

Progetto di strutture in cemento armato

Progetto di un edificio in cemento
armato soggetto ad azioni sismiche
secondo l'O.P.C.M. 3274

Teramo, 16-17 aprile 2004

Marco Muratore

PROGETTO A TAGLIO DELLE TRAVI

Poiché si è assunta una classe di duttilità alta la verifica a taglio della trave deve essere fatta applicando il criterio di gerarchie delle resistenze.

A titolo di esempio si riporta il progetto dell'armatura della sezione di destra della trave 8-5 a primo piano.

CALCOLO DEL TAGLIO DI PROGETTO (CD "A")

Il taglio da considerare è il massimo valore tra quelli forniti dalle seguenti espressioni:

$$V^- = Q_{sis} \frac{L}{2} - 1.2 \left(\frac{M_{Rd1}^+ + M_{Rd2}^-}{L} \right)$$
$$V^- = -31.74 \frac{3.70}{2} - 1.2 \left(\frac{128.52 + 153.83}{3.70} \right) = -150.29 \text{ kN}$$

$$V^+ = Q_{sis} \frac{L}{2} + 1.2 \left(\frac{M_{Rd1}^- + M_{Rd2}^+}{L} \right)$$
$$V^+ = -31.74 \frac{3.70}{2} + 1.2 \left(\frac{153.83 + 128.52}{3.70} \right) = 32.85 \text{ kN}$$

Il taglio di progetto vale:

$$V_{Sd} = 150.29 \text{ kN}$$

VERIFICA A TAGLIO DELLA SEZIONE

Il valore del taglio V_{Rd2} che determina lo schiacciamento del puntone compresso è:

$$V_{Rd2} = \frac{b z v f_{cd}}{\cot \vartheta + \tan \vartheta} = \frac{30 \times 56 \times 0.60 \times 12.96}{2.0 + 0.5} \times 10^{-1} = 522.5 \text{ kN}$$

$$V_{Rd2} = 522.50 \text{ kN} > V_{Sd} = 150.29 \text{ kN}$$

La sezione è verificata.

ARMATURA A TAGLIO DELLA TRAVE

Il taglio di progetto vale:

$$V_{Sd} = 150.29 \text{ kN}$$

Poiché la struttura è ad alta duttilità tale taglio deve essere assorbito **interamente dalle staffe**. Pertanto la quantità di acciaio per metro da disporre è uguale a:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Sd}}{z f_{ywd}} = \frac{150.29 \times 10}{0.9 \times 0.56 \times 326.1} = 9.1 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Usando staffe $\phi 8$ a due bracci bisogna adottare un passo

$$s = \frac{2 \times 0.5}{9.1} \times 10^2 = 11 \text{ cm}$$

AREA MINIMA DI STAFFE (EC2)

Prospetto 5.5.

Classi di calcestruzzo*	Classi di acciaio		
	S220	S400	S500
Da C12/15 a C20/25	0,0016	0,0009	0,0007
Da C25/30 a C35/45	0,0024	0,0013	0,0011
Da C40/50 a C50/60	0,0030	0,0016	0,0013

* Come assunto in progetto.

Il rapporto di armatura a taglio dato dall'equazione:

$$\rho_w = A_{sw} / (s \cdot b_w \cdot \sin \alpha)$$

Per acciaio Fe38k e calcestruzzo $R_{ck}=25\text{MPa}$ $\rho_{w,\min} = 0.0010$

Usando staffe $\phi 8$ a due bracci:

$$s_{\max} = \frac{A_{sw}}{b_w \rho_{w,\min}} = \frac{2 \times 0.5}{30 \times 0.0010} = 33.33 \text{ cm}$$

PASSO MASSIMO DELLE STAFFE (EC2)

$$\text{se : } V_{Sd} \leq 1/5 V_{Rd2} \quad s_{max} = 0,8 d \leq 30 \text{ cm}$$

$$\text{se } 1/5 V_{Rd2} < V_{Sd} \leq 2/3 V_{Rd2} \quad s_{max} = 0,6 d \leq 30 \text{ cm}$$

$$\text{se } V_{Sd} > 2/3 V_{Rd2} \quad s_{max} = 0,3 d \leq 20 \text{ cm}$$

$$\frac{V_{Sd}}{V_{Rd2}} = \frac{138.44}{584.4} = 0.2369$$

$$s_{max} = 30 \text{ cm}$$

PASSO MASSIMO DELLE STAFFE (O.P.C.M. 3274 (CD "A"))

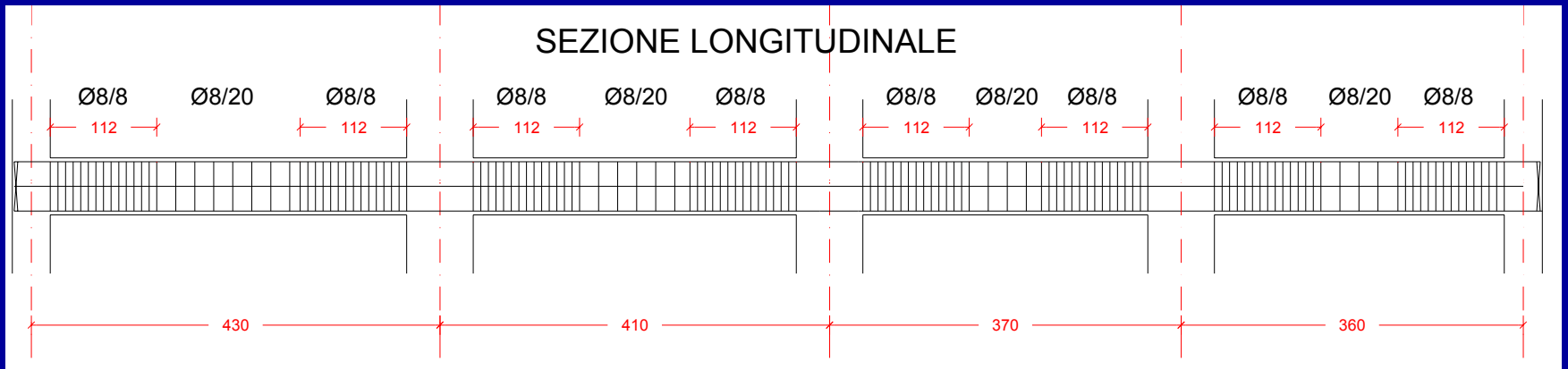
Per un tratto pari due volte l'altezza utile della sezione il passo delle staffe dovrà essere inferiore a:

$$s_{\max} = \min \begin{cases} d/4 \\ 15 \text{ cm} \\ 6\phi_{l,\min} \end{cases} = \min \begin{cases} 14 \\ 15 \text{ cm} = 8.4 \text{ cm} \\ 8.4 \end{cases}$$

Pertanto si disporranno:

Staffe $2\phi 8/15''$ a due bracci (ovvero $\phi 8/8''$)

IPOSTESI DI CARPENTERIA DELLA TRAVE (CD "A")



PROGETTO A PRESSO-FLESSIONE DEI PILASTRI

SFORZO NORMALE DI PROGETTO DEI PILASTRI

La conoscenza dello sforzo normale è necessaria per poter effettuare le verifiche a taglio ed a presso-flessione.

