

Corsi di aggiornamento

Progettiamo insieme

Teoria e pratica della progettazione strutturale

2. Progetto di edifici a struttura intelaiata

10 - Combinazione dei risultati. Armature

Spoletto

8-9 e 15-16 aprile 2016

Aurelio Ghersi

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 ed elaborati grafici

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

ovvero: progettazione in capacità

NTC13, punto 7.2.2

Gerarchia delle resistenze (progetto in capacità)

Travi - elementi duttili, che si devono plasticizzare a flessione durante il sisma per dissipare energia



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

Nota: in realtà è poco influente il fatto che qualche trave sia meno armata e si plasticizzi prima del previsto



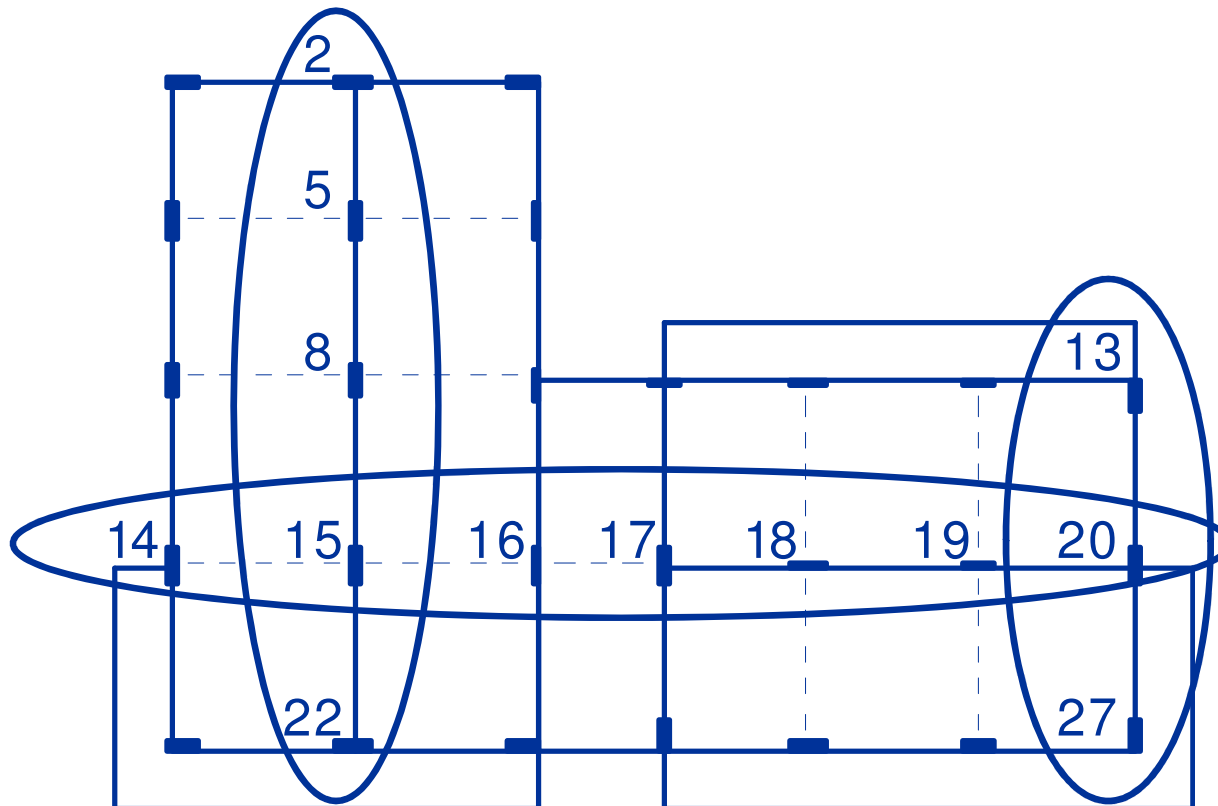
Tutto il resto (armatura a taglio delle travi, armatura a flessione e a taglio dei pilastri) è definito a partire dall'armatura a flessione delle travi

Definizione delle armature - travi

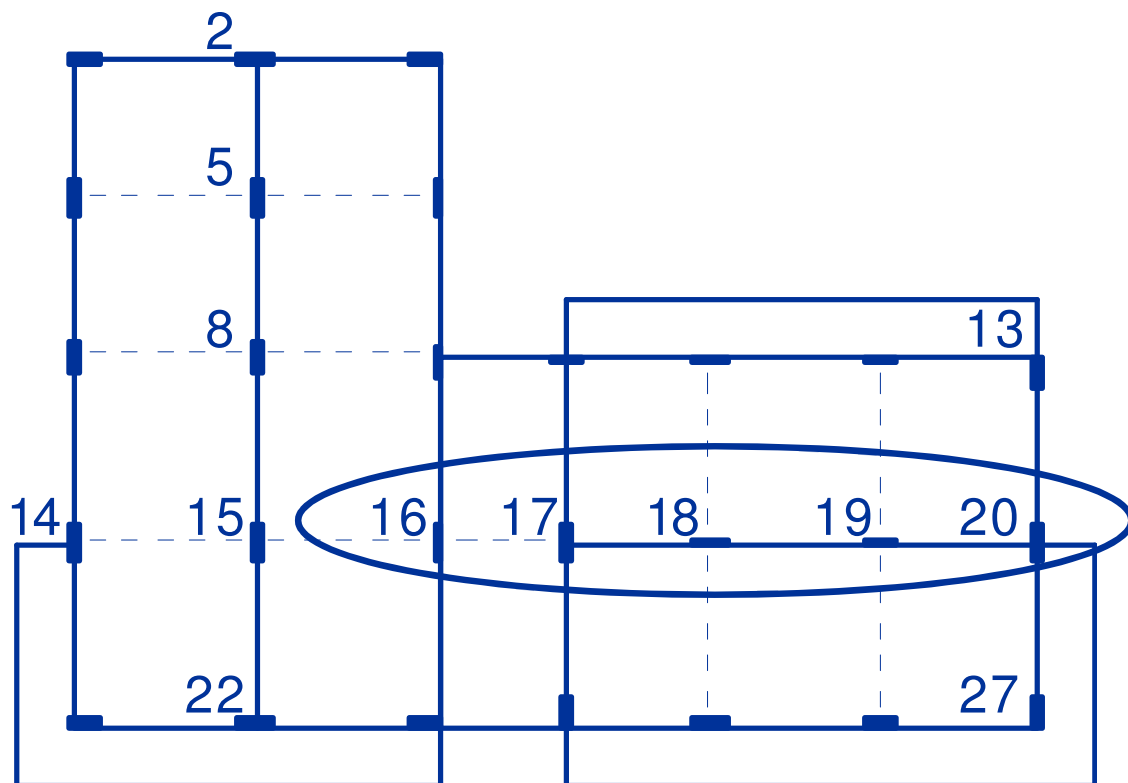
Primo passo armatura a flessione delle travi

Si parte dall'involuppo dei risultati

Si esaminano come esempio la trave 14-20, la trave 22-2 (molto caricata da carichi verticali) e la trave 27-13 (maggiormente sollecitata da sisma, anche per effetto della rotazione)



Trave 14-20



Trave 14-20

momento flettente per schemi di carico base

I impalcato - analisi modale, CD "A"

	q max	q min	Fx	Fy	M(Fx)	M(Fy)
16	-25.8	-15.6	22.1	5.6	0.3	0.5
17	-28.0	-16.9	-15.6	-3.9	-0.2	-0.3
17	-40.0	-23.9	110.4	27.8	1.7	2.4
18	-52.6	-31.5	-159.5	-40.1	-2.4	-3.5
18	-79.1	-47.3	168.6	42.4	2.5	3.7
19	-84.1	-50.3	-169.3	-42.6	-2.5	-3.7
19	-63.6	-38.0	152.3	38.3	2.3	3.4
20	-37.8	-22.6	-115.0	-28.9	-1.7	-2.5

Trave 14-20

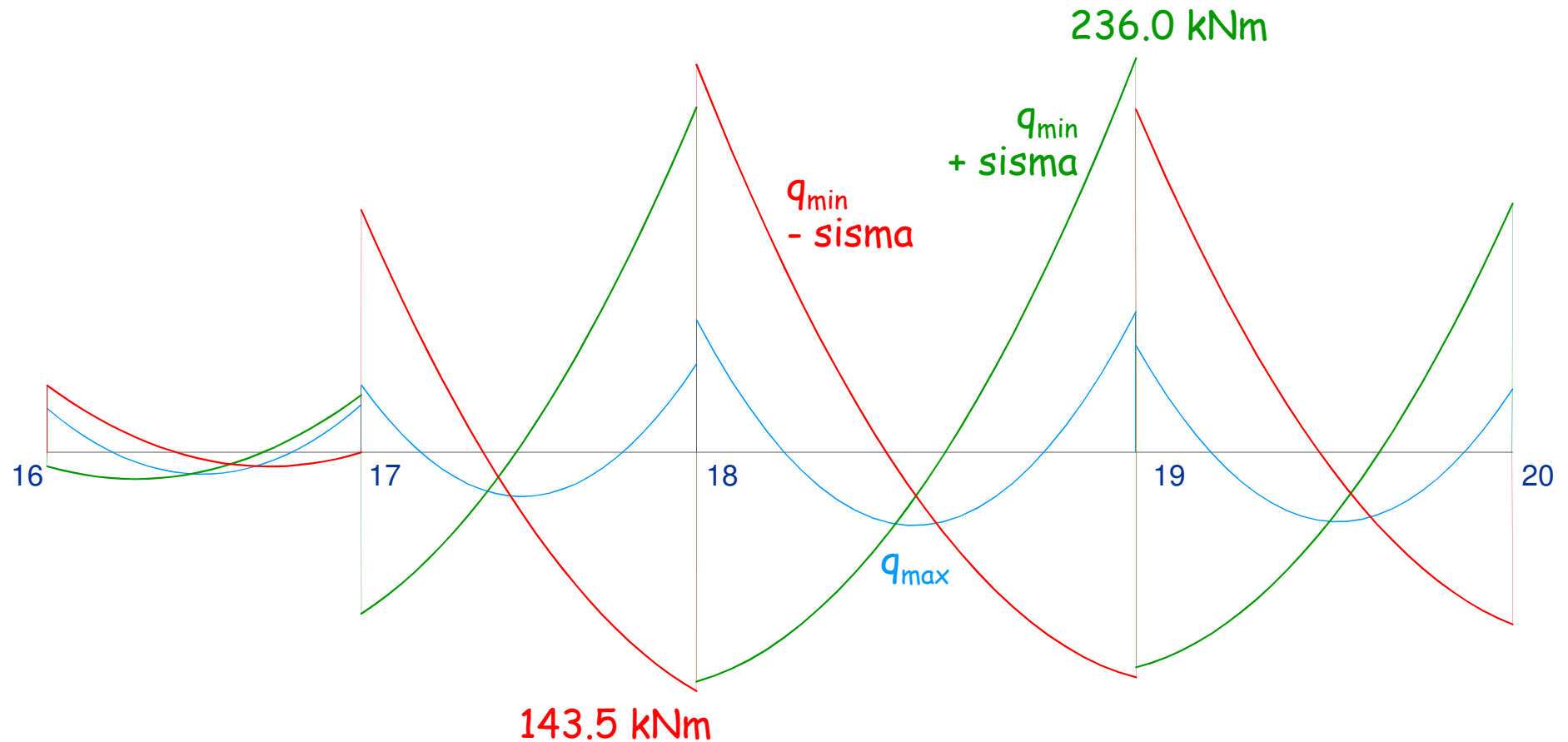
momento flettente

I impalcato

	q max	q min	Fx	Fy	M(Fx)	M(Fy)	sisma x	sisma y	x+0.3 y
16	-25.8	-15.6	22.1	5.6	0.3	0.5	22.4	6.0	24.2
17	-28.0	-16.9	-15.6	-3.9	-0.2	-0.3	-15.8	-4.3	-17.1
17	-40.0	-23.9	110.4	27.8	1.7	2.4	112.1	30.2	121.1
18	-52.6	-31.5	-159.5	-40.1	-2.4	-3.5	-161.9	-43.7	-175.0
18	-79.1	-47.3	168.6	42.4	2.5	3.7	171.1	46.1	184.9
19	-84.1	-50.3	-169.3	-42.6	-2.5	-3.7	-171.8	-46.3	-185.7
19	-63.6	-38.0	152.3	38.3	2.3	3.4	154.6	41.7	167.1
20	-37.8	-22.6	-115.0	-28.9	-1.7	-2.5	-116.7	-31.5	-126.2

Trave 14-20

diagramma del momento flettente (CD"A")

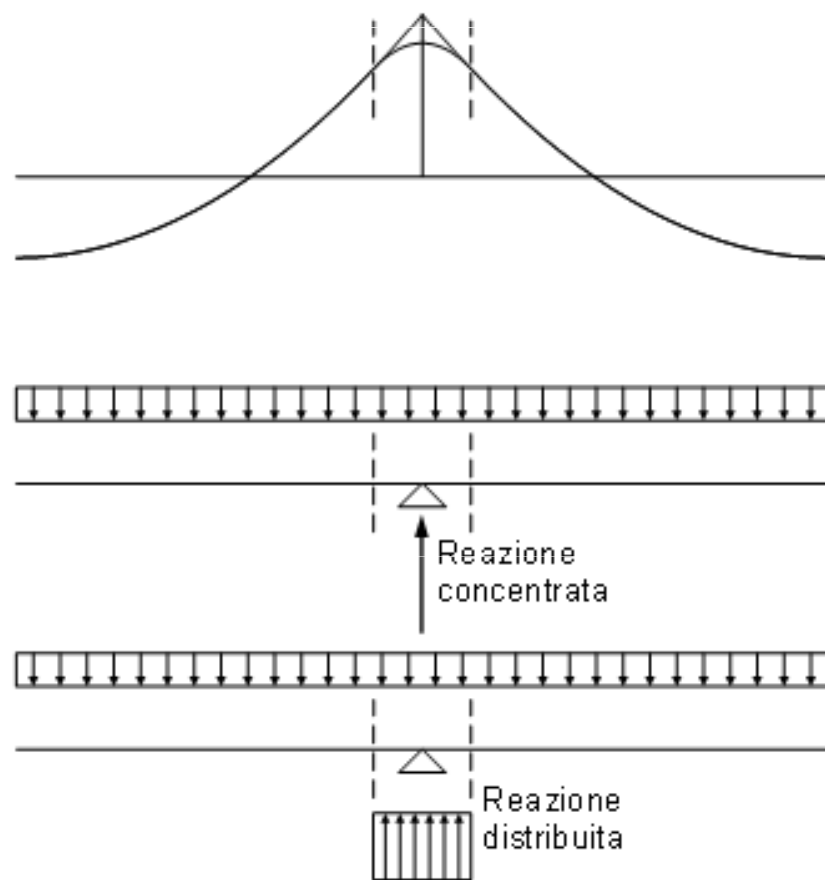


Primo passo

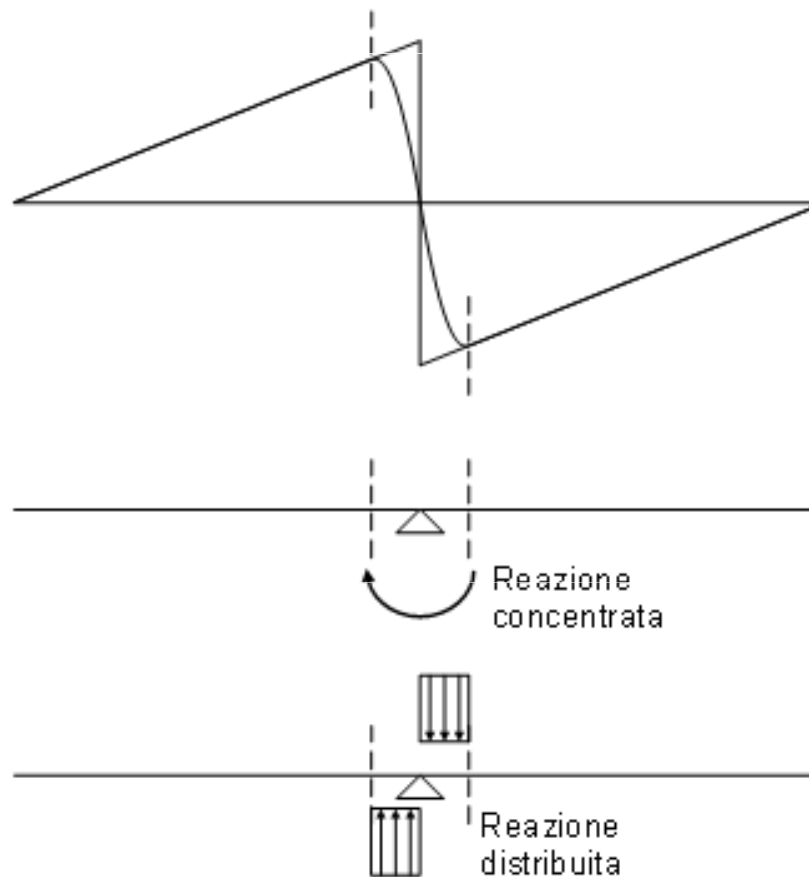
armatura a flessione delle travi

- Si parte dall'involuppo dei risultati
 - È possibile far riferimento ai valori a filo pilastro

Quali valori di M ? meglio i valori al filo pilastro



a) carichi verticali



b) azioni orizzontali

Primo passo armatura a flessione delle travi

- Si parte dall'involuppo dei risultati
 - È possibile far riferimento ai valori a filo pilastro
Ma non eccedere con le spuntature se il pilastro è molto grande, specialmente se l'effetto dei carichi verticali è rilevante
- Per la verifica delle sezioni si usano le formule tradizionali

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

Trave 14-20

verifica della sezione

Momento sollecitante massimo (negativo):

$$M_{Ed} = 236.0 \text{ kNm (in asse)} \quad 181.9 \text{ kNm (a filo)}$$

Momento resistente:

con semplice armatura
($r = 0.0197$)

$$M_{Rd} = \frac{b d^2}{r^2} = 242.4 \text{ kNm}$$

con doppia armatura
($u=0.25$, $r'=0.0171$)

$$M_{Rd} = \frac{b d^2}{r'^2} = 321.7 \text{ kNm}$$

La sezione è pienamente accettabile
(anche senza 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

