

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

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

13 - Calcolo delle armature di travi e pilastri

Spoletto  
10-11 maggio 2012  
Aurelio Gheresi

# 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

# 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	536.27	636.4	45.7%	54.3%
5	2205.7	1675.54	530.2	76.0%	24.0%
4	2988.3	2468.2	520.1	82.6%	17.4%
3	3520.4	3089.11	431.3	87.7%	12.3%
2	3802.1	3594.05	208.1	94.5%	5.5%

Travi e pilastri portano un'aliquota del taglio sismico superiore al 15% agli ultimi tre 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	416.1	756.6	35.5%	64.5%
5	2205.7	1576.4	629.3	71.5%	28.5%
4	2988.3	2361.5	626.9	79.0%	21.0%
3	3520.4	2993.8	526.7	85.0%	15.0%
2	3802.1	3550.4	251.6	93.4%	6.6%

Anche per forze in direzione y, travi e pilastri portano un'aliquota del taglio sismico superiore al 15% agli ultimi tre 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 4, 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



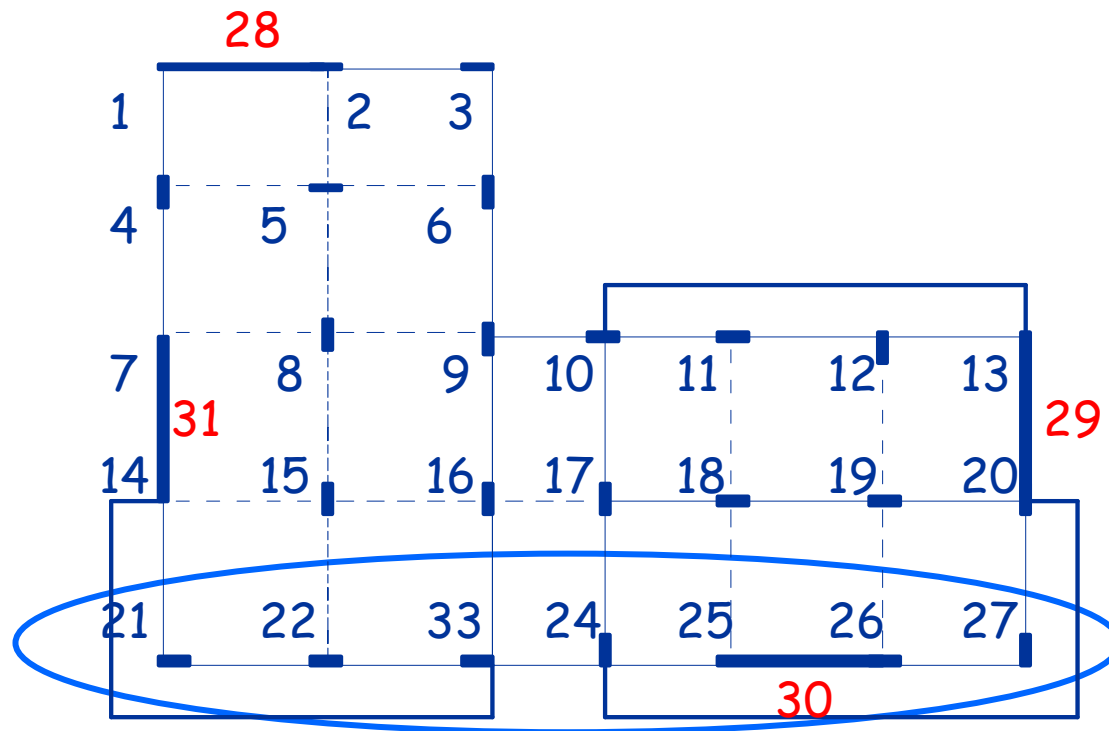
Definisco l'armatura a flessione delle travi  
in base ai risultati del calcolo



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

# Effetti della fessurazione delle pareti momento flettente delle travi

Si esamina la trave 21-27 del penultimo piano (dove l'effetto del sisma sulle travi è più forte)





# Trave 21-27 (pareti integre)

## momento flettente per schemi di carico base

	q max	q min	Fx	Fy	M(Fx)	M(Fy)
21	-68.02	-43.82	65.86	4.07	3.19	4.69
22	-50.51	-32.13	-58.70	-3.62	-2.84	-4.18
22	-47.25	-29.98	62.17	3.82	3.01	4.43
23	-49.72	-32.06	-61.08	-3.76	-2.96	-4.35
23	-36.37	-23.21	65.69	3.99	3.18	4.68
24	-29.69	-19.36	-32.50	-1.97	-1.57	-2.31
24	-14.27	-8.79	85.49	5.21	4.14	6.09
25	-23.83	-15.39	-91.42	-5.52	-4.43	-6.51
25	-23.83	-15.39	-91.42	-5.52	-4.43	-6.51
30	-421.47	-265.11	-282.21	-17.10	-13.66	-20.10
30	-425.30	-266.15	250.26	15.20	12.12	17.83
26	-16.88	-10.52	85.34	5.17	4.13	6.08
26	-16.88	-10.52	85.34	5.17	4.13	6.08
27	-25.60	-16.18	-91.59	-5.59	-4.43	-6.52

# Trave 21-27 (pareti integre)

## momento flettente

	q max	q min	Fx	Fy	M(Fx)	M(Fy)	sisma x	sisma y	x+0.3 y
21	-68.02	-43.82	65.86	4.07	3.19	4.69	69.9	8.8	72.6
22	-50.51	-32.13	-58.70	-3.62	-2.84	-4.18	-62.3	-7.8	-64.7
22	-47.25	-29.98	62.17	3.82	3.01	4.43	66.0	8.3	68.5
23	-49.72	-32.06	-61.08	-3.76	-2.96	-4.35	-64.8	-8.1	-67.3
23	-36.37	-23.21	65.69	3.99	3.18	4.68	69.7	8.7	72.3
24	-29.69	-19.36	-32.50	-1.97	-1.57	-2.31	-34.5	-4.3	-35.8
24	-14.27	-8.79	85.49	5.21	4.14	6.09	90.7	11.3	94.1
25	-23.83	-15.39	-91.42	-5.52	-4.43	-6.51	-96.9	-12.0	-100.6
25	-23.83	-15.39	-91.42	-5.52	-4.43	-6.51	-96.9	-12.0	-100.6
30	-421.47	-265.11	-282.21	-17.10	-13.66	-20.10	-299.3	-37.2	-310.5
30	-425.30	-266.15	250.26	15.20	12.12	17.83	265.5	33.0	275.4
26	-16.88	-10.52	85.34	5.17	4.13	6.08	90.5	11.3	93.9
26	-16.88	-10.52	85.34	5.17	4.13	6.08	90.5	11.3	93.9
27	-25.60	-16.18	-91.59	-5.59	-4.43	-6.52	-97.2	-12.1	-100.8

# Trave 21-27 (pareti integre)

## momento flettente

	q max	q min	sisma	$q_{\min} + \text{sisma}$	$q_{\min} + \text{sisma}$
21	-68.02	-43.82	72.6	28.7	-116.4
22	-50.51	-32.13	-64.7	-96.8	32.5
22	-47.25	-29.98	68.5	38.5	-98.4
23	-49.72	-32.06	-67.3	-99.3	35.2
23	-36.37	-23.21	72.3	49.1	-95.5
24	-29.69	-19.36	-35.8	-55.1	16.4
24	-14.27	-8.79	94.1	85.3	-102.9
25	-23.83	-15.39	-100.6	-116.0	85.2
25	-23.83	-15.39	-100.6	-201.9	98.5
30	-421.47	-265.11	-310.5	-575.6	45.4
30	-425.30	-266.15	275.4	9.2	-541.5
26	-16.88	-10.52	93.9	88.6	-185.0
26	-16.88	-10.52	93.9	83.4	-104.4
27	-25.60	-16.18	-100.8	-117.0	84.6