Il valore di progetto dello sforzo normale verrà determinato di volta in volta dall'analisi della struttura combinando nella maniera più gravosa per la verifica in questione gli effetti dei carichi agenti.

PROGETTO A PRESSO-FLESSIONE DEL PILASTRO 22 (CD"A")

CALCOLO DEI MOMENTI DI PROGETTO

I momenti di progetto saranno determinati mediante il criterio di gerarchia delle resistenze.

NON SI PROGETTA COL VALORE DEL MOMENTO FLETTENTE DESUNTO DAL TABULATO

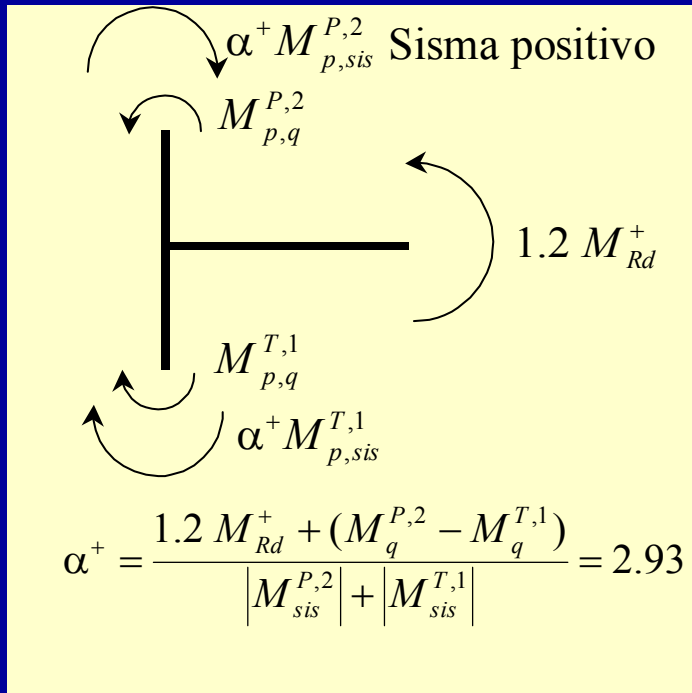
SI CONFERISCE UNA RESISTENZA MAGGIORE DI QUELLA DELLE TRAVI

$$M_{p,Sd}^i = M_{p,G}^i + \alpha M_{p,sis}^i$$

PROGETTO A PRESSO-FLESSIONE DEL PILASTRO 22

CALCOLO DEI MOMENTI DI PROGETTO

Sezione in testa



Dal tabulato per soli c.v.

$$M_{Sd}^{sis+} = M_q + M_{sis} = -10.46 + 27.66 = 17.20 \text{ kNm}$$

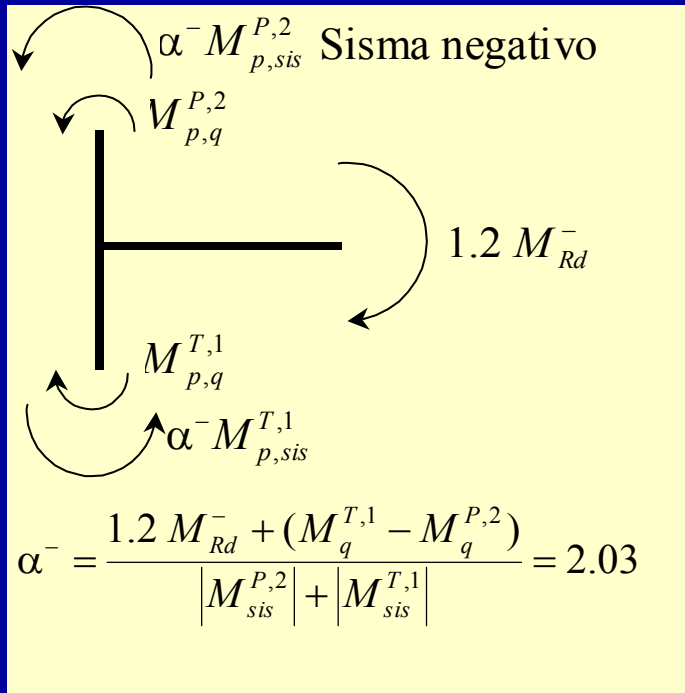
Dal tabulato per
sisma
 $(dir.X)^2 + (dir.Y)^2$

$$M_{Sd}^{\alpha^+} = M_q + \alpha^+ M_{sis} = -10.46 + 2.93 \times 27.66 = 70.56 \text{ kNm}$$

PROGETTO A PRESSO-FLESSIONE DEL PILASTRO 22

CALCOLO DEI MOMENTI DI PROGETTO

Sezione in testa



Dal tabulato
per soli c.v.

