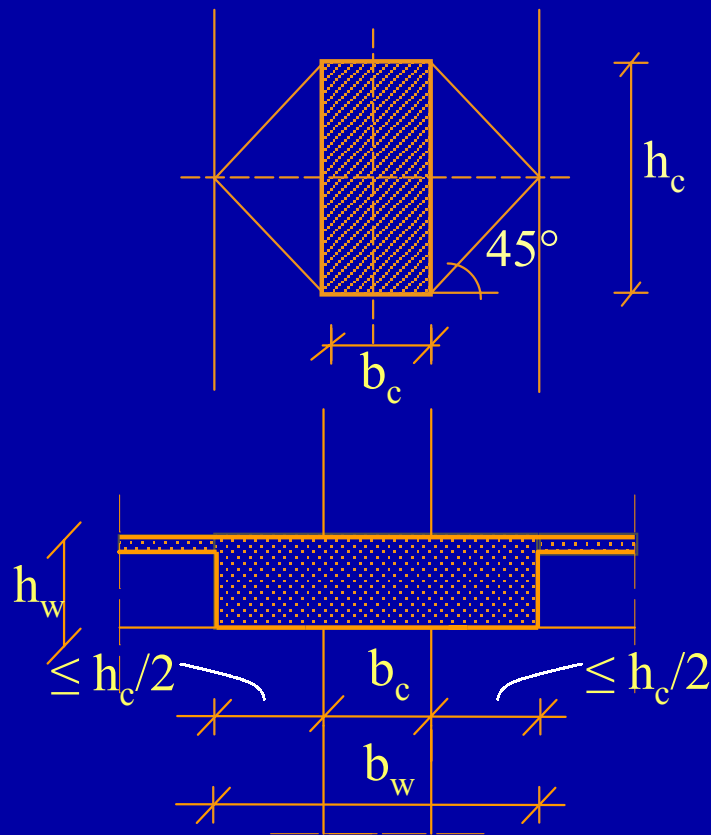
$$b_w \geq 0.25 h_w$$



Travi

Limiti geometrici (par.5.5.2.1)

Travi in spessore



Secondo OPCM (e circ. 10-4-1997,
N.65/AA. GG.):

$$b_w \leq b_c + h_c$$

Es. : $b_c = 30\text{cm}$ $h_c = 100\text{cm}$
 $b_w = 130\text{cm}$

Secondo EC8:

$$b_w \leq \min(b_c + h_w; 2b_c)$$

Es. : $b_c = 30\text{cm}$ $h_w = 25\text{cm}$
 $b_w \leq \min(30 + 25; 60) = 55\text{cm}$

Travi

DEFINIZIONE

- Se $L \geq 3h$

- Se $V_{Sd} \leq 4bd\tau_{Rd}$ $\tau_{Rd} = \frac{R_{ck}^{2/3}}{28}$

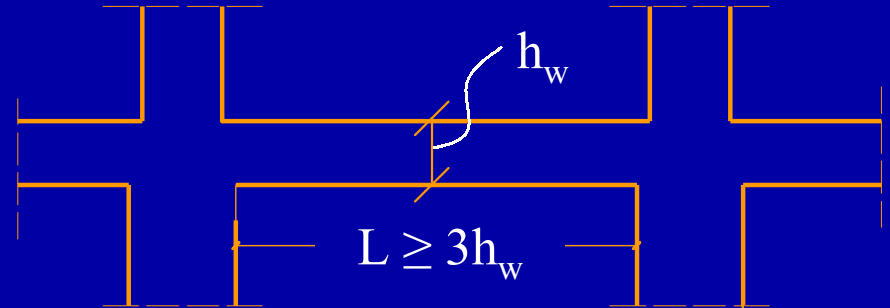


La trave è *snella o lunga* ALTRIMENTI

La trave è *tozza o corta* e il taglio deve essere assorbito da armatura ad X (vedi travi di accoppiamento o di collegamento par. 5.4.6 delle pareti da taglio)

Per una trave 30x50 ed un calcestruzzo di classe $R_{ck} = 30$ Mpa :

$$\tau_{Rd} = 0.34 \text{ Mpa} \quad V_{Sd} = 186 \text{ kN}$$



Travi

Armatura longitudinale (par. 5.5.2.2)

In ogni sezione della trave, il rapporto d'armatura al bordo superiore e quello al bordo inferiore deve essere compreso tra i seguenti limiti:

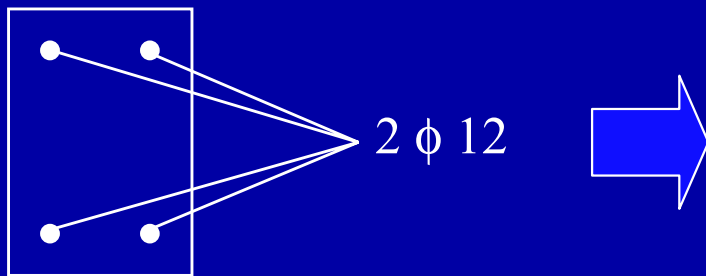
$$\frac{1.4}{f_{yk}} \leq \rho \leq \frac{7}{f_{yk}}$$

Dove: $\rho = A_s / b_w h_w$ rapporto geometrico di armatura

Es. Per un acciaio FeB44k: $0.32\% \leq \rho \leq 1.59\%$ \longrightarrow

Una trave 30x50 deve avere un'armatura minima di 4.77 cm^2 ($2\phi 16 + 1\phi 12$)

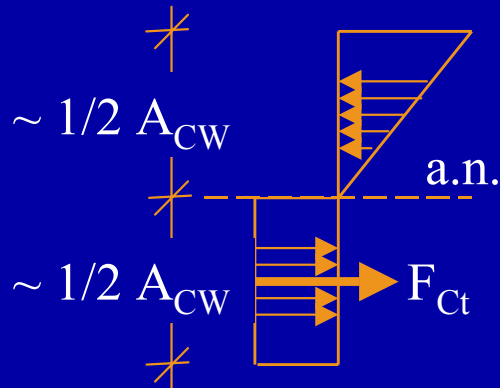
Armatura minima superiore ed inferiore consentita: $2 \phi 12$ ($2\phi 14$ in EC8)



Se $b_w = b_{wmin} = 20 \text{ cm}$
 $h_w \approx 36 \text{ cm}$

Travi

$$\text{Giustificazione di } \rho_{\min} = \frac{1.4}{f_{yk}}$$



Si considera una sezione nel I stadio:

$$F_{ct} \cong f_{ctm} \cdot \frac{1}{2} A_{cw} = A_S f_{yk}$$

$$\rho = \frac{A_S}{A_{cw}} = \frac{1}{2} \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = \frac{1.4}{f_{yk}} \quad f_{ctm} = 2.8 \text{ Mpa}$$

$$f_{ctm} = 0.3 f_{ck}^{2/3}$$

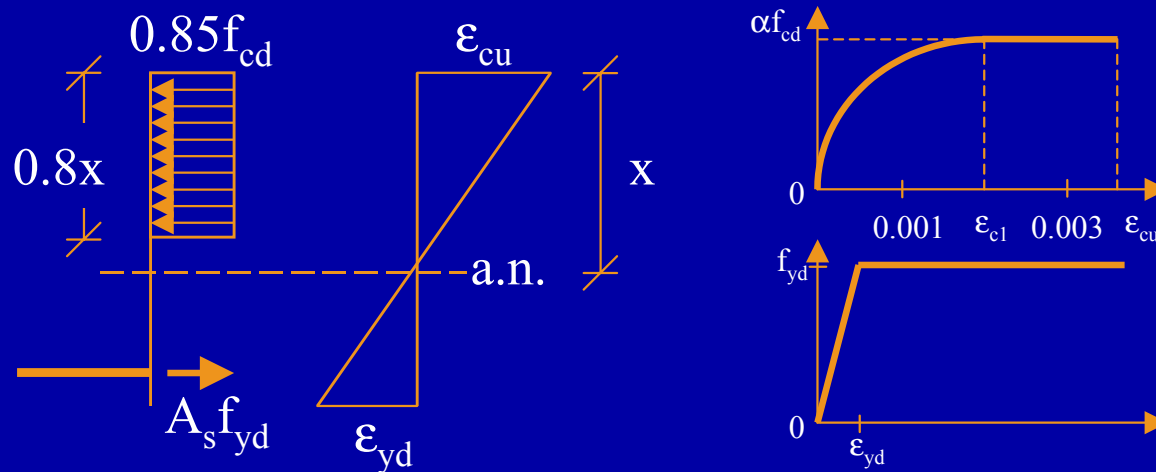
$$f_{ck} = \left(\frac{2.8}{0.3} \right)^{3/2} = 28.5 \text{ Mpa}$$

$$R_{ck} = \frac{28.5}{0.83} = 34.4 \text{ Mpa}$$

Travi

Giustificazione di $\rho_{\max} = \frac{7}{f_{yk}}$

Si considera una sezione nel III stadio:



$$0.85 f_{cd} \cdot 0.8x \cdot b = A_s f_{yd}$$

$$\epsilon_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \cdot \frac{1}{E_s} = \frac{440}{1.15} \cdot \frac{1}{206000} = 1.82 \text{ ‰}$$

$$\frac{x}{d} = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{yd}} = \frac{3.5}{3.5 + 1.82} = 0.658$$

$$0.85 \cdot 0.8 \cdot 0.658 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{A_s}{bd} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \Rightarrow 0.45 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \rho \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

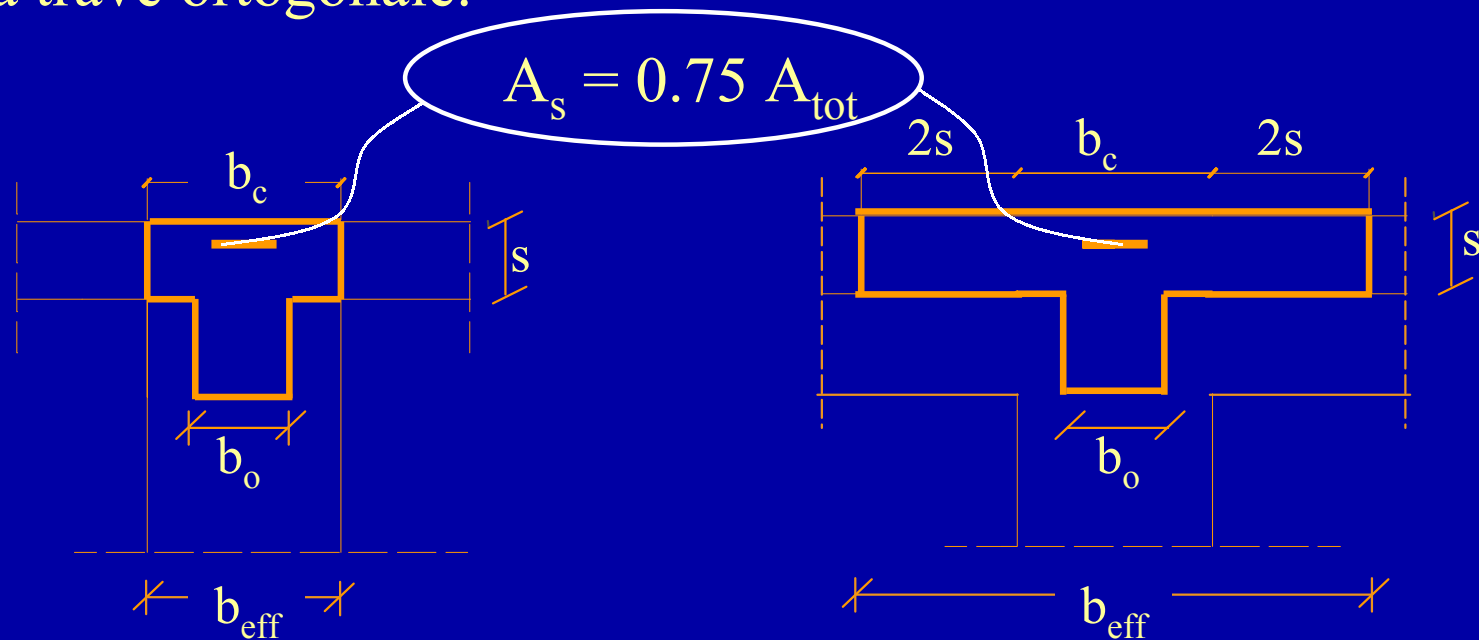
$$\rho_{\max} = 0.45 \frac{f_{ck}}{1.6} \cdot 1.15 \cdot \frac{1}{f_{yk}} = \frac{0.32 f_{ck}}{f_{yk}} = \frac{7}{f_{yk}}$$

$$f_{ck} = 21.88 \text{ Mpa} \Rightarrow R_{ck} = 26.74 \text{ Mpa}$$

Travi

Armatura longitudinale superiore (par.5.5.2.2)

L'armatura superiore per il momento negativo alle estremità delle travi deve essere contenuta per almeno il 75% entro la larghezza dell'anima e comunque 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.

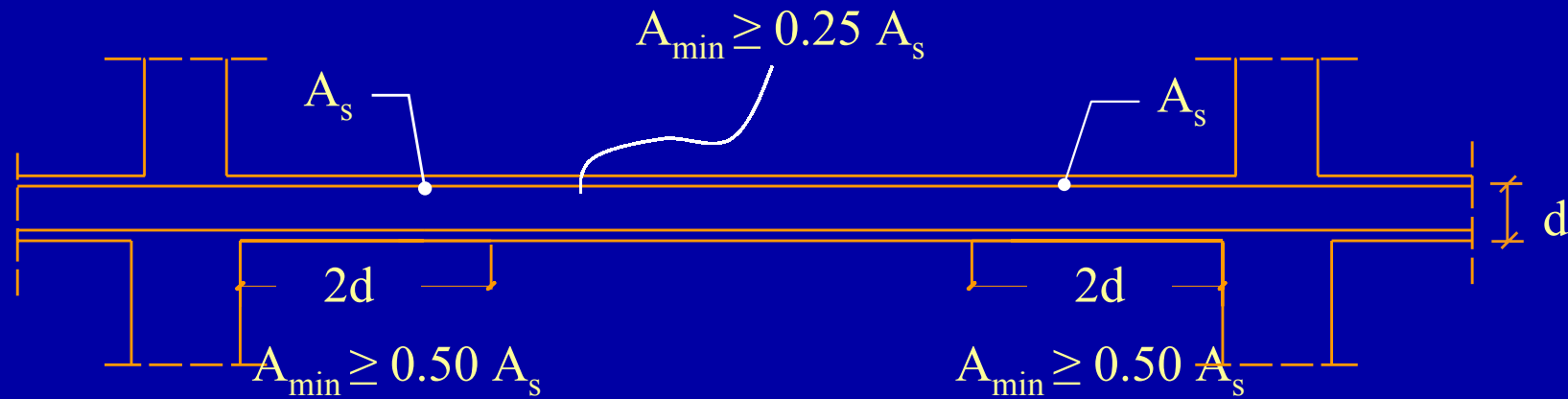


In assenza di trave
trasversale

In presenza di trave
trasversale

Travi

Armatura longitudinale superiore (par.5.5.2.2)



SI RICHIEDE :

- In corrispondenza del pilastro una percentuale di armatura compressa non minore della metà dell'armatura tesa nella stessa sezione
- In corrispondenza del bordo superiore della trave una quantità di armatura pari almeno ad un quarto dell'armatura superiore

Travi

Considerazioni sul diagramma del momento flettente

Le combinazioni di carico da usare in presenza di sisma e per soli carichi verticali sono:

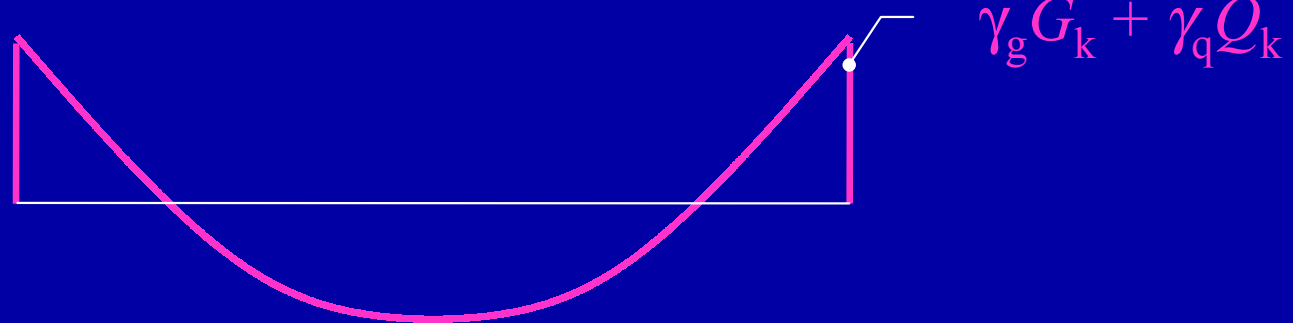
$$\gamma_1 E + G_k + \psi_2 Q_k$$

Sisma

$$\gamma_g G_k + \gamma_q Q_k$$

Carichi verticali

Diagramma
momento



Travi

Considerazioni sul diagramma del momento flettente

Le combinazioni di carico da usare in presenza di sisma e per soli carichi verticali sono:

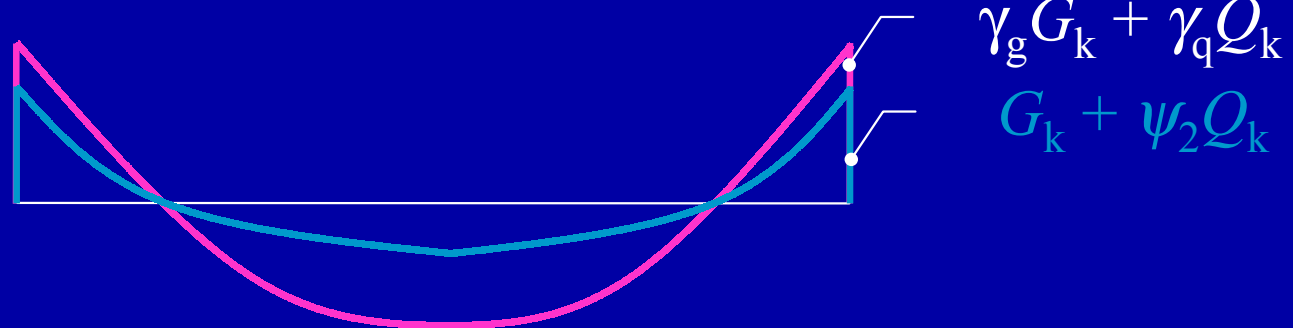
$$\gamma_I E + G_k + \psi_2 Q_k$$

Sisma

$$\gamma_g G_k + \gamma_q Q_k$$

Carichi verticali

Diagramma
momento



Travi

Considerazioni sul diagramma del momento flettente

Le combinazioni di carico da usare in presenza di sisma e per soli carichi verticali sono:

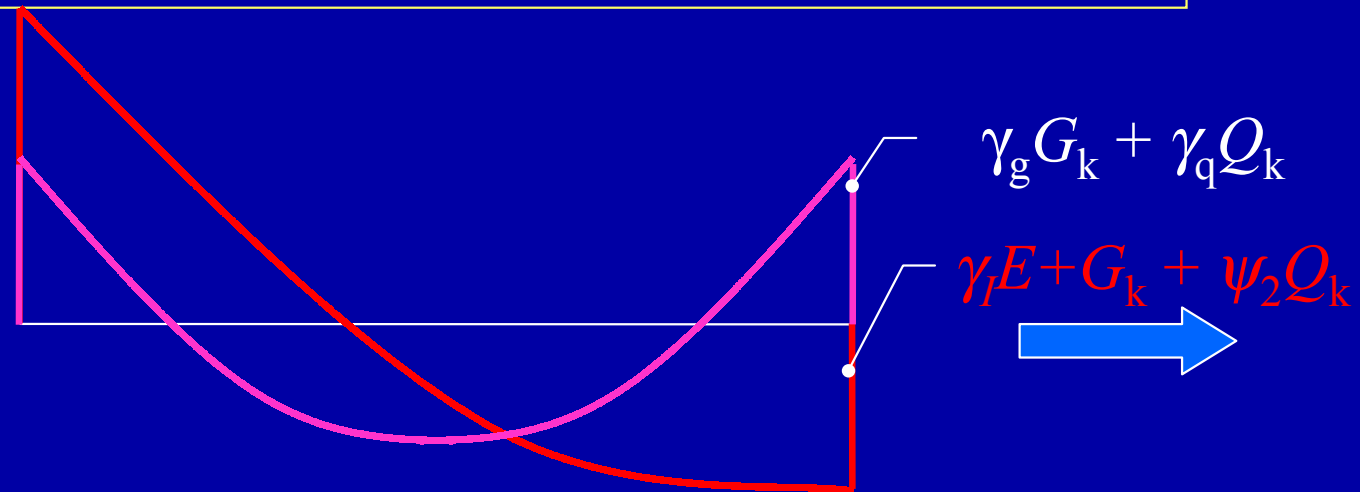
$$\gamma_I E + G_k + \psi_2 Q_k$$

Sisma

$$\gamma_g G_k + \gamma_q Q_k$$

Carichi verticali

Diagramma
momento



Travi

Considerazioni sul diagramma del momento flettente

Le combinazioni di carico da usare in presenza di sisma e per soli carichi verticali sono:

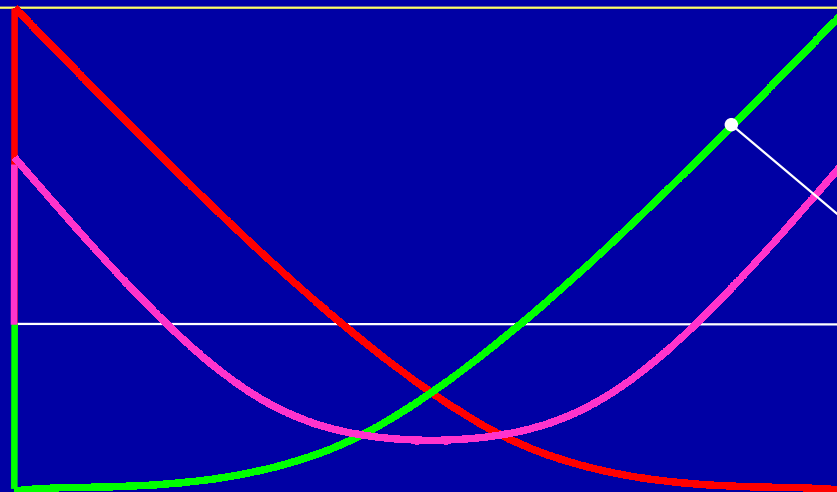
$$\gamma_I E + G_k + \psi_2 Q_k$$

$$\gamma_g G_k + \gamma_q Q_k$$

Sisma

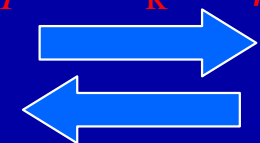
Carichi verticali

Diagramma
momento



$$\gamma_g G_k + \gamma_q Q_k$$

$$\gamma_I E + G_k + \psi_2 Q_k$$



Travi

Considerazioni sul diagramma del momento flettente

L'EC2 nel par. 4.3.2.1 indica che l'armatura longitudinale deve essere dimensionata per resistere al M_{Sd} amplificato di una quantità:

$$M_{Sd}(V) = M_{Sd} + V_{Sd} \cdot a_1$$

Dove:

- $a_1 = 0.9d(1 - \cotg\alpha)/2 \geq 0$ se l'armatura a taglio è calcolata secondo il metodo normale, essendo α l'angolo formato dall'armatura a taglio con l'asse longitudinale (*se $\alpha = 90^\circ$ $a_1 = 0.45 d$*).
- $a_1 = 0.9d(\cotg\theta - \cotg\alpha)/2 \geq 0$ se l'armatura a taglio è calcolata secondo il metodo dell'inclinazione variabile del traliccio, essendo θ l'angolo delle bielle di calcestruzzo con l'asse longitudinale (*se $\theta = 45^\circ$ $\alpha = 90^\circ$ $a_1 = 0.45 d$*).

Travi

Armatura longitudinale: osservazione

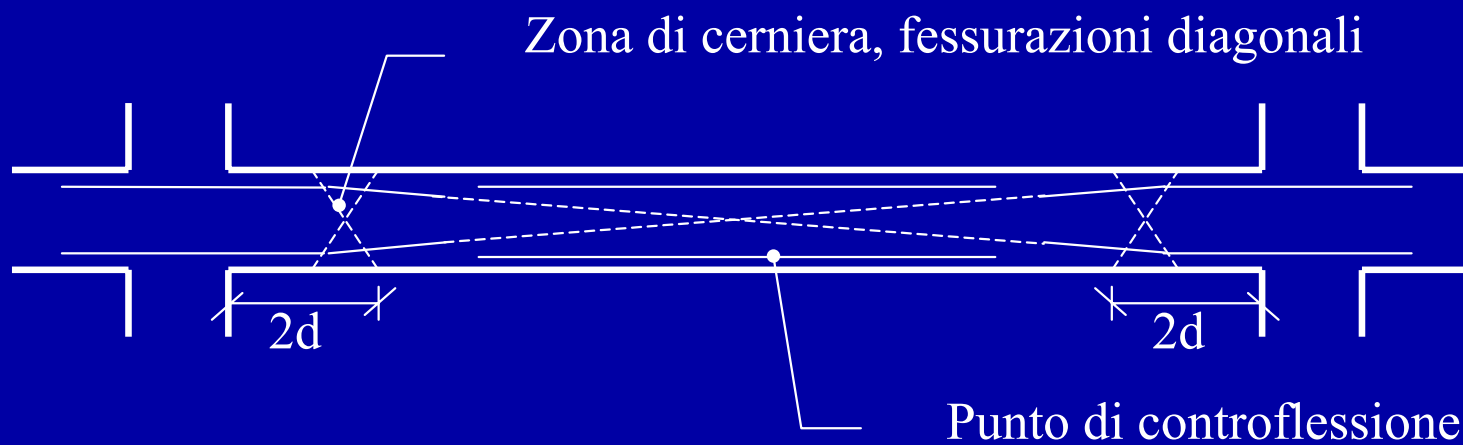
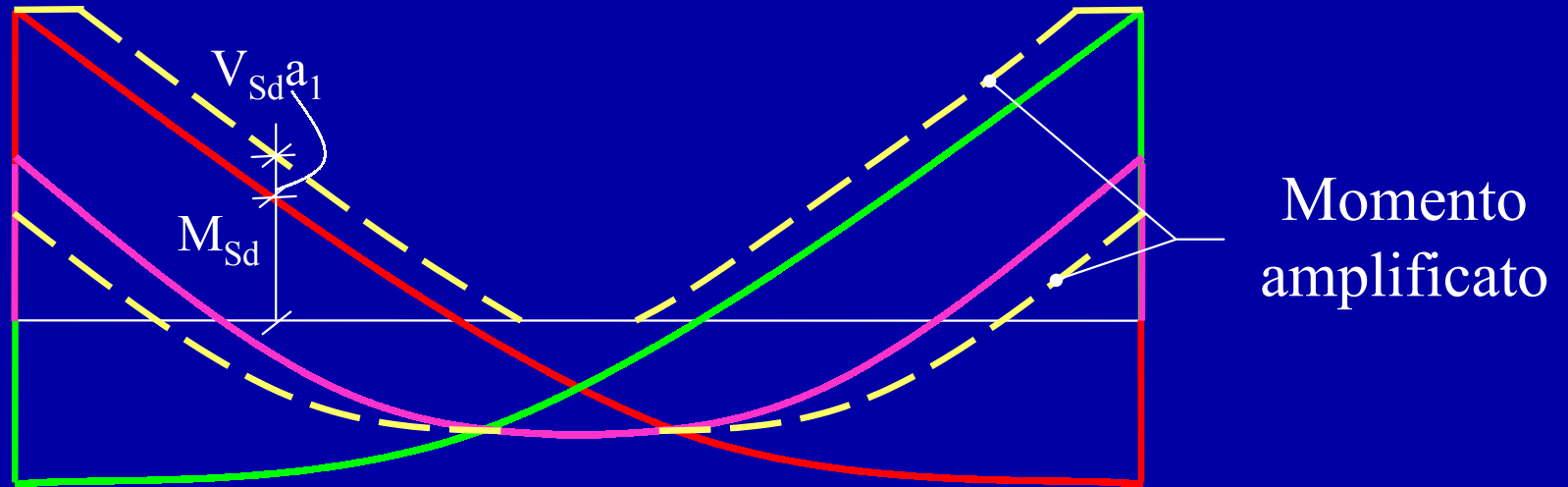


Fig. tratto da Dowrick "Progettazione antisismica"

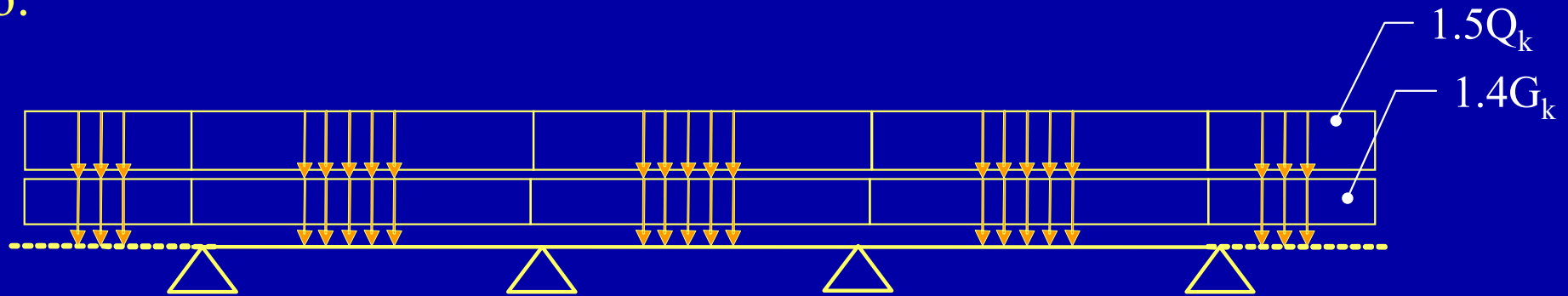
Travi

Momento flettente in campata per soli c.v.