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

Nota: il diagramma dei momenti risente molto dell'effetto del sisma (forti valori positivi all'appoggio) Questo può condizionare la disposizione delle barre di armatura

Progetto dell'armatura longitudinale

limiti di normativa

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

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

Nota:

l'Eurocodice 8 prescrive $\rho_{min} < 0.5 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}$

Nel caso in esame (trave 30x60) questo implica che

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

5.1 cm² per EC8

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"

Progetto dell'armatura longitudinale

limiti di normativa

Considerazioni:

- Il limite trovato, $5.6 \text{ cm}^2 < A_s < A_{s,comp} + 14.0 \text{ cm}^2$ per la trave 30x60, condiziona particolarmente l'armatura minima da disporre
- La normativa dice che questo vale
"In ogni sezione della trave, salvo giustificazioni che dimostrino che le modalità di collasso della sezione sono coerenti con la classe di duttilità adottata"
- Il riferimento alla "modalità di collasso" farebbe pensare che l'indicazione non serva per le zone centrali (che rimangono sicuramente elastiche)
- Osservare, o no, questo limite nelle zone poco sollecitate può condizionare il diametro minimo delle barre

Trave 14-20

progetto dell'armatura longitudinale

Momento sollecitante (negativo): $M_{Ed} = 181.9 \text{ kNm}$

Area di ferro:

$$A_s = \frac{M}{0.9 d f_{yd}} = 9.22 \text{ cm}^2$$

Momento sollecitante (positivo): $M_{Sd} = 129.5 \text{ kNm}$

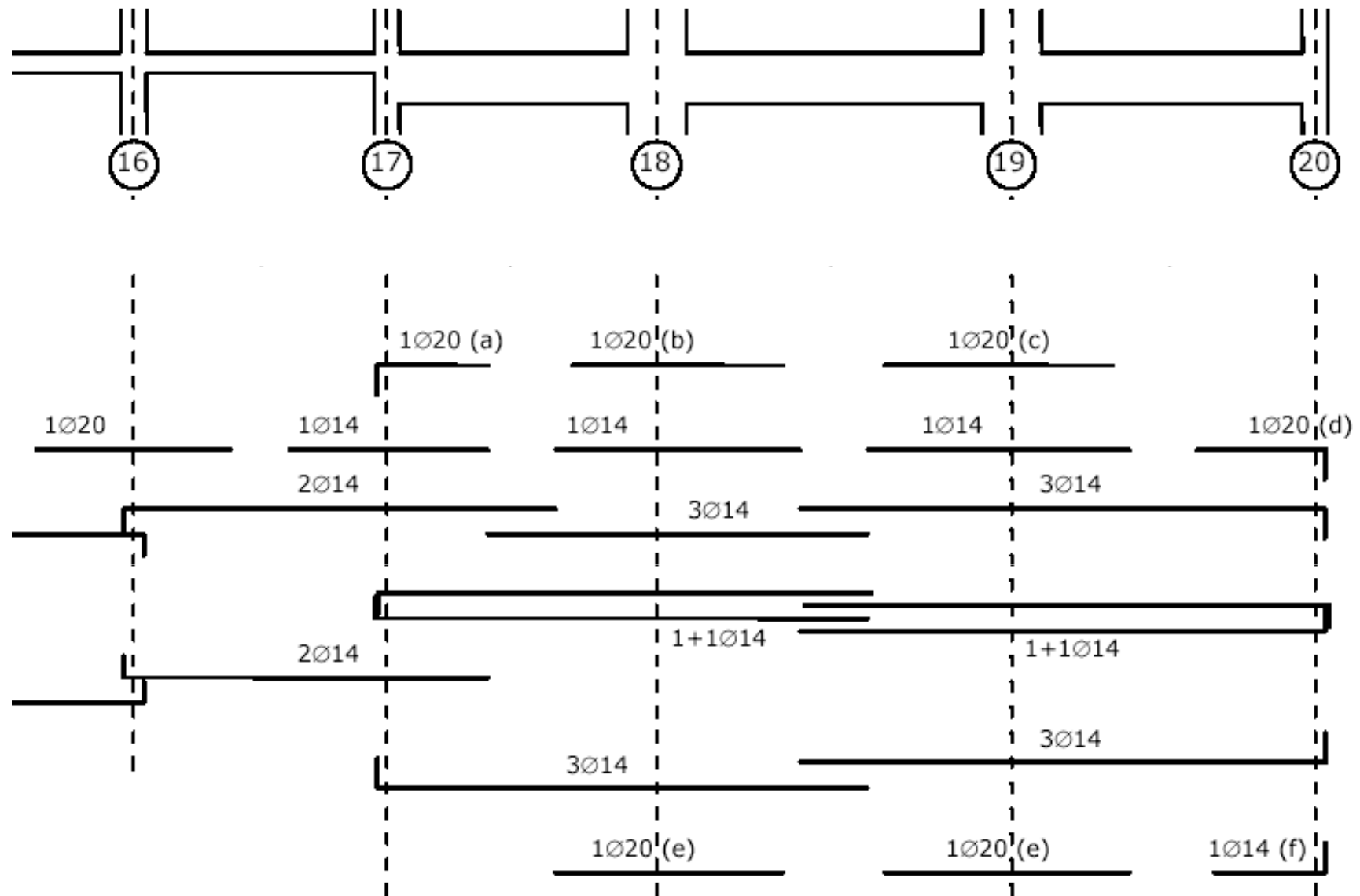
Area di ferro:

$$A_s = \frac{M}{0.9 d f_{yd}} = 6.57 \text{ cm}^2$$

Armatura: $4 \varnothing 14 + 1 \varnothing 20 \text{ sup}$ $3 \varnothing 14 + 1 \varnothing 20 \text{ inf}$
(pienamente accettabile)

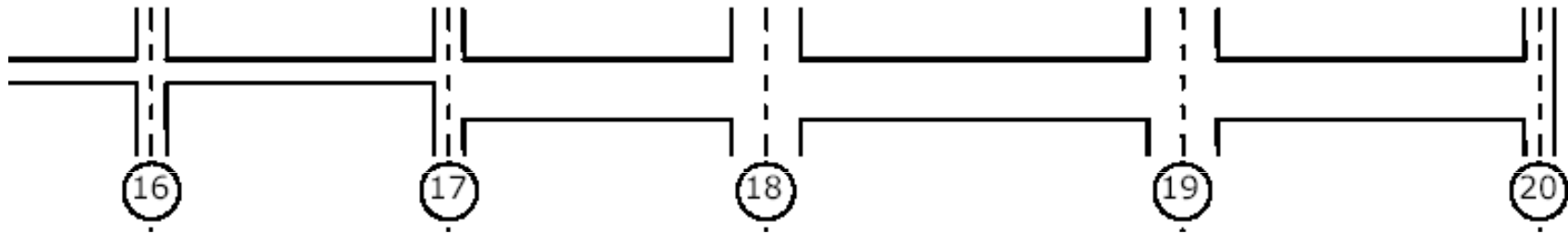
Trave 14-20

armature a flessione



Trave 14-20

armature a flessione

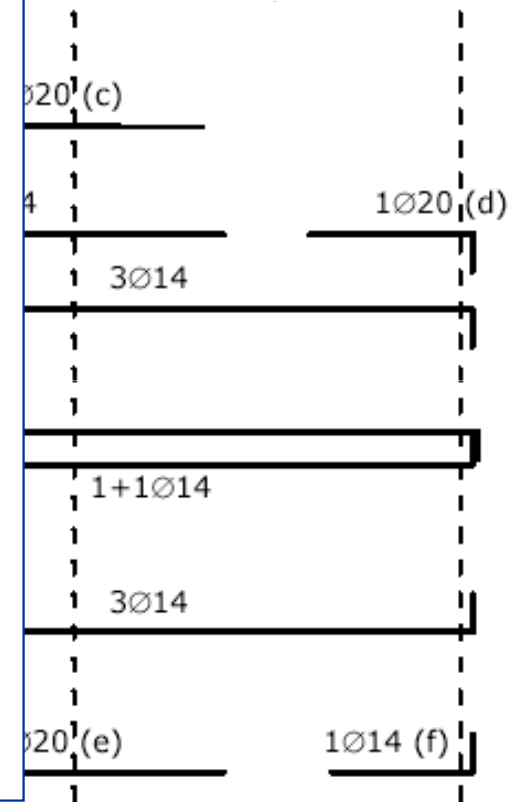


Riflessioni a posteriori:

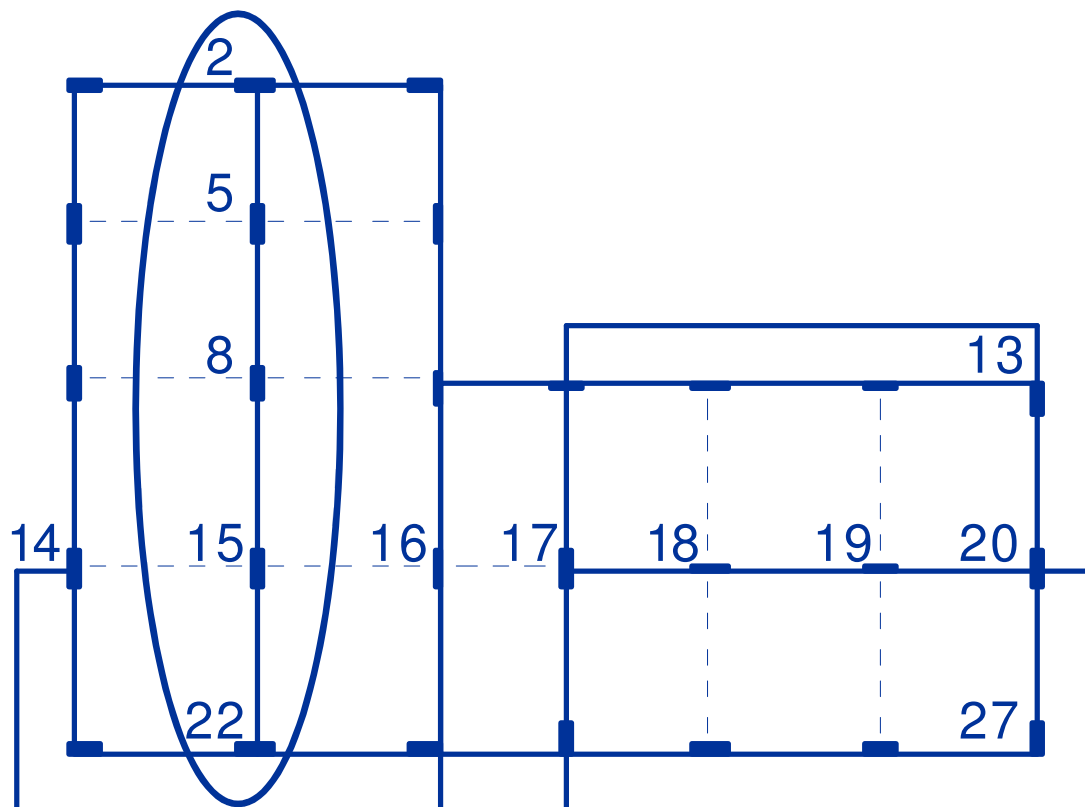
Io sono abituato a usare $\varnothing 14$ e $\varnothing 20$ e a disporre in zona tesa almeno 3 barre.

Le attuali indicazioni di normativa potrebbero rendere necessario qualcosa in più di 3 $\varnothing 14$. Sto quindi prendendo in considerazione l'idea di passare ai $\varnothing 16$, mettendo come minimo 3 $\varnothing 16$.

Un ulteriore vantaggio potrebbe essere che così è possibile aumentare il passo minimo delle staffe



Trave 22-2



Trave 22-2

momento flettente per schemi di carico base

I impalcato - analisi modale, CD "A"

	q max	q min	Fx	Fy	M(Fx)	M(Fy)
22	-51.5	-30.8	-18.3	67.9	-4.2	-6.1
15	-93.3	-55.6	23.2	-86.0	5.3	7.8
15	-82.0	-47.5	-29.1	107.8	-6.6	-9.7
8	-76.5	-44.2	28.4	-105.2	6.5	9.5
8	-66.2	-39.3	-30.4	112.6	-6.9	-10.2
5	-64.1	-38.4	30.8	-113.8	7.0	10.3
5	-63.1	-37.8	-25.5	94.3	-5.8	-8.5
2	-35.9	-21.5	19.4	-71.9	4.4	6.5

Trave 22-2

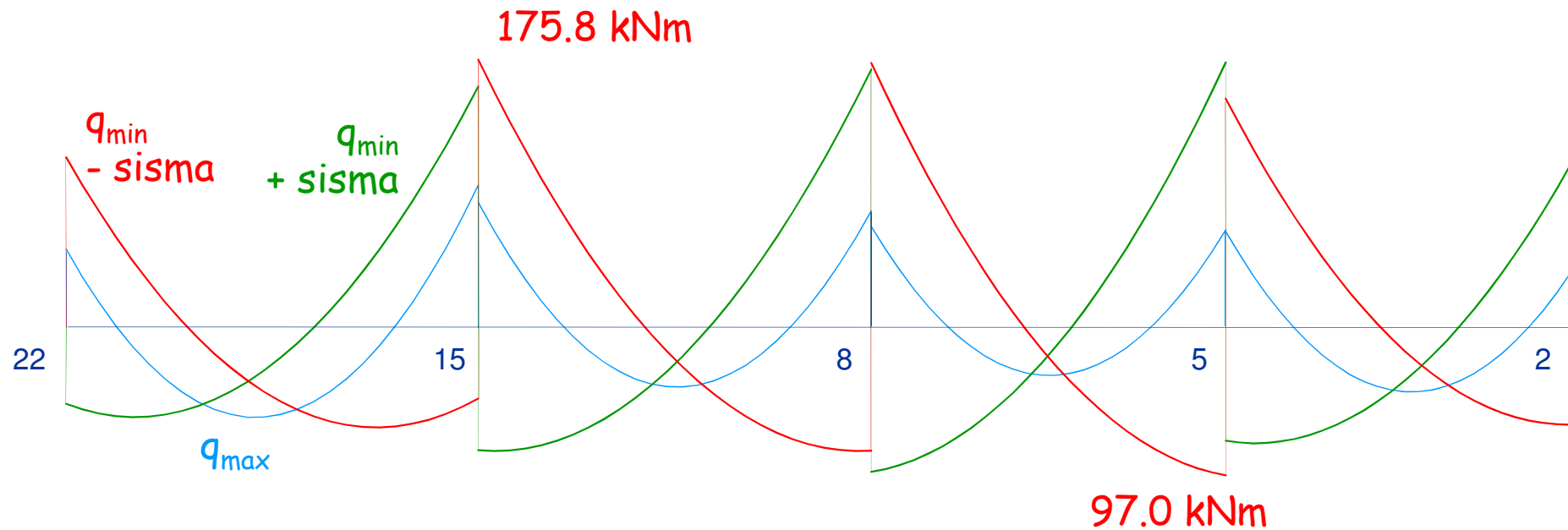
momento flettente

I impalcato

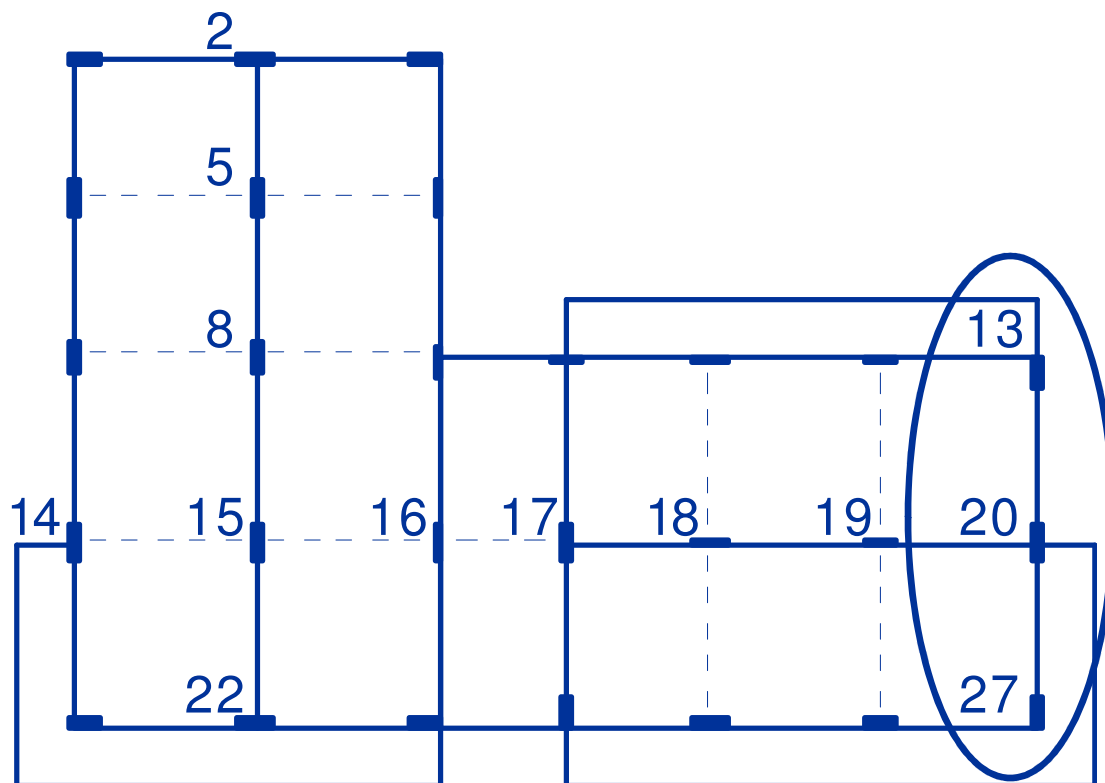
	q max	q min	Fx	Fy	M(Fx)	M(Fy)	sisma x	sisma y	y+0.3 x
22	-51.5	-30.8	-18.3	67.9	-4.2	-6.1	22.5	74.1	80.8
15	-93.3	-55.6	23.2	-86.0	5.3	7.8	-28.5	-93.8	-102.3
15	-82.0	-47.5	-29.1	107.8	-6.6	-9.7	35.7	117.6	128.3
8	-76.5	-44.2	28.4	-105.2	6.5	9.5	-34.9	-114.7	-125.1
8	-66.2	-39.3	-30.4	112.6	-6.9	-10.2	37.3	122.8	134.0
5	-64.1	-38.4	30.8	-113.8	7.0	10.3	-37.7	-124.1	-135.4
5	-63.1	-37.8	-25.5	94.3	-5.8	-8.5	31.3	102.8	112.2
2	-35.9	-21.5	19.4	-71.9	4.4	6.5	-23.8	-78.4	-85.5