$$M_{Sd}^{sis-} = M_q - M_{sis} = -10.46 - 27.66 = -38.12 \text{ kNm}$$

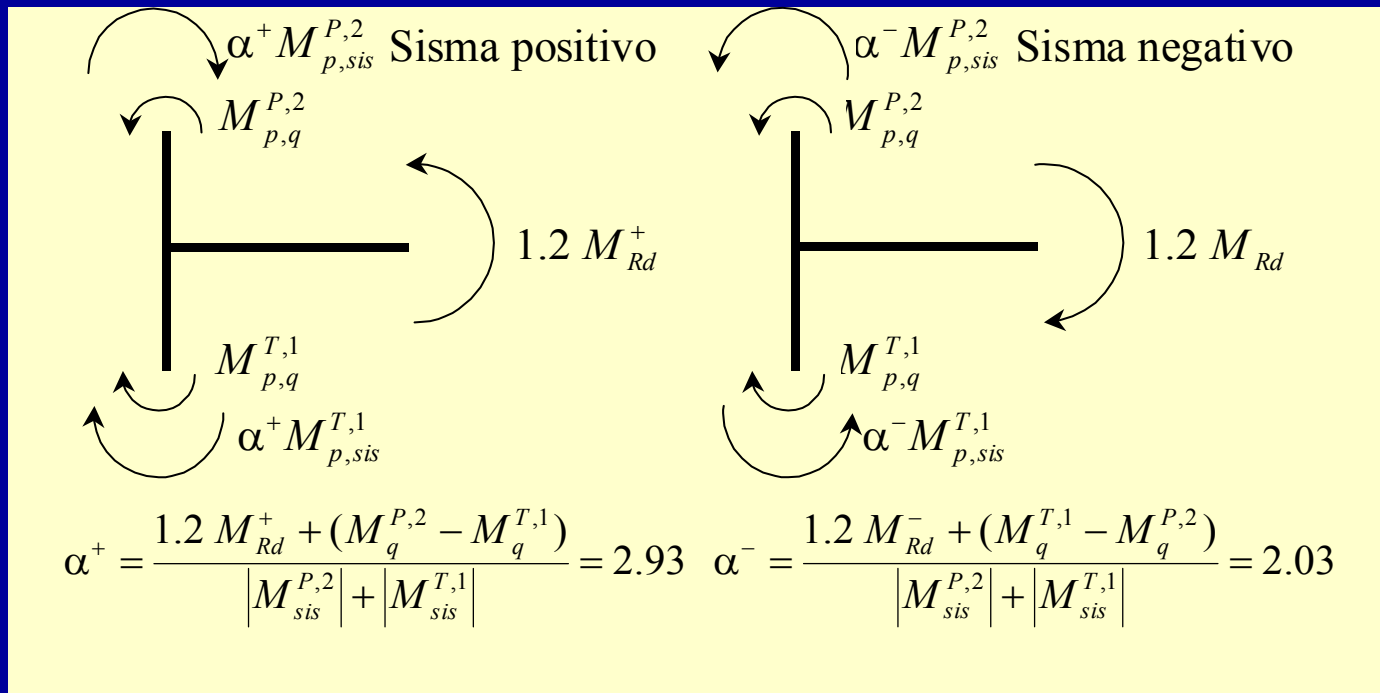
Dal tabulato per
sisma
(dir.X)²+(dir.Y)²

$$M_{Sd}^{\alpha^-} = M_q - \alpha^- M_{sis} = -10.46 - 2.03 \times 27.66 = 66.50 \text{ kNm}$$

PROGETTO A PRESSO-FLESSIONE DEL PILASTRO 22

CALCOLO DEI MOMENTI DI PROGETTO

Sezione in testa



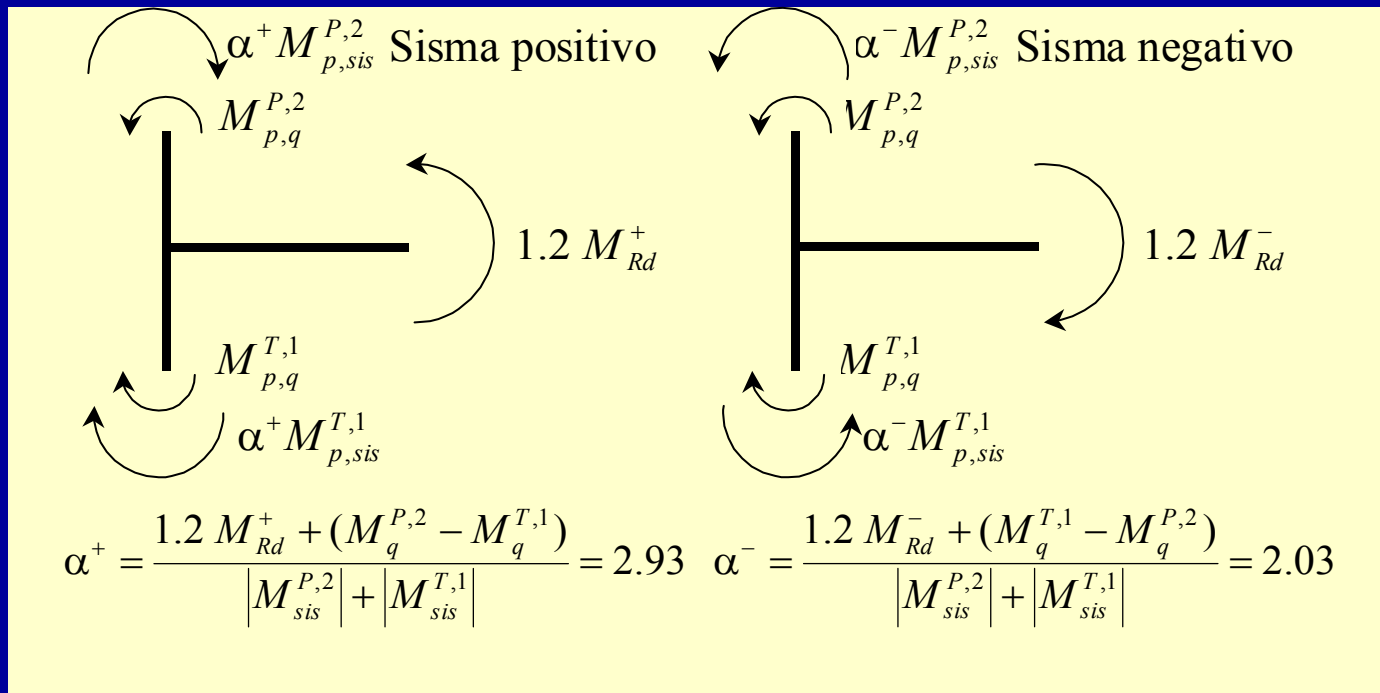
$$M_{Sd}^{\alpha^+} = M_q + \alpha^+ M_{sis} = -10.46 + 2.93 \times 27.66 = 70.56 \text{ kNm}$$

$$M_{Sd}^{\alpha^-} = M_q - \alpha^- M_{sis} = -10.46 - 2.03 \times 27.66 = 66.50 \text{ kNm}$$

PROGETTO A PRESSO-FLESSIONE DEL PILASTRO 22

CALCOLO DEI MOMENTI DI PROGETTO

Sezione in testa



Pertanto

$$M_{Sd} = 70.56 \text{ kNm}$$

I valori dello N_{sd} sono: $N_{max} = 780.52 \text{ kN}$ $N_{min} = 471.01 \text{ kN}$

PROGETTO A PRESSO-FLESSIONE DEI PILASTRI

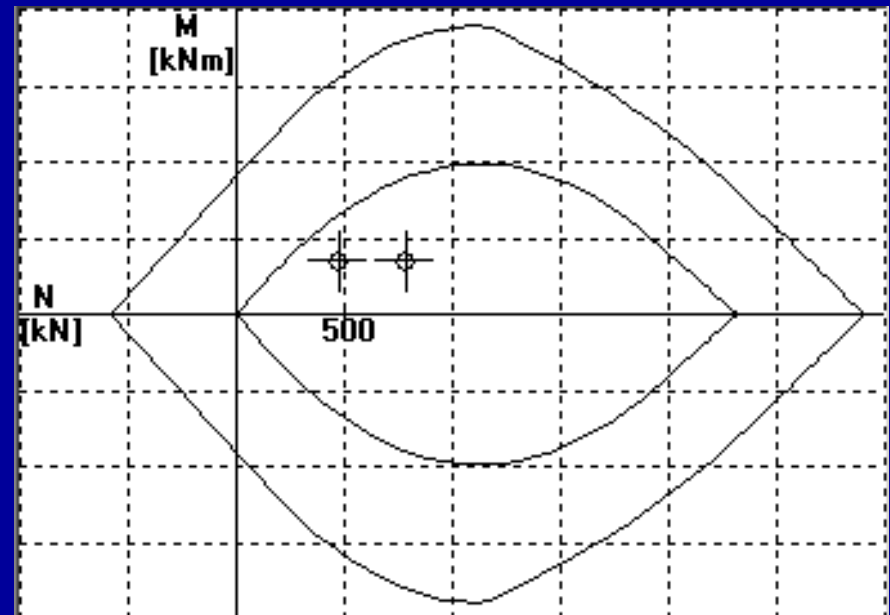
ARMATURE LONGITUDINALI MINIME (O.P.C.M. 3274)