# Trave 21-27 (pareti fessurate)

## momento flettente

	q max	q min	Fx	Fy	M(Fx)	M(Fy)	sisma x	sisma y	x+0.3 y
21	-68.11	-43.87	89.21	14.37	4.83	7.11	103.6	21.5	110.0
22	-50.41	-32.06	-79.52	-12.80	-4.31	-6.34	-92.3	-19.1	-98.1
22	-47.14	-29.90	84.24	13.54	4.56	6.72	97.8	20.3	103.9
23	-49.94	-32.21	-82.68	-13.30	-4.48	-6.59	-96.0	-19.9	-101.9
23	-37.18	-23.73	89.61	14.29	4.85	7.14	103.9	21.4	110.3
24	-31.98	-20.81	-44.32	-7.02	-2.40	-3.53	-51.3	-10.6	-54.5
24	-23.60	-14.70	116.55	18.73	6.32	9.29	135.3	28.0	143.7
25	-15.83	-10.32	-125.49	-20.10	-6.80	-10.00	-145.6	-30.1	-154.6
25	-15.83	-10.32	-125.49	-20.10	-6.80	-10.00	-217.2	-44.9	-230.7
30	-394.78	-248.21	-386.52	-61.98	-20.94	-30.82	-448.5	-92.8	-476.3
30	-404.64	-253.05	344.38	55.25	18.66	27.46	399.6	82.7	424.4
26	-9.79	-6.02	117.70	18.87	6.38	9.39	198.8	41.1	211.1
26	-9.79	-6.02	117.70	18.87	6.38	9.39	136.6	28.3	145.1
27	-33.07	-20.92	-125.45	-20.15	-6.80	-10.00	-145.6	-30.2	-154.6

# Trave 21-27 (pareti fessurate) momento flettente

	q max	q min	sisma	q <sub>min</sub> +sisma	q <sub>min</sub> +sisma
21	-68.11	-43.87	110.0	66.2	-153.9
22	-50.41	-32.06	-98.1	-130.1	66.0
22	-47.14	-29.90	103.9	74.0	-133.8
23	-49.94	-32.21	-101.9	-134.2	69.7
23	-37.18	-23.73	110.3	86.6	-134.1
24	-31.98	-20.81	-54.5	-75.3	33.7
24	-23.60	-14.70	143.7	129.0	-158.4
25	-15.83	-10.32	-154.6	-164.9	144.3
25	-15.83	-10.32	-230.7	-274.5	186.8
30	-394.78	-248.21	-476.3	-724.6	228.1
30	-404.64	-253.05	424.4	171.4	-677.5
26	-9.79	-6.02	211.1	169.4	-252.8
26	-9.79	-6.02	145.1	139.0	-151.1
27	-33.07	-20.92	-154.6	-175.6	133.7

## Trave 21-27 - confronto momento flettente negativo

	Parete integra	Parete fessurata	Rapporto
21	-116.4	-153.9	1.32
22	-96.8	-130.1	1.34
22	-98.4	-133.8	1.36
23	-99.3	-134.2	1.35
23	-95.5	-134.1	1.40
24	-55.1	-75.3	1.37
24	-102.9	-158.4	1.54
25	-116.0	-164.9	1.42
25	-201.9	-274.5	
30	-575.6	-724.6	
30	-541.5	-677.5	
26	-185.0	-252.8	
26	-104.4	-151.1	1.45
27	-117.0	-175.6	1.50

L'incremento  
varia tra il 32%  
ed il 50%

## Definizione delle armature - travi

## Primo passo armatura a flessione delle travi

- Faccio riferimento ai risultati ottenuti dal modello di calcolo con pareti fessurate
- 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):

$$M_{Ed} = 164.9 \text{ (a filo parete)}$$

Momento resistente:

con semplice armatura  
( $r = 0.0194$ )

$$M = \frac{b d^2}{r^2} = 168.7 \text{ kNm}$$

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

## Primo passo armatura a flessione delle travi

- Faccio riferimento ai risultati ottenuti dal modello di calcolo con pareti fessurate
- Per il progetto delle armature si usano le formule tradizionali

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

## Campata 24-25

### progetto dell'armatura longitudinale

Momento sollecitante (negativo):  $M_{Ed} = 164.9 \text{ kNm}$

Area di ferro:  $A_s = \frac{M}{0.9 d f_{yd}} = 10.2 \text{ cm}^2$

Momento sollecitante (positivo):  $M_{Ed} = 144.3 \text{ kNm}$

Area di ferro:  $A_s = \frac{M}{0.9 d f_{yd}} = 8.9 \text{ cm}^2$

Armatura: 3 Ø20 + 1 Ø14 sup      3 Ø20 inf  
(accettabile)

# 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

$$4.7 \text{ cm}^2 < A_s < A_{s, \text{comp}} + 11.7 \text{ cm}^2$$

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:

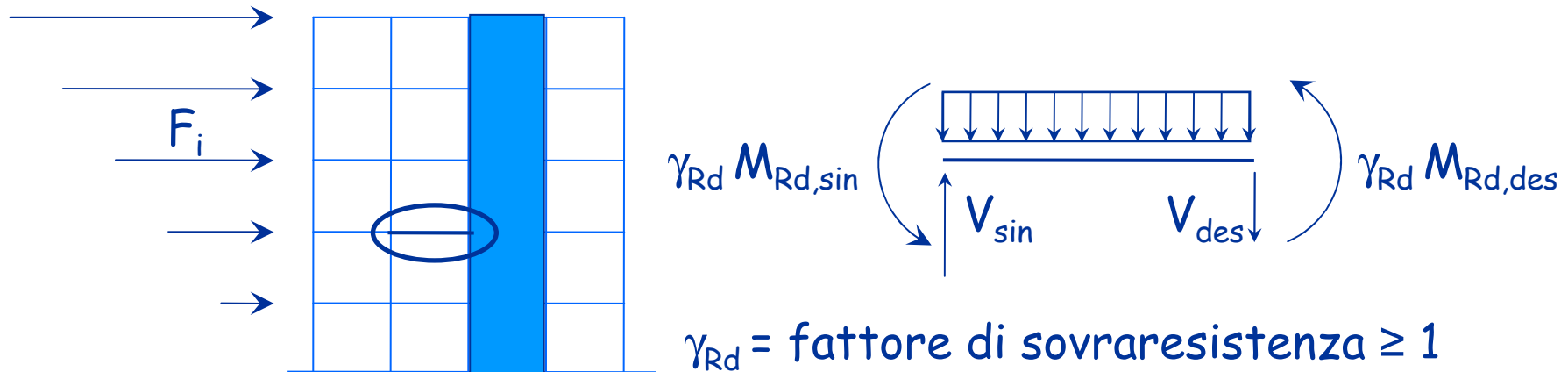
$h_{trave}$  per DC"B"

$1.5 h_{trave}$  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

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

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

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

## Campata 24-25

### sollecitazioni di calcolo

#### Esempio

sinistra

sup. 3 Ø20 + 1 Ø14

inf. 3 Ø20

$q=33.3$  kN/m

destra

sup. 3 Ø20 + 1 Ø14

inf. 3 Ø20

$M_{Rd}$  (kNm)