OSSERVAZIONE:

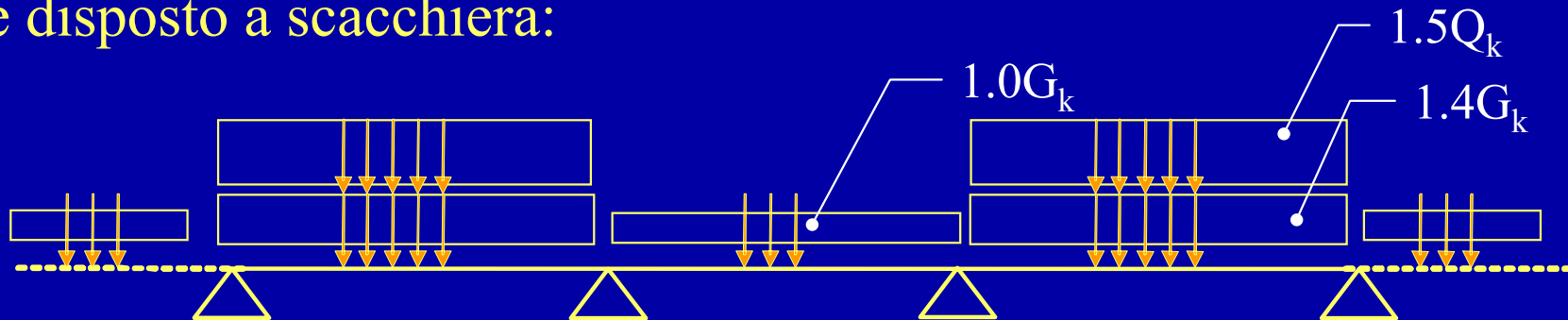
E' consuetudine calcolare il momento in campata per la combinazione di carico:

1



In realtà per massimizzare il momento in campata il carico dovrebbe essere disposto a scacchiera:

2



Travi

Momento flettente in campata per soli c.v.

Per la combinazione di carico 2 il momento sull'appoggio minM ed il momento in campata maxM valgono rispettivamente:

$$\min M = -\frac{1}{24}(1.4G_k + 1.0G_k)L^2 - \frac{1}{24}1.5Q_kL^2$$

$$\max M = \frac{1}{8}(1.4G_k + 1.5Q_k)L^2 - \frac{1}{24}(2.4G_k + 1.5Q_k)L^2 = \frac{1}{24}(1.8G_k + 3Q_k)L^2$$

Per la combinazione di carico 1 il momento in campata:

$$\max M = \frac{1}{\mu}(1.4G_k + 1.5Q_k)L^2$$

Travi

Momento flettente in campata per soli c.v.

Eguagliando i momenti calcolati secondo le due diverse condizioni di carico si valuta il coefficiente μ del momento in campata:

$$\max M = \frac{1}{24} (1.8G_k + 3Q_k) L^2 = \frac{1}{\mu} (1.4G_k + 1.5Q_k) L^2$$

$$\mu = 24 \frac{1.4G_k + 1.5Q_k}{1.8G_k + 3Q_k} = 24 \frac{1.4G_k / Q_k + 1.5}{1.8G_k / Q_k + 3}$$

Per una trave 30x50, portante un solaio di luce $L=4,00$ m, caricata con : $G_k=5$ kN/m², $Q_k=2.0$ kN/m²

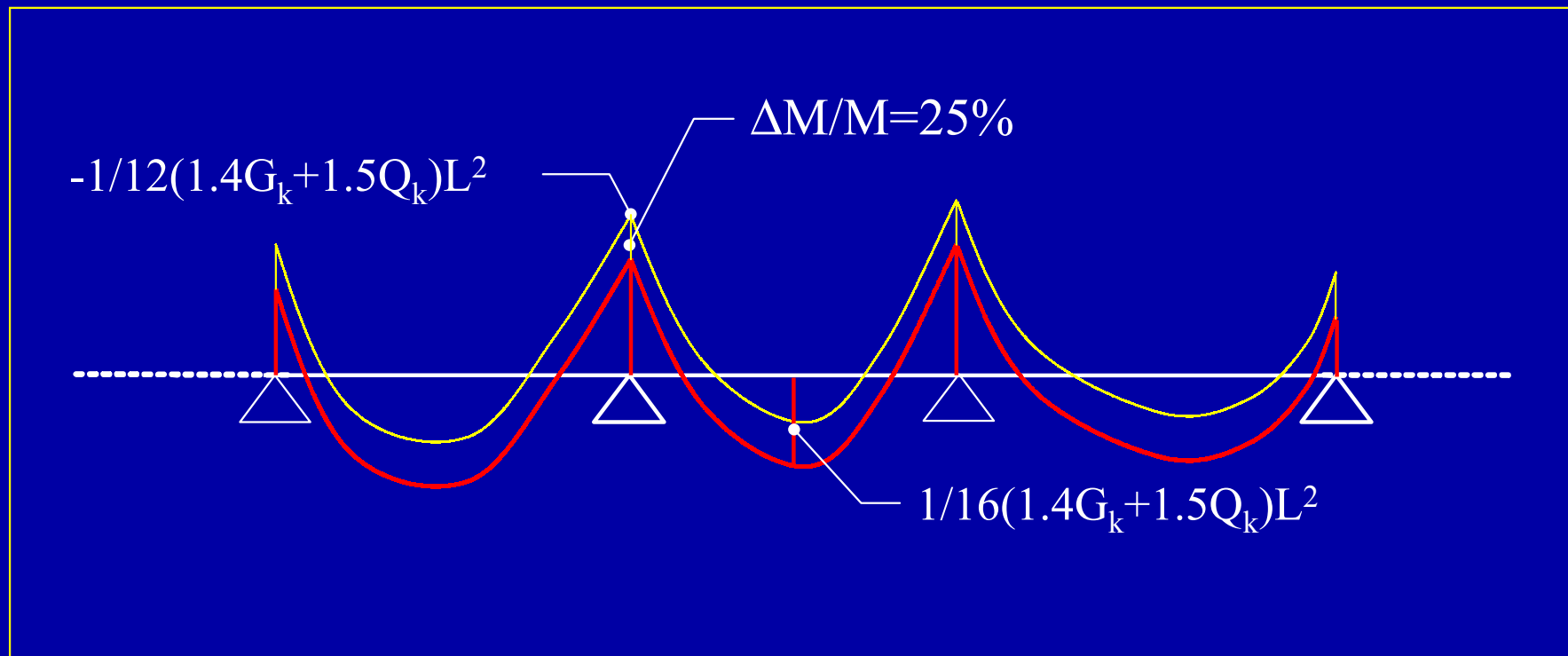


$$\mu \approx 16$$

Travi

Momento flettente in campata per soli c.v.

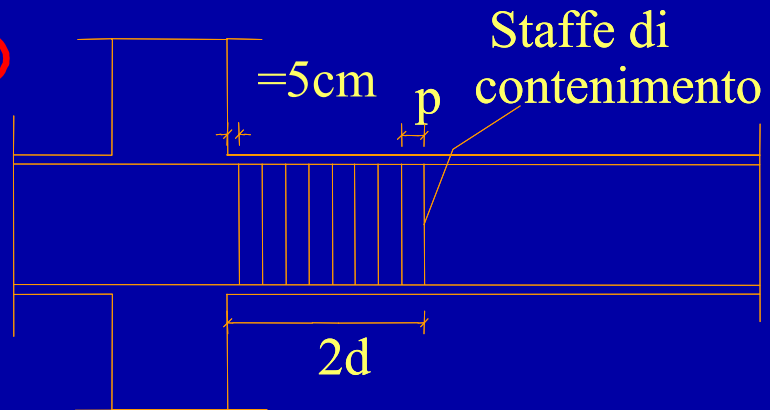
Con una redistribuzione del momento nello schema 1:



Travi

Armatura trasversale (par.5.5.2.3)

DC "A"

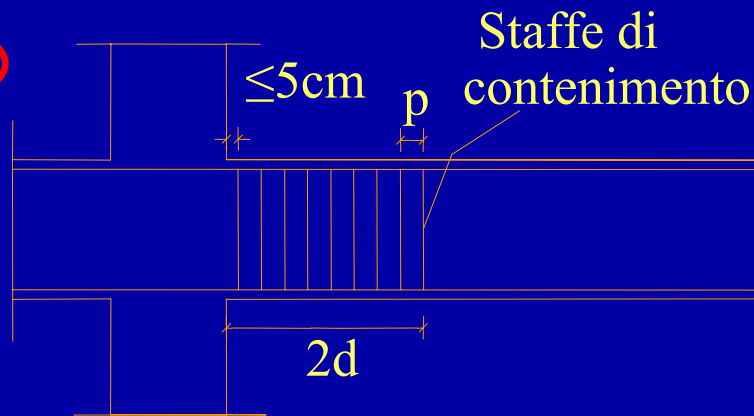


$$p \leq \min\left(\frac{d}{4}, 15cm, 6\phi_L\right)$$

Travi

Armatura trasversale (par.5.5.2.3)

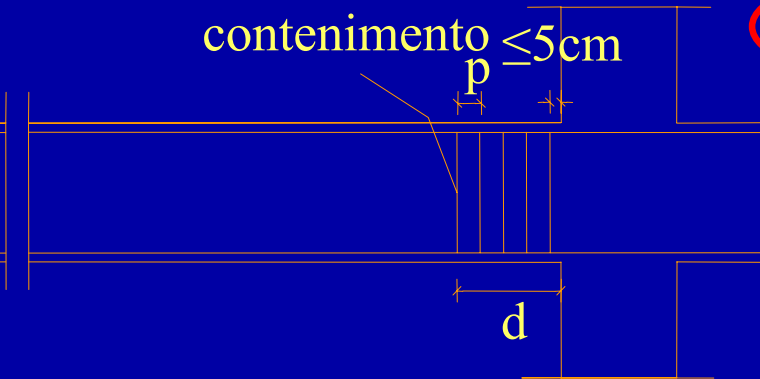
DC "A"



$$p \leq \min\left(\frac{d}{4}, 15\text{cm}, 6\phi_L\right)$$

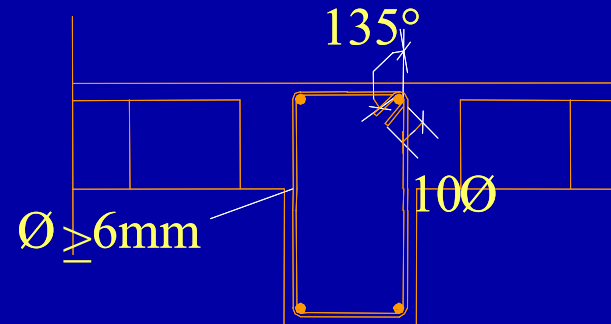
Staffe di
contenimento $\leq 5\text{cm}$

DC "B"



$$p \leq \min\left(\frac{d}{4}, 15\text{cm}, 6\phi_L\right)$$

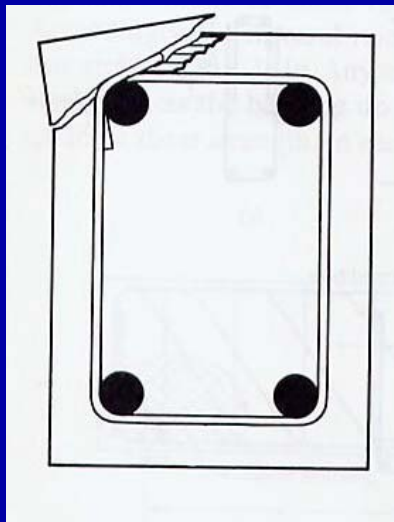
Per entrambe le classi
l'armatura trasversale deve
possedere questi requisiti:



Travi

Armatura trasversale: Osservazione

La resistenza a taglio della trave viene valutata con modelli a traliccio, in cui le staffe sono le armature necessarie a conferire alla trave tale resistenza. La staffa deve essere in grado di sviluppare la resistenza richiesta per tutta l'altezza compresa tra l'armatura longitudinale superiore ed inferiore. A tale scopo le barre longitudinali devono passare attraverso il gancio della staffa in modo da potere ripartire il carico concentrato trasmesso dalla staffa. Inoltre è essenziale che la piega sia a 135° .



Per un ancoraggio insufficiente (piega a 90°) il ricoprimento della trave può essere espulso (spalling).

Pilastrì

Limiti geometrici (par.5.5.3.1)

La dimensione minima della sezione trasversale non deve essere inferiore a 30 cm. Il rapporto tra i lati minimo e massimo della sezione trasversale non deve essere inferiore a 0,3. In caso contrario l'elemento sar\`a assimilato alle pareti portanti trattate in 5.5.5.



$$b_{\min} \geq 30\text{cm}$$

$$\frac{b_{\min}}{b_{\max}} \geq 0.3 \quad \underline{\text{ALTRIMENTI}} \quad \text{parete}$$



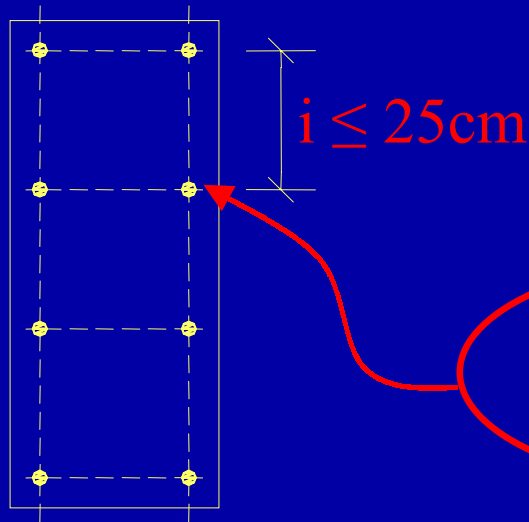
30 x 100 pilastro

30 x 110 parete

Pilastrì

Armatura longitudinale (par.5.5.3.2)

La percentuale di armatura longitudinale deve essere compresa tra:



$$1\% \leq \frac{A_S}{A_C} \leq 4\%$$

A_S area totale dell'armatura longitudinale

A_C area della sezione lorda del pilastro

Conferimento di una minima resistenza a trazione

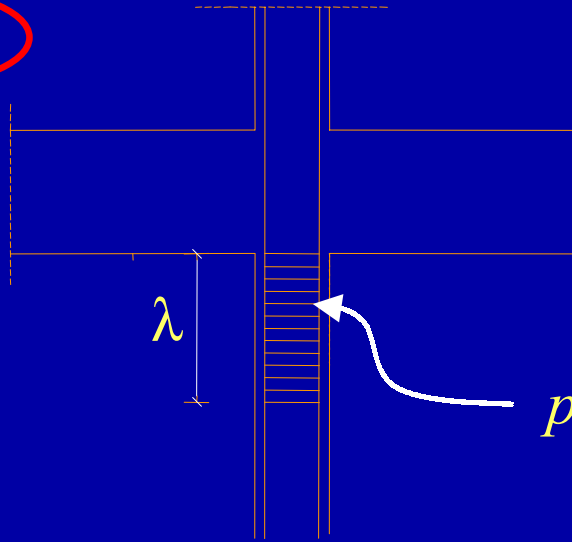
Conferimento di un'adeguata capacità di rotazione plastica delle regioni critiche

Con queste prescrizioni: pilastro 30 x 60 ha almeno 6 ϕ 20

Pilastrì

Armatura trasversale (par.5.5.3.3)

DC "A"



$$\lambda = \max\left(b_{\max}, \frac{H}{6}, 45\text{cm}\right)$$

$$p = \left(\frac{b_{\min}}{4}, 15\text{cm}, 6\phi_L\right)$$

Conferire
un'adeguata duttilità

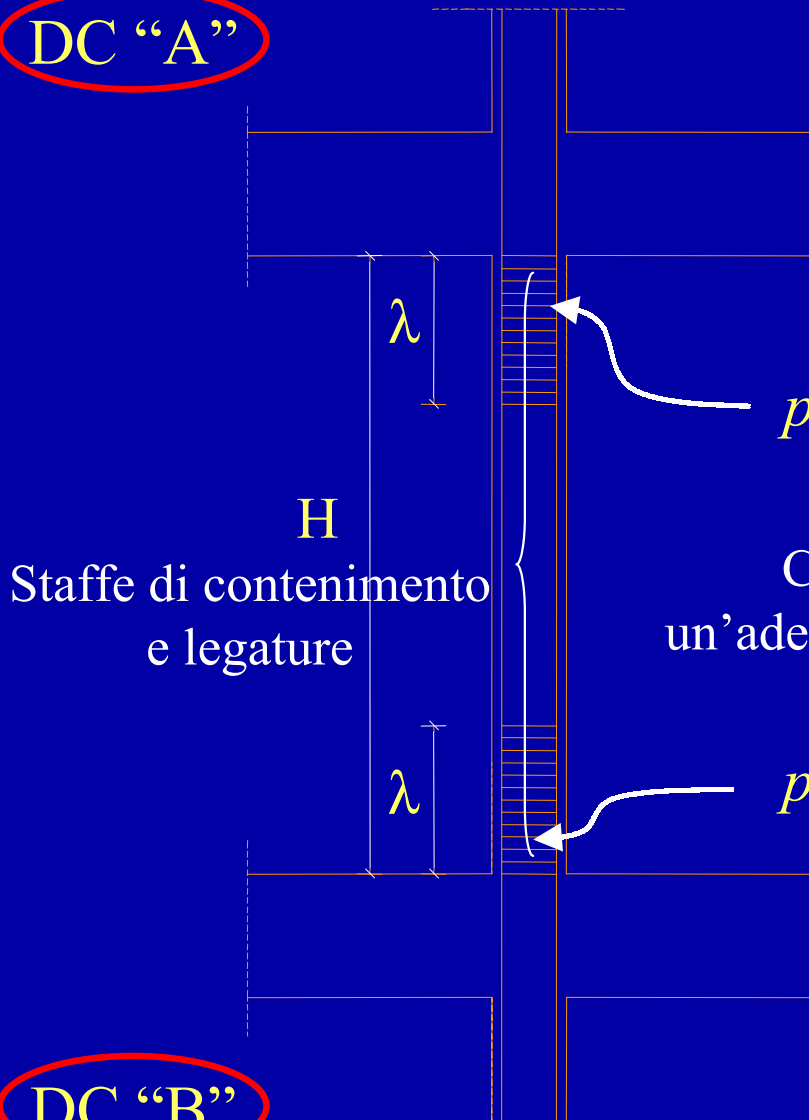
Prevenire lo svergolamento
locale delle barre longitudinali

Pilastrì

Armatura trasversale (par.5.5.3.3)

DC "A"

$$\lambda = \max\left(b_{\max}, \frac{H}{6}, 45\text{cm}\right)$$



$$p = \left(\frac{b_{\min}}{4}, 15\text{cm}, 6\phi_L\right)$$

Conferire un'adeguata duttilità

Prevenire lo svergolamento locale delle barre longitudinali

$$p = \min\left(\frac{b_{\min}}{4}, 15\text{cm}\right)$$

Estremo superfluo $\Rightarrow b_{\min} = 60\text{cm}$ e $\phi_L = 25\text{mm}$

DC "B"

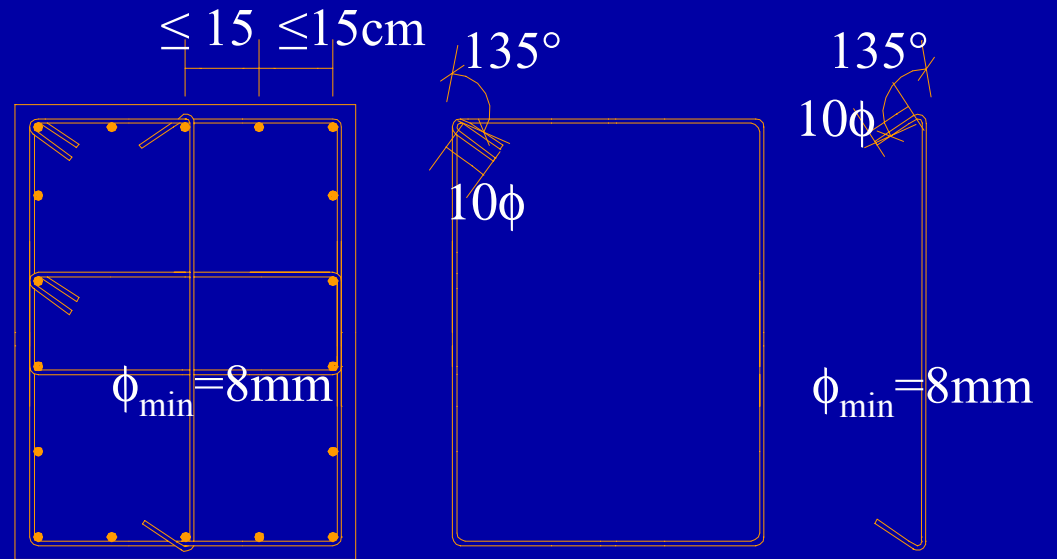
Pilastrì

Armatura trasversale (par.5.5.3.3)

In ciascuna delle due zone di estremità del pilastro devono essere rispettate le condizioni seguenti:

Almeno una barra ogni due deve essere trattenuta da staffe o legature.

Le barre non fissate devono trovarsi a meno di 15 cm



Staffa di
contenimento

legatura

Pilastr

Armatura trasversale (par.5.5.3.3)

Dettagli costruttivi

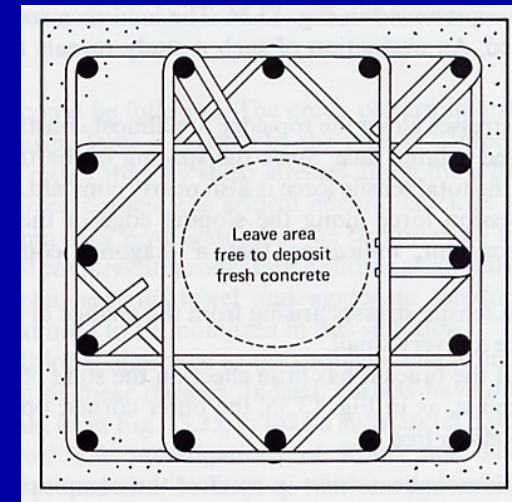
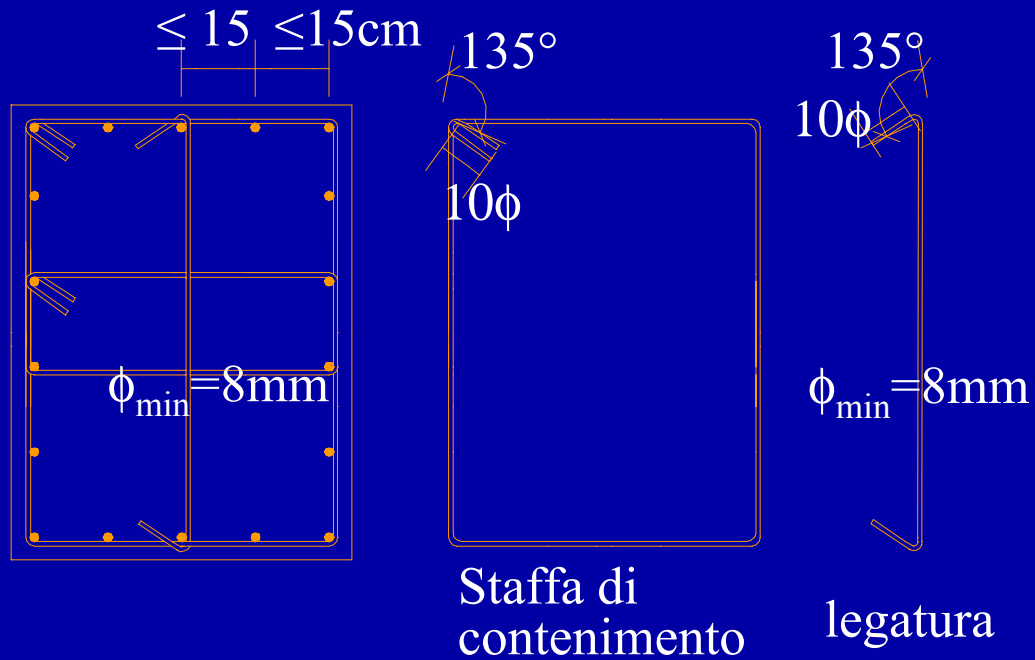


Fig. tratta da Park and Paulay "Reinforced concrete structure"

Pilastrì

Particolare costruttivo

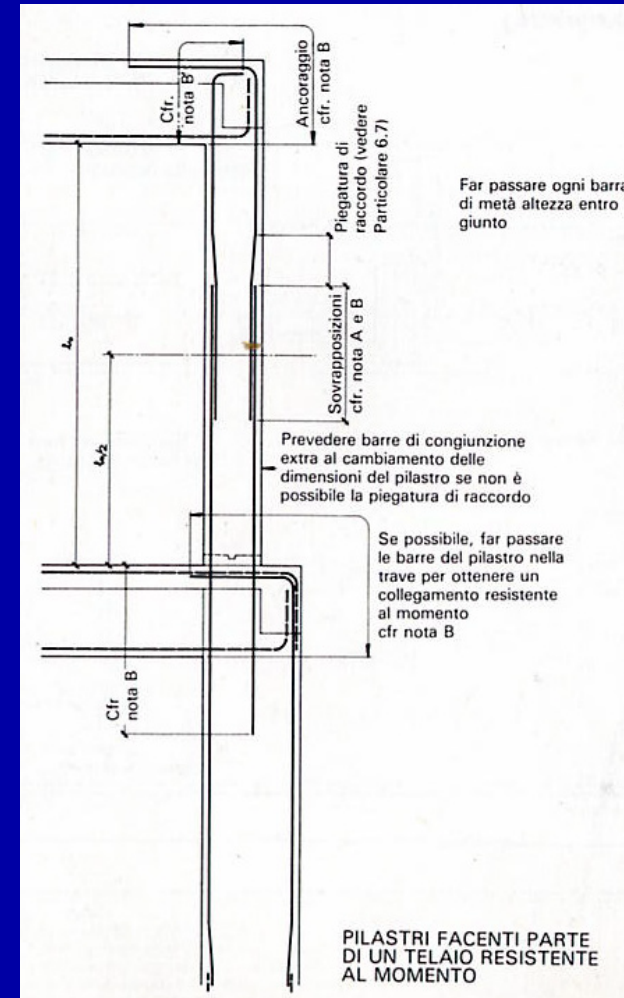
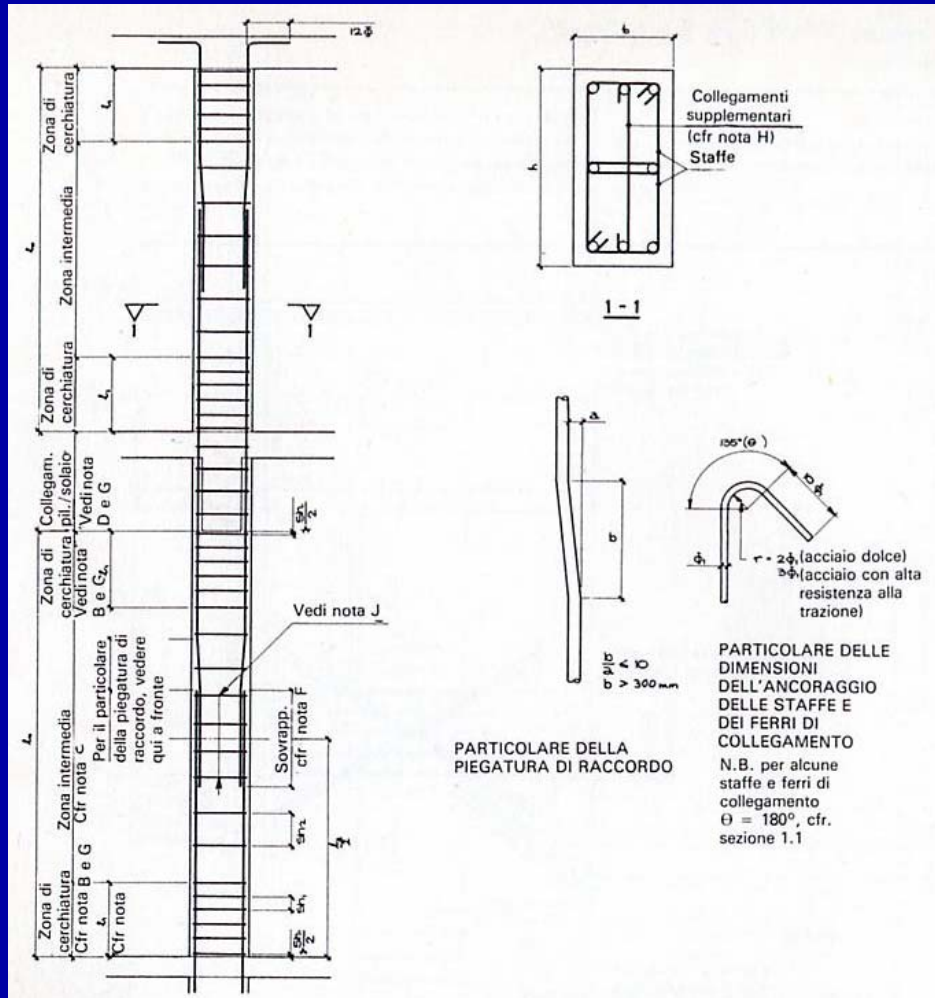


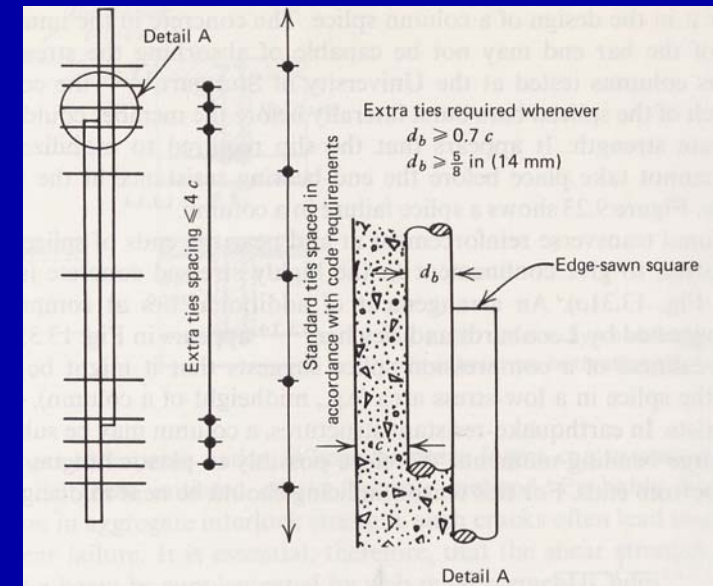
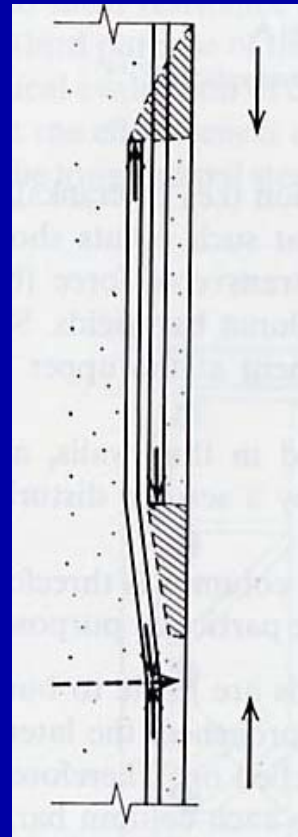
Fig. tratta da Dowrick "Progettazione antisismica"

Pilastrì

Osservazione sull'interruzione delle barre longitudinali

Le barre devono essere interrotte in una zona della colonna poco sollecitata. In una struttura sismo-resistente la colonna è sollecitata da un elevato momento flettente e taglio e questo potrebbe dare luogo alla formazione di cerniere plastiche alle estremità della colonna.