Si utilizza dunque un'armatura minima pari all'1% della sezione trasversale:

$$A_s = 1\% A_c = 0.01 \times 30 \times 70 = 21 \text{ cm}^2$$

Usiamo una sezione con $4\phi 20 + 8\phi 14$.

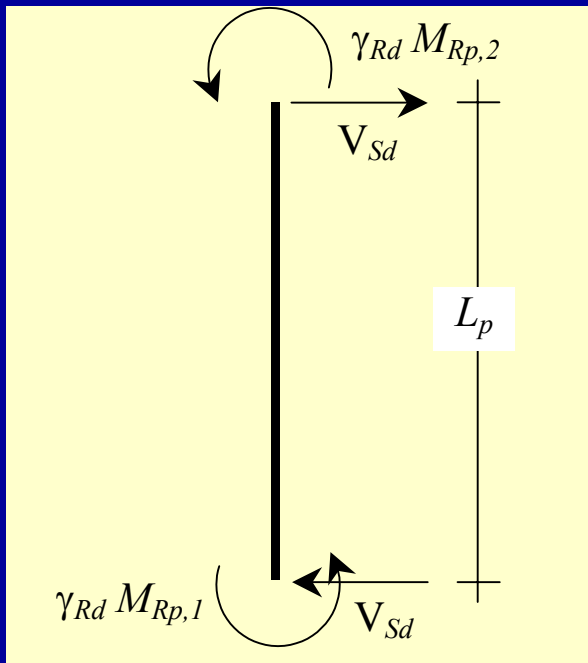
Solo per i pilastri in cui tale armatura non è sufficiente disporremo una maggiore quantità di acciaio.



PROGETTO A PRESSO-FLESSIONE DEI PILASTRI

TAGLIO DI PROGETTO DEI PILASTRI

Il taglio di progetto è determinato considerando l'equilibrio del pilastro sollecitato dai momenti resistenti delle sezioni di estremità M_{Rp} , ivi applicati ed incrementati del fattore γ_{Rd}



$$V_{Sd} = \gamma_{Rd} \frac{\sum_{i=1}^2 M_{Rp,i}}{L_c}$$

$\gamma_{Rd} = 1.2$ fattore che tiene conto principalmente della sovraresistenza dovuta alle incertezze sulle caratteristiche del materiale

Il generico momento resistente è il più grande tra quelli corrispondenti ai valori di sforzo normale determinati dall'analisi della struttura

PROGETTO A PRESSO-FLESSIONE DEI PILASTRI

TAGLIO DI PROGETTO DEL PILASTRO 22

$$V_{Sd} = \gamma_{Rd} \frac{\sum_{i=1}^2 M_{Rp,i}}{L_c}$$

$$\gamma_{Rd} = 1.2$$

$$L_c = 3.20 \text{ m}$$

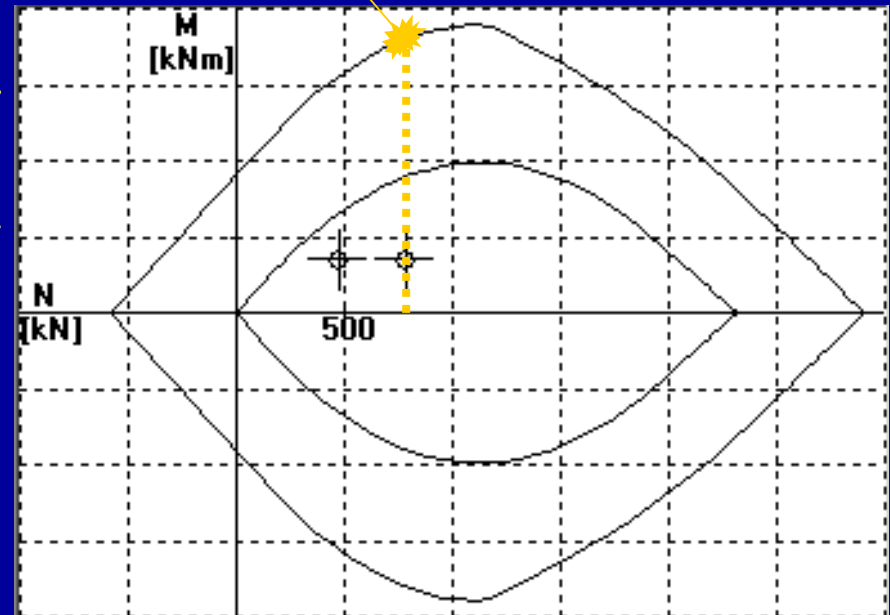
$$M_{Rp,22} = 360 \text{ kNm}$$

$$V_{Sd} = 1.20 \frac{360 + 360}{3.20} = 270.0 \text{ kN}$$

Il valore del taglio V_{Rd2} che determina lo schiacciamento del puntone compresso è superiore al valore di calcolo:

$$V_{Rd2} = 615.8 \text{ kN} > 270.0 \text{ kN}$$

La sezione è verificata.



PROGETTO A PRESSO-FLESSIONE DEI PILASTRI

ARMATURE TRASVERSALI MINIME (O.P.C.M. 3274)

Alle estremità la distanza tra le armature trasversali di un pilastro non deve di regola essere maggiore di:

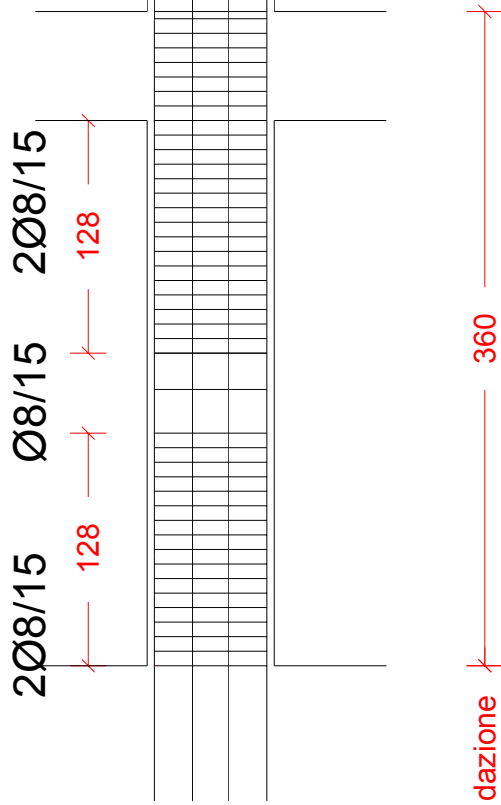
- un quarto del lato minore della sezione trasversale;
- 15 cm.