Trave 22-2

diagramma del momento flettente (CD"A")



Trave 27-13



Trave 27-13

momento flettente per schemi di carico base

II impalcato – analisi modale, CD “A”

	q max	q min	Fx	Fy	M(Fx)	M(Fy)
27	-66.3	-42.1	-57.3	265.8	26.4	38.9
20	-59.7	-37.3	53.3	-247.6	-24.6	-36.2
20	-17.6	-12.8	-53.3	247.6	24.6	36.2
13	-35.3	-24.6	57.3	-265.8	-26.4	-38.9

Trave 27-13

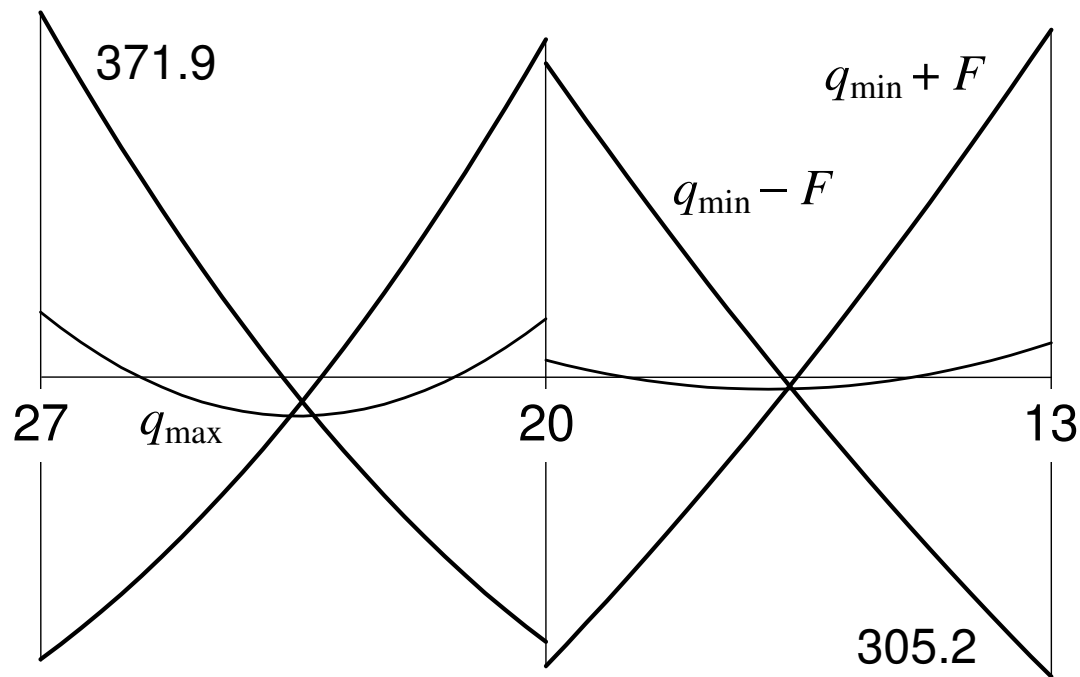
momento flettente

II impalcato

	q max	q min	Fx	Fy	M(Fx)	M(Fy)	sisma x	sisma y	y+0.3 x
27	-66.3	-42.1	-57.3	265.8	26.4	38.9	83.7	304.7	329.8
20	-59.7	-37.3	53.3	-247.6	-24.6	-36.2	-77.9	-283.8	-307.1
20	-17.6	-12.8	-53.3	247.6	24.6	36.2	77.9	283.8	307.1
13	-35.3	-24.6	57.3	-265.8	-26.4	-38.9	-83.7	-304.7	-329.8

Trave 27-13

diagramma del momento flettente (CD "A")



La sezione richiede:

15.1 cm² sup

13.2 cm² inf

(molto forti, ma forse ancora accettabili)

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 17-18

sollecitazioni di calcolo (CD "A")

Esempio - prima campata

sinistra

sup. 1 Ø20 + 3 Ø14

inf. 3 Ø14

$q=31.7$ kN/m

destra

sup. 1 Ø20 + 4 Ø14

inf. 3 Ø14 + 1 Ø20

M_{Rd} (kNm)

-161.1

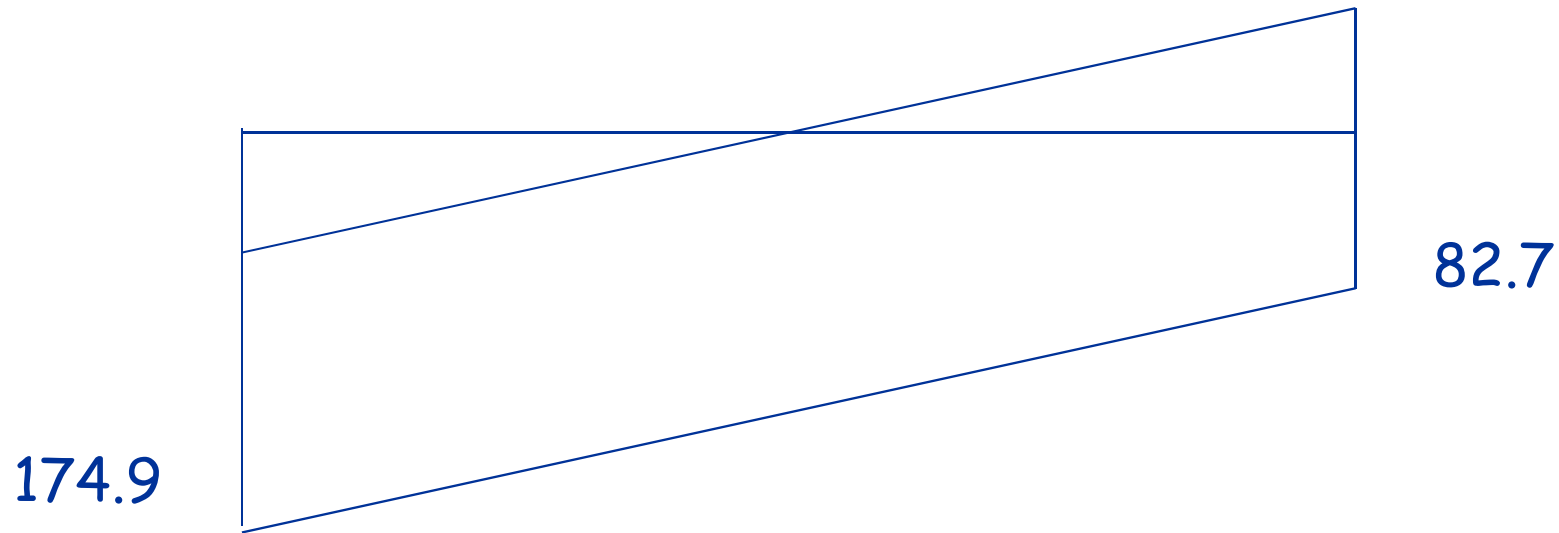
+97.3

-192.4

+161.2

$$V = \frac{q l}{2} + \gamma_{Rd} \frac{M_{Rd,sin} + M_{Rd,des}}{l} = \frac{34.1 \times 2.70}{2} + 1.2 \frac{97.3 + 192.4}{2.70} =$$
$$= 46.1 + 128.8 = 174.9 \text{ kN}$$

Taglio sollecitazioni di calcolo



$$\begin{aligned} V &= \frac{ql}{2} + \gamma_{Rd} \frac{M_{Rd,sin} + M_{Rd,des}}{l} = \frac{34.1 \times 2.70}{2} + 1.2 \frac{97.3 + 192.4}{2.70} = \\ &= 46.1 + 128.8 = 174.9 \text{ kN} \end{aligned}$$

Campata 17-18

sollecitazioni di calcolo (CD "A")

Esempio - prima campata

sinistra

sup. 1 Ø20 + 3 Ø14

inf. 3 Ø14

$q=31.7$ kN/m

destra

sup. 1 Ø20 + 4 Ø14

inf. 3 Ø14 + 1 Ø20

M_{Rd} (kNm)

-161.1

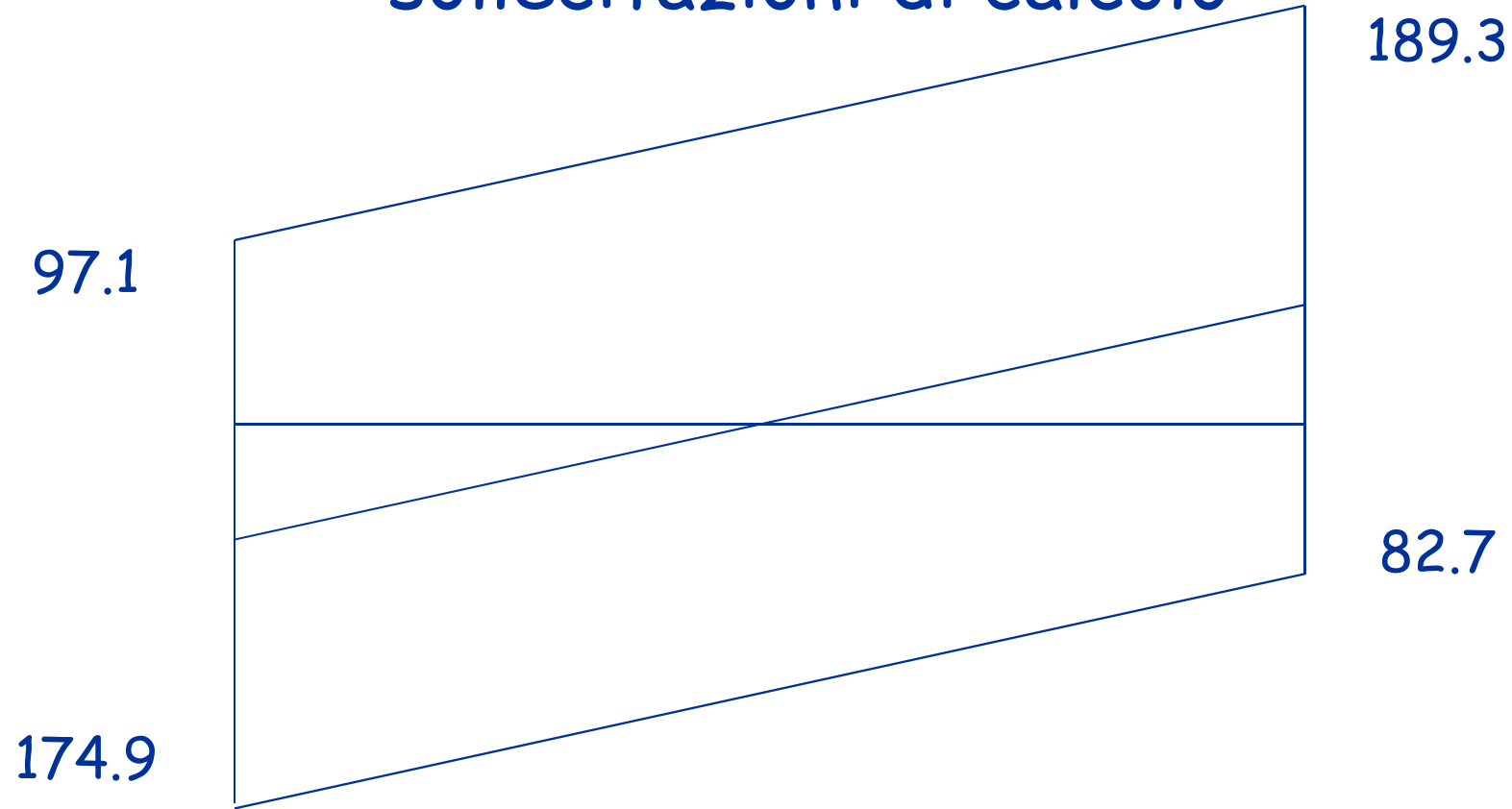
+97.3

-192.4

+161.2

$$V = \frac{q l}{2} + \gamma_{Rd} \frac{M_{Rd,sin} + M_{Rd,des}}{l} = \frac{34.1 \times 2.70}{2} + 1.2 \frac{161.1 + 161.1}{2.70} =$$
$$= 46.1 + 143.2 = 189.3 \text{ kN}$$

Taglio sollecitazioni di calcolo



$$V = \frac{ql}{2} + \gamma_{Rd} \frac{M_{Rd,sin} + M_{Rd,des}}{l} = \frac{34.1 \times 2.70}{2} + 1.2 \frac{161.1 + 161.1}{2.70} = 46.1 + 143.2 = 189.3 \text{ kN}$$

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
- 225 mm (per DC"B") 175 mm (per DC"A")
- 8 $\varnothing_{\min,tra}$ (per DC"B") 6 $\varnothing_{\min,tra}$ (per DC"A")
- 24 \varnothing_{staffe}

avendo $\varnothing 14$: $6 \times 14 = 84$ mm

se $\varnothing 16$: $6 \times 16 = 96 \cong 100$ mm

Armature trasversali (staffe)

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

$$V = 189.3 \text{ kN}$$

che richiede
$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Sd}}{z f_{ywd} \cot \theta} = \frac{189.3 \times 10}{0.9 \times 0.56 \times 391.3 \times 1} = 9.6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Si possono disporre $\varnothing 8 / 10 \text{ cm}$ alle estremità
($\varnothing 8 / 20 \text{ cm}$ nella parte centrale della campata)

Dovrebbero essere $\varnothing 8 / 8.4$ per i limiti minimi

Nota: per CD "B" si può usare $\cot \theta = 2$

per CD "A" si deve usare $\cot \theta = 1$

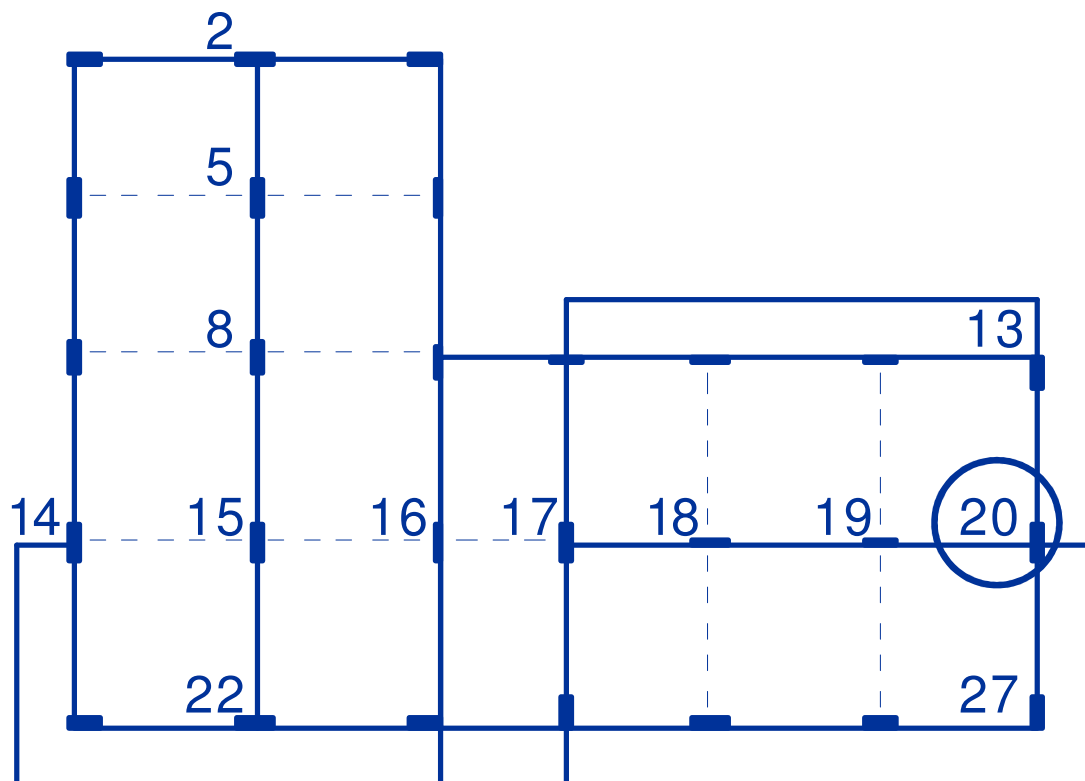
Definizione delle armature - pilastri

Terzo passo armatura a pressoflessione dei pilastri

Per la sezione alla base e in testa all'ultimo piano si usano i valori di calcolo

Pilastri esaminati (come esempio)

Si esamina il pilastro 20



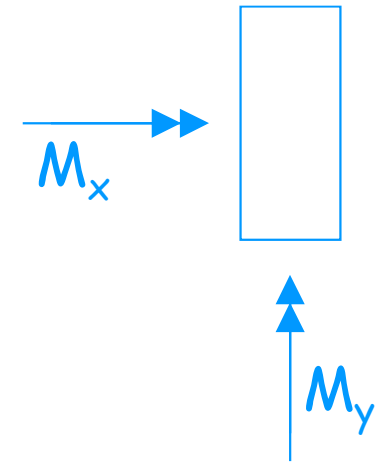
Pilastro 20, base del I ordine (CD "A")

alla base non occorre gerarchia delle resistenze

Schemi di carico base

	q max	q min	Fx	Fy	M(Fx)	M(Fy)
M_y	-7.25	-4.34	-58.53	-14.82	-0.92	-1.36
M_x	0.36	0.11	72.13	-360.46	-35.46	-52.17
N	991.3	628.3	250.9	62.2	3.6	5.3

