

Corsi di aggiornamento

Progettazione in zona sismica

**Procedure semplificate e calcoli manuali  
per il controllo dell'ordine di grandezza  
dei risultati ottenuti dal programma di calcolo**

07 - Progetto (o controllo) delle armature

Vasto

30 settembre - 1 ottobre 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**

Bozza NTC, 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  
(e quella alla base dei pilastri del primo ordine)  
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

# Controllo delle armature

## indicazioni generali

Armatura longitudinale e trasversale di travi e pilastri

- Controllare il rispetto dei minimi di armatura longitudinale (sia da normativa che da regole di buona progettazione) ma anche i massimi
  - È fondamentale avere armature ben dosate in tutti gli elementi (e lungo ciascuno di essi), senza sezioni troppo armate che potrebbero portare a errori nella realizzazione
- Controllare il rispetto dei minimi di staffe (sia da normativa che da regole di buona progettazione) ma anche che non vi siano soluzioni irrealizzabili
  - Una buona staffatura è essenziale, ma se il passo è esageratamente basso non è realizzabile
  - Per travi a spessore e pilastri allungati usare doppia staffa

# Controllo delle armature indicazioni specifiche - travi

## Armatura a flessione nelle travi

- Controllare, anche in linea di massima, che l'armatura rispetti i valori dall'involuppo del calcolo o semplicemente i valori di previsione iniziale
  - Il controllo deve essere sommario e globale, senza preoccuparsi eccessivamente della singola sezione

# Controllo delle armature indicazioni specifiche - travi

## Armatura a taglio nelle travi

- Controllare la quantità di staffe in funzione dell'armatura longitudinale disposta
  - La gerarchia delle resistenze consente un controllo con formule molto semplici, indipendentemente dai risultati del calcolo
  - Occorre particolare attenzione per travi che siano più corte delle altre

# Controllo delle armature

## indicazioni specifiche - pilastri

Armatura a pressoflessione nei pilastri, alla base

- Controllare, anche in linea di massima, che l'armatura rispetti i valori dall'involuppo del calcolo o semplicemente i valori di previsione iniziale
  - Il controllo deve essere sommario e globale, senza preoccuparsi eccessivamente della singola sezione



# Controllo delle armature

## indicazioni specifiche - pilastri

Armatura a pressoflessione nei pilastri, altre sezioni

- Controllare, solo per i pilastri rilevanti ai fini sismici (distinguendo le due direzioni), che la resistenza dei pilastri sia complessivamente maggiore di quella delle travi
  - Il controllo è riferito alle aste che convergono in un nodo
  - "Pilastri rilevanti" sono in genere quelli di taglio rispetto alla direzione dell'azione sismica; i pilastri di piatto sono in genere poco rilevanti
  - Per questi pilastri si può sostanzialmente controllare che la sezione non sia minore di quella delle travi e che l'armatura totale sui lati corti non sia minore di quella superiore e inferiore delle travi

# Controllo delle armature

## indicazioni specifiche - pilastri

Armatura a pressoflessione nei pilastri, in altezza

- Controllare che le armature varino gradualmente lungo l'altezza
  - Controllare che, andando verso l'alto, non vi siano riduzioni troppo brusche di sezione o armatura
  - Controllare che, andando verso l'alto, non vi sia incremento di armatura (si ricordi che alla base di un pilastro l'armatura che lavora è quella che proviene dal piano inferiore)

# Controllo delle armature

## indicazioni specifiche - pilastri

### Armatura a taglio nei pilastri

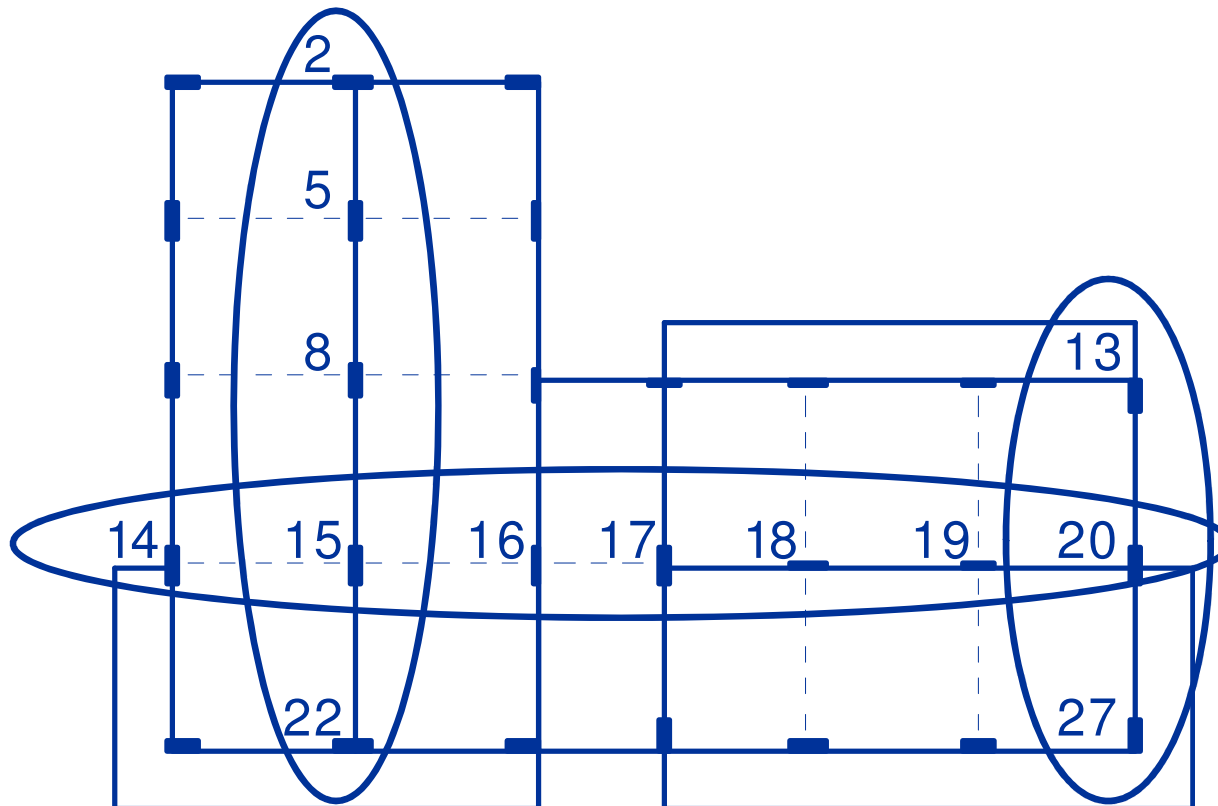
- Controllare la quantità di staffe in funzione dell'armatura longitudinale disposta
  - La gerarchia delle resistenze consente un controllo con formule molto semplici, indipendentemente dai risultati del calcolo
  - Occorre particolare attenzione per pilastri che siano più corti degli altri (ad esempio per piano di posa a quota variabile, oppure in corrispondenza della scala)

