

Corso di aggiornamento
Progettazione strutturale e
Norme Tecniche per le Costruzioni 2008

**Problemi specifici nel progetto
di strutture antisismiche con pareti in c.a.**

9 - Combinazioni di carico e calcolo delle armature

Spoletto
3-4 febbraio 2011
Edoardo M. Marino

Processo progettuale

- ✓ 1. Concezione generale della struttura, nel rispetto di principi base di buona progettazione
- ✓ 2. Impostazione della carpenteria dell'edificio
- ✓ 3. Dimensionamento delle sezioni e verifica di massima della struttura
- ✓ 4. Analisi strutturale dettagliata e verifica del comportamento della struttura
- 5. Definizione delle armature

Processo progettuale tradizionale

Modellazione della struttura



Risoluzione degli schemi base



Inviluppo dei risultati



~~Definizione delle armature
in base all'inviluppo~~

No: occorre tener conto della
gerarchia delle resistenze

Progetto delle pareti

Le pareti hanno un comportamento duttile se si plasticizzano a flessione



L'armatura a flessione alla pareti deve essere definita in base ai risultati del calcolo



Attraverso il criterio di gerarchia delle resistenze si:

- definisce l'armatura a taglio
- esegue la verifica allo scorrimento

Cosa fare per travi e pilastri?

Elementi principali e secondari

7.2.3 CRITERI DI PROGETTAZIONE DI ELEMENTI STRUTTURALI “SECONDARI” ED ELEMENTI NON STRUTTURALI

Alcuni elementi strutturali possono venire considerati “secondari”. Sia la rigidezza che la resistenza di tali elementi vengono ignorate nell’analisi della risposta e tali elementi vengono progettati per resistere ai soli carichi verticali. Tali elementi tuttavia devono essere in grado di assorbire le deformazioni della struttura soggetta all’azione sismica di progetto, mantenendo la capacità portante nei confronti dei carichi verticali; pertanto, limitatamente al soddisfacimento di tale requisito, agli elementi “secondari” si applicano i particolari costruttivi definiti per gli elementi strutturali.

In nessun caso la scelta degli elementi da considerare secondari può determinare il passaggio da struttura “irregolare” a struttura “regolare”, né il contributo alla rigidezza totale sotto azioni orizzontali degli elementi secondari può superare il 15% della analoga rigidezza degli elementi principali.

Con l’esclusione dei soli tamponamenti interni di spessore non superiore a 100 mm, gli elementi costruttivi senza funzione strutturale il cui danneggiamento può provocare danni a persone, devono essere verificati, insieme alle loro connessioni alla struttura, per l’azione sismica corrispondente a ciascuno degli stati limite considerati.

La rigidezza di travi e pilastri è tanto minore di quella della pareti da poter essere considerati secondari?

Distribuzione del taglio

analisi statica - forze in direzione x

Piano	Taglio totale (kN)	Taglio pareti (kN)	Taglio telai (kN)	Perc.Taglio pareti (kN)	Perc.Taglio telai (kN)
6	1172.7	651.43	521.3	55.5%	44.5%
5	2205.7	1831.75	374.0	83.0%	17.0%
4	2988.3	2622.68	365.6	87.8%	12.2%
3	3520.4	3222.55	297.8	91.5%	8.5%
2	3802.1	3714.46	87.6	97.7%	2.3%

Travi e pilastri portano un'aliquota del taglio sismico rilevante solo agli ultimi due piani

Distribuzione del taglio

analisi statica - forze in direzione y

Piano	Taglio totale (kN)	Taglio pareti (kN)	Taglio telai (kN)	Perc.Taglio pareti (kN)	Perc.Taglio telai (kN)
6	1172.7	545.9	626.8	46.6%	53.4%
5	2205.7	1764.3	441.4	80.0%	20.0%
4	2988.3	2547.5	440.8	85.2%	14.8%
3	3520.4	3154.0	366.4	89.6%	10.4%
2	3802.1	3694.7	107.4	97.2%	2.8%

Anche per forze in direzione y, travi e pilastri portano un'aliquota del taglio sismico rilevante solo agli ultimi due piani

Progetto di travi e pilastri

Come per le strutture intelaiate nei piani in cui travi e pilastri contribuiscono in maniera rilevante a portare il sisma (piani 5 e 6)

Le travi sono elementi duttili se si plasticizzano a flessione



L'armatura a flessione delle travi
deve essere definita in base ai risultati del calcolo



Tutto il resto (armatura a taglio delle travi, armatura a flessione e a taglio dei pilastri) è definito a partire dall'armatura a flessione delle travi

Progetto di travi e pilastri

Per gli altri piani, applicherei comunque i criteri di gerarchia delle resistenze ma solo quando non comportano armature eccessive



Definisco l'armatura a flessione delle travi
in base ai risultati del calcolo



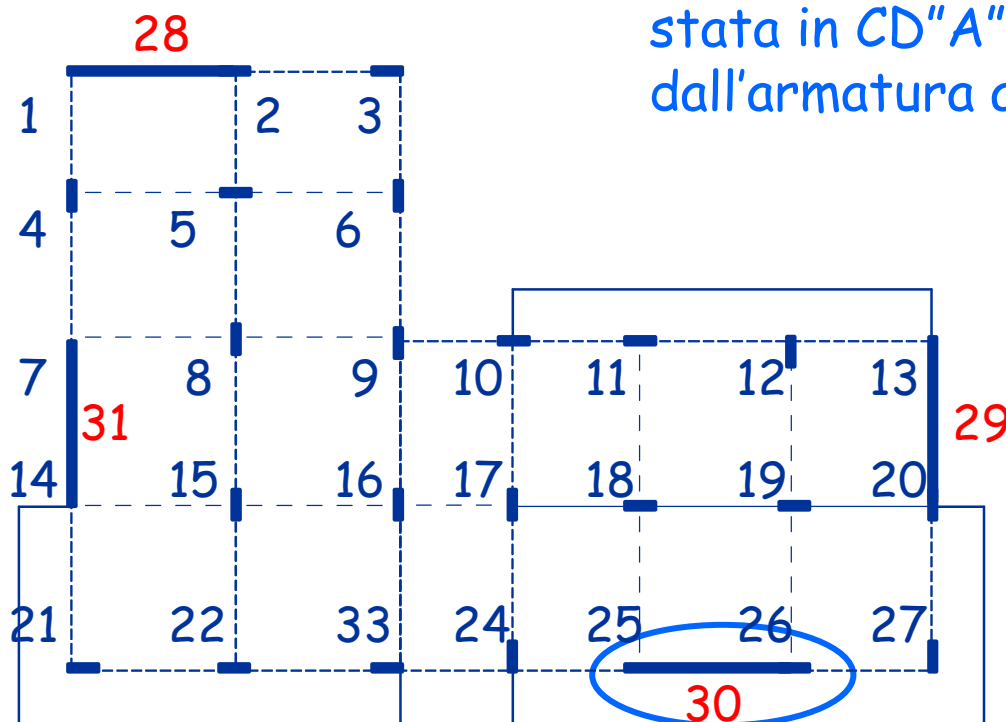
Per armatura a taglio delle travi, armatura a flessione e a taglio dei pilastri, applicherei comunque i criteri di gerarchia delle resistenze ma solo quando non comportano armature eccessive

Definizione delle armature - pareti

Primo passo armatura a taglio delle pareti

Si esamina come esempio la parete 1 (corrispondente all'asta 30) che è la maggiormente sollecitata

N.B. A rigore, se la struttura fosse stata in CD"A" bisognava partire dall'armatura a flessione



Parete n. 1 (30)

Taglio per schemi di carico base

Non considero la condizione con soli carichi verticali

Piano	q min	Fx	Fy	M(Fx)	M(Fy)
6	-14.3	474.5	33.1	19.8	29.2
5	-32.0	990.5	16.8	46.2	68.0
4	-37.2	1363.1	-8.4	64.3	94.6
3	-55.1	1465.3	28.3	78.6	115.7
2	-67.6	2210.1	-110.2	84.8	124.8

Parete n. 1 (30)

Effetto compressivo del sisma

Piano	q min	Fx	Fy	M(Fx)	M(Fy)	SismaX	SismaY	X+0.3Y
6	-14.3	474.5	33.1	19.8	29.2	494.4	62.3	513.0
5	-32.0	990.5	16.8	46.2	68.0	1036.7	84.8	1062.1
4	-37.2	1363.1	-8.4	64.3	94.6	1427.4	103.0	1458.3
3	-55.1	1465.3	28.3	78.6	115.7	1543.9	144.0	1587.1
2	-67.6	2210.1	-110.2	84.8	124.8	2295.0	235.0	2365.5

$$\text{SismaX} = Fx + M(Fx) \quad \leftarrow$$

$$\text{SismaY} = Fy + M(Fy) \quad \leftarrow$$

$$\text{Sisma} = \text{SismaX} + 0.3 \text{ SismaY} \quad \leftarrow$$

Parete n. 1 (30)

Effetto complessivo del sisma

Piano	q min	Fx	Fy	M(Fx)	M(Fy)	SismaX	SismaY	X+0.3Y	Progetto
6	-14.3	474.5	33.1	19.8	29.2	494.4	62.3	513.0	783.9
5	-32.0	990.5	16.8	46.2	68.0	1036.7	84.8	1062.1	1625.2
4	-37.2	1363.1	-8.4	64.3	94.6	1427.4	103.0	1458.3	2224.7
3	-55.1	1465.3	28.3	78.6	115.7	1543.9	144.0	1587.1	2435.8
2	-67.6	2210.1	-110.2	84.8	124.8	2295.0	235.0	2365.5	3615.8

Per CD"B" - Sisma x 1.5 +

q_{min}



Gerarchia delle resistenze

Il taglio sismico dei piani superiori ($z > h_w/3$) deve essere non inferiore al 50% di quello alla base

Parete n. 1 (30)

Effetto complessivo del sisma

Piano	q min	Fx	Fy	M(Fx)	M(Fy)	SismaX	SismaY	X+0.3Y	Progetto
6	-14.3	474.5	33.1	19.8	29.2	494.4	62.3	513.0	1788.4
5	-32.0	990.5	16.8	46.2	68.0	1036.7	84.8	1062.1	1806.1
4	-37.2	1363.1	-8.4	64.3	94.6	1427.4	103.0	1458.3	2224.7
3	-55.1	1465.3	28.3	78.6	115.7	1543.9	144.0	1587.1	2435.8
2	-67.6	2210.1	-110.2	84.8	124.8	2295.0	235.0	2365.5	3615.8

Per CD"B" - Sisma x 1.5 + q_{min}

Il taglio sismico dei piani superiori ($z > h_w/3$) deve essere non inferiore al 50% di quello alla base



Gerarchia delle resistenze

Parete n. 1 (30)

Progetto dell'armatura orizzontale

Alla base: $V_{Ed} = 3615.8 \text{ kN}$ CD"B", $1 \leq \cot \theta \leq 2.5$

$$\frac{A_{sh}}{s_h} = \frac{V_{Ed}}{0.8 l_w f_{yd} \cot \theta}$$

$$\cot \theta = 1 \quad \frac{A_{sh}}{s_h} = 21.0 \text{ cm}^2 / \text{m} \quad \rho_h = 0.70\%$$

Staffe $\phi 12/10.8$

$$\cot \theta = 2 \quad \frac{A_{sh}}{s_h} = 10.5 \text{ cm}^2 / \text{m} \quad \rho_h = 0.35\%$$

Staffe $\phi 12/21.5$

$$\rho_h = \frac{A_{sh}}{b_w s_h} \geq 0.2\%$$

Parete n. 1 (30)

Progetto dell'armatura verticale

Alla base: $V_{Ed} = 3615.8 \text{ kN}$ CD"B", $1 \leq \cot \theta \leq 2.5$

$$\frac{A_{sv}}{s_v} = \frac{V_{Ed} \cot \theta}{0.6 l_w f_{yd}}$$

$$\cot \theta = 1 \quad \frac{A_{sv}}{s_v} = 28.0 \text{ cm}^2 / \text{m} \quad \rho_h = 0.93\%$$

$2 \phi 16 / 14.4$

$$\cot \theta = 2 \quad \frac{A_{sv}}{s_v} = 56.0 \text{ cm}^2 / \text{m} \quad \rho_h = 1.86\%$$

$2 \phi 16 / 7.2$

$$\rho_v = \frac{A_{sv}}{b_w s_v} \geq 0.2\%$$

Parete n. 1 (30)

Verifica della sezione in cls

Alla base: $V_{Ed} = 3615.8 \text{ kN}$ CD"B", $1 \leq \cot \theta \leq 2.5$

$$V_{Rcd} = 0.8 l_w b_w f'_{cd} \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta}$$

$$\cot \theta = 1 \quad V_{Rcd} = 4686.0 \text{ kN}$$

$$\cot \theta = 2 \quad V_{Rcd} = 3748.8 \text{ kN}$$

Entrambi i valori sono accettabili

Parete n. 1 (30)

Progetto dell'armatura a taglio

Quale valore per $\cot \theta$?

$\cot \theta = 1$	$\rho_h = 0.70\%$ Staffe $\phi 12/10.8$	$\rho_v = 0.93\%$ $2 \phi 16/14.4$
$\cot \theta = 2$	$\rho_h = 0.35\%$ Staffe $\phi 12/21.5$	$\rho_v = 1.86\%$ $2 \phi 16/7.2$

Scelgo $\cot \theta = 1$

Parete n. 1 (30)

Progetto dell'armatura a taglio

Posso modificare $\cot \theta$

Piano	V_{Ed} (kN)	$\cot \theta$	A_{sh}/s (cm ² /m)	ρ_h	Staffe	A_{sv}/s (cm ² /m)	ρ_v	Arm. long.	V_{Rcd} (kN)
6	1788.4	1.00	10.39	0.35%	$\phi 12/21.8$	13.85	0.46%	2 $\phi 16/29$	4686.0
5	1806.1	1.00	10.49	0.35%	$\phi 12/21.6$	13.99	0.47%	2 $\phi 16/28.7$	4686.0
4	2224.7	1.00	12.92	0.43%	$\phi 12/17.5$	17.23	0.57%	2 $\phi 16/23.3$	4686.0
3	2435.8	1.00	14.15	0.47%	$\phi 12/16.0$	18.86	0.63%	2 $\phi 16/21.3$	4686.0
2	3615.8	1.00	21.0	0.70%	$\phi 12/10.8$	28.0	0.93%	2 $\phi 16/14.4$	4686.0

L'armatura si riduce parecchio ai piani superiori, ma deve essere:

$$\rho_h \geq 0.2\%$$

$$\rho_v \geq 0.2\%$$

$$s_h \leq 30 \text{ cm}$$

$$s_v \leq 30 \text{ cm}$$

Parete n. 1 (30)

Progetto dell'armatura a taglio

Posso modificare $\cot \theta$

Piano	V_{Ed} (kN)	$\cot \theta$	A_{sh}/s (cm ² /m)	ρ_h	Staffe	A_{sv}/s (cm ² /m)	ρ_v	Arm. long.	V_{Rcd} (kN)
6	1788.4	1.15	9.03	0.30%	$\phi 12/25.0$	15.93	0.53%	2 $\phi 16/25.2$	3748.8
5	1806.1	1.15	9.12	0.30%	$\phi 12/24.8$	16.08	0.54%	2 $\phi 16/25.0$	4571.7
4	2224.7	1.15	11.24	0.37%	$\phi 12/20.1$	19.81	0.66%	2 $\phi 16/20.3$	4640.6
3	2435.8	1.00	14.15	0.47%	$\phi 12/16.0$	18.86	0.63%	2 $\phi 16/21.3$	4686.0
2	3615.8	1.00	21.0	0.70%	$\phi 12/10.8$	28.0	0.93%	2 $\phi 16/14.4$	4686.0

L'armatura si riduce parecchio ai piani superiori, ma deve essere:

$$\rho_h \geq 0.2\%$$

$$s_h \leq 30 \text{ cm}$$

$$\rho_v \geq 0.2\%$$

$$s_v \leq 30 \text{ cm}$$

Parete n. 1 (30)

Progetto dell'armatura a taglio

E arrotondando ...