N positivo = compressione



Pilastro con rilevanti carichi verticali

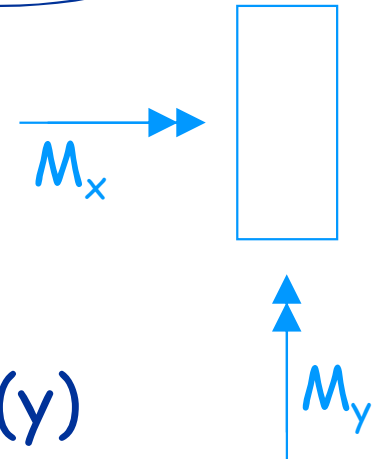
Sollecitato prevalentemente in una direzione (y)

Effetto dell'eccentricità propria ed accidentale
abbastanza modesto

Pilastro 20, base del I ordine (CD "A")

alla base non occorre gerarchia delle resistenze

piano		M_y testa (kNm)	M_x testa (kNm)	M_y piede (kNm)	M_x piede (kNm)	N (kN)
1	$q_{\min} + \text{sisma prev. } x$	52.3	-107.9	-68.6	231.5	903.0
	$q_{\min} - \text{sisma prev. } x$	-37.8	106.8	60.0	-231.3	353.5
	$q_{\min} + \text{sisma prev. } y$	31.1	206.1	-38.3	-444.8	772.1
	$q_{\min} - \text{sisma prev. } y$	-16.6	-207.2	29.7	445.0	484.4



Pilastro con rilevanti carichi verticali

Sollecitato prevalentemente in una direzione (y)

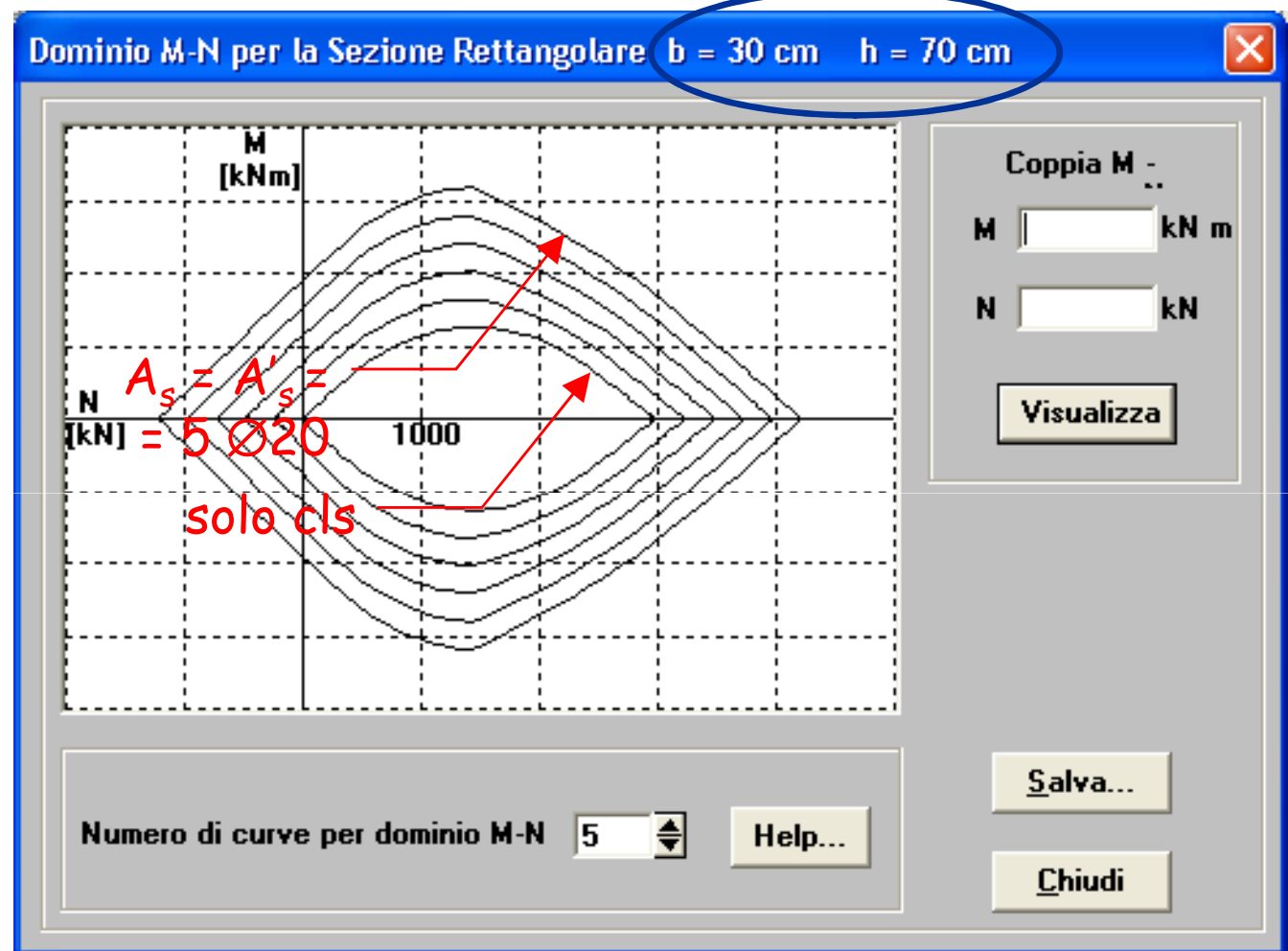
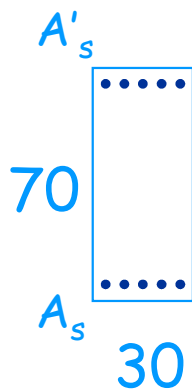
Effetto dell'eccentricità propria ed accidentale
abbastanza modesto

Pilastro 20, base del I ordine dimensionamento armature

Può essere effettuato separatamente per le due direzioni

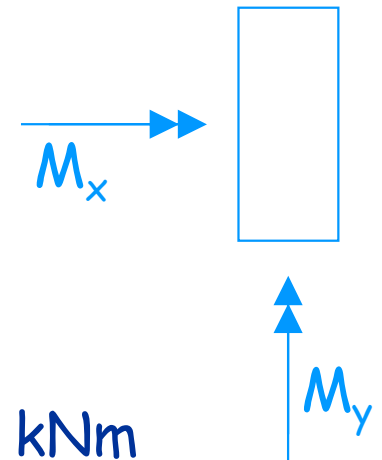
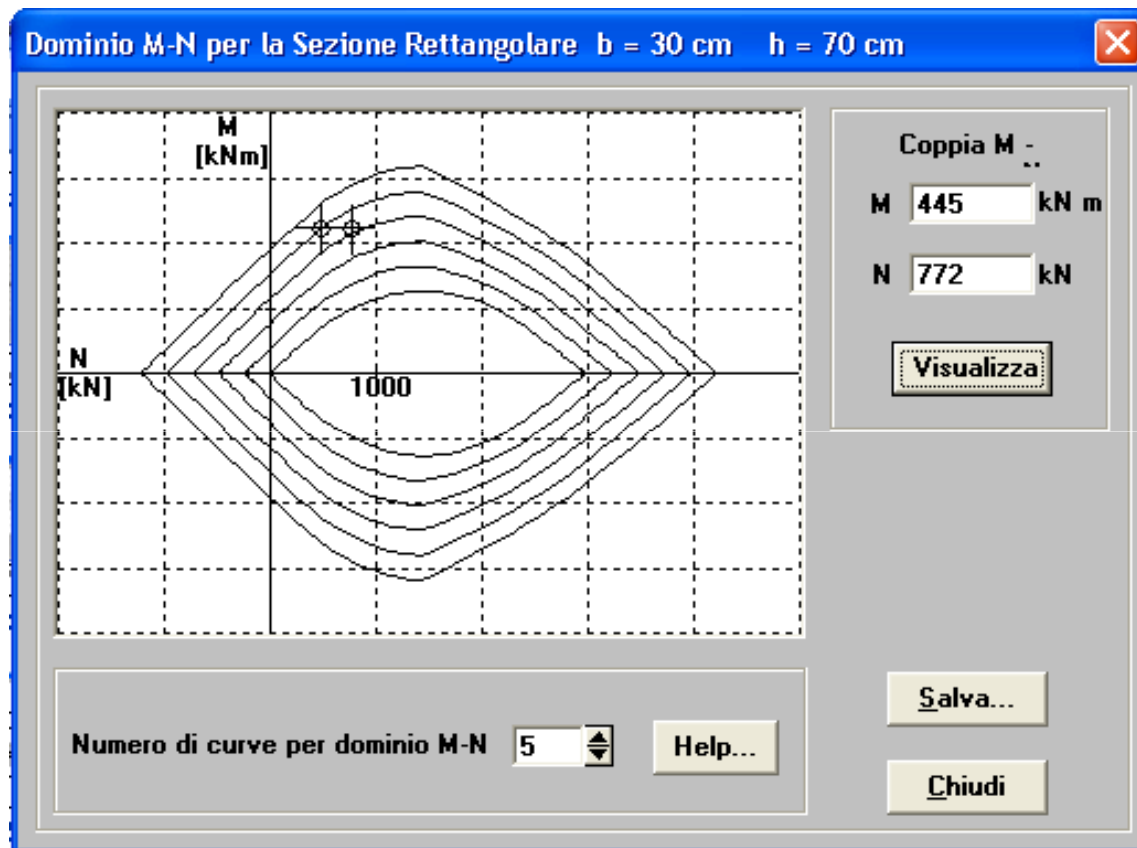
Si visualizza bene
con domini M-N

Ad esempio col
programma EC2



Pilastro 20, base del I ordine dimensionamento armature

Può essere effettuato separatamente per le due
direzioni



direzione y

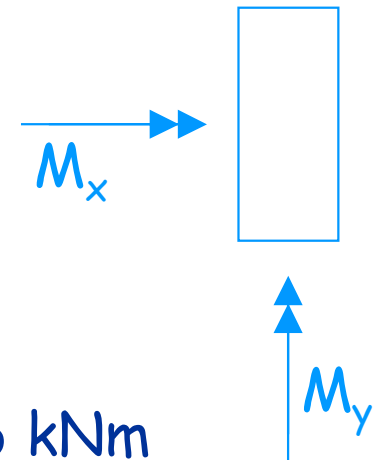
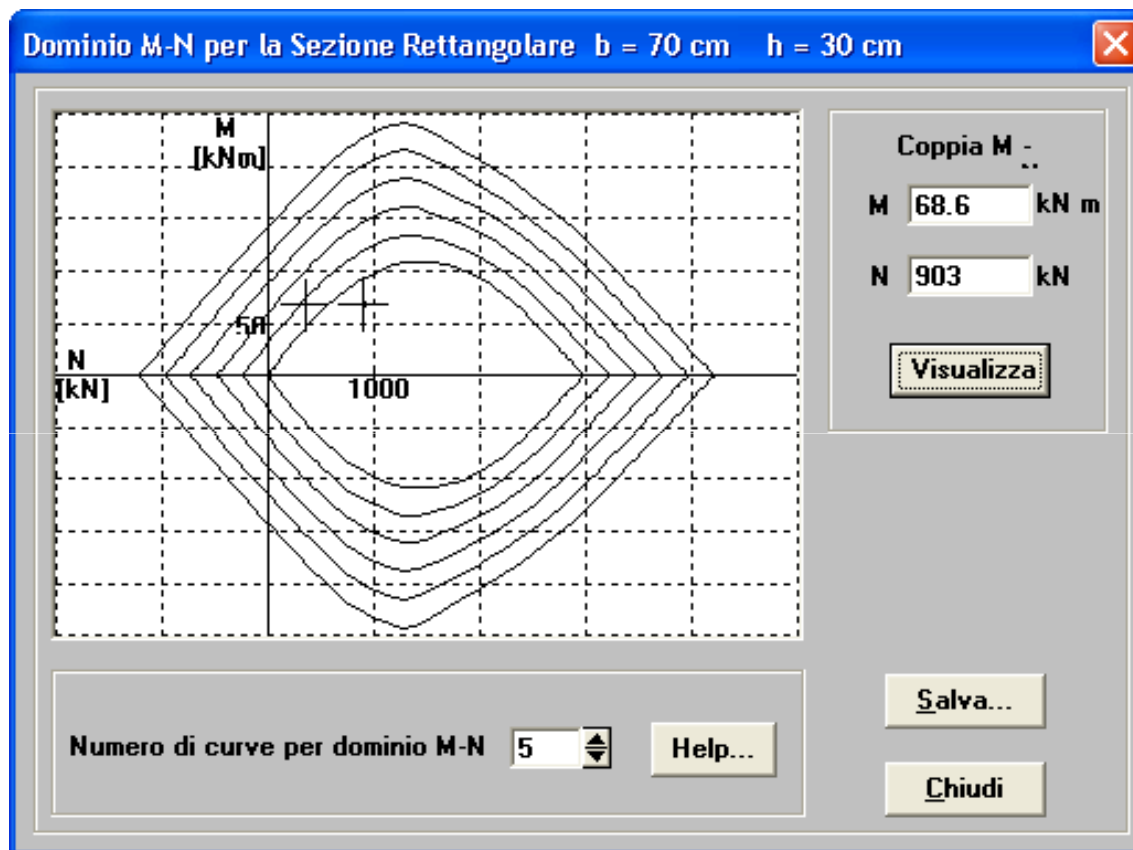
$$M_{x,\max} = 445 \text{ kNm}$$

$$\text{con } N = 484 \div 772 \text{ kN}$$

occorrono 4 $\varnothing 20$
su ciascun lato corto

Pilastro 20, base del I ordine dimensionamento armature

Può essere effettuato separatamente per le due direzioni



direzione x

$$M_{y,\max} = 68.6 \text{ kNm}$$

$$\text{con } N = 353 \div 903 \text{ kN}$$

occorrono 1 $\varnothing 20$
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:

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

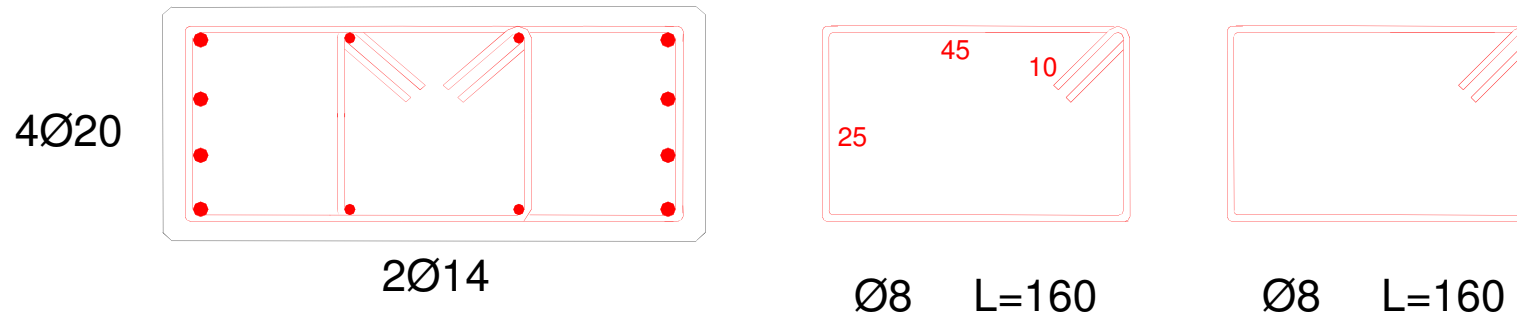
con A_s area totale dell'armatura longitudinale e A_c area della sezione lorda del pilastro

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

Per una sezione 30x70: $21 \text{ cm}^2 \leq A_s \leq 84 \text{ cm}^2$

Pilastro 20, base del I ordine

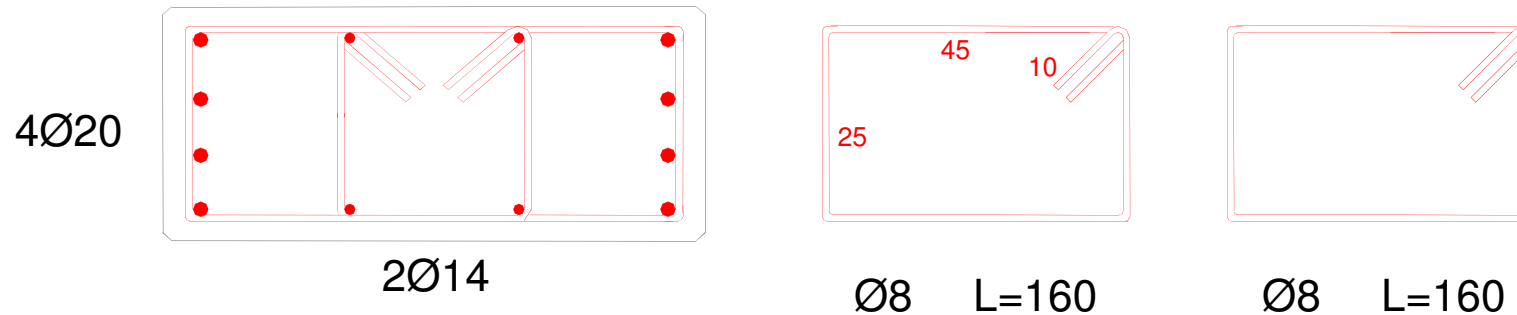
Il pilastro può essere armato con 8 $\varnothing 20$ e 4 $\varnothing 14$, con doppia staffa



Poiché i momenti trasversali sono molto bassi in questo caso non occorre una verifica a pressoflessione deviata