Definizione delle armature - travi

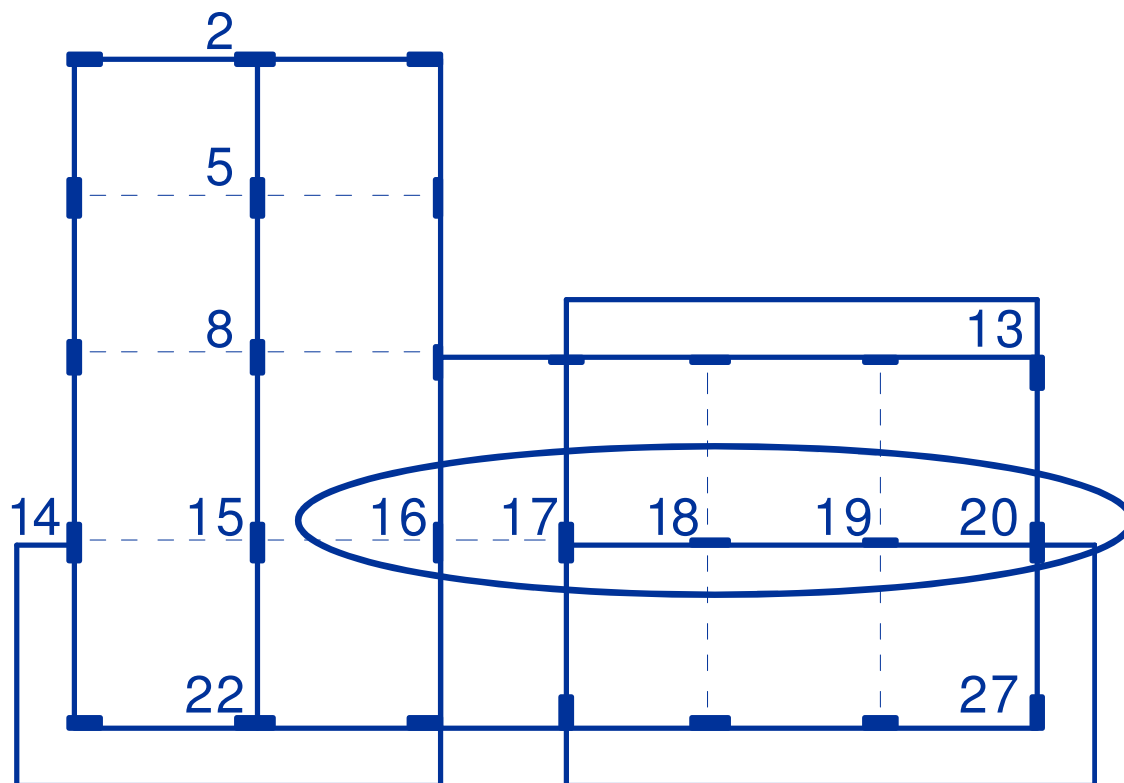
# Primo passo armatura a flessione delle travi

