

Progettazione di edifici in cemento armato in zona sismica

Esempi pratici

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

Esempio di calcolo

Materiali usati

Cls C28/35

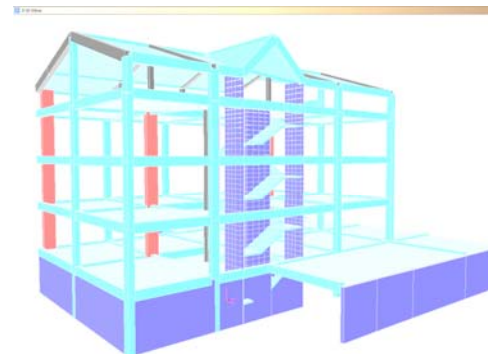
$f_{cd}=15.87$ MPa

$E_c=32500$ MPa

acciaio: B 450C

$f_{yd}=391.3$ MPa

$E_s=200000$ MPa



Normativa: NTC 2008

Acciaio

Sigla	f _{yk}	f _{tk}	sig. adm
> B450C	450	540	255
FeB22k	215	335	115
FeB32k	315	490	155
FeB38k	375	450	215
FeB44k	430	540	255
Trefolo	1620	1800	1080

Aggiungi

Elimina

B450C	f _{yk}	450	N/mm ²
	f _{tk}	540	N/mm ²
	γ _s	1,15	
E _s /E _c	E _s	200.000	N/mm ²
	ε _{su}	67,5	‰
	f _{yd}	391,3	N/mm ²
	ε _{syd}	1,957	‰
	σ _{s,adm}	255	N/mm ²

Calcestruzzo

Sigla	f _{ck}	R _{ck}
C20/25	20	25
C25/30	25	30
> C28/35	28	35
C30/37	30	37
C35/45	35	45
C40/50	40	50

Aggiungi

Elimina

C28/35	f _{ck}	28	N/mm ²
	R _{ck}	35	N/mm ²
	γ _c	1,5	
ε _{c2}	ε _{cu}	3,5	‰
α _{cc}	f _{cd}	15,87	N/mm ²
	f _{cc} /f _{cd}	0,8	?
	σ _{c,adm}	11	N/mm ²
τ _{co}	τ _{c1}	1,971	N/mm ²
f _{ctm}	E _{cm}	32.308	N/mm ²

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

Esempio di calcolo

Analisi dei carichi

Sovraccarichi permanenti

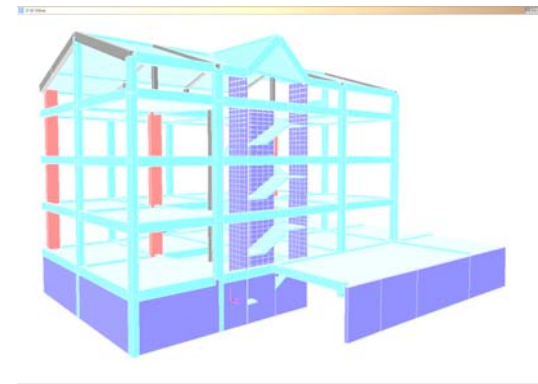
PP - Peso proprio solaio interpiano: 3.50 KN/m^2

SP - Sovraccarico permanente solaio interpiano: 2 KN/m^2

Peso tamponature perimetrali: 8.0 KN/ml

PP - Peso proprio solaio copertura: 3.50 KN/m^2

SP - Sovraccarico permanente solaio copertura: 1 KN/m^2



Sovraccarichi accidentali antropici

SA - Carico accidentale uniformemente distribuito : 2 KN/m^2

SC - Carico accidentale balconi e scale: 4 KN/m^2

Sovraccarichi accidentali ambientali

Q_N - Carico accidentale uniformemente distribuito : 1.4 KN/m^2

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

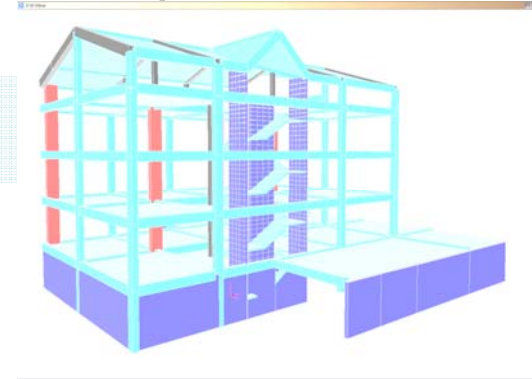
TRAVI PILASTRI – progetto travata T110-111-266 - pilastrata P1

Esempio di calcolo

ITER procedurale

per impostare la progettazione

In accordo al



CRITERIO DI GERARCHIA DELLE RESISTENZE

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

GERARCHIA DELLE RESISTENZE

Si decide in quali punti concentrare le capacità deformative e dissipative, privilegiando le rotture duttili su quelle fragili impedendone così il verificarsi. I modi fragili sono dimensionati sulla capacità dei modi duttili e non su azioni di progetto.

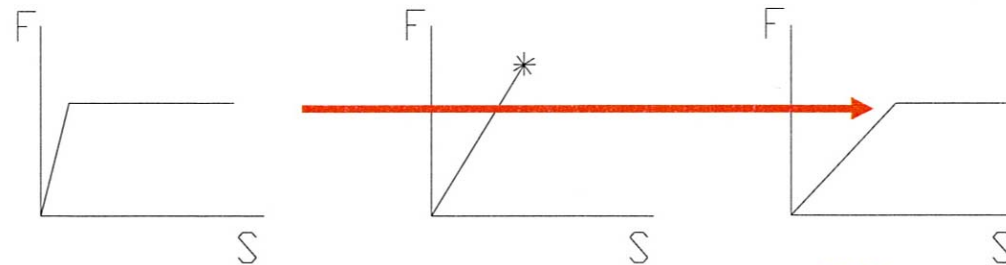
Esistono due livelli di Capacità Dissipativa:

- CLASSE DI DUTTILITA' ALTA
- CLASSE DI DUTTILITA' BASSA
- Per entrambe le classi di duttilità è prevista la progettazione secondo la Gerarchia delle Resistenze.

Principio della gerarchia delle resistenze



RESISTENZA GLOBALE CONDIZIONATA DALL'ANELLO DUTTILE



Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

Principio della gerarchia delle resistenze

Garantire una rottura duttile sovradimensionando i meccanismi di rottura fragili a tutti i livelli di progettazione:

Strutture in C.A.:

-gerarchia flessione \ taglio in travi e pilastri \Rightarrow

$$V_{sd} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{Rs} + M_{Rd}}{l} \pm \frac{(G_k + [0.3 Q_k])}{2}$$

$$V_{rd} \geq V_{sd} \quad \gamma_{Rd} = 1.2 \text{ CDA}$$

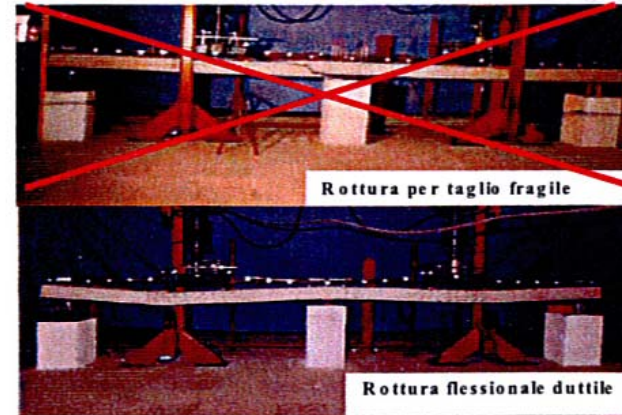
$$\gamma_{Rd} = 1.0 \text{ CDB}$$

-gerarchia travi \ pilastri \Rightarrow

$$\sum M_{Rp} \geq \gamma_{Rd} \sum M_{Rt}$$

$$\alpha = \gamma_{Rd} \cdot \frac{|\sum M_{Rt}|}{|\sum M_p|} \quad \gamma_{Rd} = 1.3 \text{ CDA}$$

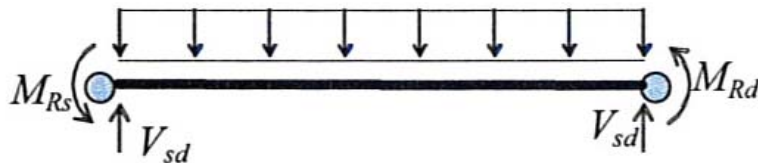
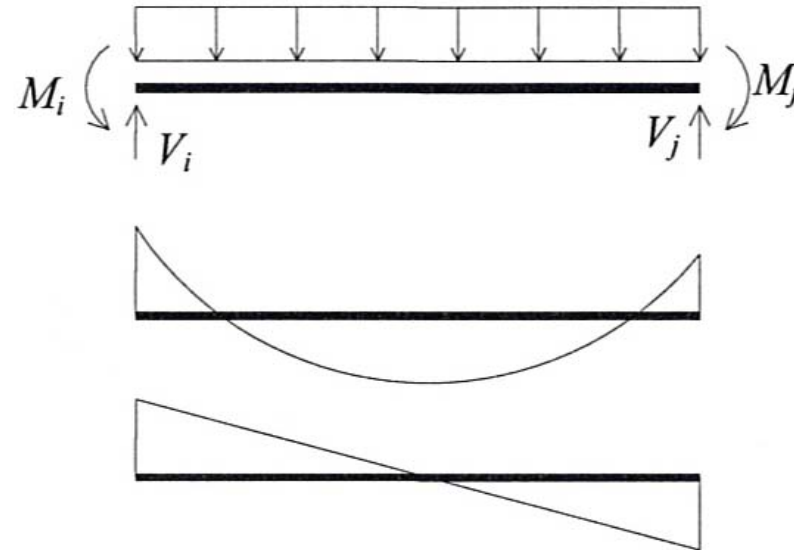
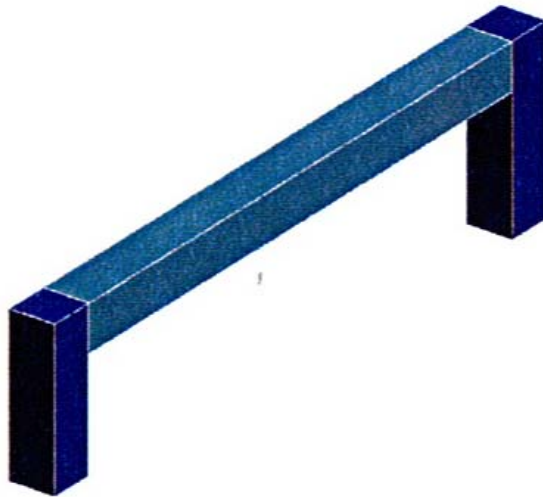
$$\gamma_{Rd} = 1.1 \text{ CDB}$$



Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

Principio della gerarchia delle resistenze

Verifica a taglio delle travi: al crescere delle azioni esterne le cerniere plastiche agli estremi devono formarsi prima che si manifesti la crisi per taglio (fragile)



$$V_{sd} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{Rs} + M_{Rd}}{l} \pm \frac{(G_k + [0.3 Q_k])l}{2}$$

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

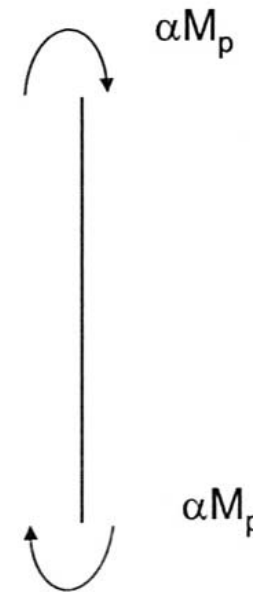
Principio della gerarchia delle resistenze

Verifica a flessione dei pilastri: al crescere delle azioni esterne le cerniere plastiche agli estremi devono formarsi prima nelle travi che nei pilastri



$$\sum M_{Rp} \geq \gamma_{Rd} \sum M_{Rt}$$

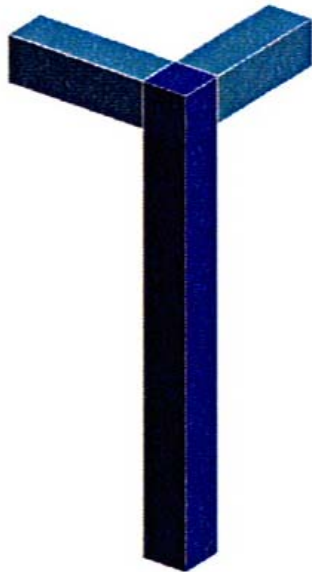
$$\alpha = \gamma_{Rd} \cdot \frac{|\sum M_{Rt}|}{|\sum M_p|}$$



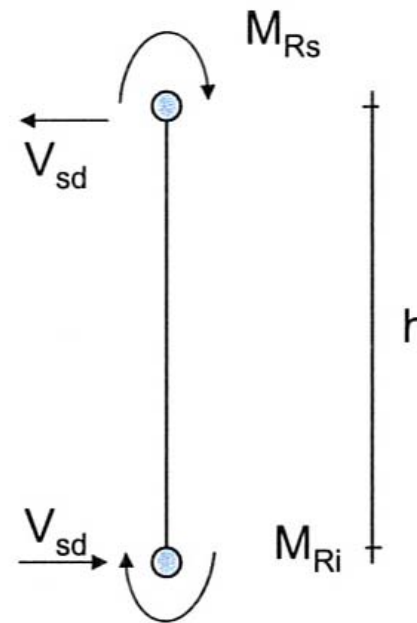
Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

Principio della gerarchia delle resistenze

Verifica a taglio dei pilastri: al crescere delle azioni esterne le cerniere plastiche agli estremi devono formarsi prima nelle travi che nei pilastri



$$V_{sd} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{Rs} + M_{Rd}}{h}$$



Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

Principio della gerarchia delle resistenze

Gerarchia struttura in elevazione \ fondazioni

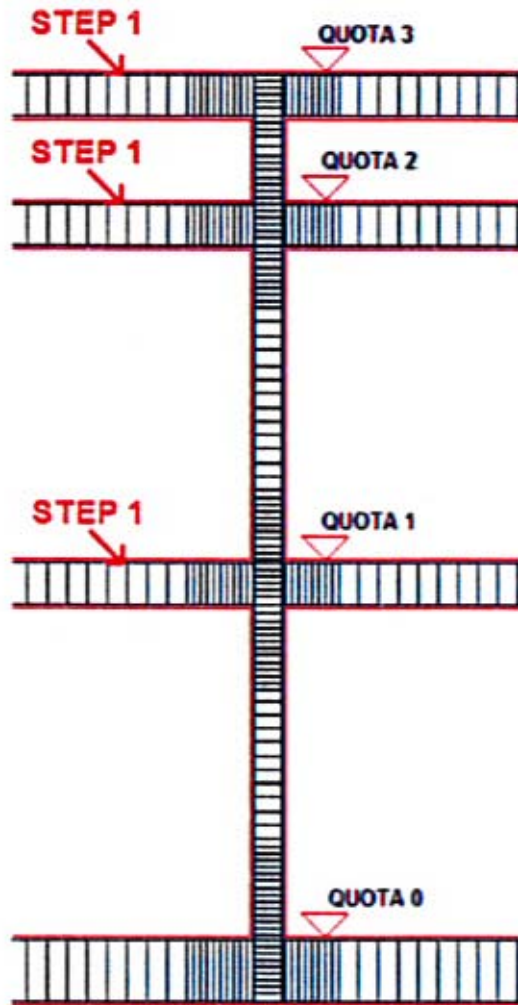
Per le strutture progettate sia per CD "A" sia per CD "B" il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno devono essere eseguiti assumendo come azioni in fondazione **le resistenze degli elementi strutturali soprastanti**.

Più precisamente, la forza assiale negli elementi strutturali verticali derivante dalla combinazione sismica delle azioni deve essere associata al concomitante valore resistente del momento flettente e del taglio; si richiede tuttavia che **tali azioni risultino non maggiori di quelle trasferite dagli elementi soprastanti**, amplificate con un γ_{Rd} pari a 1,1 in CD "B" e 1,3 in CD "A", e comunque non maggiori di quelle derivanti da una analisi elastica della struttura in elevazione eseguita con un fattore di struttura q pari a 1.

Le fondazioni superficiali devono essere progettate per rimanere in campo elastico. Non sono quindi necessarie armature specifiche per ottenere un comportamento duttile.

È da evitare la formazione di cerniere plastiche nei pali di fondazione.

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN



1. Calcolo dell'armatura longitudinale delle travi in funzione delle azioni risultanti dall'analisi;
2. Calcolo dell'armatura a taglio delle travi in funzione del taglio dovuto ai momenti resistenti delle sezioni di estremità;
3. Calcolo dell'armatura longitudinale dei pilastri in pressoflessione deviata con il contributo di coefficienti moltiplicativi funzione del rapporto tra i momenti resistenti delle travi e i momenti nei pilastri risultanti dall'analisi;
4. Calcolo dell'armatura a taglio nei pilastri in funzione del taglio dovuto ai momenti resistenti delle sezioni di estremità;
5. Calcolo dell'armatura longitudinale delle travi di fondazione;
6. Calcolo dell'armatura a taglio delle travi di fondazione.

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DI ELEMENTI STRUTTURALI

Travi – Sollecitazioni di calcolo

- I momenti flettenti di calcolo, da utilizzare per il dimensionamento o verifica delle travi, sono quelli ottenuti dall'analisi globale della struttura per le combinazioni di carico di cui al § 3.2.4.
- Al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al taglio, le sollecitazioni di taglio di calcolo V_{Ed} si ottengono sommando il contributo dovuto ai carichi gravitazionali agenti sulla trave, considerata incernierata agli estremi, alle sollecitazioni di taglio corrispondenti alla formazione delle cerniere plastiche nella trave e prodotte dai momenti resistenti $M_{b,Rd,1,2}$ delle due sezioni di plasticizzazione (generalmente quelle di estremità) determinati come indicato in § 4.1.2.1.2, amplificati del fattore di sovraresistenza γ_{Rd} assunto pari, rispettivamente, a:
 - 1,20 per strutture in CD"A"**
 - 1,00 per strutture in CD"B"**.

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DI ELEMENTI STRUTTURALI

Travi – Sollecitazioni di calcolo

- Per ciascuna direzione e ciascun verso di applicazione delle azioni sismiche, si considerano due valori di sollecitazione di taglio, massimo e minimo, ipotizzando rispettivamente la presenza e l'assenza dei carichi variabili e momenti resistenti $M_{b,Rd,1,2}$, da assumere in ogni caso di verso concorde sulla trave.
- Nei casi in cui le cerniere plastiche non si formino nella trave ma negli elementi che la sostengono, le sollecitazioni di taglio sono calcolate sulla base della resistenza di questi ultimi.
- I momenti resistenti sono da calcolare sulla base delle armature flessionali effettivamente presenti, compreso il contributo di quelle poste all'interno della larghezza collaborante di eventuali solette piene, se ancorate al di fuori della campata in esame.

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DI ELEMENTI STRUTTURALI

Travi – Sollecitazioni di calcolo

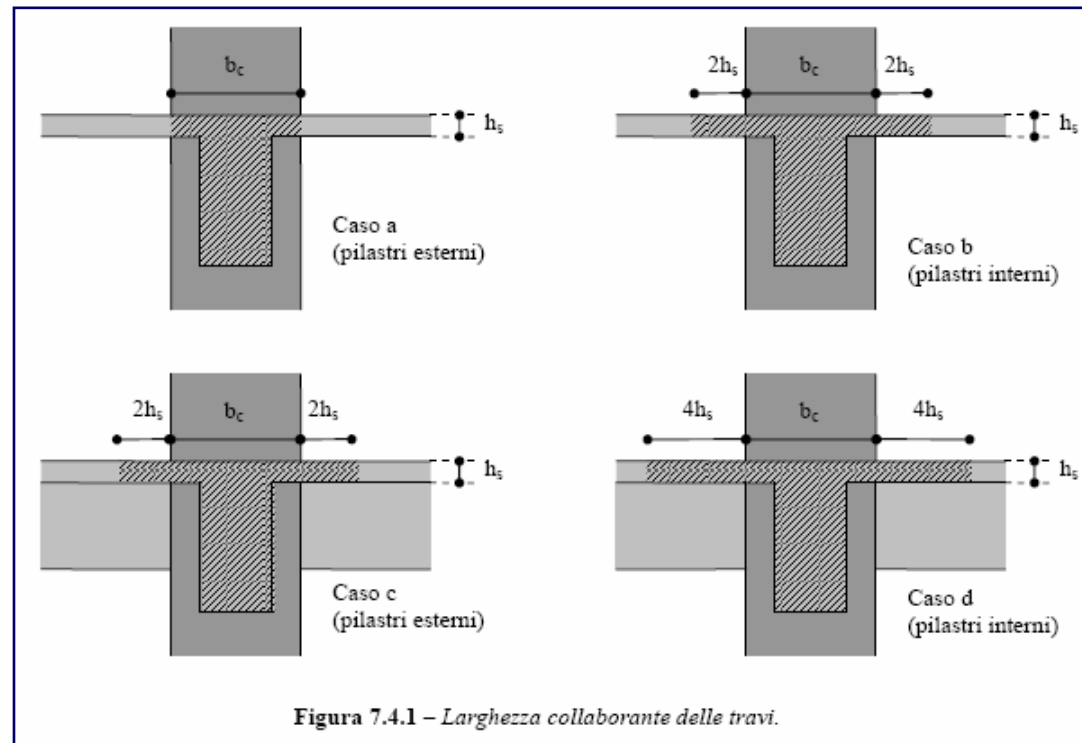
•La larghezza collaborante è da assumersi uguale alle seguenti:

caso a) $l_{collab} = b_{col}$

caso b) $l_{collab} = b_{col} + 4 h_{sol}$

caso c) $l_{collab} = b_{col} + 4 h_{sol}$

caso d) $l_{collab} = b_{col} + 8 h_{sol}$



Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DI ELEMENTI STRUTTURALI

Travi – Verifiche di resistenza – flessione

- In ogni sezione il momento resistente, calcolato come indicato nel § 4.1.2.1.2, **deve risultare superiore o uguale al momento flettente di calcolo**, determinato come indicato nel § 7.4.4.1.1.

– Verifiche di resistenza – taglio

- **Per le strutture in CD”B”**, la resistenza a taglio nei confronti delle sollecitazioni determinate come indicato nel § 7.4.4.1.1 è calcolata come indicato nel § 4.1.2.1.3.
- **Per le strutture in CD”A”**, vale quanto segue:
la resistenza a taglio si calcola come indicato in § 4.2.1.3 assumendo nelle zone critiche $ctg\theta=1$;

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DI ELEMENTI STRUTTURALI

Travi – Verifiche di resistenza – flessione

- Se nelle zone critiche il rapporto tra il taglio minimo e quello massimo risulta inferiore a -0,5, e se il maggiore tra i valori assoluti dei due tagli supera il valore:

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

dove b_w è la larghezza dell'anima della trave e d è l'altezza utile della sua sezione, allora nel piano verticale di inflessione della trave devono essere disposti due ordini di armature diagonali, l'uno inclinato di +45° e l'altro di -45° rispetto all'asse della trave.

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DI ELEMENTI STRUTTURALI

Travi – Verifiche di resistenza – flessione

- La resistenza deve essere affidata per metà alle staffe e per metà ai due ordini di armature inclinate, per le quali deve risultare:

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

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

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

Resistenza a sforzo normale e flessione (elementi monodimensionali) [4.1.2.1.2]

Ipotesi di base [4.1.2.1.2.1]

Per elementi monodimensionali costituiti da calcestruzzo di classe non superiore a C45/55, nella valutazione della resistenza ultima si adotteranno le seguenti ipotesi:

- Conservazione delle sezioni piane;
- Perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- Resistenza a trazione del calcestruzzo nulla;
- Rottura del calcestruzzo determinata dal raggiungimento della sua deformazione ultima a compressione;
- Rottura dell'acciaio determinata dal raggiungimento della sua deformazione ultima;

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

Analisi della sezione [4.1.2.1.2.4]

Prima di procedere alla determinazione del momento resistente di calcolo di una sezione inflessa o presso-inflessa è necessario definire i campi di rottura di una generica sezione. Tramite i campi di rottura sarà possibile determinare il modo di collasso di una generica sezione.

Durante la progettazione e la verifica di una sezione il progettista potrà controllare il parametro:

$$x / d$$

dove:

x identifica la posizione dell'asse neutro o altezza della area di calcestruzzo compressa;

d è pari alla distanza dei ferri tesi dal lembo compresso della sezione

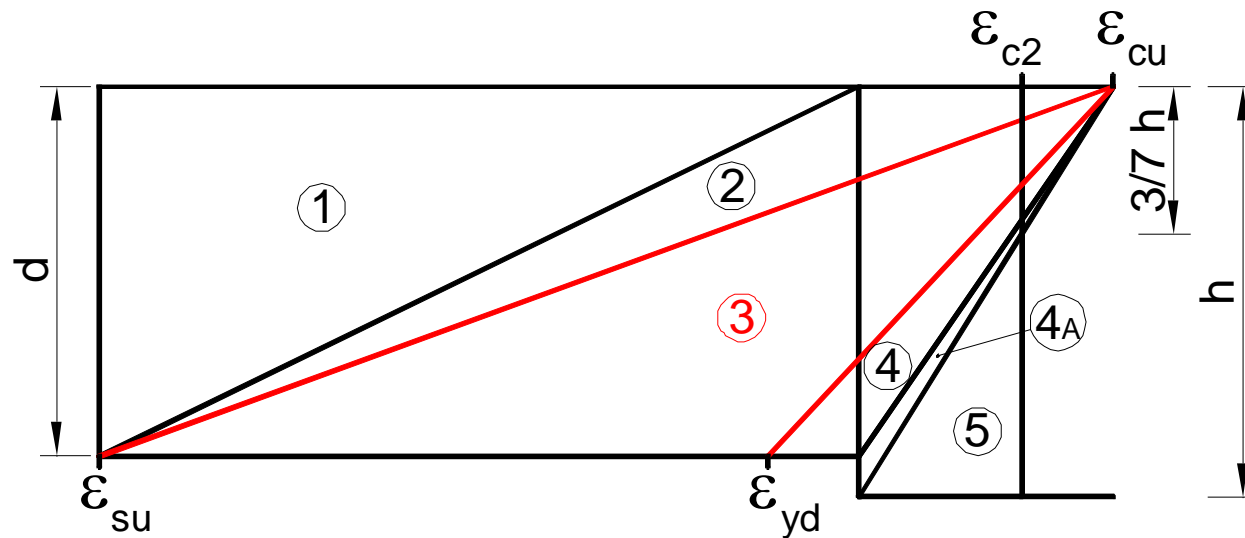
Questo parametro è indice della posizione dell'asse neutro all'interno della sezione e varia in funzione della modalità di rottura (Campo di Rottura).

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

Campo di Rottura 3

Lo stato limite ultimo viene raggiunto per rottura della fibra più sollecitata di calcestruzzo ($\epsilon_c = \epsilon_{cu}$) mentre l'acciaio teso è snervato ($\epsilon_{yd} = f_{yd}/E_s < \epsilon_s < \epsilon_{su}$).

Se $\epsilon_{su} = 6.75\%$, $\epsilon_{yd} = 1.956\%$ e $\epsilon_{cu} = 3.5\%$
[0.0492 x/d 0.641]



Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

Calcolo dell'asse neutro

IPOSTESI di acciaio compresso non snervato

$$(-0,68 f_{ck} b)x^2 + (0,68 f_{ck} b d + f_{yk} A_s + E_s \varepsilon_s A'_s)x - (f_{yk} A_s d + E_s \varepsilon_s A'_s c) = 0$$

$$\varepsilon'_s = \varepsilon_s \frac{(x - d')}{(d - x)}$$

$$M_u = A_s f_{yd} (d - 0,4x) + A'_s E_s \varepsilon'_s (0,4x - d')$$

Calcolo dell'asse neutro

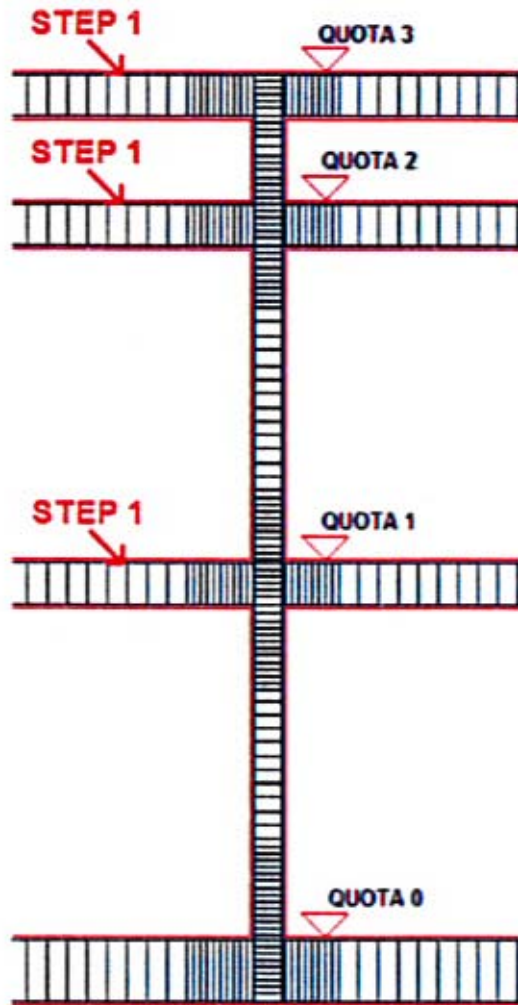
IPOSTESI di acciaio compresso snervato

$$x = \frac{f_{yd} (A_s - A'_s)}{0,68 f_{cd} b}$$

$$\varepsilon'_s = \varepsilon_s \frac{(x - d')}{(d - x)}$$

$$M_u = A_s f_{yd} (d - 0,4x) + A'_s f_{yd} (0,4x - d')$$

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN



1. Calcolo dell'armatura longitudinale delle travi in funzione delle azioni risultanti dall'analisi;
2. Calcolo dell'armatura a taglio delle travi in funzione del taglio dovuto ai momenti resistenti delle sezioni di estremità;
3. Calcolo dell'armatura longitudinale dei pilastri in pressoflessione deviata con il contributo di coefficienti moltiplicativi funzione del rapporto tra i momenti resistenti delle travi e i momenti nei pilastri risultanti dall'analisi;
4. Calcolo dell'armatura a taglio nei pilastri in funzione del taglio dovuto ai momenti resistenti delle sezioni di estremità;
5. Calcolo dell'armatura longitudinale delle travi di fondazione;
6. Calcolo dell'armatura a taglio delle travi di fondazione.