Per questo motivo è bene interrompere le barre nella mezzeria della trave in modo da non indebolire ulteriormente le zone di attacco con la trave.



Nodi trave-pilastro

I nodi sono spesso gli elementi più deboli di una struttura. Le principali proprietà richieste a questo elemento al fine di garantire un buon comportamento sono:

1. Un nodo dovrebbe possedere almeno la stessa resistenza dell'elemento strutturale che collega, valutata in base alla condizione di carico più gravosa;
2. La resistenza di un nodo non dovrebbe governare la resistenza della struttura ed, inoltre, non dovrebbe impedire lo sviluppo della resistenza delle travi e colonne che collega;
3. Un nodo dovrebbe essere realizzato in modo semplice in modo da facilitare il passaggio del calcestruzzo tra l'armatura.

Disposizioni dell'EC8(1998)

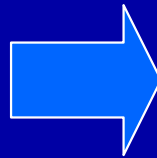
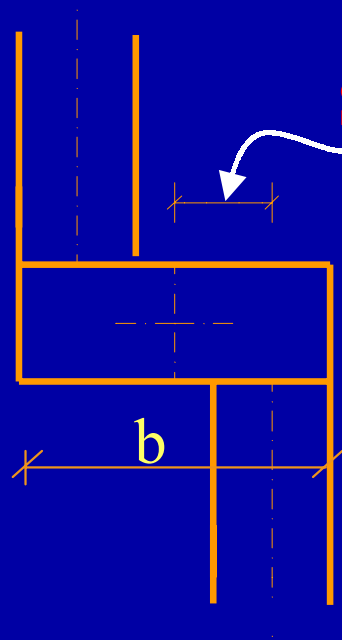
(Par. 2.10.1.1)

- (1)P L'area individuata dall'intersezione tra la trave e la colonna di un telaio deve essere opportunamente progettata in quanto:
- a) Il danno di un nodo riduce buona parte dell'energia sismica in ingresso che può essere dissipata dagli elementi strutturali del telaio;
 - b) La riparazione dei nodi comporta una maggiore difficoltà rispetto alla riparazione degli altri elementi strutturali.

Nodi trave-pilastro

Limiti geometrici (par.5.4.3.1)

Sono da evitare eccentricità tra l'asse della trave e l'asse del pilastro concorrenti in un nodo



La normativa prescrive la
disposizione di armature
“ad hoc”

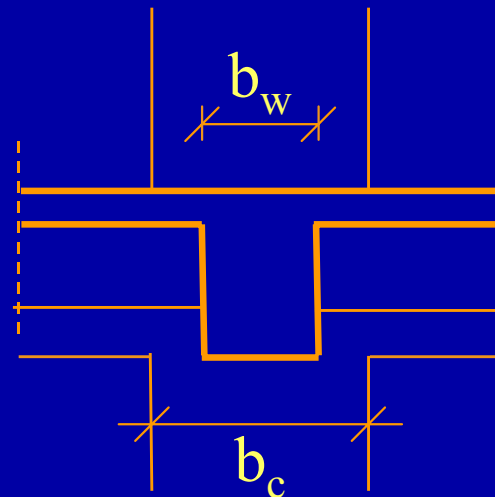
Nodi trave-pilastro

Definizioni (par.5.4.3.1)

Si distinguono due tipi di nodo:

- *nodi interamente confinati*, così definiti quando in ognuna delle quattro facce verticali si innesta una trave. Il confinamento si considera realizzato quando su ogni faccia la sezione della trave si sovrappone per almeno i 3/4 della 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;
- *nodi non interamente confinati*: tutti i nodi non appartenenti alla categoria precedente.

Nodo interamente confinato
con $b_w \geq \frac{3}{4} b_c$



Nodi trave-pilastro

Cenni di verifica (par. 5.4.3.2)

- Nodo interamente confinato \Rightarrow non è necessario la verifica
- Nodo non interamente confinato \Rightarrow per entrambe le classi di duttilità è necessario verificare la relazione:

$$\frac{n_{st} \cdot A_{st}}{i \cdot \bar{b}} \geq 0.15 \frac{R_{ck}}{f_y}$$

Dove: n_{st} è il numero di braccia delle staffe orizzontali presenti lungo l'altezza del nodo, A_{st} è l'area di ciascuna barra, i è l'interasse delle staffe, e \bar{b} è la larghezza utile del nodo.

Nodi trave-pilastro

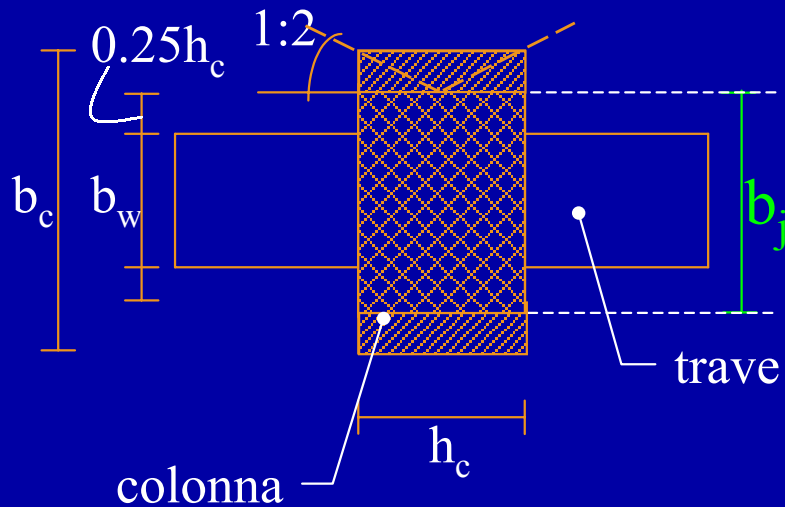
Osservazione

La normativa italiana non dà indicazioni sulla larghezza utile \bar{b} del nodo.

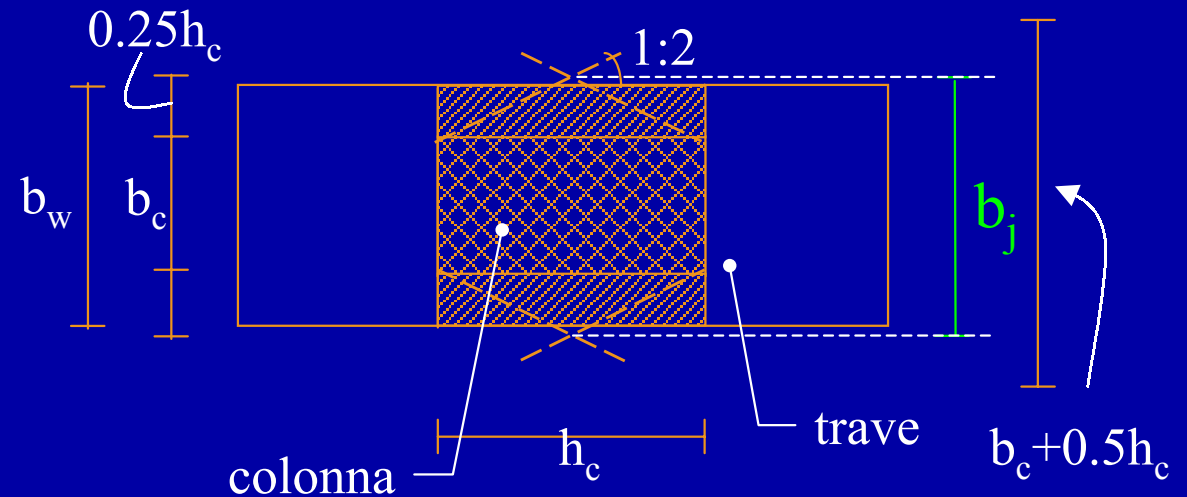
La larghezza utile b_j del nodo secondo il par. 2.10.1.2 dell'EC8 (1998) :

a) *se* $b_c > b_w \Rightarrow b_j = \min\{b_c, b_w + 0.5h_c\}$

b) *se* $b_c < b_w \Rightarrow b_j = \min\{b_w, b_c + 0.5h_c\}$



a

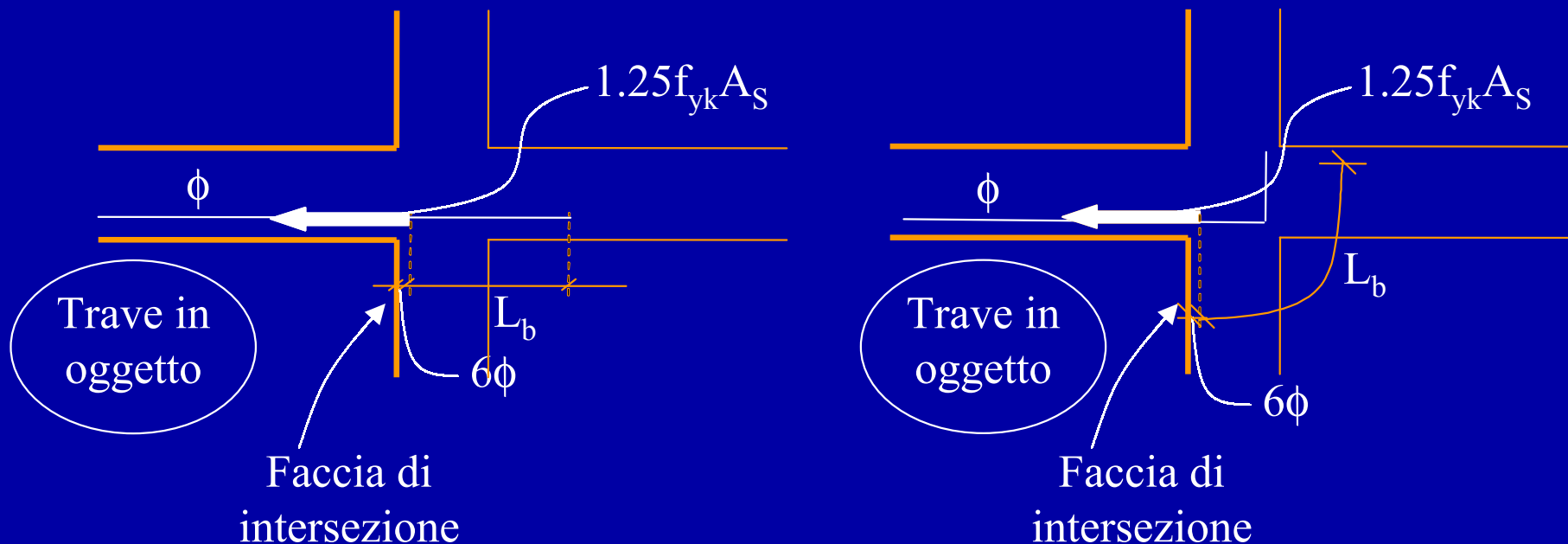


b

Nodi trave-pilastro

Armature (par. 5.5.4.2)

Le armature longitudinali superiori ed inferiori devono attraversare il nodo senza giunzioni. In caso contrario:



Per i nodi non confinati lungo le armature longitudinali devono essere disposte staffe di contenimento in quantità almeno pari alla maggiore prevista nelle zone del pilastro inferiore e superiore adiacenti al nodo

Nodi trave-pilastro

Dettagli costruttivi sull'ancoraggio

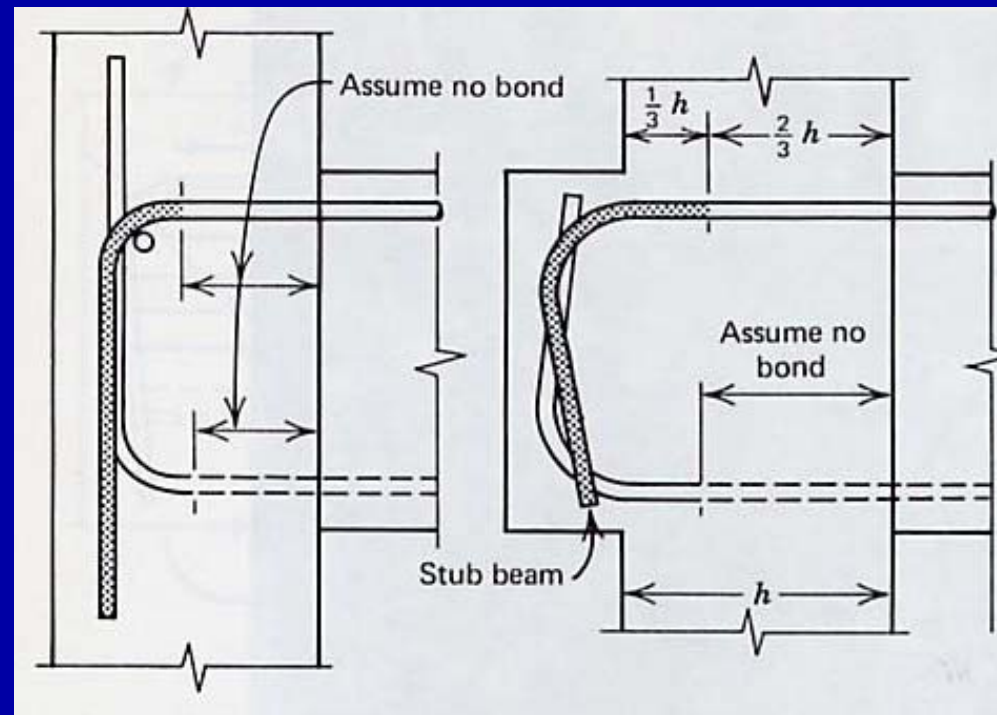


Fig. tratta da Park and Paulay "Reinforced concrete structure"

Nodi trave-pilastro

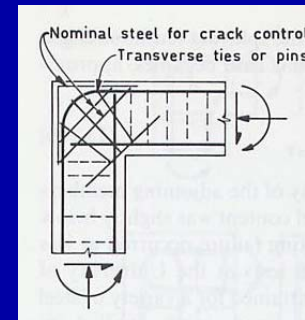
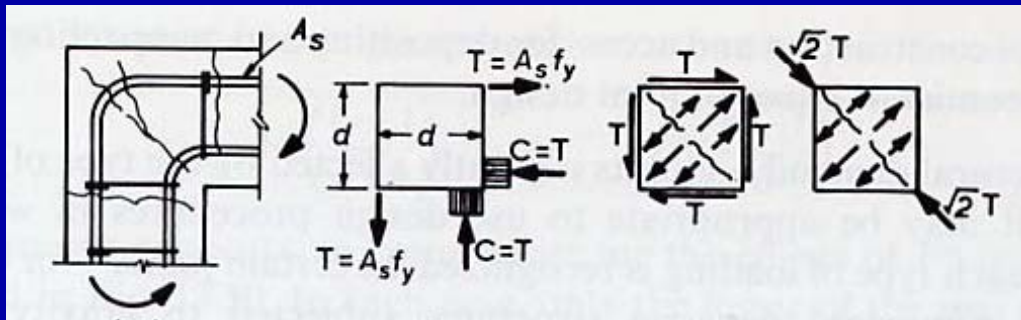
Si analizzano i modelli di calcolo per valutare il comportamento e l'armatura disposta per due tipi di nodi:

1. Nodi di estremità o di angolo. Il comportamento del nodo dipende dalla direzione del carico, ovvero, dal verso dei momenti sollecitanti orario o antiorario;
2. Nodi interni in un telaio multipiano.

Nodi di estremità

In seguito all'azione ciclica di un evento sismico il calcestruzzo di un nodo di estremità risulta fessurato secondo due direzioni principali diagonali. Di conseguenza si introduce nel nodo un'armatura secondaria disposta secondo le direzioni principali di trazione (staffe).

1. Momento che tende a chiudere il nodo :



2. Momento che tende ad aprire il nodo :

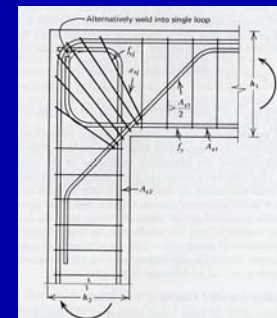
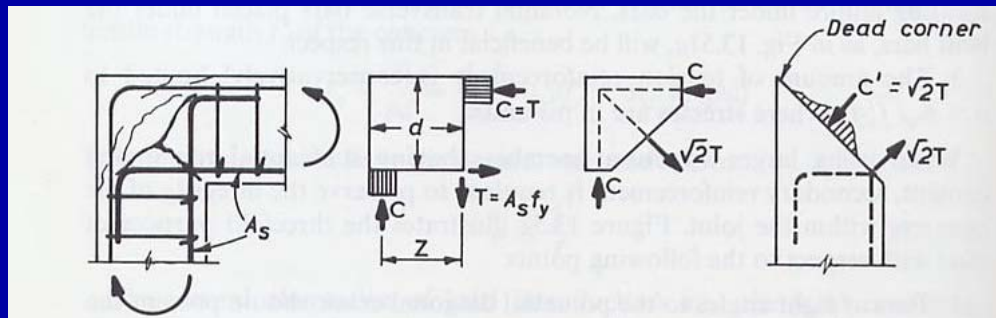
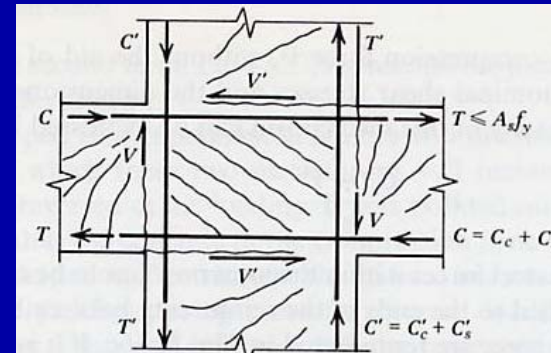


Fig. tratta da Park and Paulay "Reinforced concrete structure"

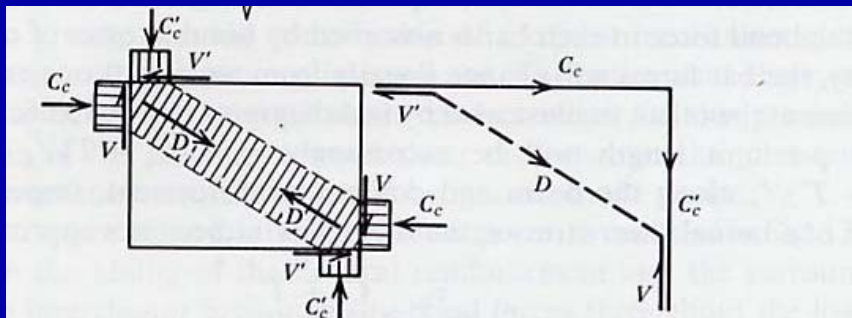
Nodi interni

Le azioni presenti in un nodo, interno ad un telaio, in seguito all'azione sismica sono:

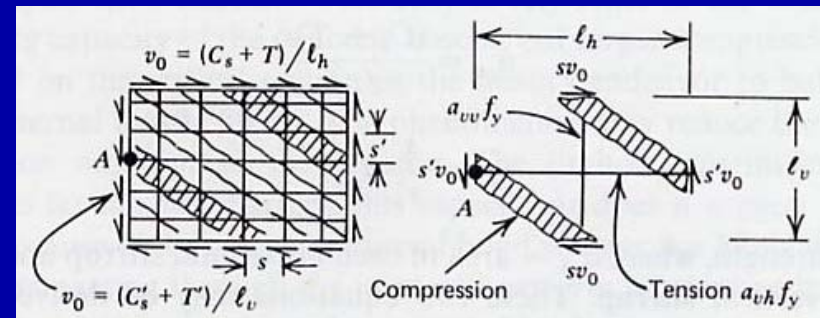


I modelli per studiare il comportamento di un nodo interno sono di due tipi (Park e Paulay)

- Il taglio è trasmesso con un meccanismo di puntone
- Il taglio è trasmesso con l'armatura a taglio disposta all'interno del nodo



a



b

Nodi trave-pilastro

Resistenza di progetto

L'Eurocodice 8 (1998) introduce due possibili meccanismi di rottura per valutare la resistenza del nodo e per la verifica:

a) Meccanismo del puntone diagonale  verifica del puntone di calcestruzzo

b) Meccanismo del confinamento  verifica dell'armatura

Nodi trave-pilastro

Valutazione del taglio all'interno del nodo (EC8 (2002))

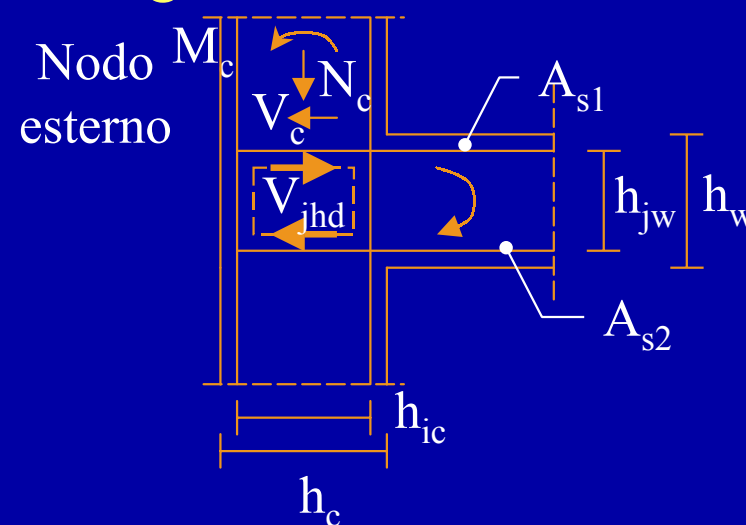
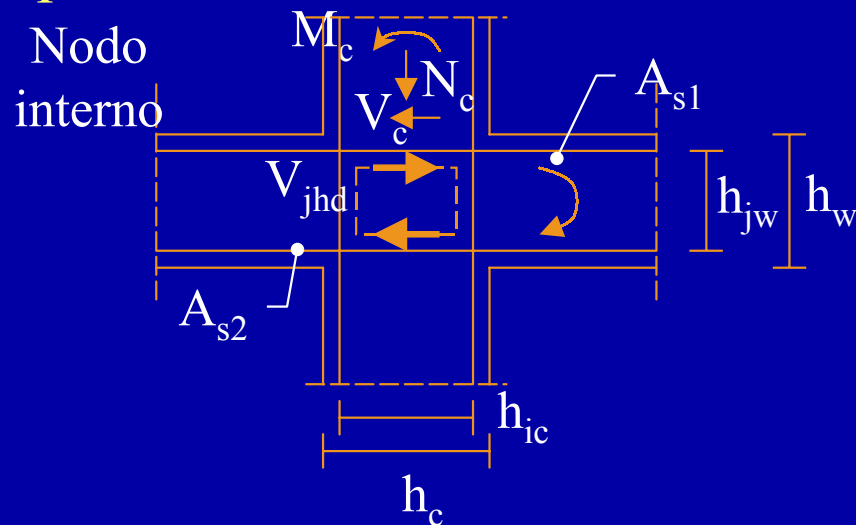
a) Per un nodo colonna – trave interno

$$V_{jhd} = \gamma_{Rd} (A_{s1} + A_{s2}) \cdot f_{yd} - V_c$$

b) Per un nodo colonna – trave esterno

$$V_{jhd} = \gamma_{Rd} A_{s1} \cdot f_{yd} - V_c$$

Dove: γ_{Rd} non dovrebbe essere inferiore ad 1.2; A_{s1} e A_{s2} sono l'armatura superiore ed inferiore della trave; V_c è il taglio di calcolo.



Nodi trave-pilastro

Resistenza di progetto (EC8 (2002))

MECCANISMO DEL PUNTONE DIAGONALE

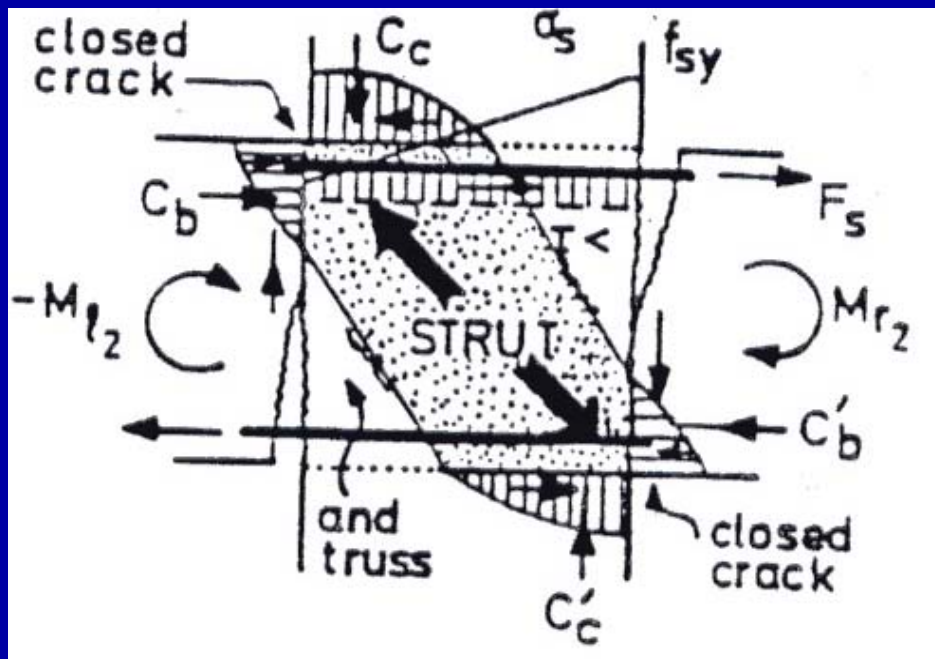


Fig. 2.15 dell'EC8 (1998)

Si creano fessure che si chiudono dopo la fase di carico. Le azioni di compressione della trave e del pilastro si trasmettono grazie al puntone di calcestruzzo.

Nodi trave-pilastro

Resistenza di progetto (EC8 (2002))

MECCANISMO DEL PUNTONE DIAGONALE

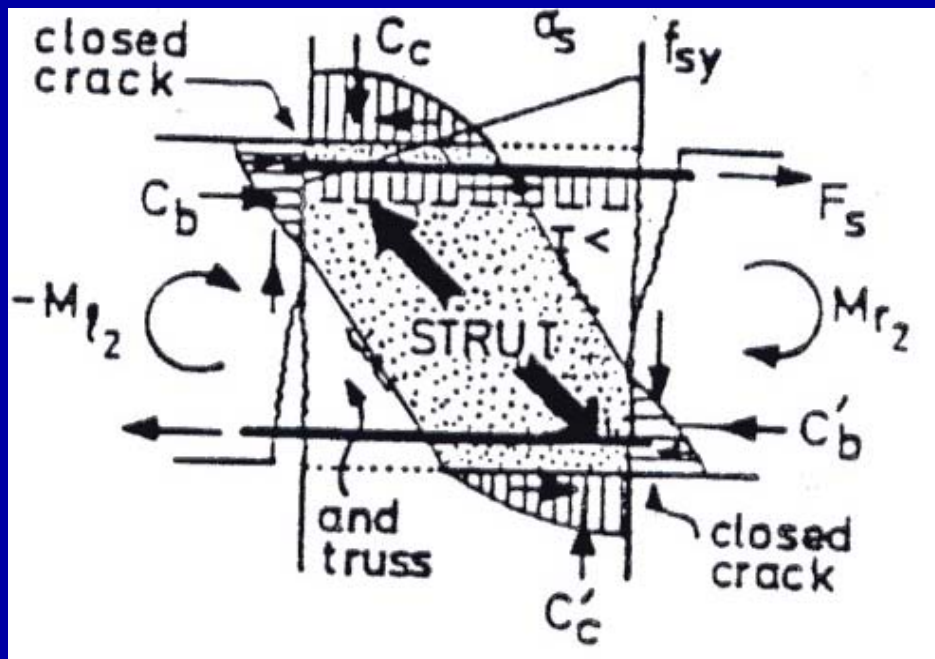


Fig. 2.15 dell'EC8 (1998)

Per un nodo interno:

$$V_{jhd} \leq \eta f_{cd} \sqrt{1 - \frac{v_d}{\eta}} b_j h_c$$

dove: $\eta = 0.6(1 - f_{ck} / 250)$

Per un nodo esterno:

Si aumenta del 80% la relazione precedente

Nodi trave-pilastro

Resistenza di progetto (EC8 (2002))

MECCANISMO DEL CONFINAMENTO

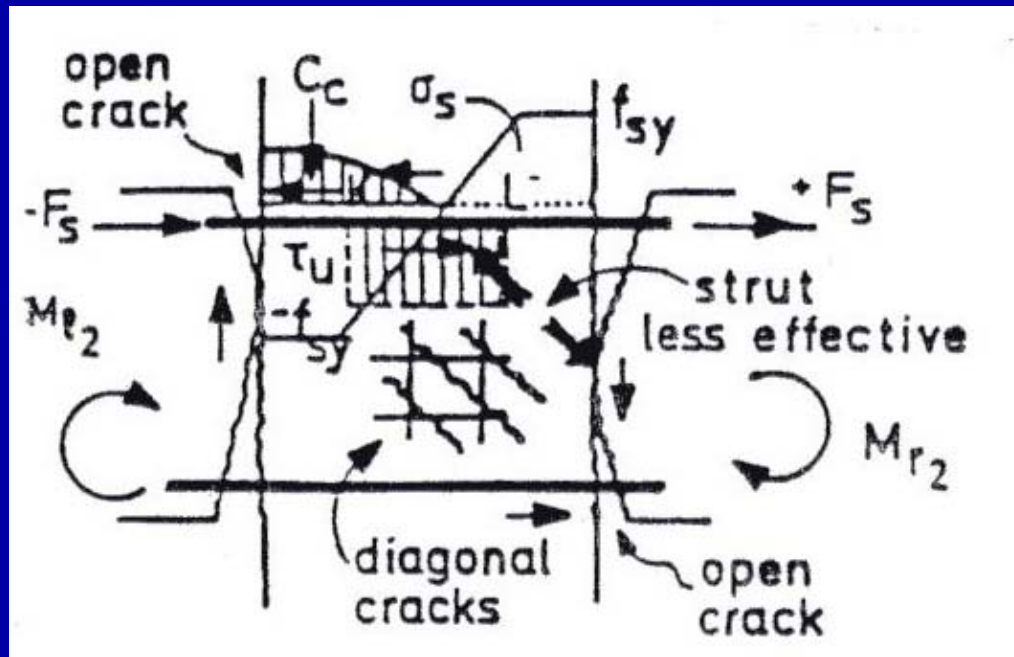


Fig. 2.16 dell'EC8 (1998)

Si creano fessure ampie. Le azioni si trasmettono tramite l'armatura.