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

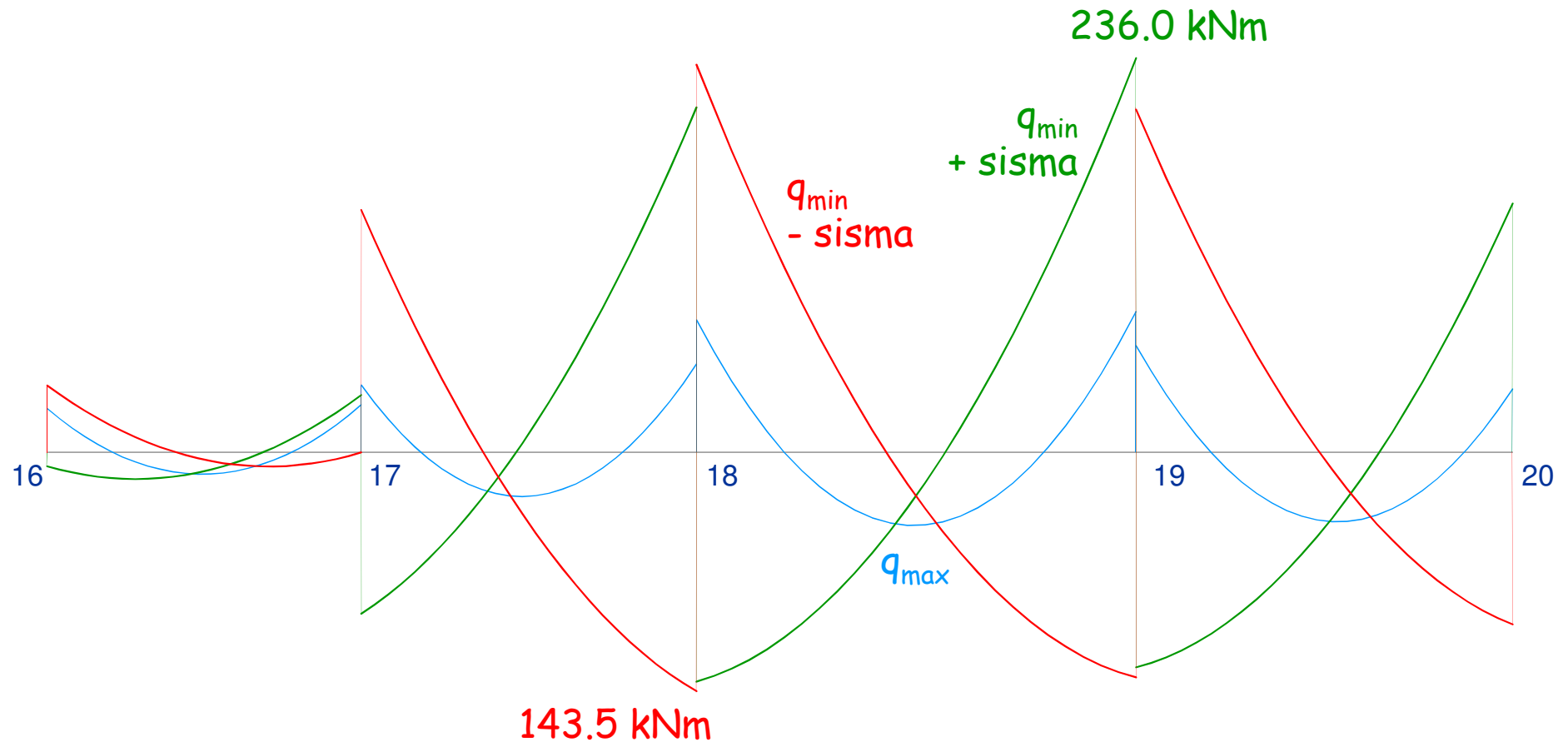
I impalcato

|    | 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")