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

$$V_{Ed,A} = Y_{Rd} \frac{M_{Rd,A}^+ + M_{Rd,B}^+}{l_{trave}} + \frac{G_k \cdot l_{trave}}{2}$$

$$V_{Ed,B} = Y_{Rd} \frac{M_{Rd,A}^+ + M_{Rd,B}^+}{l_{trave}} - \frac{G_k \cdot l_{trave}}{2}$$

$$V_{Ed,A} = Y_{Rd} \frac{M_{Rd,A}^+ + M_{Rd,B}^+}{l_{trave}} + \frac{(G_k + 0.3Q_k) \cdot l_{trave}}{2}$$

$$V_{Ed,B} = Y_{Rd} \frac{M_{Rd,A}^+ + M_{Rd,B}^+}{l_{trave}} - \frac{(G_k + 0.3Q_k) \cdot l_{trave}}{2}$$

$$V_{Ed,A} = Y_{Rd} \frac{M_{Rd,A}^- + M_{Rd,B}^-}{l_{trave}} + \frac{G_k \cdot l_{trave}}{2}$$

$$V_{Ed,B} = Y_{Rd} \frac{M_{Rd,A}^- + M_{Rd,B}^-}{l_{trave}} - \frac{G_k \cdot l_{trave}}{2}$$

$$V_{Ed,A} = Y_{Rd} \frac{M_{Rd,A}^- + M_{Rd,B}^-}{l_{trave}} + \frac{(G_k + 0.3Q_k) \cdot l_{trave}}{2}$$

$$V_{Ed,B} = Y_{Rd} \frac{M_{Rd,A}^- + M_{Rd,B}^-}{l_{trave}} - \frac{(G_k + 0.3Q_k) \cdot l_{trave}}{2}$$

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

TAGLIO RESISTENTE

$$V_{Rd,s} = A_{sw} \cdot f_{vwd} \frac{0,9d}{s} = 208 \text{ KN}$$

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

DETTAGLI COSTRUTTIVI

Travi – Limitazioni di armatura trasversale

Nelle zone critiche devono essere previste staffe di contenimento.

La prima staffa di contenimento deve distare non più di **50 mm** dalla sezione a filo pilastro.

Le successive devono essere disposte ad un passo **non superiore alla minore** tra le grandezze seguenti:

$$- S_{staffe} = \min \left\{ \begin{array}{l} - 1/4 \text{ dell'altezza utile della sezione trasversale } h_w; \\ - 175 \text{ mm per CD "A" e } 225 \text{ mm per CD "B";} \\ - 6\Phi_{,min} A_{S, LONG} \text{ per CD "A" e } 8\Phi_{,min} A_{S, LONG} \text{ per CD "B";} \\ \underline{N.B. Le armature longitudinali sono quelle considerate ai fini delle verifiche.} \\ - 24 \Phi A_{S, staffe} \text{ armature trasversali.} \end{array} \right.$$

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI STATICHE SISMICHE

DETTAGLI COSTRUTTIVI

Le indicazioni, per la progettazione e costruzione di nuove opere soggette anche all'azione sismica, fornite nel seguito in merito ai dettagli costruttivi si applicano sia alle strutture in c.a. gettate in opera che alle strutture in c.a. prefabbricate.

Tali indicazioni sono da considerare aggiuntive e non sostitutive di quelle per progettazione e costruzione di opere soggette ad azioni statiche o pseudo-statiche.

I dettagli costruttivi sono articolati in termini di:

- Limitazioni geometriche
- Limitazioni di armatura

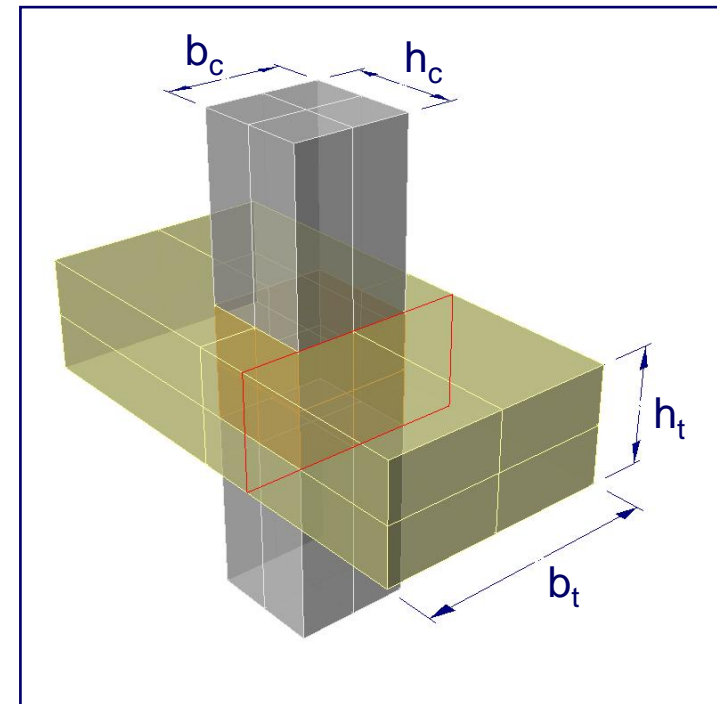
Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

DETTAGLI COSTRUTTIVI

Travi – Limitazioni geometriche

- Travi “in ribasso”
 - larghezza della trave
 $b_t \geq 20 \text{ cm}$
- Travi “a spessore”
 - larghezza della trave
 $b_t \leq b_c + \frac{1}{2} h_t + \frac{1}{2} h_t$
 $b_t \leq 2 b_c$



Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

DETTAGLI COSTRUTTIVI

Travi – Limitazioni geometriche

La larghezza b_t della trave deve essere non maggiore della larghezza del pilastro, aumentata da ogni lato di metà dell'altezza della sezione trasversale della trave stessa, risultando comunque non maggiore di due volte b_c , essendo b_c la larghezza del pilastro ortogonale all'asse della trave.

- Il rapporto tra larghezza e altezza della trave deve essere:

$$b_t/h_t \geq 0,25$$

Non deve esserci eccentricità tra l'asse delle travi che sostengono pilastri in falso e l'asse dei pilastri che le sostengono.

Esse devono avere almeno due supporti, costituiti da pilastri o pareti. Le pareti non possono appoggiarsi in falso su travi o solette.

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

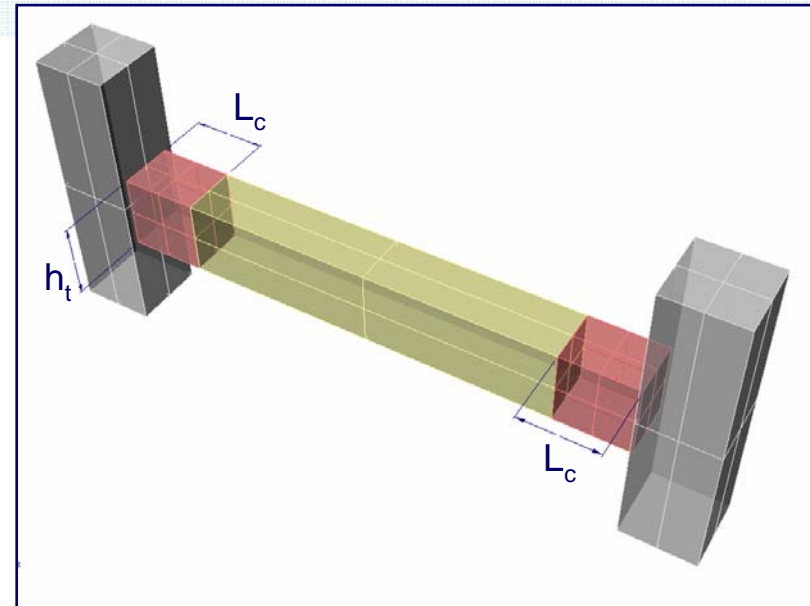
PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

DETTAGLI COSTRUTTIVI

Travi – Limitazioni geometriche

- Travi – estensione zone critiche

- $L_c = 1,0 h_t$ CD“B”
- $L_c = 1,5 h_t$ CD“A”



Le zone critiche si estendono, per CD“B” e CD“A”, per una lunghezza L_c pari rispettivamente a 1 e 1,5 volte l’altezza della sezione della trave, misurata a partire dalla faccia del nodo trave-pilastro o da entrambi i lati a partire dalla sezione di prima plasticizzazione.

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

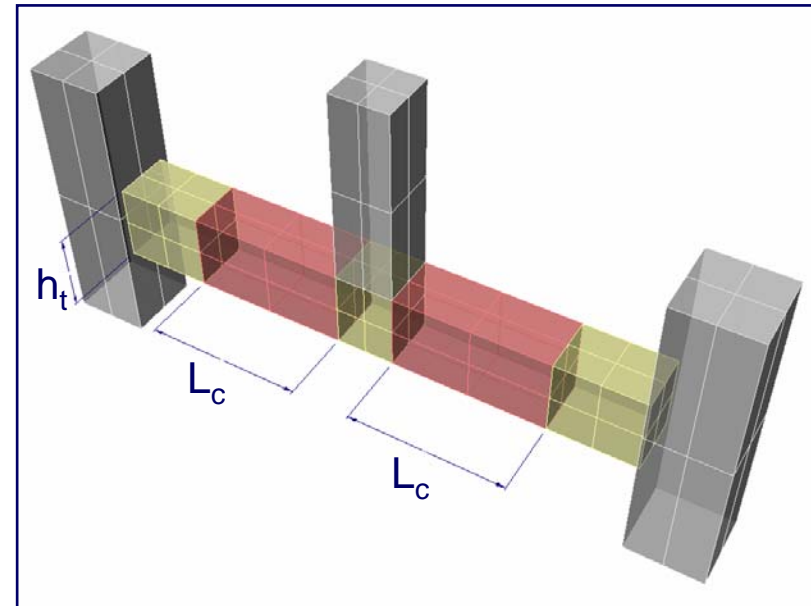
PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

DETTAGLI COSTRUTTIVI

Travi – Limitazioni geometriche

- Travi – estensione zone critiche

- $L_c = 2,0 h_t$



Per travi che sostengono un pilastro in falso, si assume una lunghezza pari a 2 volte l'altezza della sezione misurata da entrambe le facce del pilastro.

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

DETTAGLI COSTRUTTIVI

Travi – Limitazioni di armatura longitudinale

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

In ogni sezione della trave il rapporto geometrico ρ relativo all'armatura tesa, indipendentemente dal fatto che l'armatura tesa sia quella al lembo superiore della sezione A_s o quella al lembo inferiore della sezione A_i , deve essere compreso entro i seguenti limiti:

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

ρ è il rapporto geometrico relativo all'armatura tesa pari ad $A_s/(b \cdot h)$ oppure ad $A_i/(b \cdot h)$;
 ρ_{comp} è il rapporto geometrico relativo all'armatura compressa;
 f_{yk} è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio (in MPa).

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

DETTAGLI COSTRUTTIVI

Travi – Limitazioni di armatura longitudinale

Nelle zone critiche della trave, inoltre, deve essere sempre verificata la:

$$\rho_{\text{comp}} \geq 1/2 \rho \text{ e comunque } \geq 0,25 \rho$$

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

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

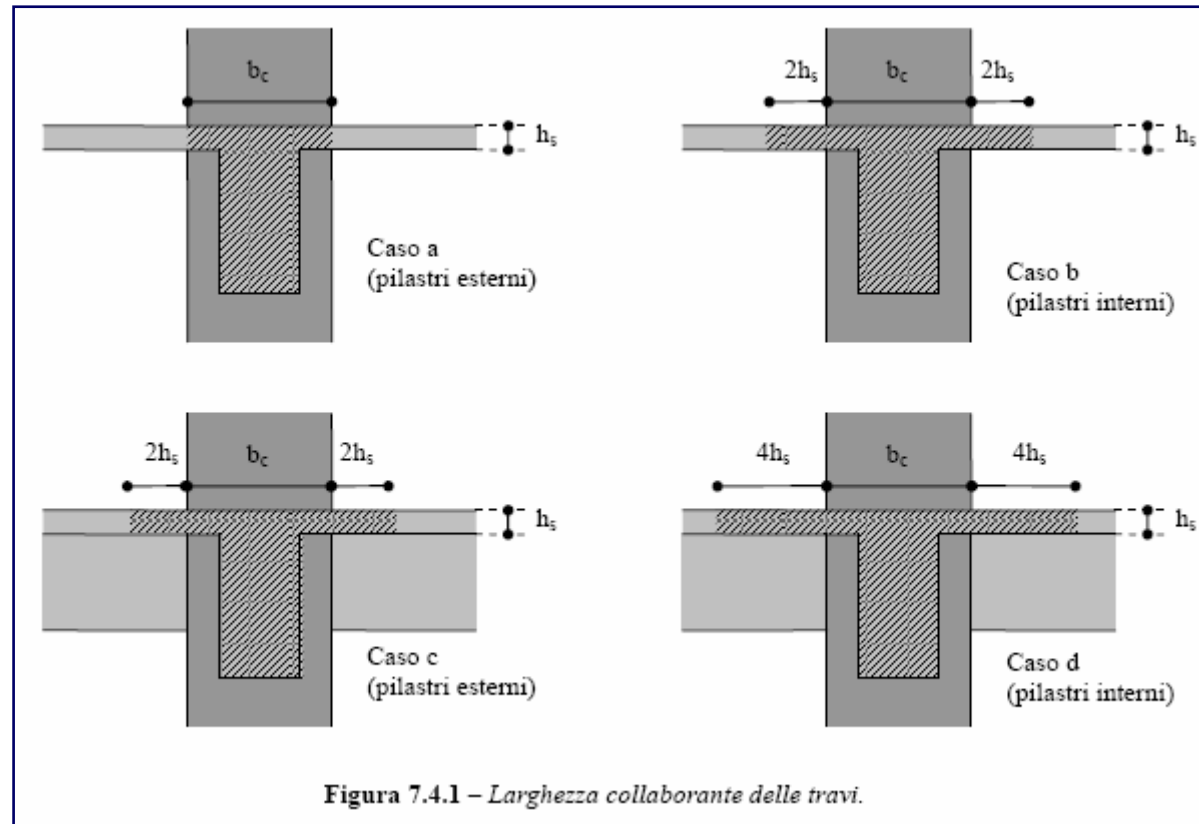
DETTAGLI COSTRUTTIVI

Travi – Limitazioni di armatura longitudinale

Definizione della fascia di soletta ove disporre almeno il 75% dell'armatura superiore.

$$b_{eff} = \begin{cases} - b_{pil} \\ - b_{pil} + 4 h_{sol} \end{cases}$$

$$b_{eff} = \begin{cases} - b_{pil} + 4 h_{sol} \\ - b_{pil} + 8 h_{sol} \end{cases}$$



Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

DETTAGLI COSTRUTTIVI

Travi – Limitazioni di armatura longitudinale

Le armature longitudinali delle travi, sia superiori che inferiori, devono attraversare, di regola, i nodi senza ancorarsi o giuntarsi per sovrapposizione in essi.

Quando ciò non risulti possibile, sono da rispettare le seguenti prescrizioni:

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

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

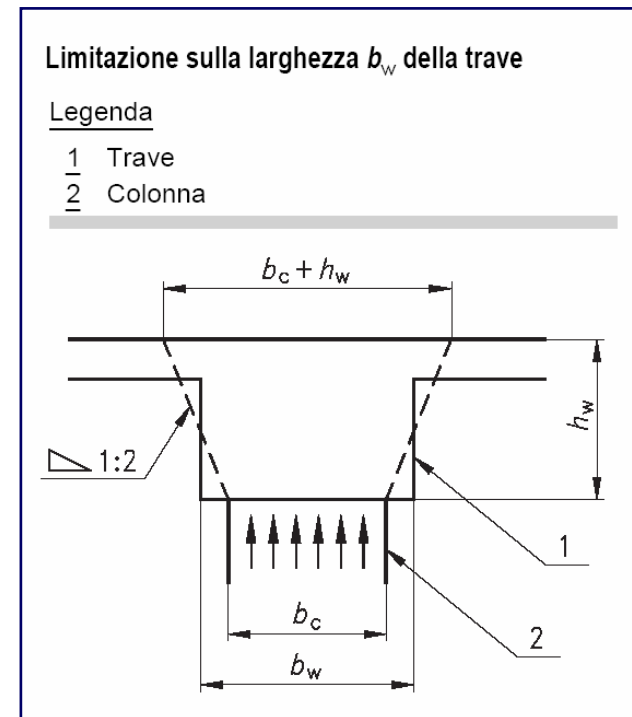
DETTAGLI COSTRUTTIVI

Travi – Limitazioni di armatura longitudinale

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

Limitazione della larghezza di trave b_w , per sfruttare l'effetto favorevole della forza di compressione della colonna sull'aderenza delle barre orizzontali che attraversano il giunto trave-colonna.

La parte dell'armatura longitudinale della trave che si ancora nel nodo, deve essere collocata all'interno delle staffe del pilastro.



Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

DETTAGLI COSTRUTTIVI

Travi – Limitazioni di armatura longitudinale

Per prevenire lo sfilamento di queste armature il diametro delle barre non inclinate deve essere $\leq \alpha_{bL}$ volte l'altezza della sezione del pilastro, essendo:

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

v_d è la forza assiale di progetto normalizzata;

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

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

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

DETTAGLI COSTRUTTIVI

Travi – Limitazioni di armatura longitudinale

Se per nodi esterni non è possibile soddisfare tale limitazione, e quindi garantire l'ancoraggio in corrispondenza dei collegamenti, si possono adottare i seguenti particolari provvedimenti aggiuntivi:

- a) Prolungamento della trave, a sbalzo, oltre il pilastro (o della soletta);
- b) Disposizione di piastre di ancoraggio saldate alla fine delle barre;
- c) Disposizione di piegature delle barre longitudinali della trave per una lunghezza minima pari a 10 volte il loro diametro ($10 d_{bL}$), e da un'apposita armatura trasversale di rinforzo appena dietro la piegatura.

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

DETTAGLI COSTRUTTIVI

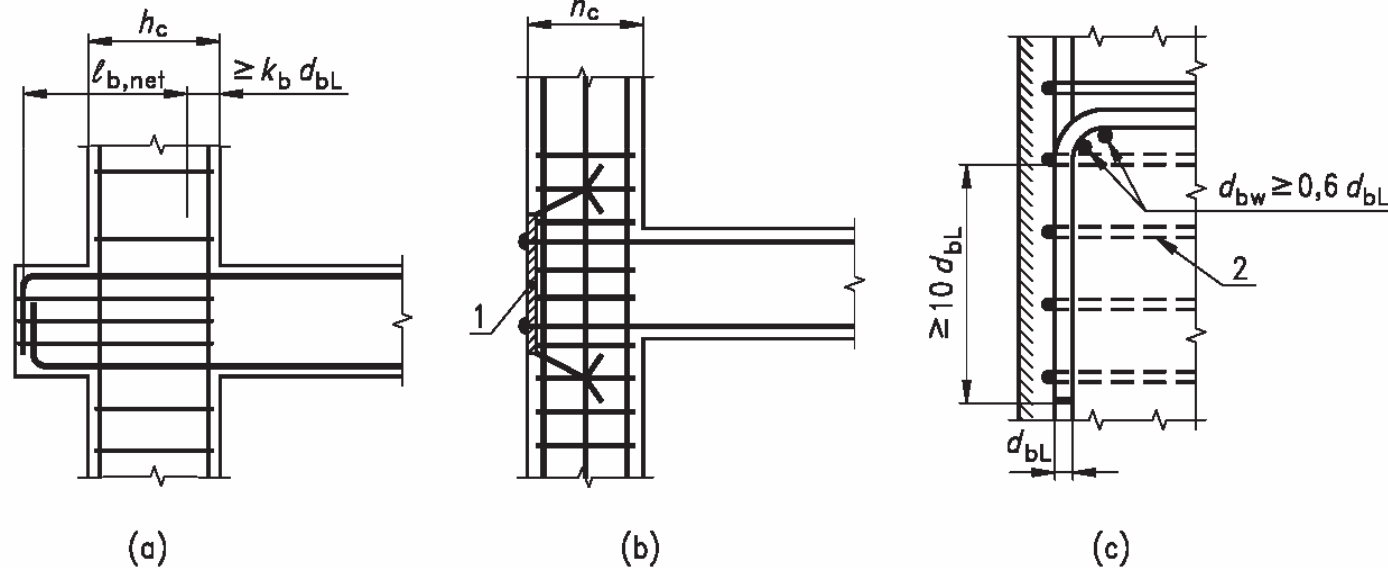
Travi – Limitazioni di armatura longitudinale

Provvedimenti aggiuntivi per ancoraggi realizzati in corrispondenza di collegamenti trave-colonna esterni

Legenda

- 1 Piastra di ancoraggio
- 2 Staffe attorno alle armature del pilastro

Dimensioni in mm



Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

DETTAGLI COSTRUTTIVI

Travi – Limitazioni di armatura trasversale

Nelle zone critiche devono essere previste staffe di contenimento.

La prima staffa di contenimento deve distare non più di 50 mm dalla sezione a filo pilastro.

Le successive devono essere disposte ad un passo non superiore alla minore tra le grandezze seguenti:

$$- s_{staffe} = \min \left\{ \begin{array}{l} - 1/4 \text{ dell'altezza utile della sezione trasversale } h_w; \\ - 175 \text{ mm per CD "A" e } 225 \text{ mm per CD "B"}; \\ - 6\Phi_{,min} A_{S, LONG} \text{ per CD "A" e } 8\Phi_{,min} A_{S, LONG} \text{ per CD "B"}; \\ \underline{N.B. Le armature longitudinali sono quelle considerate ai fini delle verifiche.} \\ - 24 \Phi A_{S, staffe} \text{ armature trasversali.} \end{array} \right.$$

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

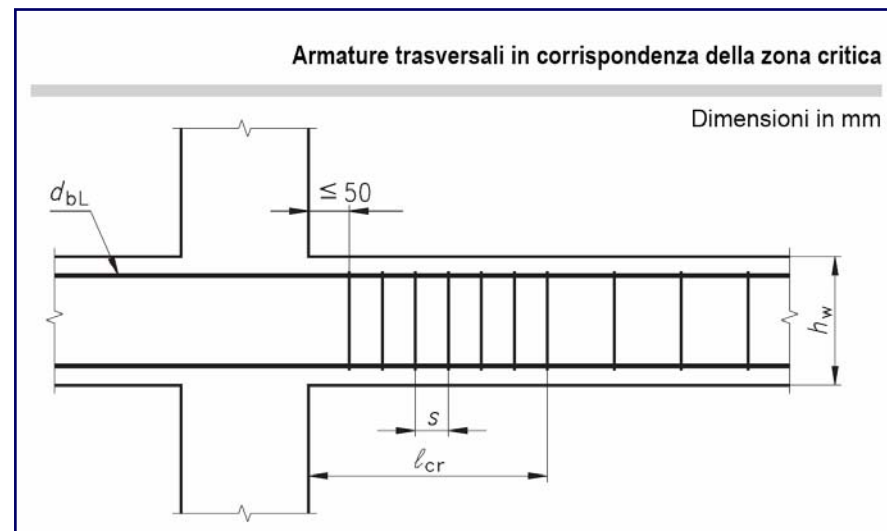
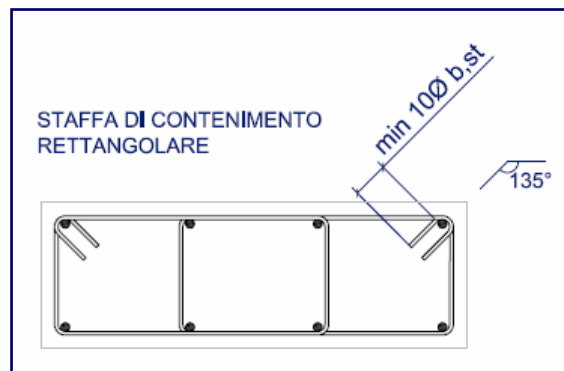
PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

DETTAGLI COSTRUTTIVI

Travi – Limitazioni di armatura trasversale

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

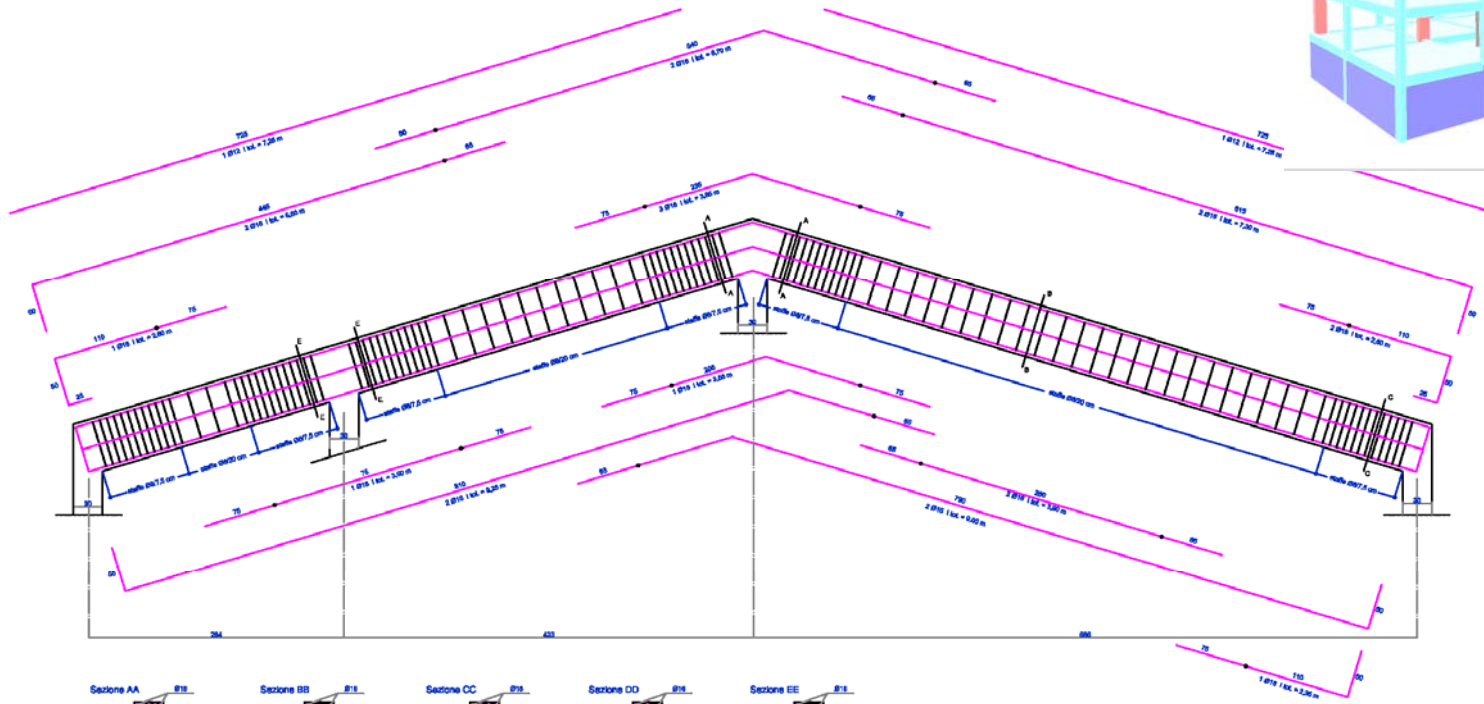
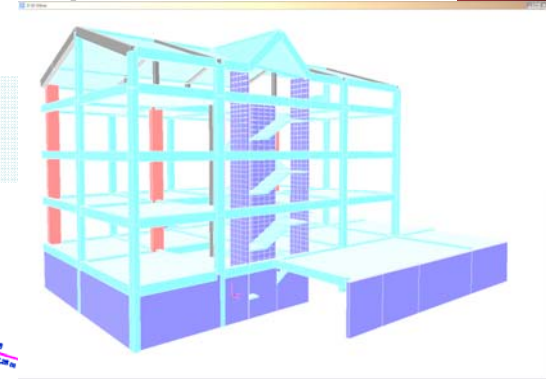
I ganci devono essere assicurati alle barre longitudinali.



Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

TRAVI PILASTRI – progetto travata T110-111-266 - pilastrata P1

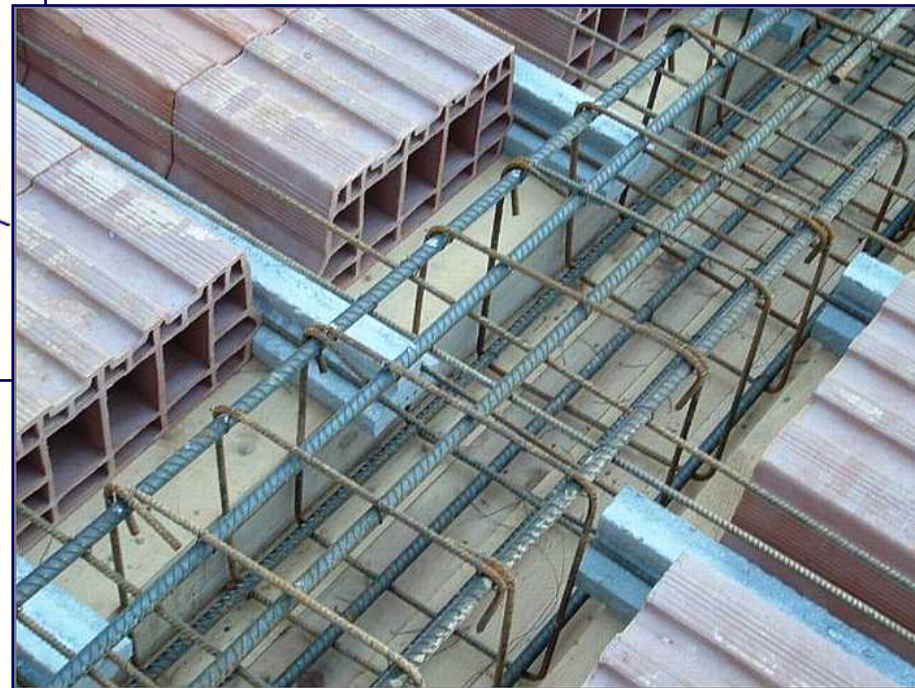
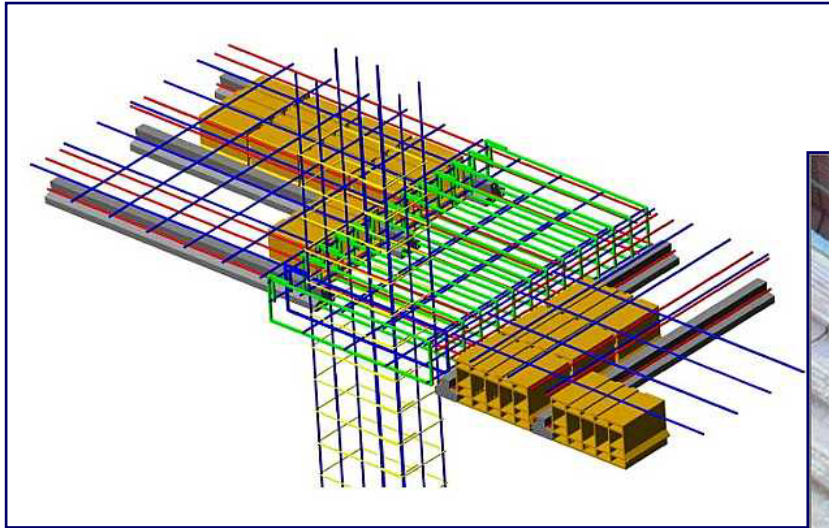
Esempio di calcolo



PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

DETTAGLI COSTRUTTIVI

Travi – strutture in elevazione

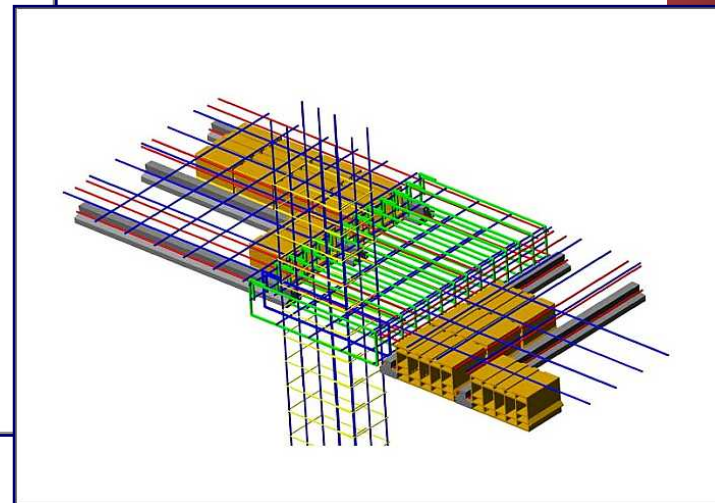
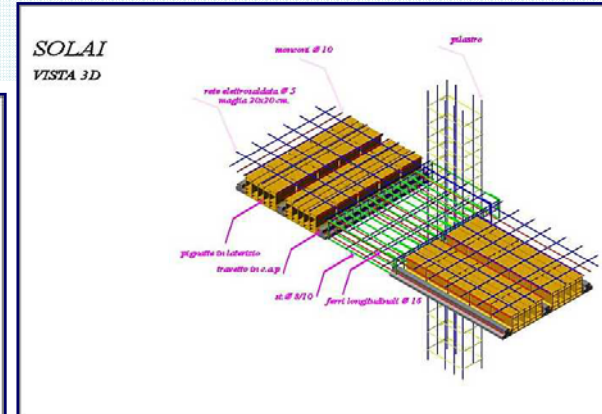
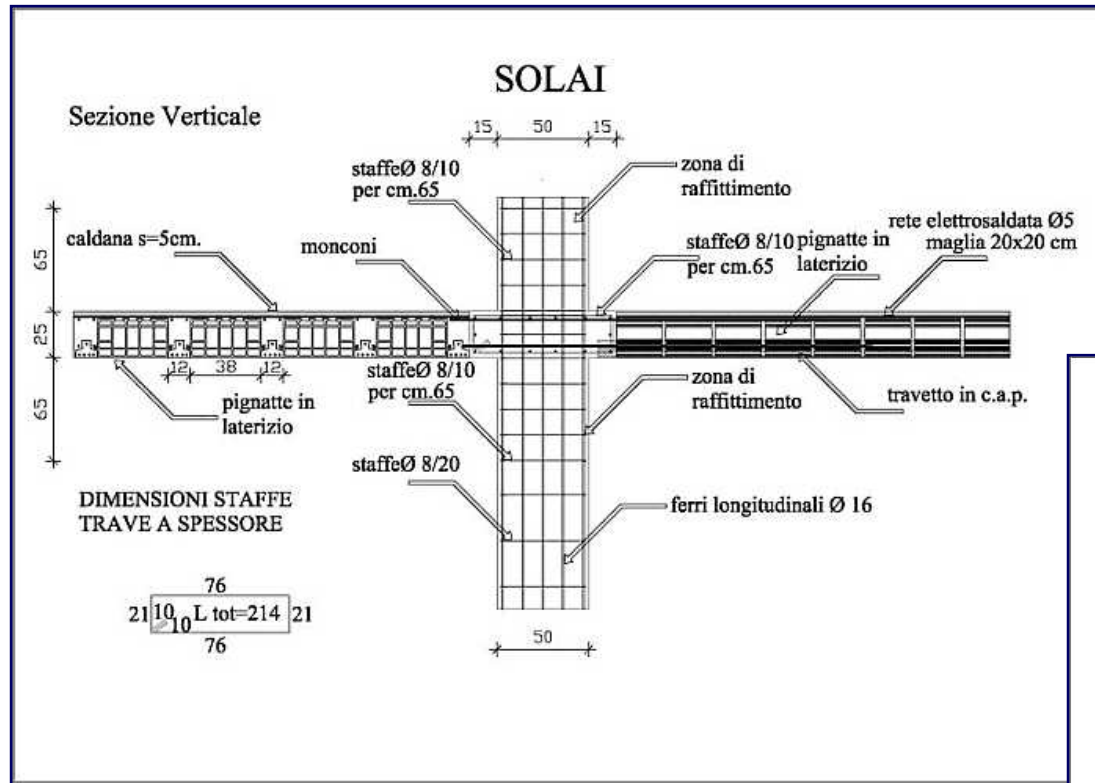


Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

DETTAGLI COSTRUTTIVI

Travi – strutture in elevazione

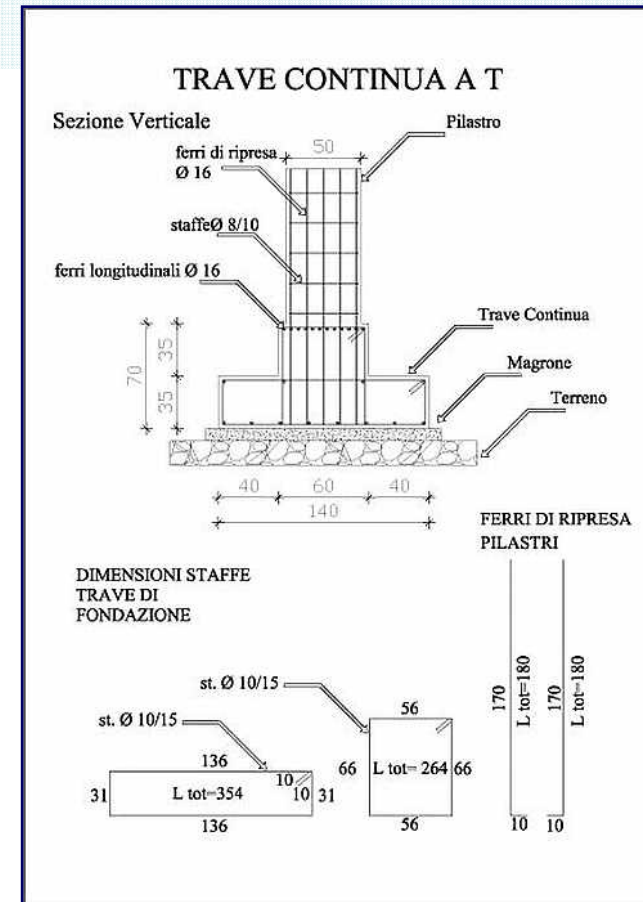


Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

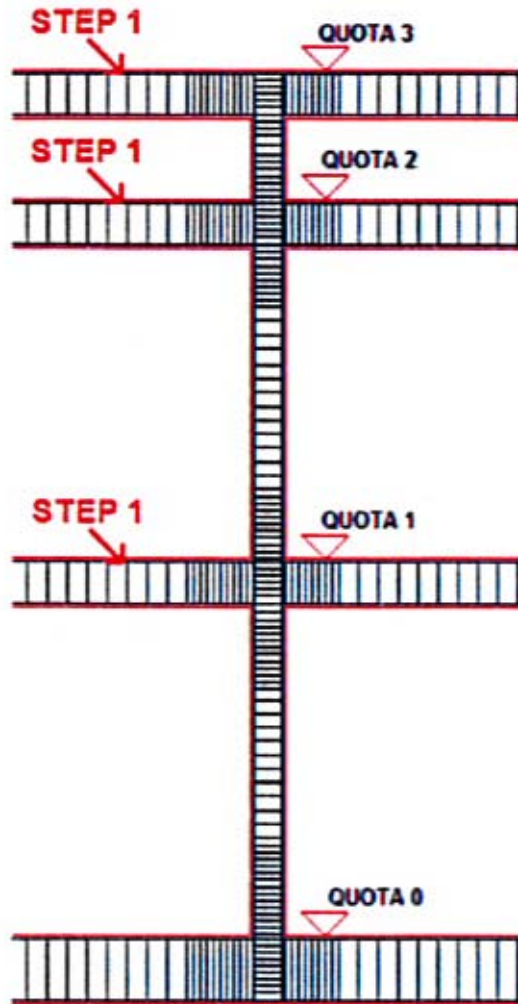
PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

DETTAGLI COSTRUTTIVI

Travi – travi di fondazione



Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN



1. Calcolo dell'armatura longitudinale delle travi in funzione delle azioni risultanti dall'analisi;
2. Calcolo dell'armatura a taglio delle travi in funzione del taglio dovuto ai momenti resistenti delle sezioni di estremità;
3. Calcolo dell'armatura longitudinale dei pilastri in pressoflessione deviata con il contributo di coefficienti moltiplicativi funzione del rapporto tra i momenti resistenti delle travi e i momenti nei pilastri risultanti dall'analisi;
4. Calcolo dell'armatura a taglio nei pilastri in funzione del taglio dovuto ai momenti resistenti delle sezioni di estremità;
5. Calcolo dell'armatura longitudinale delle travi di fondazione;
6. Calcolo dell'armatura a taglio delle travi di fondazione.

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DI ELEMENTI STRUTTURALI

Pilastri – Sollecitazioni di calcolo

- Per ciascuna direzione e ciascun verso di applicazione delle azioni sismiche, si devono proteggere i pilastri dalla plasticizzazione prematura adottando opportuni momenti flettenti di calcolo; tale condizione si consegue qualora, per ogni nodo trave-pilastro ed ogni direzione e verso dell'azione sismica, la resistenza complessiva dei pilastri sia maggiore della resistenza complessiva delle travi amplificata del coefficiente γ_{Rd} , in accordo con la formula:

$$\sum M_{C,Rd} \geq \gamma_{Rd} \cdot M_{b,Rd} \quad (7.4.4)$$

$M_{C,Rd}$ è il momento resistente del generico pilastro convergente nel nodo, calcolato per i livelli di sollecitazione assiale presenti nelle combinazioni sismiche delle azioni;

$M_{b,Rd}$ è il momento resistente della generica trave convergente nel nodo;

γ_{Rd} è pari a 1,1 per CD" B"

γ_{Rd} è pari a 1,3 per CD" A"

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DI ELEMENTI STRUTTURALI

Pilastri – Sollecitazioni di calcolo

- Nella (7.4.4) si assume il nodo in equilibrio ed i momenti, sia nei pilastri che nelle travi, tra loro concordi.
- *Nel caso in cui i momenti nel pilastro al di sopra ed al di sotto del nodo siano tra loro discordi, al denominatore della formula (7.4.4) va posto il solo valore maggiore, il minore va sommato ai momenti di plasticizzazione delle travi.*

Meglio esplicitata in:

Nel caso in cui i momenti nel pilastro al di sopra ed al di sotto del nodo siano discordi, al membro sinistro della (7.4.4) va posto solo il maggiore, il minore va sommato ai momenti di plasticizzazione delle travi.

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DI ELEMENTI STRUTTURALI

Pilastri – Sollecitazioni di calcolo

Per la sezione di base dei pilastri del piano terreno si adotta come momento di calcolo il maggiore tra il momento risultante dall'analisi ed il momento $M_{C,Rd}$ della sezione di sommità del pilastro.

Il suddetto criterio di gerarchia delle resistenze non si applica alle sezioni di sommità dei pilastri dell'ultimo piano.

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DI ELEMENTI STRUTTURALI

Pilastri – Sollecitazioni di calcolo

Al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al taglio, le sollecitazioni di taglio da utilizzare per le verifiche ed il dimensionamento delle armature si ottengono dalla condizione di equilibrio del pilastro soggetto all'azione dei momenti resistenti nelle sezioni di estremità superiore $M_{C,Rd}^s$ ed inferiore $M_{C,Rd}^i$ secondo l'espressione:

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{C,Rd}^s + M_{C,Rd}^i}{l_p}$$

l_p è la lunghezza del pilastro, da valutarsi escludendo l'ingombro delle travi in esso confluenti. Nel caso in cui i tamponamenti non si estendano per l'intera altezza dei pilastri adiacenti, le sollecitazioni di taglio da considerare per la parte del pilastro priva di tamponamento sono calcolati utilizzando la relazione (7.4.5), dove l'altezza l_p è assunta pari alla estensione della parte di pilastro priva di tamponamento.

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DI ELEMENTI STRUTTURALI

Pilastri – Verifiche di resistenza – Presso-flessione

Per tutte le strutture, la sollecitazione di compressione non deve eccedere rispettivamente il 65% in CD”B” e il 55% in CD”A” della resistenza massima a compressione della sezione di solo calcestruzzo.

$$N_{Ed} / (b \cdot h) \leq 0.65 \cdot f_{cd} \quad \text{in CD”B”}$$

$$N_{Ed} / (b \cdot h) \leq 0.55 \cdot f_{cd} \quad \text{in CD”A”}$$

La verifica a presso-flessione deviata può essere condotta in maniera semplificata effettuando, per ciascuna direzione di applicazione del sisma, una verifica a presso-flessione retta nella quale le sollecitazioni vengono determinate come indicato nel § 7.4.4.2.1 e la resistenza, calcolata come indicato nel § 4.1.2.1.2, viene ridotta del 30%.

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DI ELEMENTI STRUTTURALI

Pilastri – Verifiche di resistenza – Taglio

La resistenza delle sezioni dei pilastri a taglio, da confrontare con le rispettive sollecitazioni determinate come indicato nel § 7.4.4.2.1, è calcolata come indicato nel § 4.1.2.1.3.

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

DETTAGLI COSTRUTTIVI

Pilastri – Limitazioni geometriche

La dimensione minima della sezione trasversale non deve essere inferiore a 250 mm.

$$l_{pil, \min} \geq 250mm$$

Le non linearità geometriche sono prese in conto, quando necessario, attraverso il fattore θ appresso definito.

Per le costruzioni civili ed industriali, queste non linearità possono essere trascurate nel caso in cui ad ogni orizzontamento risulti:

$$\theta = \frac{P \cdot d_r}{V \cdot h} \leq 0,1$$

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

DETTAGLI COSTRUTTIVI

Pilastri – Limitazioni geometriche

Se $\theta > 0,1$, l'altezza della sezione non deve essere inferiore ad 1/10 della maggiore tra le distanze tra il punto in cui si annulla il momento flettente e le estremità del pilastro.

$$\theta = \frac{P \cdot d_r}{V \cdot h} > 0,1$$

***P** è il carico verticale totale della parte di struttura sovrastante l'orizzontamento in esame;*

***d_r** è lo spostamento orizzontale medio d'interpiano, ovvero la differenza tra lo spostamento;*

orizzontale dell'orizzontamento considerato e lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento immediatamente sottostante;

***V** è la forza orizzontale totale in corrispondenza dell'orizzontamento in esame;*

***H** è la distanza tra l'orizzontamento in esame e quello immediatamente sottostante.*

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

DETTAGLI COSTRUTTIVI

Pilastrì – Limitazioni geometriche

- Pilastrì – Lunghezza zone critiche

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

$$- L_{h,critica} = \max \left\{ \begin{array}{l} - h_{sez,pil} \text{ l'altezza della sezione;} \\ - 1/6 \text{ l'altezza libera del pilastro;} \\ - 45 \text{ cm;} \\ - \text{l'altezza libera del pilastro se } H_{pil} < 3 h_{sez_pilastro} \end{array} \right.$$

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

DETTAGLI COSTRUTTIVI

Pilastri – Limitazioni di armatura longitudinale

Per tutta la lunghezza del pilastro l'interasse tra le barre non deve essere superiore a 250 mm.

$$i_{barre,long} \leq 250mm$$

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

$$1\% < \rho < 4\%$$

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

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

DETTAGLI COSTRUTTIVI

Pilastrini – Limitazioni di armatura trasversale

Nelle zone critiche devono essere rispettate le condizioni seguenti:

- le barre disposte sugli angoli della sezione devono essere contenute dalle staffe;
- almeno una barra ogni due, di quelle disposte sui lati, deve essere trattenuta da staffe interne o da legature;
- le barre non fissate devono trovarsi a meno di 15 cm e 20 cm da una barra fissata, rispettivamente per CD"A" e CD"B".

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

DETTAGLI COSTRUTTIVI

Pilastri – Limitazioni di armatura trasversale

Il diametro delle staffe di contenimento e legature deve essere non inferiore a 6 mm

$$\phi_{\min,staffe} \geq 6mm$$

ed il loro passo deve essere non superiore alla più piccola delle quantità seguenti:

$$- S_{staffe} = \min \left\{ \begin{array}{l} - 1/3 \text{ e } 1/2 \text{ del lato minore della sezione trasversale,} \\ \quad \text{rispettivamente per CD" A" e CD" B";} \\ - 125 \text{ mm per CD" A" e } 175 \text{ mm per CD" B";} \\ - 6\Phi_{,min} A_{S, LONG} \text{ per CD" A" e } 8\Phi_{,min} A_{S, LONG} \text{ per CD" B";} \end{array} \right.$$

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

DETTAGLI COSTRUTTIVI

Pilastri – Limitazioni di armatura trasversale

Si devono disporre staffe in un quantitativo minimo non inferiore a:

$$\frac{A_{st}}{s} \geq \begin{cases} 0,08 \frac{f_{cd} \cdot b_{st}}{f_{yd}} & \text{-per CD "A" al di fuori della} \\ & \text{zona critica e per CD "B"} \\ 0,12 \frac{f_{cd} \cdot b_{st}}{f_{yd}} & \text{- per CD "A"} \end{cases}$$

in cui A_{st} è l'area complessiva dei bracci delle staffe, b_{st} è la distanza tra i bracci più esterni delle staffe ed s è il passo delle staffe.

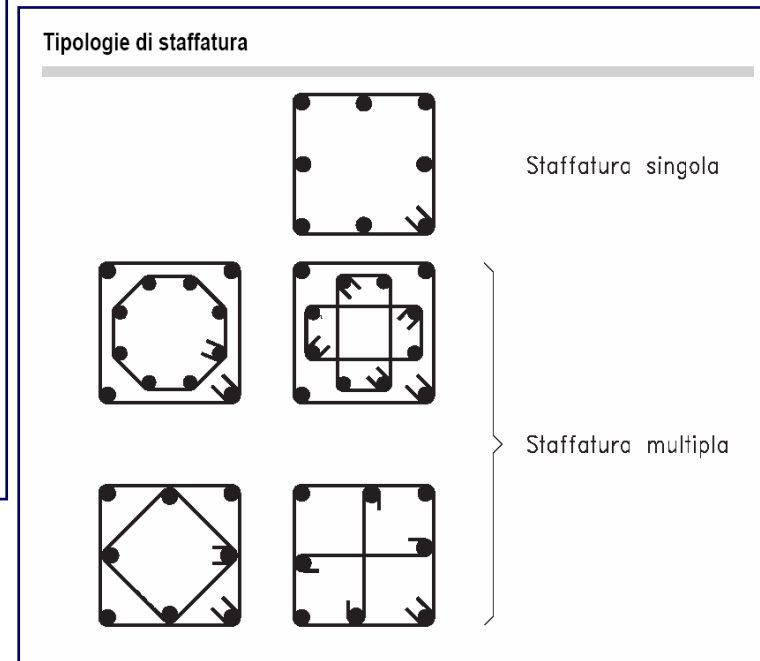
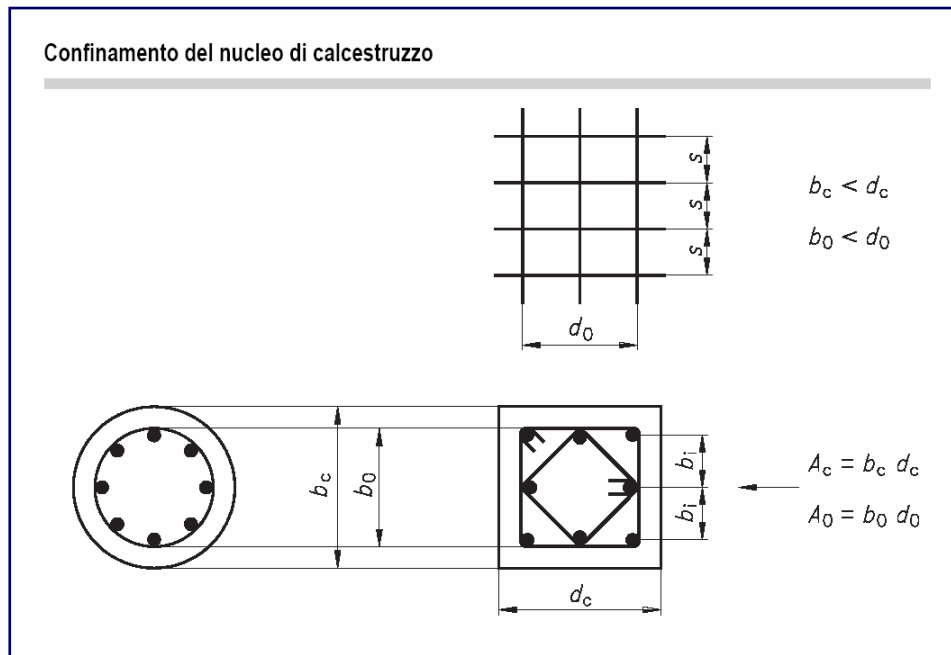
La configurazione delle staffe e delle piegature deve essere scelta in modo da garantire il massimo confinamento al nucleo di calcestruzzo.