-177.6

+152.6

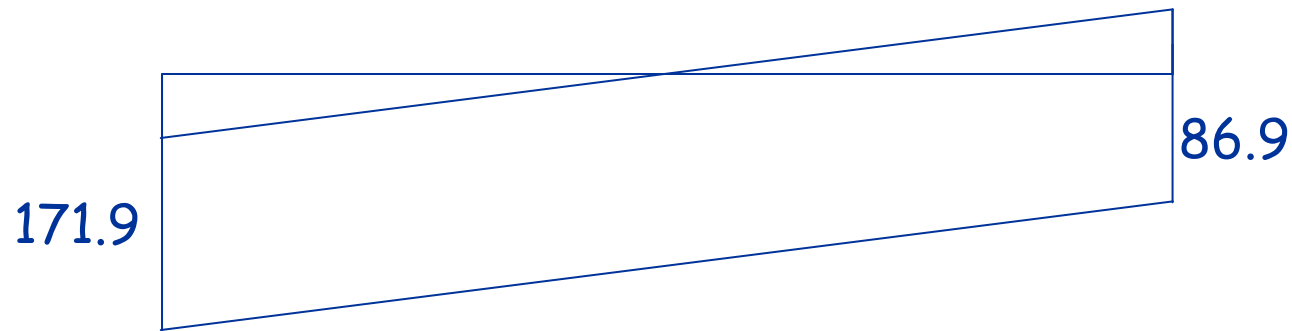
-177.6

+152.6

$$V = \frac{q l}{2} + \gamma_{Rd} \frac{M_{Rd,sin} + M_{Rd,des}}{l} = \frac{33.3 \times 2.55}{2} + 1.0 \frac{152.6 + 177.6}{2.55} =$$
$$= 42.5 + 129.4 = 171.9 \text{ kN}$$

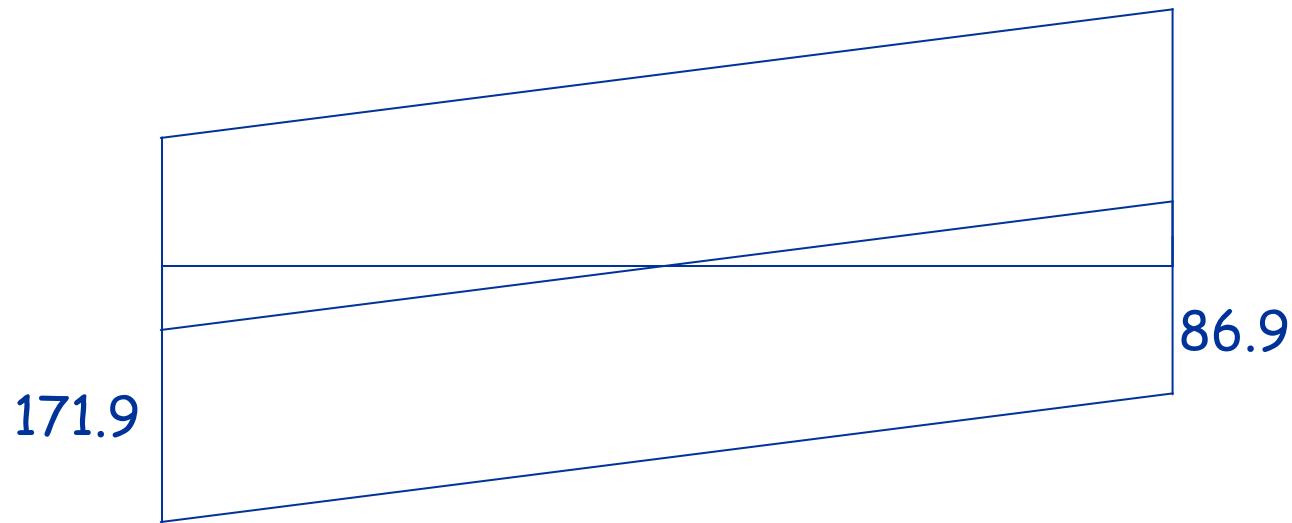


## Taglio sollecitazioni di calcolo



$$\begin{aligned} V &= \frac{q l}{2} + \gamma_{Rd} \frac{M_{Rd, sin} + M_{Rd, des}}{l} = \frac{33.3 \times 2.55}{2} + 1.0 \frac{152.6 + 177.6}{2.55} = \\ &= 42.5 + 129.4 = 171.9 \text{ kN} \end{aligned}$$

## Taglio sollecitazioni di calcolo



$$\begin{aligned} V &= \frac{q l}{2} + \gamma_{Rd} \frac{M_{Rd, sin} + M_{Rd, des}}{l} = \frac{33.3 \times 2.55}{2} + 1.0 \frac{177.6 + 152.6}{2.55} = \\ &= 42.5 + 129.4 = 171.9 \text{ kN} \end{aligned}$$

# Armature trasversali (staffe)

Nel caso in esame si ha:

$$V = 171.9 \text{ kN}$$

che richiede  $\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed}}{z f_{ywd} \cot \theta} = \frac{171.9 \times 10}{0.9 \times 0.46 \times 391.3 \times 2} = 5.3 \text{ cm}^2/\text{m}$

CD" B

Si possono disporre  $\varnothing 8 / 15 \text{ cm}$  a due bracci che forniscono  $6.7 \text{ cm}^2/\text{m}$

Rispetto il limite di normativa  $s < 33 \text{ cm}$

# 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 (CD"B")                       $8 \times 1.4 = 11.2$  cm

## Armature trasversali (staffe)

Nel caso in esame si ha:

$$V = 171.9 \text{ kN}$$

che richiede  $\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed}}{z f_{ywd} \cot \theta} = \frac{171.9 \times 10}{0.9 \times 0.46 \times 391.3 \times 2} = 5.3 \text{ cm}^2/\text{m}$

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

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

# Verifica della sezione in cls

Nel caso in esame si ha:

$$V_{Ed} = 171.9 \text{ kN}$$

$$V_{Rcd} = 0.9 d b_w f'_{cd} \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta} = 0.9 \times 0.46 \times 0.3 \times 0.5 \times 14.2 \\ \times \frac{2}{1 + 4} \times 10^3 = 352.7 \text{ kN} > V_{Ed}$$

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

Definizione delle armature - pilastri

## Primo passo armatura a pressoflessione dei pilastri

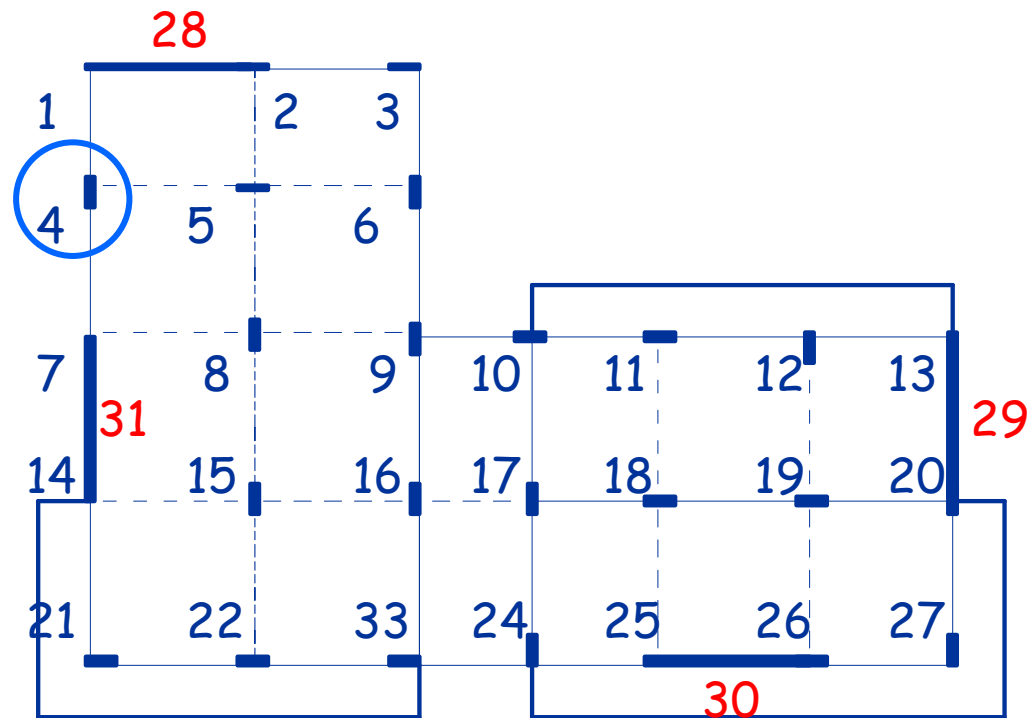
Per la sezione alla base e in testa all'ultimo piano si usano i valori derivanti dall'analisi