Piano	V_{Ed} (kN)	$\cot \theta$	A_{sh}/s (cm ² /m)	ρ_h	Staffe	A_{sv}/s (cm ² /m)	ρ_v	Arm. long.	V_{Rcd} (kN)
6	1788.4	1.15	9.03	0.30%	$\phi 12/25$	16.08	0.54%	2 $\phi 16/25$	3748.8
5	1806.1	1.15	9.12	0.30%	$\phi 12/25$	16.08	0.54%	2 $\phi 16/25$	4571.7
4	2224.7	1.15	11.3	0.38%	$\phi 12/20$	20.1	0.67%	2 $\phi 16/20$	4640.6
3	2435.8	1.00	15.1	0.50%	$\phi 12/15$	20.1	0.67%	2 $\phi 16/20$	4686.0
2	3615.8	1.00	22.6	0.75%	$\phi 12/10$	28.7	0.95%	2 $\phi 16/14$	4686.0

L'armatura si riduce parecchio ai piani superiori, ma deve essere:

$$\rho_h \geq 0.2\%$$

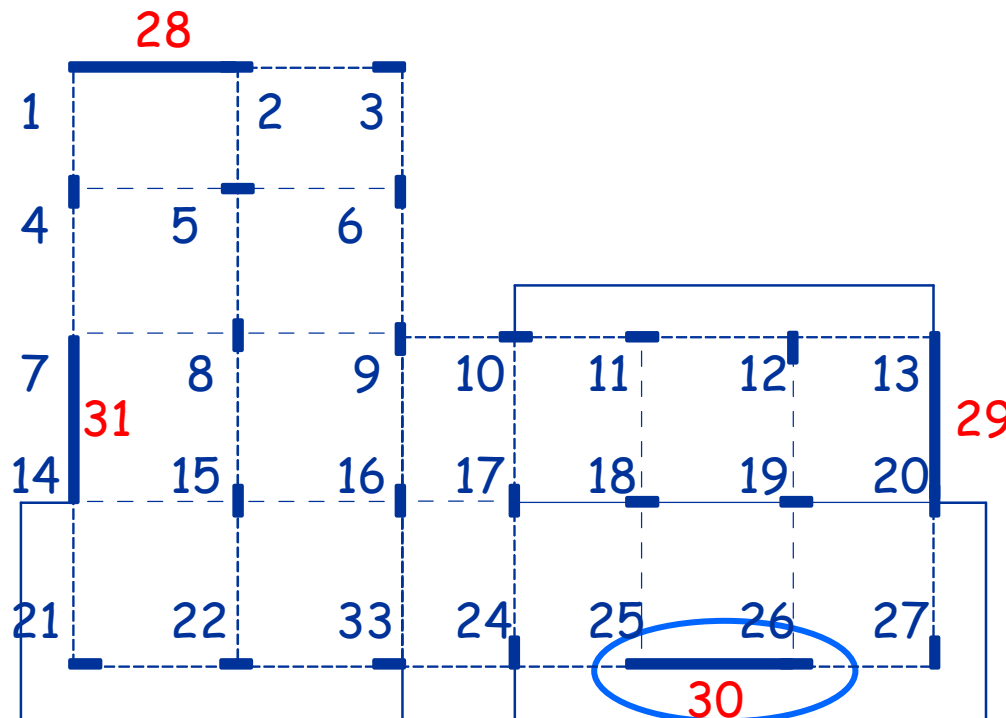
$$\rho_v \geq 0.2\%$$

$$s_h \leq 30 \text{ cm}$$

$$s_v \leq 30 \text{ cm}$$

Secondo passo armatura a flessione delle pareti

Si esamina come esempio la parete 1 (corrispondente all'asta 30) che è la maggiormente sollecitata



Parete n. 1 (30)

momento flettente per schemi di carico base

Si parte dall'involuppo dei momenti flettenti

	q min	Fx	Fy	M(Fx)	M(Fy)	Sisma X	Sisma Y	Sis.X+0.3SisY
6	-14	270	20	20	20	289	39	301
5	-22	-1311	-74	-74	-74	-1384	-148	-1429
5	-32	-1105	-51	-51	-51	-1156	-102	-1187
4	-23	-3980	-268	-268	-268	-4249	-537	-4410
4	-37	-3713	-247	-247	-247	-3960	-495	-4109
3	-37	-7791	-550	-550	-550	-8341	-1100	-8672
3	-55	-7552	-532	-532	-532	-8084	-1065	-8404
2	-42	-11948	-903	-903	-903	-12851	-1805	-13392
2	-68	-11793	-891	-891	-891	-12684	-1783	-13219
1	-108	-19515	-1341	-1341	-1341	-20856	-2682	-21660

Parete n. 1 (30)

momento flettente di progetto

1. Si parte dall'involuppo dei momenti flettenti

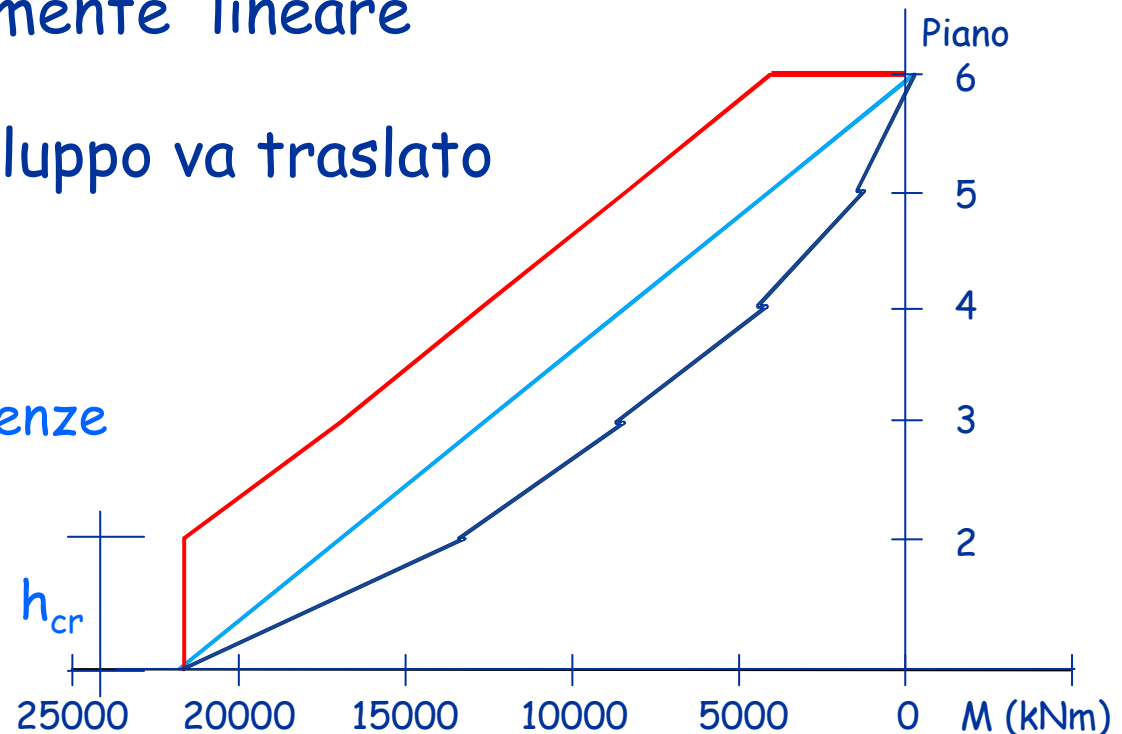
2. In campo non lineare l'involuppo dei momenti è approssimativamente lineare

3. Il diagramma involucro va traslato verso l'alto



Gerarchia delle resistenze

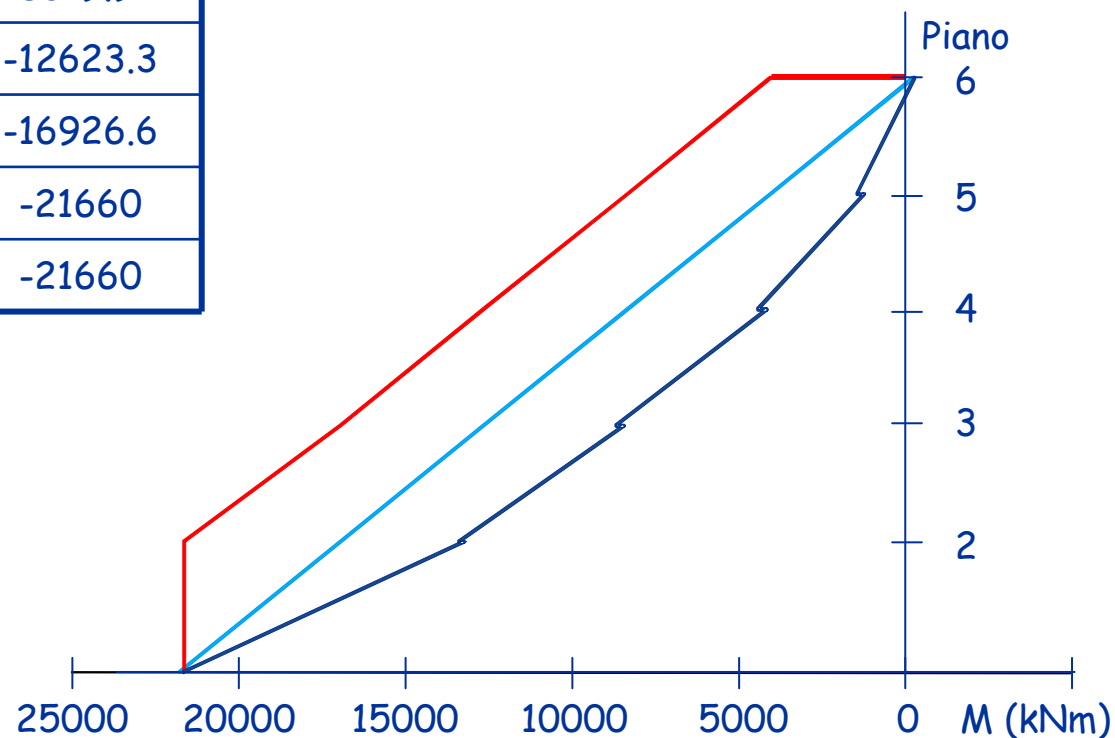
$$h_{cr} = \max \left\{ \begin{array}{l} l_w \\ \frac{h_w}{6} < h_{1piano} \end{array} \right.$$



Parete n. 1 (30)

Momento flettente di progetto

Piano	Inviluppo	Lineare	Traslato
6	301	286.778	-4016.57
5	-1429	-4016.57	-8319.92
4	-4410	-8319.92	-12623.3
3	-8672	-12623.3	-16926.6
2	-13392	-16926.6	-21660
1	-21660	-21767.9	-21660



Parete n. 1 (30)

Sforzo normale per schemi di carico base

	q min	Fx	Fy	M(Fx)	M(Fy)	Sisma X	Sisma Y	Sis.X+0.3SisY
6	-267.2	-5.4	22.5	3.0	0.9	-8.3	-23.4	-15.3
5	-603.4	-10.4	51.3	6.4	2.2	-16.8	-53.5	-32.8
4	-939.6	-15.7	77.4	9.4	3.3	-25.1	-80.7	-49.3
3	-1275.7	-20.0	99.5	12.0	4.3	-32.0	-103.8	-63.1
2	-1611.9	-22.8	112.9	13.6	4.8	-36.4	-117.7	-71.7

L'effetto del sisma è trascurabile

Parete n. 1 (30)

Sforzo normale per schemi di carico base

	q_{\min}	$1.5 q_{\min}$	$0.5 q_{\min}$	N_{\min}	N_{\max}
6	-267.2	-400.8	-133.6	-416.2	-118.3
5	-603.4	-905.1	-301.7	-937.9	-268.9
4	-939.6	-1409.3	-469.8	-1458.7	-420.4
3	-1275.7	-1913.6	-637.9	-1976.7	-574.7
2	-1611.9	-2417.8	-805.9	-2489.6	-734.2

Si combina col
sisma nel modo più
sfavorevole

Se il fattore di struttura q è superiore a 2, si deve tener conto delle forze assiali dinamiche aggiuntive che si generano 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.