Per le estremità del pilastro, ai limiti validi per strutture a bassa duttilità bisogna aggiungere il seguente:

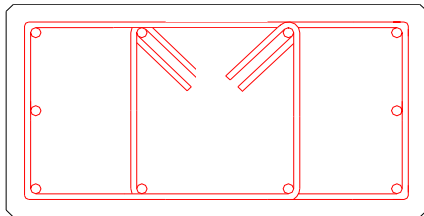
$$s_{\max} = 6 \times \phi_{l,\min} = 6 \times 1.4 = 8.4 \text{ cm}$$

Si disporranno staffe $\phi 8/15''$ cm nella parte centrale del pilastro e staffe $2\phi 8/15''$ cm alle estremità.

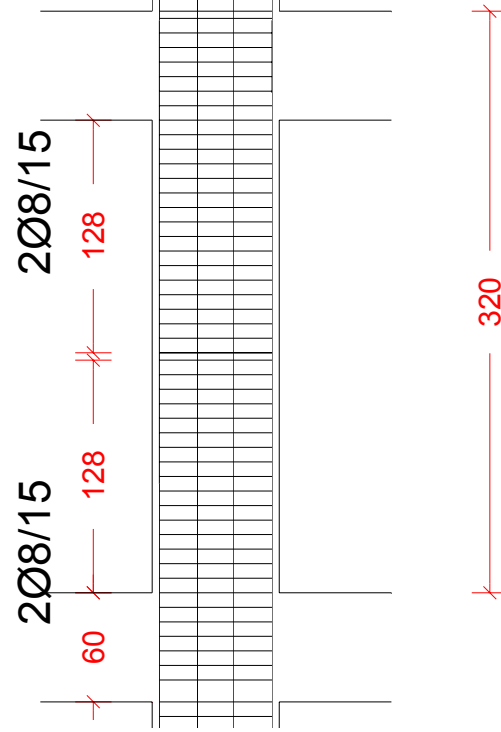
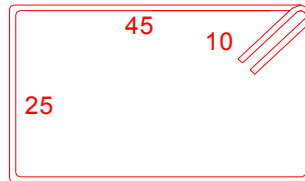
IPOSTESI DI CARPENTERIA



30x70



4φ20+6φ14



PROGETTO A PRESSO-FLESSIONE DEI PILASTRI

ARMATURE TRASVERSALI MINIME (O.P.C.M. 3274)

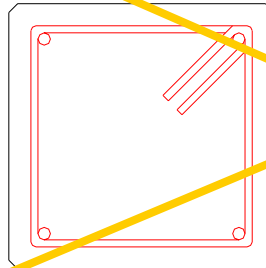
Nel disporre l'armatura dei pilastri bisogna ricordare che:

- le barre di spigolo devono essere tenute da staffe;
- una barra su due deve essere tenuta da apposita armatura (tirantini, spilli, staffe, etc.)
- le barre che distano più di 15 cm da barre trattenute da staffe vanno anch'esse tenute da apposita armatura.

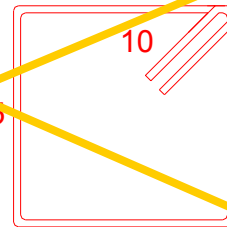
TABELLA DELLE SEZIONI DI PILASTRI

Tipo A (30x30)

4 ϕ 16



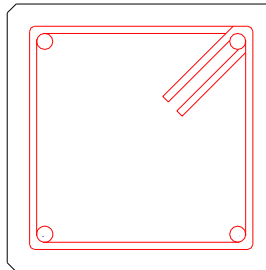
25



25

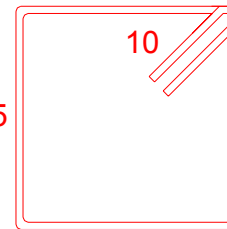
Ø8 L=120

4Ø18



22

25



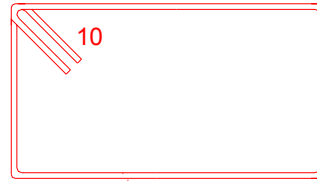
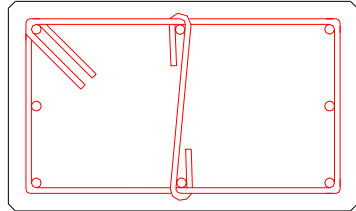
25

Ø8 L=120

TABELLA DELLE SEZIONI DI PILASTRI

30x50

8Ø16



25

Ø8

L=160

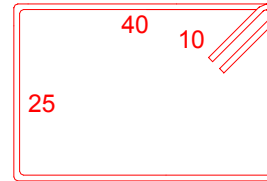
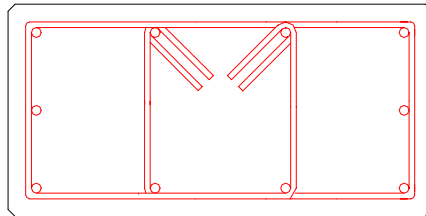
45

Ø8 L=45



30x60

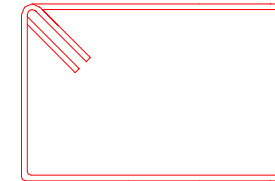
10Ø16



25

Ø8

L=150

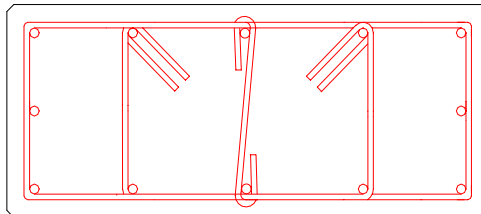


Ø8

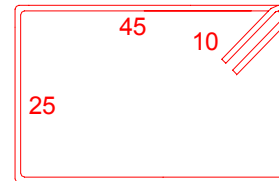
L=150

30x70

12Ø16



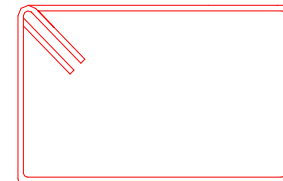
Ø8 L=45



25

Ø8

L=160



Ø8

L=160

PROGETTO A FLESSIONE DELLE TRAVI (CD"B")