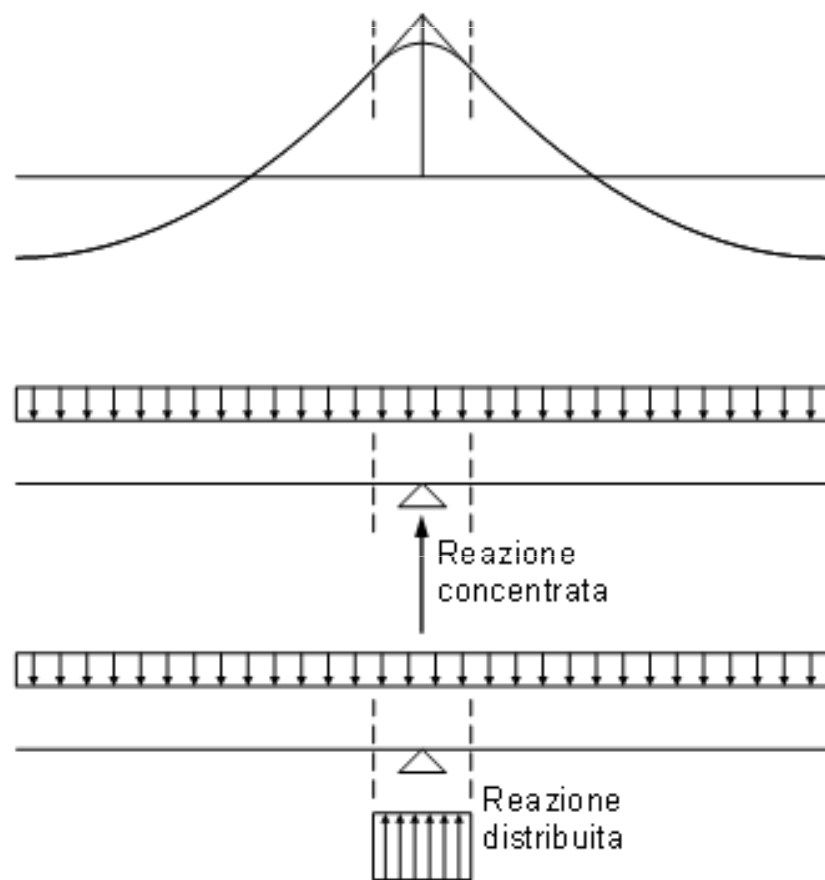
# Primo passo

## armatura a flessione delle travi

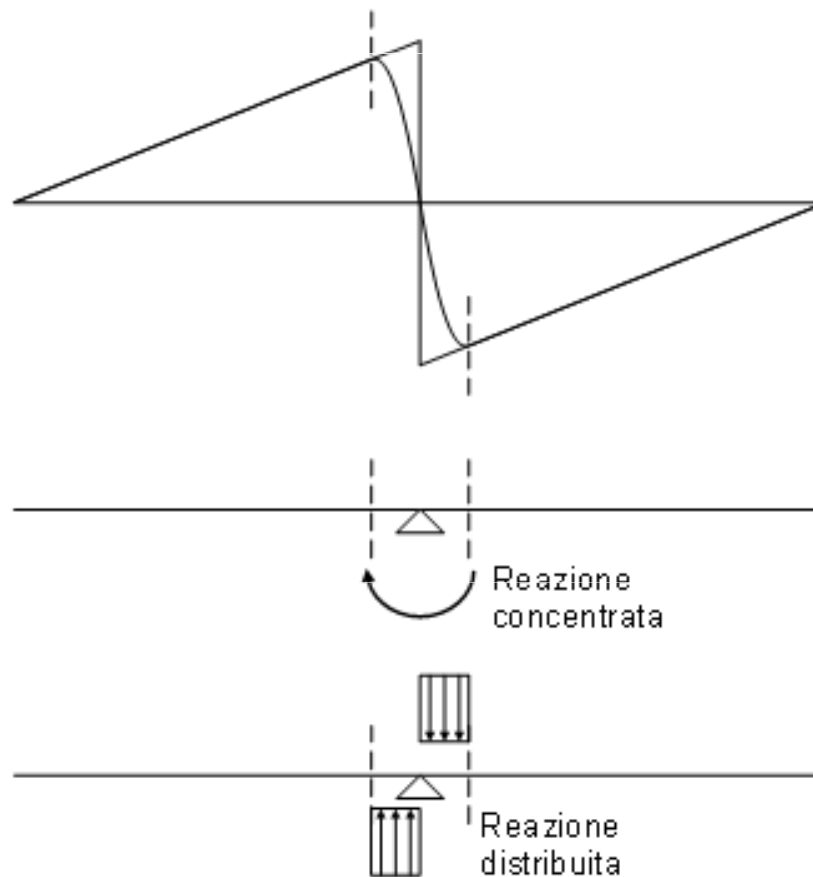
- Si parte dall'involuppo dei risultati
  - È possibile far riferimento ai valori a filo pilastro

# 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 cm<sup>2</sup> 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: 
$$A_s = \frac{M}{0.9 d f_{yd}} = 9.22 \text{ cm}^2$$

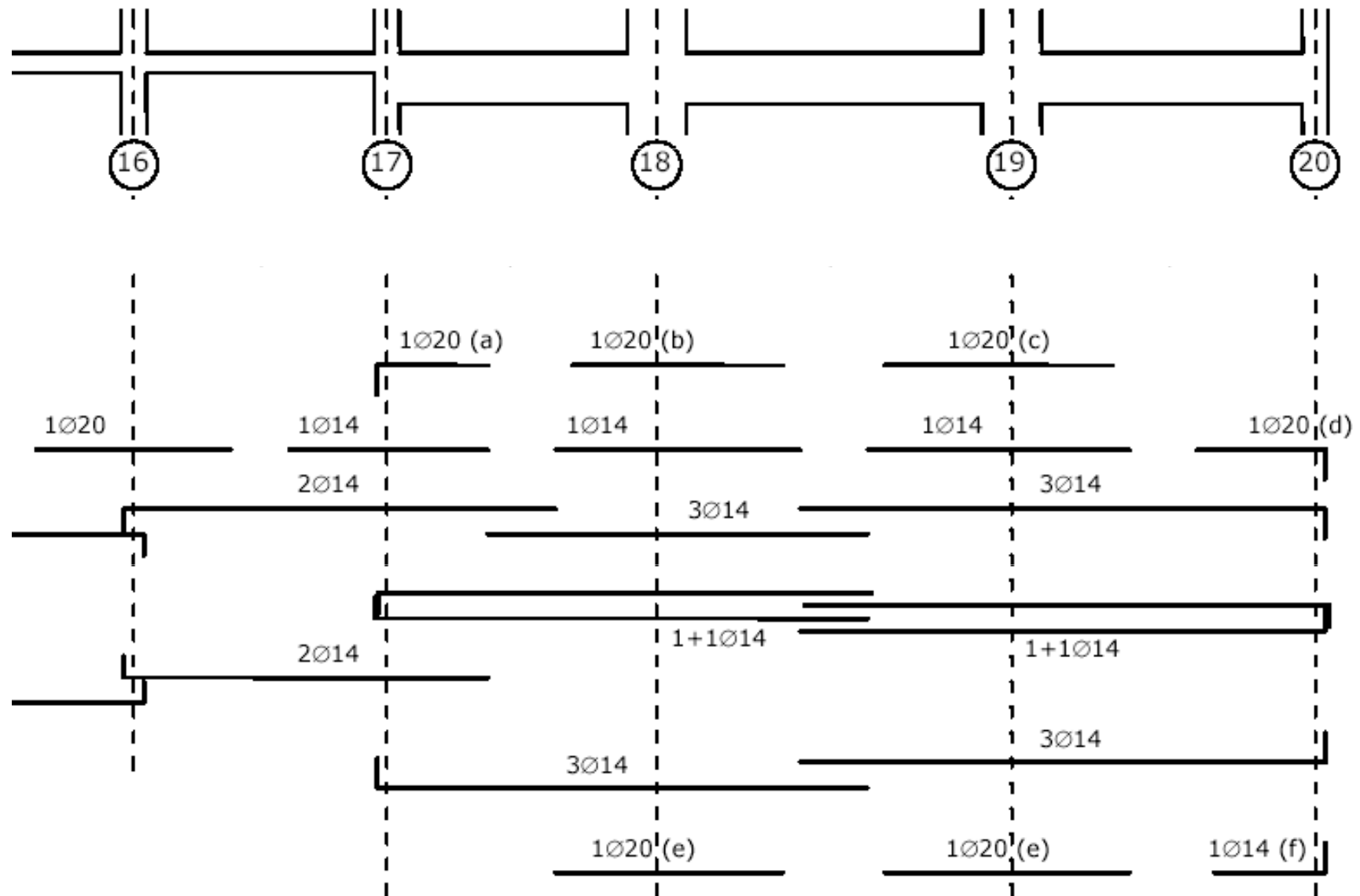
Momento sollecitante (positivo):  $M_{Sd} = 129.5 \text{ kNm}$