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

DETTAGLI COSTRUTTIVI

Pilastri – Limitazioni di armatura trasversale



Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

DETTAGLI COSTRUTTIVI

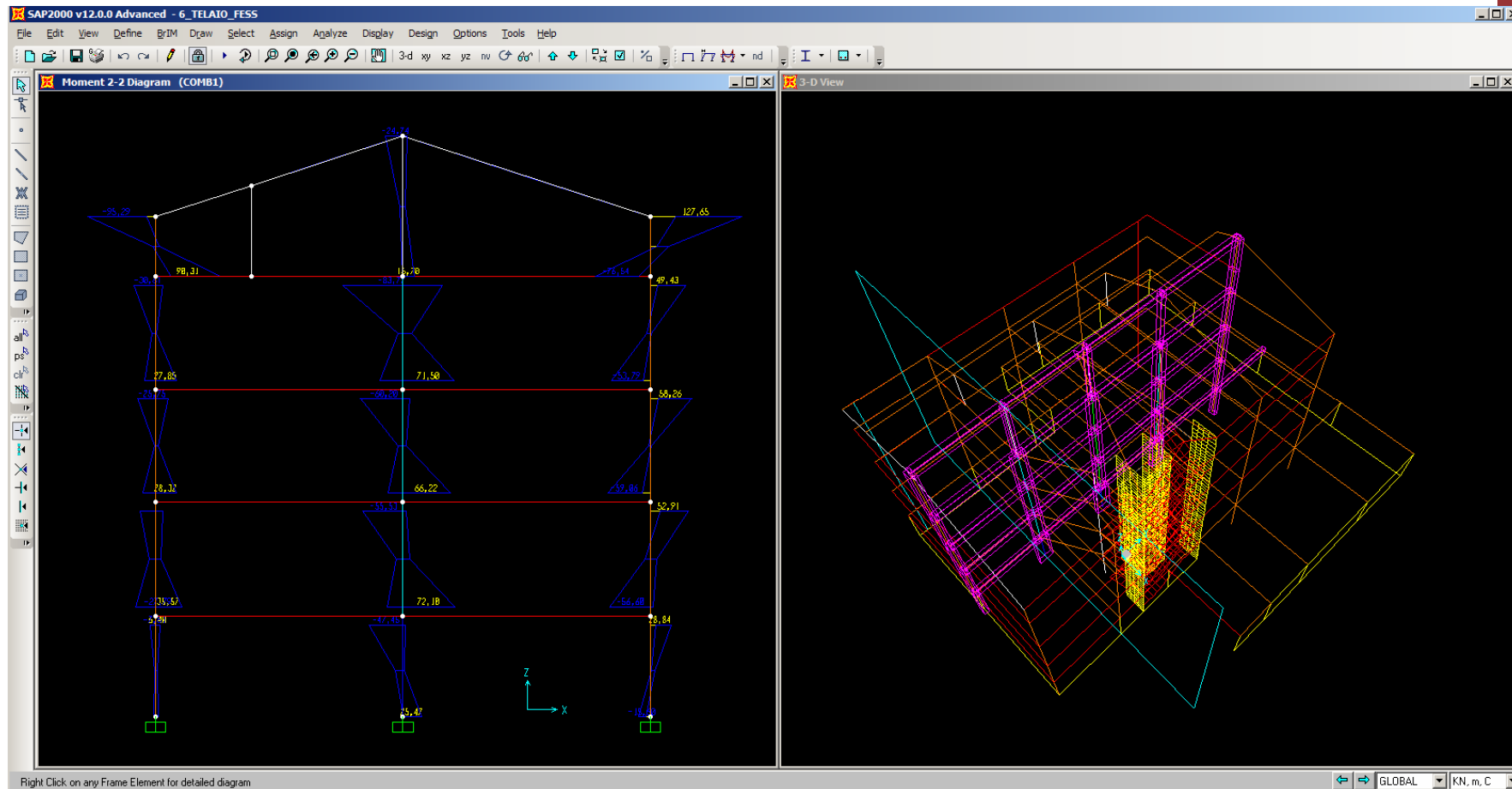
Pilastri – Misure aggiuntive per la presenza di tamponamenti

- *Nel caso in cui i tamponamenti non si estendano per l'intera altezza dei pilastri adiacenti, l'armatura risultante deve essere estesa per una distanza pari alla profondità del pilastro oltre la zona priva di tamponamento.*
- *Nel caso in cui l'altezza della zona priva di tamponamento fosse inferiore a 1,5 volte la profondità del pilastro, debbono essere utilizzate armature bi-diagonali.*
- *Nel caso precedente, qualora il tamponamento sia presente su un solo lato di un pilastro, l'armatura trasversale da disporre alle estremità del pilastro ai sensi del § 7.4.5.3. (zone critiche solo per CD "B") deve essere estesa all'intera altezza del pilastro.*

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

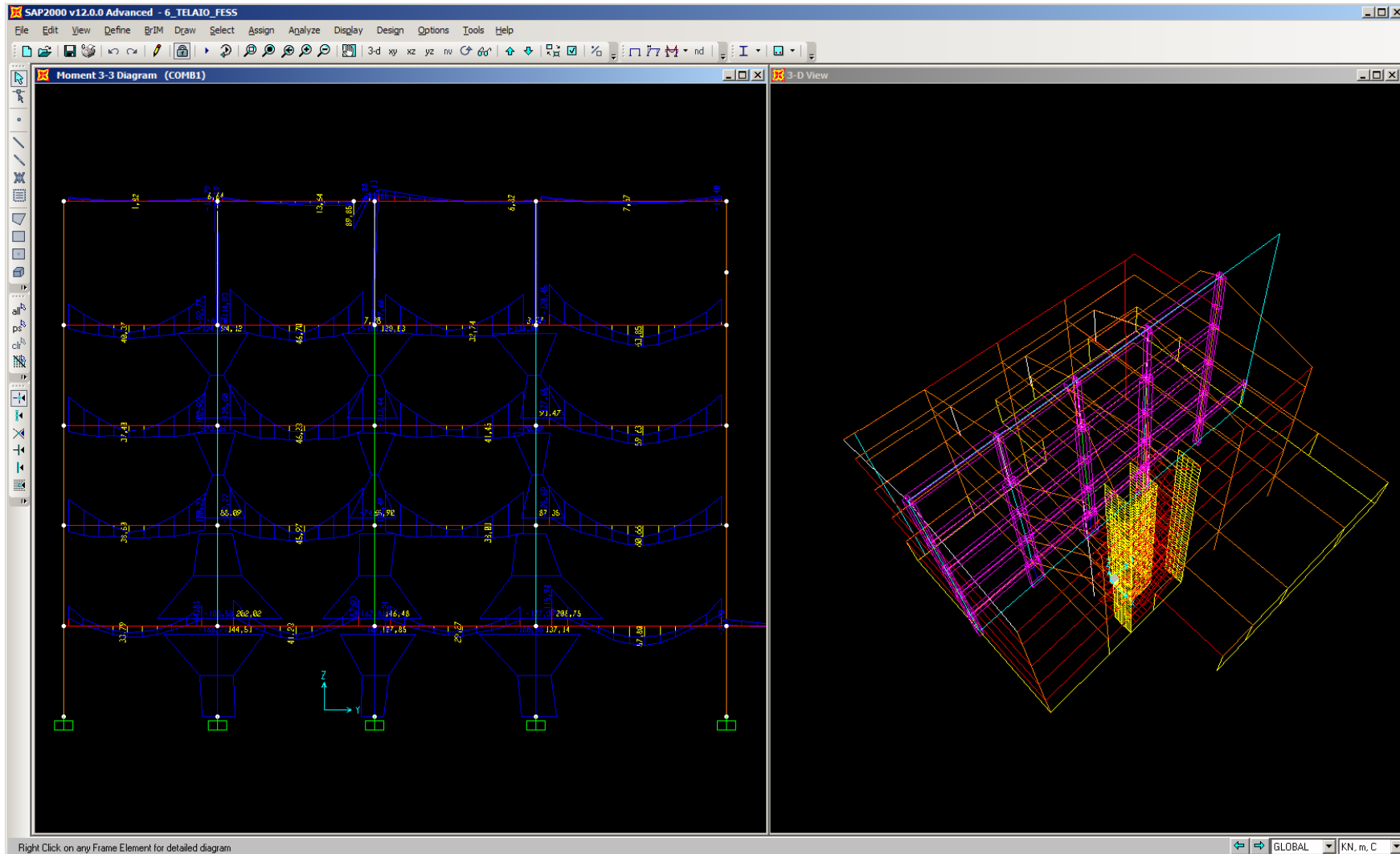
TRAVI PILASTRI – progetto travata T110-111-266 - pilastrata P1

RISULTATI DELL'ANALISI – COMBINAZIONE INVILUPPO



Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

RISULTATI DELL'ANALISI – COMBINAZIONE INVILUPPO



Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

NUOVE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI

D.M. 14 gennaio 2008

Jesi – 11/06/2010

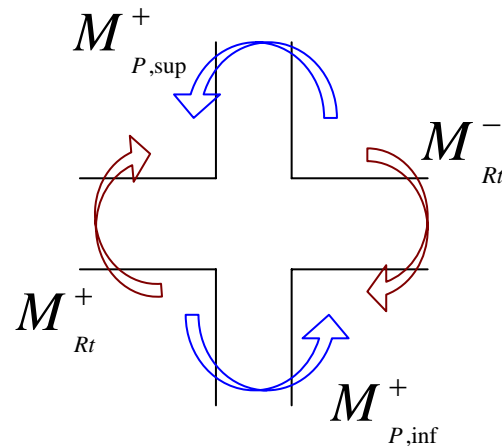
RISULTATI DELL'ANALISI – COMBINAZIONE INVILUPPO

TABLE: Element Forces - Frames												
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3	FrameElem	ElemStation
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	Text	m
42	0	SLU	Combination	Max	-298,289	-1,808	8,659	0,0741	14,2771	-1,9237	42-1	0
42	1,95	SLU	Combination	Max	-292,585	-1,808	8,659	0,0741	-0,8988	1,6075	42-1	1,95
42	3,9	SLU	Combination	Max	-286,881	-1,808	8,659	0,0741	-13,8578	5,6459	42-1	3,9
42	0	SLU	Combination	Min	-323,368	-2,248	6,618	-0,2514	11,9517	-3,4273	42-1	0
42	1,95	SLU	Combination	Min	-317,665	-2,248	6,618	-0,2514	-2,6629	0,8539	42-1	1,95
42	3,9	SLU	Combination	Min	-311,961	-2,248	6,618	-0,2514	-19,4948	4,8551	42-1	3,9
42	0	COMB1	Combination	Max	-172,693	-0,299	10,351	0,1013	15,6975	2,675	42-1	0
42	1,95	COMB1	Combination	Max	-168,305	-0,299	10,351	0,1013	2,6579	4,0599	42-1	1,95
42	3,9	COMB1	Combination	Max	-163,918	-0,299	10,351	0,1013	5,6235	6,6379	42-1	3,9
42	0	COMB1	Combination	Min	-323,368	-2,351	-1,574	-0,2514	-0,5846	-6,2042	42-1	0
42	1,95	COMB1	Combination	Min	-317,665	-2,351	-1,574	-0,2514	-4,6594	-2,4226	42-1	1,95
42	3,9	COMB1	Combination	Min	-311,961	-2,351	-1,574	-0,2514	-24,7394	0,166	42-1	3,9
216	0,25	SLU	Combination	Max	-708,004	-6,745	-10,432	3,5072	-7,4537	-8,0417	216-1	0,25
216	1,573	SLU	Combination	Max	-718,323	-6,745	-10,432	3,5072	6,3474	0,8812	216-1	1,573
216	2,896	SLU	Combination	Max	-728,643	-6,745	-10,432	3,5072	43,5579	27,4247	216-1	2,896
216	0,25	SLU	Combination	Min	-763,283	-26,192	-31,823	-2,6134	-40,6463	-42,0038	216-1	0,25
216	1,573	SLU	Combination	Min	-773,603	-26,192	-31,823	-2,6134	1,0639	-7,3519	216-1	1,573
216	2,896	SLU	Combination	Min	-783,922	-26,192	-31,823	-2,6134	20,1486	9,8042	216-1	2,896
216	0,25	COMB1	Combination	Max	-394,527	59,821	32,602	3,5072	54,2666	94,1154	216-1	0,25
216	1,573	COMB1	Combination	Max	-402,465	59,821	32,602	3,5072	11,4756	19,0897	216-1	1,573
216	2,896	COMB1	Combination	Max	-410,403	59,821	32,602	3,5072	71,5047	88,2889	216-1	2,896
216	0,25	COMB1	Combination	Min	-763,283	-80,032	-58,613	-2,6134	-83,7682	-124,7952	216-1	0,25
216	1,573	COMB1	Combination	Min	-773,603	-80,032	-58,613	-2,6134	-6,565	-23,0297	216-1	1,573
216	2,896	COMB1	Combination	Min	-783,922	-80,032	-58,613	-2,6134	-32,182	-65,4891	216-1	2,896
217	0,25	SLU	Combination	Max	-1114,777	-3,063	-18,344	4,3475	-25,3261	-3,3833	217-1	0,25
217	1,573	SLU	Combination	Max	-1125,096	-3,063	-18,344	4,3475	-0,8786	7,6412	217-1	1,573
217	2,896	SLU	Combination	Max	-1135,416	-3,063	-18,344	4,3475	49,7632	36,5914	217-1	2,896
217	0,25	SLU	Combination	Min	-1196,38	-23,736	-39,53	-3,8477	-54,8321	-26,2149	217-1	0,25
217	1,573	SLU	Combination	Min	-1206,699	-23,736	-39,53	-3,8477	-2,6435	-1,7841	217-1	1,573
217	2,896	SLU	Combination	Min	-1217,018	-23,736	-39,53	-3,8477	23,2111	4,7209	217-1	2,896
217	0,25	COMB1	Combination	Max	-621,13	42,194	11,134	4,3475	9,4844	54,5828	217-1	0,25
217	1,573	COMB1	Combination	Max	-629,068	42,194	11,134	4,3475	4,1153	18,9427	217-1	1,573
217	2,896	COMB1	Combination	Max	-637,006	42,194	11,134	4,3475	66,2234	88,0878	217-1	2,896
217	0,25	COMB1	Combination	Min	-1196,38	-59,139	-47,663	-3,8477	-60,1988	-73,2554	217-1	0,25

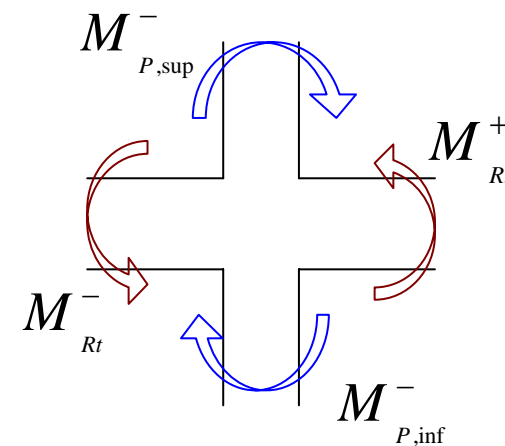
Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

CALCOLO ARMATURA LONGITUDINALE PILASTRI

$$\alpha = \gamma_{Rd} \frac{|\sum M_{Rtravi}|}{|\sum M_{Ed,pilastri}|}$$



$$\alpha^+ = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M^+_{Rt} + M^-_{Rt}}{M^+_{P,sup} + M^-_{P,inf}}$$



$$\alpha^- = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M^+_{Rt} + M^-_{Rt}}{M^+_{P,sup} + M^+_{P,inf}}$$

γ_{Rd} è pari a 1.3 per CD 'A' e 1,1 per CD 'B'

Il fattore di amplificazione è calcolato per entrambi i versi dell'azione sismica. I pilastri sono dimensionati per il massimo valore di momento agente così calcolato.

CALCOLO A PRESSOFLESSIONE DEVIATA

Necessario l'utilizzo di software

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

αM_x | M_y | N | M_x | αM_y | N

Verifica C.A. S.L.U. - File: PIL30x80_INV_mod

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° Vertici Zoom N° barre Zoom

N°	x [mm]	y [mm]
1	-150	400
2	150	400
3	150	-400
4	-150	-400

N°	As [mm²]	x [mm]	y [mm]
11	314	110	-110
12	314	-110	-55
13	314	110	-55
14	201	-110	-360
15	201	0	-360
16	201	110	-360

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N Ed kN
 M xEd kNm
 M yEd kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[mm] xN yN

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

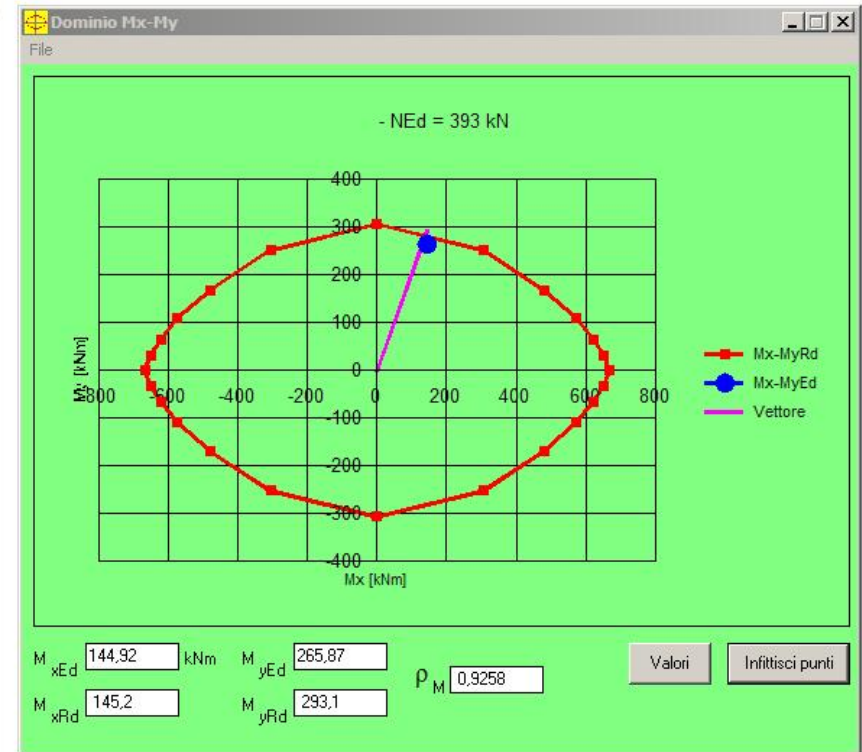
Calcola MRd

Materiali
 B450C C28/35
 ϵ_{su} 67.5% ϵ_{c2} 2%
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5%
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 15.87
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957% $\sigma_{c,adm}$ 11
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6667
 τ_{c1} 1.971

M xRd kNm
 M yRd kNm
 σ_c -15.87 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5%
 ϵ_s 5.364%
 d 338 mm
 x 133.5 x/d 0.3948
 δ 0.9336

angolo asse neutro θ°

Precompresso



Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

NUOVE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI

D.M. 14 gennaio 2008

Jesi - 11/06/2010

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

DETTAGLI COSTRUTTIVI

Pilastri – Limitazioni di armatura longitudinale

Per tutta la lunghezza del pilastro l'interasse tra le barre non deve essere superiore a 250 mm.

$$i_{barre,long} \leq 250mm$$

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

$$1\% < \rho < 4\%$$

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

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

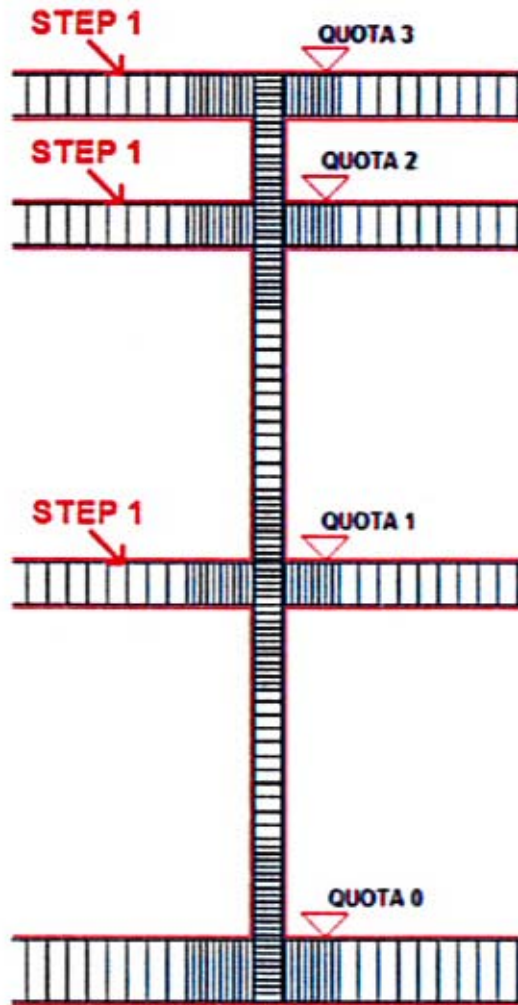
DETTAGLI COSTRUTTIVI

Pilastri – Limitazioni di armatura trasversale

Nelle zone critiche devono essere rispettate le condizioni seguenti:

- le barre disposte sugli angoli della sezione devono essere contenute dalle staffe;
- almeno una barra ogni due, di quelle disposte sui lati, deve essere trattenuta da staffe interne o da legature;
- le barre non fissate devono trovarsi a meno di 15 cm e 20 cm da una barra fissata, rispettivamente per CD"A" e CD"B".

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN



1. Calcolo dell'armatura longitudinale delle travi in funzione delle azioni risultanti dall'analisi;
2. Calcolo dell'armatura a taglio delle travi in funzione del taglio dovuto ai momenti resistenti delle sezioni di estremità;
3. Calcolo dell'armatura longitudinale dei pilastri in pressoflessione deviata con il contributo di coefficienti moltiplicativi funzione del rapporto tra i momenti resistenti delle travi e i momenti nei pilastri risultanti dall'analisi;
4. Calcolo dell'armatura a taglio nei pilastri in funzione del taglio dovuto ai momenti resistenti delle sezioni di estremità;
5. Calcolo dell'armatura longitudinale delle travi di fondazione;
6. Calcolo dell'armatura a taglio delle travi di fondazione.

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

$$V_{Ed} = \frac{M_{Rd}^{base} + M_{Rd}^{testa}}{l}$$

DETTAGLI COSTRUTTIVI

Pilastri – Limitazioni di armatura trasversale

Il diametro delle staffe di contenimento e legature deve essere non inferiore a 6 mm

$$\phi_{\min,staffe} \geq 6mm$$

ed il loro passo deve essere non superiore alla più piccola delle quantità seguenti:

$$- S_{staffe} = \min \left\{ \begin{array}{l} - 1/3 \text{ e } 1/2 \text{ del lato minore della sezione trasversale,} \\ \quad \text{rispettivamente per CD" A " e CD" B "}; \\ - 125 \text{ mm per CD" A " e } 175 \text{ mm per CD" B "}; \\ - 6 \Phi_{,min} A_{S, LONG} \text{ per CD" A " e } 8 \Phi_{,min} A_{S, LONG} \text{ per CD" B "}; \end{array} \right.$$

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

DETTAGLI COSTRUTTIVI

Pilastri – Limitazioni geometriche

- Pilastri – Lunghezza zone critiche

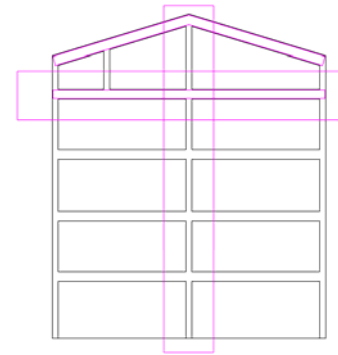
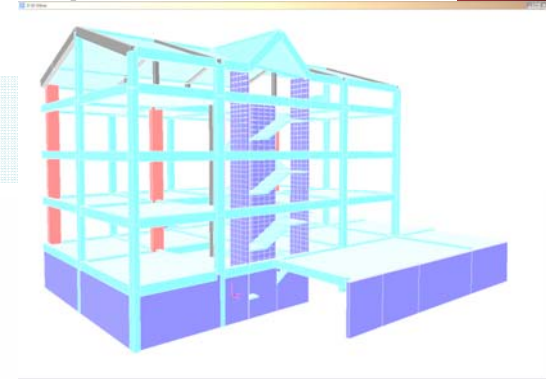
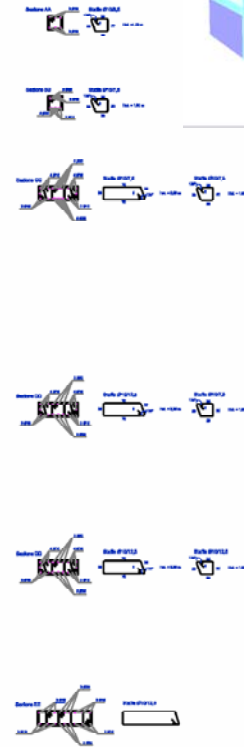
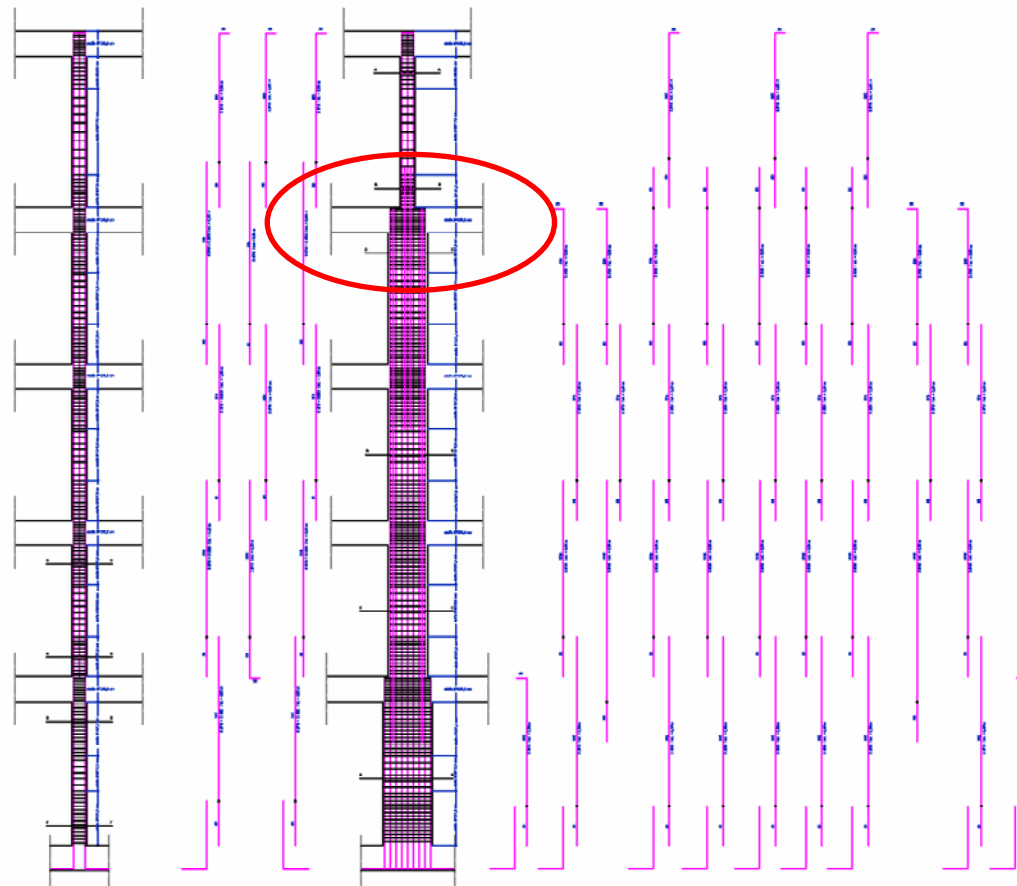
In assenza di analisi più accurate si può assumere che la lunghezza della zona critica sia la maggiore tra: l'altezza della sezione, 1/6 dell'altezza libera del pilastro, 45 cm, l'altezza libera del pilastro se questa è inferiore a 3 volte l'altezza della sezione.

$$- L_{h,critica} = \max \left\{ \begin{array}{l} - h_{sez,pil} \text{ l'altezza della sezione;} \\ - 1/6 \text{ l'altezza libera del pilastro;} \\ - 45 \text{ cm;} \\ - \text{l'altezza libera del pilastro se } H_{pil} < 3 h_{sez_pilastro} \end{array} \right.$$

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

TRAVI PILASTRI – progetto travata T110-111-266 - pilastrata P1

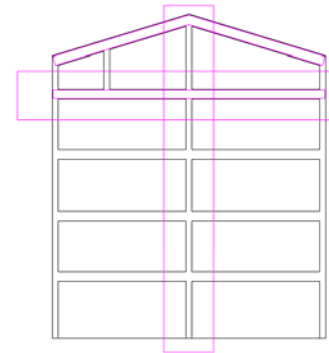
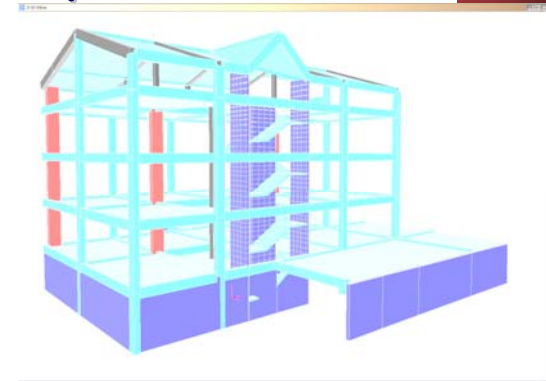
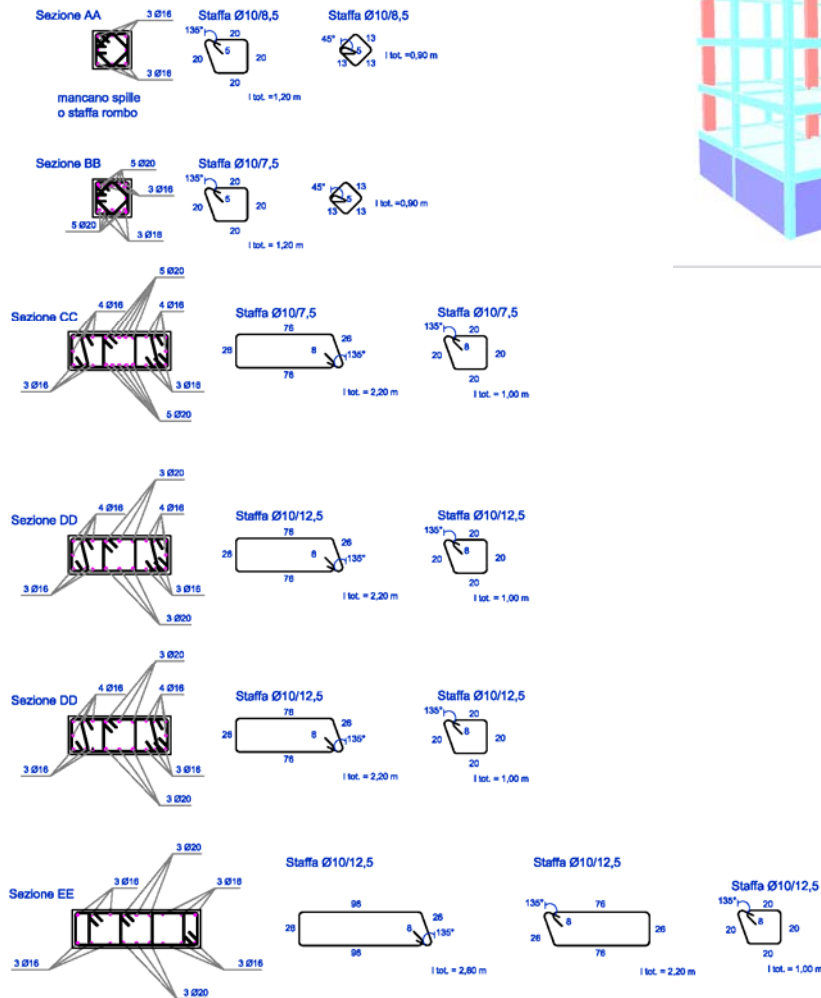
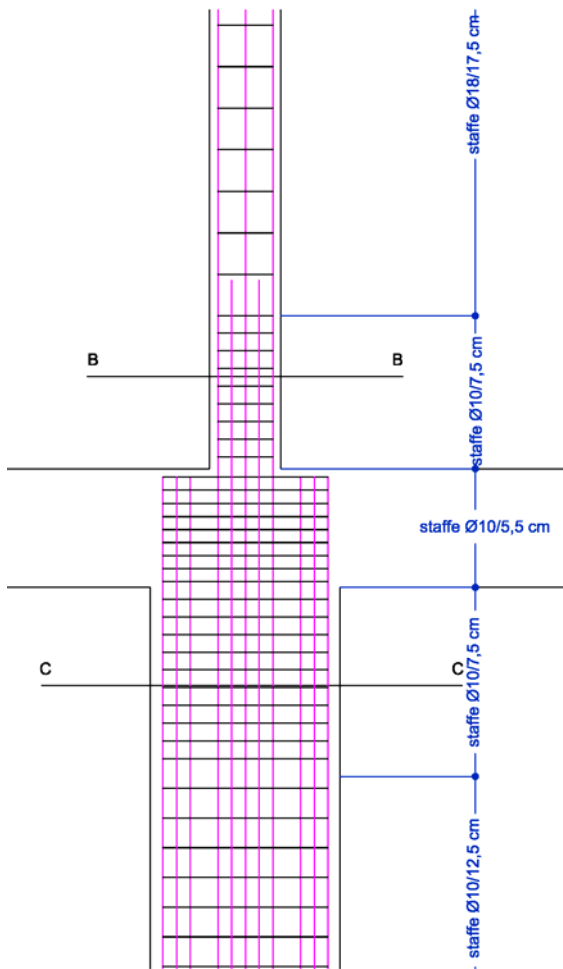
Esempio di calcolo



Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

TRAVI PILASTRI – progetto travata T110-111-266 - pilastrata P1

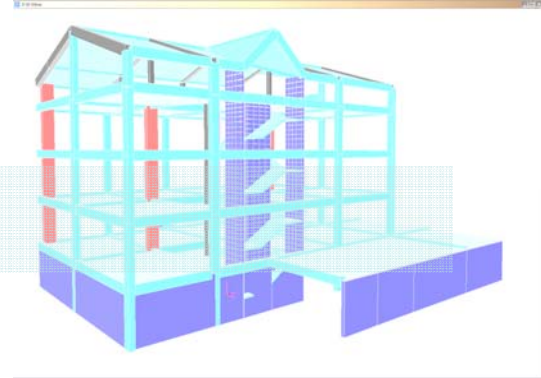
Esempio di calcolo



Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

TRAVI PILASTRI – progetto travata T110-111-266 - pilastrata P1

Esempio di calcolo



INCIDENZE ACCIAIO – CALCESTRUZZO

- *Armature longitudinali*
- *Armature trasversali*

Peso di ferro VERTICALI per metro cubo di CLS						
Pilastro tipo	n° ferri verticali	Φ	h	□_eff [%]	Peso totale [kg]	% Acciaio/CLS
100x30	12+6	12Φ16 + 6Φ20	1,00	1,43	34	113
80x30	14+6	14Φ16 + 6Φ20	1,00	1,96	37	154
80x30_P4	14+10	14Φ16 + 10Φ20	1,00	2,48	47	196
30x30	4+4	8Φ16	1,00	1,79	13	140

Peso di ferro ORIZZONTALI per metro cubo di CLS						
Pilastro tipo	n° ferri orizzontali	Φ	h	□_eff [%]	Peso totale [kg]	% Acciaio/CLS
100x30	st.10Φ7,5 - 12,5	12Φ16 + 6Φ20	2,90		140	161
80x30	st.10Φ7,5 - 12,5	12Φ16 + 6Φ20	2,70		70	105
80x30_P4	st.10Φ7,5 - 12,5	14Φ16 + 10Φ20	2,70		70	105
30x30	st.8Φ7,5 - 17,5	8Φ16	3,00		26	80

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

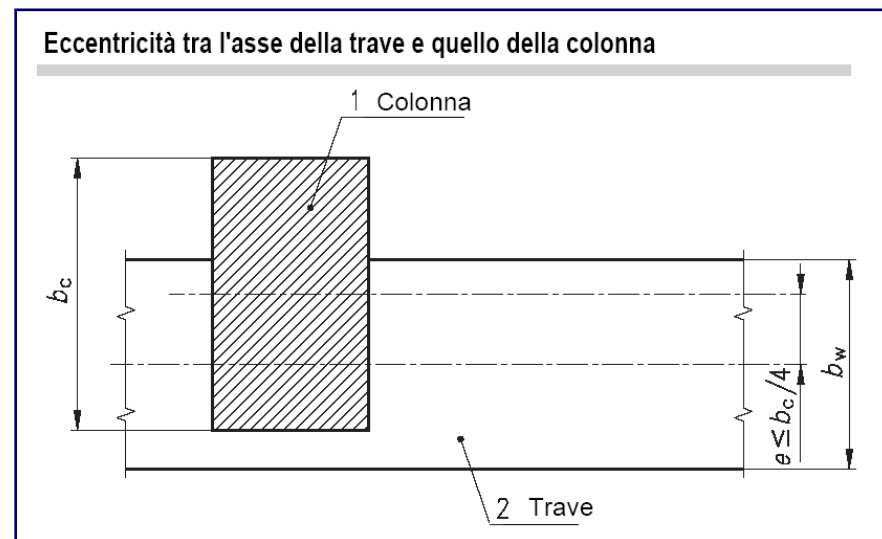
PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DI ELEMENTI STRUTTURALI

Nodi Trave-Pilastro

Si definisce nodo la zona del pilastro che si incrocia con le travi ad esso concorrenti.

- La resistenza del nodo deve essere tale da assicurare che non pervenga alla rottura prima delle zone della trave e del pilastro ad esso adiacenti.
- Sono da evitare, per quanto possibile, eccentricità tra l'asse della trave e l'asse del pilastro concorrenti in un nodo.



Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DI ELEMENTI STRUTTURALI

Nodi Trave-Pilastro

Si distinguono due tipi di nodi:

- 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 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;
- nodi non interamente confinati: tutti i nodi non appartenenti alla categoria precedente.

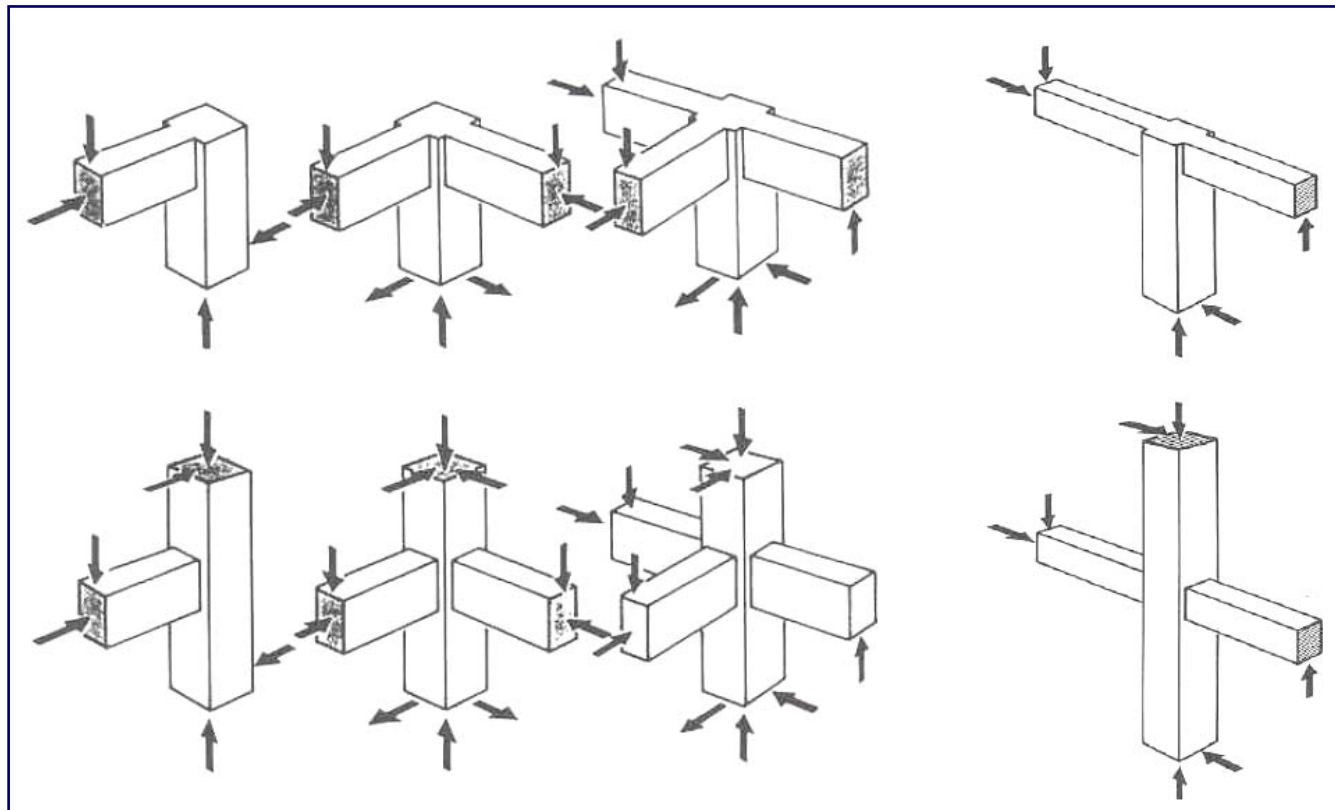
Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DI ELEMENTI STRUTTURALI

Nodi Trave-Pilastro

Tipologie di nodi non interamente confinati



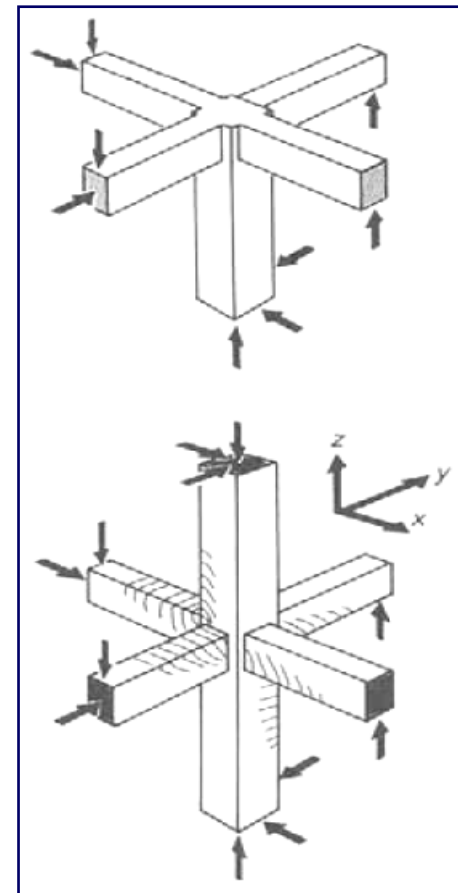
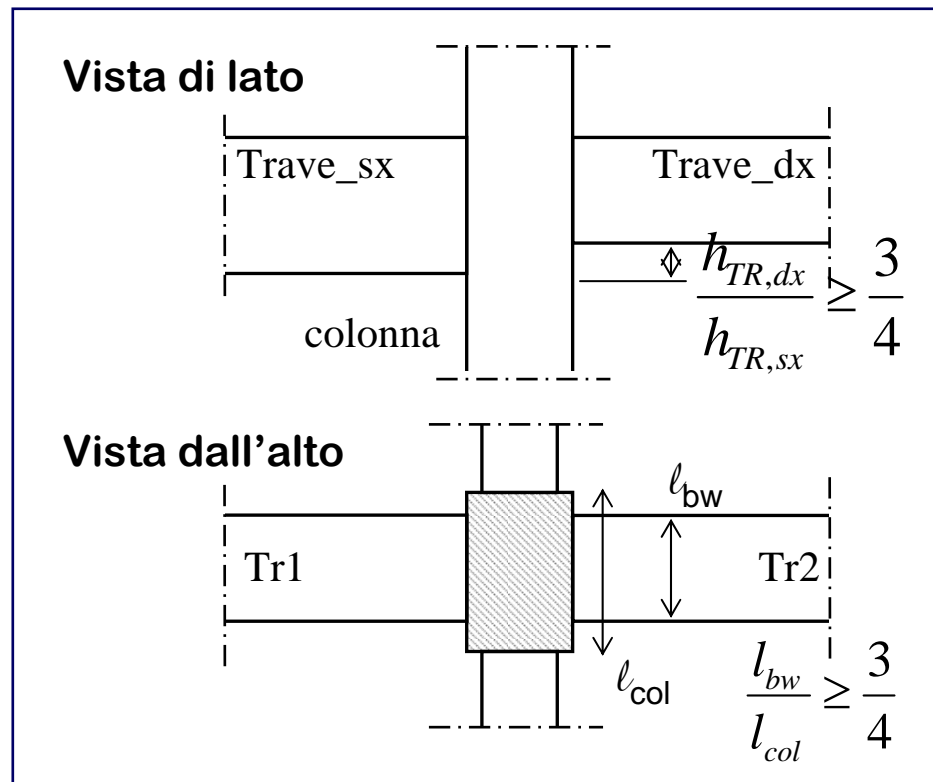
Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DI ELEMENTI STRUTTURALI

Nodi Trave-Pilastro

Tipologie di nodi interamente confinati



Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DI ELEMENTI STRUTTURALI

Nodi Trave-Pilastro

- Il taglio agente in direzione orizzontale in un nodo deve essere calcolato tenendo conto delle sollecitazioni più gravose che, per effetto dell'azione sismica, si possono verificare negli elementi che vi confluiscono.
- Si devono, allo stesso tempo, considerare le condizioni relative al criterio di capacità per le travi che convergono al nodo ed i valori compatibilmente più bassi per le forze di taglio degli elementi.
- Le forze di taglio che agiscono sui nodi devono corrispondere alla più avversa direzione di provenienza dell'azione sismica, la quale si riflette sulla scelta dei valori A_{S1} , A_{S2} e V_C che devono essere introdotti nella successiva valutazione.

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DI ELEMENTI STRUTTURALI

Nodi Trave-Pilastro

In assenza di più accurate valutazioni, la forza di taglio agente nel nucleo di calcestruzzo del nodo può essere calcolata, per ciascuna direzione dell'azione sismica, come:

$$V_{jbd} = \gamma_{Rd} (A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} - V_C \quad \text{per nodi interni}$$

$$V_{jbd} = \gamma_{Rd} * A_{s1} * f_{yd} - V_C \quad \text{per nodi esterni}$$

$$\gamma_{Rd} = 1,20$$

A_{s1} ed A_{s2} sono rispettivamente l'area dell'armatura superiore ed inferiore della trave;

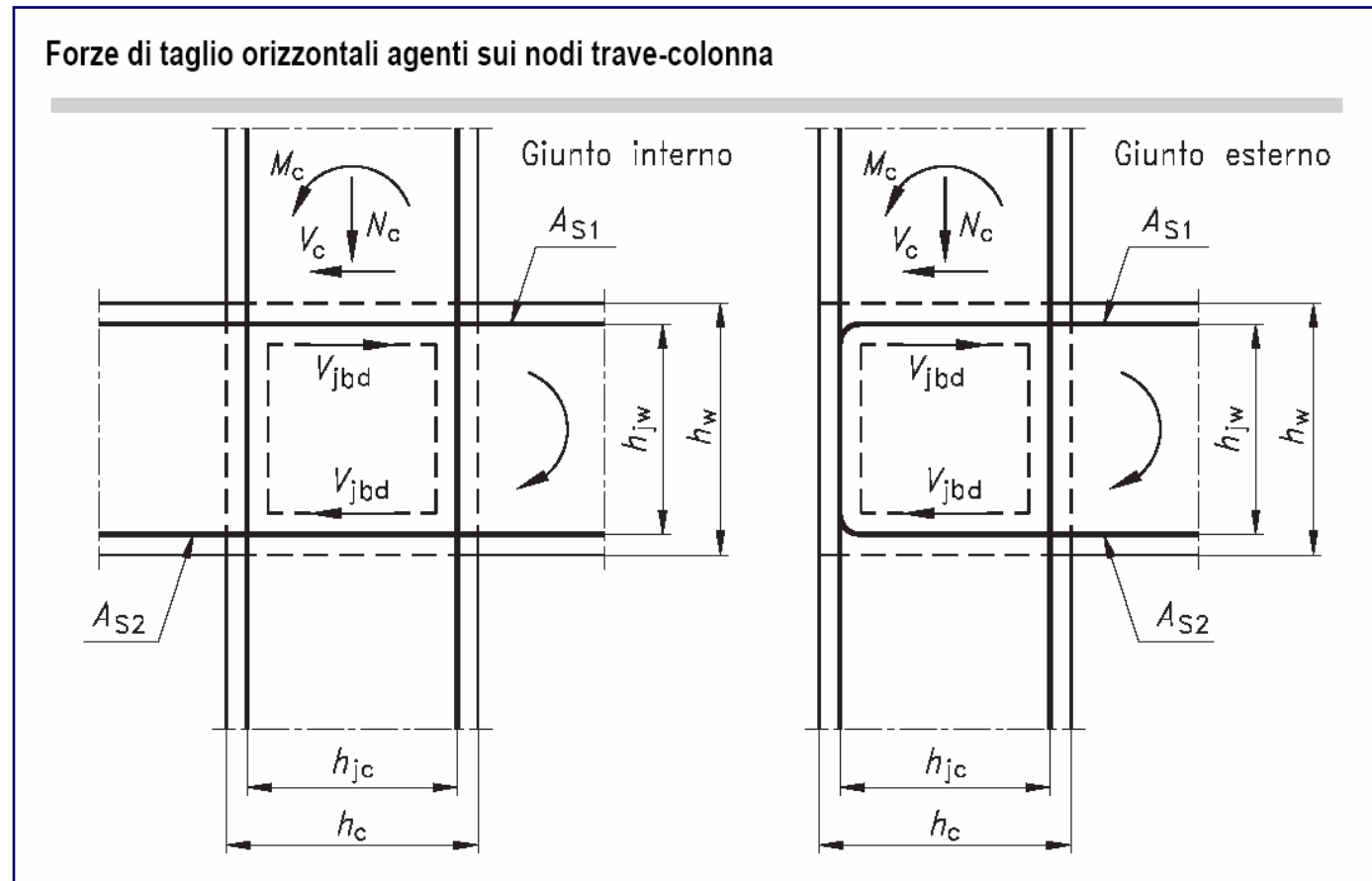
V_c è la forza di taglio nel pilastro al di sopra del nodo, derivante dall'analisi in condizioni sismiche.

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DI ELEMENTI STRUTTURALI

Nodi Trave-Pilastro – Sollecitazioni di progetto



Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DI ELEMENTI STRUTTURALI

Nodi Trave-Pilastro – Verifiche di resistenza

La verifica di resistenza del nodo deve essere effettuata per le sole strutture in CD”A”.

Valutazione della resistenza di progetto e verifica

Lo scambio della forza di taglio attraverso il nucleo dei nodi trave-pilastro può verificarsi mediante i due seguenti meccanismi:

1. *Meccanismo a puntone diagonale*
2. *Meccanismo di confinamento*

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DI ELEMENTI STRUTTURALI

Nodi Trave-Pilastro – Meccanismo a puntone diagonale

- Il meccanismo a puntone diagonale si attua quando in corrispondenza delle sezioni trasversali terminali delle travi si sviluppano solamente fessure flessionali di piccola ampiezza (dovute ad una precedente inversione del momento di piccola intensità) che vengono successivamente chiuse.
- Le forze assiali di compressione delle travi vengono trasferite sulla zona di calcestruzzo compressa e si combinano con le forze verticali nelle zone compresse delle colonne.
- Si forma così un puntone diagonale compresso, in equilibrio all'interno del nodo.

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DI ELEMENTI STRUTTURALI

Nodi Trave-Pilastro – Meccanismo a puntone diagonale

La compressione diagonale indotta dal meccanismo a traliccio non deve eccedere la resistenza a compressione del calcestruzzo.

In assenza di modelli più accurati, il requisito può ritenersi soddisfatto se:

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

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

α_j è un coefficiente che vale 0,6 per nodi interni e 0,8 per nodi esterni;

V_d è la forza assiale nel pilastro al di sopra del nodo normalizzata rispetto alla resistenza a compressione della sezione di solo calcestruzzo;

h_{jc} è la distanza tra le giaciture più esterne di armature del pilastro;

b_j è la larghezza effettiva del nodo.

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DI ELEMENTI STRUTTURALI

Nodi Trave-Pilastro – Meccanismo a puntone diagonale

Per la valutazione della compressione diagonale indotta dal meccanismo a traliccio è fondamentale l'individuazione della larghezza effettiva del nodo b_j , assunta pari alla minore tra:

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

Dalla Circolare 2 febbraio 2009: Per la verifica di resistenza del nodo, nell'espressione precedente si può assumere, al posto del fattore h_{jc} (distanza tra le giaciture più esterne di armature del pilastro), il fattore $h_{c,max}$, intendendo come tale *il massimo tra le dimensioni della sezione del pilastro.*

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DI ELEMENTI STRUTTURALI

Nodi Trave-Pilastro – Meccanismo di confinamento

- Il meccanismo di confinamento si attua quando in corrispondenza delle sezioni trasversali terminali delle travi si sviluppano fessure flessionali di notevole ampiezza (corrispondenti ad un apprezzabile allungamento permanente delle barre di armatura dovuto ad una precedente inversione del momento di grande intensità) che non possono chiudersi in una fase successiva.
- Le forze orizzontali di compressione dovute ai momenti flettenti sono assorbite principalmente dalle armature e non si sviluppa alcun puntone inclinato. In aggiunta a questo, lo schiacciamento plastico delle barre su entrambi i lati produce elevate tensioni di aderenza concentrate nella zona mediana.
- Non si può escludere che si formino estese fessure diagonali all'interno del nucleo del nodo trave-pilastro.

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

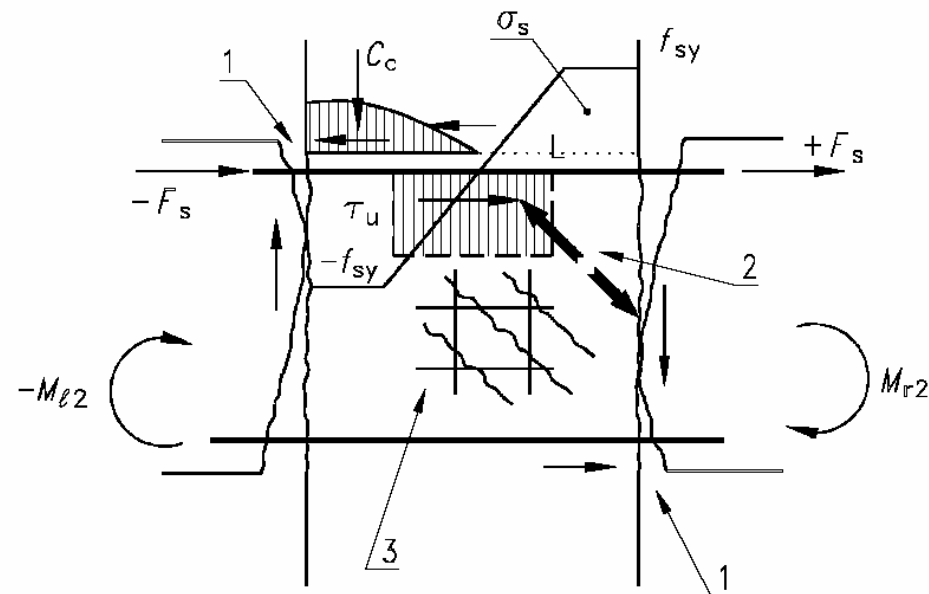
DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DI ELEMENTI STRUTTURALI

Nodi Trave-Pilastro – *Meccanismo di confinamento*

Meccanismo di confinamento

Legenda

- 1 Fessura aperta
- 2 Puntone meno efficace
- 3 Fessure diagonali



Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DI ELEMENTI STRUTTURALI

Nodi Trave-Pilastro – Meccanismo di confinamento

Per evitare che la massima trazione diagonale del calcestruzzo ecceda la f_{ctd} deve essere previsto un adeguato confinamento.

In assenza di modelli più accurati, si possono disporre nel nodo staffe orizzontali di diametro non inferiore a 6 mm, in modo che:

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

h_{jc} è la distanza tra le giaciture più esterne di armature del pilastro;

h_{jw} è la distanza tra le giaciture di armature superiori e inferiori della trave;

A_{sh} è l'area totale della sezione delle staffe;

b_j è la larghezza effettiva del nodo.

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DI ELEMENTI STRUTTURALI

Nodi Trave-Pilastro – Meccanismo di confinamento

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

$$A_{sh} \cdot f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} \cdot (A_{S1} + A_{S2}) \cdot f_{yd} \cdot (1 - 0,8\nu_d) \quad \text{per nodi interni}$$

$$A_{sh} \cdot f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} \cdot A_{S2} \cdot f_{yd} \cdot (1 - 0,8\nu_d) \quad \text{per nodi esterni}$$

$$\gamma_{Rd} = 1,20$$

A_{s1} ed A_{s2} rispettivamente l'area dell'armatura superiore e inferiore della trave;

ν_d è la forza assiale normalizzata agente al di sopra del nodo, per i nodi interni, al di sotto del nodo, per i nodo esterni.

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

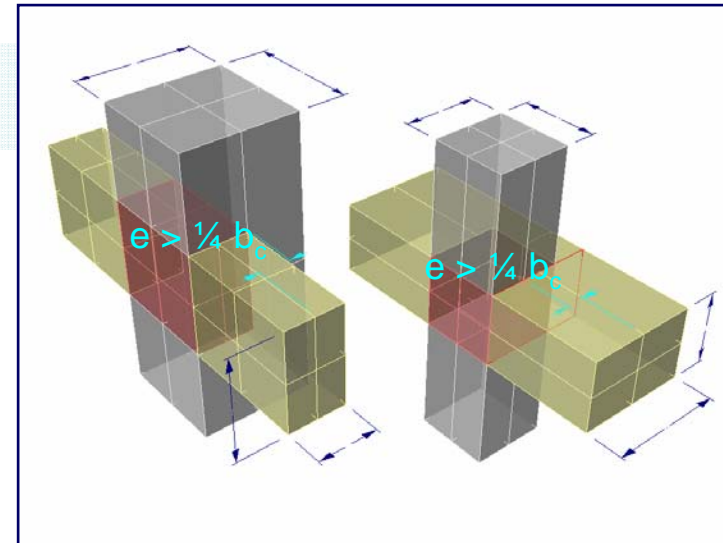
PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

DETTAGLI COSTRUTTIVI

Nodi trave-pilastro – Limitazioni geometriche

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

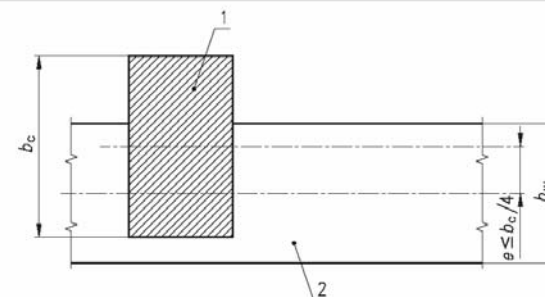
Nel caso che tale eccentricità superi $1/4$ della larghezza del pilastro la trasmissione degli sforzi deve essere assicurata da armature adeguatamente dimensionate allo scopo.



Eccentricità tra l'asse della trave e quello della colonna

Legenda

- 1 Colonna
- 2 Trave



Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

DETTAGLI COSTRUTTIVI

Nodi Trave-Pilastro – Limitazioni di armatura

Indipendentemente da quanto richiesto dalla verifiche di resistenza effettuate per le sole strutture in CD" A",

lungo le armature longitudinali del pilastro che attraversano i nodi non confinati devono essere disposte staffe di contenimento

in quantità almeno pari alla maggiore prevista nelle zone del pilastro inferiore e superiore adiacenti al nodo.

Questa regola può non essere osservata nel caso di nodi interamente confinati.