Nodi trave-pilastro

Resistenza di progetto (EC8 (2002))

MECCANISMO DEL CONFINAMENTO

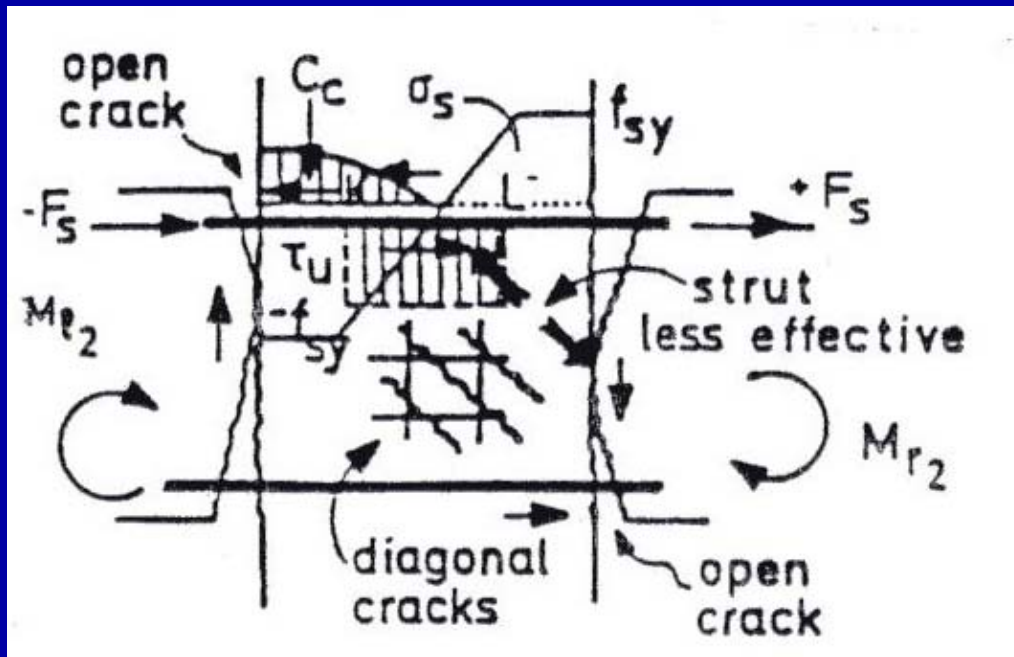


Fig. 2.16 dell'EC8 (1998)

Per limitare le tensioni di trazione:

$$\max \sigma_{ct} \leq f_{ctm} / \gamma_c$$

Armatura orizzontale:

$$\frac{A_{sh} \cdot f_{yd}}{b_j \cdot h_{jw}} \geq \frac{\left(\frac{V_{jhd}}{b_j h_{jc}} \right)^2}{f_{ctd} + v_d f_{cd}} - f_{ctd}$$

Pareti da taglio

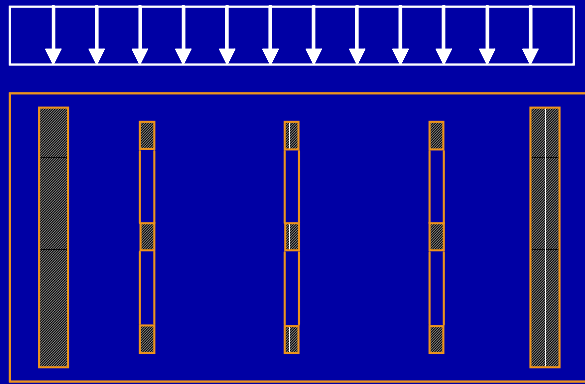
Le pareti da taglio offrono grandi vantaggi strutturali nella costruzione antisismica per quanto riguarda la resistenza e la duttilità.

La notevole rigidezza di tale elemento riduce, infatti, la domanda di flessione sugli altri elementi strutturali ed inoltre limita gli spostamenti di interpiano rispetto ad un edificio costituito esclusivamente da pilastri e travi. In realtà, questa affermazione necessita di due precisazioni.

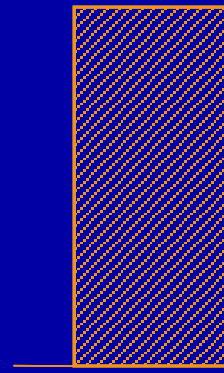
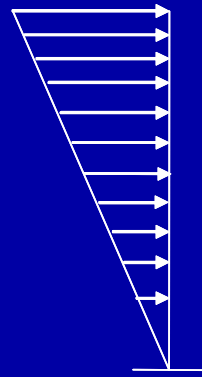
Pareti da taglio

1. Interazione pareti - telai

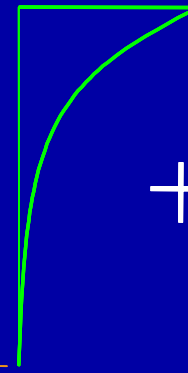
Data la pianta di un edificio costituita da pareti e telai



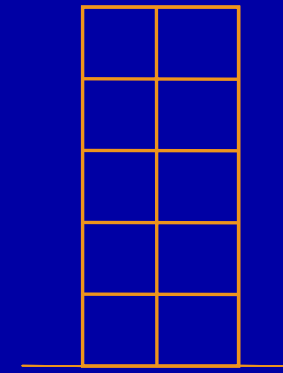
PIANTA



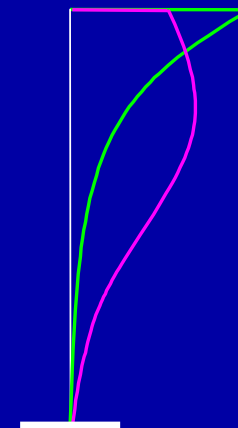
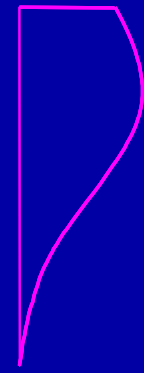
PARETE



+



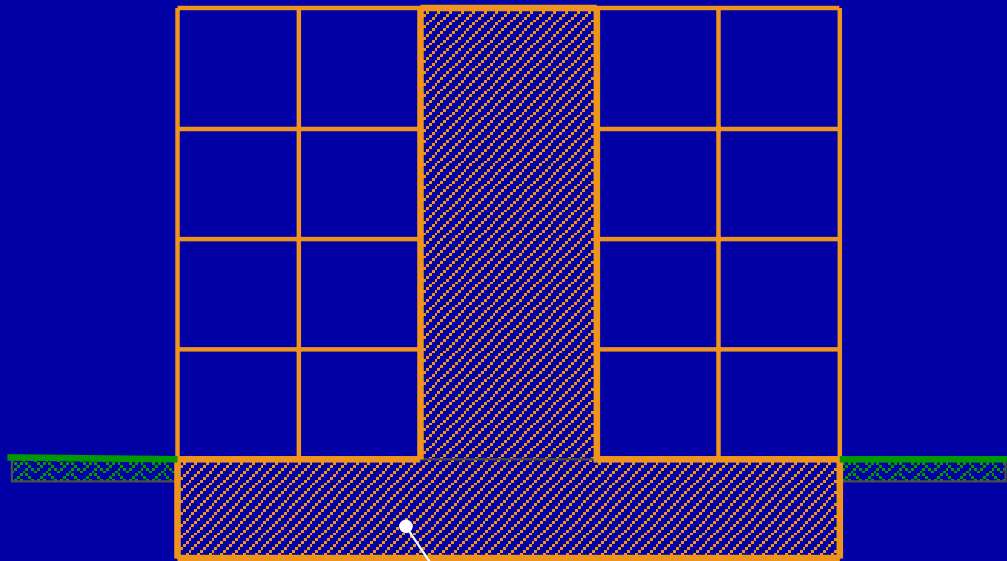
TELAIO



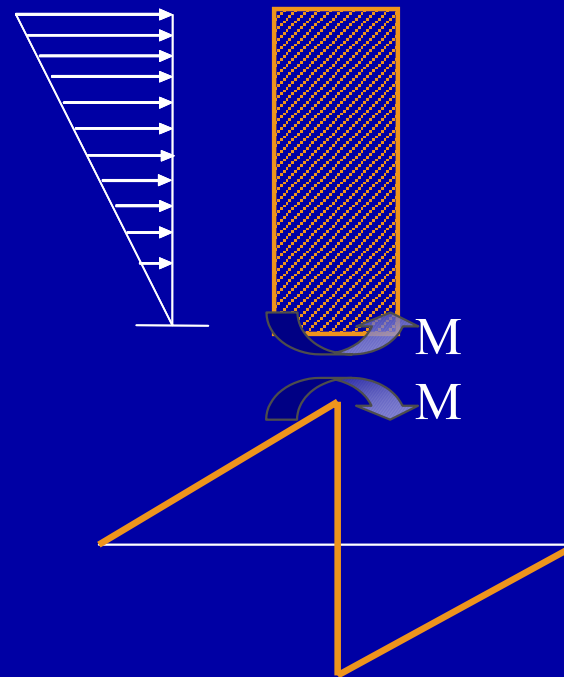
Il confronto delle due deformate mostra come ai piani bassi la parete è l'elemento più rigido, mentre ai piani alti è il telaio.

Pareti da taglio

2. Interazione pareti – fondazione suolo

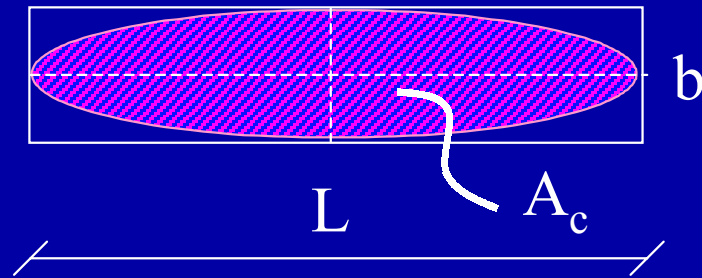


Piano cantinato



Pareti

Definizione e limiti geometrici (par.5.5.5.1)

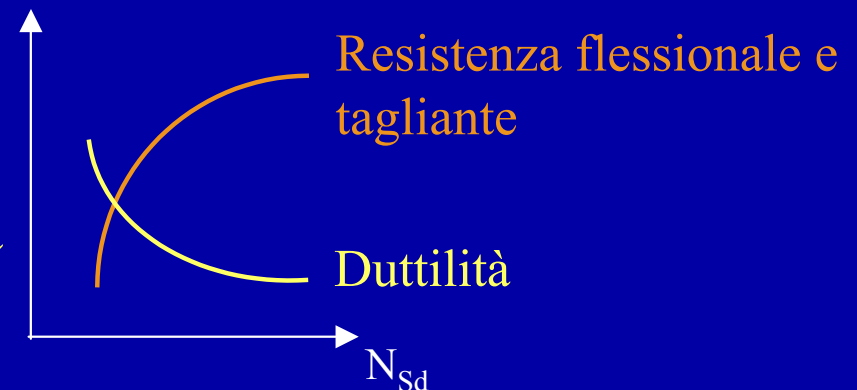


$$\frac{b}{L} < 0.3 \quad \Rightarrow \quad \text{parete} \\ \text{(altrimenti è un pilastro)}$$

$$b_{\min} \geq \begin{cases} 150 \text{ mm} \\ 200 \text{ mm (Pareti accoppiate da travi con armature ad x)} \end{cases}$$

$$v_d = \frac{N_{sd}}{f_{cd} A_c} \leq 0.4 \quad N_{sd} \text{ è calcolato per soli carichi verticali}$$

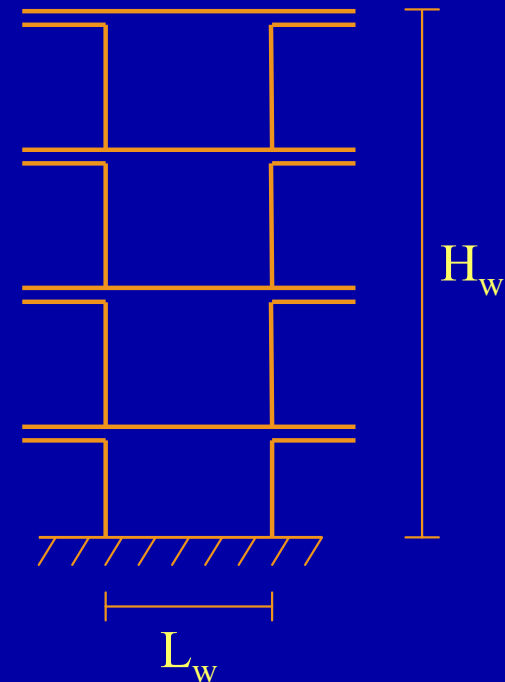
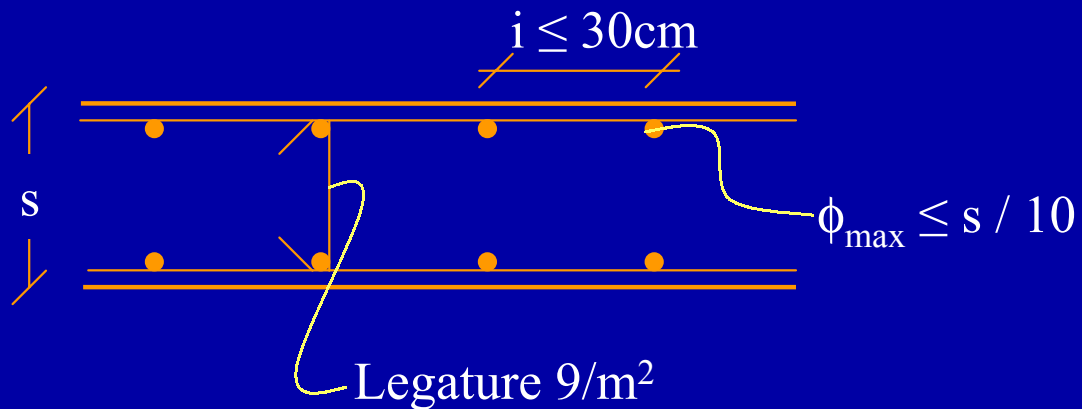
Importanza di un'appropriate analisi della variazione di N_{sd} dovuta all'azione sismica



Pareti

Armature verticali ed orizzontali (par. 5.5.5.2)

Le armature, sia orizzontali che verticali, devono essere disposte su entrambe le facce della parete.



Limiti di armatura:

$$0.25\% \leq \rho \leq 4\% \quad \text{se } H_w/L_w \leq 4$$

$$1\% \leq \rho \leq 4\% \quad \text{se } H_w/L_w > 4$$

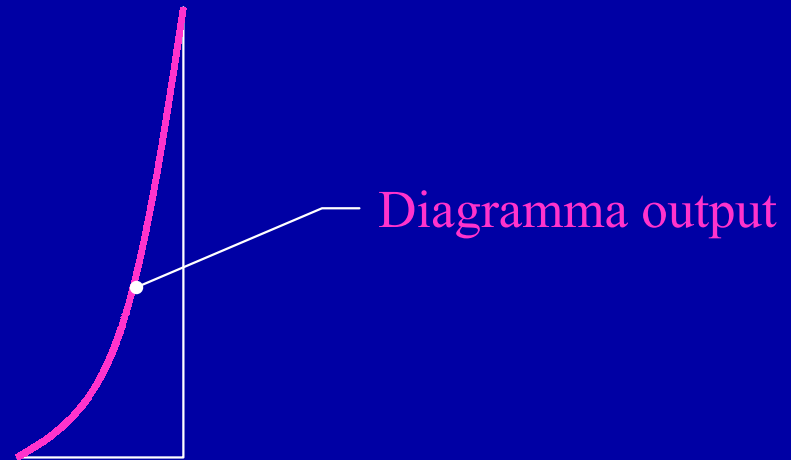
$$\rho = \frac{A_s}{A_c} 100$$

Pareti

Sollecitazioni di calcolo (par. 5.4.5.1)

Per pareti di strutture di classe:

- DC"B" la distribuzione del momento flettente e del taglio lungo l'altezza della parete si ottiene dall'analisi dell'edificio per la combinazione di carico in presenza di sisma;
- DC"A" la distribuzione del momento flettente di calcolo si ottiene secondo lo schema:

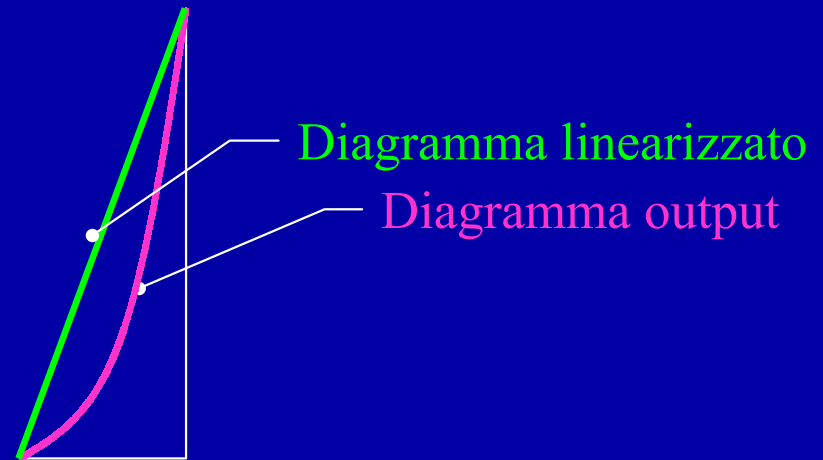


Pareti

Sollecitazioni di calcolo

Per pareti di strutture di classe:

- DC"B" la distribuzione del momento flettente e del taglio lungo l'altezza della parete si ottiene dall'analisi dell'edificio per la combinazione di carico in presenza di sisma;
- DC"A" la distribuzione del momento flettente di calcolo si ottiene secondo lo schema:



Pareti

Sollecitazioni di calcolo

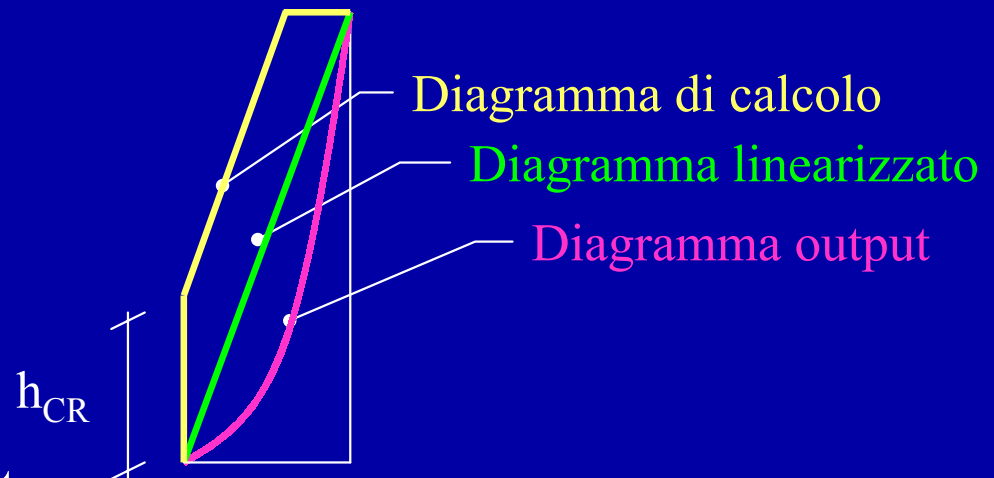
Per pareti di strutture di classe:

- DC”B” la distribuzione del momento flettente e del taglio lungo l’altezza della parete si ottiene dall’analisi dell’edificio per la combinazione di carico in presenza di sisma;
- DC”A” la distribuzione del momento flettente di calcolo si ottiene secondo lo schema:

Altezza della zona inelastica di base:

$$h_{CR} = \max \left(l, \frac{H}{6}, H_0 \right)$$

- l altezza della sezione di base della parete;
- H altezza edificio;
- H_0 altezza piano terra.



Pareti

Sollecitazioni di calcolo

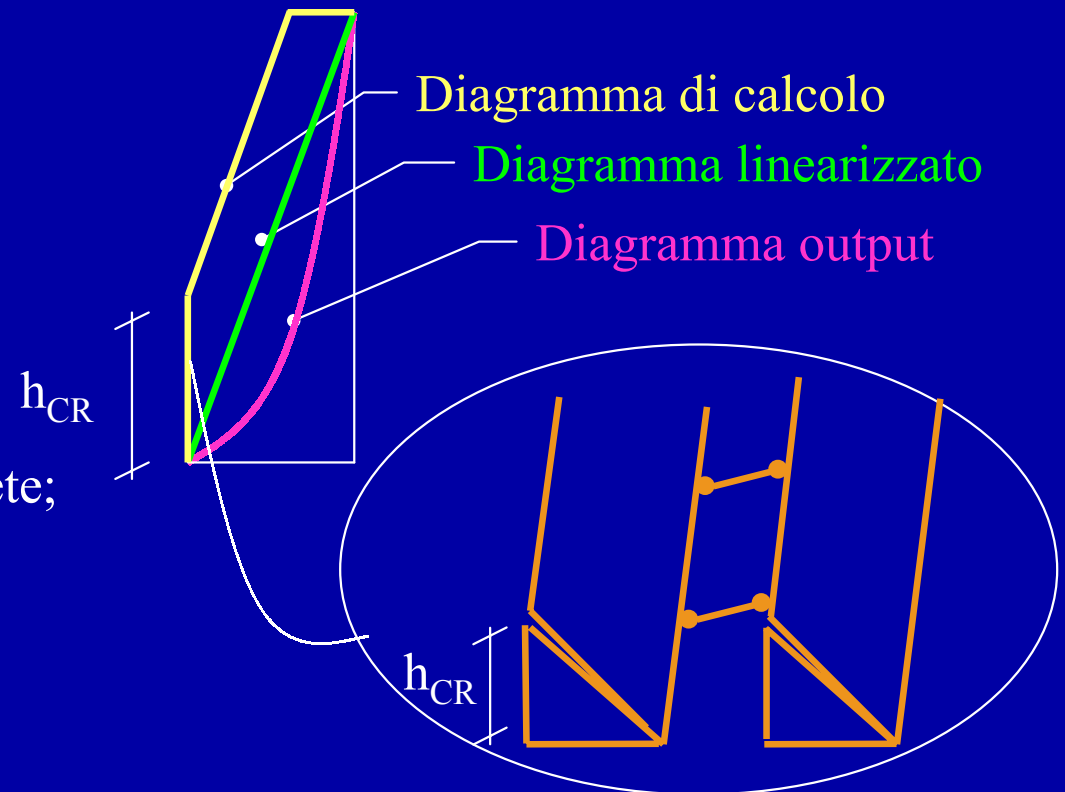
Per pareti di strutture di classe:

- DC"B" la distribuzione del momento flettente e del taglio lungo l'altezza della parete si ottiene dall'analisi dell'edificio per la combinazione di carico in presenza di sisma;
- DC"A" la distribuzione del momento flettente di calcolo si ottiene secondo lo schema:

Altezza della zona inelastica di base:

$$h_{CR} = \max \left(l, \frac{H}{6}, H_0 \right)$$

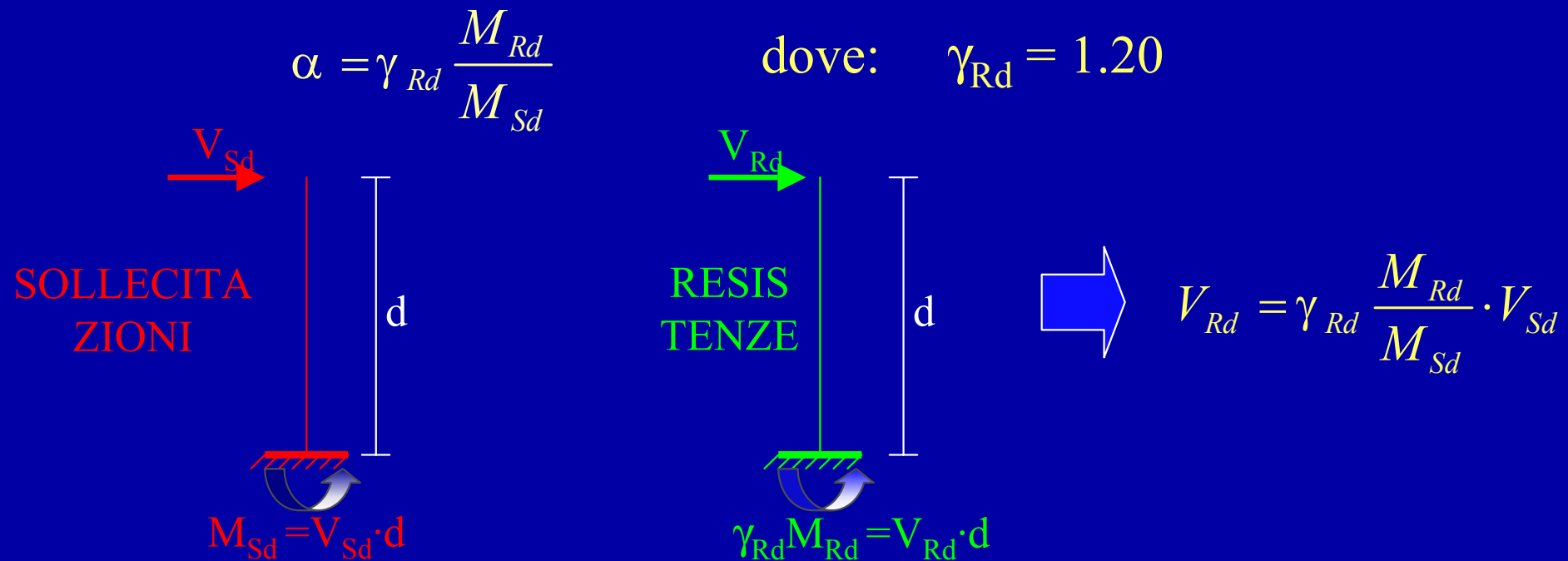
- l altezza della sezione di base della parete;
- H altezza edificio;
- H_0 altezza piano terra.



Pareti

Sollecitazioni di calcolo (par. 5.4.5.1)

- DC”A” Il diagramma degli sforzi di taglio di calcolo si ottiene moltiplicando quello ottenuto dall'analisi per il fattore α dato da:

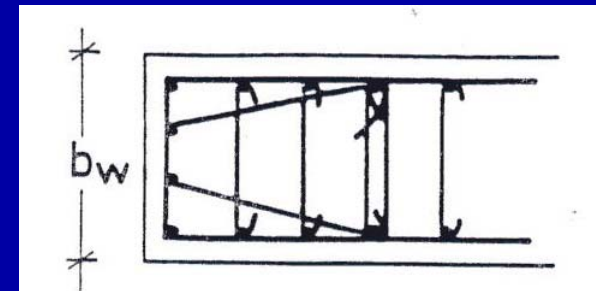
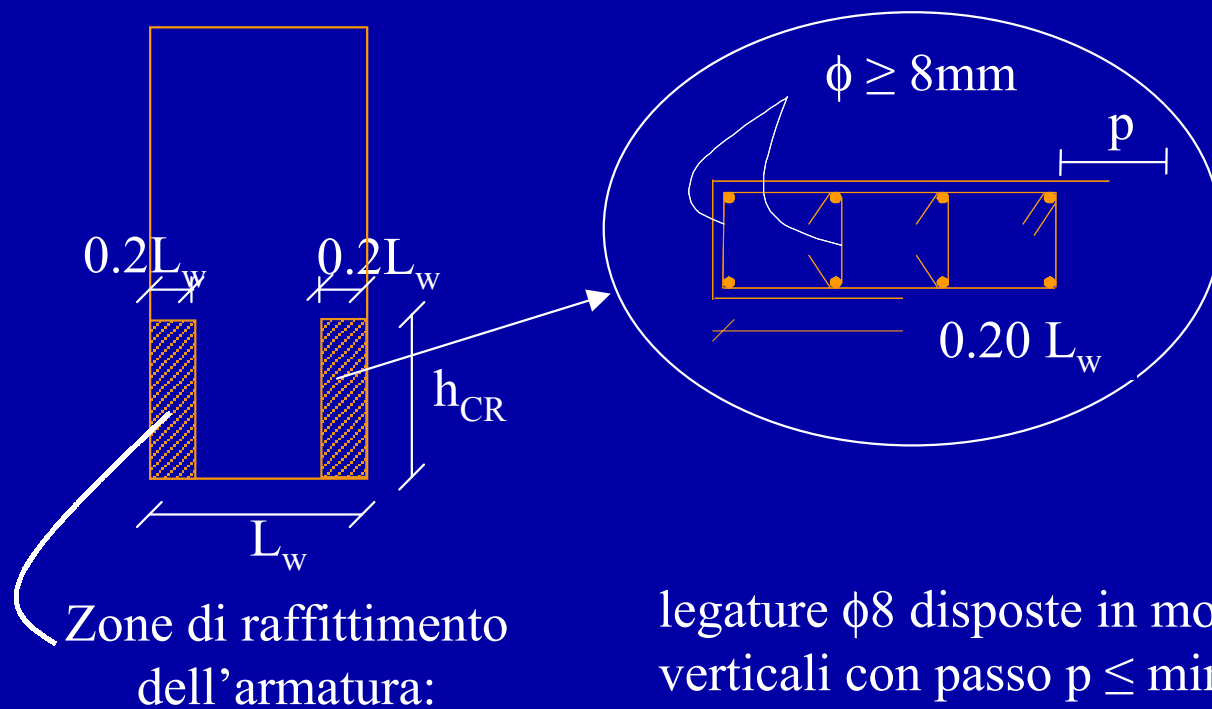


Nel caso di pareti tozze ($H/l < 2$) si applica solo l'amplificazione degli sforzi di taglio, mentre i momenti di calcolo possono coincidere con quelli forniti dall'analisi.