Pilastro 20, base del I ordine

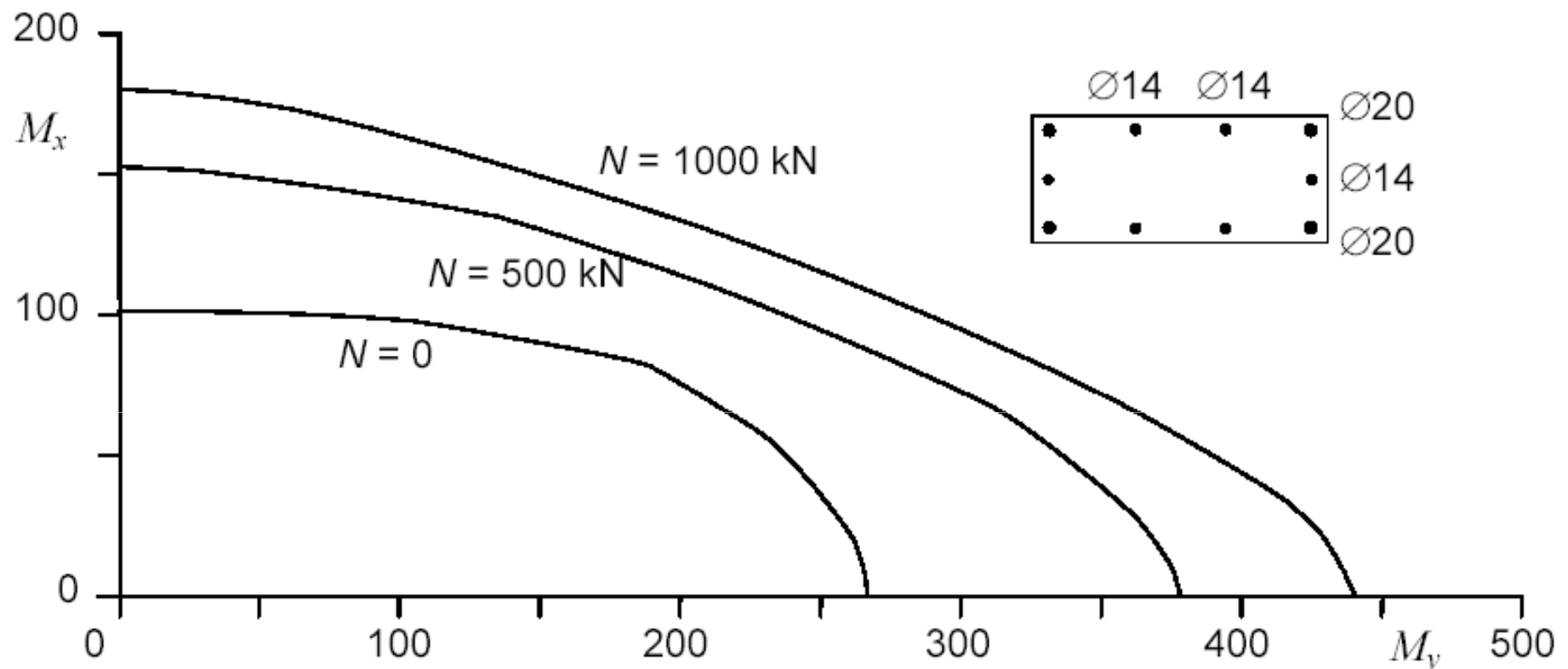
Il pilastro può essere armato con 8 $\varnothing 20$ e 4 $\varnothing 14$, con doppia staffa



Ai piani superiori le caratteristiche di sollecitazioni si riducono, ma le armature non possono scendere al di sotto di 21 cm^2 , cioè 4 $\varnothing 20$ e 6 $\varnothing 14$ (quindi 2 $\varnothing 20$ e 1 $\varnothing 14$ nel lato corto)

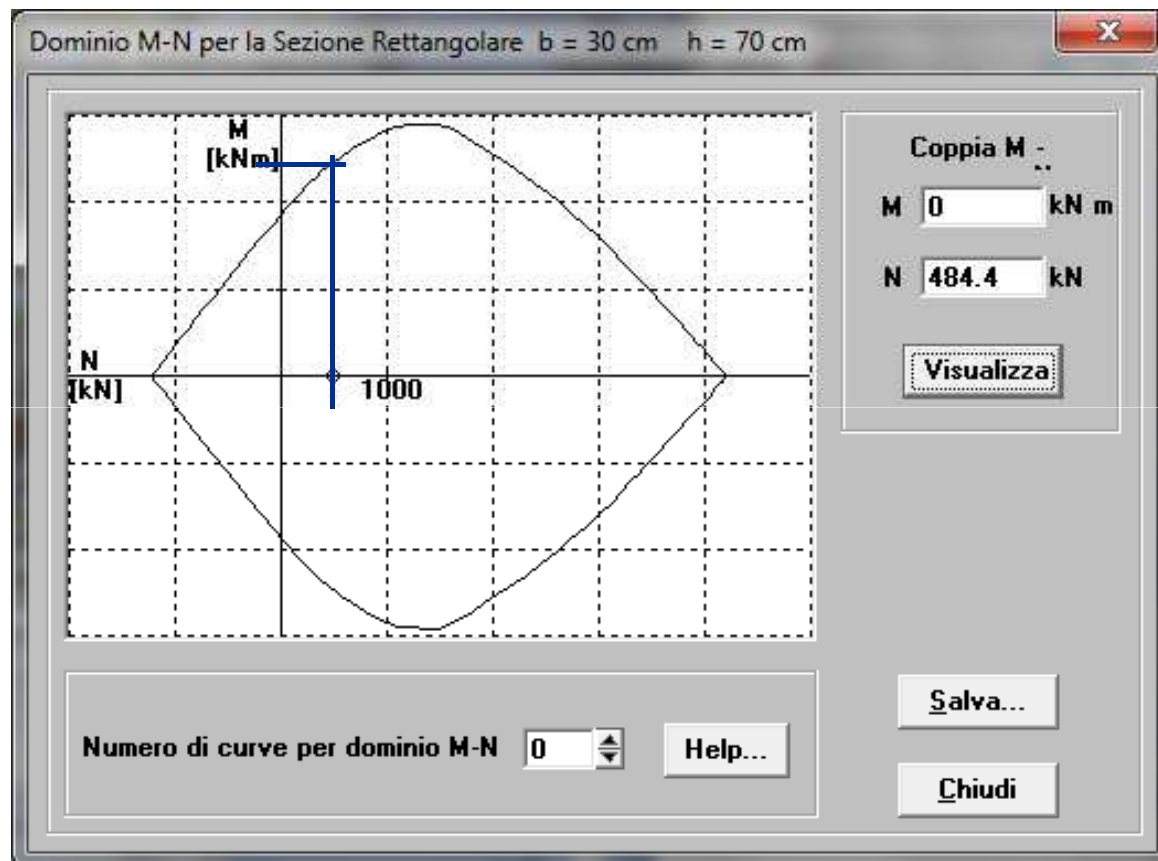
Verifica a pressoflessione deviata

- Si possono usare domini di resistenza M_x , M_y , N



Verifica a pressoflessione deviata

- Si possono usare domini di resistenza M_x , N e M_y , N per ottenere la resistenza a pressoflessione retta e poi usare formule semplificate

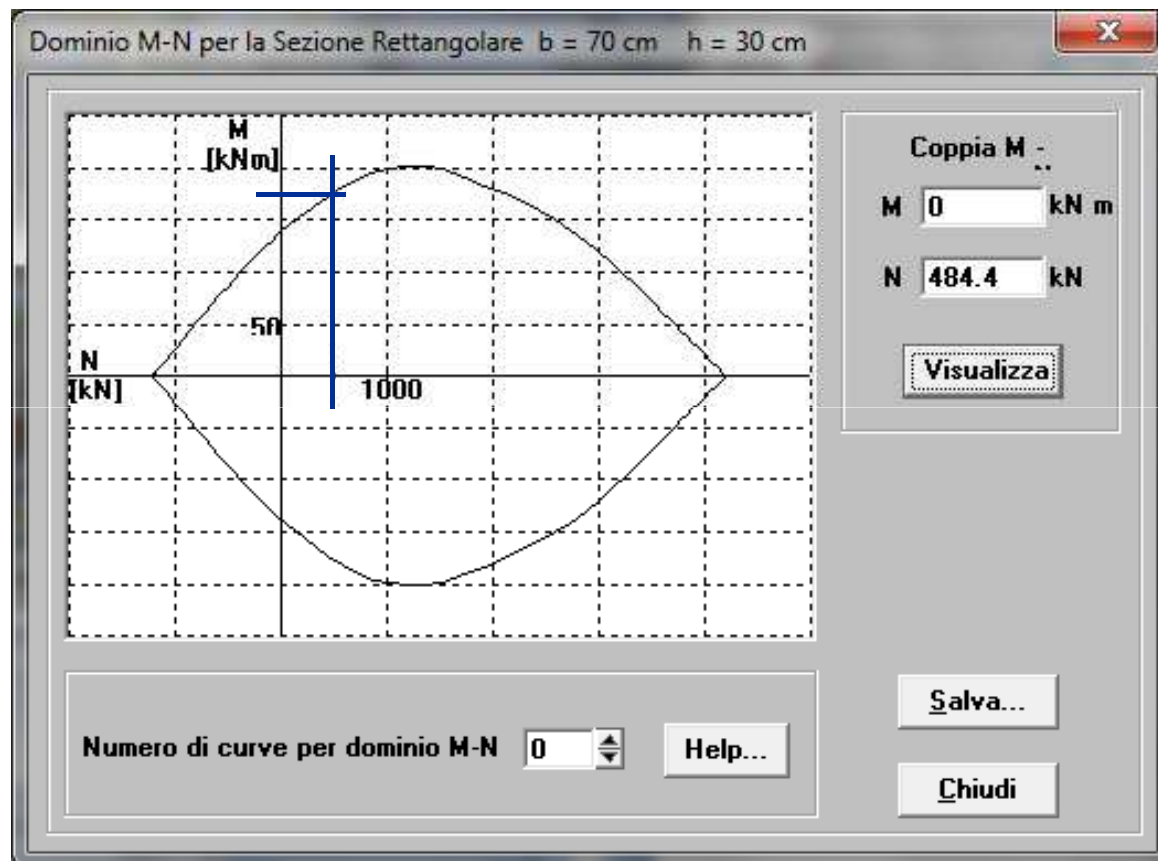


$$N = 484.4 \text{ kN}$$

$$M_{x,Rd} = 491.3 \text{ kNm}$$

Verifica a pressoflessione deviata

- Si possono usare domini di resistenza M_x , N e M_y , N per ottenere la resistenza a pressoflessione retta e poi usare formule semplificate



$$N = 484.4 \text{ kN}$$

$$M_{y,Rd} = 175.3 \text{ kNm}$$

Verifica a pressoflessione deviata

- Si possono usare domini di resistenza M_x, N e M_y, N per ottenere la resistenza a pressoflessione retta e poi usare formule semplificate

$$\left(\frac{M_{x,Ed}}{M_{x,Rd}} \right)^{1.5} + \left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} \right)^{1.5} \leq 1$$

$$\begin{aligned} \left(\frac{445.0}{491.3} \right)^{1.5} + \left(\frac{29.7}{175.3} \right)^{1.5} &= 0.906^{1.5} + 0.169^{1.5} = \\ &= 0.862 + 0.069 = 0.931 < 1 \end{aligned}$$

Continua ...

armatura a pressoflessione dei pilastri

Per la sezione alla base e in testa all'ultimo piano si usano i valori di calcolo

Per le altre sezioni, i momenti flettenti con cui armare si ricavano dai **momenti resistenti delle travi**

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

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

dove:

$\gamma_{Rd} = 1,30$ per le strutture in CD "A" e $\gamma_{Rd} = 1,10$ per le strutture in CD "B",

Nelle sezioni diverse da quella di base

I valori di progetto si ottengono dal criterio di gerarchia delle resistenze

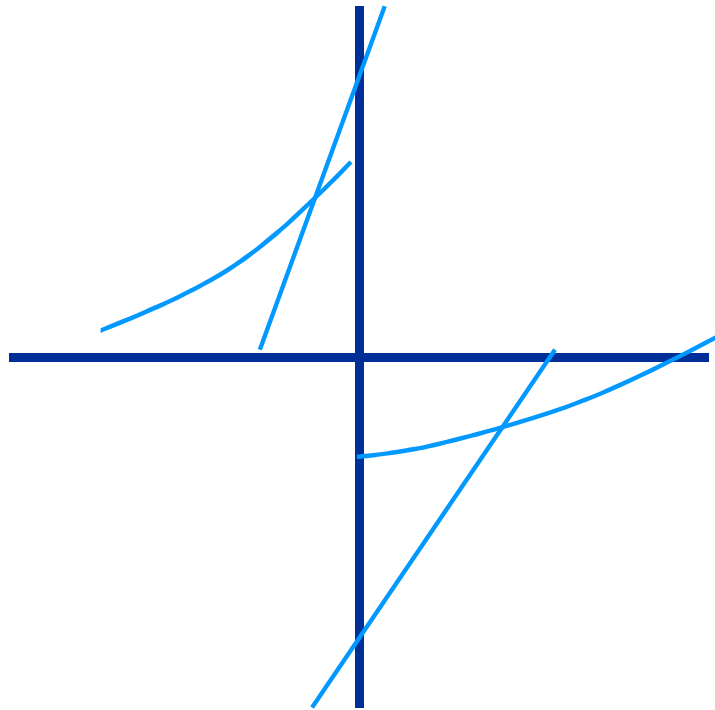
“per ogni nodo trave-pilastro ed ogni direzione e verso dell'azione sismica, la resistenza complessiva dei pilastri deve essere maggiore della resistenza complessiva delle travi amplificata del coefficiente γ_{Rd} in accordo con la formula $\sum M_{c,Rd} \geq \gamma_{Rd} \sum M_{b,Rd}$ ”

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

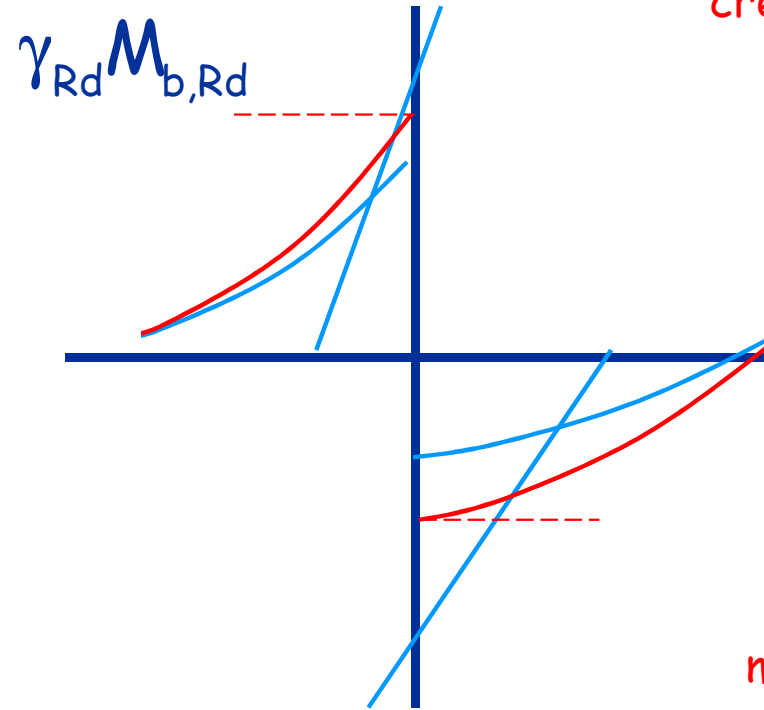
Gerarchia delle resistenze

pilastro - trave

I momenti
nelle travi
possono
crescere



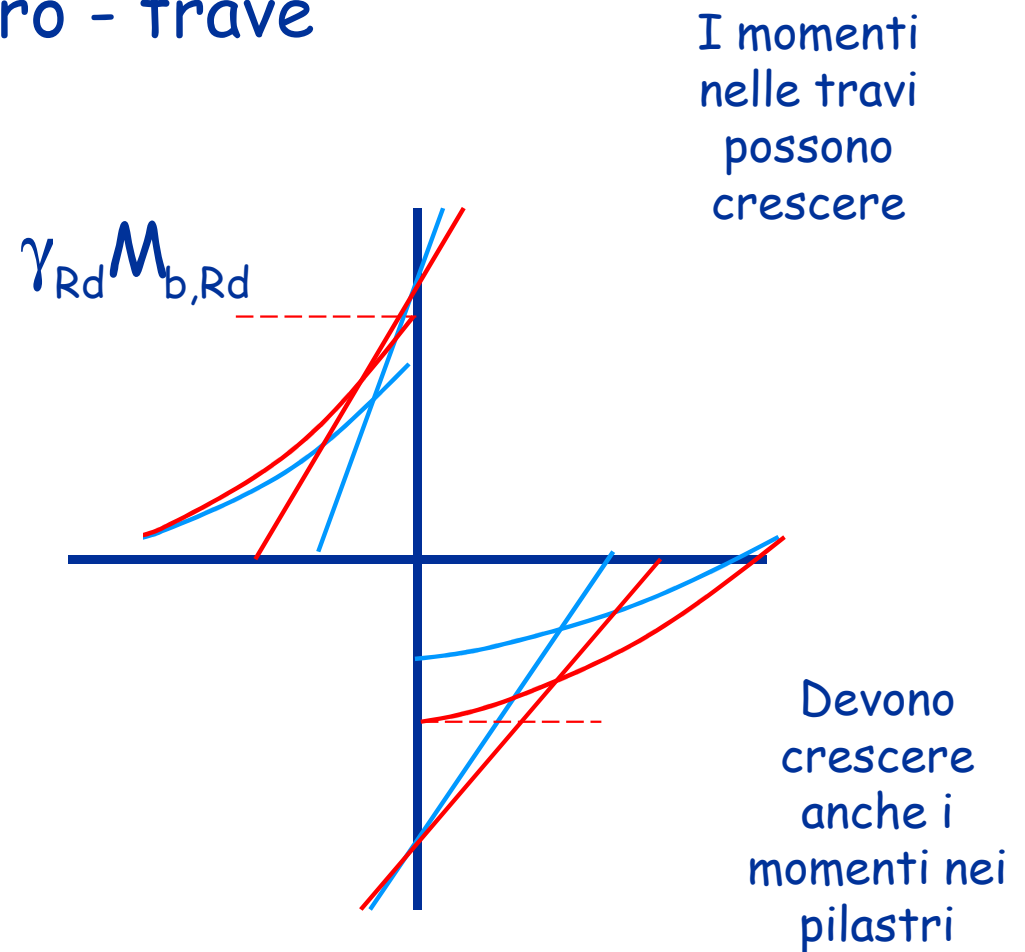
Nodo
(momenti
in equilibrio)



Devono
crescere
anche i
momenti nei
pilastri

Gerarchia delle resistenze

pilastro - trave



Se il comportamento fosse elastico, i momenti crescerebbero in proporzione
Ma la struttura va in campo plastico e non ha
senso parlare di proporzione