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

DETTAGLI COSTRUTTIVI

Nodi Trave-Pilastro – Limitazioni di armatura

Per i nodi non confinati, appartenenti a strutture sia in CD"A" che in CD"B", le staffe orizzontali presenti lungo l'altezza del nodo devono verificare la seguente condizione:

$$\frac{n_{st} \cdot A_{st}}{i \cdot b_j} \geq 0,05 \cdot \frac{f_{ck}}{f_{yk}}$$

n_{st} è il numero di bracci della sezione trasversale della barra della singola staffa;
 A_{st} è l'area della sezione trasversale della barra della singola staffa orizzontale;
 i è l'interasse delle staffe orizzontali;
 b_j è la larghezza utile del nodo, determinata come segue:

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

DETTAGLI COSTRUTTIVI

Nodi Trave-Pilastro – Limitazioni di armatura

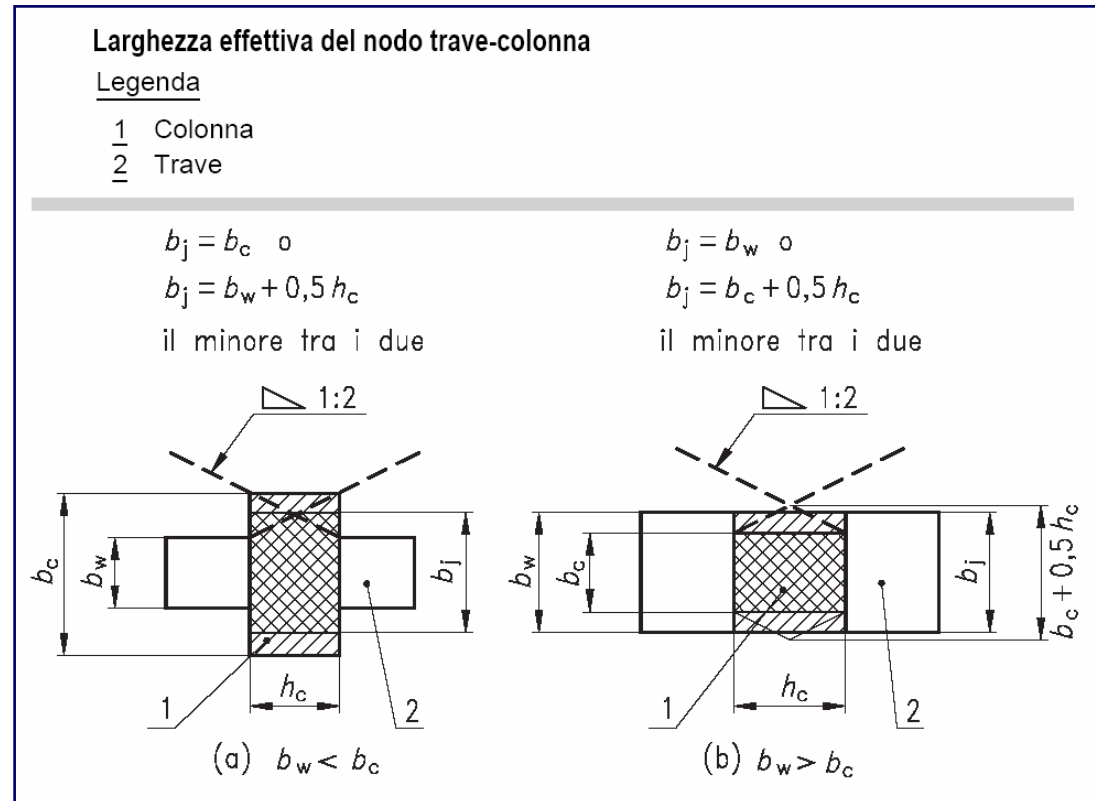
Determinazione della larghezza utile b_j del nodo:

se $b_w < b_c$

$$\Rightarrow \bar{b}_j = \min \left\{ b_c; b_w + \frac{h_c}{2} \right\}$$

se $b_w > b_c$

$$\Rightarrow \bar{b}_j = \min \left\{ b_w; b_c + \frac{h_c}{2} \right\}$$



Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

DETTAGLI COSTRUTTIVI

Nodi Trave-Pilastro

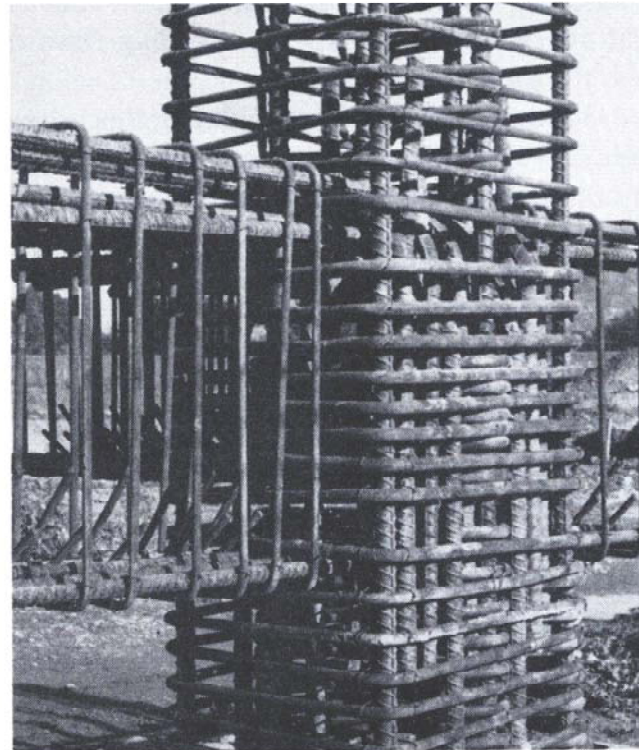


Fig. 13.76. Joint reinforcement in an exterior column where concurrent hinging of three beams was considered. (Courtesy New Zealand Ministry of Works.)

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

DETTAGLI COSTRUTTIVI

Nodi Trave-Pilastro



Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

DETTAGLI COSTRUTTIVI

Nodi Trave-Pilastro

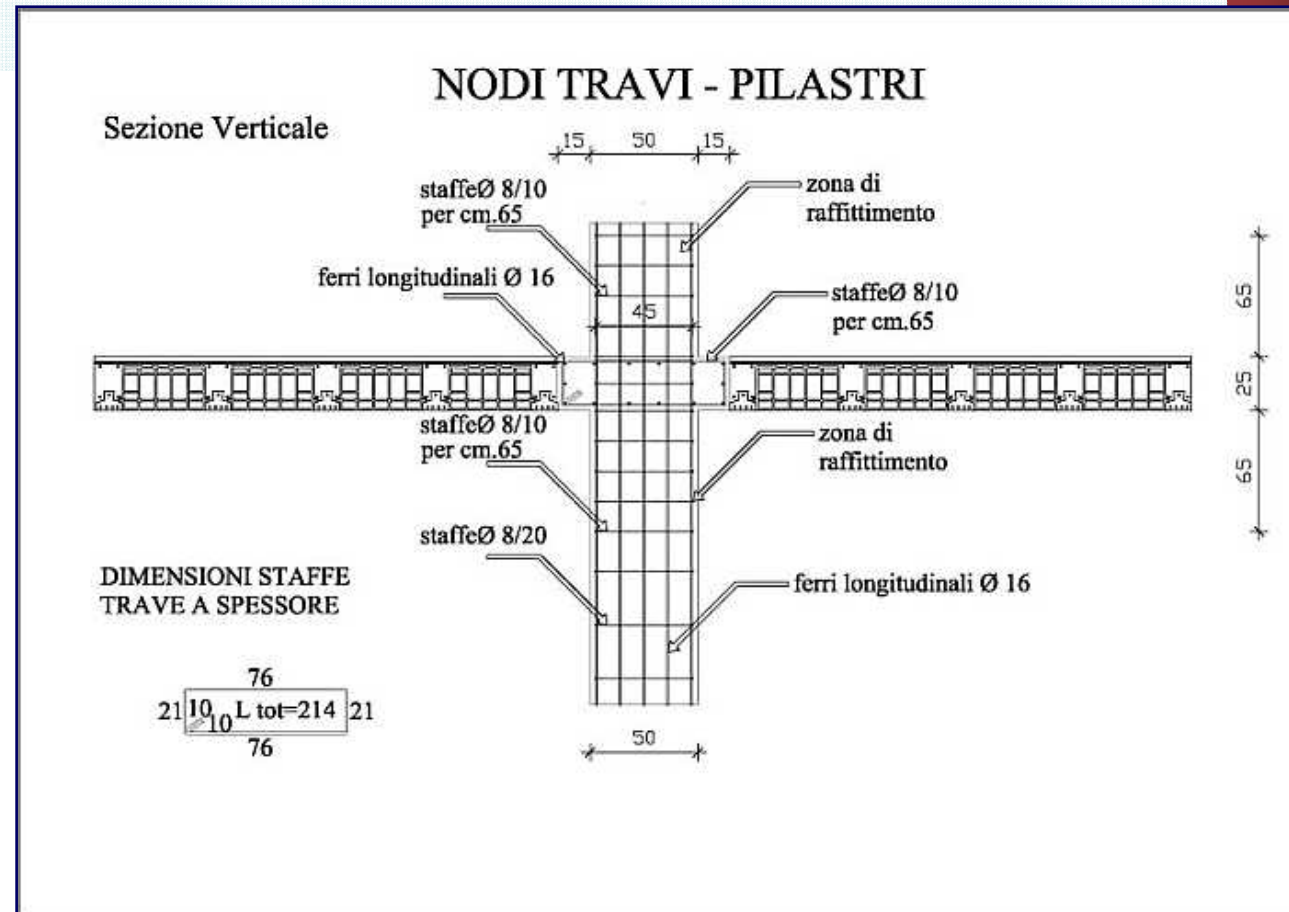


Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

DETTAGLI COSTRUTTIVI

Nodi Trave-Pilastro

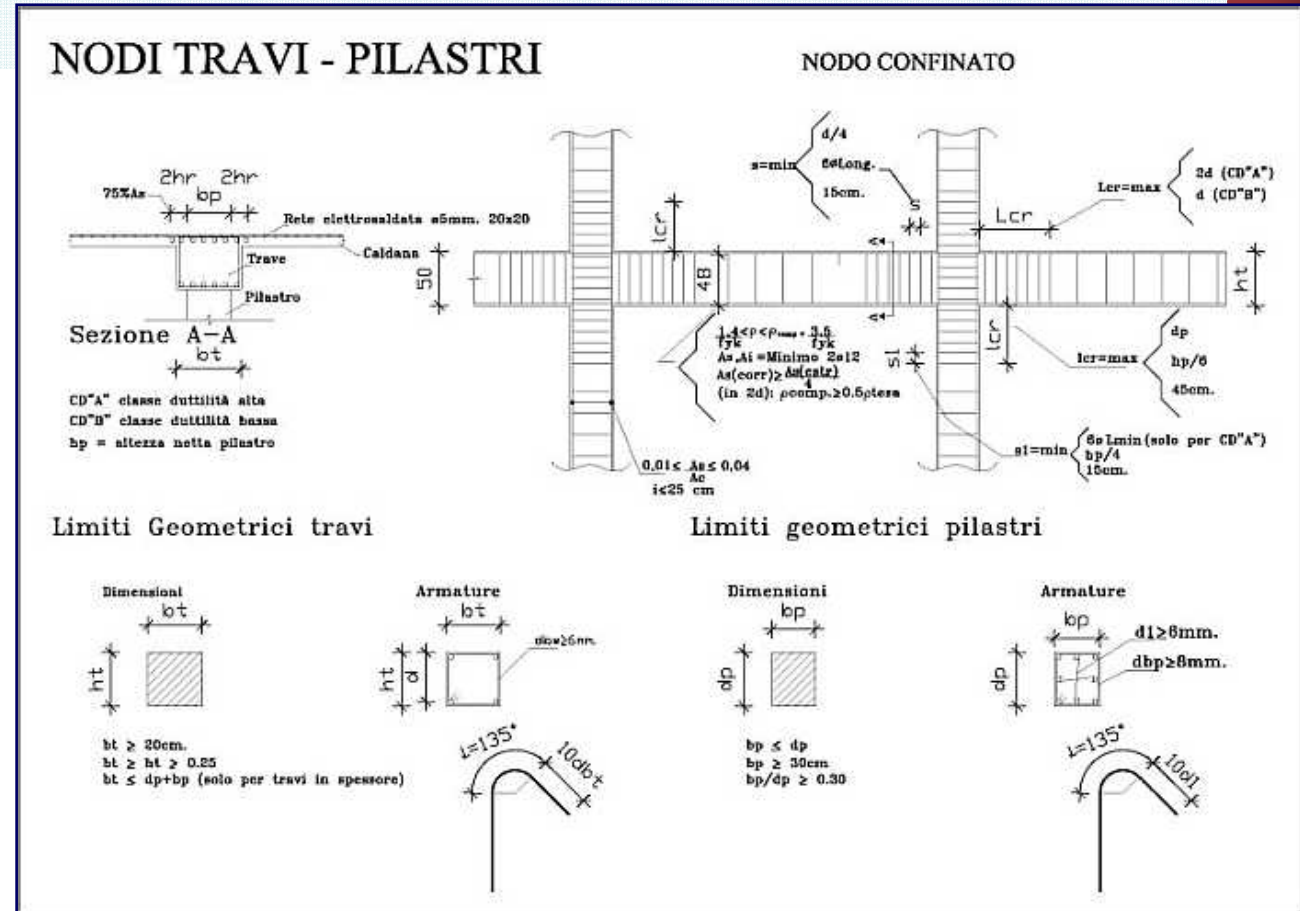


Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

DETTAGLI COSTRUTTIVI

Nodi Trave-Pilastro

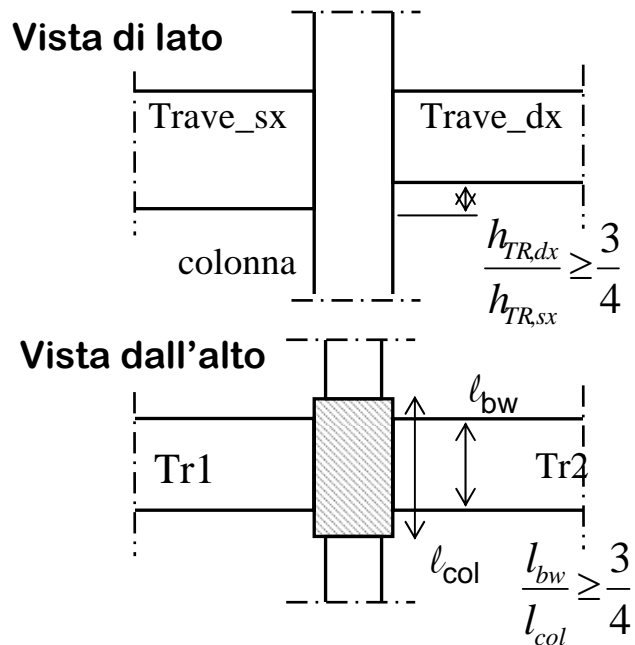


Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

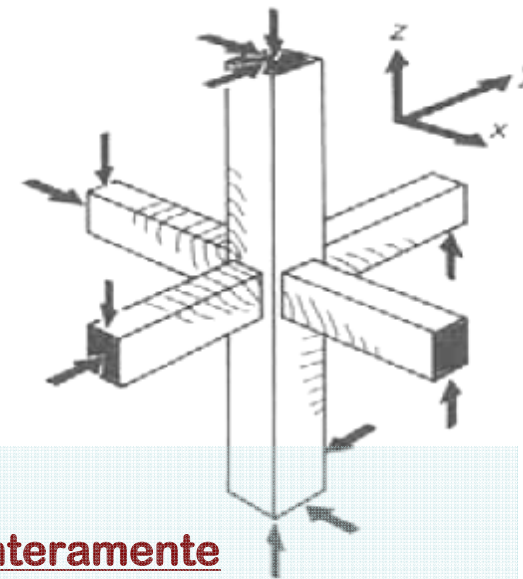
NODO TRAVE-PILASTRO

Esempio di calcolo

Nodo interno di intersezione travi 1° impalcato su pilastrata centrale P1



Ok, verificata



Non verificata !!!
Quindi il nodo non è interamente
confinato

nodi interamente confinati,

- in ognuna delle quattro facce verticali si innesta una trave.
- Il confinamento 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;

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

NODO TRAVE-PILASTRO

Esempio di calcolo

Nodo interno di intersezione travi 1° impalcato su pilastrata centrale P1

- Il taglio agente in direzione orizzontale in un nodo deve essere calcolato tenendo conto delle sollecitazioni più gravose che, per effetto dell'azione sismica, si possono verificare negli elementi che vi confluiscano.

- Si devono, allo stesso tempo, considerare le condizioni relative al criterio di capacità per le travi che convergono al nodo ed i valori compatibilmente più bassi per le forze di taglio degli elementi.

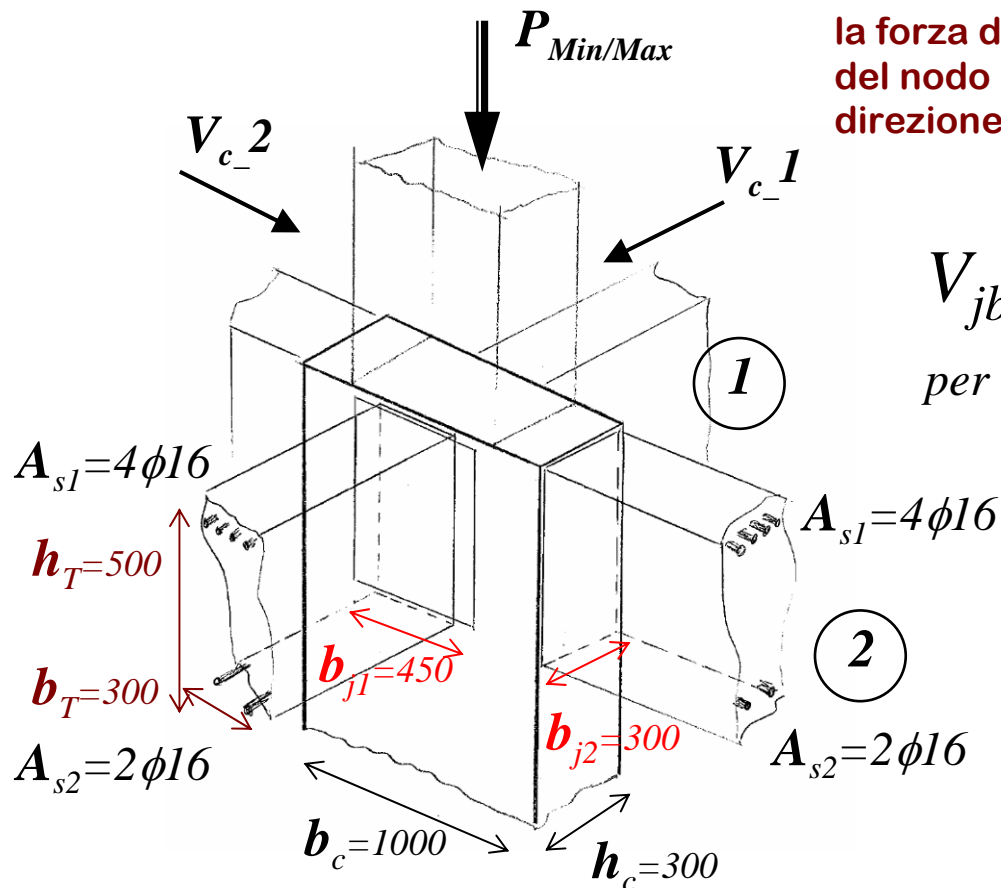
- Le forze di taglio che agiscono sui nodi devono corrispondere alla più avversa direzione di provenienza dell'azione sismica, la quale si riflette sulla scelta dei valori A_{S1} , A_{S2} e V_C che devono essere introdotti nella successiva valutazione.

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

NODO TRAVE-PILASTRO non interamente confinato

Esempio di calcolo

Nodo interno di intersezione travi 1° impalcato su pilastrata centrale P1



la forza di taglio agente nel nucleo di calcestruzzo del nodo può essere calcolata, per ciascuna direzione dell'azione sismica, come:

$$V_{jbd} = \gamma_{Rd} (A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} - V_C$$

per nodi interni

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

NODO TRAVE-PILASTRO non interamente confinato

Esempio di calcolo

Nodo interno di intersezione travi 1° impalcato su pilastrata centrale P1

$$P_{Min} = -879 \text{ kN}$$

$$P_{Max} = -1653 \text{ kN}$$

$$V_{c_1} = 97 \text{ kN}$$

$$V_{c_2} = 47 \text{ kN}$$

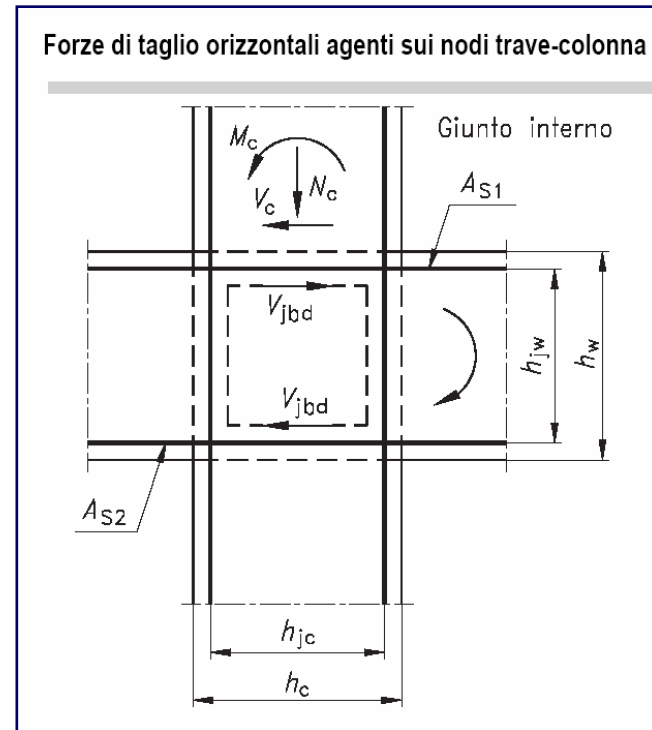
$$\gamma_{Rd} = 1,20$$

$$f_{yd} = 391,3 \text{ MPa}$$

$$A_{s1} = 4\phi 16 \quad A_{s2} = 2\phi 16$$

$$V_{jbd_1} = \gamma_{Rd} (A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} - V_{C1} = 495 \text{ kN} \text{ dir.1}$$

$$V_{jbd_1} = \gamma_{Rd} (A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} - V_{C1} = 545 \text{ kN} \text{ dir.2}$$



Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

NODO TRAVE-PILASTRO non interamente confinato

Esempio di calcolo

Nodo interno di intersezione travi 1° impalcato su pilastrata centrale P1

Verifiche di resistenza

La verifica di resistenza del nodo deve essere effettuata **per le sole strutture in CD”A”**.

Valutazione della resistenza di progetto e verifica

Lo scambio della forza di taglio attraverso il nucleo dei nodi trave-pilastro può verificarsi mediante i due seguenti meccanismi:

- 1. *Meccanismo a compressione diagonale***
- 2. *Meccanismo di confinamento***

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

NODO TRAVE-PILASTRO non interamente confinato

Esempio di calcolo

Nodo interno di intersezione travi 1° impalcato su pilastrata centrale P1

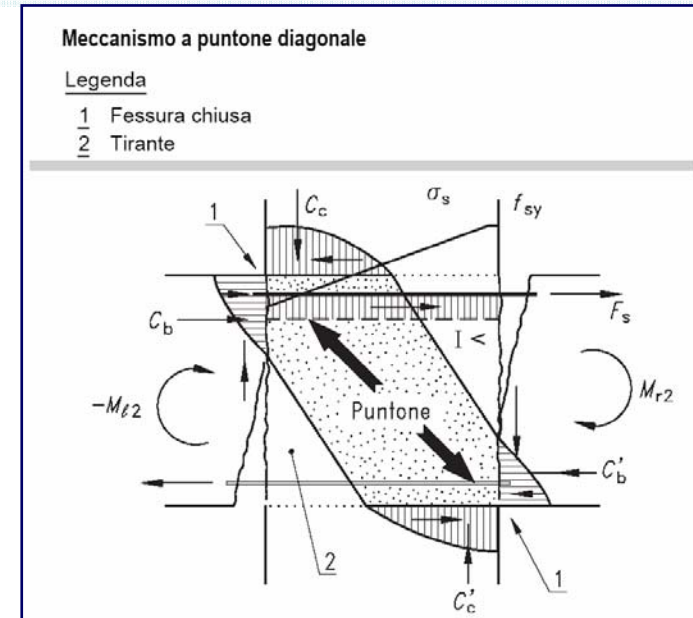
Meccanismo a puntone diagonale

La compressione diagonale indotta dal meccanismo a traliccio non deve eccedere la resistenza a compressione del calcestruzzo.

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

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

- α_j è un coefficiente che vale **0,6** per nodi interni e 0,8 per nodi esterni;
- v_d è la forza assiale nel pilastro al di sopra del nodo normalizzata rispetto alla resistenza a compressione della sezione di solo calcestruzzo = $[P/(bh)]/f_{cd}$;
- h_{jc} è la distanza tra le giaciture più esterne di armature del pilastro;
- b_j è la larghezza effettiva del nodo.



Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

NODO TRAVE-PILASTRO non interamente confinato

Esempio di calcolo

Nodo interno di intersezione travi 1° impalcato su pilastrata centrale P1

Meccanismo a puntone diagonale

$$V_{jbd} - 1 = 495 \text{ kN} \leq \eta \cdot f_{cd} \cdot b_j \cdot h_{jc} \cdot \sqrt{1 - \frac{v_d}{\eta}} = 0,533 \cdot 15,87 \cdot 450 \cdot 260 \cdot 0,591 = 585 \text{ kN}$$

Ok, verificata

$$V_{jbd} - 2 = 545 \text{ kN} \leq \eta \cdot f_{cd} \cdot b_j \cdot h_{jc} \cdot \sqrt{1 - \frac{v_d}{\eta}} = 0,533 \cdot 15,87 \cdot 300 \cdot 960 \cdot 0,591 = 1440 \text{ kN}$$

Ok, verificata

$$\text{in cui } \eta = \alpha_j \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0,533 \text{ con } f_{ck} \text{ espresso in MPa}$$

α_j è un coefficiente che vale **0,6** per nodi interni;

$v_d = [P_{max} / (bh_{pil})] / f_{cd}$;

h_{jc} è la distanza tra le giaciture più esterne di armature del pilastro;

b_j è la larghezza effettiva del nodo.

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

NODO TRAVE-PILASTRO non interamente confinato

Esempio di calcolo

Nodo interno di intersezione travi 1° impalcato su pilastrata centrale P1

Meccanismo di confinamento

Per evitare che la massima trazione diagonale del calcestruzzo ecceda la f_{ctd} deve essere previsto un adeguato confinamento.

In assenza di modelli più accurati, si possono disporre nel nodo staffe orizzontali di diametro non inferiore a 6 mm, in modo che:

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

h_{jc} è la distanza tra le giaciture più esterne di armature del pilastro;

h_{jw} è la distanza tra le giaciture di armature superiori e inferiori della trave;

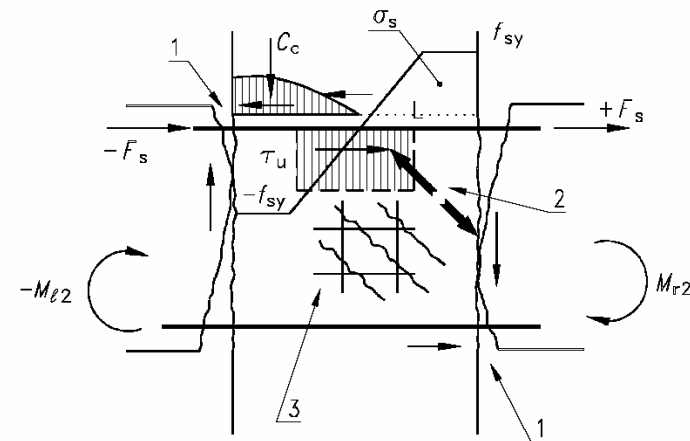
A_{sh} è l'area totale della sezione delle staffe;

b_j è la larghezza effettiva del nodo.

Meccanismo di confinamento

Legenda

- 1 Fessura aperta
- 2 Puntone meno efficace
- 3 Fessure diagonali



Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

NODO TRAVE-PILASTRO non interamente confinato

Esempio di calcolo

Nodo interno di intersezione travi 1° impalcato su pilastrata centrale P1

Meccanismo di confinamento

$$\frac{A_{sh_1} \cdot f_{ywd}}{b_j \cdot h_{jw}} = \frac{A_{sh_1} \cdot 391.3}{450 \cdot 460} \geq \frac{[V_{jbd_1} / (b_j \cdot h_{jc})]^2}{f_{ctd} + v_d \cdot f_{cd}} - f_{ctd} = \frac{[495000 / (450 \cdot 260)]^2}{1.35 + 0.184 \cdot 15.87} - 1.35$$

$A_{sh_dir1} \geq 1002 \text{ mm}^2$

$$\frac{A_{sh_2} \cdot f_{ywd}}{b_j \cdot h_{jw}} = \frac{A_{sh_1} \cdot 391.3}{300 \cdot 460} \geq \frac{[V_{jbd_2} / (b_j \cdot h_{jc})]^2}{f_{ctd} + v_d \cdot f_{cd}} - f_{ctd} = \frac{[545000 / (300 \cdot 410)]^2}{1.35 + 0.184 \cdot 15.87} - 1.35$$

$A_{sh_dir2} \geq 1145 \text{ mm}^2$

Staffe disposte nel nodo $\Phi 10/55\text{mm}$ $A_{sh_dir1/2} = 1427 \text{ mm}^2$

h_{jc} è la distanza tra le giaciture più esterne di armature del pilastro;

h_{jw} è la distanza tra le giaciture di armature superiori e inferiori della trave;

$A_{sh_1,2}$ è l'area totale della sezione delle staffe;

b_j è la larghezza effettiva del nodo.

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

NODO TRAVE-PILASTRO non interamente confinato

Esempio di calcolo

Nodo interno di intersezione travi 1° impalcato su pilastrata centrale P1

Meccanismo di confinamento

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

$$A_{sh} \cdot f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} \cdot (A_{S1} + A_{S2}) \cdot f_{yd} \cdot (1 - 0,8v_d) \quad \text{per nodi interni}$$

$$A_{sh} \cdot 391.3 \geq 1.2 \cdot (804 + 402) \cdot 391.3 \cdot (1 - 0,8 \cdot 0.346)$$

$$A_{sh} \geq 1046 \text{ mm}^2$$

$$\text{Staffe disposte nel nodo } \Phi 10/55\text{mm} \quad A_{sh_dir1/2} = 1427 \text{ mm}^2$$

$$\gamma_{Rd} = 1,20$$

A_{s1} ed A_{s2} rispettivamente l'area dell'armatura superiore e inferiore della trave;

v_d è la forza assiale normalizzata agente al di sopra del nodo, per i nodi interni, al di sotto del nodo, per i nodo esterni.