CALCOLO DEI MOMENTI DI PROGETTO

Il momento da considerare nella verifica del calcestruzzo sarà il più grande in valore assoluto tra quelli relativi alle seguenti combinazioni di carico:

- Solo carichi verticali ($M_{cv,d}$)
- Carichi verticali \pm sisma ($M_{sis1,d}$, $M_{sis2,d}$)

I momenti di progetto delle armature saranno il più grande ed il più piccolo tra quelli relativi alle già citate combinazioni di carico.

$$- M_{cv,d} = - 64.64 \text{ kNm}$$

PROGETTO A FLESSIONE DELLE TRAVI (CD "B")

CALCOLO DEI MOMENTI DI PROGETTO

La sollecitazione sismica si ottiene combinando l'effetto del sisma in direzione Y con quello in direzione X mediante la regola SRSS:

$$M_{sis,d} = M_{cv}^{Red} + \sqrt{(M_{sis}^{Fy})^2 + (M_{sis}^{Fx})^2}$$

$$M_{sis1,d} = -36.09 - \sqrt{101.16^2 + 24.50^2} = -140.17 \text{ kN}$$

CD "A" 67.99 kNm

$$M_{sis2,d} = -36.09 + \sqrt{101.16^2 + 24.50^2} = 67.99 \text{ kN}$$

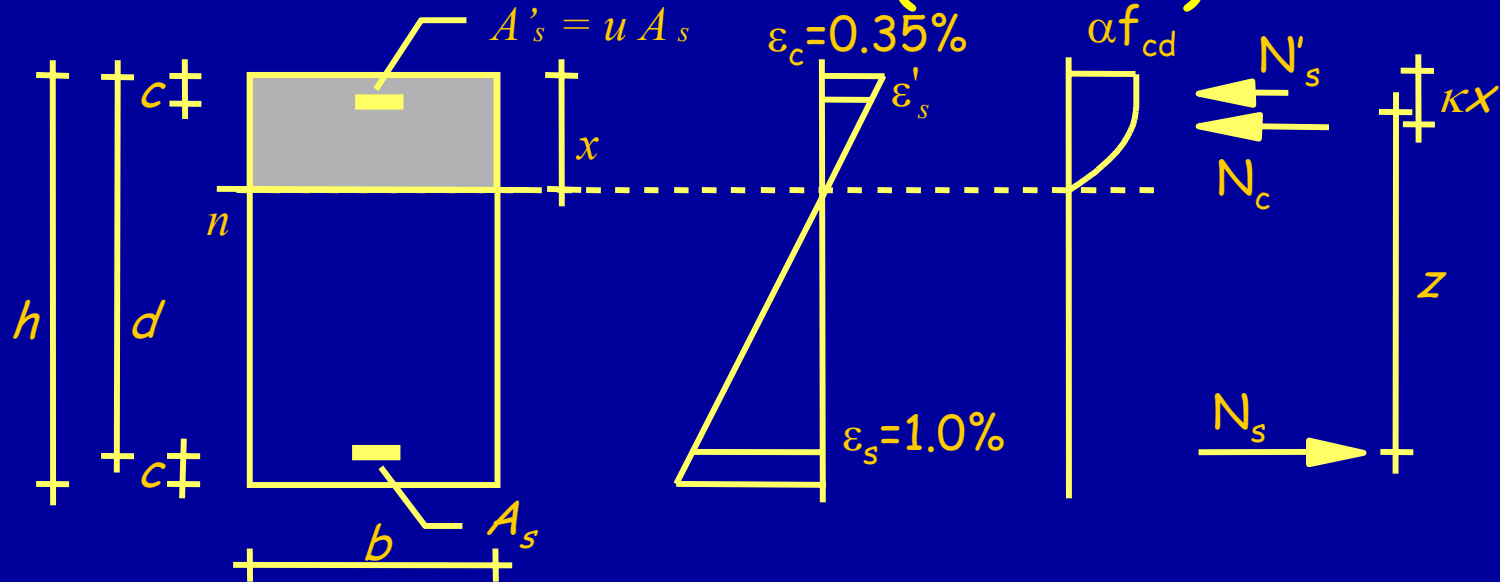
CD "A" 140.17 kNm

I momenti di progetto sono

$M_{Sd} = 120.60 \text{ kNm}$ per il progetto dell'armatura inferiore

$M_{Sd} = 184.74 \text{ kNm}$ per il progetto dell'armatura superiore

ARMATURA LONGITUDINALE DELLA TRAVE (CD "B")



Equilibrio alla rotazione rispetto risultante N_c

$$M = z f_{yd} A_s \cong 0.9 d f_{yd} A_s$$

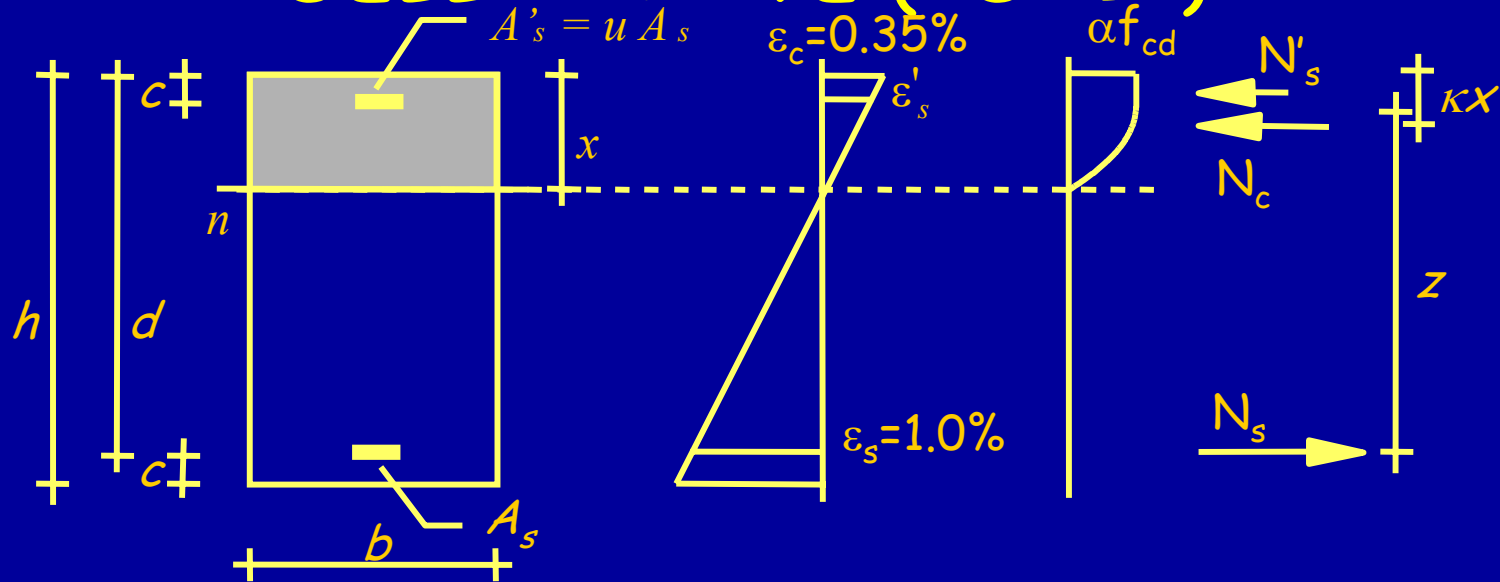
CD "A" 4.1 cm²

Il momento di progetto per il calcolo dell'armatura inferiore vale:

$$M_{Sd} = 120.60 \text{ kNm}$$

$$A_{s,inf} = \frac{M_{Sd}}{0.9 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{120.60 \times 10}{0.9 \cdot 0.56 \cdot 326.09} = 6.9 \text{ cm}^2$$