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



# Pilastri esaminati (come esempio)

Si esamina il pilastro 4



# Pilastro 4, piede del piano 2

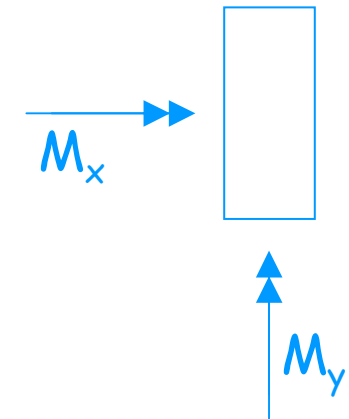
alla base non occorre gerarchia delle resistenze

## Schemi di carico base

	q min	Fx	Fy	M(Fx)	M(Fy)
$M_x$	0.2	12.0	-57.5	4.0	5.9
$M_y$	13.2	-7.8	0.8	0.4	0.6
N	938.6	-65.0	101.4	-5.4	-7.9

N positivo = compressione

Combinazioni	$M_x$	$M_y$	N
qmin + SismaX Prev.	0.7	16.8	-1041.8
qmin - SismaX Prev.	-0.3	9.7	-835.5
qmin + SismaY Prev.	-56.2	13.2	-1069.1
qmin + SismaY Prev.	56.6	13.2	-808.2



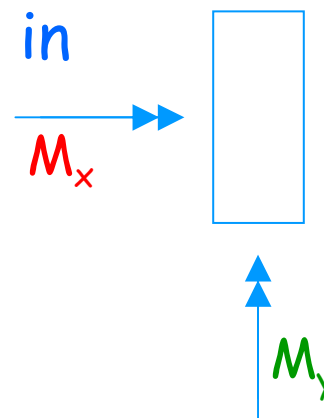
I momenti sono estremamente bassi

# Pilastro 4, piano 6

in testa non occorre gerarchia delle resistenze

Combinazioni	Mx	My	N
qmin + SismaX Prev.	81.0	-28.0	187.5
qmin - SismaX Prev.	-74.7	-8.9	138.7
qmin + SismaY Prev.	132.5	-18.4	197.4
qmin + SismaY Prev.	-126.3	-18.4	128.8

Sezione in  
testa

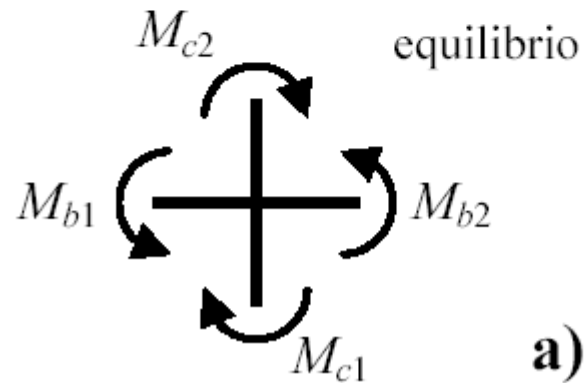
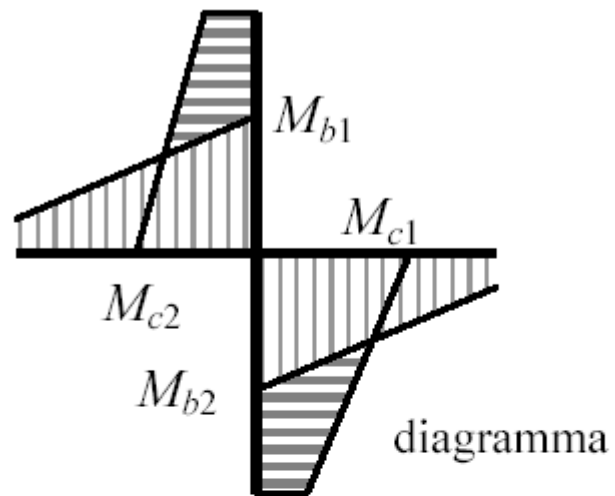


Combinazioni	Mx	My	N
qmin + SismaX Prev.	62.3	21.7	187.5
qmin - SismaX Prev.	-68.6	7.1	138.7
qmin + SismaY Prev.	105.6	14.4	197.4
qmin + SismaY Prev.	105.6	14.4	128.8

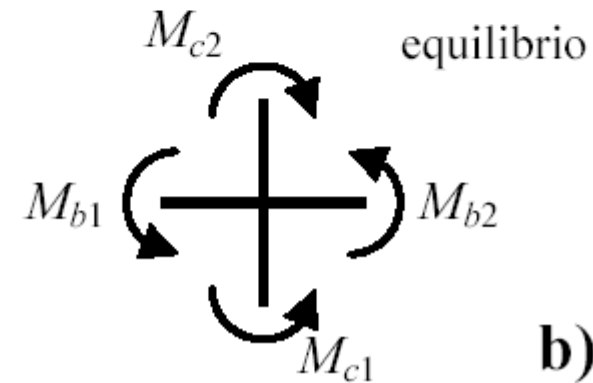
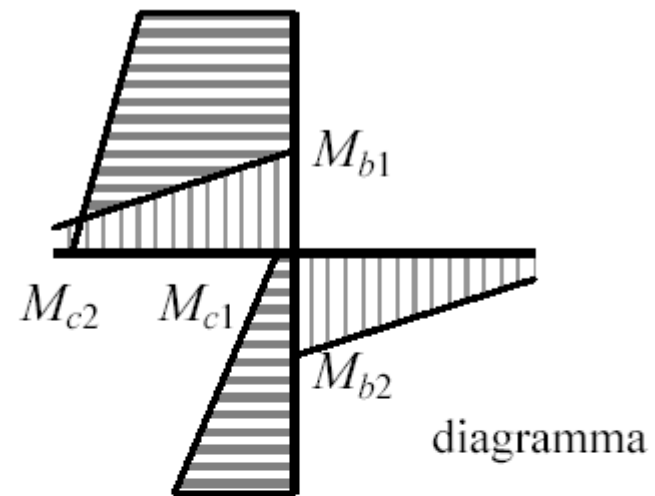
Sezione al  
piede

Si applica  
gerarchia delle  
resistenze

## Momenti per equilibrio dei nodi



a)



b)