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)

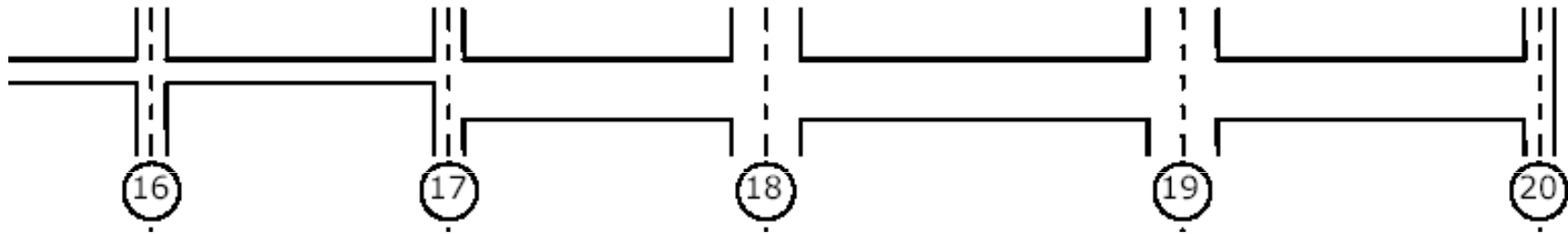
# Trave 14-20

## armature a flessione



# Trave 14-20

## armature a flessione

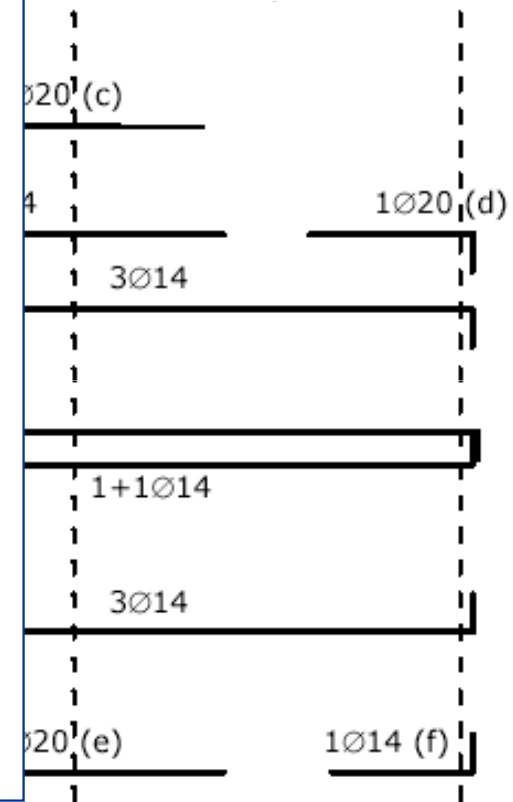


Riflessioni a posteriori:

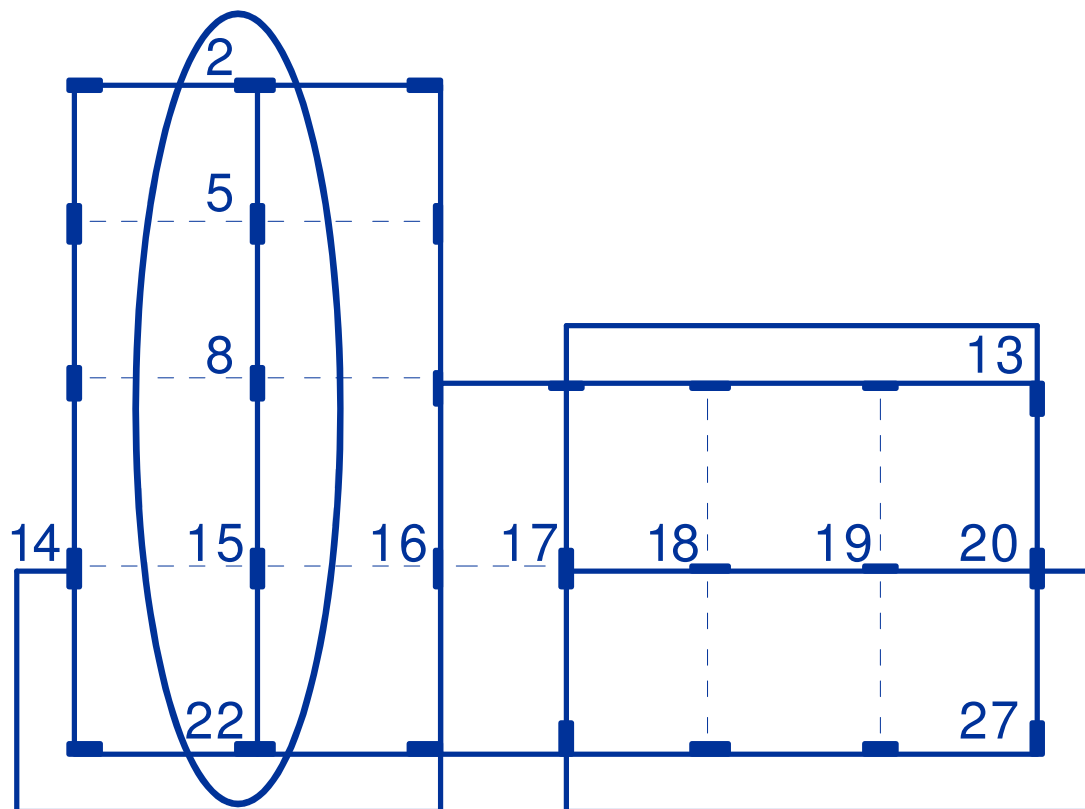
Io sono abituato a usare  $\varnothing 14$  e  $\varnothing 20$  e a disporre in zona tesa almeno 3 barre.