ARMATURA LONGITUDINALE DELLA TRAVE (CD "B")



Equilibrio alla rotazione rispetto risultante N_c

$$M = z f_{yd} A_s \cong 0.9 d f_{yd} A_s$$

CD "A" 8.5 cm²

Il momento di progetto per il calcolo dell'armatura superiore vale:

$$M_{Sd} = 184.74 \text{ kNm}$$

$$A_{s,\text{sup}} = \frac{M_{Sd}}{0.9 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{184.74 \times 10}{0.9 \cdot 0.56 \cdot 326.09} = 11.2 \text{ cm}^2$$

MASSIMA E MINIMA PERCENTUALE DI ARMATURA (O.P.C.M. 3274)

5.5.2.2. Aree minime di armatura longitudinale

I limiti sono uguali a quelli citati per strutture a bassa duttilità. Il più restrittivo è il seguente:

$$f_{yk} = 375 \text{ MPa}$$

$$A_s \geq \frac{1.4}{f_{yk}} b_t h = 0.37 \% b_t h = 6.7 \text{ cm}^2$$

CD "A" 3 ϕ 20+1 ϕ 14

Bisognerà disporre una quantità di armatura superiore ai minimi di normativa ed al valore calcolato. Quindi:

$$A_{s,inf} > 6.7 \text{ cm}^2$$

uso 2 ϕ 20 + 1 ϕ 14 con $A_s = 7.8 \text{ cm}^2$

$$A_{s,sup} > 8.5 \text{ cm}^2$$

uso 2 ϕ 20 + 1 ϕ 14 con $A_s = 9.4 \text{ cm}^2$

PROGETTO A TAGLIO DELLE TRAVI

Poiché la dimensione delle travi è stata fissata a priori bisogna verificare che il valore del taglio che determina lo schiacciamento del calcestruzzo sia inferiore al taglio indotto dai carichi esterni, successivamente si passerà a progettare la quantità di armatura trasversale da disporre.

A titolo di esempio si riporta il progetto dell'armatura della sezione di destra della trave 8-5 a primo piano.

CALCOLO DEL TAGLIO DI PROGETTO (CD "B")

Il taglio da considerare sarà il più grande in valore assoluto tra quelli relativi alle seguenti combinazioni di carico:

- Solo carichi verticali ($V_{cv,d}$)
- Carichi verticali \pm sisma ($V_{sis1,d}$, $V_{sis2,d}$)

CD "A" 150.29 kN

$$V_{cv,d} = 104.80 \text{ kN}$$

La sollecitazione sismica si ottiene combinando l'effetto del sisma in direzione Y con quello in direzione X mediante la regola SRSS:

$$V_{sis,d} = V_{cv}^{Re d} + \sqrt{(V_{sis}^{Fy})^2 + (V_{sis}^{Fx})^2}$$

$$V_{sis,d} = 58.49 + \sqrt{77.7^2 + 18.82^2} = 138.44 \text{ kN}$$

$$V_{Sd} = 138.44 \text{ kN}$$

VERIFICA A TAGLIO DELLA SEZIONE

Il valore del taglio V_{Rd2} che determina lo schiacciamento del puntone compresso è dato dall'equazione:

$$V_{Rd2} = \frac{b_w z v f_{cd}}{2}$$

$$v = 0.7 - \frac{f_{ck}}{200} = 0.7 - \frac{20.75}{200} = 0.596$$

$$V_{Rd2} = \frac{0.3 \times 0.9 \times 0.56 \times 0.596 \times 12.97 \times 10^3}{2} = 584.40 \text{ kN}$$

Il taglio di progetto vale: $V_{Sd} = 138.44 \text{ kN}$

$$V_{Rd2} = 584.40 > V_{Sd} = 138.44 \text{ kN}$$

ARMATURA A TAGLIO DELLA TRAVE

Il taglio di progetto vale:

$$V_{Sd} = 138.44 \text{ kN}$$

Il taglio resistente è somma di due contributi:

$$V_{cd} = \tau_{Rd} k (1,2 + 40 \rho_l) b_w d$$

contributo del calcestruzzo

$$V_{wd} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd}$$

contributo dell'acciaio

ARMATURA A TAGLIO DELLA TRAVE

Contributo del calcestruzzo

$$V_{cd} = 0.25 \times 1.01 \times 1.04 \times \left(1.2 + 40 \frac{10.96}{30 \times 56}\right) 30 \times 56 \times 10^{-1} = 64.45 \text{ kN}$$

Il taglio che deve essere affidato alle **staffe** è pari a:

$$V_{Sd} - V_{cd} = 138.44 - 64.45 = 73.99 \text{ kN}$$

La quantità di acciaio per metro da disporre è uguale a:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Sd} - V_{cd}}{z f_{ywd}} = \frac{73.99 \times 10}{0.9 \times 0.56 \times 326.1} = 4.5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Usando staffe $\phi 8$ a due bracci il passo massimo è pari a:

$$s = \frac{2 \times 0.5}{4.5} \times 10^2 = 22 \text{ cm}$$

AREA MINIMA DI STAFFE (O.P.C.M.3274)

I limiti imposti per le strutture a bassa duttilità sul passo delle staffe sono:

$$s_{\max} = \min \left\{ \begin{array}{l} d/4 \\ 15 \text{ cm} \end{array} \right. = \min \left\{ \begin{array}{l} 14 \\ 15 \text{ cm} \end{array} \right. = 14 \text{ cm}$$

CD "A" 8.4 cm

CD "A" 2φ8/15" cm

Pertanto si disporranno:

Staffe 2φ8/25" a due bracci per un tratto pari all'altezza utile della trave (56 cm).