# Criterio di gerarchia delle resistenze

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

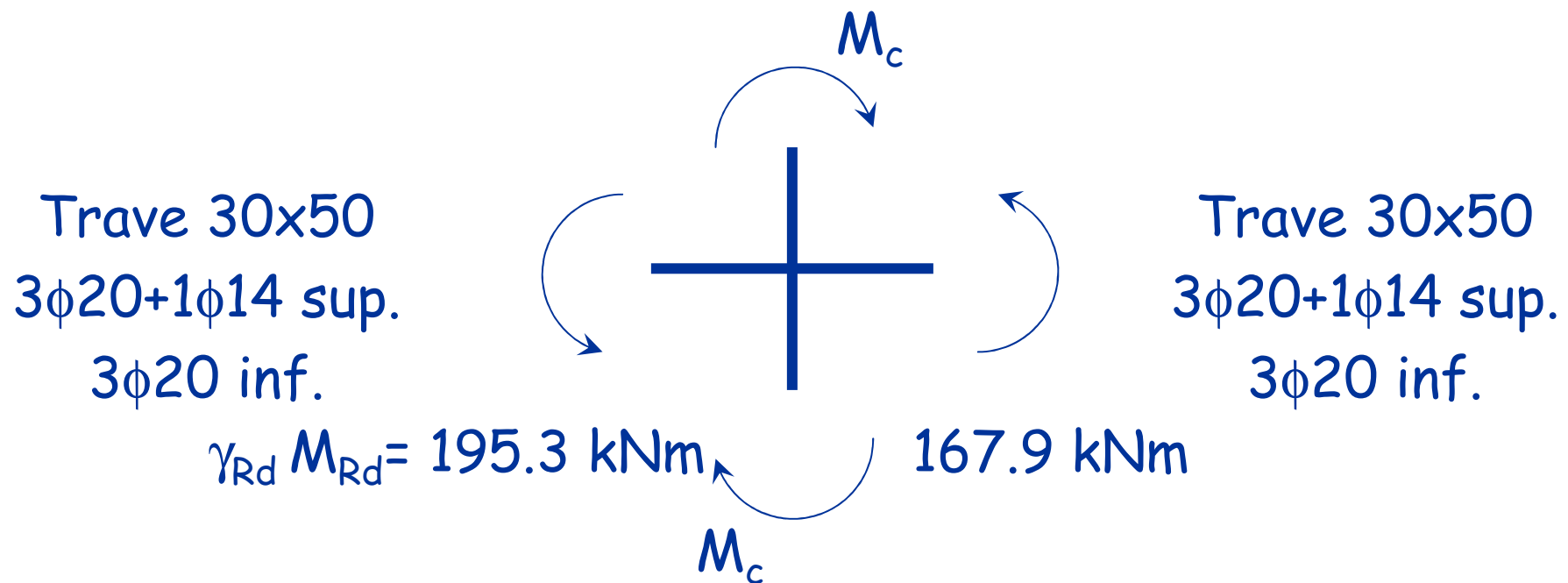
“per ogni nodo trave-pilastro ed ogni direzione e verso dell'azione sismica, la resistenza complessiva dei pilastri deve essere maggiore della resistenza complessiva delle travi amplificata del coefficiente  $\gamma_{Rd}$  in accordo con la formula  $\sum M_{c,Rd} \geq \gamma_{Rd} \sum M_{b,Rd}$ ”

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

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

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 quasi uguale ai piani 5 e 6

$$M_c = \frac{\gamma_{Rd} \sum M_{b,Rd}}{2} = 181.6 \text{ kNm}$$

## Nodo pilastro 4, piano 5

Nell'altro  
piano



Trave 60x26  
5 $\phi$ 14 sup.  
4 $\phi$ 14 inf.

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

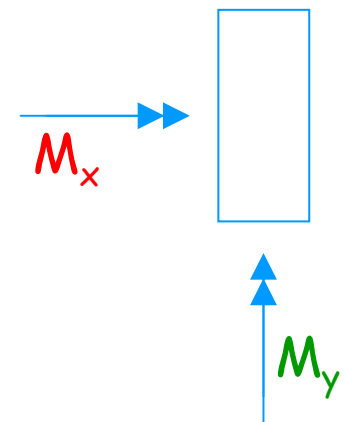
$\gamma_{Rd} = 1.1 \text{ per CD "B"}$

Ripartisco in parti uguali perché il taglio è quasi 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	132.5	28.0	128.8
Piede	181.6	32.9	128.8
Testa	132.5	28.0	197.4
Piede	181.6	32.9	197.4



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



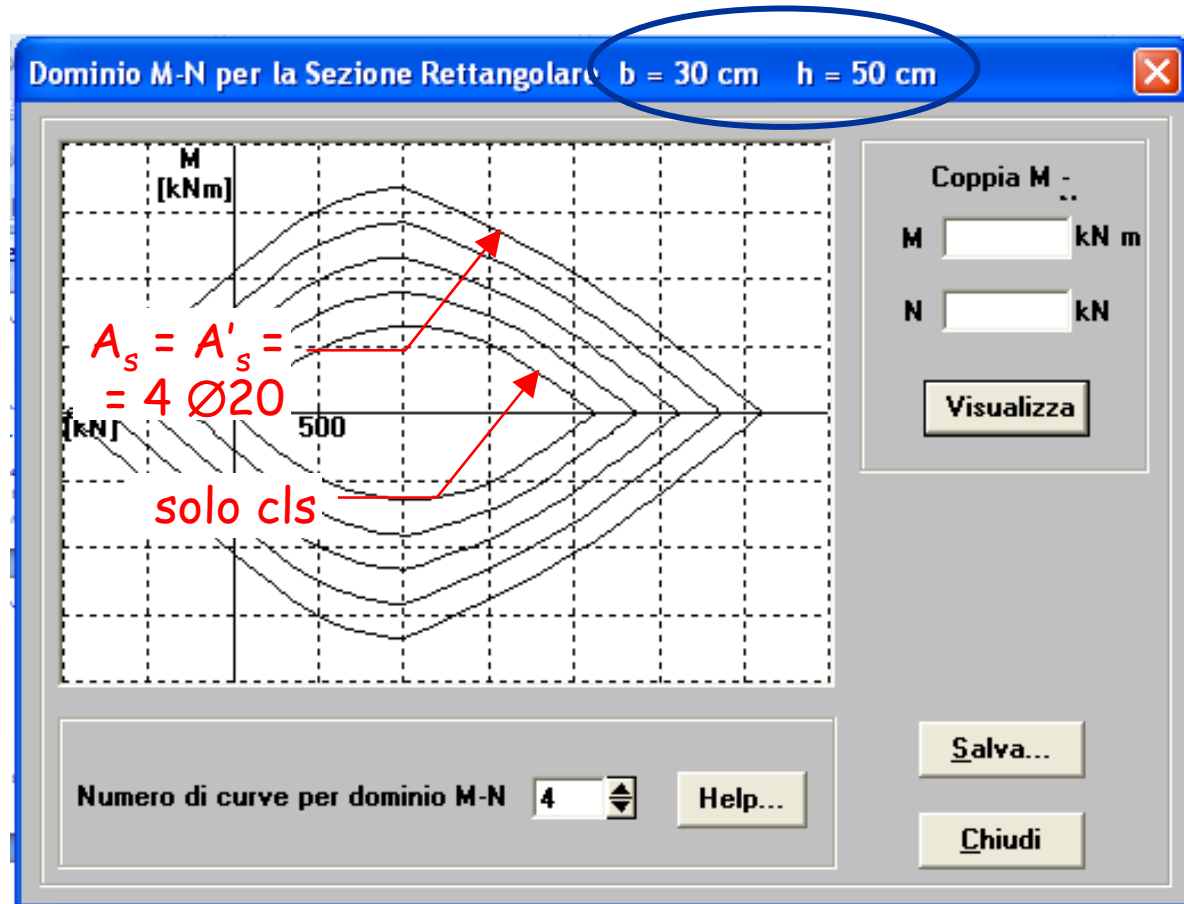
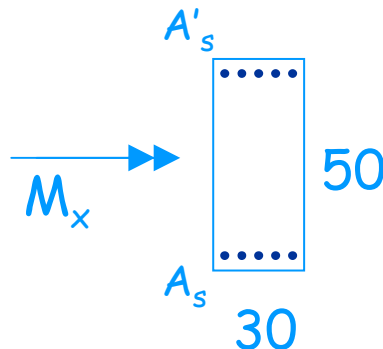
# Pilastro 4, piano 6