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DI ELEMENTI STRUTTURALI

Pareti – Sollecitazioni di calcolo

In mancanza di analisi più accurate, le sollecitazioni di calcolo nelle pareti possono essere determinate mediante la seguente procedura semplificata

- Il diagramma dei momenti flettenti lungo l'altezza della parete è ottenuto per traslazione verso l'alto dell'involuppo del diagramma dei momenti derivante dall'analisi.
- L'involuppo può essere assunto lineare, se la struttura non presenta significative discontinuità in termini di massa, rigidezza e resistenza lungo l'altezza.
- La traslazione deve essere in accordo con l'inclinazione degli elementi compressi nel meccanismo resistente a taglio e può essere assunta pari ad h_{cr} (altezza della zona inelastica di base).

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DI ELEMENTI STRUTTURALI

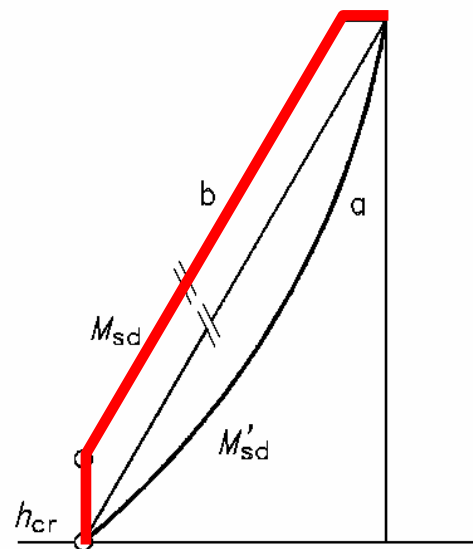
Pareti – Sollecitazioni di calcolo

Inviluppo di progetto dei momenti flettenti agenti su una parete snella

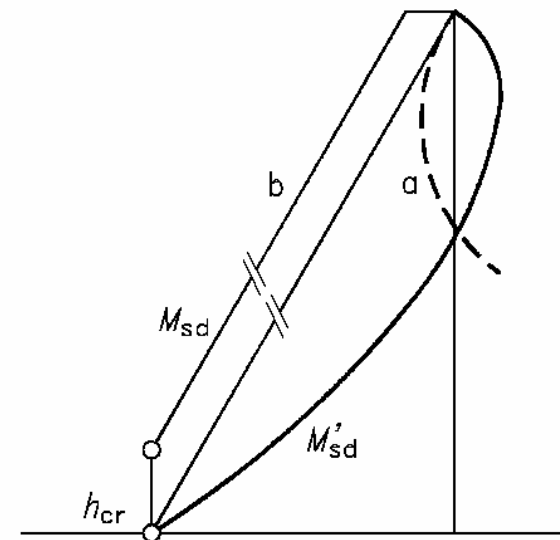
Legenda

a Calcolato

b Incrementato



Sistemi a pannelli



Sistemi doppi

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

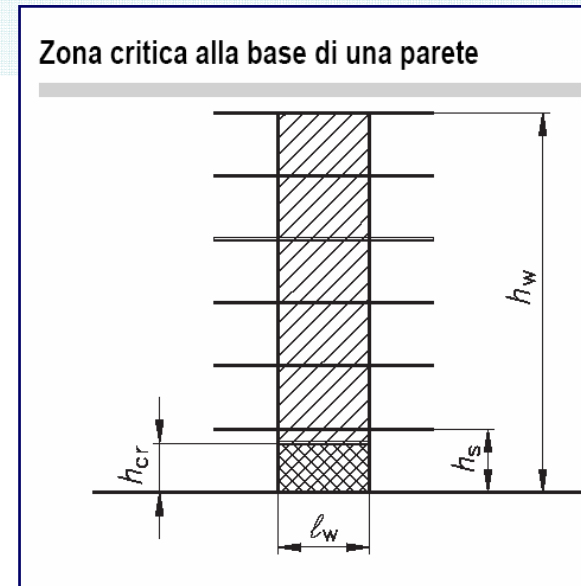
PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DI ELEMENTI STRUTTURALI

Pareti – Sollecitazioni di calcolo

L'altezza h_{cr} è data dal più grande dei seguenti:

- l'altezza della sezione di base della parete (l_w)
- 1/6 dell'altezza della parete (h_w)



L'altezza critica da assumere non deve essere maggiore dell'altezza del piano terra, nel caso di edifici con numero di piani non superiore a 6,

maggiore di due volte l'altezza del piano terra, per edifici con oltre 6 piani, e comunque non maggiore di due volte l'altezza della sezione di base.

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DI ELEMENTI STRUTTURALI

Pareti – Sollecitazioni di calcolo

Per strutture sia in CD “B” che in CD “A” si deve tener conto del possibile incremento delle forze di taglio a seguito della formazione della cerniera plastica alla base della parete.

Per le strutture in CD “B” questo requisito si ritiene soddisfatto se si incrementa del 50% il taglio derivante dall’analisi.

Per pareti estese debolmente armate il taglio ad ogni piano può essere ottenuto amplificando il taglio derivante dall’analisi del fattore $(q+1)/2$.

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DI ELEMENTI STRUTTURALI

Pareti – Sollecitazioni di calcolo

Nelle strutture miste, il taglio nelle pareti non debolmente armate deve tener conto delle sollecitazioni dovute ai modi di vibrare superiori.

A tal fine, il taglio derivante dall'analisi può essere sostituito dal diagramma d'involuppo riportato in Figura, nella quale:

- h_w è l'altezza della parete,
- A è il taglio alla base incrementato,
- B non deve essere inferiore a 0,5A.

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

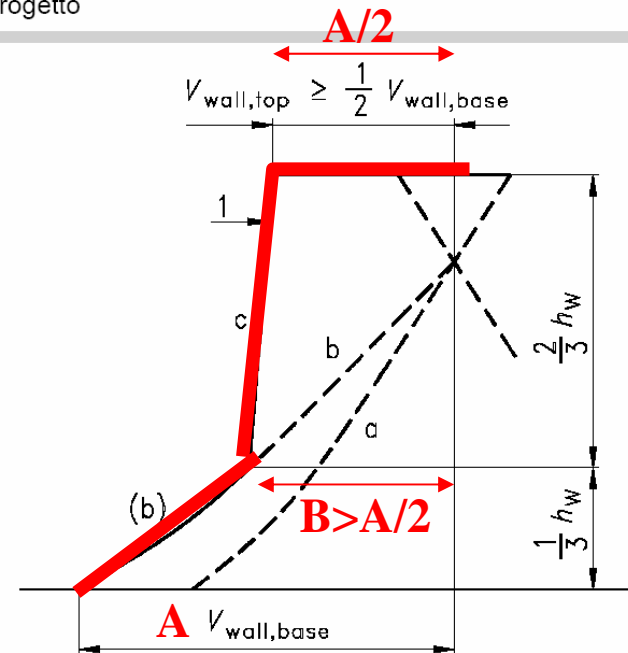
DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DI ELEMENTI STRUTTURALI

Pareti – Sollecitazioni di calcolo

Inviluppo di progetto dell'azione tagliante agente su una parete snella in un sistema doppio

Legenda

- 1 Inviluppo di progetto
- a Ottenuto dall'analisi
- b Amplificato
- c Inviluppo di progetto



Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DI ELEMENTI STRUTTURALI

Pareti – Sollecitazioni di calcolo

Per le strutture in CD “A” il taglio deve essere incrementato del fattore:

$$1,5 \leq \sqrt{\left(\frac{\gamma_{Rd}}{q} \cdot \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}}\right)^2 + 0,1 \left(\frac{S_E(T_C)}{S_E(T_1)}\right)} \leq q \text{ per pareti snelle}$$
$$\gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} \leq q \text{ per pareti tozze}$$

siano snelle le pareti con un rapporto tra altezza e larghezza superiore a 2:

M_{Rd} e M_{Ed} i momenti flettenti di calcolo e resistente alla base della parete;

T_1 il periodo fondamentale di vibrazione dell'edificio nella direzione dell'azione sismica;

$S_e(T)$ l'ordinata dello spettro di risposta elastico.

$$\gamma_{Rd} = 1,20$$

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DI ELEMENTI STRUTTURALI

Pareti – Sollecitazioni di calcolo

- Se il fattore di struttura q è superiore a 2, si deve tener conto delle 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 forza assiale dovuta ai carichi verticali in condizioni sismiche.

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DI ELEMENTI STRUTTURALI

Pareti – Sollecitazioni di calcolo

La variazione dell'azione assiale sulle pareti, dovuta al carattere ciclico dell'azione sismica, deve essere tenuto in debito conto per i seguenti motivi:

- forze assiali di bassa intensità possono essere, in generale, più sfavorevoli nell'ambito delle verifiche di resistenza (valori più bassi della resistenza flessionale al taglio);
- forze assiali di elevata intensità possono essere, in generale, più sfavorevoli nell'ambito della valutazione della duttilità (valori più bassi dei coefficienti locali di duttilità).

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DI ELEMENTI STRUTTURALI

Pareti – Verifiche di resistenza

Nel caso di pareti semplici, la verifica di resistenza si effettua con riferimento al rettangolo di base.

Nel caso di pareti di forma composta, la verifica va fatta considerando la parte di sezione costituita dalle anime parallele o approssimativamente parallele alla direzione principale sismica ed attribuendo alle ali dimensioni date dal minimo fra:

- effettiva larghezza dell'ala
- metà della distanza fra anime adiacenti
- 25% dell'altezza complessiva della parete h_w

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DI ELEMENTI STRUTTURALI

Pareti – Verifiche di resistenza – Presso-flessione

Per tutte le pareti, la forza normale di compressione non deve eccedere rispettivamente il 40% in CD”B” e il 35% in CD”A” della resistenza massima a compressione della sezione di solo calcestruzzo.

$$N_{Ed} / (b \cdot l_w) \leq 0.40 \cdot f_{cd} \quad \text{in CD”B”}$$
$$N_{Ed} / (b \cdot l_w) \leq 0.35 \cdot f_{cd} \quad \text{in CD”A”}$$

Per i pilastri individuati nelle zone confinate di estremità della parete, le verifiche devono essere condotte nel modo indicato nel § 7.4.4.2.2 tenendo conto, nella determinazione della resistenza, di tutte le armature longitudinali presenti nella parete.

Per le pareti estese debolmente armate occorre limitare le tensioni di compressione nel calcestruzzo per prevenire l’instabilità fuori dal piano, secondo quanto indicato nel § 4.1.2.1.7.2 per i pilastri singoli.

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DI ELEMENTI STRUTTURALI

Pareti – Verifiche di resistenza – Taglio

Per le strutture in CD”B” le verifiche devono essere condotte nel modo indicato per i pilastri nel § 7.4.4.2.2 e devono considerare anche la possibile rottura per scorrimento.

Per le strutture in CD”A” nelle verifiche si deve considerare:

- la possibile rottura a taglio compressione del calcestruzzo dell’anima
- la possibile rottura a taglio trazione delle armature dell’anima
- la possibile rottura per scorrimento nelle zone critiche

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DI ELEMENTI STRUTTURALI

Pareti – Verifiche di resistenza – Taglio

Verifica a taglio compressione del calcestruzzo dell'anima

La determinazione della resistenza è condotta in accordo con il § 4.1.2.1.3 *“Resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti”*, assumendo:

- braccio delle forze interne z pari all'80% dell'altezza della sezione
- inclinazione delle diagonali compresse pari a 45°

Nelle zone critiche tale resistenza va moltiplicata per un fattore riduttivo 0,4.

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DI ELEMENTI STRUTTURALI

Pareti – Verifiche di resistenza – Taglio

Verifica a taglio trazione dell'armatura dell'anima

Il calcolo dell'armatura d'anima deve tener conto del rapporto di taglio:

$$\alpha_S = M_{Ed} / (V_{Ed} \cdot l_w)$$

l_w è l'altezza della sezione della parete;

Per la verifica va considerato, ad ogni piano, il massimo valore di α_s

Se $\alpha_s \geq 2$, la determinazione della resistenza è condotta in accordo con il § 4.1.2.1.3 “*Resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti*”, assumendo un braccio delle forze interne z pari all'80% dell'altezza della sezione ed un'inclinazione delle diagonali compresse pari a 45°.

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DI ELEMENTI STRUTTURALI

Pareti – Verifiche di resistenza – Taglio

Verifica a taglio trazione dell'armatura dell'anima orizzontale
totalmente ancorata agli elementi di bordo della sezione trasversale
della parete, deve essere disposta lungo l'altezza d'anima stessa in
modo da soddisfare la seguente se $\alpha_s < 2$:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} + 0.75 \cdot \rho_h \cdot f_{yd,h} \cdot b_w \cdot \alpha_s \cdot l_w \quad \rho_h = A_H / (b_w \cdot l_w)$$

ρ_h è il rapporto di armatura delle barre d'anima orizzontali con l'area della relativa sezione di calcestruzzo;

z è il braccio della coppia interna, assunto pari a $0,8 l_w$;

$f_{yd,h}$ è il valore di progetto della resistenza a snervamento delle armature orizzontali;

b_w e l_w lo spessore dell'anima e la lunghezza della parete;

$V_{Rd,c}$ è la resistenza a taglio degli elementi non armati, determinata in accordo con il § 4.1.2.1.3.1, da assumersi nulla nelle zone critiche quando N_{Ed} è di trazione.

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DI ELEMENTI STRUTTURALI

Pareti – Verifiche di resistenza – Taglio

Verifica a taglio trazione dell'armatura dell'anima verticale

adeguatamente ancorata e sovrapposta lungo l'altezza della parete, deve essere disposta lungo l'anima in modo da soddisfare la seguente se $\alpha_s < 2$:

$$\rho_h \cdot f_{yd,h} \cdot b_{wo} \cdot z \leq \rho_v \cdot f_{yd,v} \cdot b_w \cdot z + \min N_{Ed} \quad \left\{ \begin{array}{l} \rho_h = A_H / (b_w \cdot l_w) \\ \rho_v = A_V / (b_w \cdot l_w) \end{array} \right.$$

ρ_h e ρ_v sono i rapporti tra l'area della sezione dell'armatura orizzontale o verticale, rispettivamente, e l'area della relativa sezione di calcestruzzo;

$f_{yd,h}$ e $f_{yd,v}$ sono i valori di progetto della resistenza delle armature orizzontali e verticali;

b_w è lo spessore dell'anima della parete;

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

$V_{Rd,c}$ è la resistenza a taglio degli elementi non armati, determinata in accordo con il § 4.1.2.1.3.1, da assumersi nulla nelle zone critiche quando N_{Ed} è di trazione.

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DI ELEMENTI STRUTTURALI

Pareti – Verifiche di resistenza – Taglio

Verifica a scorrimento nelle zone critiche

Sui possibili piani di scorrimento di rottura a taglio (per esempio le riprese di getto o i giunti costruttivi) deve essere soddisfatta la seguente:

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

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

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

V_{dd} è il contributo dell'effetto "spinotto" delle armature verticali;

V_{dd} è il contributo delle armature inclinate presenti alla base;

V_{dd} è il contributo della resistenza per attrito

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DI ELEMENTI STRUTTURALI

Pareti – Verifiche di resistenza – Taglio

Verifica a scorrimento nelle zone critiche

contributo effetto “spinotto delle armature verticali

$$V_{dd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1,3 \cdot \sum A_{sj} \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{fyd}} \\ 0,25 \cdot f_{yd} \cdot \sum A_{sj} \end{array} \right.$$

$\sum A_{sj}$ la somma delle aree delle barre intersecanti il piano contenente la potenziale superficie di scorrimento;

ξ *l'altezza della parte compressa della sezione normalizzata all'altezza della sezione;*

A_{si} l'area di ciascuna armatura inclinata che attraversa il piano detto formando con esso un angolo ϕ_i

η *vedi espressione sopra (in cui $\alpha_j = 0,60$);*

μ_f *è il coefficiente d'attrito cls-cls sotto azioni cicliche (assunto pari a 0,60);*

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DI ELEMENTI STRUTTURALI

Pareti – Verifiche di resistenza – Taglio

Verifica a scorrimento nelle zone critiche

contributo delle armature inclinate presenti alla base

$$V_{id} = f_{yd} \cdot \sum A_{si} \cdot \cos \phi_i$$

$\sum A_{sj}$ la somma delle aree delle barre intersecanti il piano contenente la potenziale superficie di scorrimento;

ξ *l'altezza della parte compressa della sezione normalizzata all'altezza della sezione;*

A_{si} l'area di ciascuna armatura inclinata che attraversa il piano detto formando con esso un angolo ϕ_i

η *vedi espressione sopra (in cui $\alpha_j = 0,60$);*

μ_f *è il coefficiente d'attrito cls-cls sotto azioni cicliche (assunto pari a 0,60);*

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DI ELEMENTI STRUTTURALI

Pareti – Verifiche di resistenza – Taglio

Verifica a scorrimento nelle zone critiche contributo della resistenza per attrito

$$\eta = \alpha_j \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \quad \text{con } f_{ck} \text{ espresso in MPa}$$
$$V_{fd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \mu_f \cdot \left[\left(\sum A_{sj} \cdot f_{yd} + N_{Ed} \right) \right] \cdot \xi + M_{Ed} / z \\ 0,5\eta \cdot f_{cd} \cdot \xi \cdot l_w \cdot b_{wo} \end{array} \right.$$

$\sum A_{sj}$ la somma delle aree delle barre intersecanti il piano contenente la potenziale superficie di scorrimento;

ξ *l'altezza della parte compressa della sezione normalizzata all'altezza della sezione;*

A_{si} l'area di ciascuna armatura inclinata che attraversa il piano detto formando con esso un angolo ϕ_i

η *vedi espressione sopra (in cui $\alpha_j = 0,60$);*

μ_f *è il coefficiente d'attrito cls-cls sotto azioni cicliche (assunto pari a 0,60);*

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DI ELEMENTI STRUTTURALI

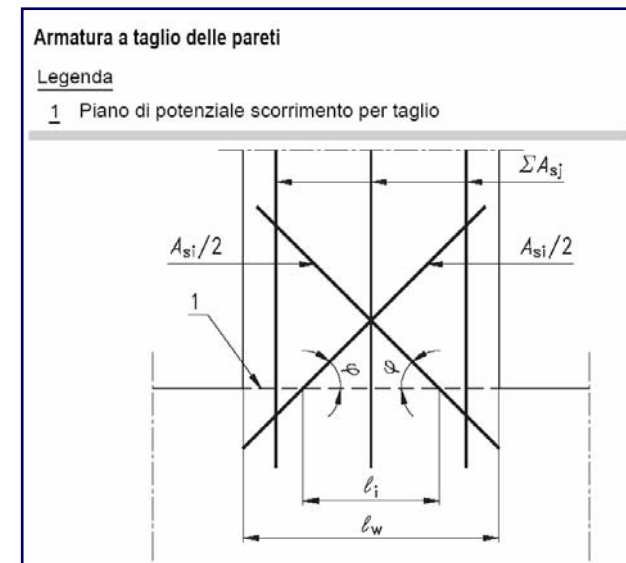
Pareti – Verifiche di resistenza – Taglio

Verifica a scorrimento nelle zone critiche

Per pareti tozze: alla sezione di base deve risultare $V_{id} > V_{Ed} / 2$

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

Le barre di armature inclinate comportano un aumento della resistenza a flessione alla base della parete che deve essere tenuta in conto ogni qualvolta la sollecitazione tagliante V_{Ed} sia calcolata secondo il criterio della capacità.



Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DI ELEMENTI STRUTTURALI

Travi di accoppiamento dei sistemi a parete

Verifica delle travi di accoppiamento

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

- il rapporto tra luce netta e altezza è uguale o superiore a 3 quindi è garantito un comportamento a collasso di tipo prevalentemente flessionale;
- la sollecitazione di taglio di calcolo risulta:

$$V_{Ed} \leq f_{ctd} \cdot b \cdot d$$

b è la larghezza della sezione;

d è l'altezza utile della sezione;

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DI ELEMENTI STRUTTURALI

Travi di accoppiamento dei sistemi a parete

Verifica delle travi di accoppiamento

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

$$V_{Ed} \leq 2 \cdot A_s \cdot f_{yd} \cdot \sin \phi$$

V_{Ed} è il valore di progetto della sollecitazione tagliante sugli elementi di accoppiamento ($V_{Ed} = 2 M_{Ed} / h$);

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

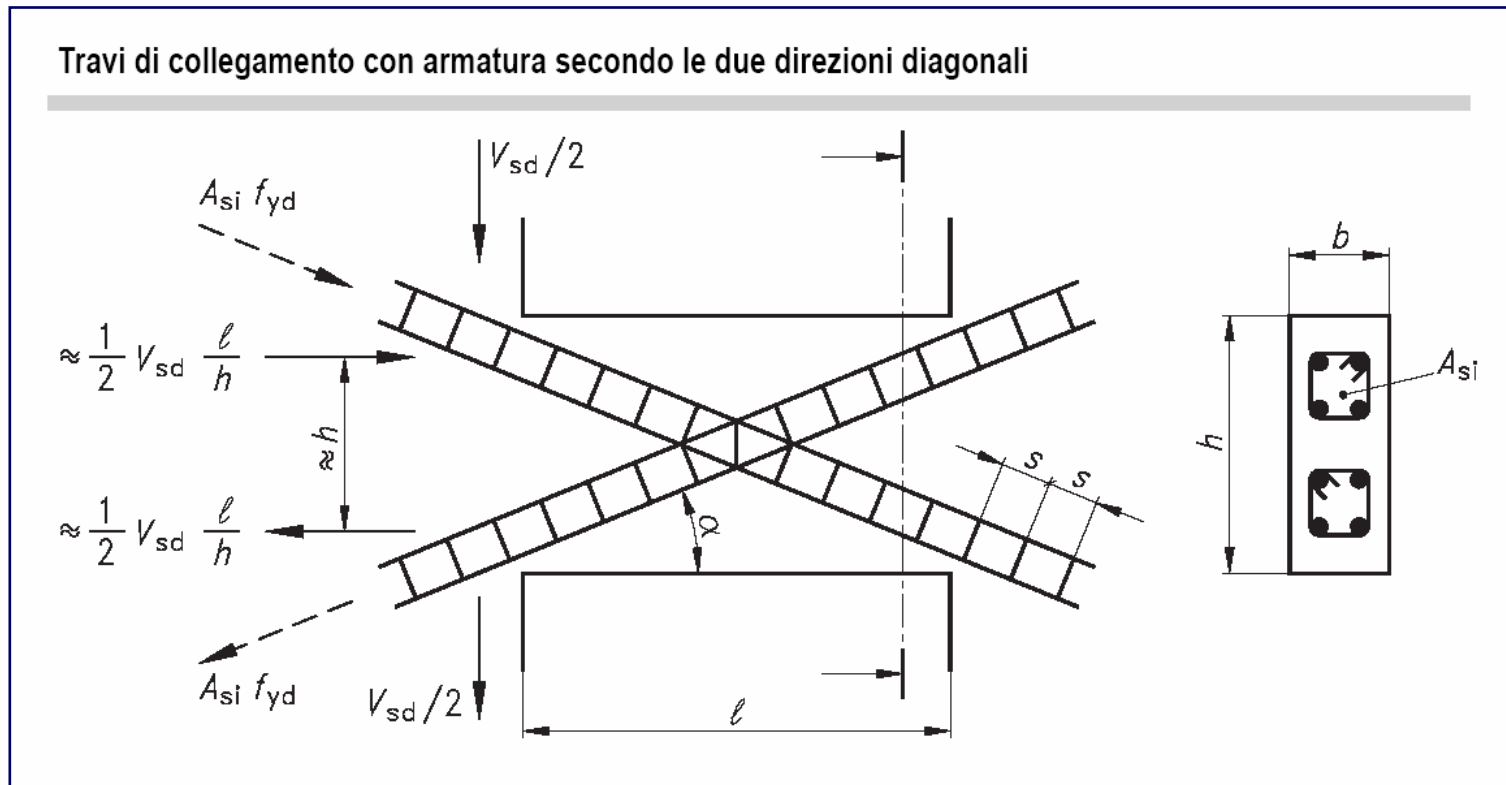
A_s è l'area totale dell'armatura disposta in ciascuna delle direzioni diagonali;

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DI ELEMENTI STRUTTURALI

Travi di accoppiamento dei sistemi a parete



Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DI ELEMENTI STRUTTURALI

Travi di accoppiamento dei sistemi a parete

- Le armature disposte secondo le due direzioni diagonali devono essere organizzate in elementi a forma di colonna e la loro lunghezza di ancoraggio deve essere maggiorata del 50%.
- Si devono disporre staffe attorno a questi elementi colonna al fine di prevenire fenomeni di instabilità longitudinale.
- Travi aventi altezza pari allo spessore del solaio non sono da considerare efficaci ai fini dell'accoppiamento.
- L'accoppiamento di pareti per mezzo di solette non deve essere considerato come efficace.

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

DETTAGLI COSTRUTTIVI

Pareti – Limitazioni geometriche

- Lo spessore minimo, in assoluto, delle pareti non deve essere inferiore a **150 mm**.

$$- S_{parete,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} - 150 \text{ mm}; \\ - 200 \text{ mm, se con travi di collegamento in cui} \\ \quad \text{siano presenti armature inclinate;} \\ - 1/20 \text{ dell'altezza libera di interpiano} \end{array} \right.$$

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

In assenza di analisi più accurate si può assumere che l'altezza nelle zone critiche sia la maggiore tra le seguenti

$$- L_{h,critica} = \max \left\{ \begin{array}{l} - \text{la larghezza della parete;} \\ - 1/6 \text{ della sua altezza libera.} \end{array} \right.$$

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

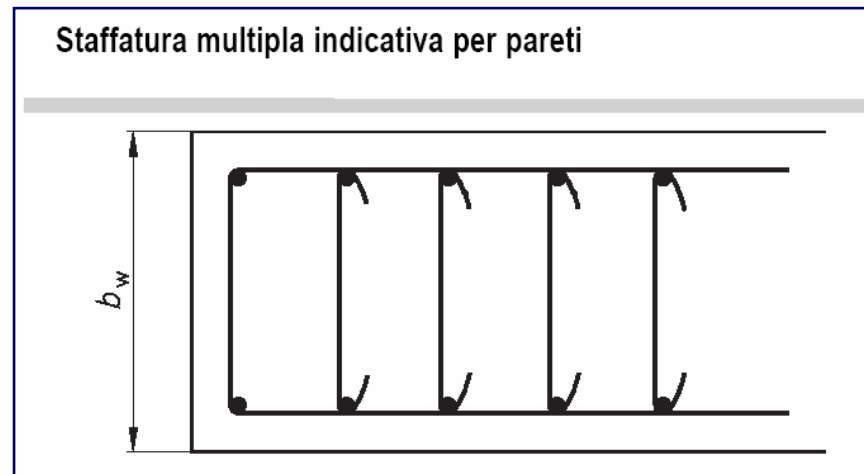
PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

DETTAGLI COSTRUTTIVI

Pareti – Limitazioni di armatura

- Le armature, sia orizzontali che verticali, devono avere diametro non superiore ad 1/10 dello spessore della parete;
- devono essere disposte su entrambe le facce della parete, ad un passo non superiore a 30 cm;

$$\phi_{b, long-transv} \leq \frac{1}{10} b_w$$



devono essere collegate con legature, in ragione di almeno nove ogni metro quadrato.

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

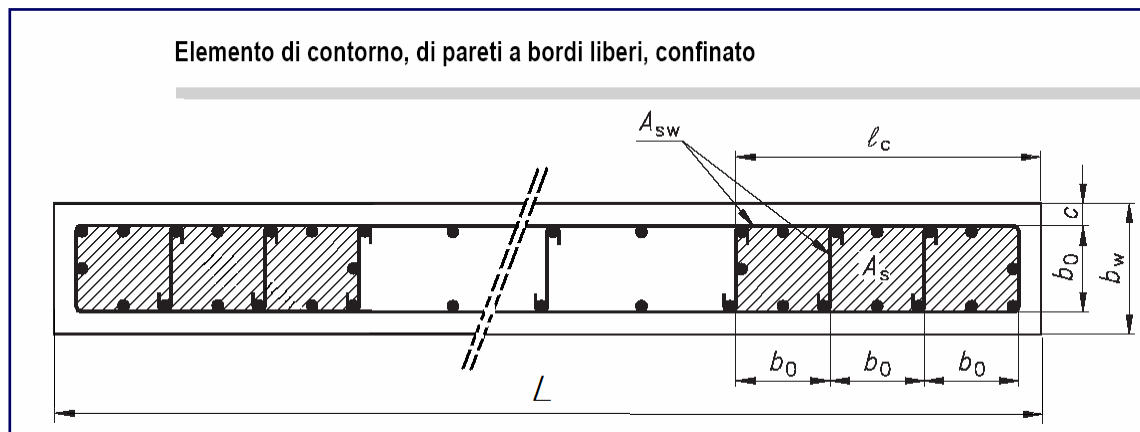
PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

DETTAGLI COSTRUTTIVI

Pareti – Limitazioni di armatura

Nella zona critica si individuano alle estremità della parete due **zone confinate** aventi per lati lo spessore della parete e una lunghezza “confinata” l_c pari al 20% della lunghezza in pianta L della parete stessa e comunque **non inferiore a 1,5 volte lo spessore della parete**.

$$l_c = \max \left\{ \frac{1}{5} L_{\text{parete}} ; 1,5 \cdot b_w \right\}$$



Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

DETTAGLI COSTRUTTIVI

Pareti – Limitazioni di armatura verticale

Nelle zone critiche confinate il rapporto geometrico ρ dell'armatura totale verticale, riferito all'area confinata, deve essere compreso entro i seguenti limiti:

$$1\% < \rho < 4\%$$

– Limitazioni di armatura trasversale

• Nelle zone confinate l'armatura trasversale deve essere costituita da barre di diametro non inferiore a 6 mm, disposti in modo da fermare una barra verticale ogni due con un passo

$$s_{staffe} = \min \{ 8\Phi_{min} A_{S,long} ; 100 \text{ mm} \}$$

• Le barre non fissate devono trovarsi a meno di 15 cm da una barra fissata.