Parete n. 1 (30)

Progetto dell'armatura a flessione

Piano	M (kNm)	N _{max} (kN)	N _{min} (kN)
6	-8320	-416.2	-118.3
5	-12623	-937.9	-268.9
4	-16927	-1458.7	-420.4
3	-21660	-1976.7	-574.7
2	-21660	-2489.6	-734.2

Parete n. 1 (30)

Progetto dell'armatura a flessione

Alla base: $M_{Ed} = -21660 \text{ kNm}$ $N_{max} = -2489.6 \text{ kN}$
 $N_{min} = -734.2 \text{ kN}$

Nella zona centrale della parete è stata già disposta una forte armatura (0.95%), dunque l'armatura per la flessione verrà disposta solo nelle zone confinate di estremità

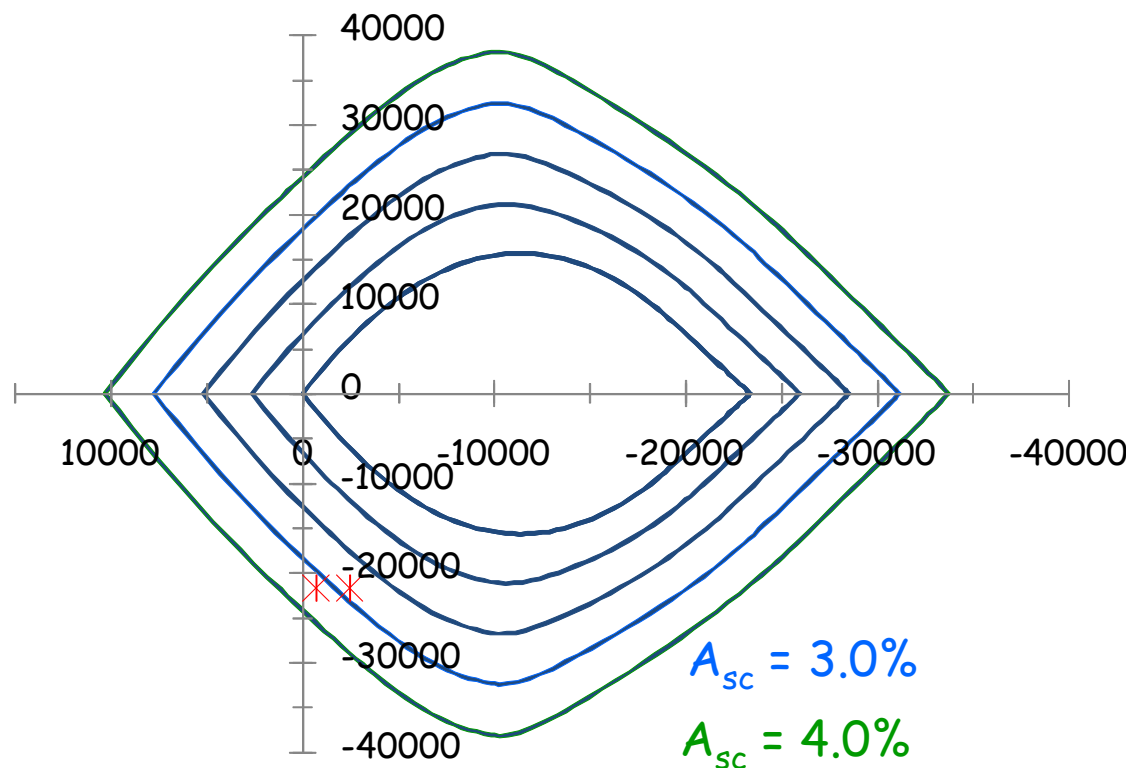
Parete n. 1 (30)

Progetto dell'armatura a flessione

Alla base: $M_{Ed} = -21660 \text{ kNm}$

$N_{max} = -2489.6 \text{ kN}$

$N_{min} = -734.2 \text{ kN}$



Serve un'armatura pari
al 3.2% dell'aerea
confinata A_c

$A_c = 30 \times 110 = 3300 \text{ cm}^2$

$A_{sc} = 105.6 \text{ cm}^2$

34 $\phi 20$

Si potrebbe ridurre aumentando l'armatura del tratto centrale

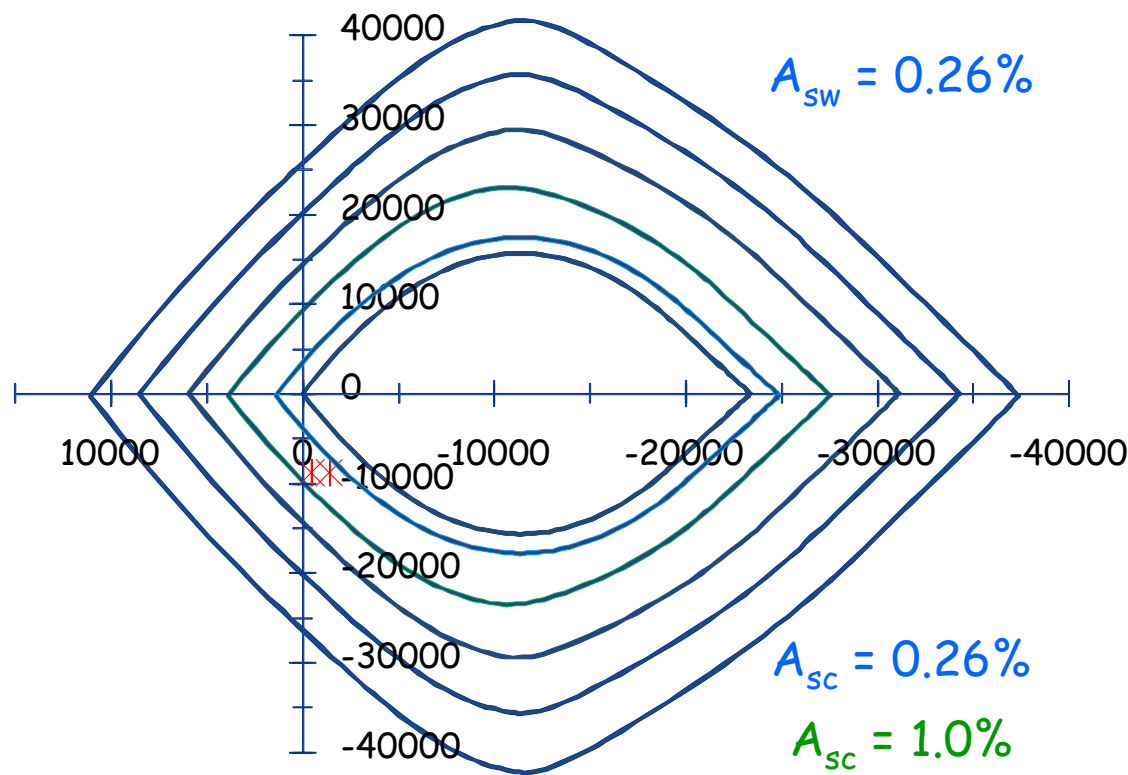
Parete n. 1 (30)

Progetto dell'armatura a flessione

Al piano 6: $M_{Ed} = -8320 \text{ kNm}$

$$N_{\max} = -416.2 \text{ kN}$$

$$N_{\min} = -118.3 \text{ kN}$$



Serve un'armatura pari
al 1.0% dell'area
confinata A_c

$$A_c = 30 \times 110 = 3300 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc} = 33.0 \text{ cm}^2$$

12 $\phi 20$

Porto l'armatura del tratto centrale allo 0.8%

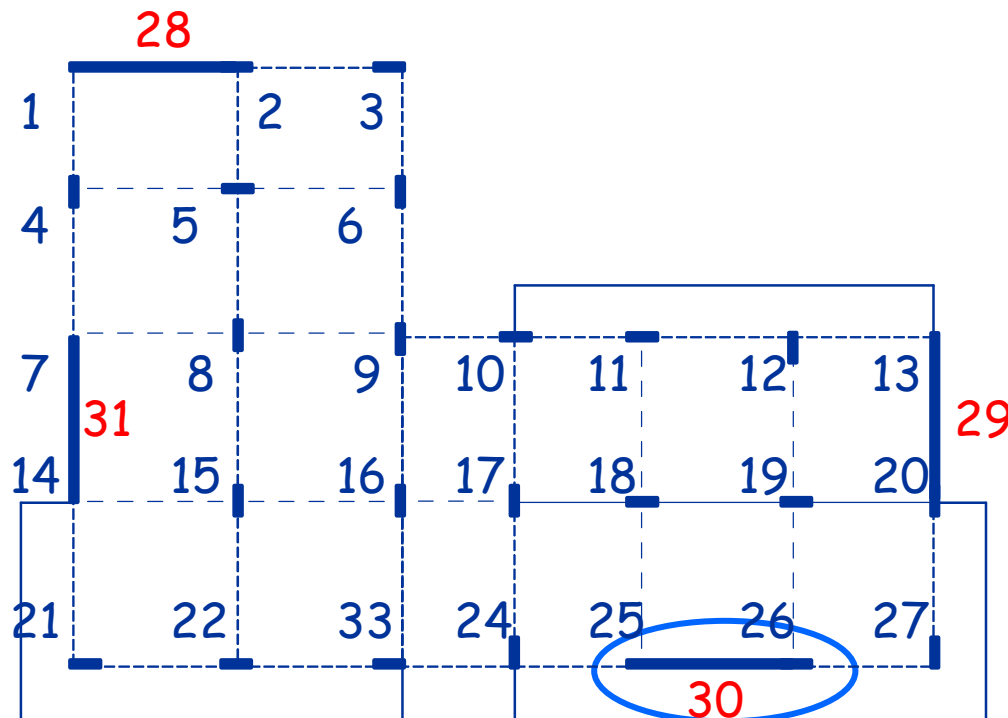
Parete n. 1 (30)

Progetto dell'armatura a flessione

Piano	M (kNm)	N _{max} (kN)	N _{min} (kN)	A _{sw} %A _{cw}	A _{sw} (cm ²)	A _{sc} %A _{cc}	A _{sc} (cm ²)
6	-8320	-416.2	-118.3	0.26%	25.7	1.0%	33.0
5	-12623	-937.9	-268.9	--	--	2.0%	66.0
4	-16927	-1458.7	-420.4	--	--	2.6%	85.8
3	-21660	-1976.7	-574.7	--	--	3.2%	105.6
2	-21660	-2489.6	-734.2	--	--	3.2%	105.6

Terzo passo verifica al scorrimento delle pareti

Si esamina come esempio la parete 1 (corrispondente all'asta 30) che è la maggiormente sollecitata



Parete n. 1 (30)

verifica allo scorrimento

Alla base: $V_{Ed} = 3615.8 \text{ kN}$ $M_{Ed} = -21660 \text{ kNm}$

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = V_{dd} + \cancel{V_{id}} + V_{fd}$$

V_{dd} : Resistenza per effetto spinotto

V_{id} : Resistenza a taglio di eventuali barre diagonali

V_{fd} : Resistenza per attrito

Non ci sono barre diagonali

Effetto spinotto

$$A_{sw} = 96.5 \text{ cm}^2 \quad 48 \phi 16 \quad V_{dd} = 3004.0 \text{ kN}$$

$$A_{sc} = 213.5 \text{ cm}^2 \quad 68 \phi 20$$

Parete n. 1 (30)

Resistenza per attrito

$$V_{fd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.5 \eta f_{cd} \xi L_w b_w \\ \mu_f \left[A_{sj} f_{yd} \frac{x}{l_{wc}} + N_c \right] \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \eta = 0.6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0.594 \\ \mu_f = 0.6 \end{array}$$

Considero solo l'armatura delle zone confinate:

$$A_{sc} = 106.7 \text{ cm}^2 \quad 34 \phi 20 \quad \text{per ciascun lato}$$

Parete n. 1 (30)

Resistenza per attrito

$$V_{fd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.5 \eta f_{cd} \xi L_w b_w = 0.5 \times 0.594 \times 14.2 \times 0.152 \times \\ \times 550 \times 30 \times 10^{-1} = \boxed{1057.7 \text{ kN}} \\ \mu_f \left[A_{sj} f_{yd} \frac{x}{l_{wc}} + N_c \right] = 0.6 \times (106.7 \times 391.3 \frac{83.7}{110} \times 10^{-1} + \\ + 2878.7) = 3861.1 \text{ kN} \end{array} \right.$$

Considerando solo l'armatura delle zone confinate si determina:

$$\xi = \frac{x}{l_{wc}} = \frac{83.7}{550} = 0.152$$

$$V_{fd} = 1057.7 \text{ kN}$$

$$N_c = 2878.7 \text{ kN}$$

Parete n. 1 (30)

verifica allo scorrimento

Alla base: $V_{Ed} = 3615.8 \text{ kN}$ $M_{Ed} = -21660 \text{ kNm}$

$$V_{Rd} = V_{dd} + V_{fd} = 3004.0 + 1057.7 = 4061.7 \text{ kN}$$

La verifica è soddisfatta

Parete n. 1 (30)

verifica allo scorrimento

Piano	V_{Ed} (kN)	A_{sc} (cm ²)	A_{sw} (cm ²)	$\xi = x/l_w$	x (cm)	N_c (kN)	V_{dd} (kN)	V_{fd} (kN)	V_{Rd} (kN)
6	1788.4	37.7	56.3	0.091	50.1	1725.1	1276.2	1057.7	2333.9
5	1806.1	81.7	56.3	0.123	67.9	2477.1	2128.6	1057.7	3186.3
4	2224.7	88.0	68.4	0.137	75.5	2598.0	2367.3	1057.7	3425.0
3	2435.8	106.8	68.4	0.149	81.9	2816.4	2732.6	1057.7	3790.3
2	3615.8	106.7	96.1	0.152	83.7	2878.7	3004.0	1057.7	4061.7

$$b_w = 30 \text{ cm}$$

$$\eta = 0.594$$

$$l_w = 550 \text{ cm}$$

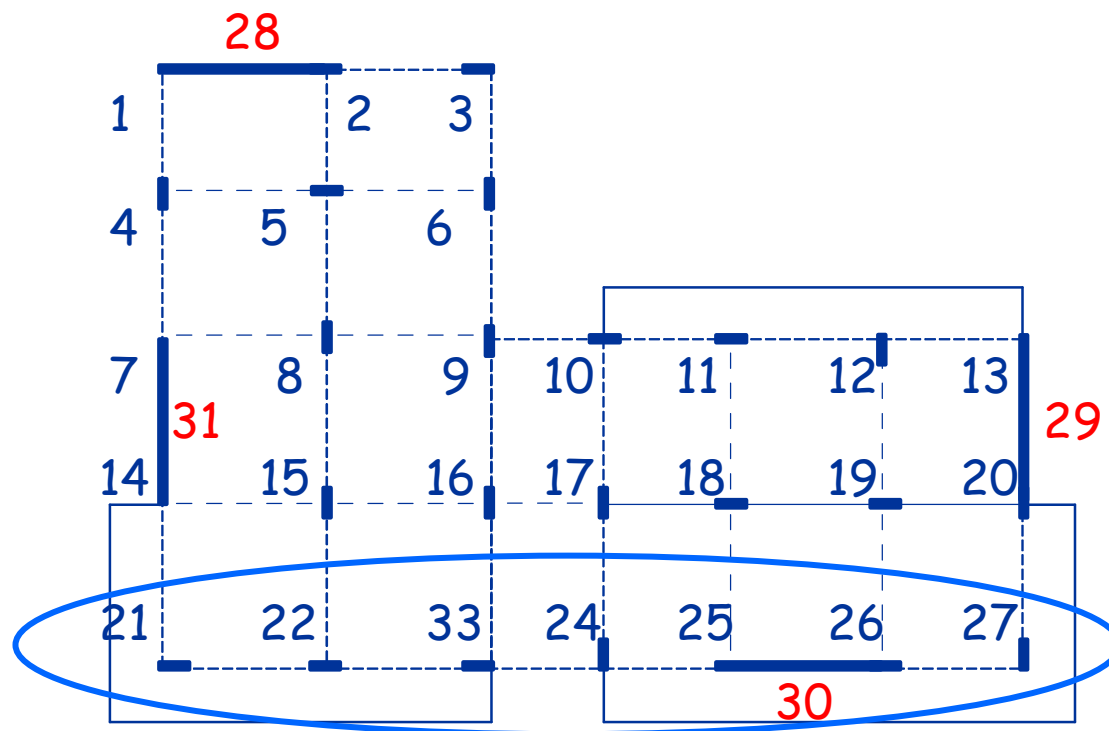
$$l_c = 110 \text{ cm}$$

$$\mu_f = 0.6$$

Definizione delle armature - travi

Primo passo armatura a flessione delle travi

Si esamina come esempio la trave 21-27 dell'ultimo piano (dove l'effetto del sisma sulle travi è più forte) che s'innesta sulla parete