Pareti

Armatura trasversale orizzontale (par. 5.5.5.2)

Un'armatura trasversale orizzontale più fitta va disposta alla base della parete per un'altezza pari alla lunghezza in pianta (L_w) della parete stessa, in vicinanza dei due bordi per una lunghezza pari a $0,20 L_w$ su ciascun lato.



Resistenza a flessione delle pareti

Diversi studi mostrano che una distribuzione uniforme dell'armatura verticale (tipica in zona non sismica) comporta una diminuzione della duttilità della parete. Tenendo conto della distribuzione dei momenti lungo la parete, la maggior parte dei ferri si dispone in prossimità degli estremi delle sezioni, mantenendo un minimo di armatura pari allo 0.25% nel resto della parete. Questa disposizione dei ferri aumenta la resistenza e duttilità della sezione.

Resistenza a flessione delle pareti

Il diagramma momento- curvatura relativo ad una parete con caratteristiche geometriche pari a $L_w/b = 25$ mostra come la resistenza e la duttilità di una parete a taglio può essere aumentata disponendo l'armatura in modo non uniforme:

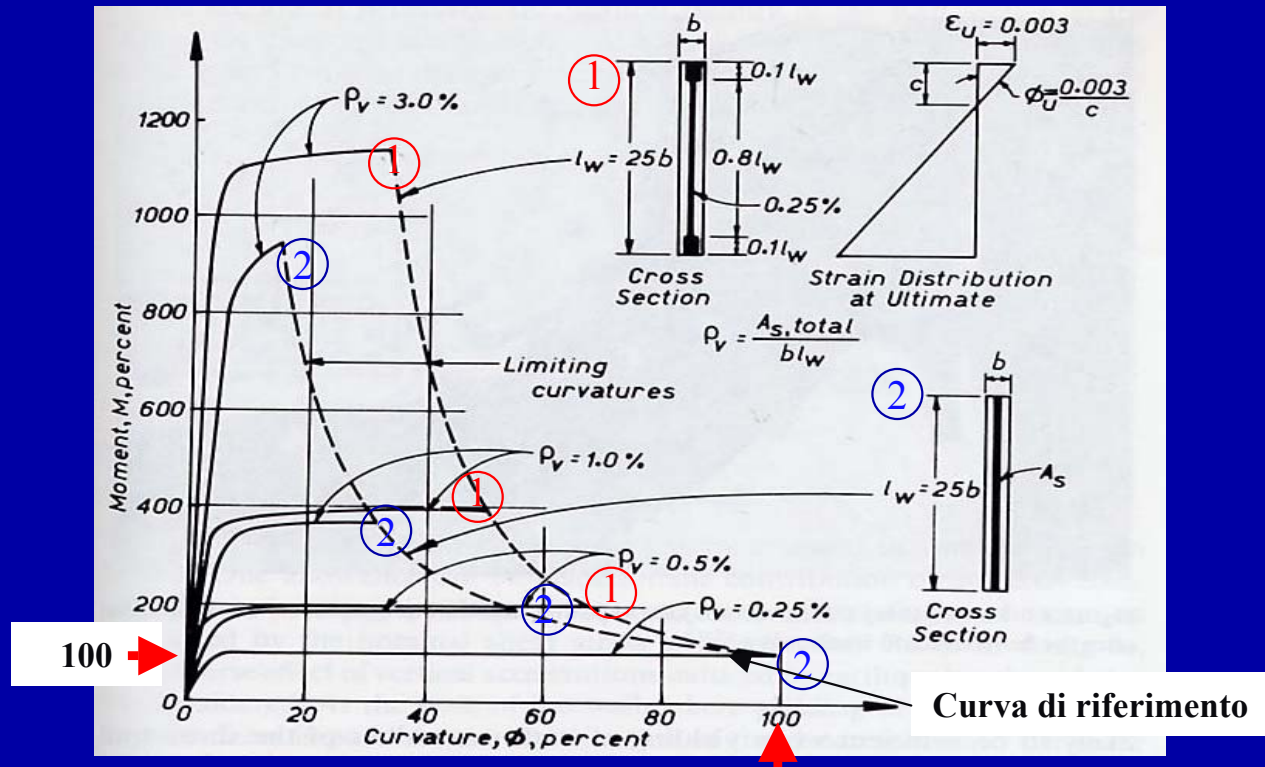


Fig. tratta da Park and Paulay "Reinforced concrete structure"

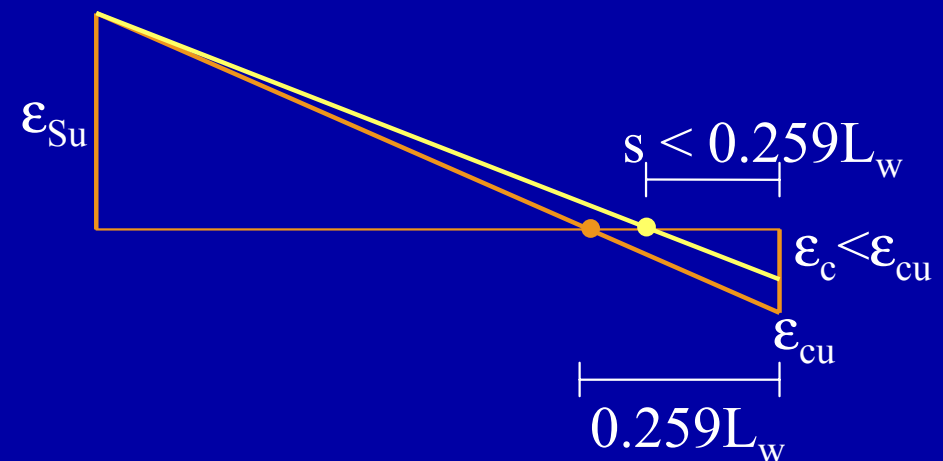
Pareti

Considerazioni

Nella definizione dei tratti di infittimento $0.20L_w$ dell'armatura è bene notare come la parte tesa, relativa a tale limite, trova giustificazione dal diagramma precedente, mentre, la parte compressa può essere giustificata in base alla osservazione seguente.

Per un diagramma di deformazione C il valore dell'ascissa dell'asse neutro adimensionalizzato è:

$$s = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{su}} = \frac{3.5}{3.5 + 10} = 0.259$$



Pareti

Giunti strutturali orizzontali

Spesso il danno sismico nelle pareti si verifica a livello dell'impalcato. Per prevenire lo scorrimento dovuto alle forze di taglio sismiche, occorre predisporre un'adeguata armatura verticale. Park e Pauly indicano che l'armatura necessaria è:

$$\rho_{vf} \geq \left(v_u - 0.85 \frac{N}{A_g} \right) \frac{0.94}{f_y} \geq 0.0025 = \rho_{vf, \min} \quad \text{dove } v_u = V_u / 0.8bL_w$$

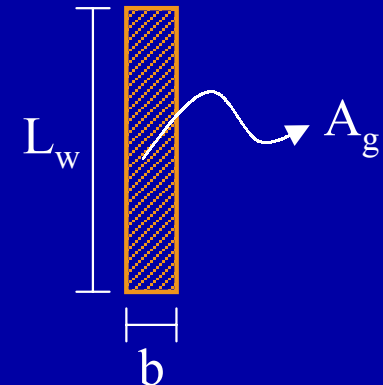
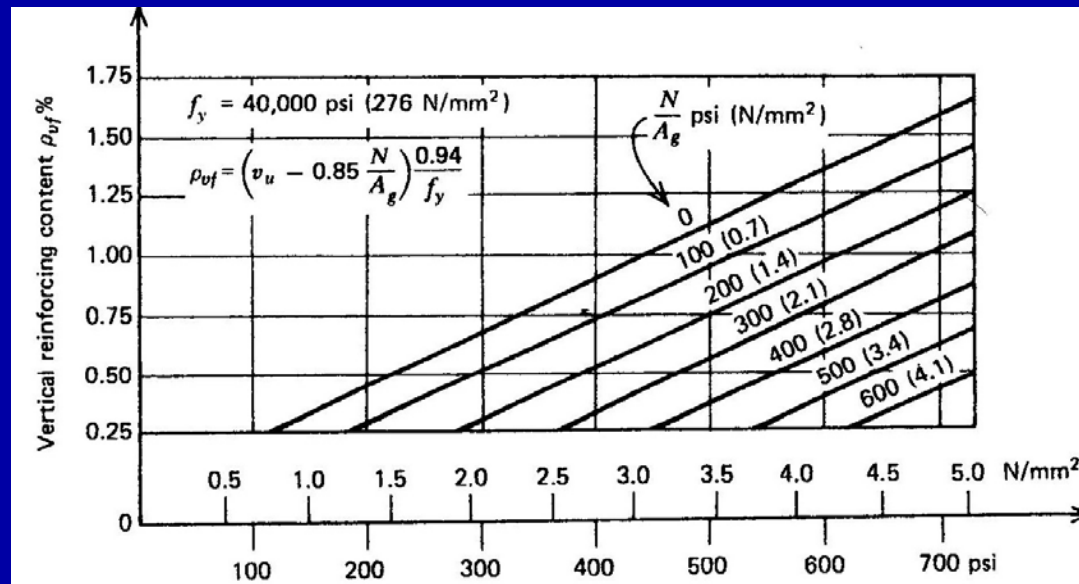
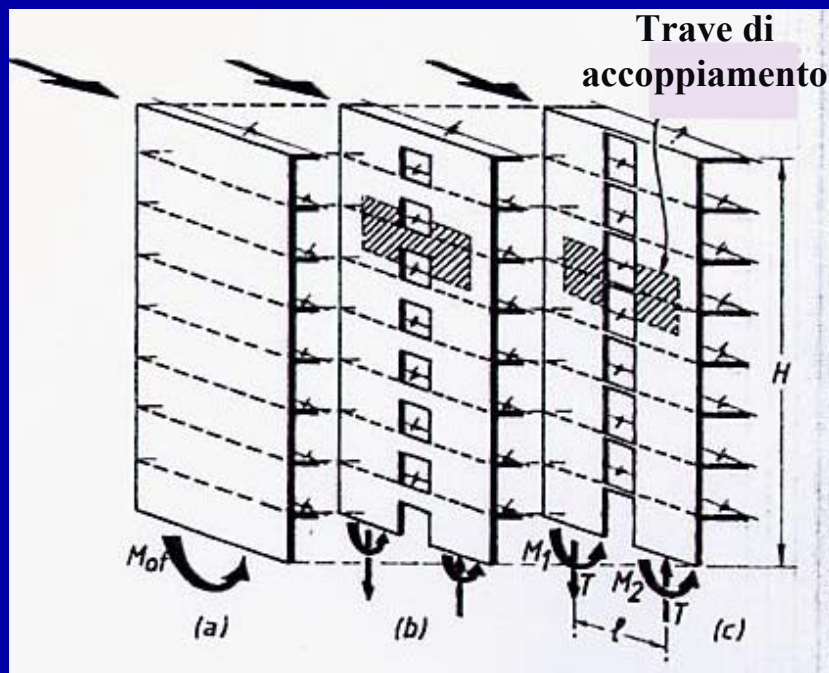


Fig. tratta da Park and Pauly "Reinforced concrete structure"

Pareti accoppiate

Un possibile sistema strutturale consiste nell'utilizzare la resistenza laterale propria di pareti da taglio adiacenti, accoppiate da travi ai successivi livelli di piano. Le pareti sono sollecitate oltre che da momenti da elevati sforzi normali dovuti ai tagli che sollecitano la trave di accoppiamento.

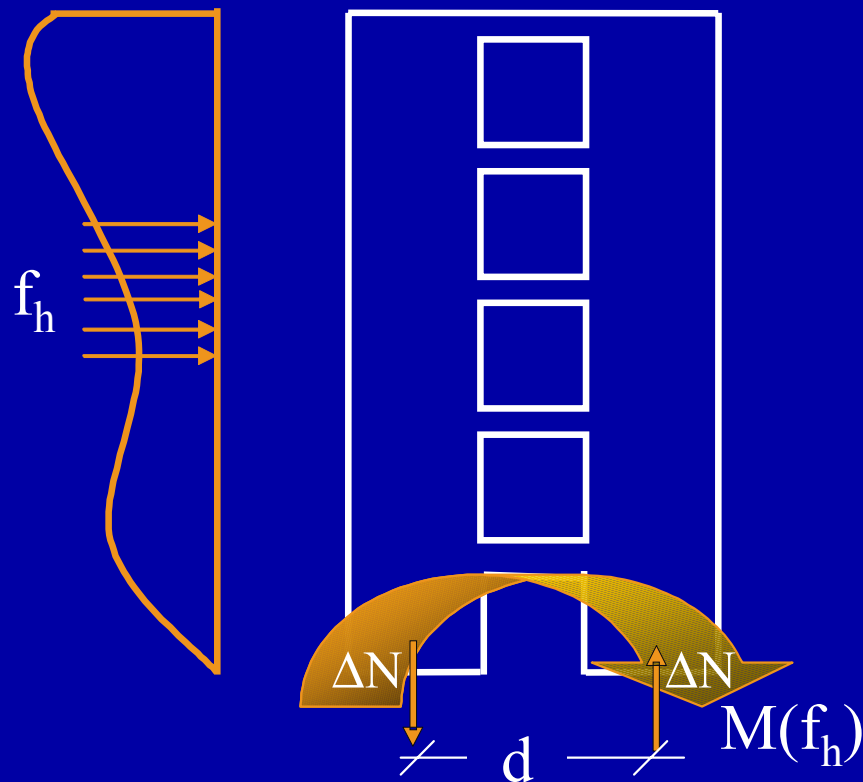


L'aumento della rigidezza del sistema si ha per travi di accoppiamento tozze, che, quindi, risultano sollecitate oltre che da momento flettente da elevati sforzi di taglio.

Pareti accoppiate

DEFINIZIONE:

Nel par. 5.3.1. una parete si definisce accoppiata se il momento ribaltante dovuto alle azioni orizzontali è equilibrato per almeno il 20% dalla coppia prodotta dagli sforzi verticali indotti nelle pareti dal sisma:



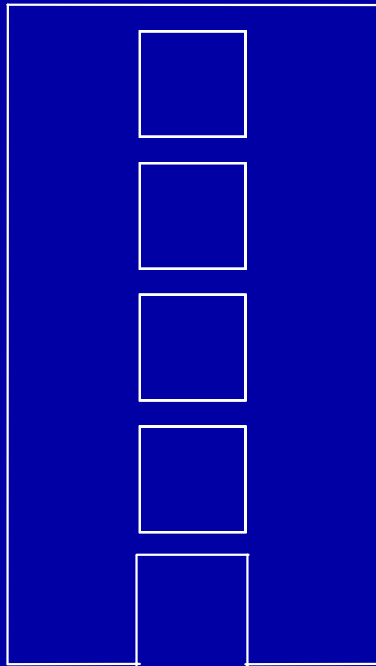
$$\text{Se } \Delta N \cdot d \geq 0.20M$$



Pareti accoppiate

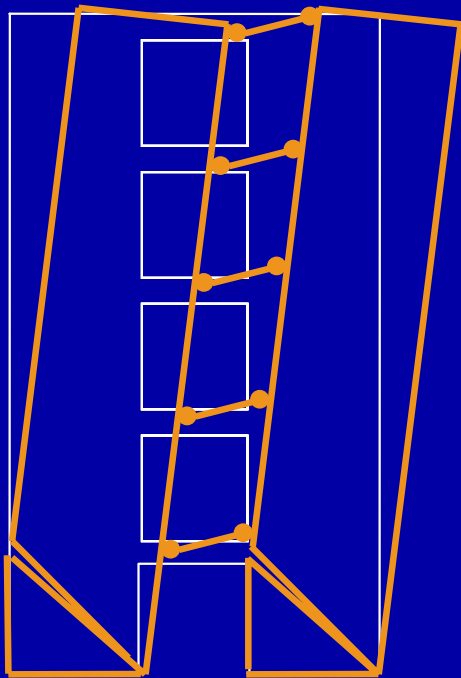
Meccanismi duttili

Il meccanismo dissipativo dell'energia sismica in ingresso è caratterizzato dall'apertura di due cerniere plastiche ad ogni estremo della trave di accoppiamento e da una cerniera plastica alla base di ciascuna parete.



Meccanismi duttili

Il meccanismo dissipativo dell'energia sismica in ingresso è caratterizzato dall'apertura di due cerniere plastiche ad ogni estremo della trave di accoppiamento e da una cerniera plastica alla base di ciascuna parete.

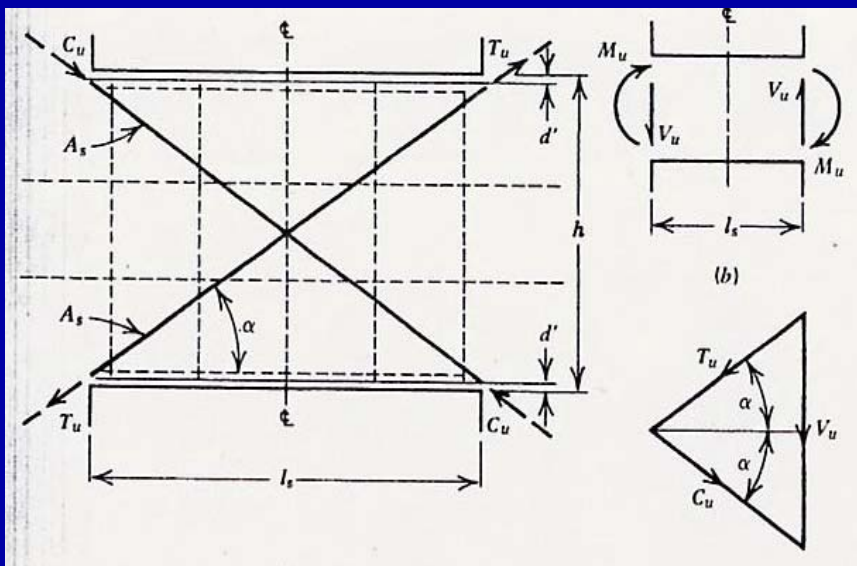


Per massimizzare la duttilità del sistema, le travi di accoppiamento devono plasticizzarsi a flessione e non a taglio. Ciò necessita di una corretta progettazione dell'armatura delle travi.

Trave di accoppiamento

Modello di calcolo per il dimensionamento delle armature

Diversi studi mostrano che la resistenza e la duttilità della trave di accoppiamento aumenta se l'armatura si dispone in modo diagonale. In seguito alla sollecitazione da taglio e flessione la trave è sollecitata da sforzi di trazione e compressione diretti a 45°. L'armatura va disposta nelle due direzioni ed è legata da una staffa a spirale per evitare l'instabilità delle armature compresse e per dare confinamento al calcestruzzo.



$$V_d \leq 2A_s f_{yd} \sin \alpha$$
$$V_d \leq 15bd \tau_{Rd} \quad \tau_{Rd} = \frac{R_{ck}^{2/3}}{28} \text{ (Mpa)}$$

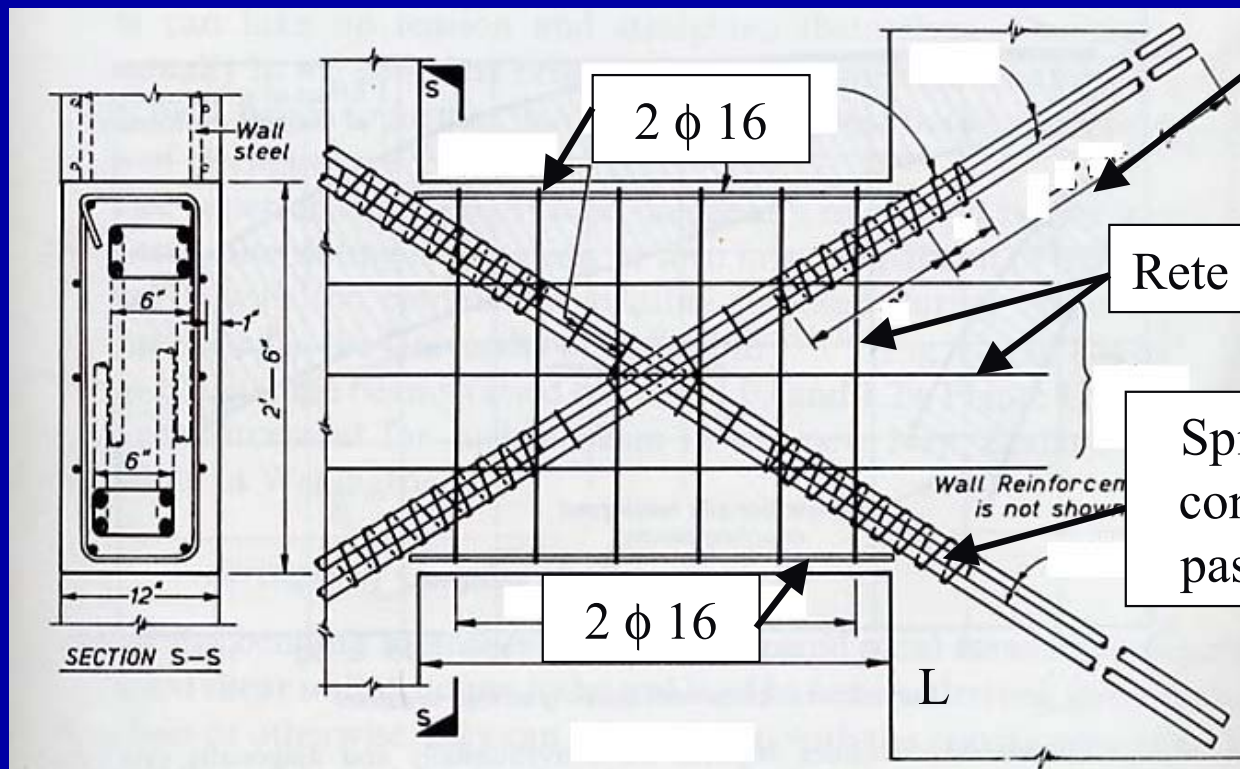
Es. trave 30 x 80: $\tau_{Rd} = 0.34 \text{ Mpa}$,
 $V_{R1} = 1179 \text{ kN}$

Fig. tratta da Park and Paulay "Reinforced concrete structure"

Trave di accoppiamento

Armature

Nel caso di armature ad X bisogna seguire i dettagli costruttivi seguenti:



Ancoraggi > 50% di quanto previsto per il caso non sismico

Rete φ 10/10

Spirale o staffe di contenimento con passo $p \leq 100\text{mm}$

Fig. tratta da Park and Paulay "Reinforced concrete structure"

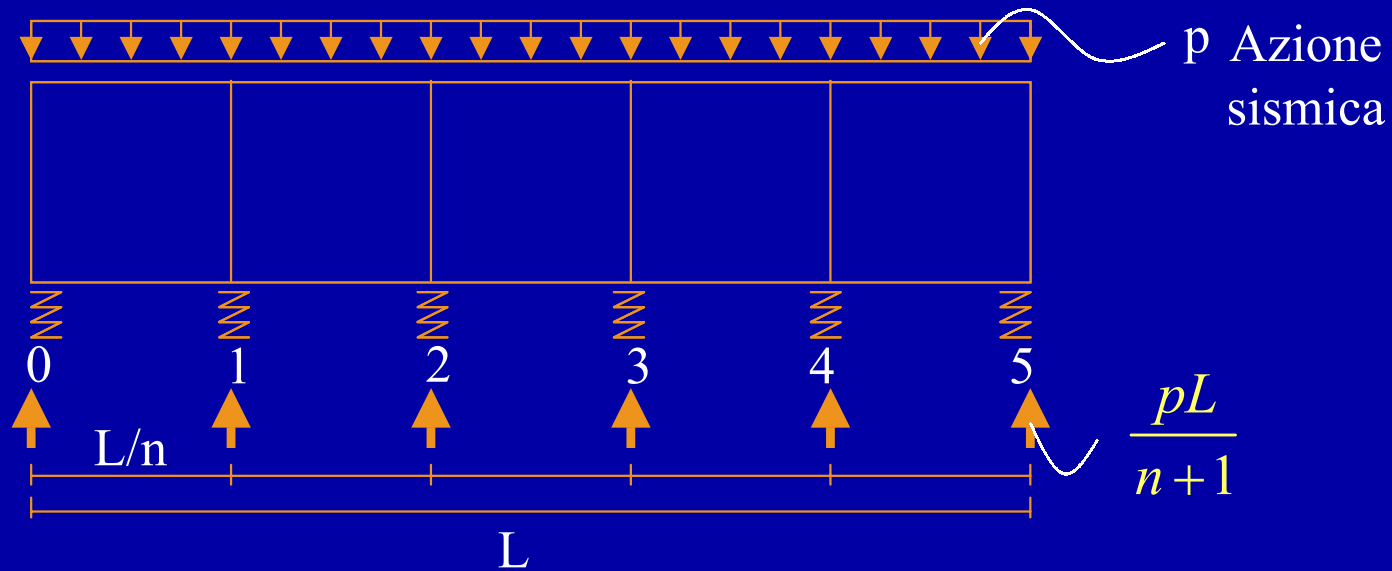
Solai - diaframmi

Comportamento a diaframma (EC8 (2002) par. 4.2.1.5)

(1) Nella valutazione del comportamento sismico di un edificio i solai hanno un ruolo importante. I solai si comportano come diaframmi che trasmettono le forze inerziali a tutti gli elementi strutturali verticali e assicurano che tutti gli elementi strutturali contrastino l'azione sismica. Il funzionamento del solaio come diaframma è particolarmente importante per edifici che presentano una disposizione degli elementi strutturali verticali non uniforme o per edifici dati dall'accoppiamento di sistemi con rigidezza diversa (sistemi duali o misti).

Solai - diaframmi

Modello elementare



$$M_i = \frac{pL^2}{2} \cdot \frac{i}{n} \left(\frac{i+1}{n+1} - \frac{i}{n} \right) \quad \text{Con } i = n/2 \quad (\text{per } n \text{ pari})$$

$$\max M = \frac{pL^2}{8} \cdot \frac{1}{n+1} = \frac{M_0}{n+1} \quad \max V = \frac{pL}{n+1} = V_0 \frac{2}{n+1}$$

Solai - diaframmi

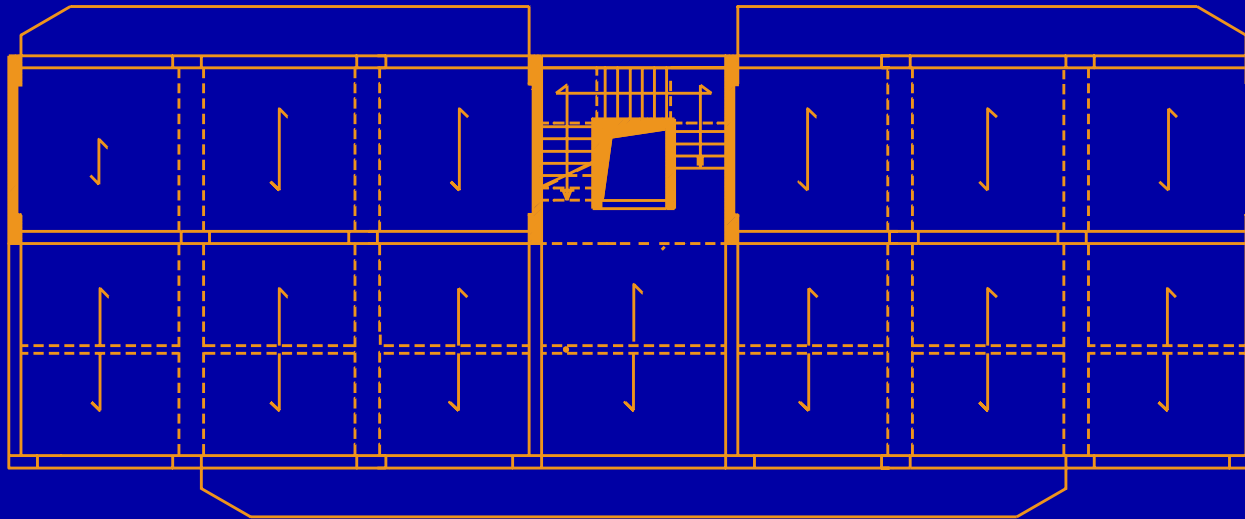
Comportamento a diaframma (EC8 (2002) par. 4.2.1.

(2) Particolare attenzione deve essere posta per solai con forma molto allungata e poco compatta e per solai con elevati fori proprio in corrispondenza degli elementi strutturali principali.

Solai - diaframmi

Comportamento a diaframma (EC8 (2002) par. 4.2.1).

(2) Particolare attenzione deve essere posta per solai con forma molto allungata e poco compatta e per solai con elevati fori proprio in corrispondenza degli elementi strutturali principali.



Solai - diaframmi

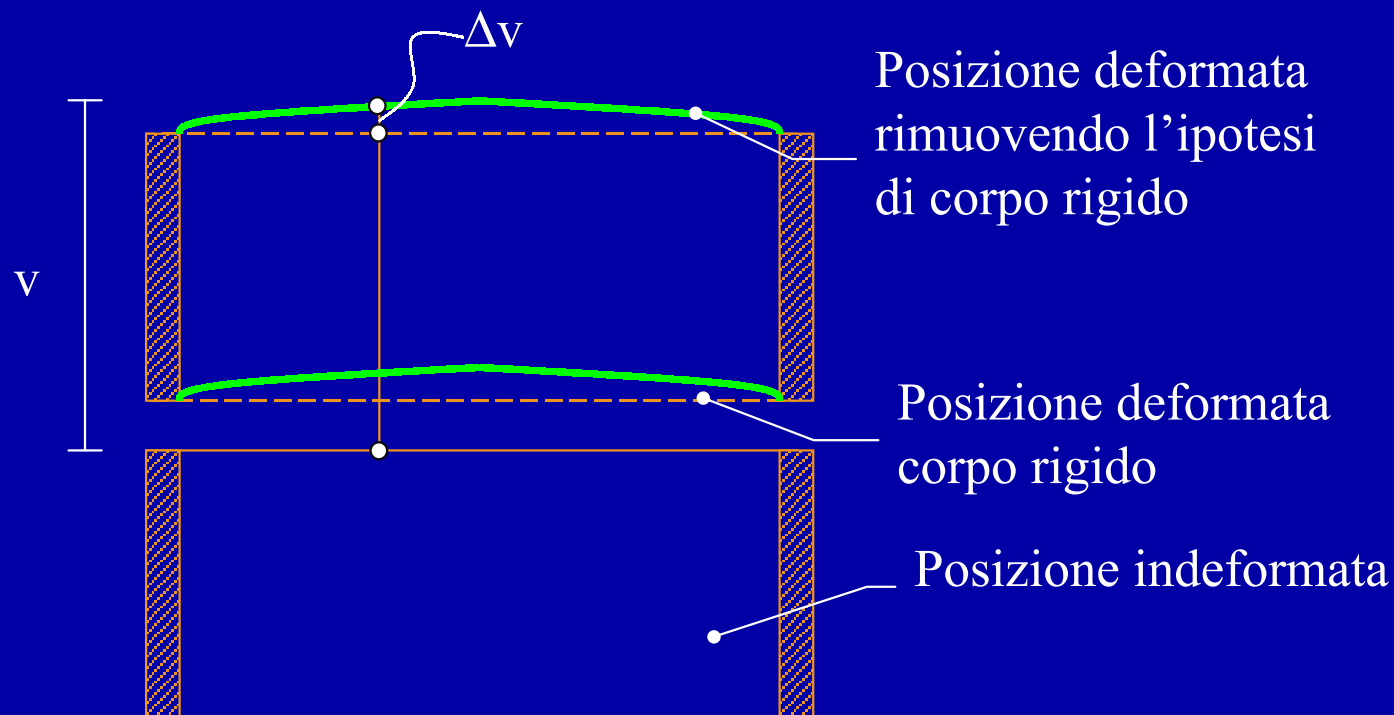
Comportamento a diaframma (EC8 (2002) par. 4.2.1.