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

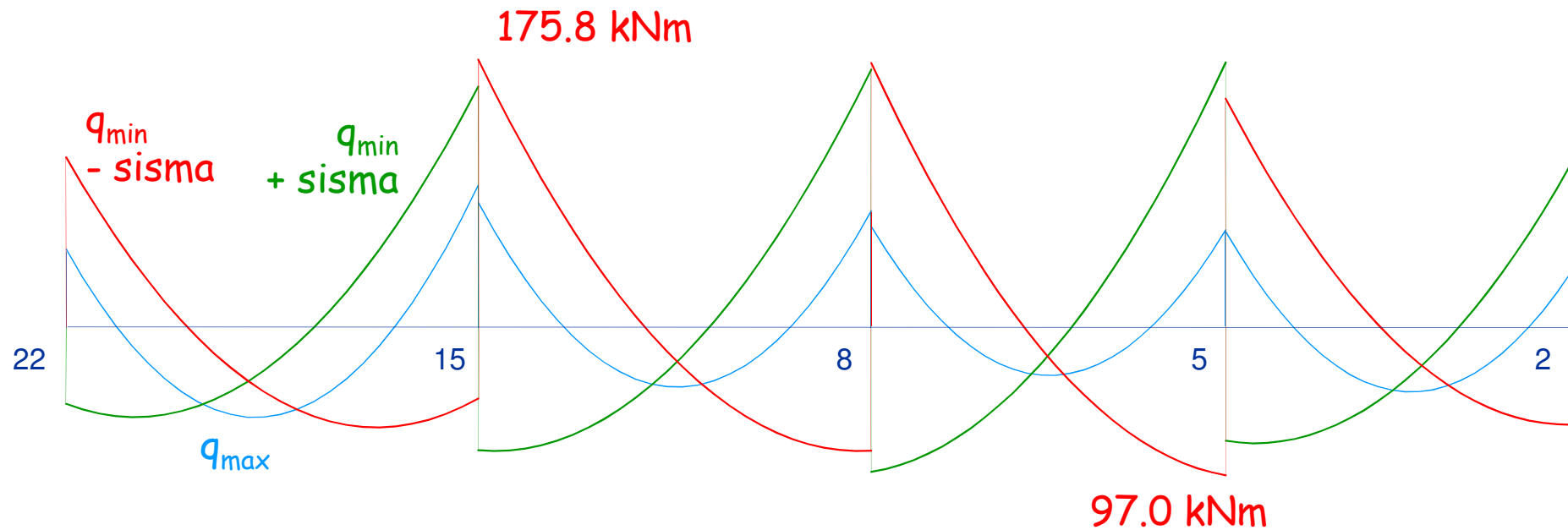
## momento flettente

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   |

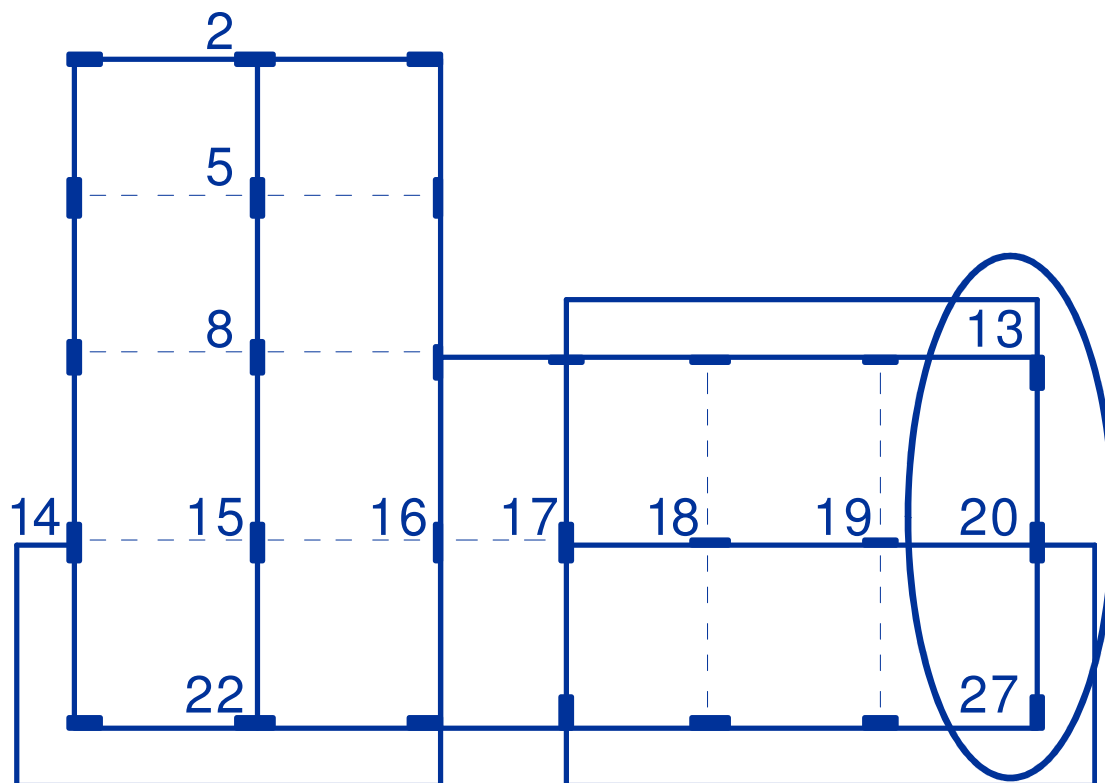
# Trave 22-2

## 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

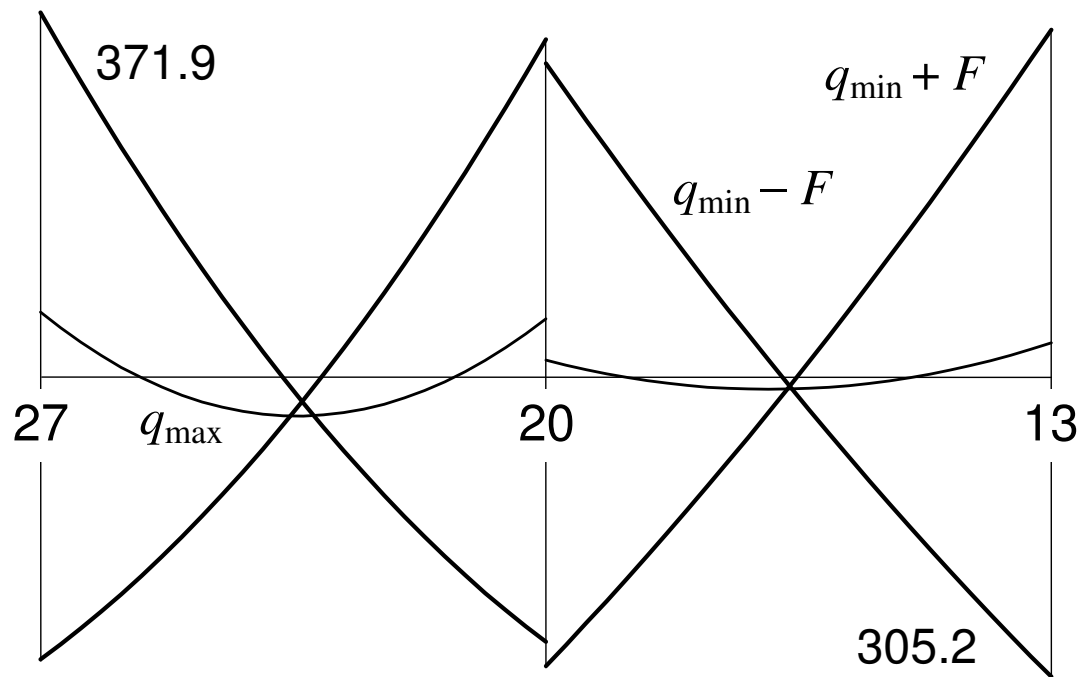