Trave 21-27

momento flettente per schemi di carico base

	q max	q min	Fx	Fy	M(Fx)	M(Fy)
21	-66.6	-42.8	37.2	0.5	1.8	2.7
22	-57.4	-36.6	-35.7	-0.5	-1.8	-2.6
22	-48.6	-31.0	39.3	0.5	1.9	2.9
23	-49.9	-32.1	-38.9	-0.5	-1.9	-2.8
23	-36.2	-23.3	40.5	0.5	2.0	2.9
24	-33.9	-22.1	-30.0	-0.4	-1.5	-2.2
24	-26.3	-16.4	62.9	0.8	3.1	4.6
25	-12.9	-8.2	-48.9	-0.7	-2.4	-3.5
25	-12.9	-8.2	-48.9	-0.7	-2.4	-3.5
30	-385.7	-242.1	-169.5	-2.3	-8.4	-12.3
30	-403.5	-252.5	146.0	1.9	7.2	10.6
26	-12.5	-7.8	45.7	0.6	2.3	3.3
26	-12.5	-7.8	45.7	0.6	2.3	3.3
27	-40.0	-25.2	-61.8	-0.8	-3.0	-4.5

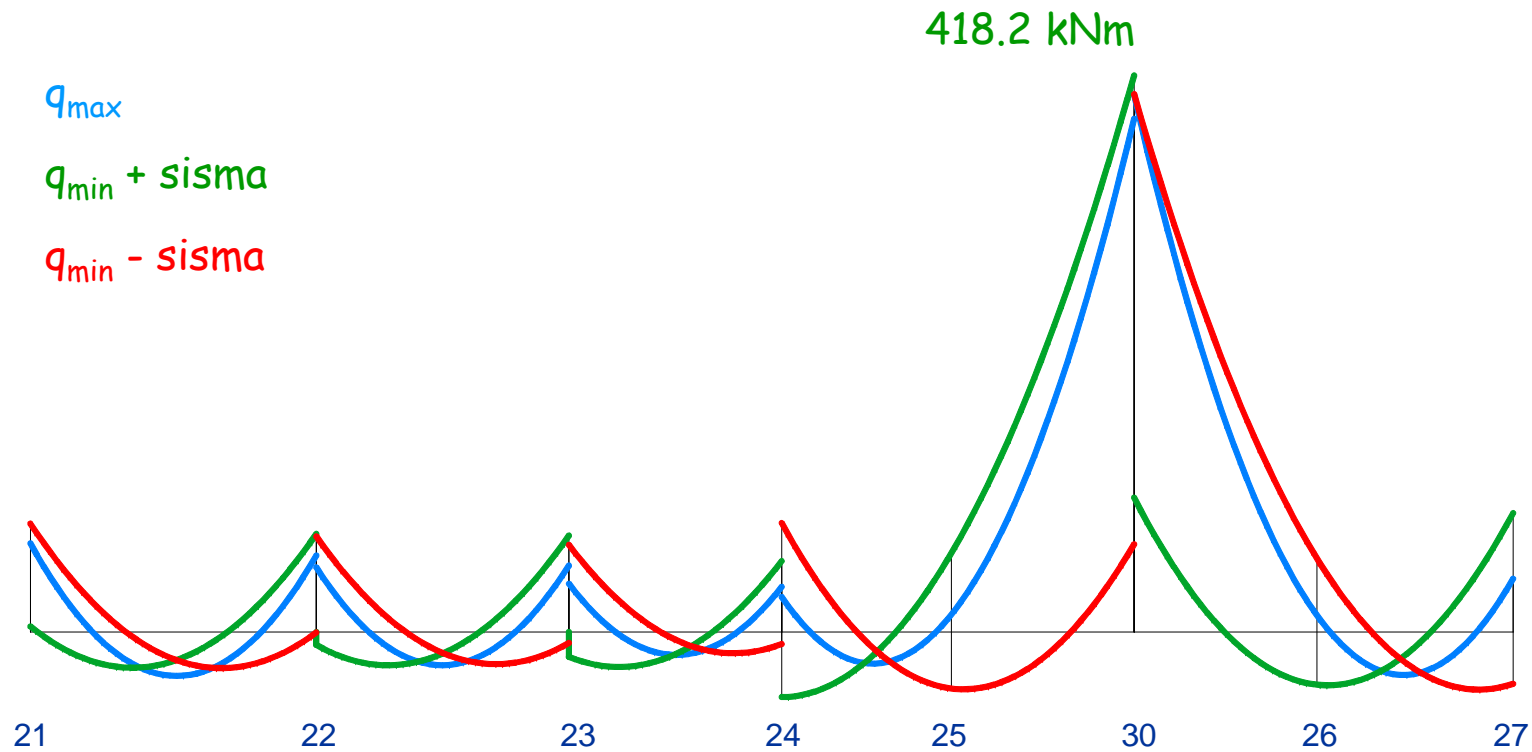
Trave 21-27

momento flettente

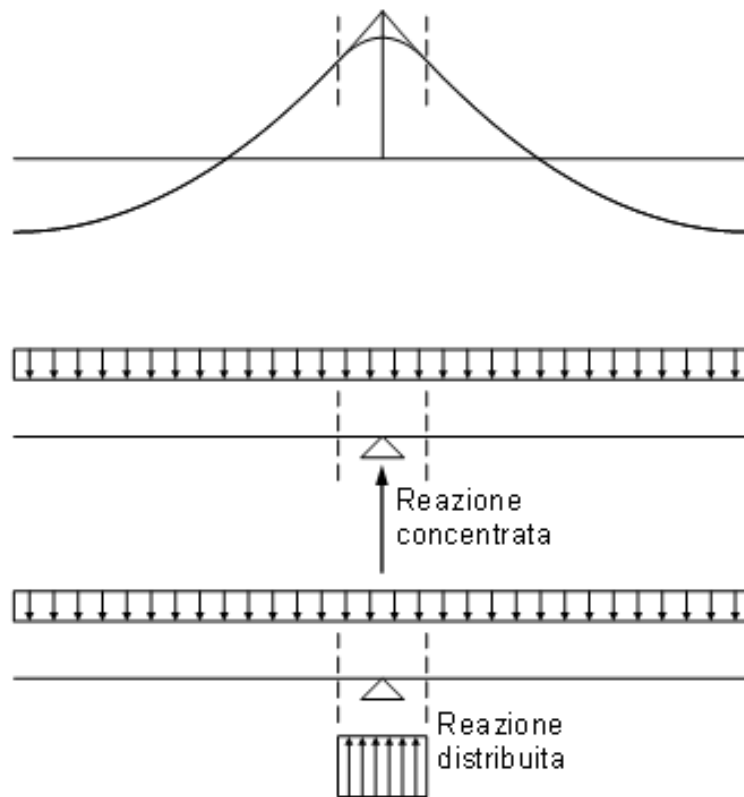
	q max	q min	Fx	Fy	M(Fx)	M(Fy)	sisma x	sisma y	x+0.3 y
21	-66.6	-42.8	37.2	0.5	1.8	2.7	37.7	3.2	38.6
22	-57.4	-36.6	-35.7	-0.5	-1.8	-2.6	-36.1	-3.1	-37.0
22	-48.6	-31.0	39.3	0.5	1.9	2.9	39.8	3.4	40.8
23	-49.9	-32.1	-38.9	-0.5	-1.9	-2.8	-39.4	-3.3	-40.4
23	-36.2	-23.3	40.5	0.5	2.0	2.9	41.0	3.5	42.1
24	-33.9	-22.1	-30.0	-0.4	-1.5	-2.2	-30.4	-2.6	-31.1
24	-26.3	-16.4	62.9	0.8	3.1	4.6	63.8	5.4	65.4
25	-12.9	-8.2	-48.9	-0.7	-2.4	-3.5	-49.5	-4.2	-50.8
25	-12.9	-8.2	-48.9	-0.7	-2.4	-3.5	-49.5	-4.2	-50.8
30	-385.7	-242.1	-169.5	-2.3	-8.4	-12.3	-171.8	-14.5	-176.1
30	-403.5	-252.5	146.0	1.9	7.2	10.6	147.9	12.5	151.6
26	-12.5	-7.8	45.7	0.6	2.3	3.3	46.3	3.9	47.5
26	-12.5	-7.8	45.7	0.6	2.3	3.3	46.3	3.9	47.5
27	-40.0	-25.2	-61.8	-0.8	-3.0	-4.5	-62.6	-5.3	-64.2

Trave 21-27

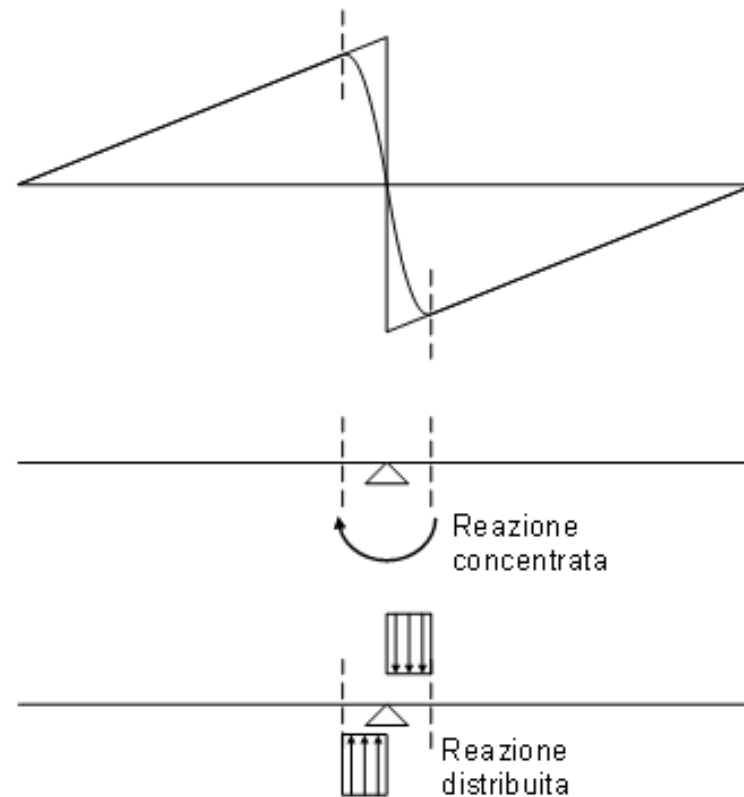
diagramma del momento flettente



Quali valori di M ? meglio i valori al filo pilastro



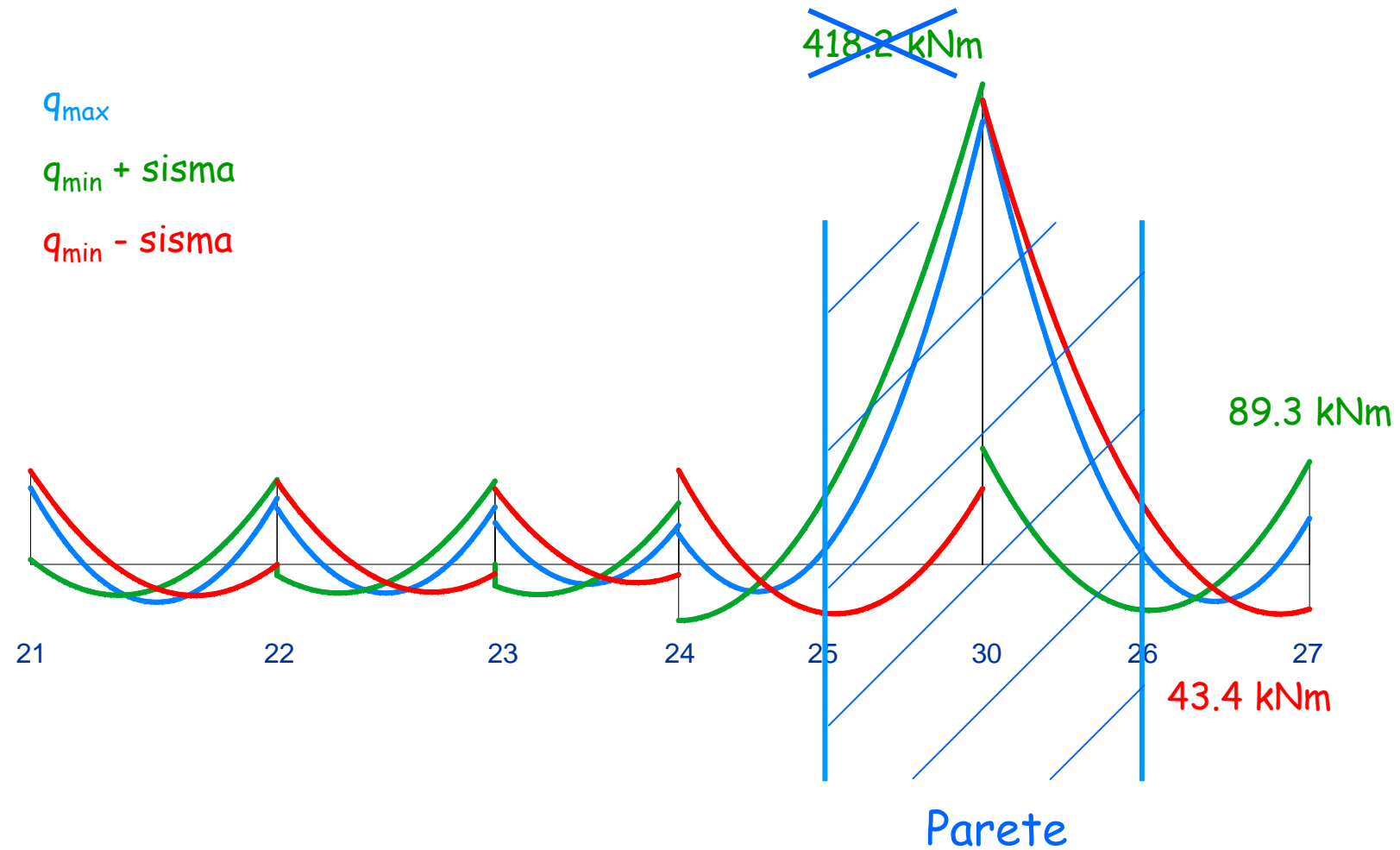
a) carichi verticali



b) azioni orizzontali

Trave 21-27

diagramma del momento flettente



Primo passo armatura a flessione delle travi

- Si parte dall'involuppo dei risultati
 - È possibile far riferimento ai valori a filo pilastro
- Per la verifica delle sezioni si usano le formule tradizionali

$$M = \frac{b d^2}{r'^2}$$

Trave 21-27

verifica della sezione

Momento sollecitante massimo (negativo):

$$M_{Ed} = 418.2 \text{ kNm (in asse)} \quad 89.3 \text{ kNm (a filo)}$$

Momento resistente:

con semplice armatura
($r = 0.0194$)

$$M_{Rd} = \frac{b d^2}{r^2} = 102.8 \text{ kNm}$$

La sezione è accettabile anche a semplice armatura,
ma metteremo comunque una discreta armatura in
compressione

Primo passo armatura a flessione delle travi

- Si parte dall'involuppo dei risultati
 - È possibile far riferimento ai valori a filo pilastro
- Per il progetto (o il controllo) si usano le formule tradizionali

$$A_s = \frac{M}{0.9 d f_{yd}}$$

Campata 30-27

progetto dell'armatura longitudinale

Momento sollecitante (negativo): $M_{Ed} = 89.3 \text{ kNm}$

Area di ferro: $A_s = \frac{M}{0.9 d f_{yd}} = 11.5 \text{ cm}^2$

Momento sollecitante (positivo): $M_{Ed} = 43.4 \text{ kNm}$

Area di ferro: $A_s = \frac{M}{0.9 d f_{yd}} = 5.6 \text{ cm}^2$

Armatura: 8 \varnothing 14 sup
(accettabile) 4 \varnothing 14 inf

Progetto dell'armatura longitudinale limiti di normativa

Posto: $\rho = \frac{A_s}{b h}$ $\rho_{\text{comp}} = \frac{A_{s, \text{comp}}}{b h}$