Si può dare un qualsiasi aumento, purché logico e nel rispetto dell'equilibrio

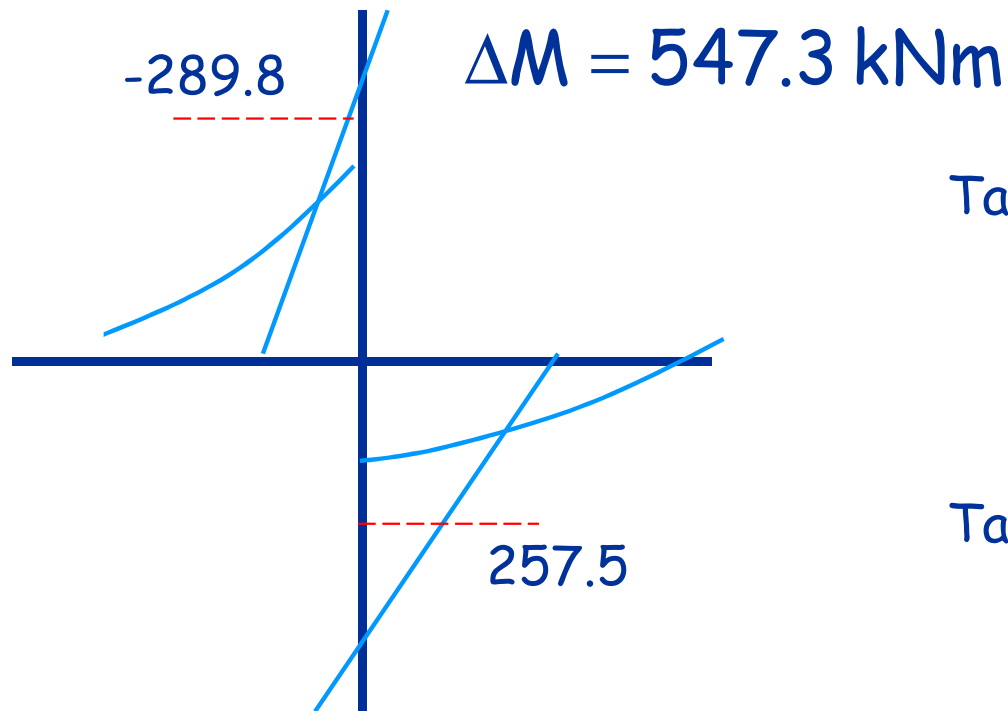
Per la gerarchia delle resistenze: momenti resistenti delle travi

Tab. 6. Momenti resistenti nelle travi adiacenti al pilastro 20 (kNm)

piano		direzione x			direzione y			rip.
		sin	des	ΣM	sin	des	ΣM	
4	M^-_{Rd}	-97.3	---	97.3	-160.0	-160.0	321.2	0.38
	M^+_{Rd}	97.3	---		161.2	161.2		0.62
3	M^-_{Rd}	-128.6	---	128.6	-225.0	-225.0	450.0	0.42
	M^+_{Rd}	97.3	---		225.0	225.0		0.58
2	M^-_{Rd}	-161.2	---	161.2	-289.8	-289.8	547.3	0.46
	M^+_{Rd}	161.2	---		257.5	257.5		0.54
1	M^-_{Rd}	-161.2	---	161.2	-289.8	-289.8	547.3	0.50
	M^+_{Rd}	161.2	---		257.5	257.5		0.50

Poiché i pilastri mantengono la stessa sezione ai vari piani, ho ripartito il momento (per tutti i pilastri) in proporzione al rapporto tra i tagli globali di piano

Equilibrio del nodo



Nodo del 2° impalcato
in direzione y

Taglio piano 3: 1285 kN

$$\frac{1285}{1285 + 1501} = 0.46$$

Taglio piano 2: 1501 kN

$$\frac{1501}{1285 + 1501} = 0.54$$

Ovviamente è una
scelta soggettiva

Per la gerarchia delle resistenze: valori di calcolo dei pilastri

Tab. 7. Pilastro 20, valori per il progetto delle armature o la verifica delle sezioni

piano	M_y (kNm)	M_x (kNm)	N (kN)		M_y (kNm)	M_x (kNm)	N (kN)	
5	48.1	53.7	74.7	105.2	28.5	158.7	81.7	98.2
4	78.4	93.7	178.1	288.7	31.4	258.9	204.2	262.7
3	97.0	123.7	260.1	492.4	37.7	339.3	315.5	437.0
2	113.2	151.3	325.4	713.8	42.2	384.2	418.0	621.1
1 testa	104.8	107.9	353.6	903.0	31.4	355.7	484.4	772.1
1 piede	68.6	231.5			38.4	445.0		

Ho usato in una direzione i valori da gerarchia delle resistenze e nell'altra i valori di calcolo (o, se maggiore, 0.3 x valori ger. resist. nell'altra direzione)

Per la gerarchia delle resistenze: valori di calcolo dei pilastri

Considerazioni:

- I pilastri "di piatto" possono essere considerati secondari, se portano una aliquota molto bassa del taglio di piano
Esempio: pilastro 20 direzione x porta 1.7÷2.5% del taglio di piano
- In tal caso non sarebbe necessario tener conto della gerarchia delle resistenze
- Io in genere l'ho fatto comunque, perché mi bastava l'armatura minima

Per la gerarchia delle resistenze: valori di calcolo dei pilastri

Considerazioni:

- Uno dei pilastri "di piatto" (il 24) è più sollecitato perché compreso tra due pilastri "di coltello"
Il pilastro 24 direzione x porta $2.1 \div 4.4\%$ del taglio di piano, mentre i pilastri di coltello portano $6 \div 7\%$ del taglio di piano
- Comunque non è tanto sollecitato e potrei non tener conto della gerarchia delle resistenze
- Io l'ho fatto in parte, nel senso che ho fatto il calcolo e ho messo un'armatura maggiore della minima ma non pienamente rispettosa della gerarchia delle resistenze

Tabella dei pilastri

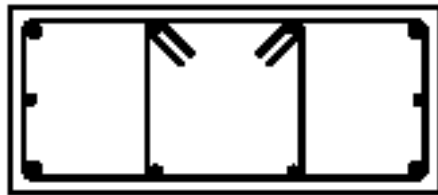
ordine		V	IV	III	II	I	dalla fon- dazione
pilastro	sezione	armatura					
1	70×30	A	A	A	B	C	C
2	70×30	A	A	A	B	C	C
3	70×30	A	A	A	B	C	C
4	30×70	A	A	A	B	B	B
5	30×70	A	A	A	B	B	B
6	30×70	A	A	A	B	B	B
7	30×70	A	A	A	B	B	B
8	30×70	A	A	A	B	B	B
9	30×70	A	A	A	B	B	B
10	70×30	A	A	A	B	B	B
11	70×30	A	A	A	B	B	B
12	70×30	A	A	A	B	B	B
13	30×70	A	A	C	C	D	D
14	30×70	A	A	A	B	B	B

Tabella dei pilastri

ordine		V	IV	III	II	I	dalla fon- dazione
pilastro	sezione	armatura					
15	30×70	A	A	A	B	B	B
16	30×70	A	A	A	B	B	B
17	70×30	A	A	A	B	B	B
18	70×30	A	A	A	B	B	B
19	70×30	A	A	A	B	B	B
20	30×70	A	A	C	C	D	D
21	70×30	A	A	A	B	B	B
22	70×30	A	A	A	B	B	B
23	70×30	A	A	A	B	B	B
24	70×30	A	A1	A1	B1	B1	B1
25	70×30	A	A	A	B	B	B
26	70×30	A	A	A	B	B	B
27	30×70	A	A	C	C	D	D

Tabella dei pilastri

SEZIONI



A 30x70
4Ø20 + 6Ø14



B 30x70
6Ø20 + 4Ø14



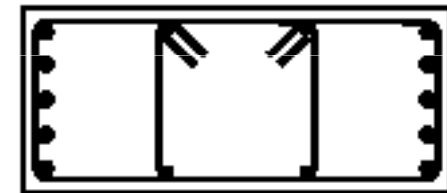
C 30x70
8Ø20 + 4Ø14



A1 30x70
8Ø20 + 2Ø14

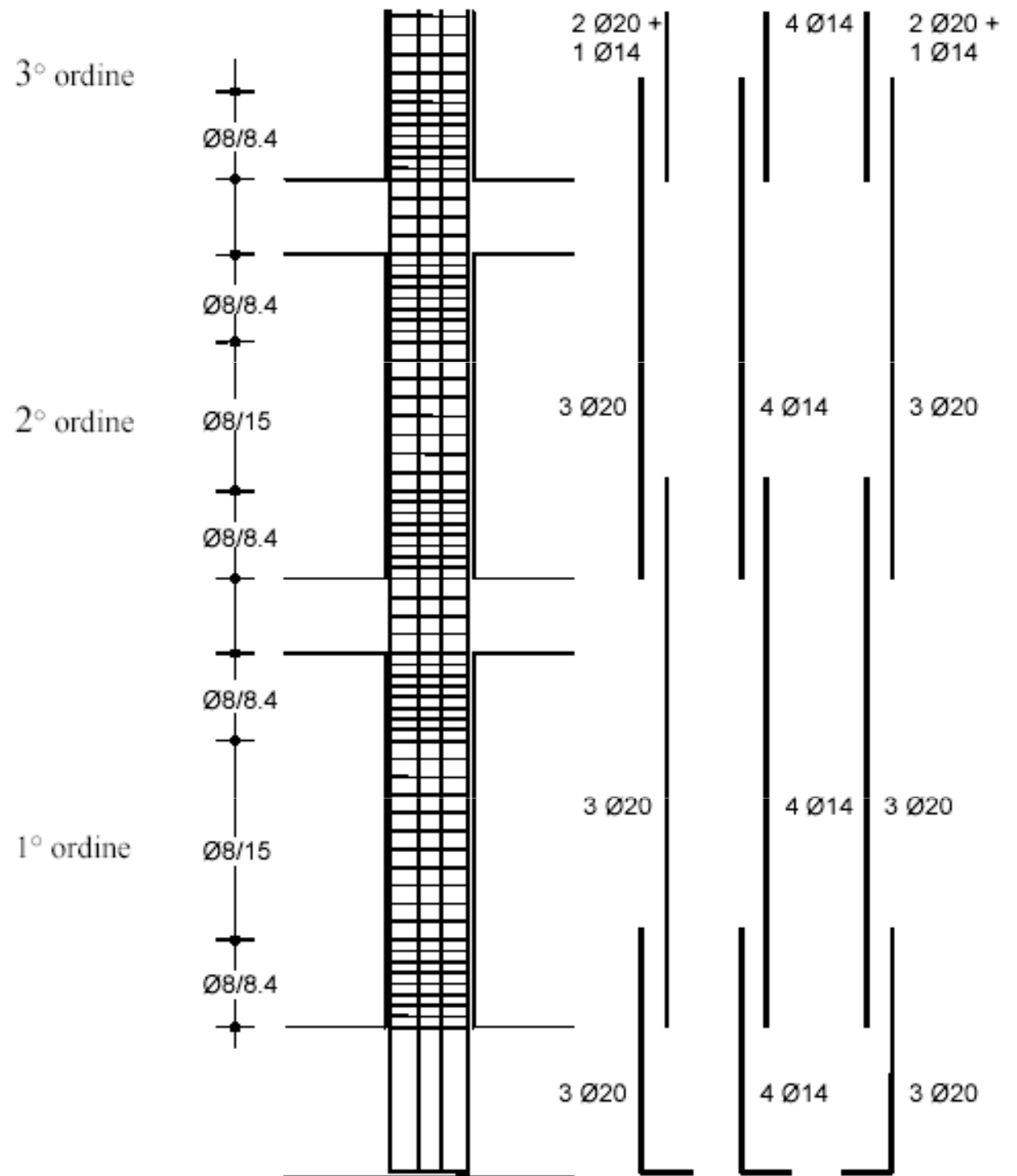


B1 30x70
10Ø20



D 30x70
10Ø20 + 4Ø14

Pilastri: sezione verticale



Quarto passo armatura a taglio dei pilastri

- I valori del taglio vanno calcolati con lo stesso criterio mostrato per le travi

Armatura trasversale nei pilastri

limiti di normativa

Zona critica:

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

Per EC8,
5.5.3.2.2
in CD "H"

- il lato maggiore della sezione trasversale 1.5 h
- un sesto dell'altezza netta del pilastro
- 45 cm 60 cm
- tutto il pilastro, se la sua altezza è inferiore a 3 volte il lato maggiore della sezione

Per il pilastro 30x70:

70 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:

per CD "B"

1/2 lato minore sezione

175 mm

8 \varnothing min,lon

per CD "A"

1/3 lato minore sezione

125 mm

6 \varnothing min,lon

Nei tratti di estremità si devono quindi disporre $\varnothing 8 / 8.4$

Nella parte centrale si metteranno $\varnothing 8 / 15$

Armatura trasversale nei pilastri

limiti di normativa

Per le staffe viene inoltre indicato come valore minimo

per CD "B"
per CD "A", zona non critica

$$\frac{A_{st}}{s} \geq 0.08 \frac{f_{cd} b_{st}}{f_{yd}}$$

per CD "A", zona critica

$$\frac{A_{st}}{s} \geq 0.12 \frac{f_{cd} b_{st}}{f_{yd}}$$

Per pilastro 30x70, calcestruzzo C25/30, acciaio B450C, CD "A"

$$b_{st} = 25 \text{ cm} \quad A_{st} \geq 7.24 - 10.86 \text{ cm}^2 / \text{m} \quad \text{ovvero} \quad \emptyset 8 / 13.8 - 9.2$$

$$b_{st} = 65 \text{ cm} \quad A_{st} \geq 18.82 - 28.24 \text{ cm}^2 / \text{m} \quad \text{ovvero} \quad 2\emptyset 8 / 10.6 - 7.1$$

Questi valori sembrano eccessivi e non trovano riscontro nell'Eurocodice 8

Duttilità e armatura trasversale

- Richiesta di normativa europea ed italiana:
"le zone dove potenzialmente possono formarsi cerniere plastiche devono avere grandi capacità di compiere rotazioni plastiche"
- La domanda di duttilità può essere espressa, in termini di curvatura, con

$$\mu_{\phi} \geq \begin{cases} 2 q_0 - 1 & \text{per } T_1 \geq T_c \\ 1 + 2(q_0 - 1)T_c / T_1 & \text{per } T_1 < T_c \end{cases}$$

- Questa deriva dall'ipotesi che la duttilità in termini di spostamento μ_{δ} sia legata a quella in termini di curvatura da

$$\mu_{\phi} = 2 \mu_{\delta} - 1 \quad \text{e} \quad \mu_{\delta} \geq \begin{cases} q & \text{per } T_1 \geq T_c \\ 1 + (q - 1)T_c / T_1 & \text{per } T_1 < T_c \end{cases}$$

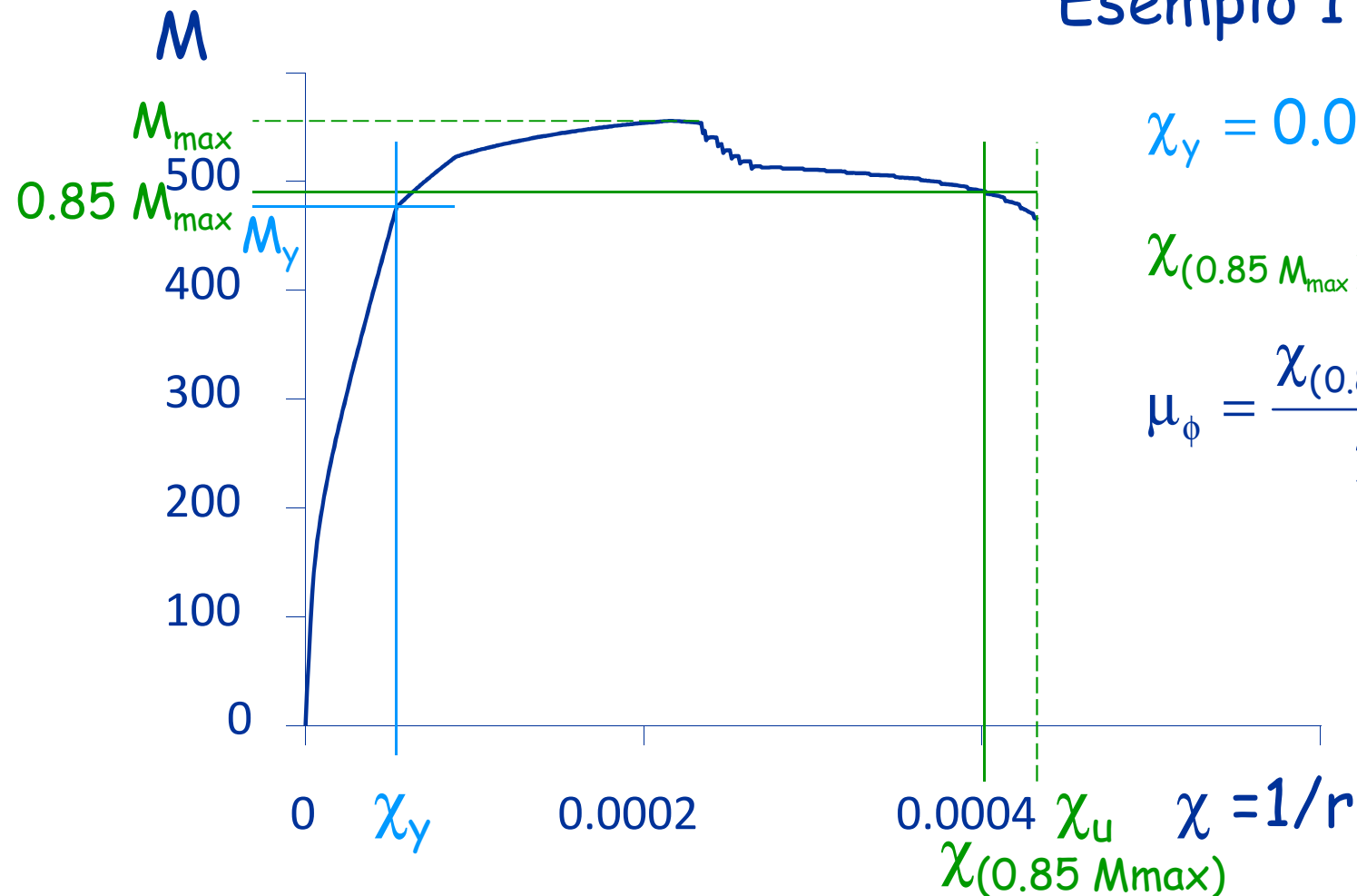
Duttilità e armatura trasversale

- Richiesta di normativa europea ed italiana:
"le zone dove potenzialmente possono formarsi cerniere plastiche devono avere grandi capacità di compiere rotazioni plastiche"
- La duttilità disponibile, in termini di curvatura, può essere valutata come rapporto tra
 - Curvatura corrispondente al raggiungimento della deformazione ultima del calcestruzzo confinato (o dell'acciaio) oppure ad una riduzione del 15% della resistenza massima
 - Curvatura al limite dello snervamento