## dimensionamento armature

Può essere effettuato separatamente per le due direzioni

Si visualizza bene con domini M-N

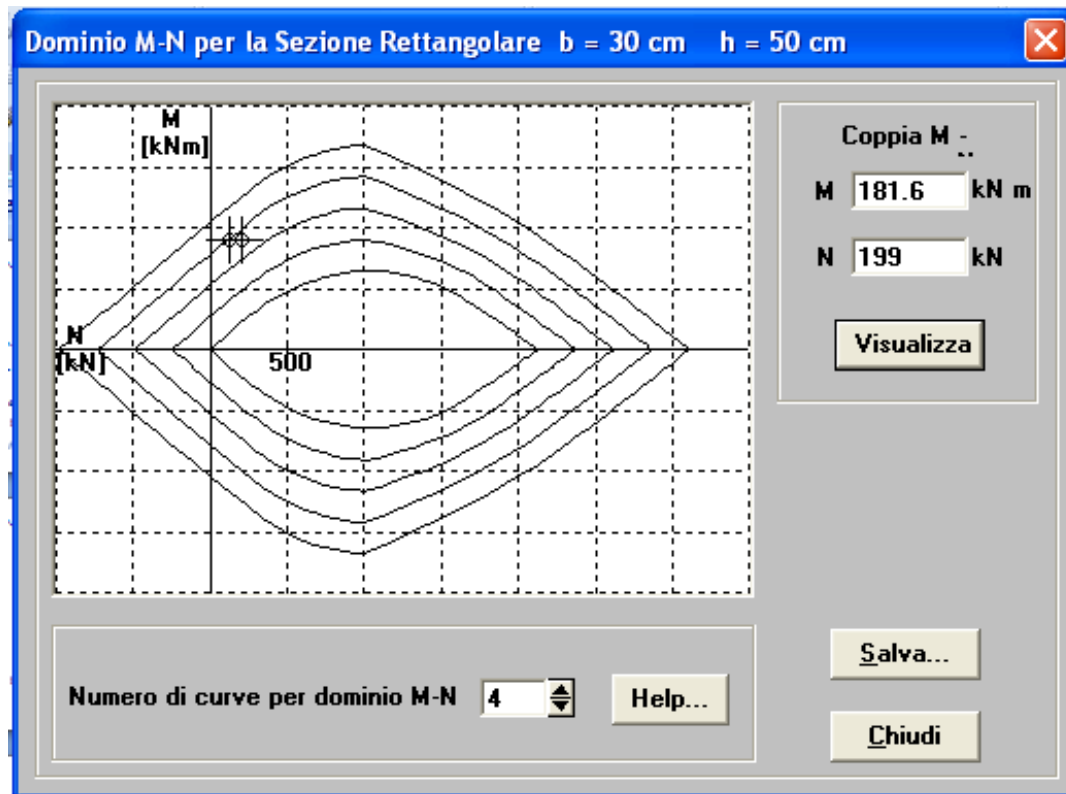
Ad esempio col programma EC2



# Pilastro 4, piano 6

## dimensionamento armature

Può essere effettuato separatamente per le due direzioni



$M_x$



direzione y

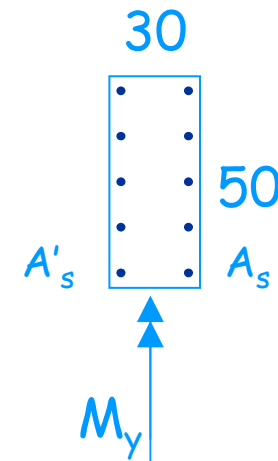
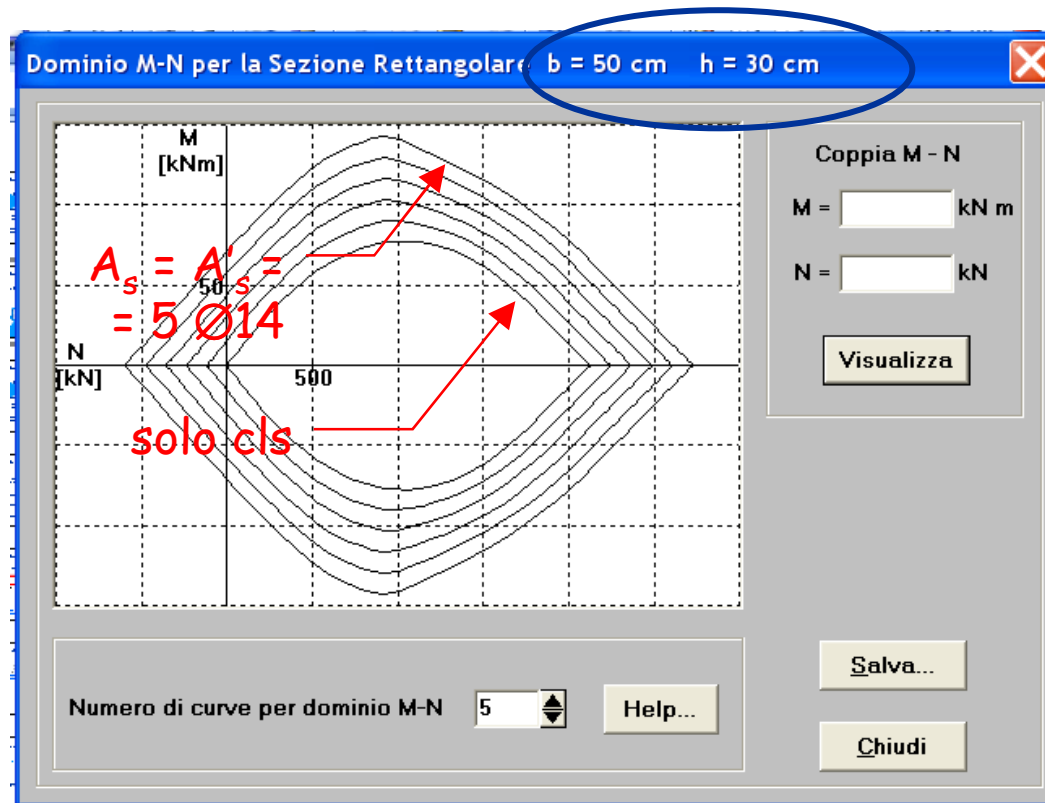
$M_{x,max} = 181.6 \text{ kNm}$   
con  $N = 129 \div 197 \text{ kN}$

occorrono 3  $\varnothing 20$   
su ciascun lato corto

# Pilastro 4, piano 6

## dimensionamento armature

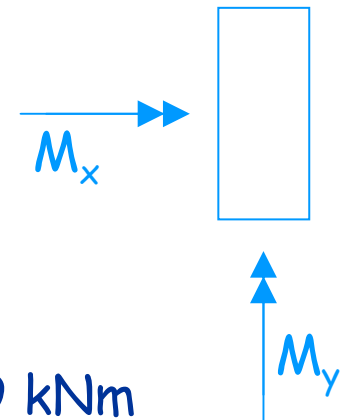
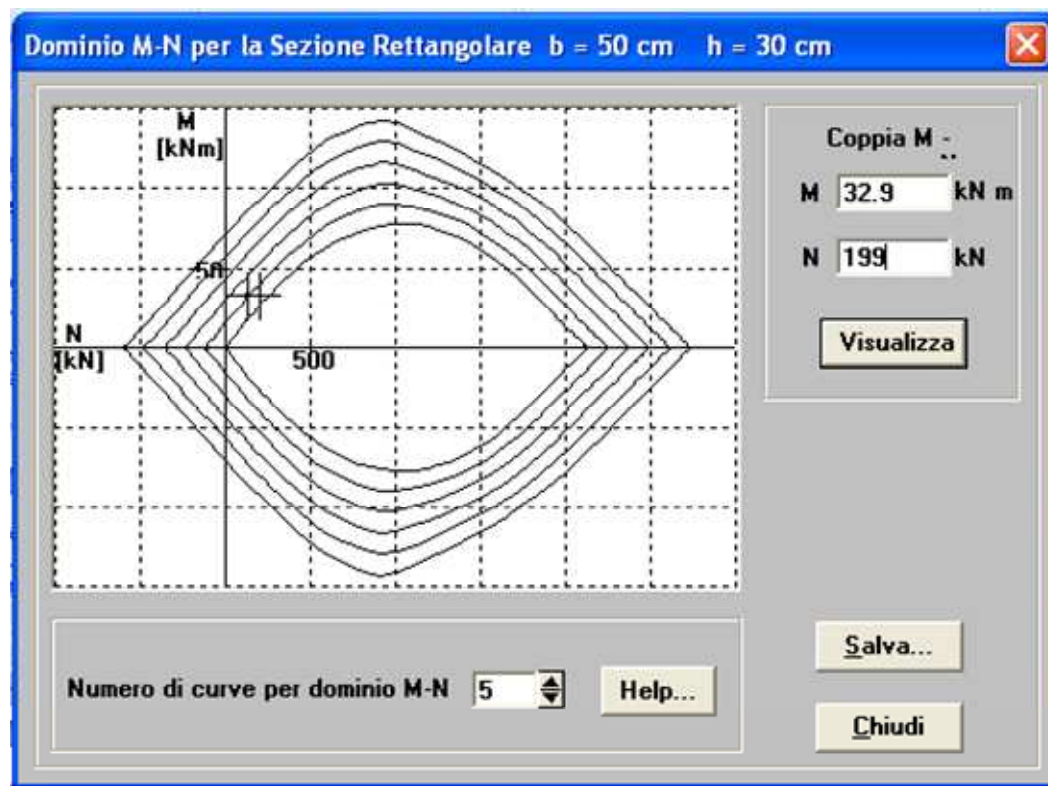
Può essere effettuato separatamente per le due direzioni