Deve essere: $\frac{1.4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{\text{comp}} + \frac{3.5}{f_{yk}}$

Nel caso in esame questo implica che

$$5.6 \text{ cm}^2 < A_s < A_{s, \text{comp}} + 14.0 \text{ cm}^2$$

La condizione è soddisfatta

Progetto dell'armatura longitudinale

limiti di normativa

Ulteriori prescrizioni:

- Disporre sempre almeno 2 $\varnothing 14$ sia sup. che inf.
- Armatura compressa almeno pari al 25% della armatura tesa, sempre, e al 50% della armatura tesa, nelle "zone critiche"
- Armatura superiore, sempre almeno 1/4 dell'armatura massima disposta agli estremi

Zona critica - dal filo pilastro un tratto pari a:

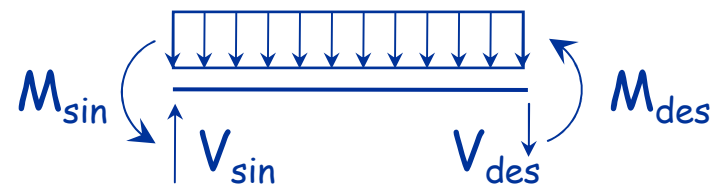
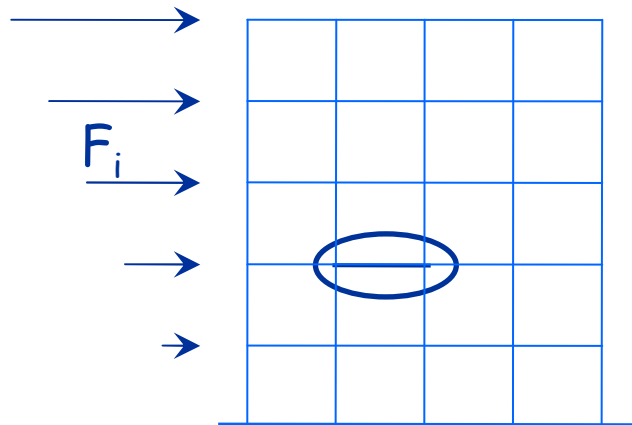
h_{trave} per DC "B"

$1.5 h_{trave}$ per DC "A"

Secondo passo armatura a taglio delle travi

Gerarchia delle resistenze

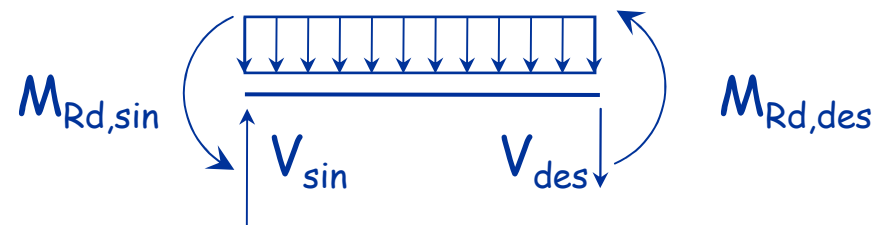
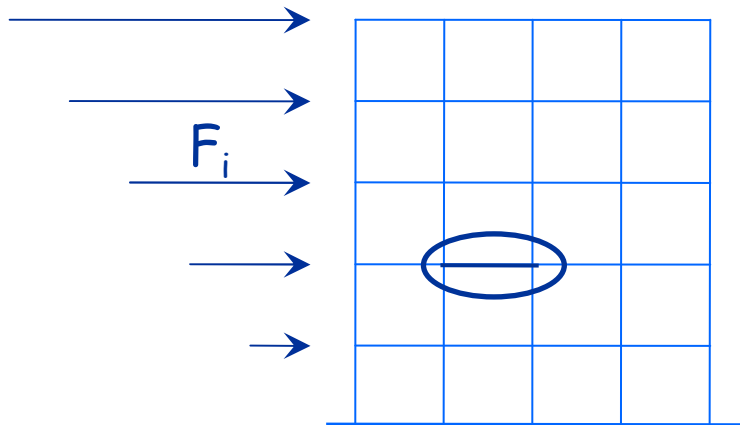
non si deve avere rottura a taglio;
quindi il taglio si ricava non dall'analisi strutturale ma da
condizioni limite di equilibrio



Secondo passo armatura a taglio delle travi

Gerarchia delle resistenze

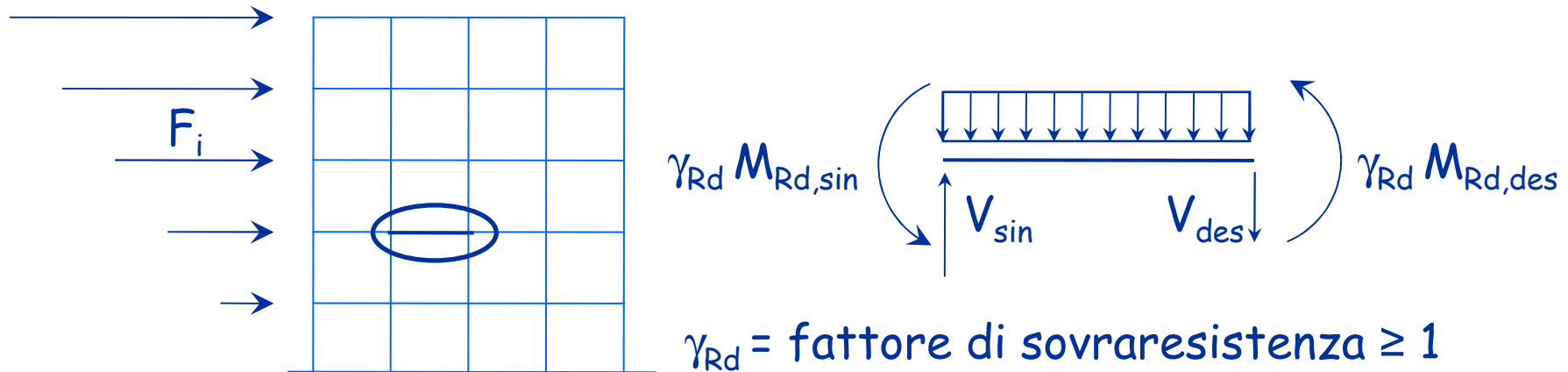
non si deve avere rottura a taglio;
quindi il taglio si ricava non dall'analisi strutturale ma da
condizioni limite di equilibrio



Secondo passo armatura a taglio delle travi

Gerarchia delle resistenze

non si deve avere rottura a taglio;
quindi il taglio si ricava non dall'analisi strutturale ma da
condizioni limite di equilibrio



Secondo passo armatura a taglio delle travi

Gerarchia delle resistenze

non si deve avere rottura a taglio;
quindi il taglio si ricava non dall'analisi strutturale ma da
condizioni limite di equilibrio

$$V = \frac{q l}{2} + \gamma_{Rd} \frac{M_{Rd,sin} + M_{Rd,des}}{l}$$

$$\gamma_{Rd} = 1 \text{ per CD "B"}$$

$$\gamma_{Rd} = 1.2 \text{ per CD "A"}$$

Campata 30-27 sollecitazioni di calcolo

Esempio
sinistra
sup. 5 Ø14
inf. 4 Ø14

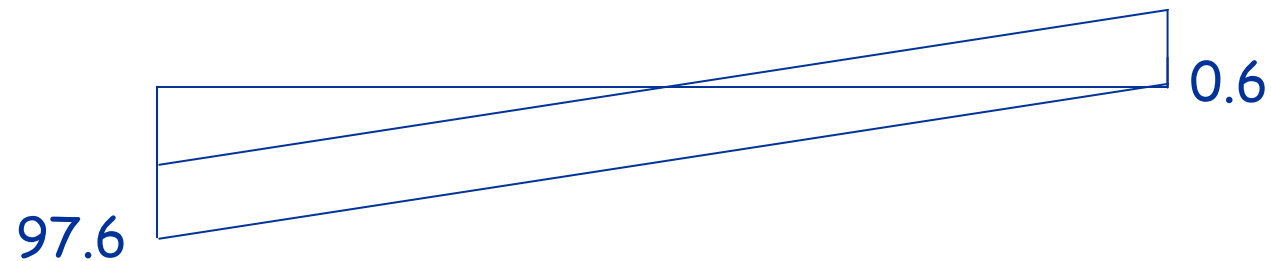
$q=33.3$ kN/m
destra
sup. 8 Ø14
inf. 4 Ø14

M_{Rd} (kNm)
-59.7
+47.7

-95.5
+47.7

$$V = \frac{q l}{2} + \gamma_{Rd} \frac{M_{Rd,sin} + M_{Rd,des}}{l} = \frac{33.3 \times 2.95}{2} + 1.0 \frac{47.7 + 95.5}{2.95} = 49.1 + 48.5 = 97.6 \text{ kN}$$

Taglio sollecitazioni di calcolo



$$\begin{aligned} V &= \frac{ql}{2} + \gamma_{Rd} \frac{M_{Rd,sin} + M_{Rd,des}}{l} = \frac{33.3 \times 2.95}{2} + 1.0 \frac{47.7 + 95.5}{2.95} = \\ &= 49.1 + 48.5 = 97.6 \text{ kN} \end{aligned}$$

Campata 30-27

sollecitazioni di calcolo

Esempio

sinistra

sup. 5 Ø14

inf. 4 Ø14

$q=33.3 \text{ kN/m}$

destra

sup. 8 Ø14

inf. 4 Ø14

$M_{Rd} \text{ (kNm)}$

-59.7

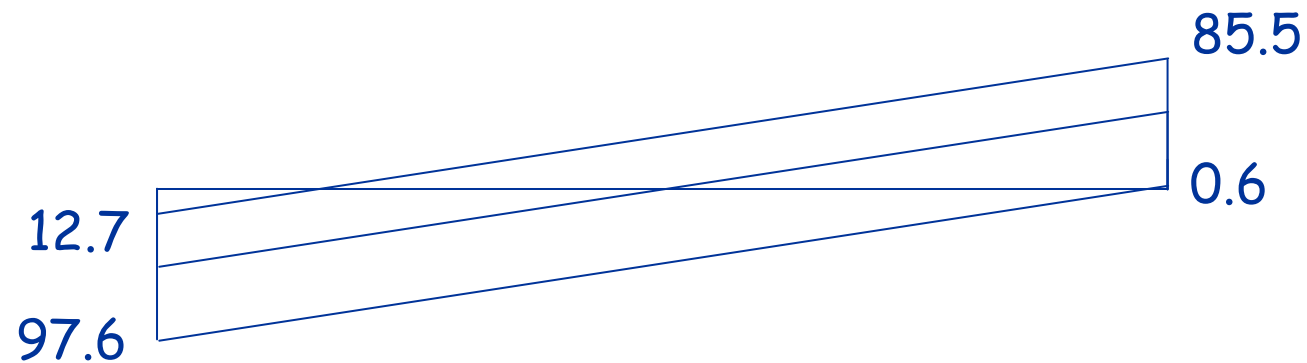
+47.7

-95.5

+47.7

$$V = \frac{q l}{2} + \gamma_{Rd} \frac{M_{Rd,sin} + M_{Rd,des}}{l} = \frac{33.3 \times 2.95}{2} + 1.0 \frac{59.7 + 47.7}{2.95} = 49.1 + 36.4 = 85.5 \text{ kN}$$

Taglio sollecitazioni di calcolo



$$V = \frac{ql}{2} + \gamma_{Rd} \frac{M_{Rd,sin} + M_{Rd,des}}{l} = \frac{33.3 \times 2.95}{2} + 1.0 \frac{59.7 + 47.7}{2.95} =$$

$$= 49.1 + 36.4 = 85.5 \text{ kN}$$

Armature trasversali (staffe)

Nel caso in esame si ha:

$$V = 97.6 \text{ kN}$$

che richiede $\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed}}{z f_{ywd} \cot \theta} = \frac{97.6 \times 10}{0.9 \times 0.22 \times 391.3 \times 2} = 6.3 \text{ cm}^2/\text{m}$

CD" B

Si possono disporre $\varnothing 8 / 15 \text{ cm}$ a due bracci che forniscono $7.2 \text{ cm}^2/\text{m}$

Rispetto il limite di normativa $s < 0.8 d = 176 \text{ mm}$

Armature trasversali (staffe)

Prescrizioni di normativa:

La prima staffa di contenimento deve distare non più di 5 cm dalla sezione a filo pilastro; le successive devono essere disposte ad un passo non maggiore della più piccola delle grandezze seguenti:

- un quarto dell'altezza utile della sezione trasversale
- 24 \emptyset staffe
- 225 mm (per DC"B") 175 mm (per DC"A")
- 8 \emptyset_{\min} , tra (per DC"B") 6 \emptyset_{\min} , tra (per DC"A")

Nel caso in esame $220/4=55$ mm

Armature trasversali (staffe)

Nel caso in esame si ha:

$$V = 97.6 \text{ kN}$$

che richiede
$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed}}{z f_{ywd} \cot \theta} = \frac{97.6 \times 10}{0.9 \times 0.22 \times 391.3 \times 2} = 6.3 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Si possono disporre $\varnothing 8 / 10 \text{ cm}$ a quattro bracci alle estremità

($\varnothing 8 / 15 \text{ cm}$ nella parte centrale della campata)

La staffatura minima $\varnothing 8 / 5$ appare eccessiva

Verifica della sezione in cls

Nel caso in esame si ha:

$$V_{Ed} = 97.6 \text{ kN}$$

$$V_{Rcd} = 0.9 d b_w f'_{cd} \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta} = 0.9 \times 0.80 \times 0.22 \times 0.5 \times 14.2 \\ \times \frac{2}{1 + 4} \times 10^3 = 449.9 \text{ kN} > V_{Ed}$$

$$f'_{cd} = 0.5 f_{cd}$$

Definizione delle armature - pilastri

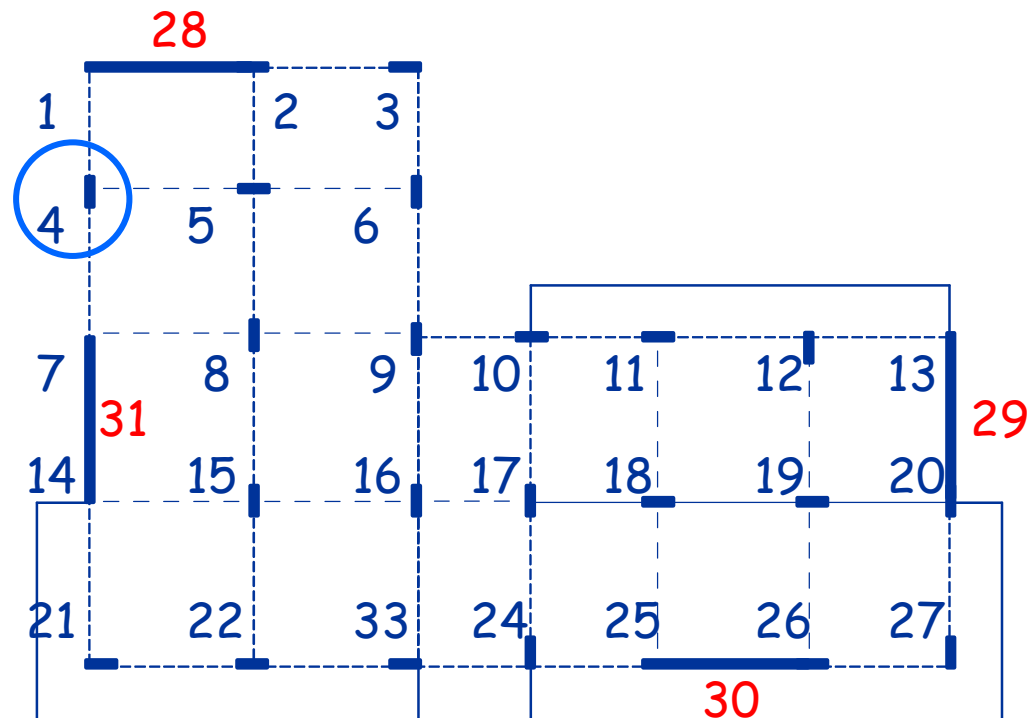
Primo passo armatura a pressoflessione dei pilastri