La deformazione ultima del calcestruzzo dipende dal confinamento fornito dalle staffe

Duttilità e armatura trasversale

- Duttilità disponibile



Esempio 1 (N medio)

$$\chi_y = 0.000054$$

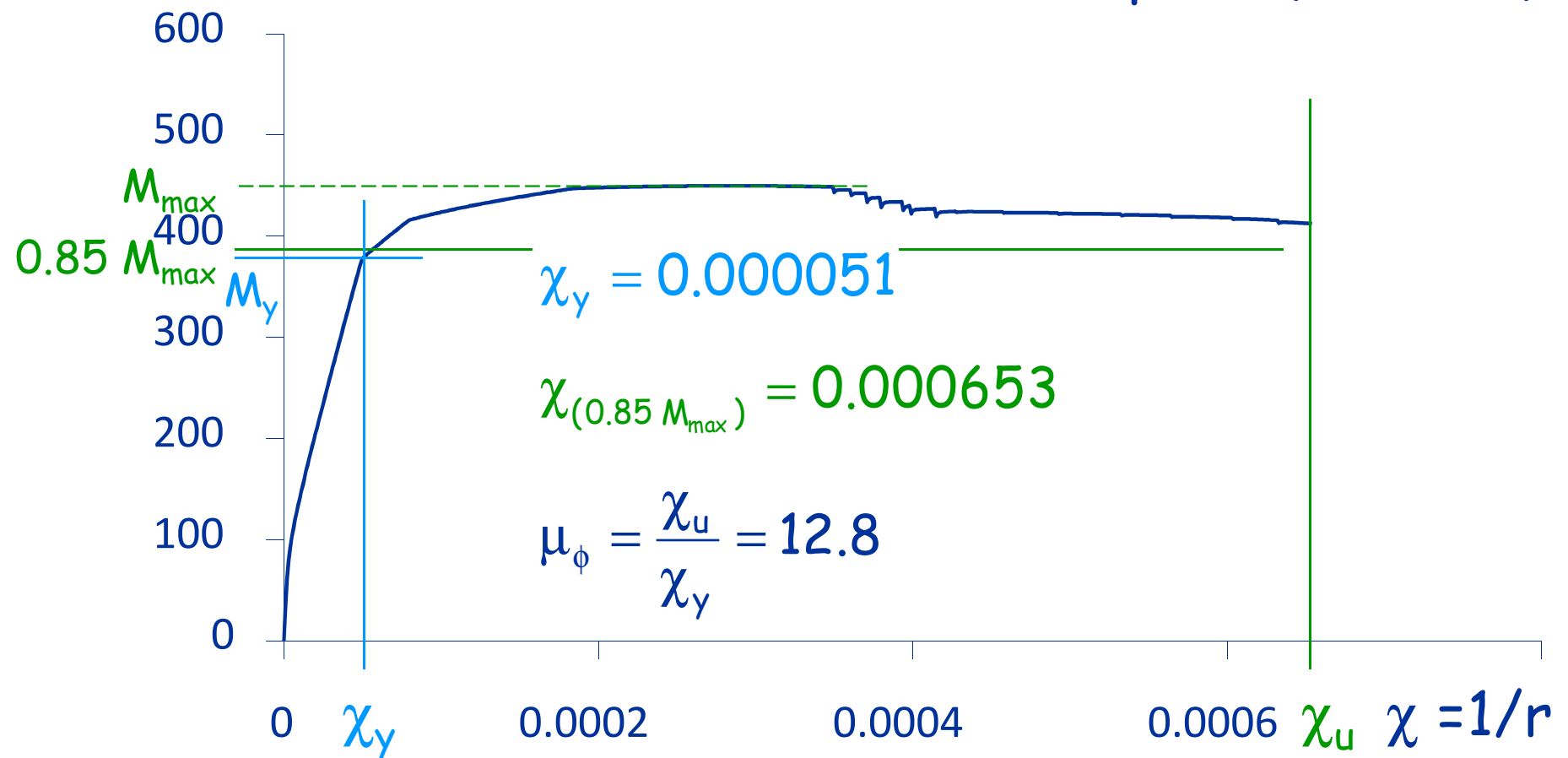
$$\chi_{(0.85 M_{\max})} = 0.000405$$

$$\mu_\phi = \frac{\chi_{(0.85 M_{\max})}}{\chi_y} = 7.5$$

Duttilità e armatura trasversale

- Duttilità disponibile

Esempio 2 (N basso)



Duttilità e armatura trasversale

- Richiesta di normativa europea ed italiana:
"le zone dove potenzialmente possono formarsi cerniere plastiche devono avere grandi capacità di compiere rotazioni plastiche"
- In alternativa si può controllare che la quantità di staffe sia tale da avere

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_{\phi} v_d \varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_0} - 0.35$$

con

α coefficiente di efficacia del confinamento

ω_{wd} percentuale meccanica di staffe

v_d forza assiale normalizzata

b_c dimensione minima della sezione

b_0 dimensione minima del nucleo confinato

$$\omega_{wd} = \frac{\sum A_{st} l_{st}}{b_0 h_0 s} \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

$$v_d = N_{Ed} / b h f_{cd}$$

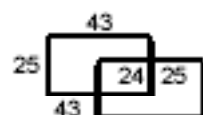
Possibile dettaglio costruttivo

staffe Ø8 (B)

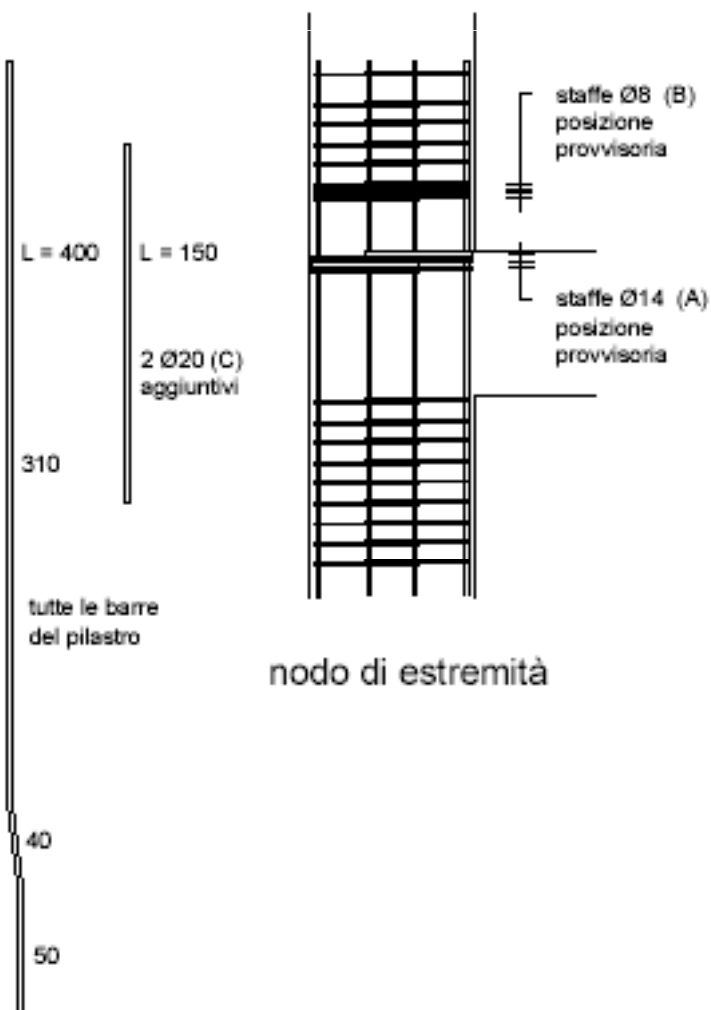
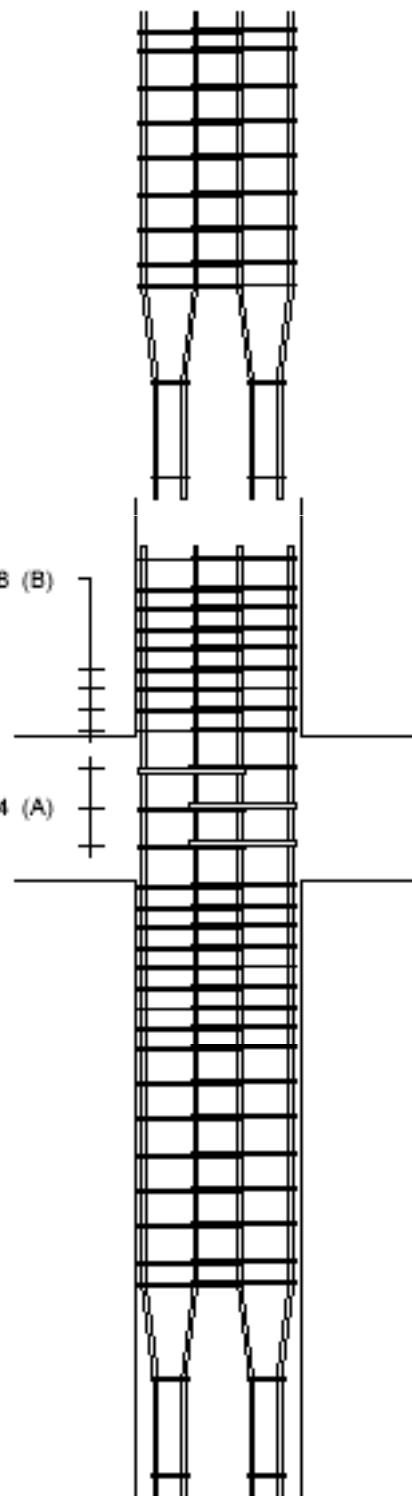
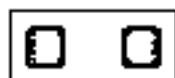
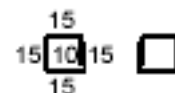
2 Ø20 (C)
aggiuntivi

staffe Ø14 (A)

staffe Ø8 L = 160



staffe Ø8 L = 70



Ulteriori passi

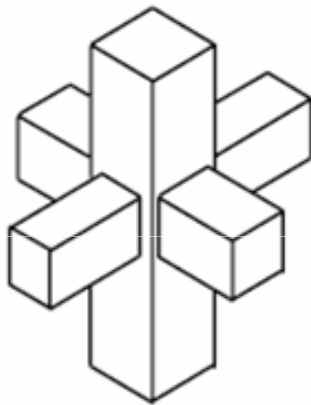
- Verifica ed armatura dei nodi
(è opportuno armarli bene, ma le regole applicative della norma portano spesso a valori eccessivi, non realizzabili)
- Verifica ed armatura degli impalcati
- Verifica ed armatura degli elementi di fondazione

Confinamento dei nodi

Nodi interamente confinati

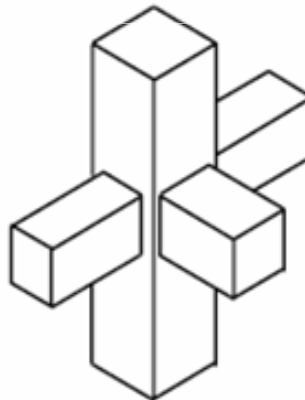
- In ognuna delle 4 facce si innestano travi
- Le travi sono sovrapposte ai pilastri per almeno i $\frac{3}{4}$ della larghezza del pilastro (e tra loro per i $\frac{3}{4}$ dell'altezza)

Per i nodi interamente confinati
non occorrono verifiche

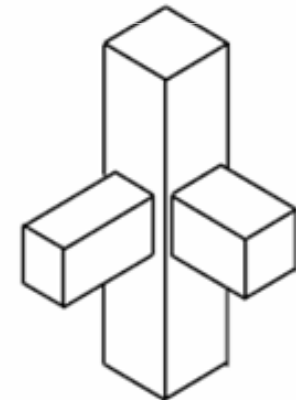


Nodo interno,
interamente
confinato

Nodi non
interamente
confinati

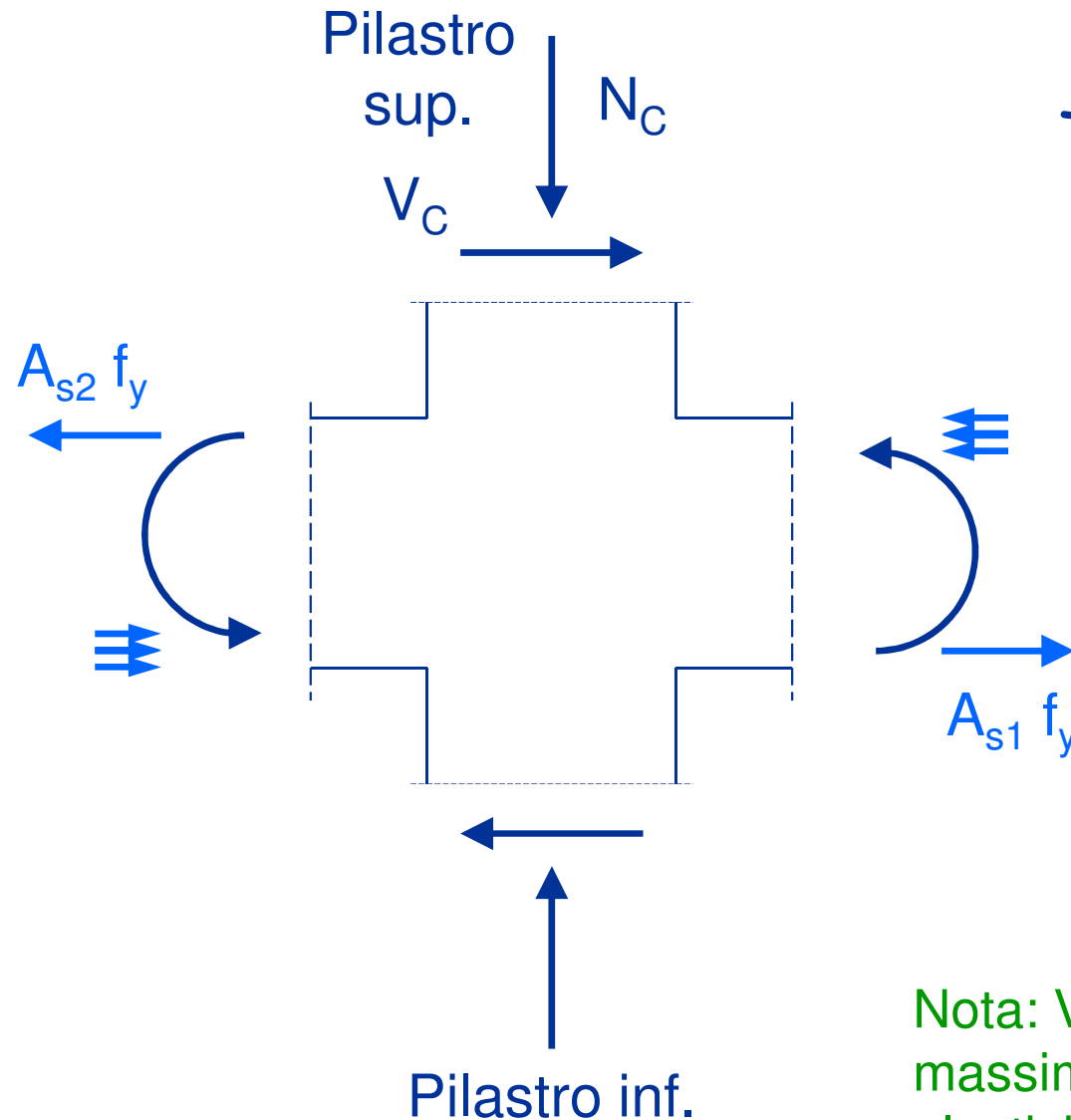


Nodo laterale



Nodo d'angolo

Azione tagliante nel nodo



Taglio sollecitante il nodo

$$V_j = V_C - (A_{s1} + A_{s2}) f_y$$

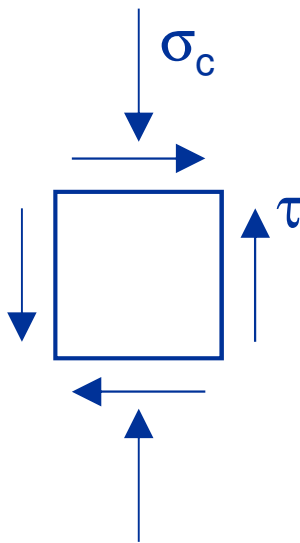
La norma aggiunge il coefficiente γ_{Rd}

$$V_j = V_C - \gamma_{Rd} (A_{s1} + A_{s2}) f_y$$

Nota: V_C = taglio fornito dal calcolo o massimo taglio corrispondente alla plasticizzazione degli estremi del pilastro