# Pilastro 4, piano 6

## dimensionamento armature

Può essere effettuato separatamente per le due direzioni



direzione x

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

con  $N = 129 \div 197 \text{ kN}$

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

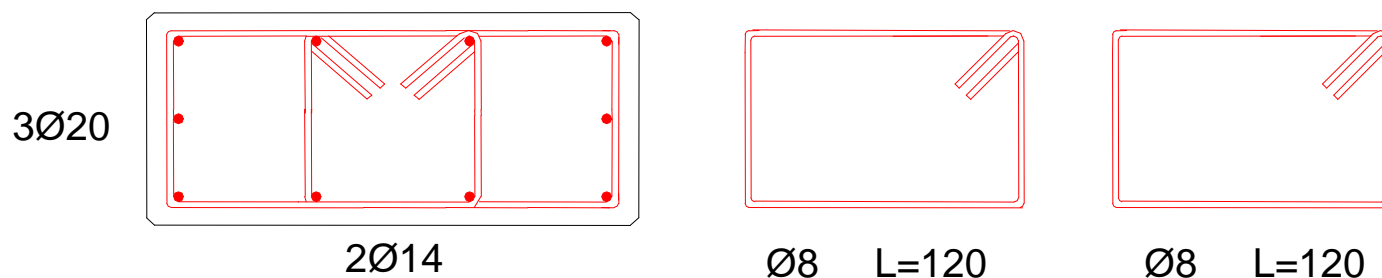
Per tutta la lunghezza del pilastro l'interasse tra le barre non deve essere superiore a 25 cm

Per una sezione 30x50:

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

## Pilastro 4, piano 6

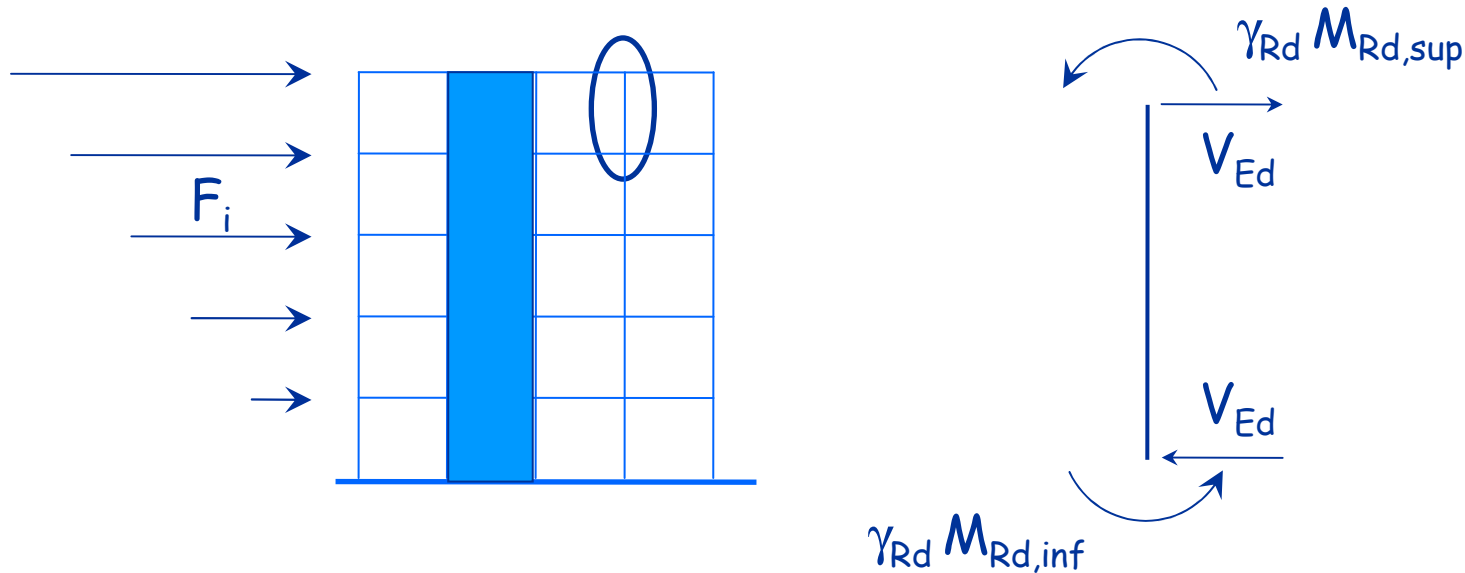
Il pilastro può essere armato con 10  $\varnothing 14$  ( $15.4 \text{ cm}^2$ ),  
con doppia staffa



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)



$\gamma_{Rd}$  = fattore di sovraresistenza  $\geq 1$

## 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 sovrarresistenza

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 4, 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

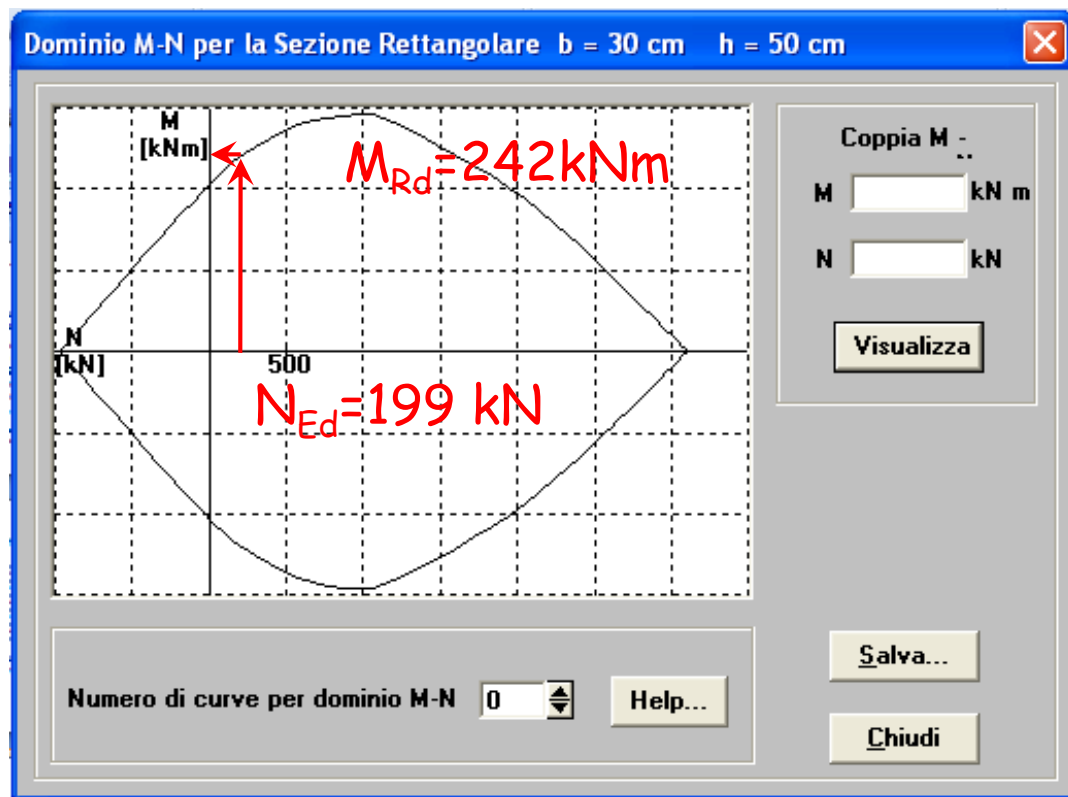
Sezione	$M_x$	$M_y$	N
Testa	132.5	28.0	128.8
Piede	181.6	32.9	128.8
Testa	85.6	24.5	197.4
Piede	78.8	32.9	197.4