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

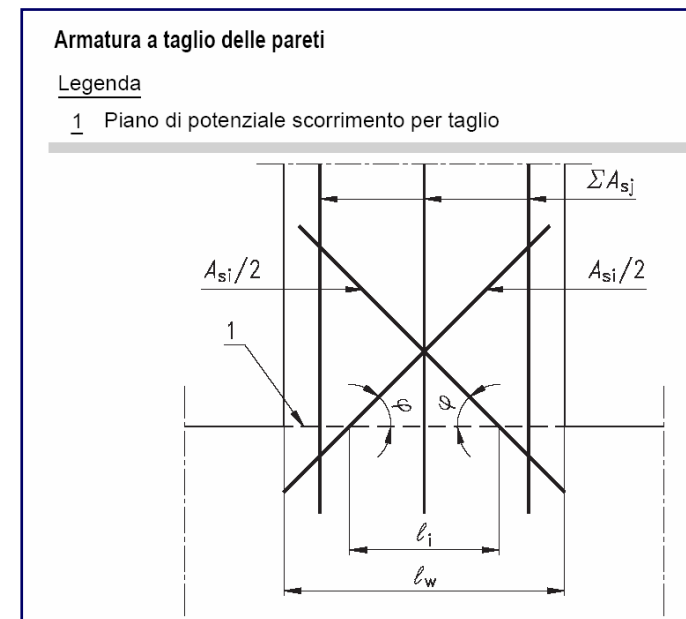
DETTAGLI COSTRUTTIVI

Pareti – Limitazioni di armatura

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

Nella rimanente parte della parete, in pianta ed in altezza, vanno seguite le regole delle condizioni non sismiche.

Disporre un'armatura minima orizzontale e verticale pari allo 0,2%, per controllare la fessurazione da taglio.



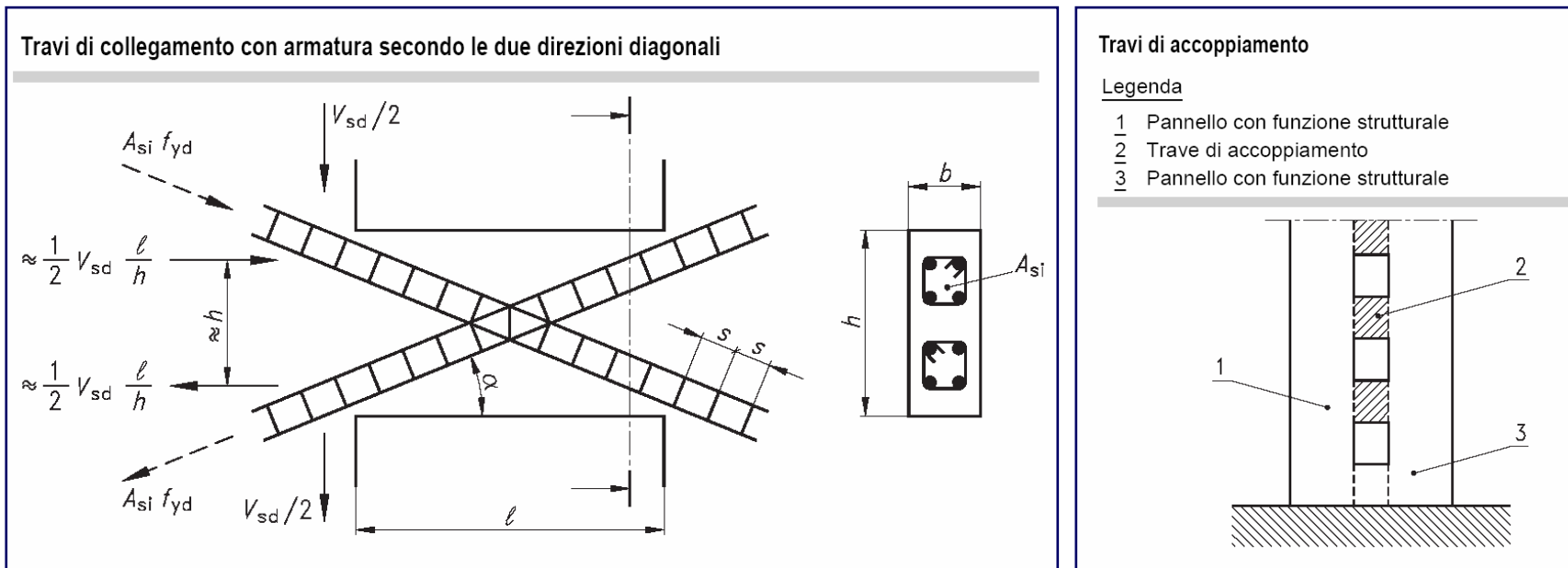
Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

DETTAGLI COSTRUTTIVI

Travi di Accoppiamento – Limitazioni di armatura

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



Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

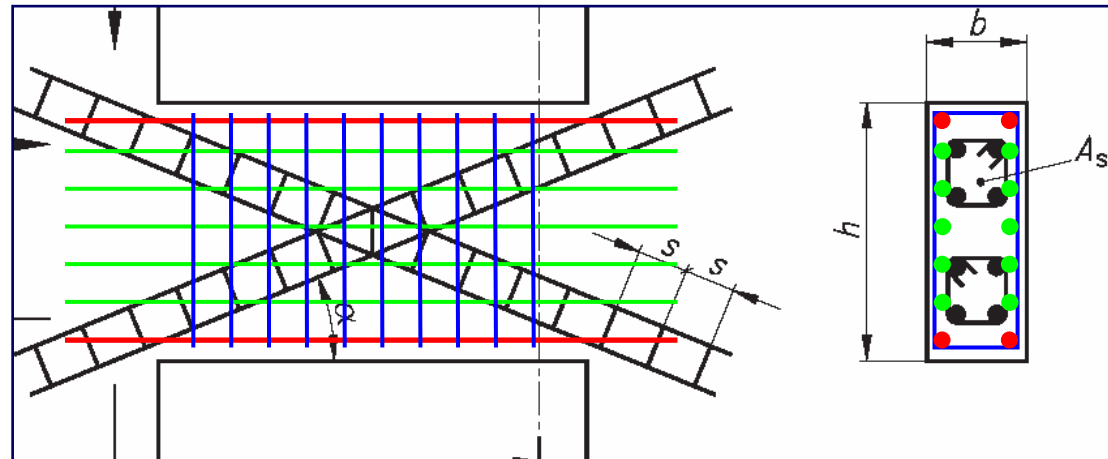
PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

DETTAGLI COSTRUTTIVI

Travi di Accoppiamento – Limitazioni di armatura

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

- — $4\Phi 16$
- — $\Phi 10/10''$
- — $st\ \Phi 10/10''$



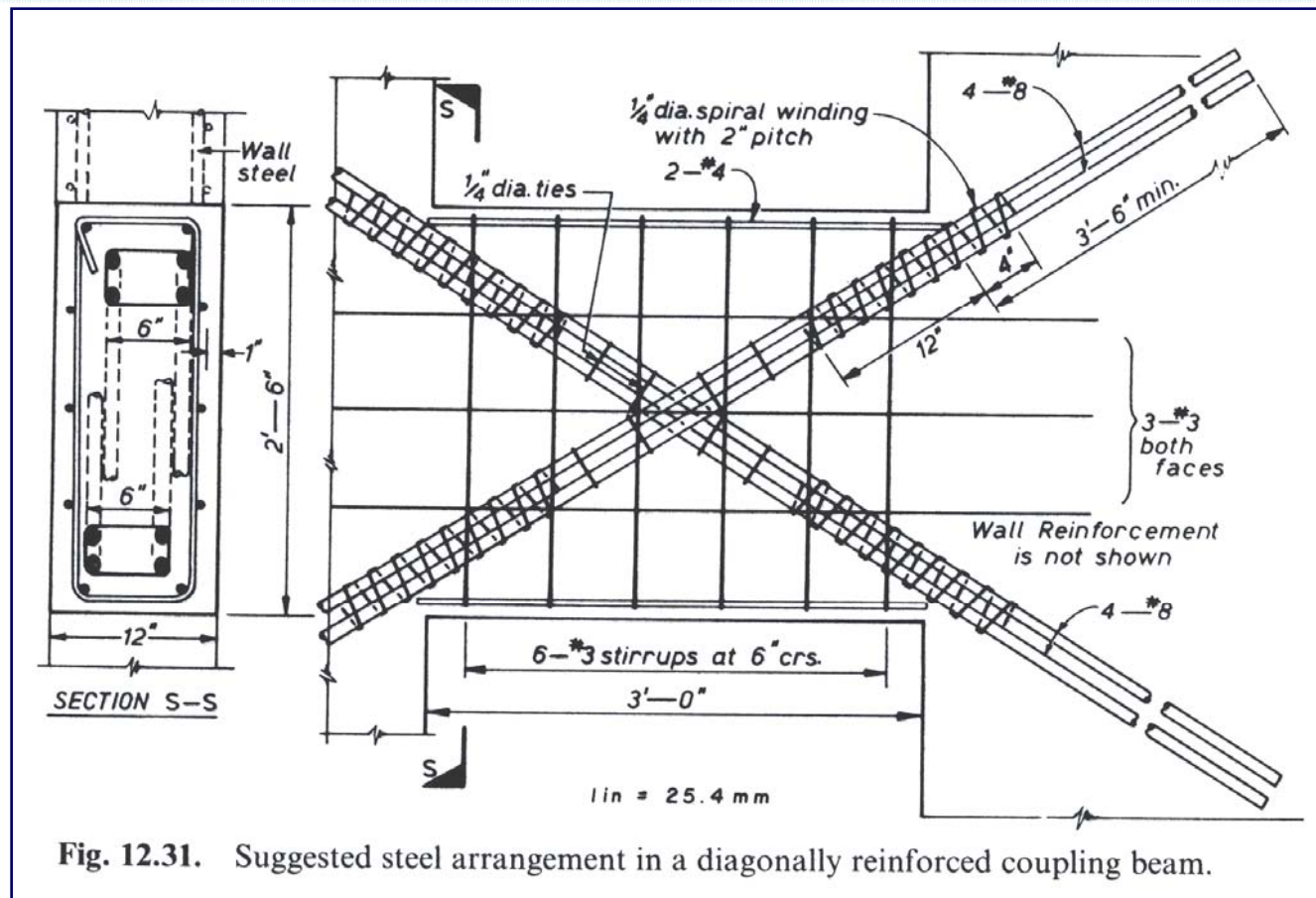
Gli ancoraggi delle armature nelle pareti devono essere del 50% più lunghi di quanto previsto per il dimensionamento in condizioni non sismiche.

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

DETTAGLI COSTRUTTIVI

Pareti con Travi di Accoppiamento – Particolari



Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

DETTAGLI COSTRUTTIVI

Pareti con Travi di Accoppiamento – Particolari

Coupled Shear Walls

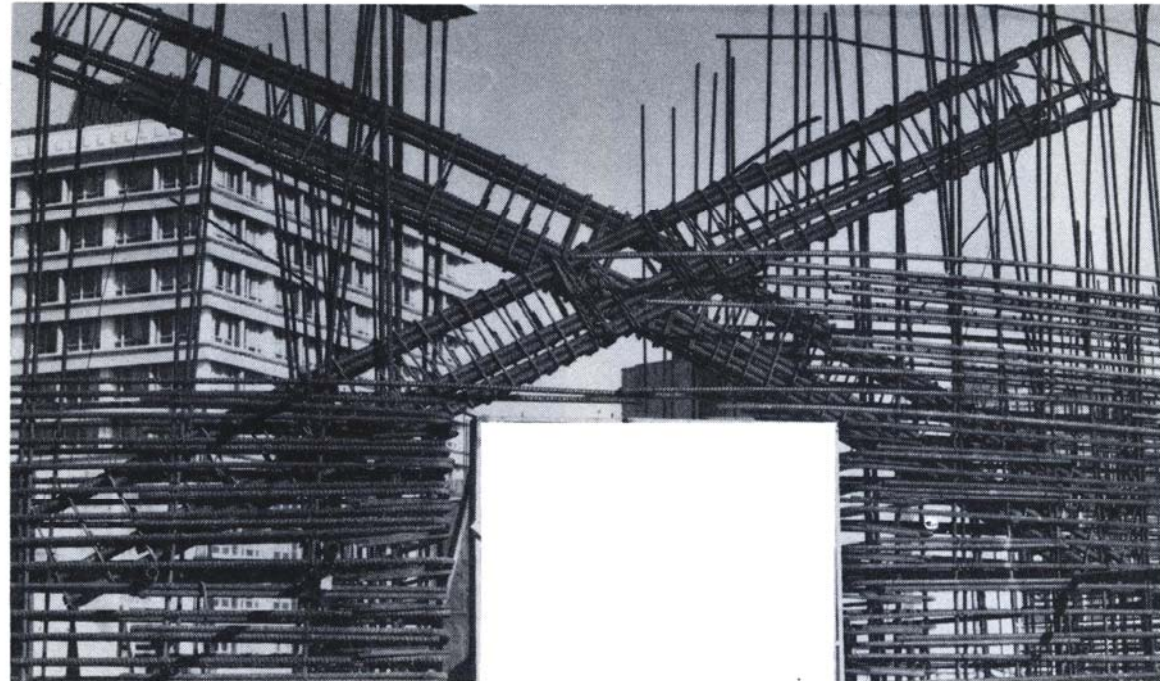
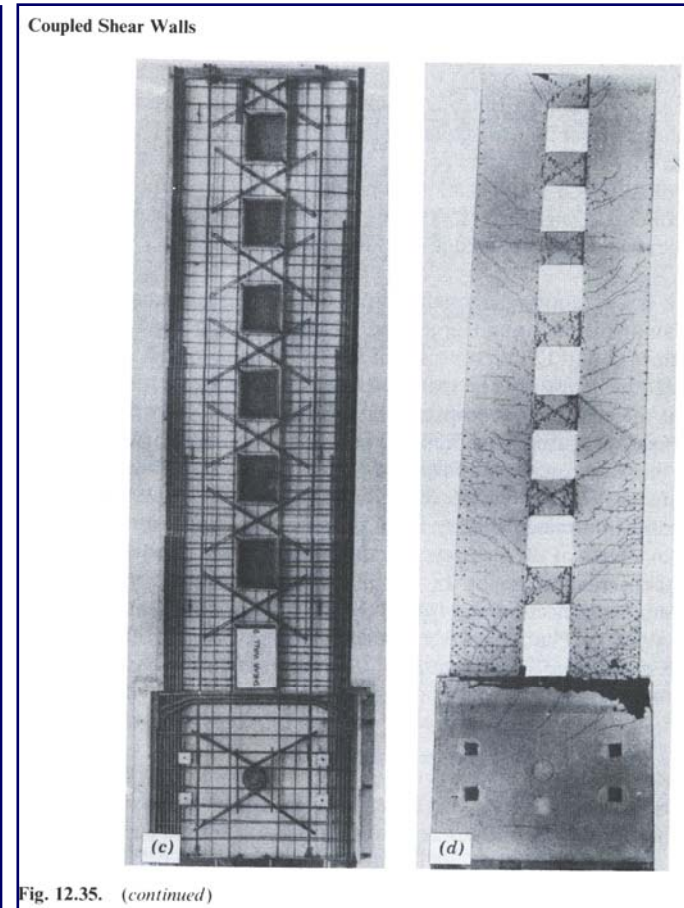
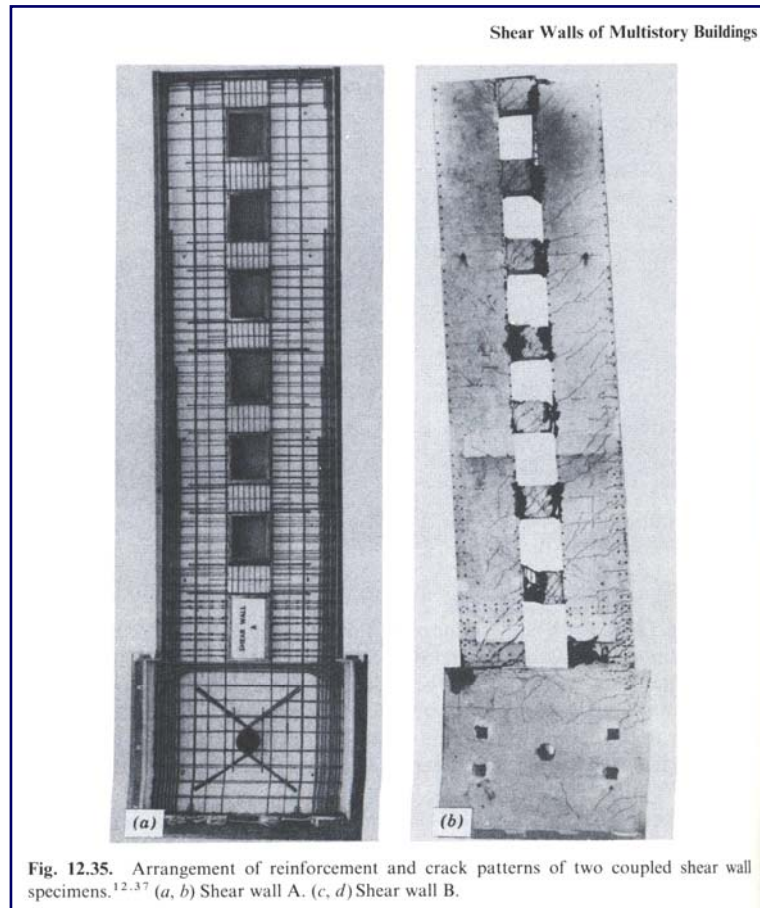


Fig. 12.34. Diagonal reinforcement for a coupling beam of a shear wall. (Courtesy New Zealand Ministry of Works.)

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE DETTAGLI COSTRUTTIVI

Pareti con Travi di Accoppiamento – Particolari



Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

CRITERI GENERALE DI PROGETTAZIONE

Requisiti strutturali degli elementi di fondazione

Le azioni trasmesse in fondazione derivano dall'analisi del comportamento dell'intera opera, in genere condotta esaminando la sola struttura in elevazione alla quale sono applicate le azioni statiche e sismiche.

Per le strutture progettate sia per CD "A" sia per CD "B" il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno devono essere eseguiti assumendo come azioni in fondazione le resistenze degli elementi strutturali soprastanti.

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

CRITERI GENERALE DI PROGETTAZIONE

Requisiti strutturali degli elementi di fondazione

Più precisamente:

- la forza assiale negli elementi strutturali verticali derivante dalla combinazione delle azioni di cui al § 3.2.4 deve essere associata al concomitante valore resistente del momento flettente e del taglio;
- si richiede tuttavia che tali azioni risultino non maggiori di quelle trasferite dagli elementi soprastanti, amplificate con un fattore di sovraresistenza

γ_{Rd} pari a 1,1 in CD “B”

γ_{Rd} pari a 1,3 in CD “A”

e comunque non maggiori di quelle derivanti da una analisi elastica della struttura in elevazione eseguita con un fattore di struttura q pari a 1.

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

CRITERI GENERALE DI PROGETTAZIONE

Requisiti strutturali degli elementi di fondazione

Le fondazioni superficiali devono essere progettate per rimanere in campo elastico.

Non sono necessarie armature specifiche per ottenere un comportamento duttile.

- Le travi di fondazione in c.a. devono avere armature longitudinali in percentuale non inferiore allo 0,2 %, sia inferiormente che superiormente, per l'intera lunghezza.

$$\rho_{As,long_inf} = A_{S,long_inf} / A_C \geq 0,2\%$$

$$\rho_{As,long_sup} = A_{S,long_sup} / A_C \geq 0,2\%$$

- I pali in calcestruzzo devono essere armati per tutta la lunghezza, con un'area non inferiore allo 0,3% di quella del calcestruzzo.

$$\rho_{As,long} = A_{S,long} / A_C \geq 0,3\%$$

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

CRITERI GENERALE DI PROGETTAZIONE

Requisiti strutturali degli elementi di fondazione

Collegamenti orizzontali tra fondazioni

Si deve tenere conto della presenza di spostamenti relativi del terreno di fondazione sul piano orizzontale, *calcolati come specificato nel § 3.2.5.2*, e dei possibili effetti da essi indotti nella sovrastruttura.

Il requisito si ritiene soddisfatto se le strutture di fondazione sono collegate tra loro da un reticolo di travi, o da una piastra dimensionata in modo adeguato, in grado di assorbire le forze assiali conseguenti.

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

CRITERI GENERALE DI PROGETTAZIONE

Requisiti strutturali degli elementi di fondazione

Collegamenti orizzontali tra fondazioni

In assenza di valutazioni più accurate, si possono conservativamente assumere le seguenti azioni assiali:

$\pm 0,3 N_{sd} a_{max} /g$ per il profilo stratigrafico di **tipo B**

$\pm 0,4 N_{sd} a_{max} /g$ per il profilo stratigrafico di **tipo C**

$\pm 0,6 N_{sd} a_{max} /g$ per il profilo stratigrafico di **tipo D**

N_{sd} è il valore medio delle forze verticali agenti sugli elementi collegati;

a_{max} è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito.

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

CRITERI GENERALE DI PROGETTAZIONE

Requisiti strutturali degli elementi di fondazione

Collegamenti orizzontali tra fondazioni

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale l'accelerazione massima attesa al sito può essere valutata con la relazione: $a_{max} = a_g \cdot S$ in cui S è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2, e a_g è l'accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido.

Il collegamento tra le strutture di fondazione non è necessario per profili stratigrafici di tipo A e per siti ricadenti in zona 4.

Travi o piastre di piano possono essere assimilate a elementi di collegamento se realizzate ad una distanza minore o uguale a 1 m dall'intradosso degli elementi di fondazione superficiali o dalla testa dei pali.

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI STATICHE PSEUDO-STATICHE

DETTAGLI COSTRUTTIVI

Elementi monodimensionali: Travi e Pilastr

- Le Norme Tecniche forniscono indicazioni applicative necessarie per l'ottenimento delle prestazioni prescritte.
- Trattasi di indicazioni in termini di Limitazioni di armatura.

**Travi – Armature longitudinali
Armature trasversali**

Pilastr – Armature longitudinali
Armature trasversali

- Tali indicazioni si applicano se non sono in contrasto con più restrittive regole relative a costruzioni in zona sismica.

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI STATICHE PSEUDO-STATICHE

Travi – Limitazioni di Armatura longitudinale

- Area minima armatura longitudinale in zona tesa

$$A_{s,\min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \geq 0,0013 \cdot b_t \cdot d$$

b_t è la larghezza media della zona tesa;

per una trave a T con piattabanda compressa, b_t è la larghezza dell'anima;

d è altezza utile della sezione;

f_{ctm} è valore medio della resistenza a trazione assiale;

f_{yk} è valore caratteristico della resistenza a trazione dell'armatura ordinaria.

- Negli appoggi di estremità all'intradosso deve essere disposta un'armatura efficacemente ancorata, calcolata per uno sforzo di trazione pari al taglio.

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI STATICHE PSEUDO-STATICHE

Al di fuori delle zone di sovrapposizione, l'area di armatura tesa o compressa non deve superare individualmente $A_{s,max}$

$$A_{s,tesa} < A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c$$
$$A_{s,compressa} < A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c$$

A_c l'area della sezione trasversale di calcestruzzo;

Travi – Limitazioni di Armatura trasversale

- Area minima armatura trasversale costituita da staffe sezione complessiva

$$A_{st,min} \geq 1,5 \cdot b$$

espressa in mm²/m, dove:

b è la larghezza minima dell'anima in millimetri;

con un minimo di tre staffe al metro e comunque passo non superiore a 0,8 volte l'altezza utile della sezione.

In ogni caso almeno il 50% dell'armatura necessaria per il taglio deve essere costituita da staffe.

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI STATICHE PSEUDO-STATICHE

Pilastri – Limitazioni di Armatura longitudinale

- Area minima armatura longitudinale

$$A_{s,\min} = \left(0,10 N_{Ed} / f_{yk} \right) \geq 0,003 \cdot A_c$$

f_{yd} è la resistenza di calcolo dell'armatura (riferita allo snervamento);
 N_{Ed} è la forza di compressione assiale di calcolo;
 A_c è l'area di calcestruzzo.

- Nel caso di elementi sottoposti a prevalente sforzo normale, le barre longitudinali parallele all'asse devono rispettare:

- diametro barre ≥ 12 mm
- interasse barre ≤ 300 mm.

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI STATICHE PSEUDO-STATICHE

Al di fuori delle zone di sovrapposizione, l'area di armatura non deve superare $A_{s,max}$

$$A_{s,longitudinale} < A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c$$

A_c l'area della sezione trasversale di calcestruzzo;

Pilastri – Limitazioni di Armatura trasversale

- Le armature trasversali costituite da staffe disposte secondo le seguenti indicazioni:
- diametro minimo barre:
 - ≥ 6 mm
 - $\geq \frac{1}{4}$ del diametro massimo delle barre longitudinali
- interasse massimo staffe:
 - ≤ 12 volte il diametro minimo delle barre longitudinali
 - con un massimo di 250 mm

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI STATICHE PSEUDO-STATICHE

Copriferro ed interferro

Secondo NTC 2008

- L'armatura resistente deve essere protetta da un adeguato ricoprimento di calcestruzzo. Gli elementi strutturali devono essere verificati allo stato limite di fessurazione.
- Al fine della protezione delle armature dalla corrosione, lo strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve essere dimensionato in funzione dell'aggressività dell'ambiente e della sensibilità delle armature alla corrosione, tenendo anche conto delle tolleranze di posa delle armature.
- Per consentire un omogeneo getto del calcestruzzo, il copriferro e l'interferro delle armature devono essere rapportati alla dimensione massima degli inerti impiegati.
- Il copriferro e l'interferro delle armature devono essere dimensionati anche con riferimento al necessario sviluppo delle tensioni di aderenza con il calcestruzzo.

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI STATICHE PSEUDO-STATICHE

Copriferro ed interferro

Secondo NTC 2005

- L'armatura resistente deve essere adeguatamente protetta dall'ambiente esterno dal conglomerato. Gli elementi strutturali devono essere verificati allo stato limite di fessurazione.
- Comunque la superficie dell'armatura resistente principale, per le varie sollecitazioni prevalenti, deve distare dalle facce esterne del conglomerato cementizio di almeno 20 mm.
- Tali misure vanno congruentemente aumentate in funzione della porosità del calcestruzzo, dell'aggressività dell'ambiente e della sensibilità dell'armatura alla corrosione.

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI STATICHE PSEUDO-STATICHE

Copriferro ed interferro

Secondo DM 16-01-96

- La superficie dell'armatura resistente, comprese le staffe, deve distare dalle facce esterne del conglomerato di almeno 0,8 cm nel caso di solette, setti e pareti, e di almeno 2 cm nel caso di travi e pilastri.
- Tali misure devono essere aumentate, e rispettivamente portate a 2 cm per le solette e a 4 cm per le travi ed i pilastri, in presenza di salsedine marina, di emanazioni nocive, o in ambiente comunque aggressivo. Copriferri maggiori possono essere utilizzati in casi specifici.
- Le superfici delle barre devono essere mutuamente distanziate in ogni direzione di almeno una volta il diametro delle barre medesime e, in ogni caso, non meno di 2 cm. Si potrà derogare a quanto sopra raggruppando le barre a coppie ed aumentando la mutua distanza minima tra le coppie ad almeno 4 cm.

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI STATICHE PSEUDO-STATICHE

Ancoraggio delle barre e loro giunzioni

Secondo NTC 2008

- Le armature longitudinali devono essere interrotte ovvero sovrapposte preferibilmente nelle zone compresse o di minore sollecitazione.
- La continuità fra le barre può effettuarsi mediante:
 - sovrapposizione, calcolata in modo da assicurare l'ancoraggio di ciascuna barra. In ogni caso la lunghezza di sovrapposizione nel tratto rettilineo deve essere non minore di 20 volte il diametro della barra. La distanza mutua (interferro) nella sovrapposizione non deve superare 4 volte il diametro;

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

PROGETTAZIONE PER AZIONI STATICHE PSEUDO-STATICHE

Ancoraggio delle barre e loro giunzioni

Secondo NTC 2008

- La continuità fra le barre può effettuarsi mediante:
 - saldature, eseguite in conformità alle norme in vigore sulle saldature;
 - giunzioni meccaniche per barre di armatura. Tali tipi di giunzioni devono essere preventivamente validati mediante prove sperimentali.

Per barre di diametro $\varnothing > 32$ mm occorrerà adottare particolari cautele negli ancoraggi e nelle sovrapposizioni.

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN

Progettazione di edifici in cemento armato in zona sismica

Grazie a tutti per l'attenzione!!!

Dott. Ing. Roberto Franzolin

Dott. Ing. Roberto FRANZOLIN