Verifica del nodo

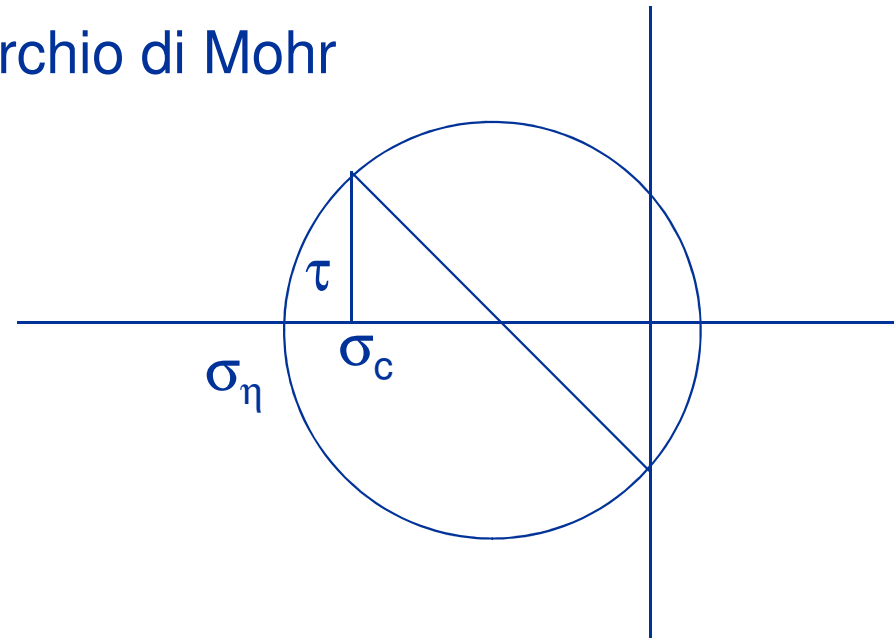
compressione - in assenza di specifiche armature



$$\sigma_c = \frac{N}{b h}$$

$$\tau = \frac{V_j}{b h}$$

Cerchio di Mohr



$$\sigma_\eta = \sqrt{\left(\frac{\sigma_c}{2}\right)^2 + \tau^2} + \left(\frac{\sigma_c}{2}\right) \leq \eta f_c$$

compressione

Verifica del nodo

compressione - in assenza di specifiche armature

$$\sigma_{\eta} = \sqrt{\left(\frac{\sigma_c}{2}\right)^2 + \tau^2} + \left(\frac{\sigma_c}{2}\right) \leq \eta f_c \quad \text{compressione}$$

con semplici passaggi
(vedi file Nodo.pdf)

$$\tau \leq \eta f_c \sqrt{1 - \frac{\sigma_c}{\eta f_c}}$$

ovvero

NTC 08, punto 7.4.4.3.1

$$V_j \leq \eta f_c b h \sqrt{1 - \frac{v}{\eta}}$$

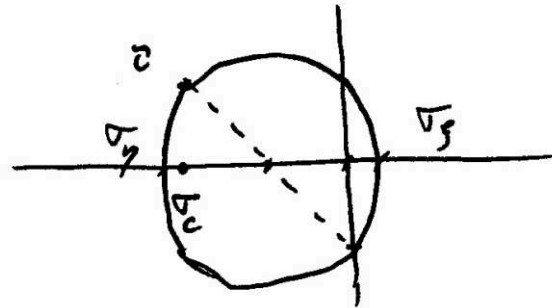
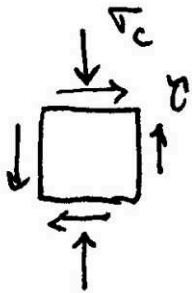
$$v = \frac{N}{b h f_c}$$

$$\eta = \alpha_j \left(1 - \frac{f_c}{250}\right)$$

$$\alpha_j = 0.60 \quad \text{nodo interno}$$

$$\alpha_j = 0.48 \quad \text{nodo esterno}$$

Nodo senza armature



$$q_{\gamma} = \sqrt{\left(\frac{\sigma_c}{2}\right)^2 + \tau^2} + \frac{\sigma_c}{2}$$

compressione

$$\sigma_{\gamma} \leq \eta f_c$$

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_c}{2}\right)^2 + \tau^2} + \frac{\sigma_c}{2} \leq \eta f_c$$

$$\left(\frac{\sigma_c}{2}\right)^2 + \tau^2 \leq \left(\eta f_c - \frac{\sigma_c}{2}\right)^2$$

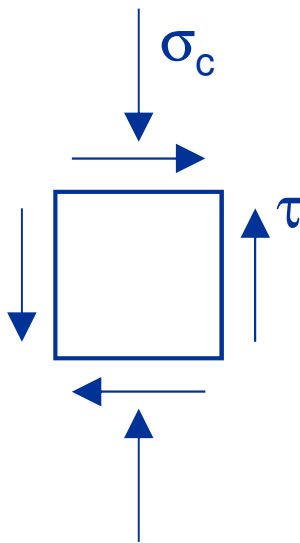
$$\cancel{\left(\frac{\sigma_c}{2}\right)^2} + \tau^2 \leq (\eta f_c)^2 + \cancel{\left(\frac{\sigma_c}{2}\right)^2} - \eta f_c \sigma_c$$

$$\tau^2 \leq (\eta f_c)^2 \left(1 - \frac{\sigma_c}{\eta f_c}\right)$$

$$\tau \leq \eta f_c \sqrt{1 - \frac{\sigma_c}{\eta f_c}}$$

Verifica del nodo

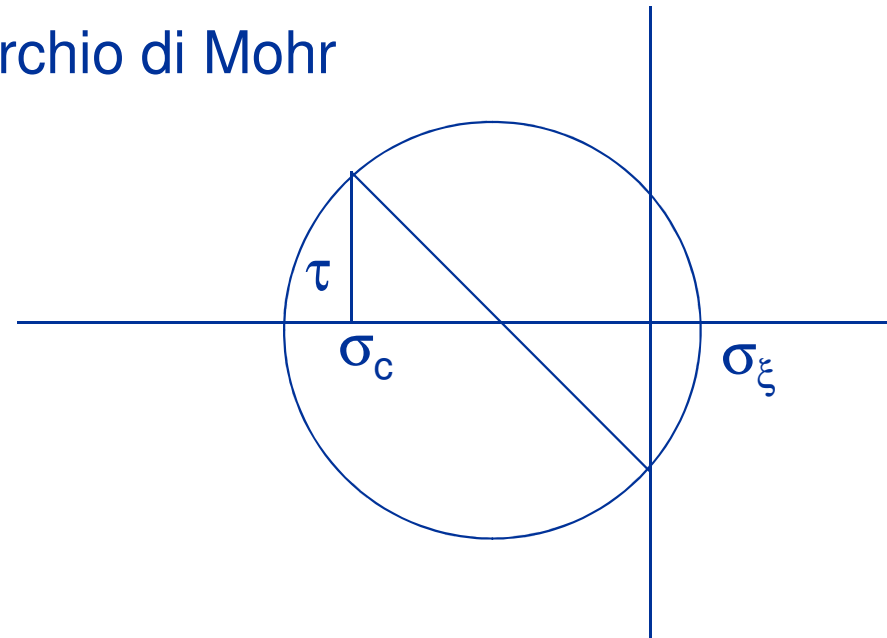
trazione - in assenza di specifiche armature



$$\sigma_c = \frac{N}{b h}$$

$$\tau = \frac{V_j}{b h}$$

Cerchio di Mohr



$$\sigma_\xi = \sqrt{\left(\frac{\sigma_c}{2}\right)^2 + \tau^2} - \left(\frac{\sigma_c}{2}\right) \leq f_{ct}$$

trazione

Verifica del nodo

trazione - in assenza di specifiche armature

$$\sigma_{\eta} = \sqrt{\left(\frac{\sigma_c}{2}\right)^2 + \tau^2} - \left(\frac{\sigma_c}{2}\right) \leq f_{ct} \quad \text{trazione}$$

si può ottenere

$$\tau \leq f_{ct} \sqrt{1 + \frac{\sigma_c}{f_{ct}}}$$

ovvero

$$V_j \leq f_{ct} b h \sqrt{1 + \frac{N}{b h f_{ct}}}$$

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

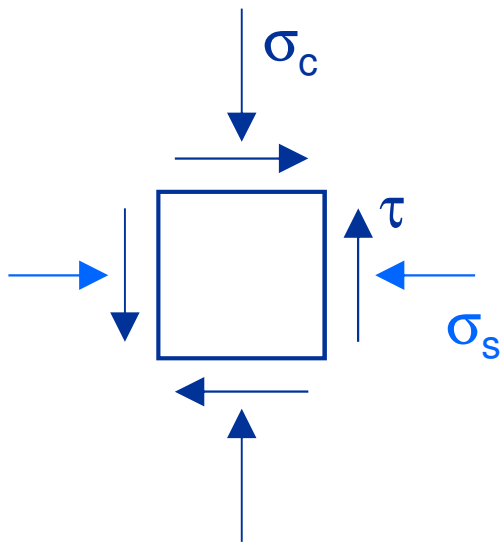
NTC 08

$$f_{ctm} = 0.3 \sqrt{f_c}$$

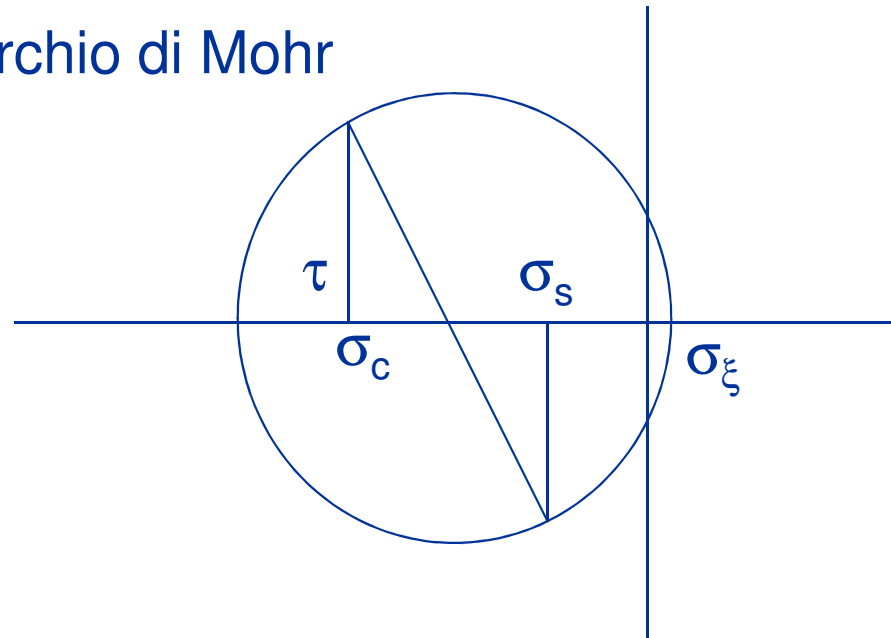
OPCM 3431

Verifica del nodo

trazione - in presenza di armature orizzontali



Cerchio di Mohr



$$\sigma_c = \frac{N}{b h} \quad \sigma_s = \frac{A_s f_y}{b h}$$

$$\tau = \frac{V_j}{b h}$$

$$\sigma_\xi = \sqrt{\left(\frac{\sigma_c - \sigma_s}{2}\right)^2 + \tau^2} - \left(\frac{\sigma_c + \sigma_s}{2}\right) \leq f_{ct}$$

trazione

Verifica del nodo

trazione - in presenza di armature orizzontali

$$\sigma_{\xi} = \sqrt{\left(\frac{\sigma_c - \sigma_s}{2}\right)^2 + \tau^2} - \left(\frac{\sigma_c + \sigma_s}{2}\right) \leq f_{ct} \quad \text{trazione}$$

con semplici passaggi
(vedi file Nodo.pdf)

$$\tau \leq \sqrt{(f_{ct} + \sigma_c)(f_{ct} + \sigma_s)} \quad \text{per verifica}$$

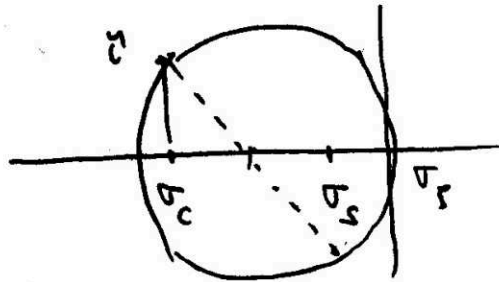
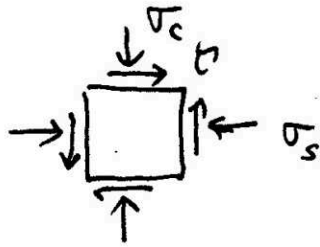
$$\sigma_s \geq \frac{\tau^2}{f_{ct} + \sigma_c} - f_{ct} \quad \text{per progetto armatura}$$

ovvero
NTC 08, punto 7.4.4.3.1

$$\frac{A_s f_y}{b h} \geq \frac{(V / b h)^2}{f_{ct} + v f_c} - f_{ct}$$

$$v = \frac{N}{b h f_c}$$

Nodo con armature



$$\sigma_s = \sqrt{\left(\frac{\sigma_c - \sigma_s}{2}\right)^2 + \tau^2} - \frac{\sigma_c + \sigma_s}{2}$$

traction

$$\sigma_s \leq f_{ctd}$$

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_c - \sigma_s}{2}\right)^2 + \tau^2} - \frac{\sigma_c + \sigma_s}{2} \leq f_{ctd}$$

$$\left(\frac{\sigma_c - \sigma_s}{2}\right)^2 + \tau^2 \leq \left(f_{ctd} + \frac{\sigma_c + \sigma_s}{2}\right)^2 = f_{ctd}^2 + \left(\frac{\sigma_c + \sigma_s}{2}\right)^2 + f_{ctd}(\sigma_c + \sigma_s)$$

$$\cancel{\frac{\sigma_c^2}{4}} + \cancel{\frac{\sigma_s^2}{4}} - \frac{\sigma_c \sigma_s}{2} + \tau^2 \leq f_{ctd}^2 + \cancel{\frac{\sigma_c^2}{4}} + \cancel{\frac{\sigma_s^2}{4}} + \frac{\sigma_c \sigma_s}{2} + f_{ctd} \sigma_c + f_{ctd} \sigma_s$$

$$\tau^2 \leq (f_{ctd} + \sigma_c)(f_{ctd} + \sigma_s)$$

$$\sigma_s \geq \frac{\tau^2}{f_{ctd} + \sigma_c} - f_{ctd}$$

Staffe nel nodo

- La normativa impone di effettuare le verifiche innanzi indicate solo per nodi non confinati di struttura di classe di duttilità A
 - I valori di staffe nel nodo che si ottengono sono veramente alti, difficilmente proponibili
 - Ci sono studi sperimentali e (sembra) la normativa neozelandese che indicano che serve una minore quantità di staffe nel nodo

Staffe nel nodo

- La normativa impone comunque, indipendentemente dalla classe di duttilità, di disporre in nodi non confinati una quantità di staffe che rispetti la condizione

$$\frac{n_{st} A_{st}}{i b_j} \geq 0.05 \frac{f_{ck}}{f_{yk}}$$

ovvero che l'interasse i delle staffe nel nodo sia

$$i \leq \frac{n_{st} A_{st}}{b_j 0.05 \frac{f_{ck}}{f_{yk}}}$$

Staffe nel nodo

- Esempio
 - $f_{ck}=25 \text{ MPa}$ $f_{yk}=450 \text{ MPa}$
 - $n_{st}=2$ $A_{st}=0.5 \text{ cm}^2$
 - $b_j=30 \text{ cm}$

si ottiene

$$i \leq \frac{2 \times 0.5}{30 \times 0.05 \frac{25}{450}} = 12 \text{ cm}$$

che è un valore pienamente accettabile

Verifica di rigidezza dell'impalcato

È necessaria solo se si è effettuata l'ipotesi di impalcato planimetricamente indeformabile

Richiede di:

- analizzare l'impalcato estratto dalla struttura e soggetto ad un insieme di azioni equilibrate
- calcolarne la deformazione con schema di lastra o, se una dimensione è predominante, con schema di trave deformabile a taglio
- confrontare le deformazioni relative tra impalcati adiacenti con gli spostamenti relativi forniti dalla risoluzione del telaio spaziale

Verifica di resistenza dell'impalcato

È sempre necessaria

Richiede di:

- analizzare l'impalcato estratto dalla struttura e soggetto ad un insieme di azioni equilibrate
- calcolarne lo stato tensionale (con schema di lastra o, se una dimensione è predominante, con schema di trave)
- valutare l'ammissibilità della sezione in calcestruzzo e l'eventuale necessità di armature aggiuntive per garantire la resistenza

Gerarchia delle resistenze: incrementare del 30% le forze ottenute dall'analisi
(confermato da NTC 08)

Verifica delle fondazioni

1 - azioni sulle fondazioni

- Le azioni sulle fondazioni devono essere valutate nel rispetto della gerarchia delle resistenze

Si considera quindi agente:

- Lo sforzo normale dovuto a carichi quasi permanenti più azione sismica;
- Il momento resistente del pilastro associato a quel valore dello sforzo normale

Nota: come momento M non si deve prendere più di:

- γ_{Rd} per valore uscito dal calcolo
($\gamma_{Rd} = 1.1$ per CD "B", 1.3 per CD "A")
- Il valore che esce dal calcolo con $q=1$

Verifica delle fondazioni

2 - fondazioni dirette, criteri di progetto

- Normali verifiche allo stato limite ultimo

Nota: la normativa dice

“le fondazioni superficiali devono essere progettate per rimanere in campo elastico. Non sono quindi necessarie armature specifiche per ottenere un comportamento duttile”
ma questo vuol dire semplicemente che non occorrono accorgimenti particolari, a parte la normale verifica agli SLU

Verifica delle fondazioni

3 - fondazioni dirette, armature

- Normali armature per allo stato limite ultimo

Nota: armatura longitudinale non inferiore allo 0.2% della sezione

Verifica delle fondazioni

4 - fondazioni su pali

- Tener conto, se occorre, dell'interazione cinematica
- Disporre un'armatura longitudinale non inferiore allo 0.3% della sezione

Verifica delle fondazioni

5 - spostamenti relativi

- Tener conto degli effetti che possono essere indotti da spostamenti relativi
- Non occorre calcolo specifico di tali effetti se si collegano le fondazioni con un reticolo di travi o con una piastra in grado di sopportare azioni assiali:

$$0.3 N_{sd} a_{max}/g \quad \text{per suolo tipo B}$$

$$0.4 N_{sd} a_{max}/g \quad \text{per suolo tipo C}$$

$$0.6 N_{sd} a_{max}/g \quad \text{per suolo tipo D}$$

N_{sd} = valore medio delle forze verticali sugli elementi collegati

$$a_{max} = a_g S$$