Per il calcolo del momento resistente considero lo sforzo normale maggiore

# Pilastro 4, piano 6

## dimensionamento armatura a taglio

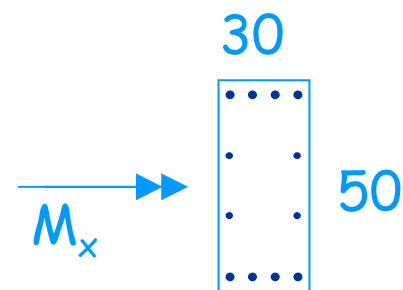
Calcolo dei momenti resistenti dei pilastri  
Considero anche le armature sui lati lunghi



Sisma prev. y

$$M_{Rd} = 242 \text{ kNm}$$

$$\text{con } N = 197 \text{ kN}$$



# Pilastro 4, piano 6

## dimensionamento armatura a taglio

Armature  
inferiore  
3 Ø20  
di parete  
4 Ø14

$M_{Rd}$  (kNm)  
-242  
+242

superiore  
3 Ø20

-242  
+242

$$V_{Ed} = \frac{M_{Rd,inf} + M_{Rd,sup}}{h_c} = \frac{242 + 242}{3.00} = 161.3 \text{ kN}$$

## Pilastro 4, piano 6

### dimensionamento armatura a taglio

Nel caso in esame si ha:

$$V_{Ed} = 161.3 \text{ kN}$$

$$\text{che richiede } \frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed}}{z f_{yd} \cot \theta} = \frac{161.3 \times 10}{0.9 \times 0.46 \times 391.3 \times 2} = 5.0 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

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:

$$V_{Ed} = 161.3 \text{ kN}$$

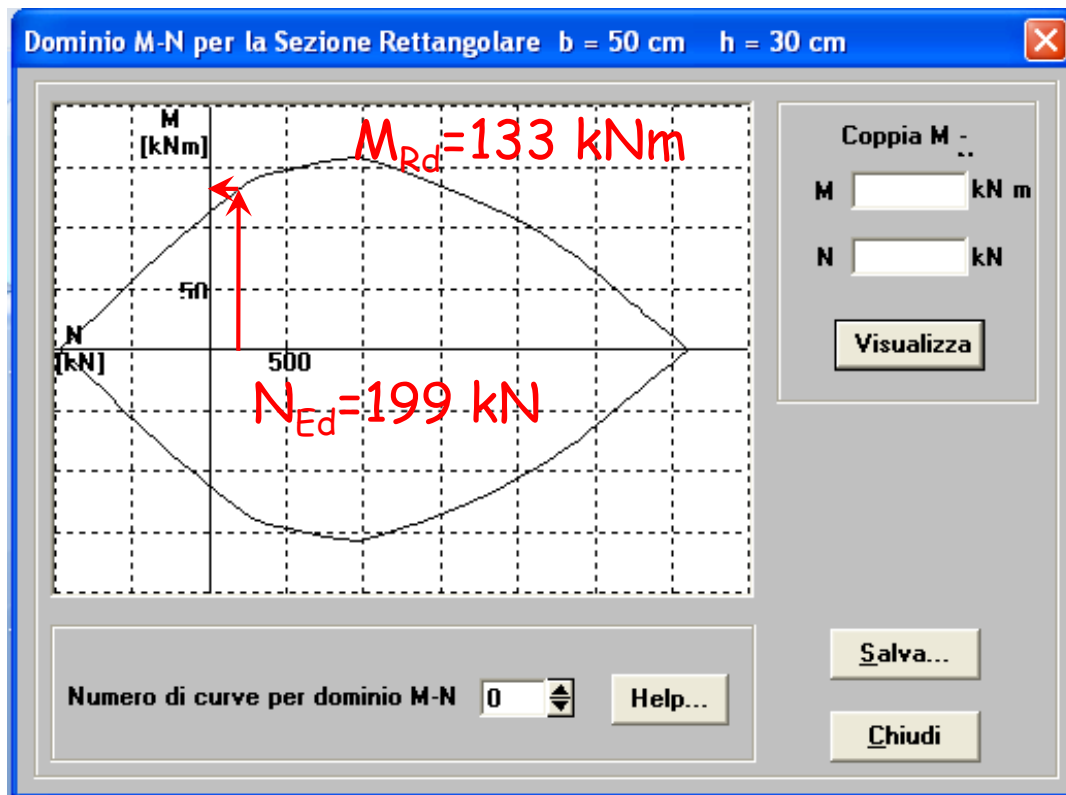
$$V_{Rcd} = z b_w \alpha_c f'_{cd} \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta} = 0.9 \times 0.46 \times 0.3 \times 7.1 \\ \times \frac{2}{1 + 2^2} \times 10^3 = 352.7 \text{ kN}$$

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

# Pilastro 4, piano 6

## dimensionamento armatura a taglio

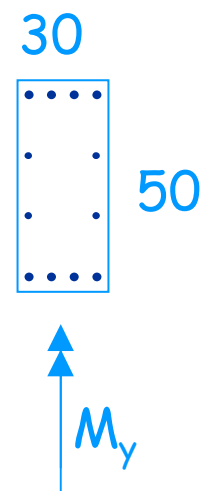
Calcolo dei momenti resistenti dei pilastri  
Considero anche le armature sui lati corti



Sisma prev. x

$$M_{y,Rd} = 133 \text{ kNm}$$

$$\text{con } N = 197 \text{ kN}$$



# Pilastro 4, piano 6

## dimensionamento armatura a taglio

Armature

inferiore

2 Ø20 + 2 Ø14

superiore

2 Ø20 + 2 Ø14

$M_{Rd}$  (kNm)

-133  
+133

-133  
+133

$$V_{Ed} = \frac{M_{Rd,inf} + M_{Rd,sup}}{h_c} = \frac{133 + 133}{3.00} = 88.7 \text{ kN}$$

## Pilastro 4, piano 6

### dimensionamento armatura a taglio

Nel caso in esame si ha, ad esempio:

$$V_{Ed} = 88.7 \text{ kN}$$

che richiede 
$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed}}{z f_{yd} \cot \theta} = \frac{88.7 \times 10}{0.9 \times 0.26 \times 391.3 \times 2} = 4.8 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

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:

$$V_{Ed} = 88.7 \text{ kN}$$

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

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