(3) I diaframmi devono possedere una rigidezza in pianta sufficiente per distribuire le forze inerziali tra gli elementi strutturali verticali in accordo con l'ipotesi di progetto di piano rigido, soprattutto nel caso di cambi di rigidezza degli elementi verticali sopra e sotto il diaframma.

Solai - diaframmi

Condizione di corpo rigido (EC8 (2002) par. 4.3.1.4)

Il diaframma può essere considerato rigido se la deviazione nel piano di tutti i punti del diaframma dalla posizione assunta nell'ipotesi di corpo rigido è inferiore al 10% dei rispettivi spostamenti assoluti ottenuti per la combinazione di carico sismico.

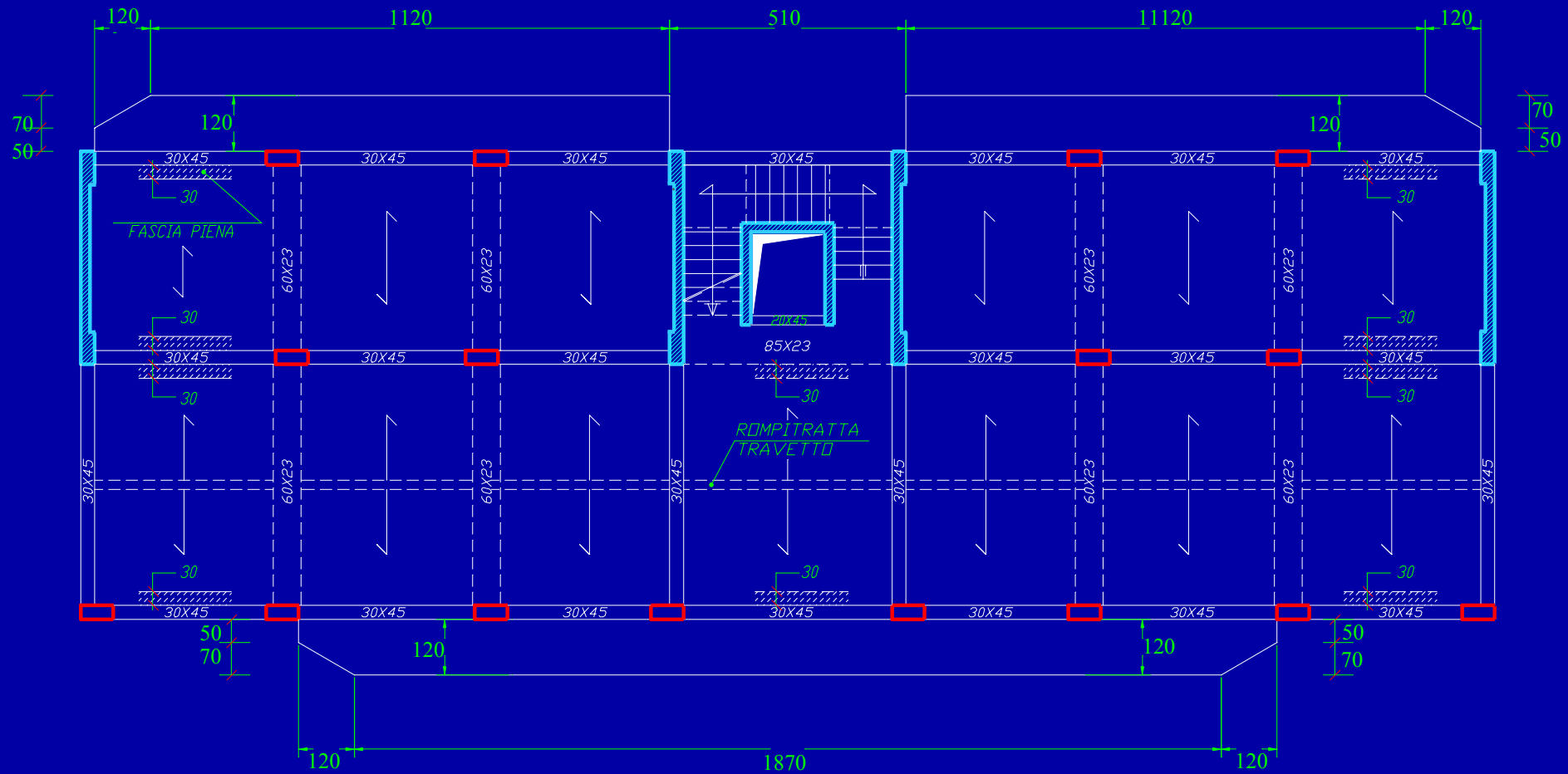


$$\frac{\Delta v}{v} \leq 10\%$$

Solai - diaframmi

Modello delle azioni (O.P.C.M. par.4.11.1.6)

Data la pianta tipo di un edificio:

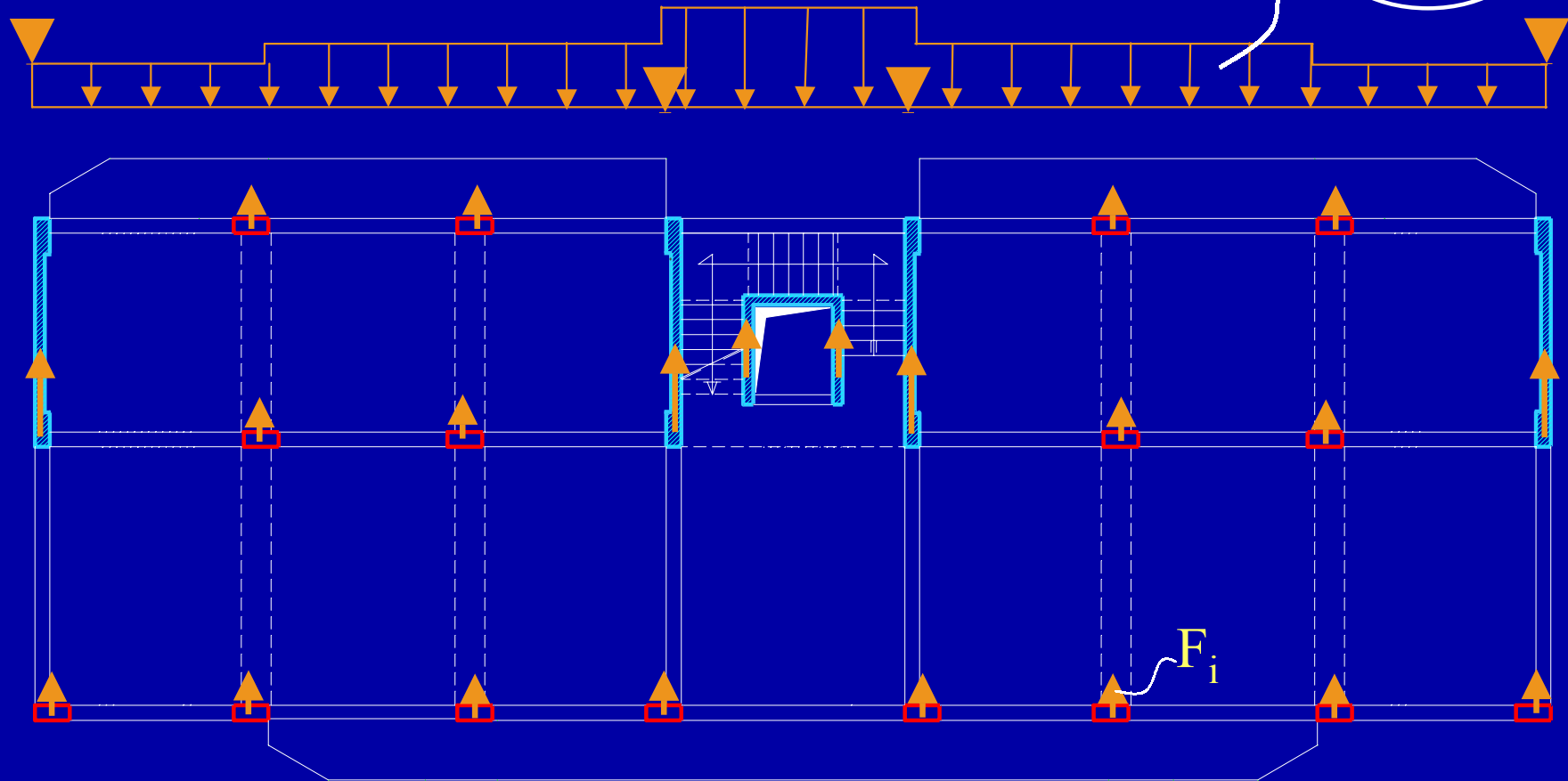


Solai - diaframmi

Modello delle azioni (O.P.C.M. par.4.11.1.6)

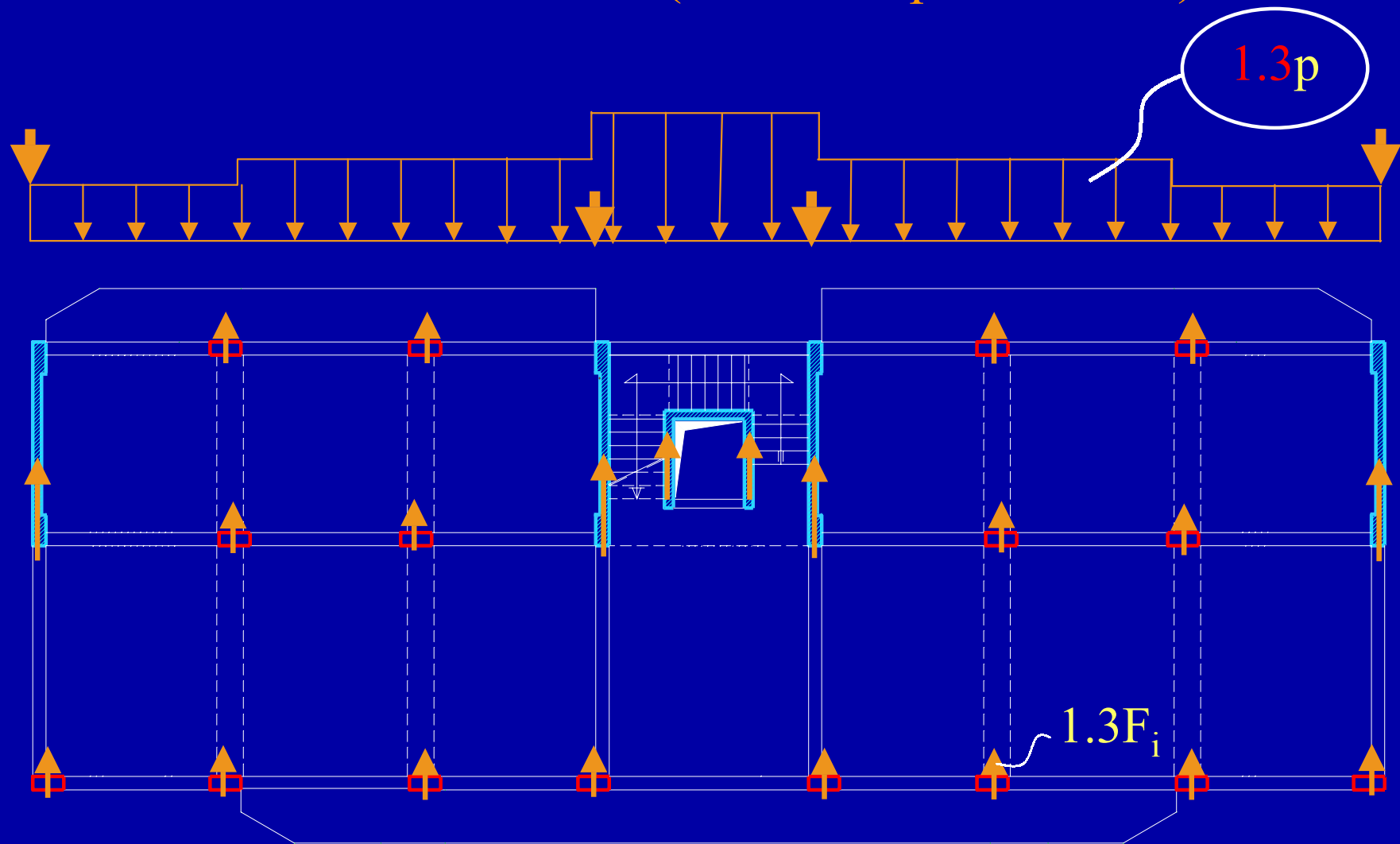
Forze ottenute dall'analisi

p



Solai - diaframmi

Modello delle azioni (O.P.C.M. par.4.11.1.6)



Solai - diaframmi

Modelli strutturali (EC8 (2002) par.5.10)

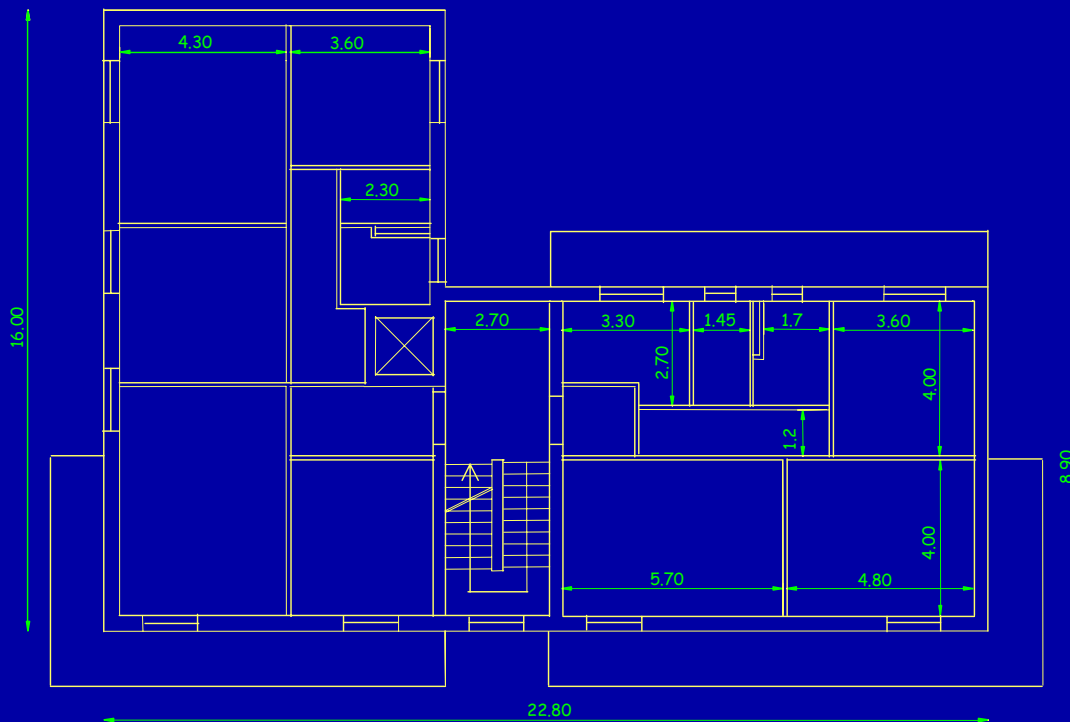
Gli effetti delle azioni sismiche nei diaframmi in cemento armato possono essere valutati utilizzando:

1. Modelli a trave (per una pianta molto allungata)
2. Modelli a trave alta o tozza
3. Modelli a traliccio (strut & tie)
4. Modelli ad elementi finiti

Tutti questi modelli sono vincolati con appoggi elastici.

Solai - diaframmi

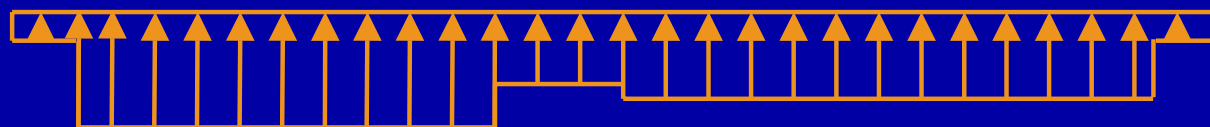
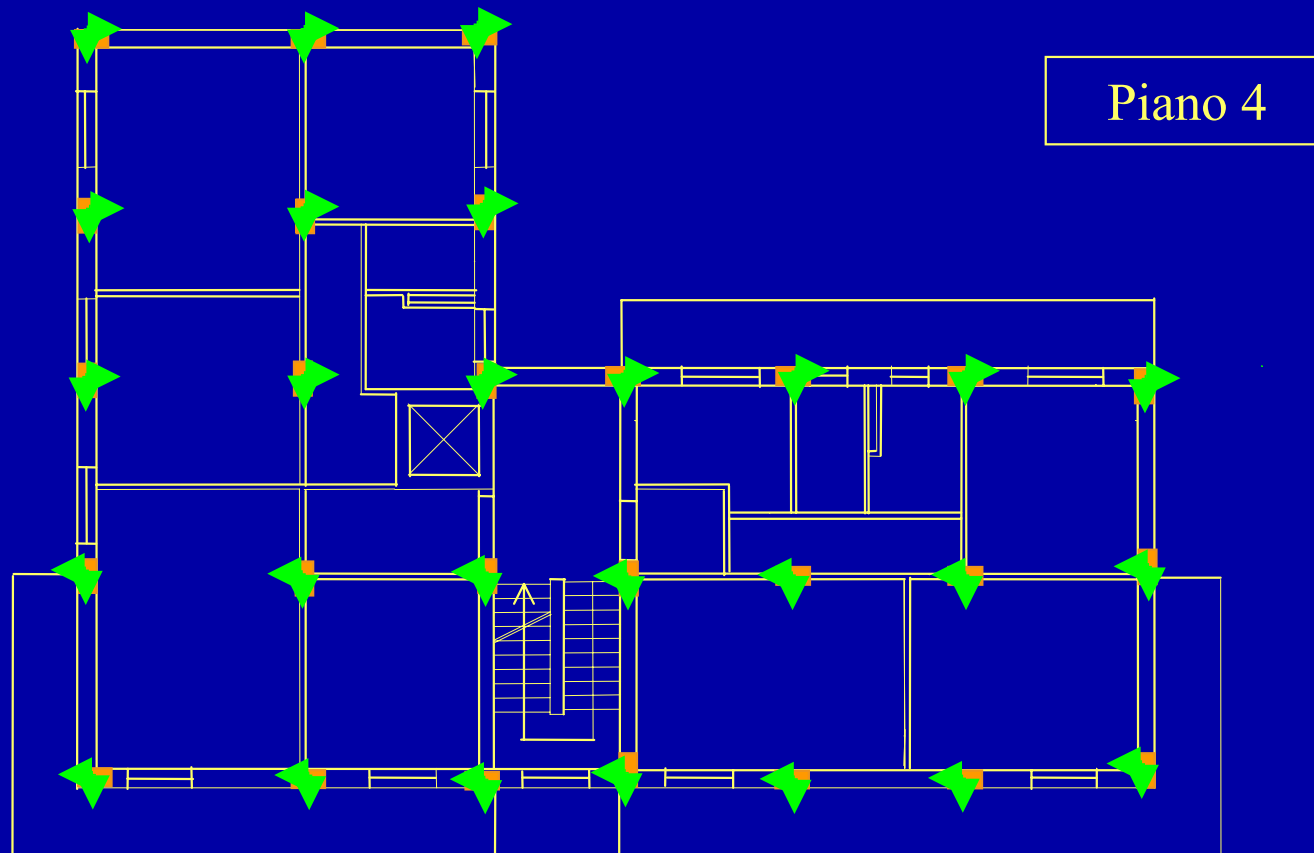
Modello di analisi strutturale



Si esamina la verifica dell'impalcato di un edificio di cinque piani.

Solai - diaframmi

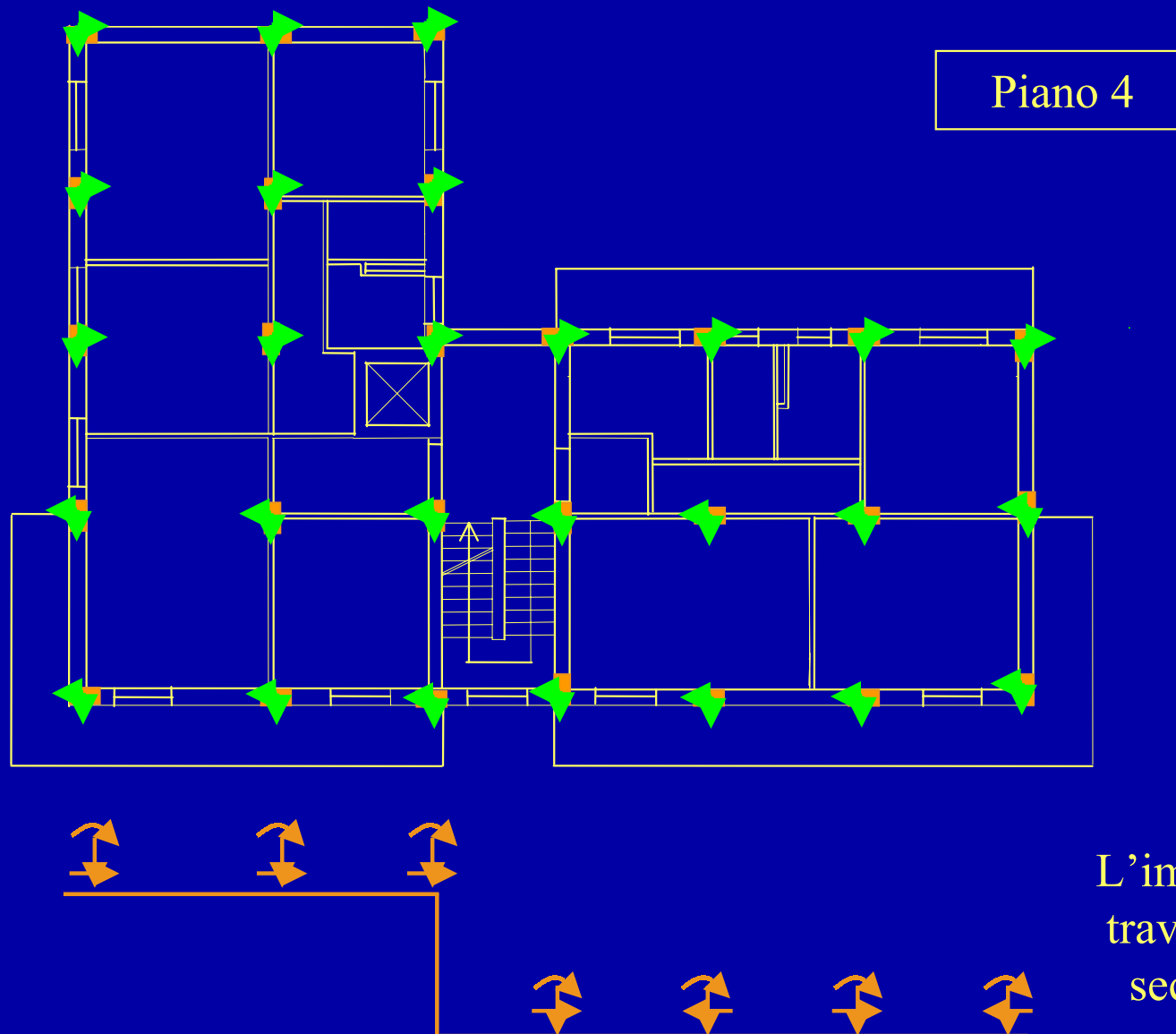
Modello di analisi strutturale



Azione sismica di piano
distribuita uniformemente
sull'impalcato

Solai - diaframmi

Modello di analisi strutturale



L'impalcato è assimilato ad una trave ad asse spezzato disposta secondo la fibra baricentrica

Solai - diaframmi

Modello di analisi strutturale

Piano 4

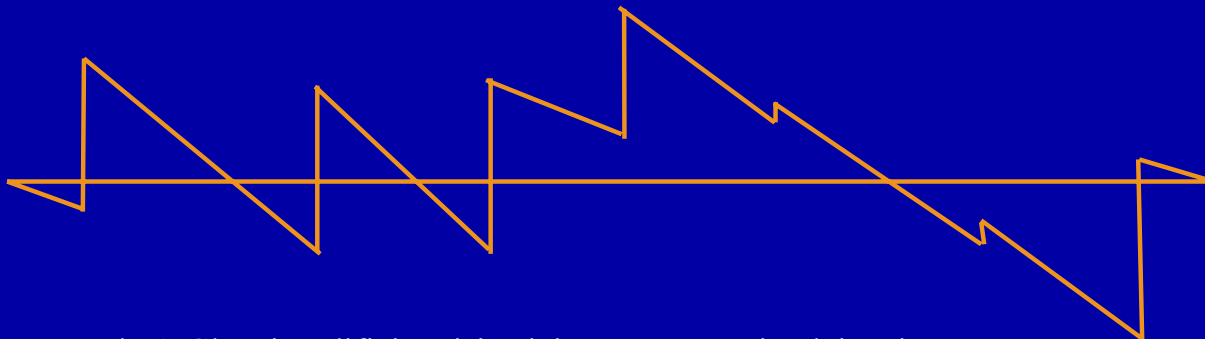
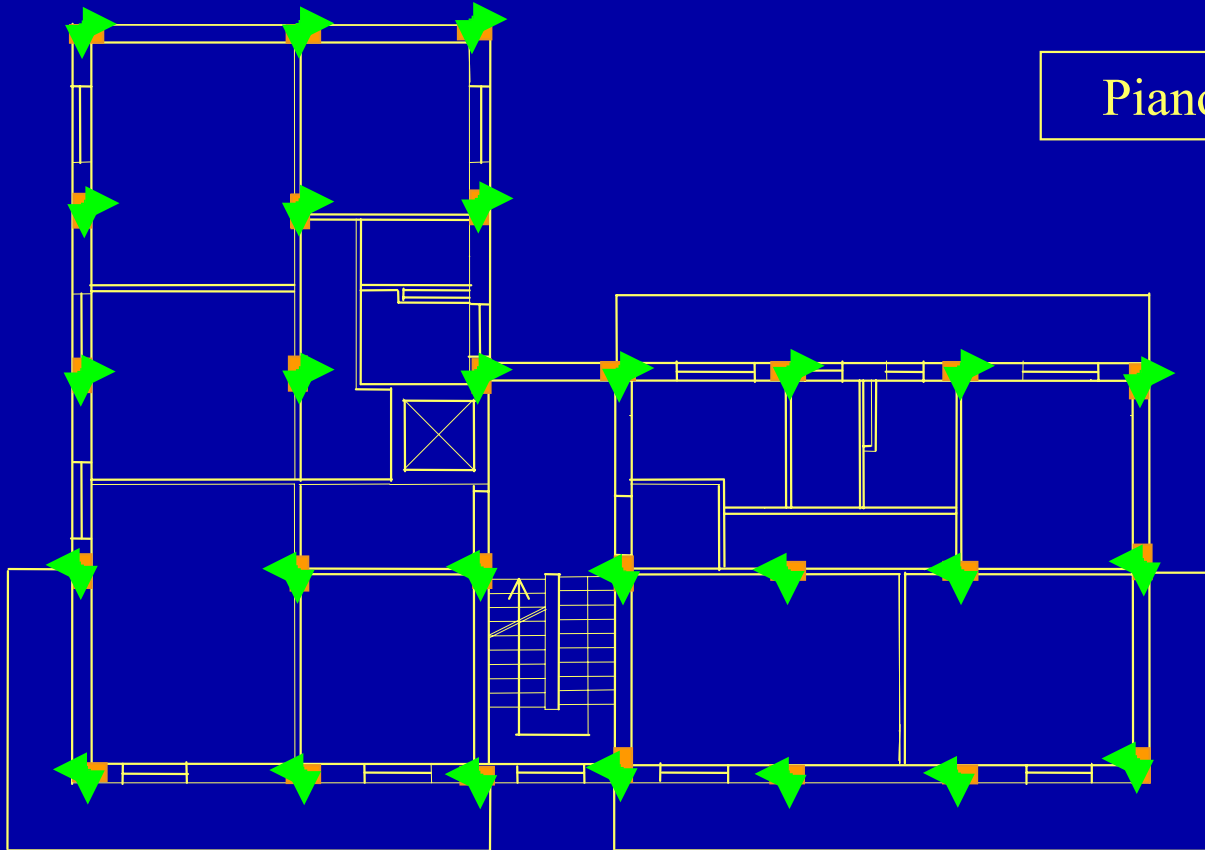


Diagramma del taglio

Fig. tratta da A.Gherzi "Edifici antisismici con struttura intelaiate in cemento armato"