Per la sezione alla base e in testa all'ultimo piano si usano i valori derivanti dall'analisi

Altrove si dovrebbe il criterio di gerarchia delle resistenze, ma solo ai pini in cui il pilastro è realmente rilevante

Pilastri esaminati (come esempio)

Si esamina il pilastro 4



Pilastro 4, piede del piano 2

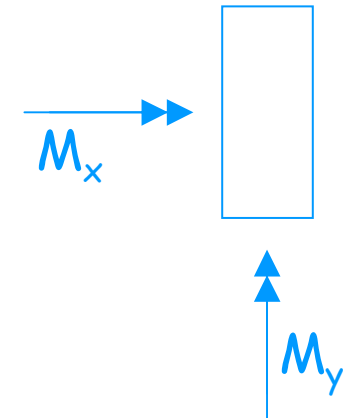
alla base non occorre gerarchia delle resistenze

Schemi di carico base

	q min	Fx	Fy	M(Fx)	M(Fy)
M_x	-0.4	3.8	-30.1	1.8	1.8
M_y	13.3	-4.1	-0.1	0.2	0.3
N	938.6	-39.1	38.1	-0.6	-0.8

N positivo = compressione

Combinazioni	M_x	M_y	N
qmin + SismaX Prev.	-3.2	14.7	995.3
qmin - SismaX Prev.	2.5	11.9	882.0
qmin + SismaY Prev.	-30.4	13.3	996.0
qmin + SismaY Prev.	29.6	13.3	881.3

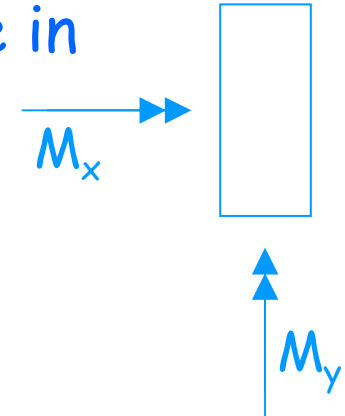


I momenti sono estremamente bassi

Pilastro 4, piano 5

Combinazioni	Mx	My	N
qmin + SismaX Prev.	-7.9	19.1	-383.5
qmin - SismaX Prev.	2.8	10.1	-330.4
qmin + SismaY Prev.	-74.8	14.6	-384.7
qmin + SismaY Prev.	69.8	14.6	-329.3

Sezione in
testa



Combinazioni	Mx	My	N
qmin + SismaX Prev.	-23.1	-14.7	-383.5
qmin - SismaX Prev.	27.9	-8.3	-330.4
qmin + SismaY Prev.	48.4	-11.5	-384.7
qmin + SismaY Prev.	-43.6	-11.5	-329.3

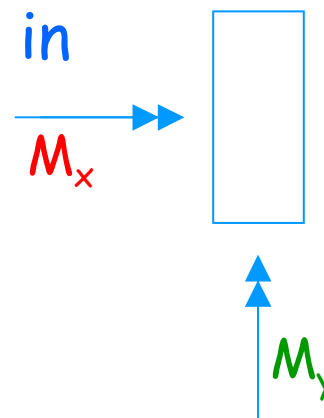
Sezione al
piede

Pilastro 4, piano 6

in testa non occorre gerarchia delle resistenze

Combinazioni	M _x	M _y	N
qmin + SismaX Prev.	-43.4	-24.5	-176.1
qmin - SismaX Prev.	48.9	-13.0	-150.1
qmin + SismaY Prev.	85.6	-18.7	-178.2
qmin + SismaY Prev.	-80.0	-18.7	-147.9

Sezione in
testa

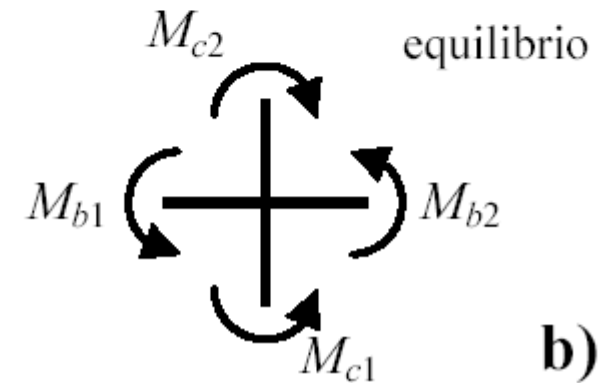
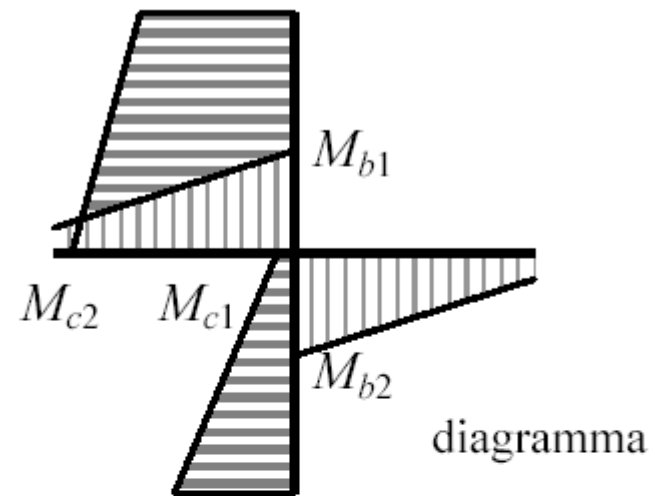
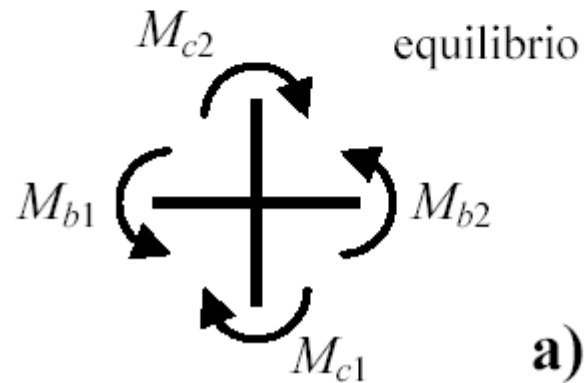
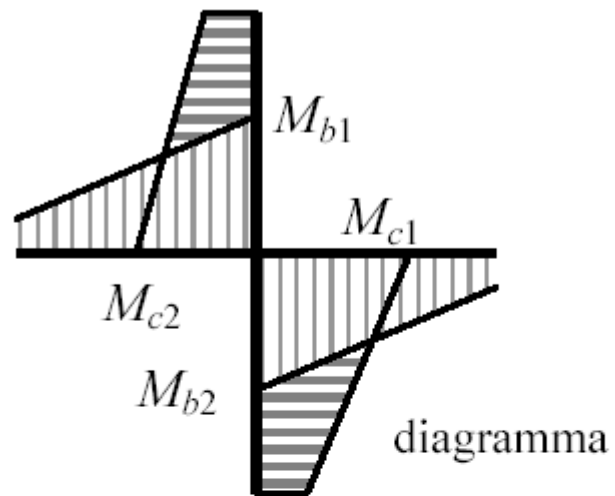


Combinazioni	M _x	M _y	N
qmin + SismaX Prev.	-7.9	19.1	-176.1
qmin - SismaX Prev.	2.8	10.1	-150.1
qmin + SismaY Prev.	-74.8	14.6	-178.2
qmin + SismaY Prev.	69.8	14.6	-147.9

Sezione al
piede

Si applica
gerarchia delle
resistenze

Momenti per equilibrio dei nodi



Criterio di gerarchia delle resistenze

Quando i valori di progetto si ottengono dal criterio di gerarchia delle resistenze

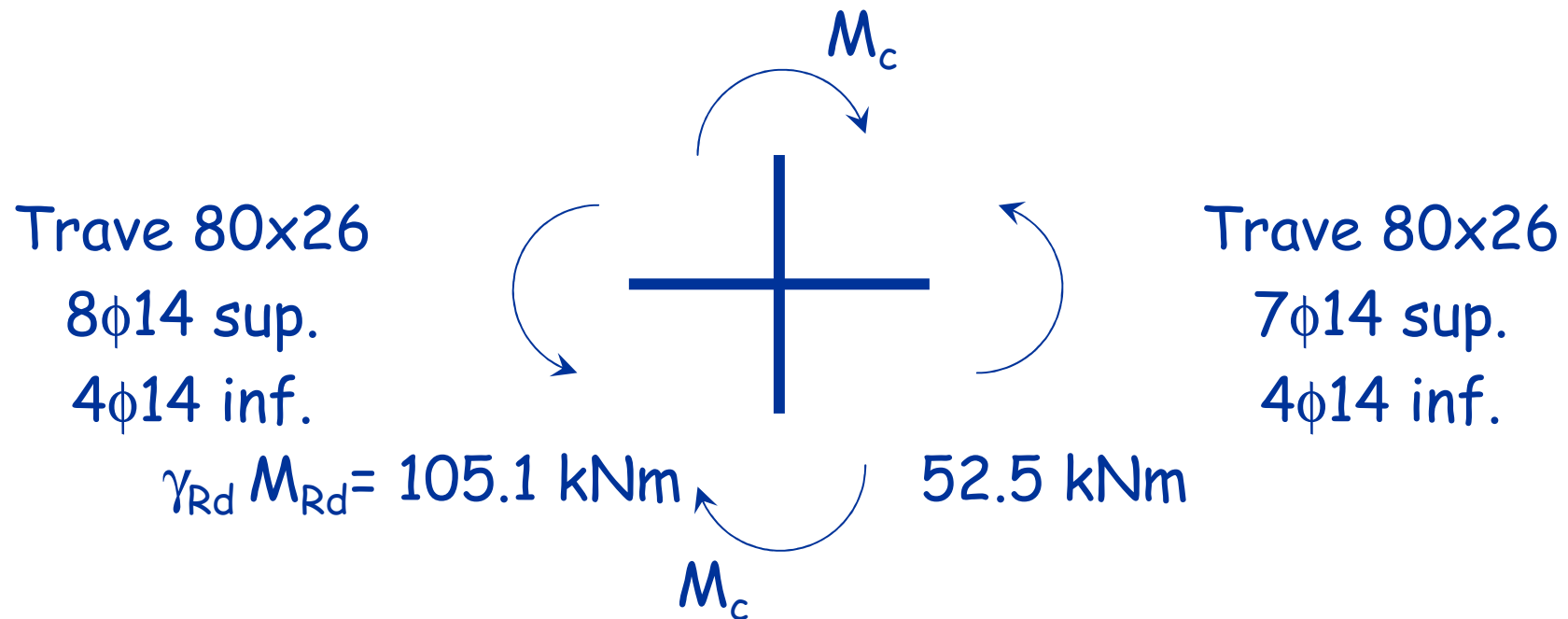
“per ogni nodo trave-pilastro ed ogni direzione e verso dell'azione sismica, la resistenza complessiva dei pilastri deve essere maggiore della resistenza complessiva delle travi amplificata del coefficiente γ_{Rd} in accordo con la formula $\sum M_{c,Rd} \geq \gamma_{Rd} \sum M_{b,Rd}$ ”

$$\gamma_{Rd} = 1.1 \text{ per CD "B"}$$

$$\gamma_{Rd} = 1.3 \text{ per CD "A"}$$

Nota: non è precisato come ripartire il momento tra pilastro superiore e inferiore

Nodo pilastro 4, piano 5



$\gamma_{Rd} = 1.1$ per CD "B"

Ripartisco in parti uguali perché il taglio è uguale ai piani 5 e 6

$$M_c = \frac{\gamma_{Rd} \sum M_{b,Rd}}{2} = 78.8 \text{ kNm}$$

Nodo pilastro 4, piano 5

Nell'altro
piano



Trave 60x26
5 ϕ 14 sup.
4 ϕ 14 inf.