PROGETTO A PRESSO-FLESSIONE DEI PILASTRI (CD "B")

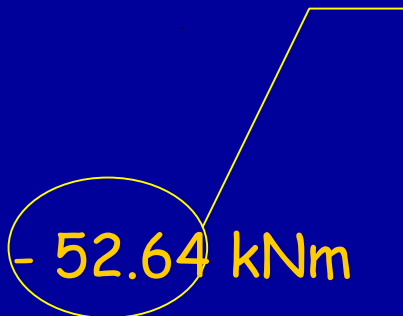
CALCOLO DEI MOMENTI DI PROGETTO

Si riporta il progetto del pilastro 22 a primo piano.

Il momento di progetto del pilastro è:

$$M_{Sd} = -52.64 \text{ kNm}$$

CD "A" 70.56



I valori dello sforzo normale di progetto sono:

$$N_{\max} = 831.14 \text{ kN}$$

$$N_{\min} = 429.59 \text{ kN}$$

PROGETTO A PRESSO-FLESSIONE DEI PILASTRI (CD "B")

ARMATURE LONGITUDINALI MINIME (O.P.C.M. 3274)

Nella sezione corrente del pilastro la percentuale di armatura longitudinale deve essere compresa tra i seguenti limiti:

$$1\% < \frac{A_s}{A_c} < 4\%$$

Si utilizza dunque un'armatura minima pari all'1% della sezione trasversale:

$$A_s = 1\% A_c = 0.01 \times 30 \times 70 = 21 \text{ cm}^2$$

Usiamo una sezione con $4\phi 20 + 6\phi 14$.

Solo per i pilastri in cui tale armatura non è sufficiente disporremo una maggiore quantità di acciaio.

PROGETTO A PRESSO-FLESSIONE DEI PILASTRI

ARMATURE TRASVERSALI MINIME (EC2)

La distanza tra le armature trasversali di un pilastro non deve di regola essere maggiore della minore delle tre seguenti:

- 12 volte il minimo diametro delle barre longitudinali;
- il lato minore della sezione del pilastro;
- 30 cm.

La distanza sarà ridotta secondo un fattore $| 0,6 |$ in sezioni posizionate al di sopra o al di sotto di una trave o di una piastra per un tratto pari alla maggiore dimensione della sezione del pilastro.

PROGETTO A PRESSO-FLESSIONE DEI PILASTRI

ARMATURE TRASVERSALI MINIME (EC2)

Nella zona centrale del pilastro:

$$s_{\max} = 12 \times 1.4 = 16.8 \text{ cm}$$

Alle estremità del pilastro:

$$s_{\max} = 0.6 \times 12 \times 1.4 = 10.1 \text{ cm}$$

PROGETTO A PRESSO-FLESSIONE DEI PILASTRI (CD "B")

ARMATURE TRASVERSALI MINIME (O.P.C.M. 3274)

Alle estremità la distanza tra le armature trasversali di un pilastro non deve di regola essere maggiore della minore delle due seguenti:

- un quarto del lato minore della sezione trasversale;
- 15 cm.

Alle estremità del pilastro:

$$s_{\max} = 30 / 4 = 7.5 \text{ cm}$$

Tale limite è, nel caso considerato, lo stesso di quello per strutture ad alta duttilità (7.5 cm).

Si disporranno **staffe $\phi 8/15$ " cm** nella parte centrale del pilastro e **staffe $2\phi 8/15$ " cm** alle estremità.

VERIFICA A TAGLIO DELLA SEZIONE

Il valore del taglio V_{Rd2} che determina lo schiacciamento del puntone compresso coincide con quello precedentemente calcolato:

$$V_{Rd2} = 689.00 \text{ kN} > V_{Sd} = 150.29 \text{ kN}$$

La sezione è verificata.

CONFRONTO

TRAVI

CD "A"

Armatura longitudinale

- superiore 8.5 cm²
- inferiore 6.7 cm²

Armatura a taglio

- per 2d 2 ϕ 8/15" cm
- tratto centr. ϕ 8/20" cm

CD "B"

Armatura longitudinale

- superiore 11.2 cm²
- inferiore 6.7 cm²

Armatura a taglio

- per d 2 ϕ 8/25" cm
- tratto centr. ϕ 8/20" cm

CONFRONTO

PILASTRI

CD "A"

Armatatura longitudinale

- $4\phi 20 + 6\phi 14$

Armatatura a taglio

- per $2d$ $2\phi 8/15''$ cm

- tratto centr. $\phi 8/15''$ cm

CD "B"

Armatatura longitudinale

- $4\phi 20 + 6\phi 14$

Armatatura a taglio

- per d $2\phi 8/15''$ cm

- tratto centr. $\phi 8/15''$ cm

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI DANNO

La verifica allo Stato Limite di Danno è stata condotta con riferimento al telaio 27 - 20 - 13 (Telaio 12), cioè quello che subisce i maggiori spostamenti d'interpiano.

In particolare si è verificato che gli spostamenti d'interpiano, determinati combinando mediante la regola SRSS la risposta del sistema ad un sisma agente in direzione Y e quella relativa ad un sisma che agisce in direzione X, fossero inferiori ai valori massima stabiliti dalla normativa sismica italiana.

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI DANNO

La risposta a ciascun sisma è stata determinata mediante analisi modale combinando i modi mediante la regola CQC.

Lo spettro di progetto è stato ottenuto dividendo per un fattore 2.5 quello di risposta, come stabilito dalla normativa sismica italiana.

La verifica è soddisfatta quando gli spostamenti d'interpiano (d_r) ottenuti dall'analisi sono inferiori ai limiti indicati nel seguito:

- a) per edifici con tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa:

$$d_r \leq 0.0050 h$$

d_r spostamento d'interpiano h altezza d'interpiano

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI DANNO

L'analisi fornisce gli spostamenti per $q=5.85$

Piano	h_i	d_e ($q=5.85$)	d_r	0,005 h
5	3,2	1,807	4,228	16,00
4	3,2	2,670	6,248	16,00
3	3,2	3,468	8,115	16,00
2	3,2	3,973	9,297	16,00
1	3,6	3,612	8,452	18,00

La verifica è soddisfatta.

d_r spostamento d'interpiano h_i altezza d'interpiano

EFFETTI DEL II ORDINE

Il controllo si effettua a partire dalle derive di piano:

Piano	h_i	d_e ($q=5.85$)	d_r	$P_{tot,i}$	$V_{tot,i}$	θ
5	3,2	1,807	10,571	533,45	83,48	0,021
4	3,2	2,670	15,620	533,45	142,41	0,018
3	3,2	3,468	20,288	1208,65	188,56	0,041
2	3,2	3,973	23,242	1208,65	223,89	0,039
1	3,6	3,612	21,130	1883,84	230,90	0,048

$$\Theta = \frac{P_{tot} d_r}{V_{tot} h} \leq 0.10$$

d_r spostamento d'interpiano h altezza d'interpiano

FINE

Per questa presentazione:

coordinamento

M. Muratore

realizzazione

M. Muratore

ultimo aggiornamento

14/04/2004