Solai - diaframmi

Modello di analisi strutturale

Piano 4

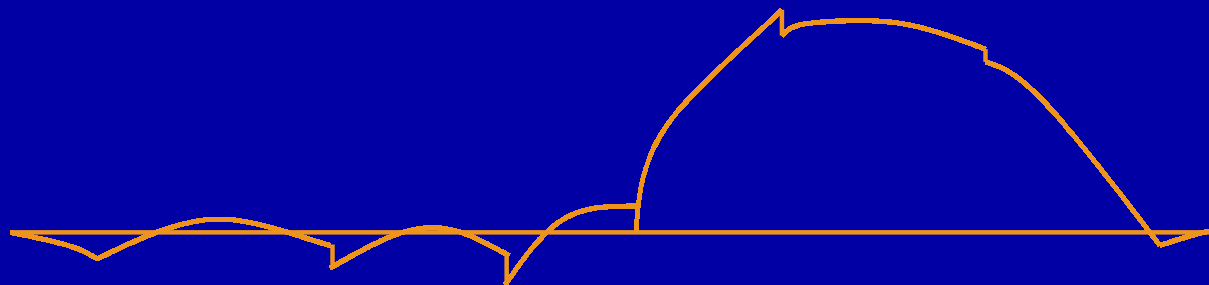
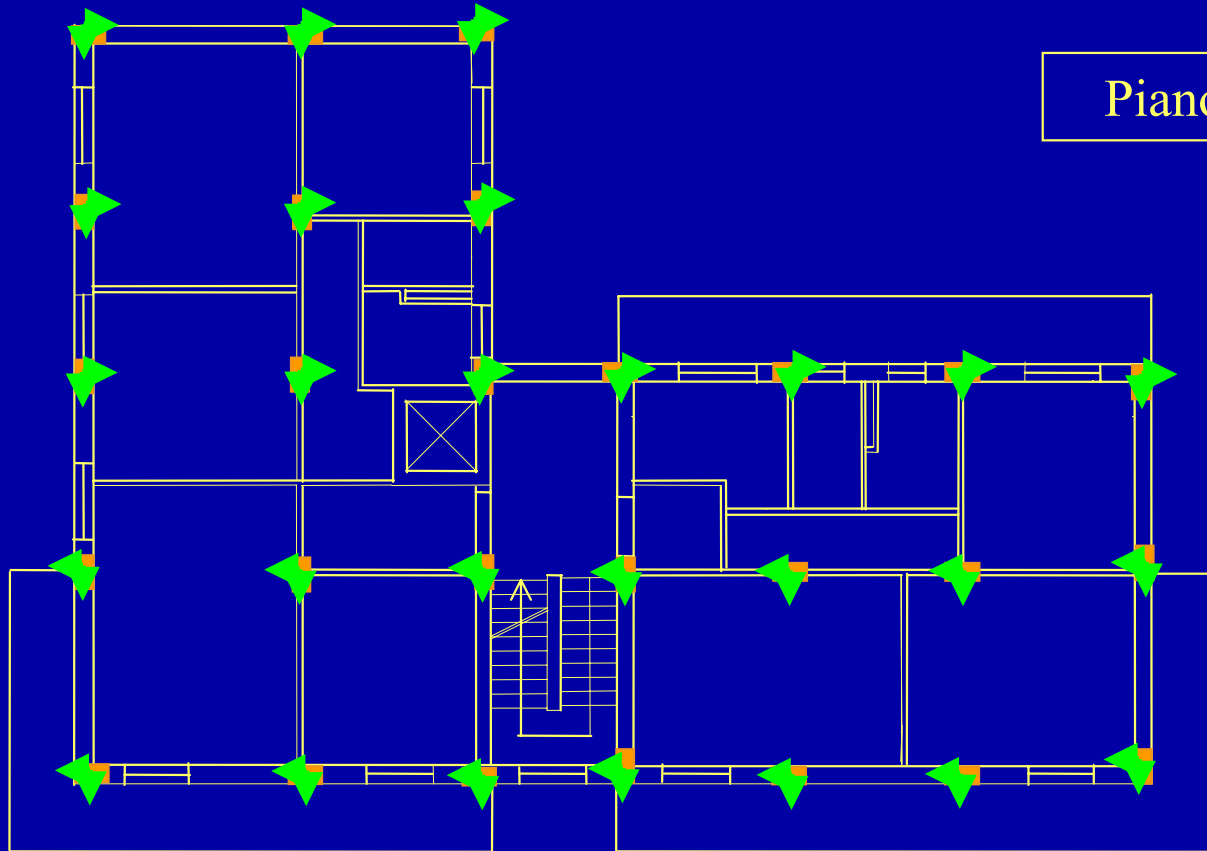
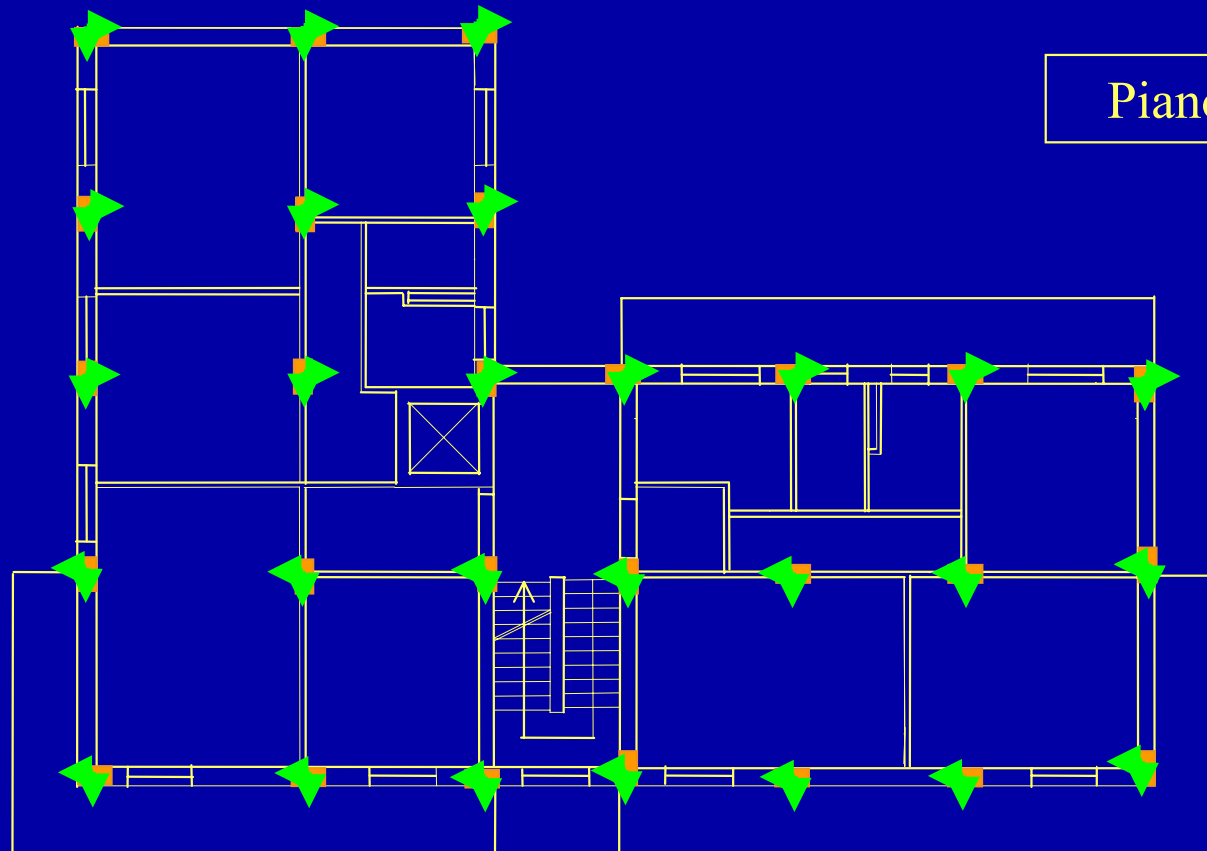


Diagramma del momento

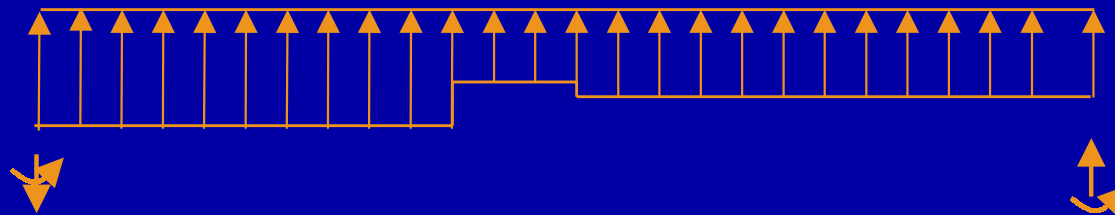
Solai - diaframmi

Modello di analisi strutturale semplificato



Piano 4

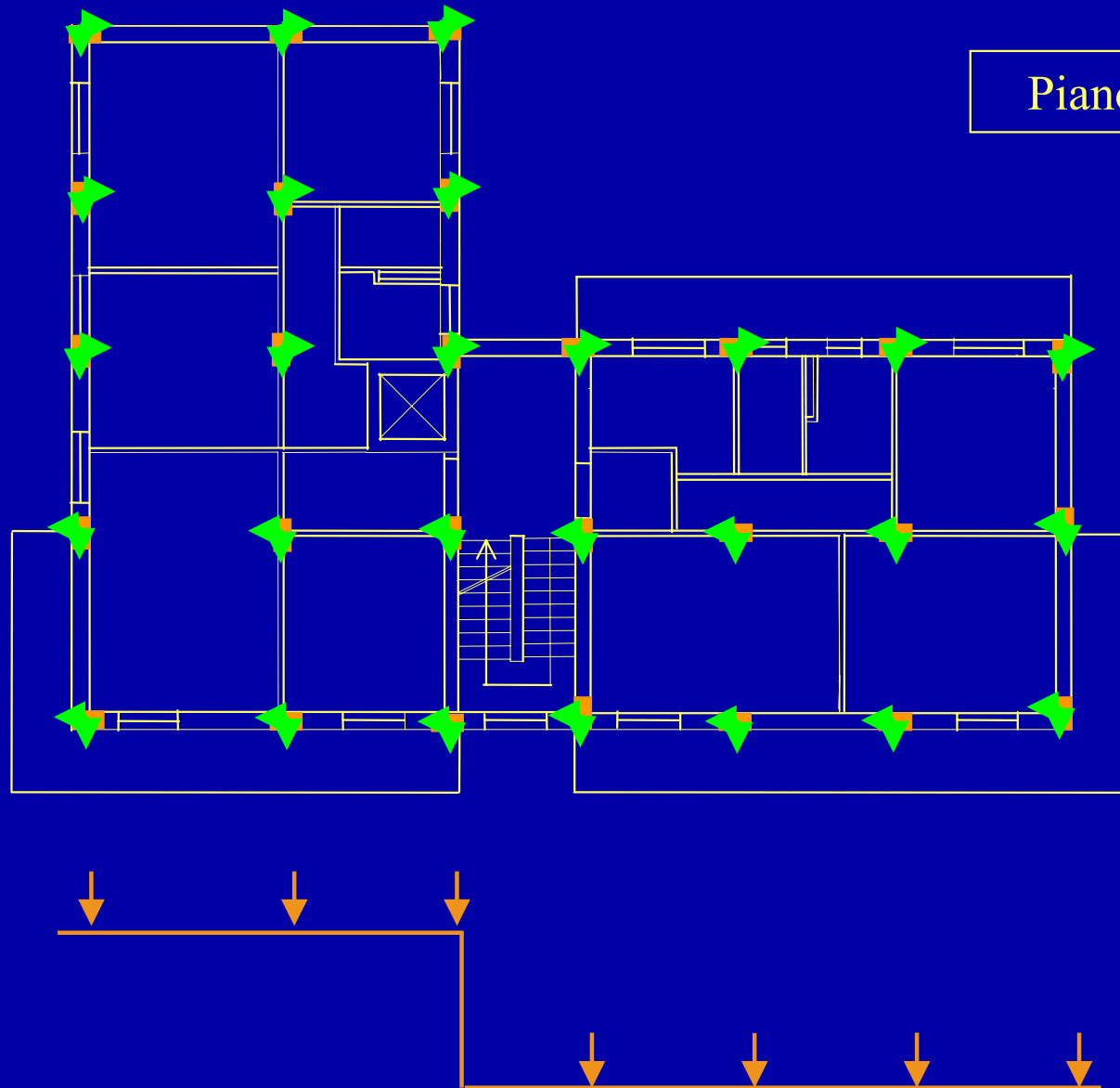
Si trascura il contributo dei telai ortogonali alla direzione del sisma



Azione sismica di piano distribuita uniformemente sull'impalcato

Solai - diaframmi

Modello di analisi strutturale semplificato



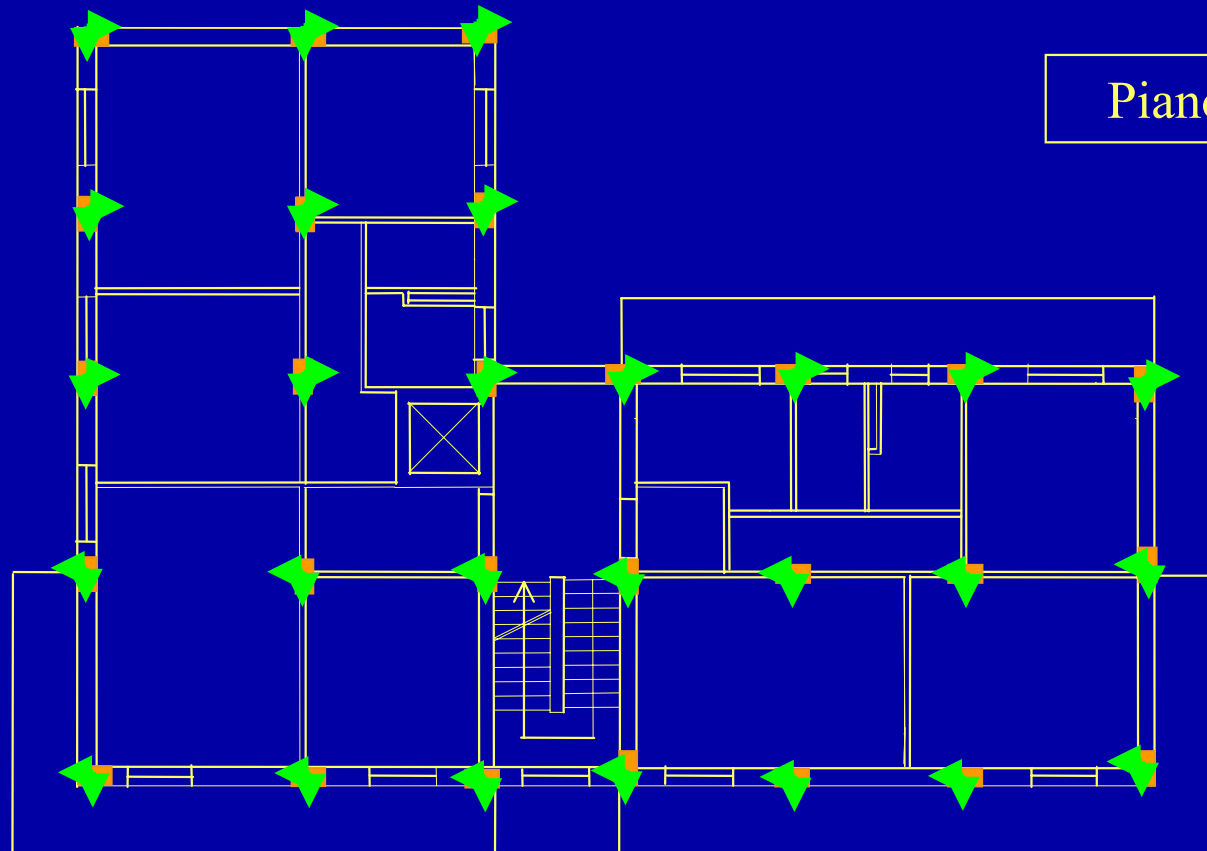
Piano 4

Si trascura il contributo dei
telai ortogonali alla
direzione del sisma

Fig. tratta da A.Gherzi "Edifici antisismici con struttura intelaiate in cemento armato"

Solai - diaframmi

Modello di analisi strutturale semplificato



Piano 4

Si trascura il contributo dei telai ortogonali alla direzione del sisma

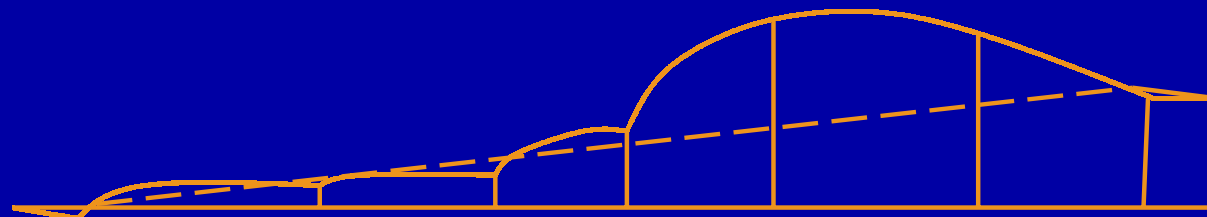


Diagramma del momento

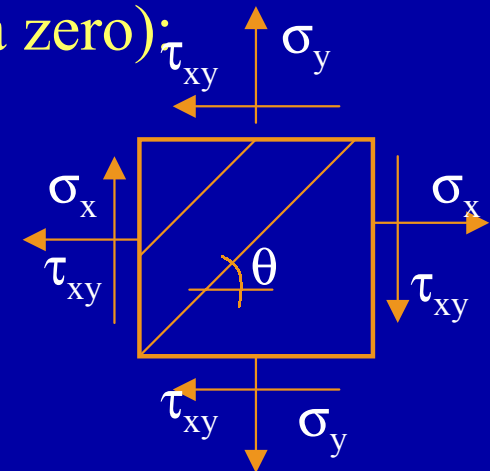
Solai - diaframmi

Modello di verifica (EC2, appendice 2)

(1) In un elemento di lastra soggetto a uno stato tensionale definito dalle tensioni σ_x , σ_y e τ_{xy} riferite a un sistema di coordinate ortogonali orientato in modo tale che $\sigma_x \leq \sigma_y$, l'armatura può essere calcolata utilizzando la procedura sotto indicata.

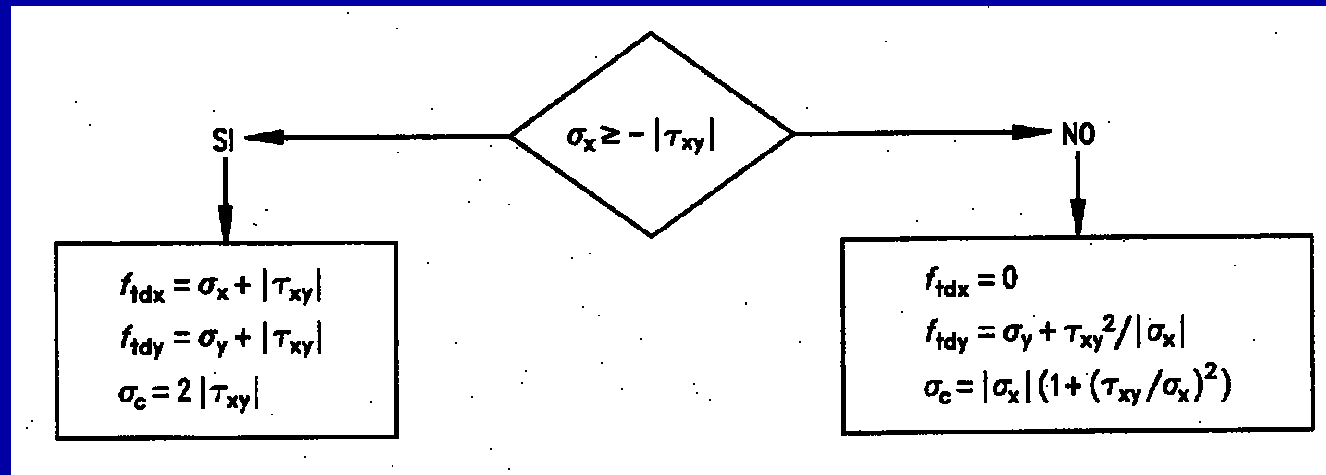
(2) Nel diagramma di flusso sottoriportato f_{tdx} e f_{tdy} sono le tensioni di trazione nominali di calcolo nelle direzioni x ed y nelle sezioni non fessurate. Nell'ipotesi che la resistenza a trazione del calcestruzzo possa essere ritenuta nulla, i rapporti di armatura nelle direzioni x e y sono (valori negativi sono di regola considerati pari a zero):

$$\rho_x = f_{tdx} / f_{yd} \qquad \rho_y = f_{tdy} / f_{yd}$$
$$A_{sx} f_{yd} = f_{tdx} A_c \Rightarrow \rho_x = \frac{A_{sx}}{A_c} = \frac{f_{tdx}}{f_{yd}}$$



Solai - diaframmi

Modello di verifica (EC2, appendice 2)



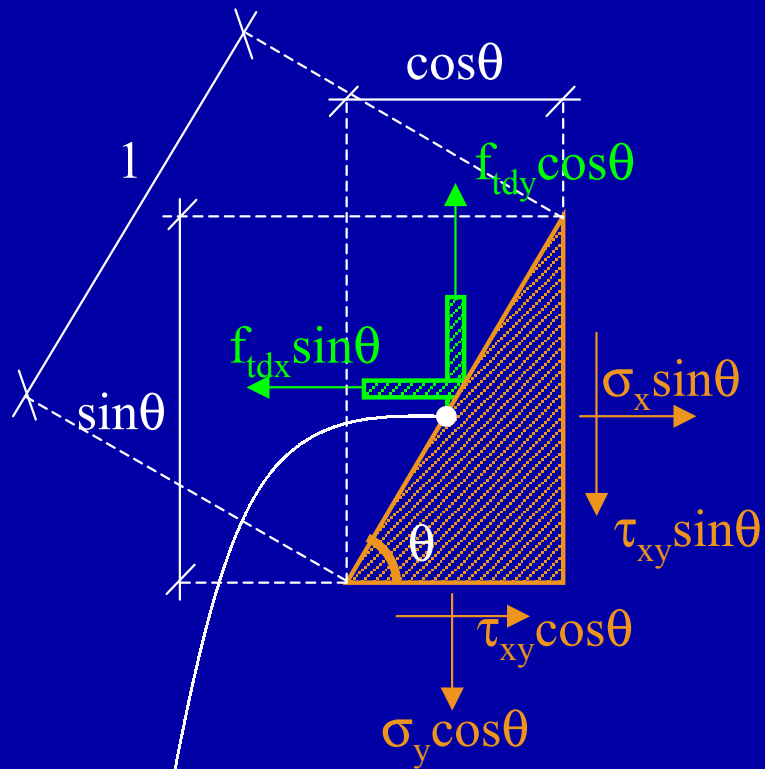
(3) La tensione normale nel calcestruzzo σ_c sarà di regola limitata al valore $\sigma_c \leq f_{cd}$ e contemporaneamente la tensione tangenziale dovrà rispettare:

$$|\tau_{xy}| \leq 1/2 v f_{cd}$$

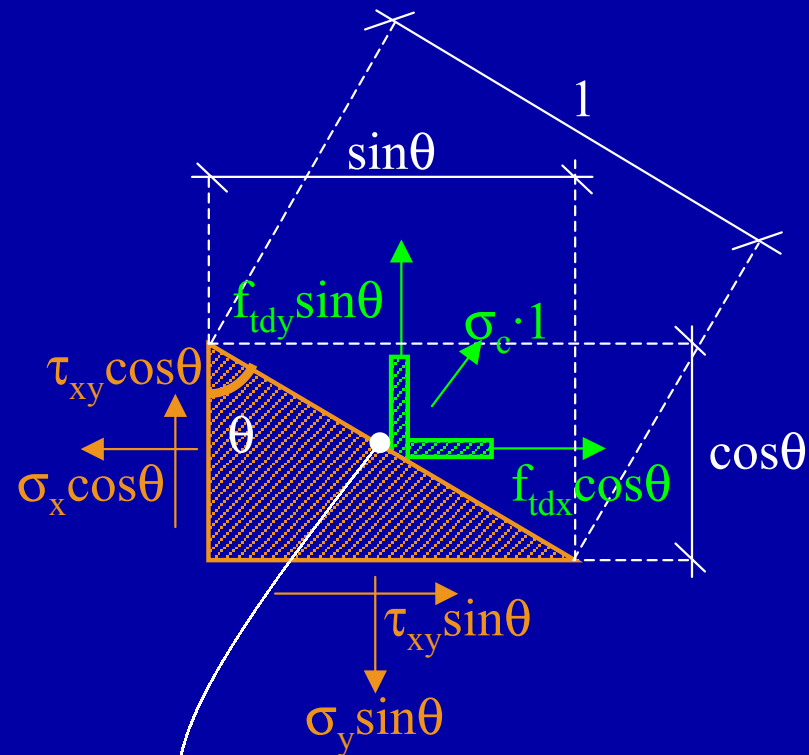
$$v = 0.7 - f_{ck} / 200 \geq 0.5$$

Solai - diaframmi

Modello di verifica



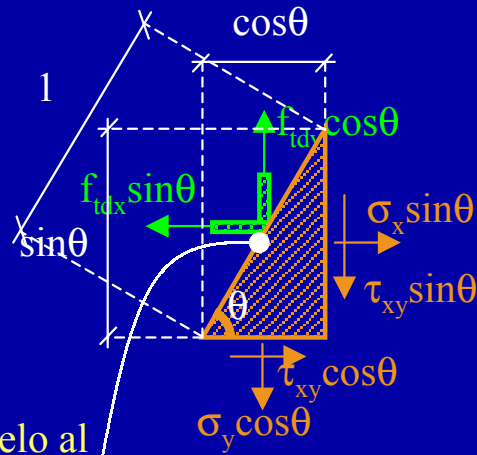
Pino parallelo al campo di compressione



Piano perpendicolare al campo di compressione

Solai - diaframmi

Modello di verifica



Piano parallelo al
campo di compressione

Dalle equazioni in direzione x e y si ha:

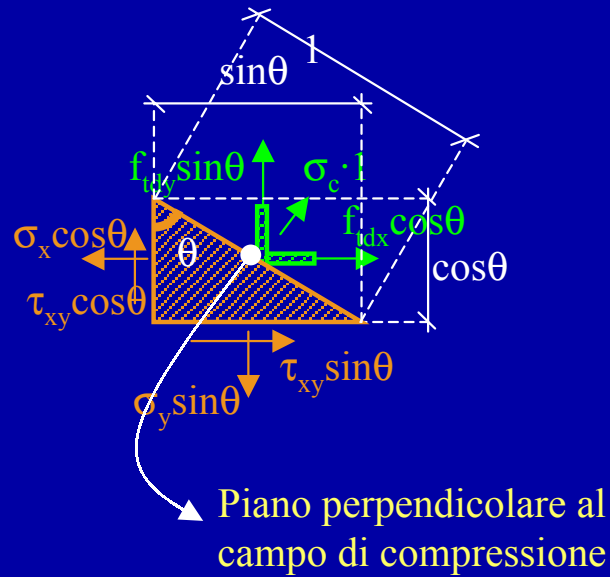
$$\begin{cases} f_{tdx} \sin\vartheta = \sigma_x \sin\vartheta + \tau_{xy} \cos\vartheta \\ f_{tdy} \cos\vartheta = \sigma_y \cos\vartheta + \tau_{xy} \sin\vartheta \end{cases}$$



$$\begin{cases} f_{tdx} = \sigma_x + \frac{\tau_{xy}}{\operatorname{tg}\vartheta} \\ f_{tdy} = \sigma_y + \tau_{xy} \cdot \operatorname{tg}\vartheta \end{cases}$$

Solai - diaframmi

Modello di verifica



Dalle equazioni in direzione x e y si ha:

$$\begin{cases} \sigma_c \cos \vartheta + f_{tdx} \cos \vartheta - \sigma_x \cos \vartheta + \tau_{xy} \sin \vartheta = 0 \\ \sigma_c \sin \vartheta + f_{tdy} \sin \vartheta - \sigma_y \sin \vartheta + \tau_{xy} \cos \vartheta = 0 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_c + f_{tdx} - \sigma_x + \tau_{xy} \operatorname{tg} \vartheta = 0 \\ \sigma_c + f_{tdy} - \sigma_y + \tau_{xy} \frac{1}{\operatorname{tg} \vartheta} = 0 \end{cases}$$

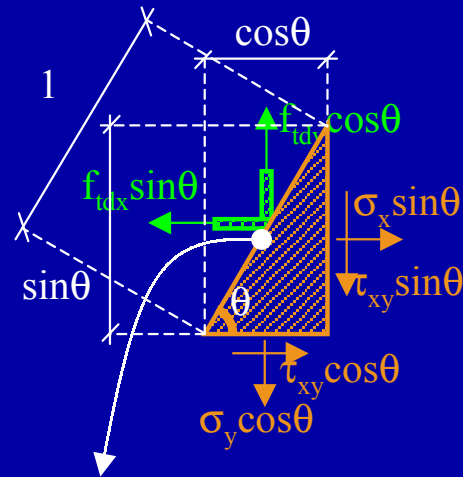
$$\begin{cases} \sigma_c = \sigma_x - \tau_{xy} \operatorname{tg} \vartheta - f_{tdx} \\ \sigma_c = \sigma_y - \tau_{xy} \frac{1}{\operatorname{tg} \vartheta} - f_{tdy} \end{cases}$$



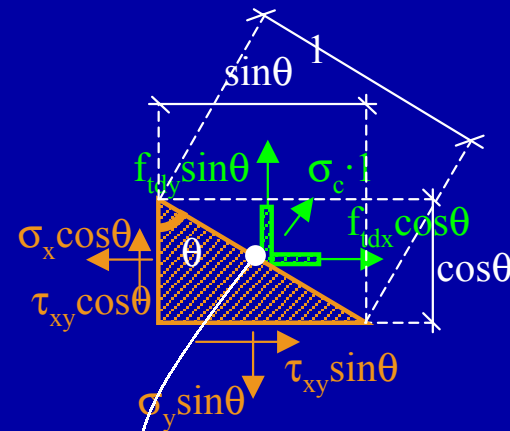
$$\sigma_c = -\tau_{xy} \left(\operatorname{tg} \vartheta + \frac{1}{\operatorname{tg} \vartheta} \right)$$

Solai - diaframmi

Modello di verifica



Piano parallelo al campo di compressione



Piano perpendicolare al campo di compressione

$$\rho_x = f_{tdx} / f_{yd}$$

$$\rho_y = f_{tdy} / f_{yd}$$

Valori di $\rho_x + \rho_y = MIN$



$$\theta = 45^\circ$$

$$|\tau_{xy}| \leq 1/2 v f_{cd}$$

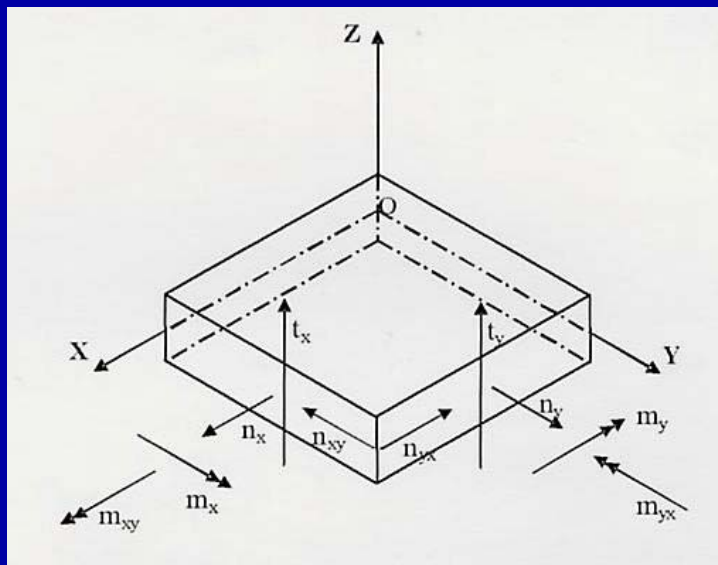
$$v = 0.7 - f_{ck} / 200 \geq 0.5$$

$$\sigma_c \leq f_{cd}$$

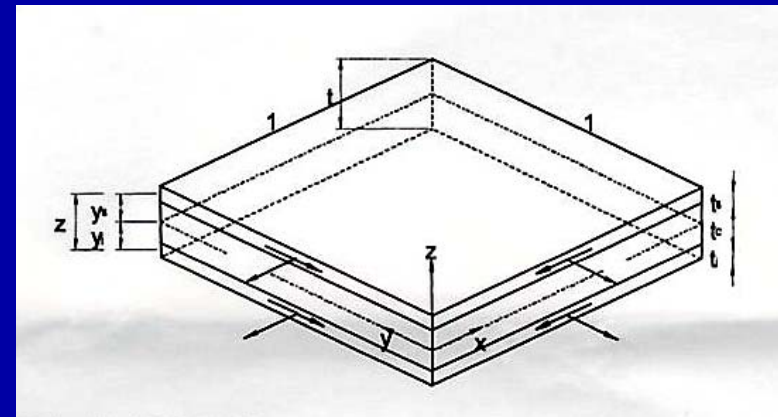
Solai - diaframmi

Modello di verifica

Le verifiche allo stato limite ultimo e il dimensionamento delle armature per le 8 componenti di sollecitazione interna possono essere condotte utilizzando il modello sandwich. Si considerano tre strati, dei quali quelli esterni in grado di assorbire le azioni membranali (n_x, n_y, n_{xy}) e flessionali (m_x, m_y, m_{xy}) e quello interno le azioni taglianti fuori piano (t_x, t_y).