$\gamma_{Rd} M_{Rd} = 65.7 \text{ kNm}$

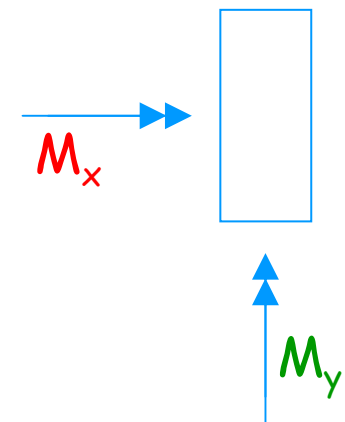
$\gamma_{Rd} = 1.1$ per CD"B"

Ripartisco in parti uguali perché il taglio è uguale ai piani
5 e 6

$$M_c = \frac{\gamma_{Rd} M_{b,Rd}}{2} = 32.9 \text{ kNm}$$

Pilastro 4, piano 6

Sezione	M_x	M_y	N
Testa	85.6	24.5	-150.1
Piede	78.8	32.9	-150.1
Testa	85.6	24.5	-178.2
Piede	78.8	32.9	-178.2



Progetto separatamente a pressoflessione retta le armature dei due lati considerando il momento maggiore tra testa e piede

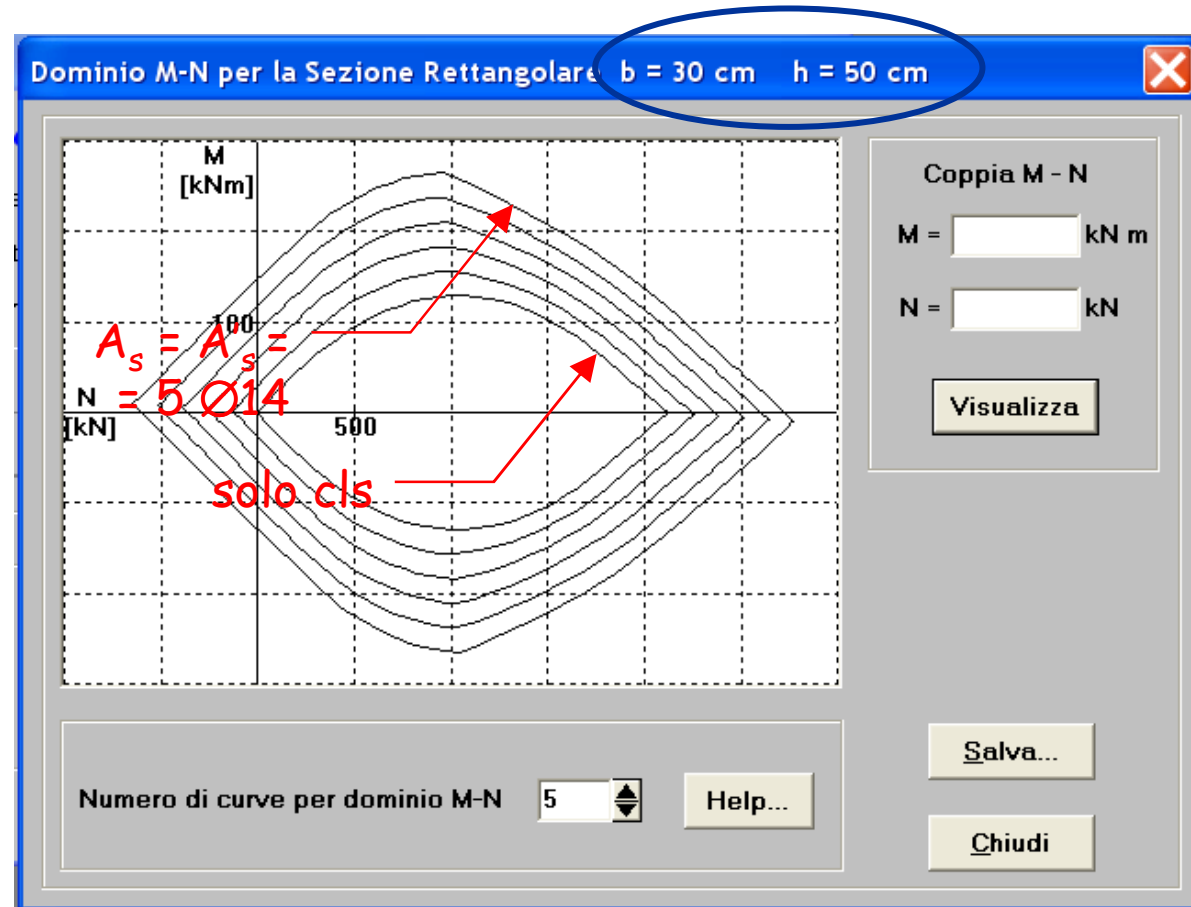
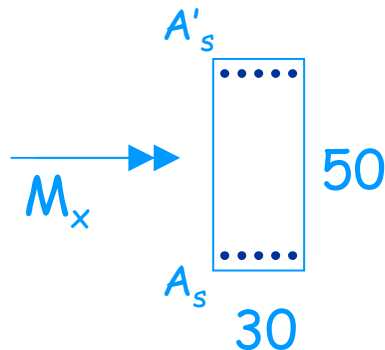
Pilastro 4, piano 6

dimensionamento armature

Può essere effettuato separatamente per le due direzioni

Si visualizza bene con domini M-N

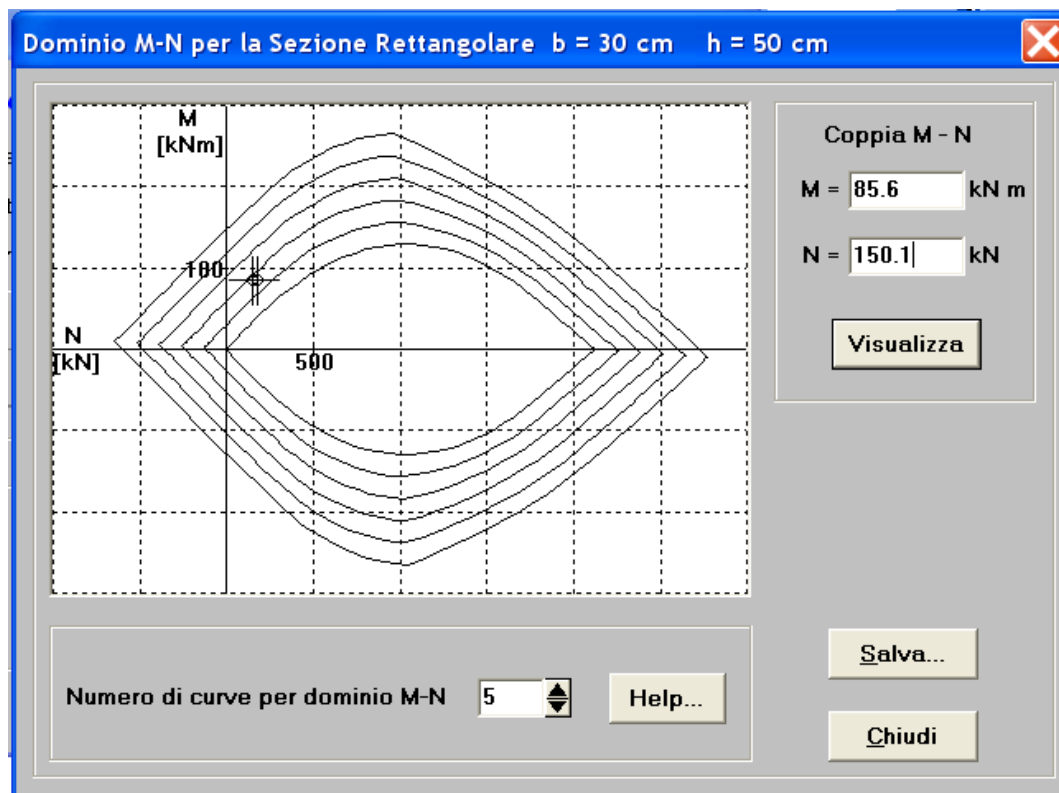
Ad esempio col programma EC2



Pilastro 4, piano 6

dimensionamento armature

Può essere effettuato separatamente per le due direzioni



M_x

direzione y

$$M_{x,\max} = 85.6 \text{ kNm}$$

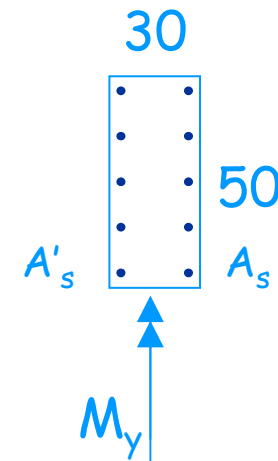
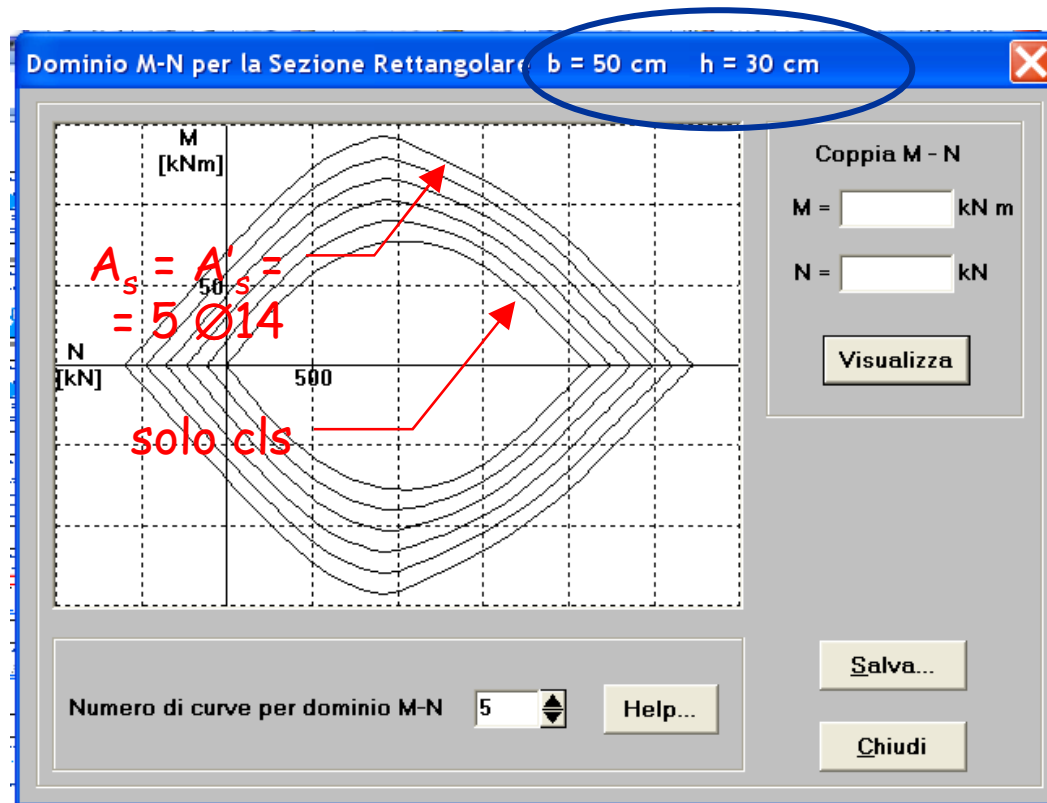
$$\text{con } N = 150 \div 178 \text{ kN}$$

occorrono 2 $\varnothing 14$
su ciascun lato corto

Pilastro 4, piano 6

dimensionamento armature

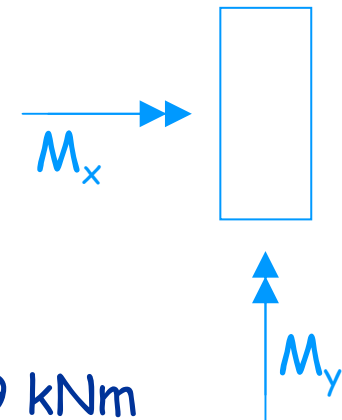
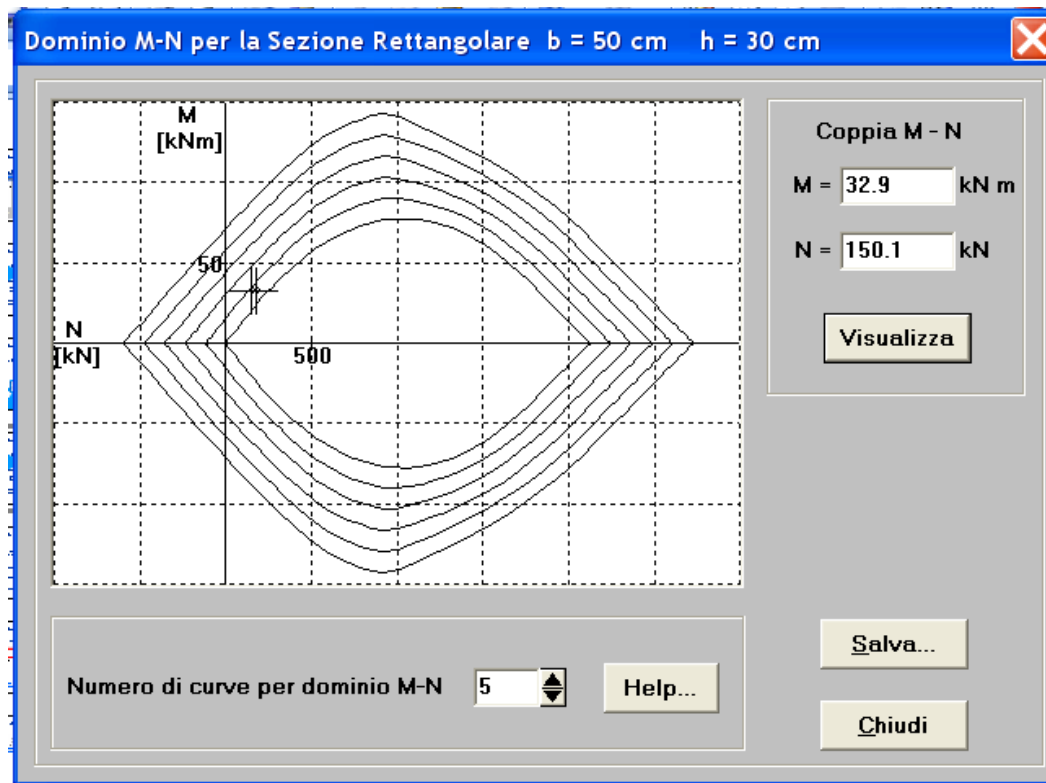
Può essere effettuato separatamente per le due direzioni



Pilastro 4, piano 6

dimensionamento armature

Può essere effettuato separatamente per le due direzioni



direzione x

$$M_{y,\max} = 32.9 \text{ kNm}$$

$$\text{con } N = 150 \div 178 \text{ kN}$$

occorre 1 $\varnothing 14$
su ciascun lato lungo

Armatura longitudinale nei pilastri

limiti di normativa

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

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

con A_s area totale dell'armatura longitudinale e A_c area della sezione lorda del pilastro

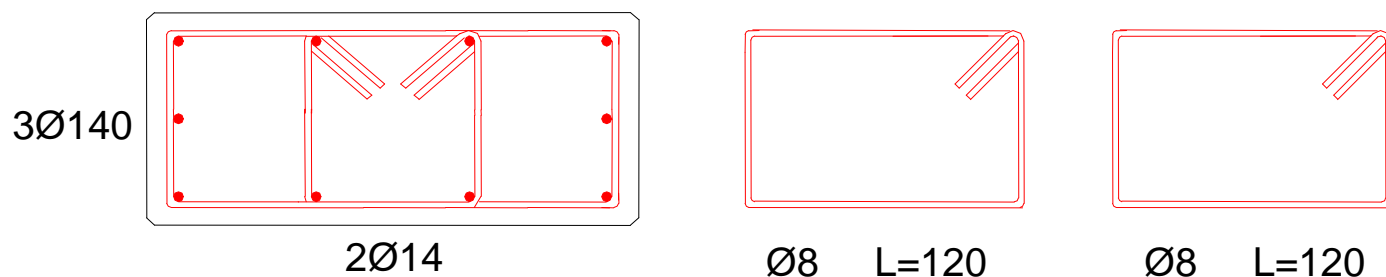
Per tutta la lunghezza del pilastro l'interasse tra le barre non deve essere superiore a 25 cm

Per una sezione 30x50:

$$15 \text{ cm}^2 \leq A_s \leq 60 \text{ cm}^2$$

Pilastro 4, piano 6

Il pilastro può essere armato con 10 Ø14 (15.4 cm²),
con doppia staffa

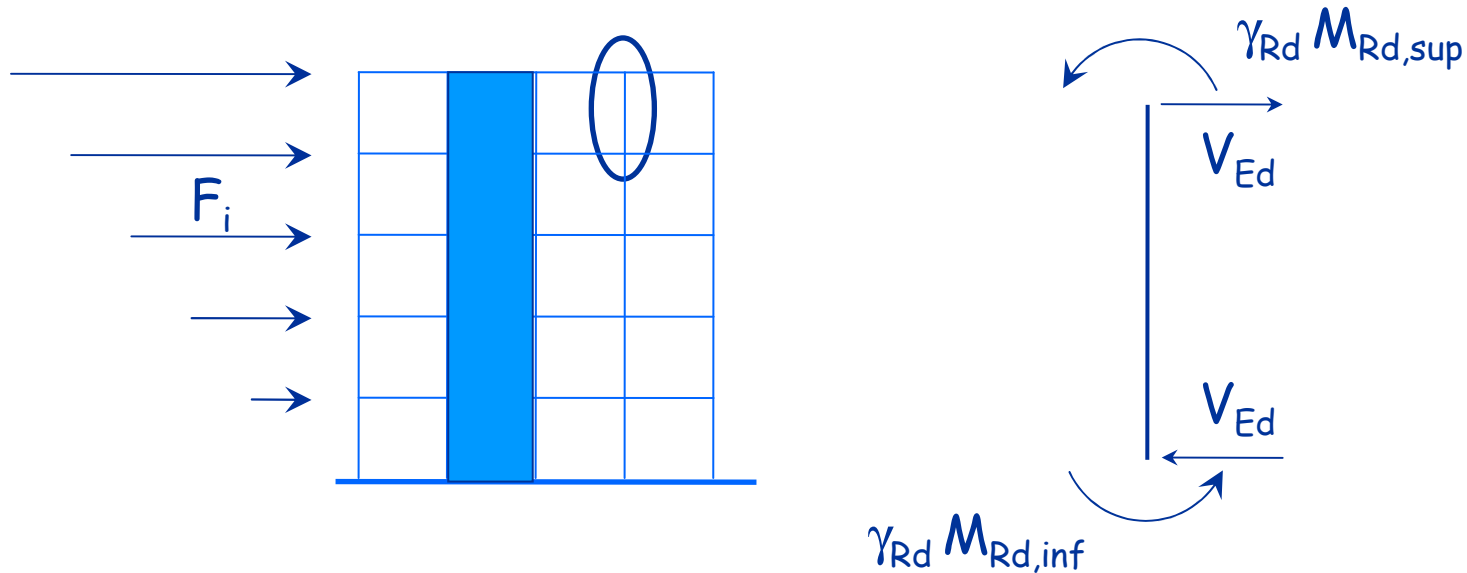


N.B. Questo era il pilastro che stava peggio

Visto che l'armatura è stata sovradimensionata è
superfluo fare una verifica a pressoflessione deviata

Quarto passo armatura a taglio dei pilastri

Calcolare con gerarchia delle resistenze
(analogamente alle travi)



γ_{Rd} = fattore di sovraresistenza ≥ 1

Quarto passo armatura a taglio dei pilastri

Calcolare con gerarchia delle resistenze
(analogamente alle travi)

$$V = \cancel{V_{Rd}} \frac{M_{Rd,inf} + M_{Rd,sup}}{h_c}$$

Altrimenti cumulo due volte la sovreresistenza

I momenti resistenti vanno valutati tenendo conto della presenza dello sforzo normale.

Armatura trasversale nei pilastri

limiti di normativa

Zona critica:

dall'estremità del pilastro un tratto pari alla maggiore delle seguenti quantità:

- il lato maggiore della sezione trasversale
- un sesto dell'altezza netta del pilastro
- 45 cm
- tutto il pilastro, se la sua altezza è inferiore a 3 volte il lato maggiore della sezione

Per il pilastro 30x50: 50 cm

Armatura trasversale nei pilastri

limiti di normativa

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, dovrà essere trattenuta da staffe interne o da legature;
- le barre non fissate devono trovarsi a meno di 20 cm (CD"B") o 15 cm (CD"A") da una barra fissata

Le staffe disegnate vanno bene

Armatura trasversale nei pilastri

limiti di normativa

Il diametro delle staffe di contenimento e legature non deve essere inferiore a 6 mm. suggerisco 8 mm per le staffe

(Nelle zone critiche?) esse saranno disposte ad un passo pari alla più piccola delle quantità seguenti:

- $1/2$ (CD"B") o $1/3$ (CD"A") del lato minore della sezione trasversale
- 175 mm (CD"B") o 125 mm (CD"A")
- $8 \varnothing_{\min, \text{lon}}$ (per DC"B") o $6 \varnothing_{\min, \text{lon}}$ (per CD"A")

Nell'esempio, dove i pilastri sono sismicamente rilevanti (piani 5 e 6), il passo non deve essere superiore a:

11.2 cm (CD"B")

Armatura trasversale nei pilastri

limiti di normativa

Il diametro delle staffe di contenimento e legature non deve essere inferiore a 6 mm. suggerisco 8 mm per le staffe

(Nelle zone critiche?) esse saranno disposte ad un passo pari alla più piccola delle quantità seguenti:

- $1/2$ (CD"B") o $1/3$ (CD"A") del lato minore della sezione trasversale
- 175 mm (CD"B") o 125 mm (CD"A")
- $8 \varnothing_{\min, \text{lon}}$ (per DC"B") o $6 \varnothing_{\min, \text{lon}}$ (per DC"A")

Nei tratti di estremità si devono quindi disporre $\varnothing 8 / 10$ e nella parte centrale?

Pilastro 4, piano 6 dimensionamento armatura a taglio

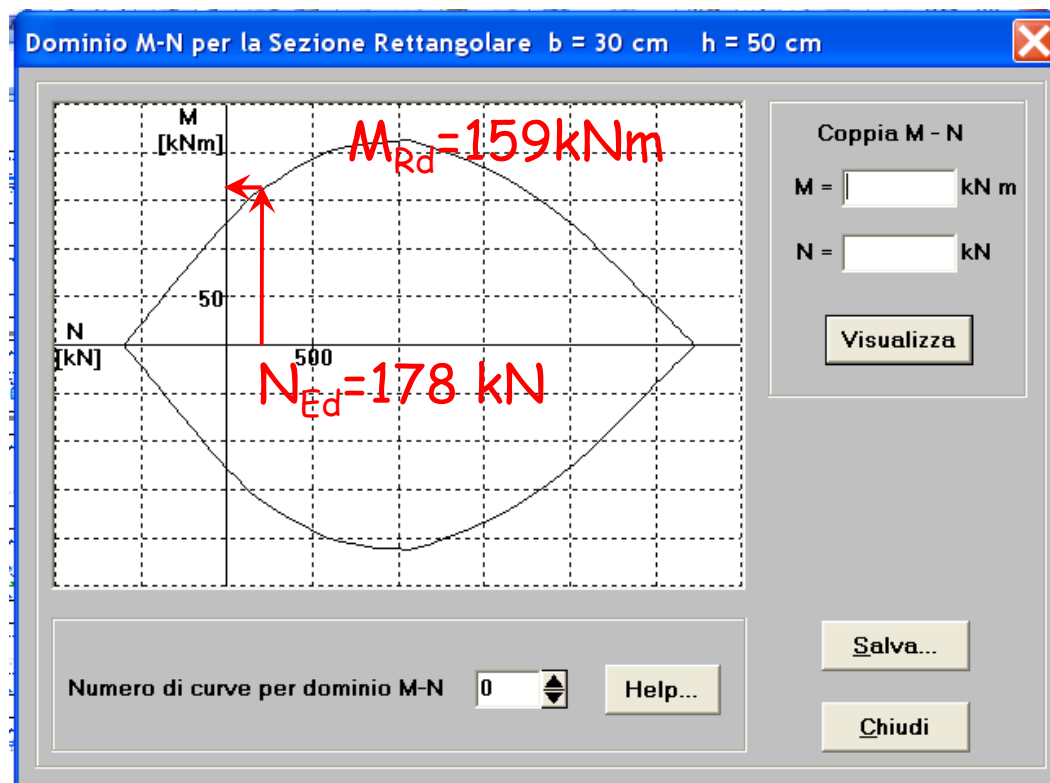
Sezione	M_x	M_y	N
Testa	85.6	24.5	-150.1
Piede	78.8	32.9	-150.1
Testa	85.6	24.5	-178.2
Piede	78.8	32.9	-178.2

Per il calcolo del momento resistente considero lo sforzo normale maggiore

Pilastro 4, piano 6

dimensionamento armatura a taglio

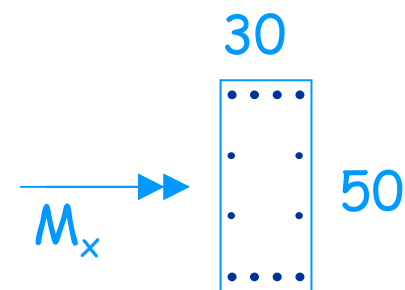
Calcolo dei momenti resistenti dei pilastri
Considero anche le armature sui lati lunghi



Sisma prev. y

$$M_{Rd} = 159 \text{ kNm}$$

$$\text{con } N = 178.2 \text{ kN}$$



Pilastro 4, piano 6

dimensionamento armatura a taglio

Armature
inferiore
3 Ø14
di parete
4 Ø14

M_{Rd} (kNm)
-159
+159

superiore
3 Ø14

-159
+159

$$V_{Ed} = \frac{M_{Rd,inf} + M_{Rd,sup}}{h_c} = \frac{159 + 159}{3.00} = 106.0 \text{ kN}$$

Pilastro 4, piano 6

dimensionamento armatura a taglio

Nel caso in esame si ha:

$$V_{Ed} = 106.0 \text{ kN}$$

$$\text{che richiede } \frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed}}{z f_{yd} \cot \theta} = \frac{106 \times 10}{0.9 \times 0.46 \times 391.3 \times 2} = 3.3 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Dispongo staffe $\varnothing 8 / 15 \text{ cm}$ ($6.67 \text{ cm}^2/\text{m}$), che è molto più di quel che serve ma anche in zona non sismica deve essere $s < 12\phi_{min} = 16.8 \text{ cm}$

Nei tratti di estremità si devono disporre $\varnothing 8 / 10$ per soddisfare i limiti massimi sul passo delle staffe

NTC 08 (D.M. 14/1/08), punto 7.4.4.2.2.2

Pilastro 4, piano 6

verifica a taglio della sezione in cls

Nel caso in esame si ha:

$$V_{Ed} = 106.0 \text{ kN}$$

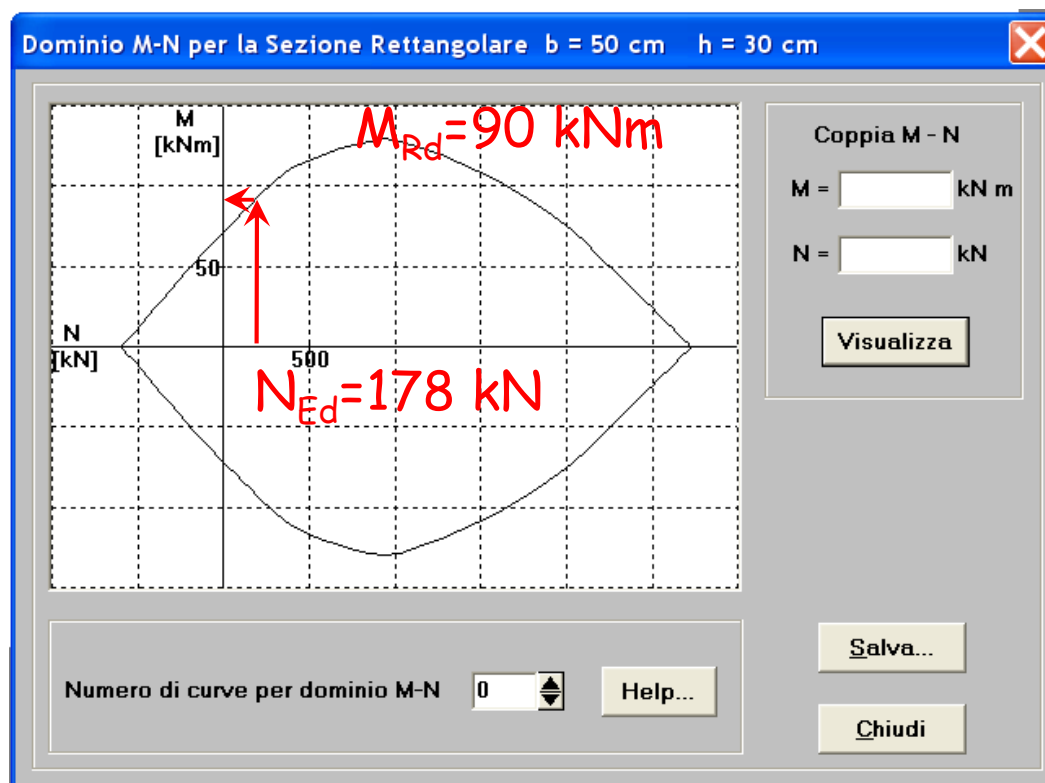
$$V_{Rcd} = z b_w \alpha_c f'_{cd} \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta} = 0.9 \times 0.46 \times 0.3 \times 7.1 \\ \times \frac{2}{1 + 2^2} \times 10^3 = 352.7 \text{ kN}$$

avrei potuto considerare $\alpha_c > 1$ perché ho sforzo normale di compressione

Pilastro 4, piano 6

dimensionamento armatura a taglio

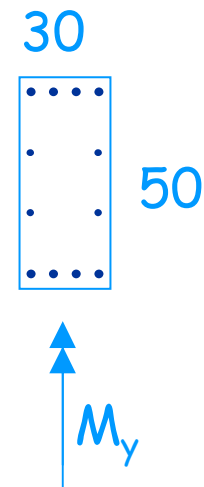
Calcolo dei momenti resistenti dei pilastri
Considero anche le armature sui lati corti



Sisma prev. x

$$M_{y,Rd} = 90 \text{ kNm}$$

$$\text{con } N = 178.2 \text{ kN}$$



Pilastro 4, piano 6

dimensionamento armatura a taglio

Armature

inferiore

8 Ø20 + 4 Ø14

superiore

4 Ø20 + 4 Ø14

M_{Rd} (kNm)

-90
+90

-90
+90

$$V_{Ed} = \frac{M_{Rd,inf} + M_{Rd,sup}}{h_c} = \frac{90 + 90}{3.00} = 60.0 \text{ kN}$$

Pilastro 4, piano 6

dimensionamento armatura a taglio

Nel caso in esame si ha, ad esempio (per CD "A"):

$$V_{Ed} = 60.0 \text{ kN}$$

che richiede
$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed}}{z f_{yd} \cot \theta} = \frac{60 \times 10}{0.9 \times 0.26 \times 391.3 \times 2} = 3.3 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Dispongo staffe $\varnothing 8 / 15 \text{ cm}$ ($6.67 \text{ cm}^2/\text{m}$), che è molto più di quel che serve ma anche in zona non sismica deve essere $s < 12\phi_{min} = 16.8 \text{ cm}$

Nei tratti di estremità si devono disporre $\varnothing 8 / 10$ per soddisfare i limiti massimi sul passo delle staffe

NTC 08 (D.M. 14/1/08), punto 7.4.4.2.2.2

Pilastro 4, piano 6

verifica a taglio della sezione in cls

Nel caso in esame si ha, ad esempio (per CD "A"):

$$V_{Ed} = 60.0 \text{ kN}$$

$$V_{Rcd} = z b_w \alpha_c f'_{cd} \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta} = 0.9 \times 0.26 \times 0.5 \times 7.1 \\ \times \frac{2}{1 + 2^2} \times 10^3 = 332.3 \text{ kN}$$

avrei potuto considerare $\alpha_c > 1$ perché ho sforzo normale di compressione