Elemento shell



Modello sandwich

Solai - diaframmi

Modello di verifica

Il progetto della piastra è ricondotto al progetto di due lastre con due ordini di armature. In condizione fessurata l'equilibrio della lastra è assicurato da un campo di compressioni nel calcestruzzo inclinato di un angolo θ rispetto all'asse x e dalle barre di armatura.

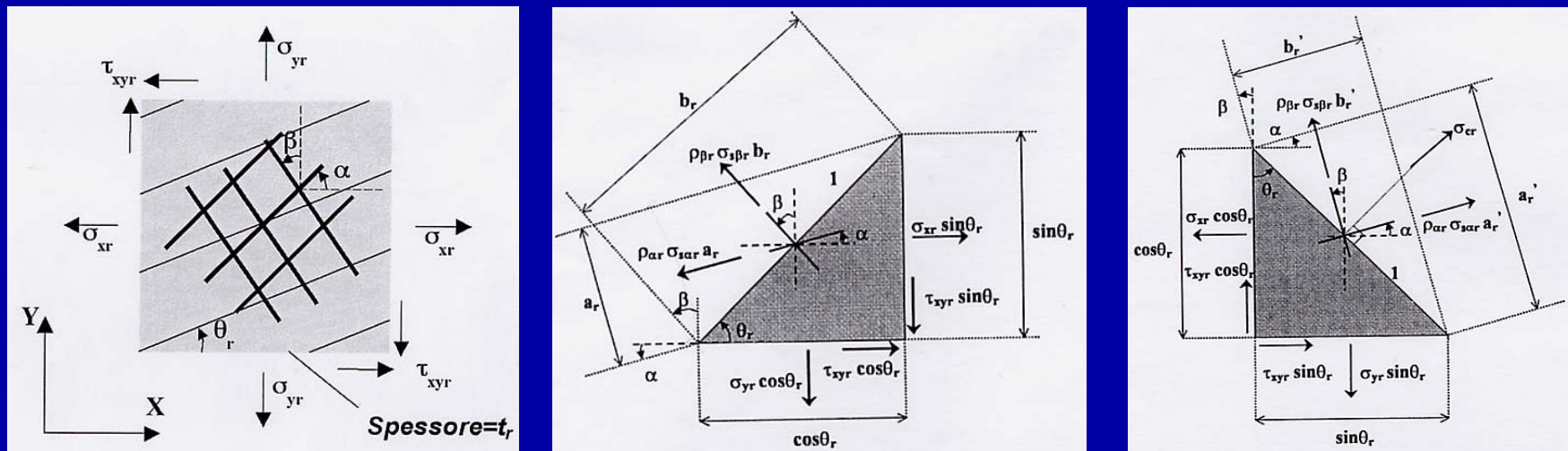


Fig. tratta da G. Mancini, Tecniche costruttive nel progetto dei ponti”

Elementi non strutturali

Gran parte del danno che gli edifici subiscono nei terremoti riguarda le parti non strutturali. In accordo con la filosofia di progetto la struttura deve possedere un adeguato livello di duttilità per far fronte al sisma severo, ma anche un adeguato livello di rigidità per limitare il danno agli elementi non strutturali in seguito ad un sisma di bassa intensità.

Elementi non strutturali

Limitazioni dei danni ai tamponamenti (par. 5.6.4)

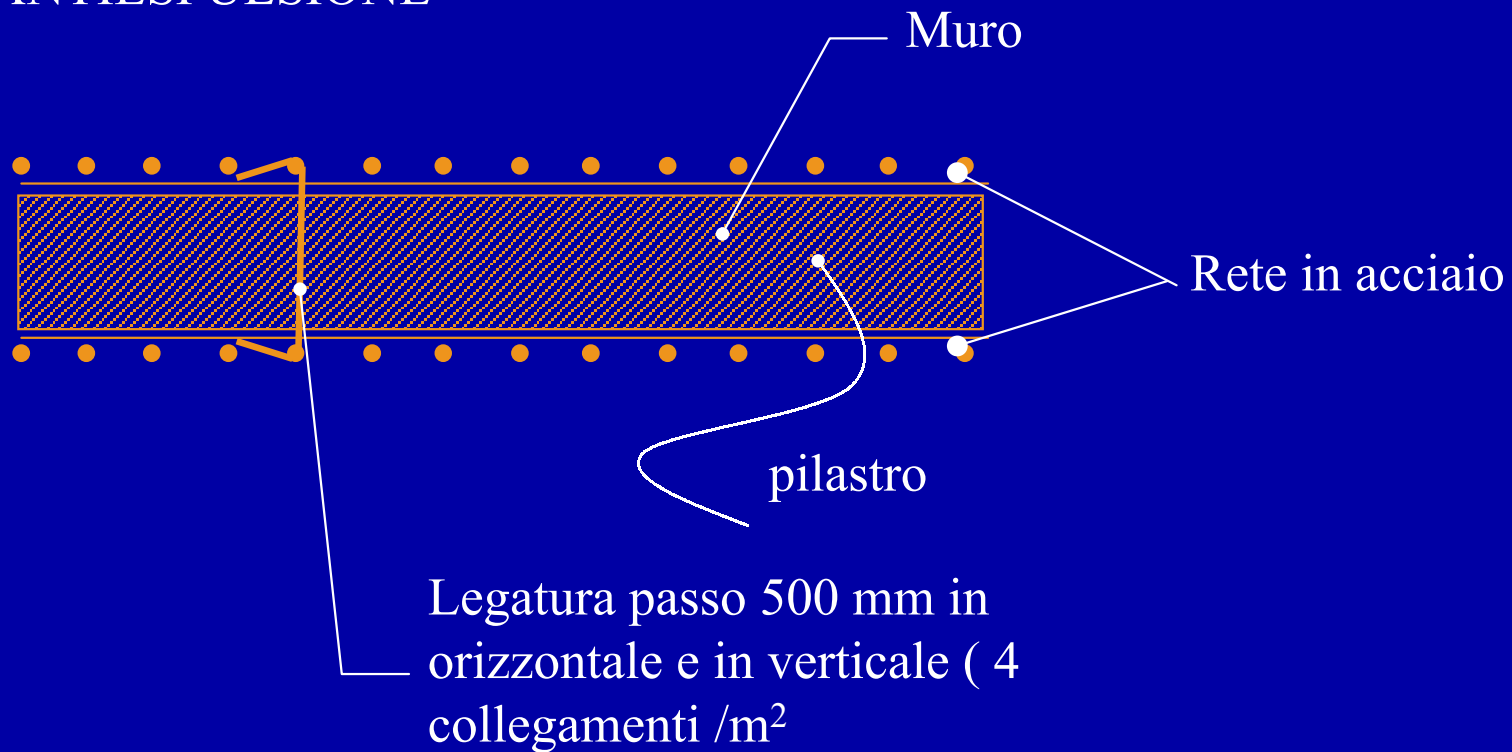
In zone sismiche 1, 2, e 3 dovranno essere adottate misure atte ad evitare collassi fragili e prematuri dei pannelli di tamponamento esterno e la possibile espulsione di elementi in muratura in direzione perpendicolare al piano del pannello. Questa regola si intende soddisfatta con l'inserimento di leggere reti in acciaio sui due lati della muratura, collegate tra loro ad una distanza non superiore a 500 mm sia in direzione orizzontale sia in direzione verticale, ovvero con l'inserimento di elementi di armatura orizzontale nei letti di malta, a distanza non superiore a 500 mm.

Elementi non strutturali

Limitazioni dei danni ai tamponamenti (par. 5.6.4)

1. Dispositivo

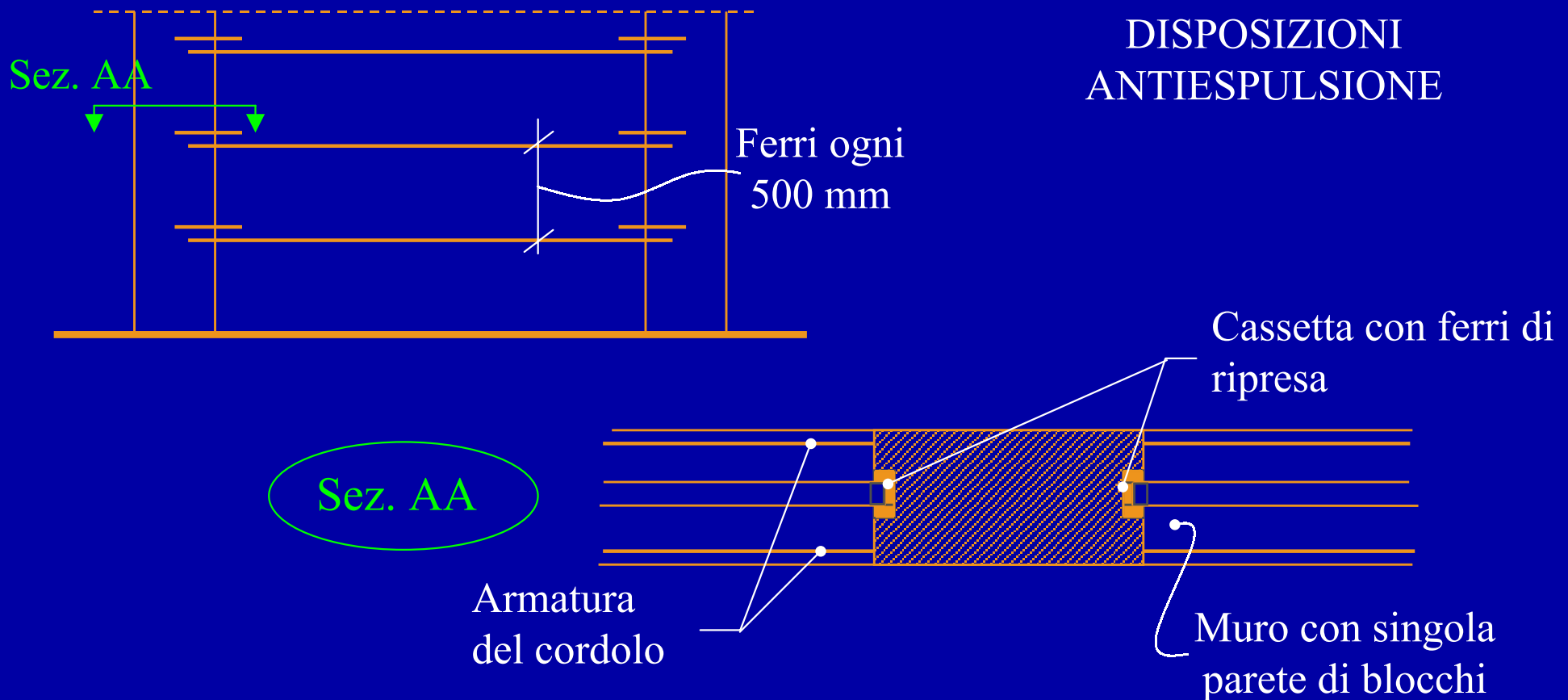
DISPOSIZIONI
ANTIESPULSIONE



Elementi non strutturali

Limitazioni dei danni ai tamponamenti (par. 5.6.4)

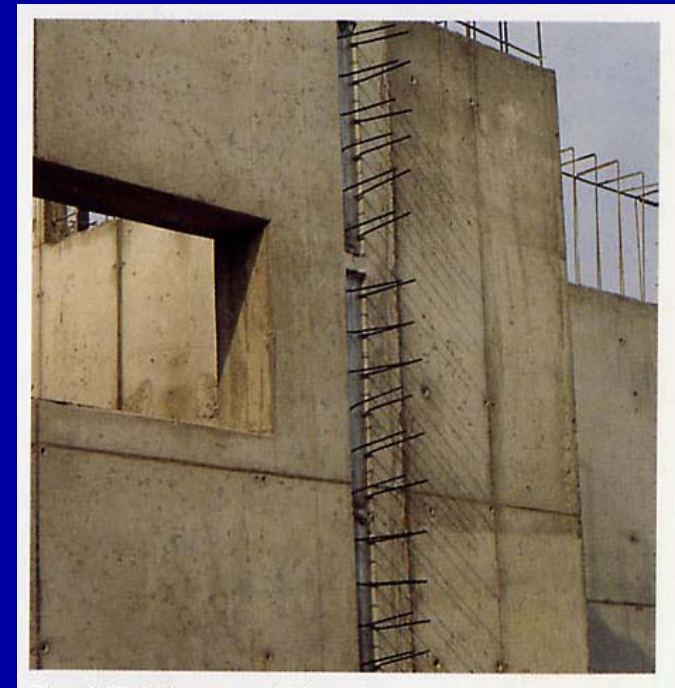
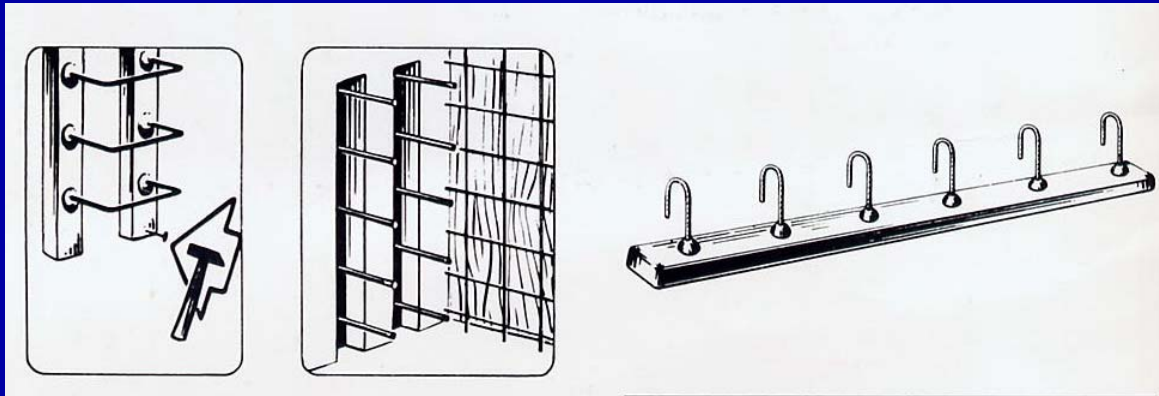
2. Dispositivo



Elementi non strutturali

Limitazioni dei danni ai tamponamenti

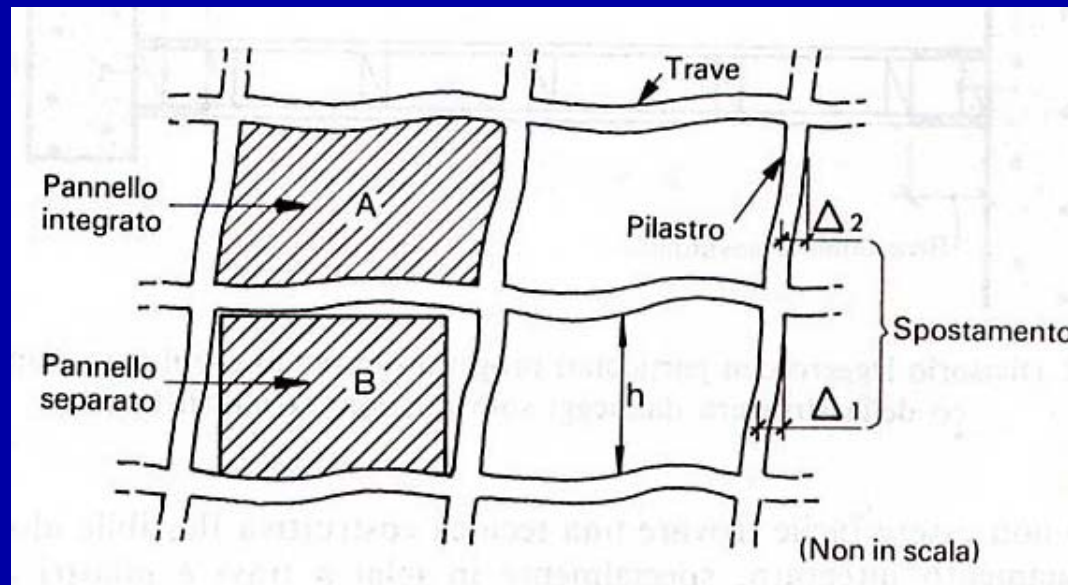
Dispositivi per la giunzione dei ferri di armatura



Elementi non strutturali

Interferenza del pannello con la maglia strutturale

Nei terremoti tutti gli edifici presentano spostamenti relativi orizzontali e deformazioni verticali

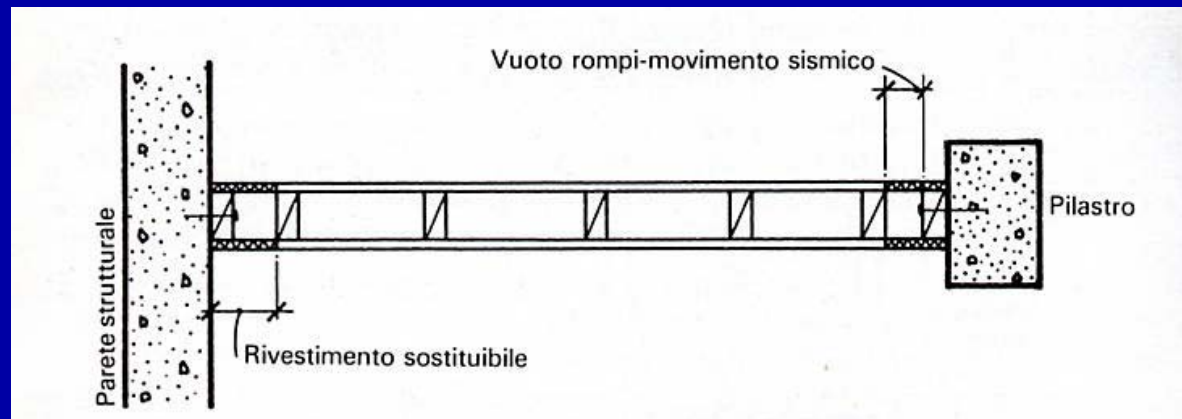


1. Il tamponamento è integrato con la struttura;
2. Il tamponamento è separato dalla struttura.

Elementi non strutturali

Tamponamento integrato con la struttura

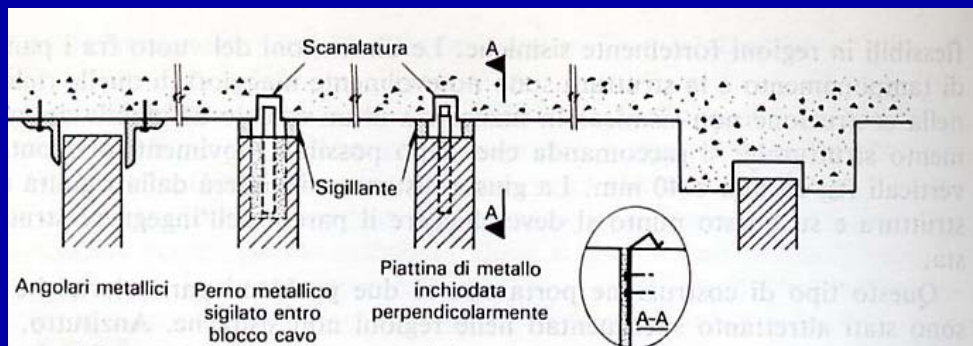
I pannelli sono a contatto strutturale con il telaio così che telaio e pannelli subiscono le stesse deformazioni di deriva.



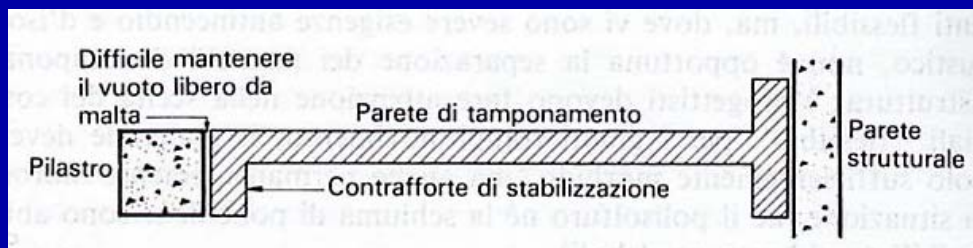
Divisorio leggero con particolari progettati in modo che il martellamento sismico della struttura danneggi solo porzioni terminali limitate.

Elementi non strutturali

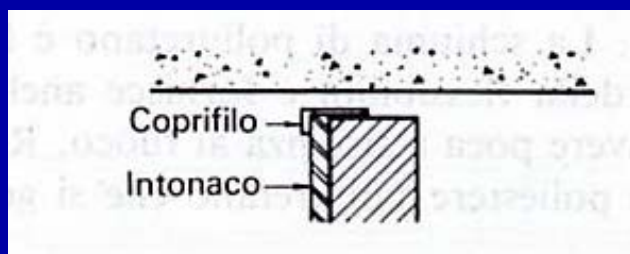
Tamponamento separato dalla struttura



Particolari costruttivi della parte alta per la stabilità laterale delle pareti di laterizio o a blocchi.



Veduta in pianta del sistema di contrafforti di stabilizzazione.



Particolare dell'intonacatura per assicurare il mantenimento del vuoto tra divisorio e struttura.

Elementi non strutturali

Osservazione



Particolare del telaio esterno, illustrante la separazione del parapetto dal pilastro per evitare interazioni non desiderate

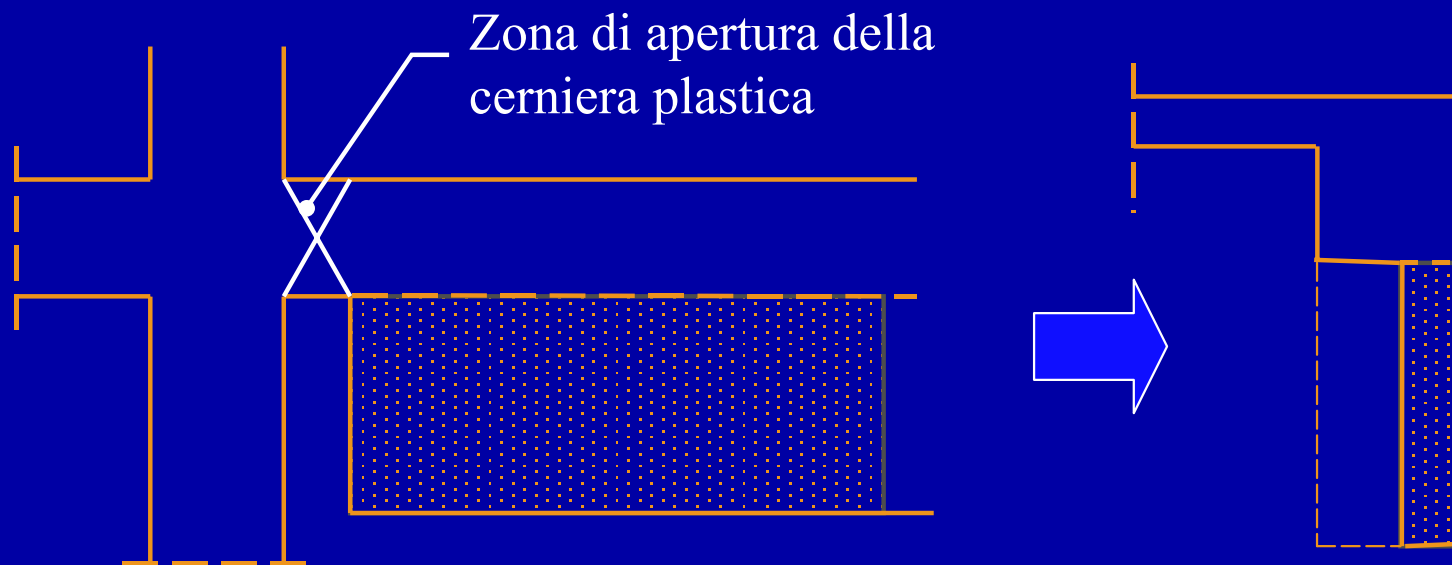
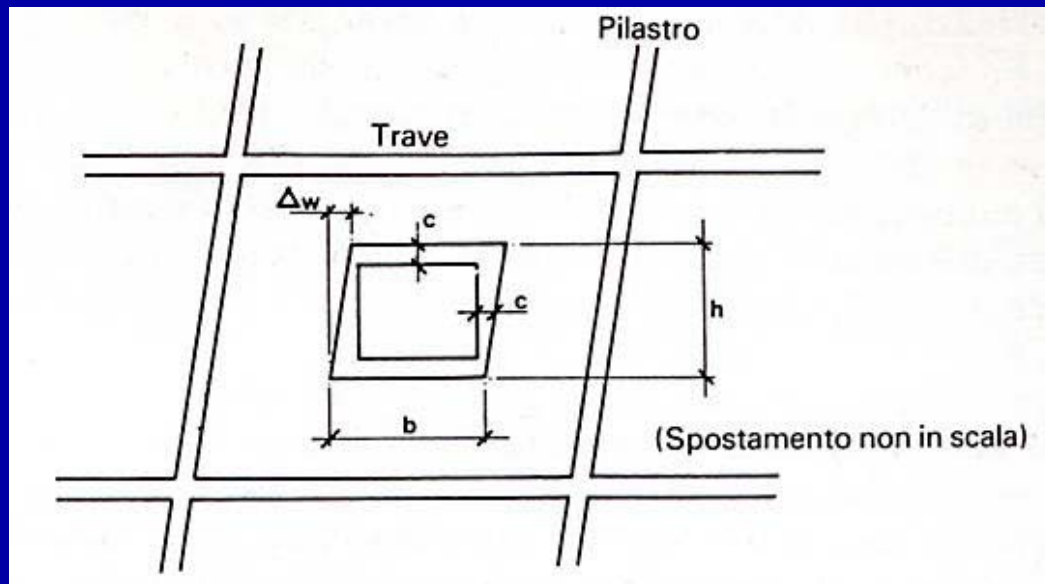


Fig. tratta da Dowrick "Progettazione antisismica"

Elementi non strutturali

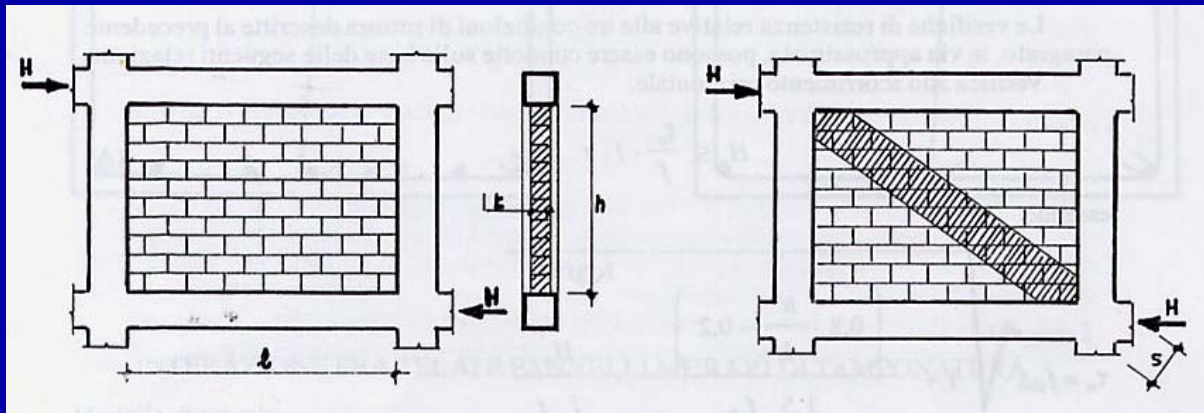
Osservazione

I telai delle finestre devono essere separati dall'azione del telaio strutturale. Se la deriva di piano è modesta si può ottenere una sufficiente protezione del vetro con il fissaggio di stucco.



Elementi non strutturali

Modellazione secondo circ. 10-4-1997, N.65/AA. GG.



Modellazione della
parete secondo puntone