## momento flettente

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 cm<sup>2</sup> sup

13.2 cm<sup>2</sup> 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

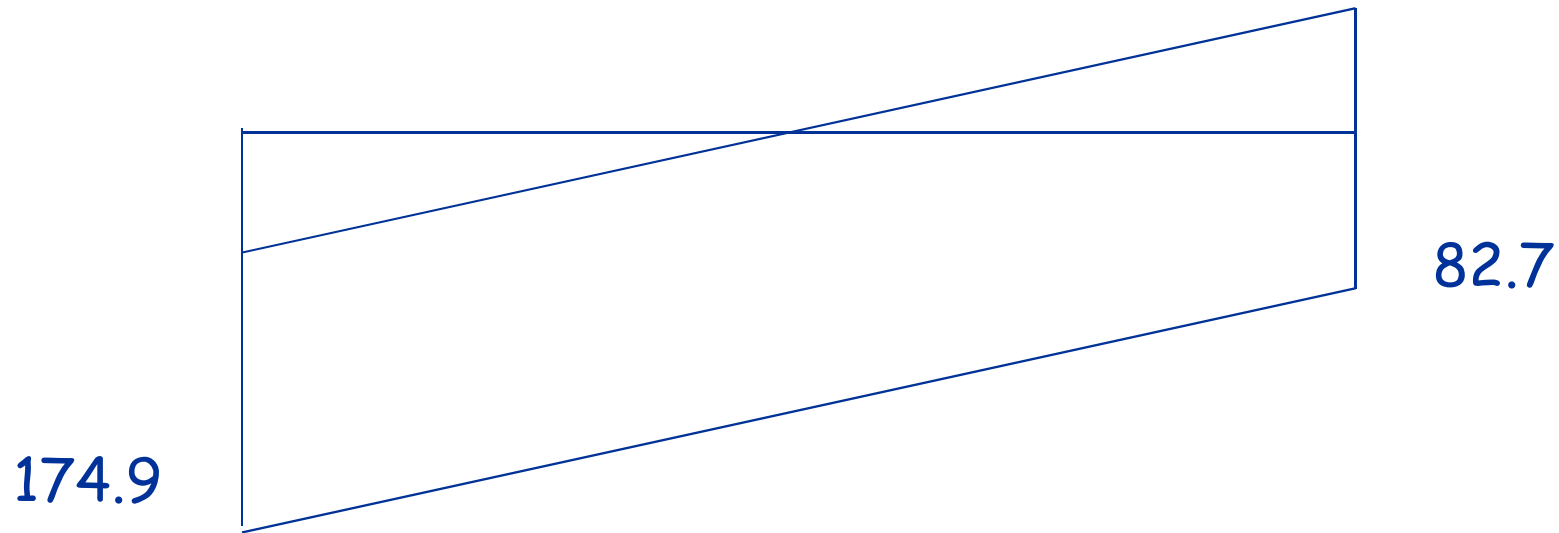
+97.3

-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

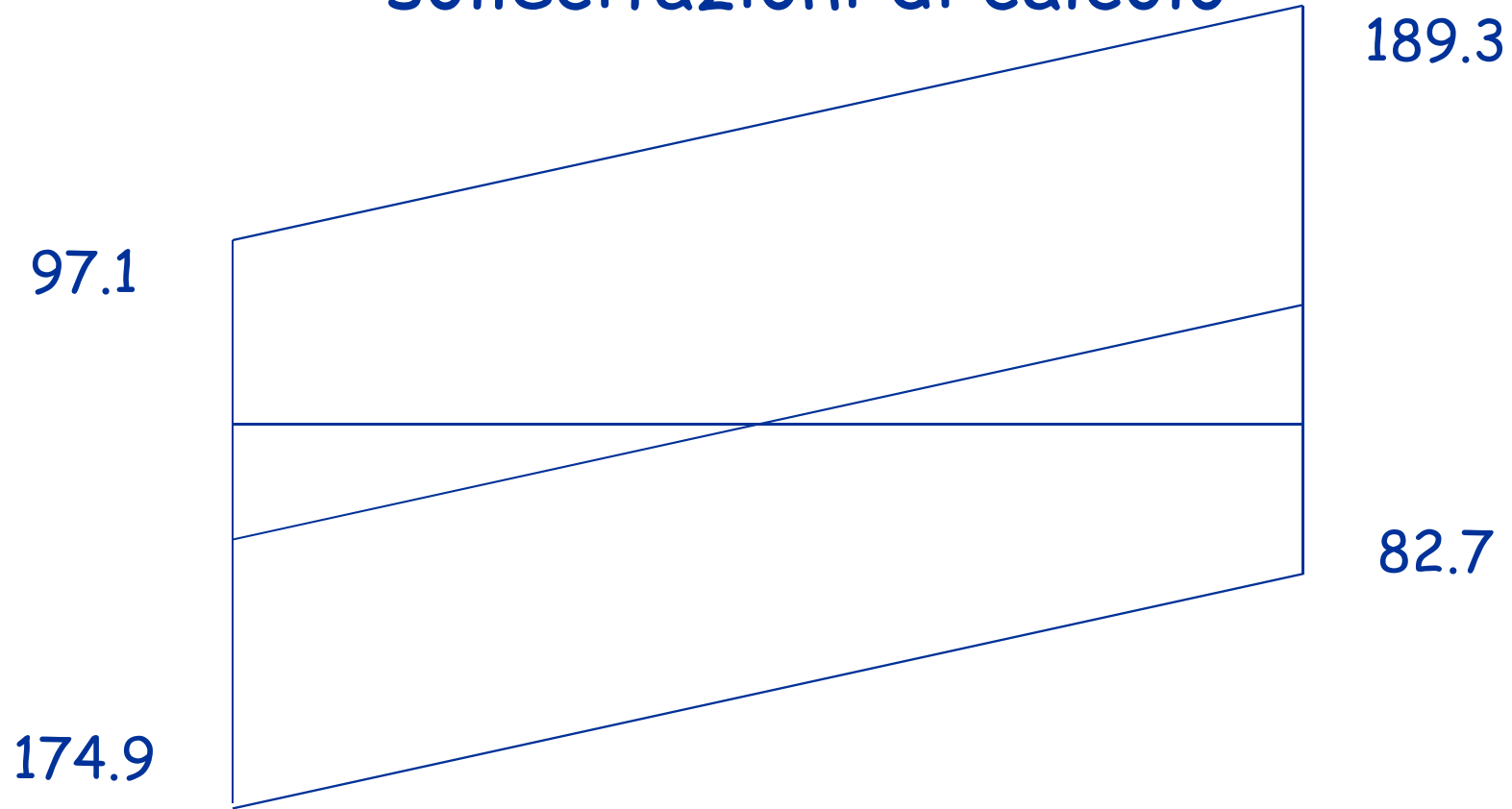
-192.4

+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  $\varnothing_{\min, \text{tra}}$  (per DC"B")                      6  $\varnothing_{\min, \text{tra}}$  (per DC"A")
- 24  $\varnothing_{\text{staffe}}$

avendo  $\varnothing 14$ :       $6 \times 14 = 84 \text{ mm}$

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

# 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

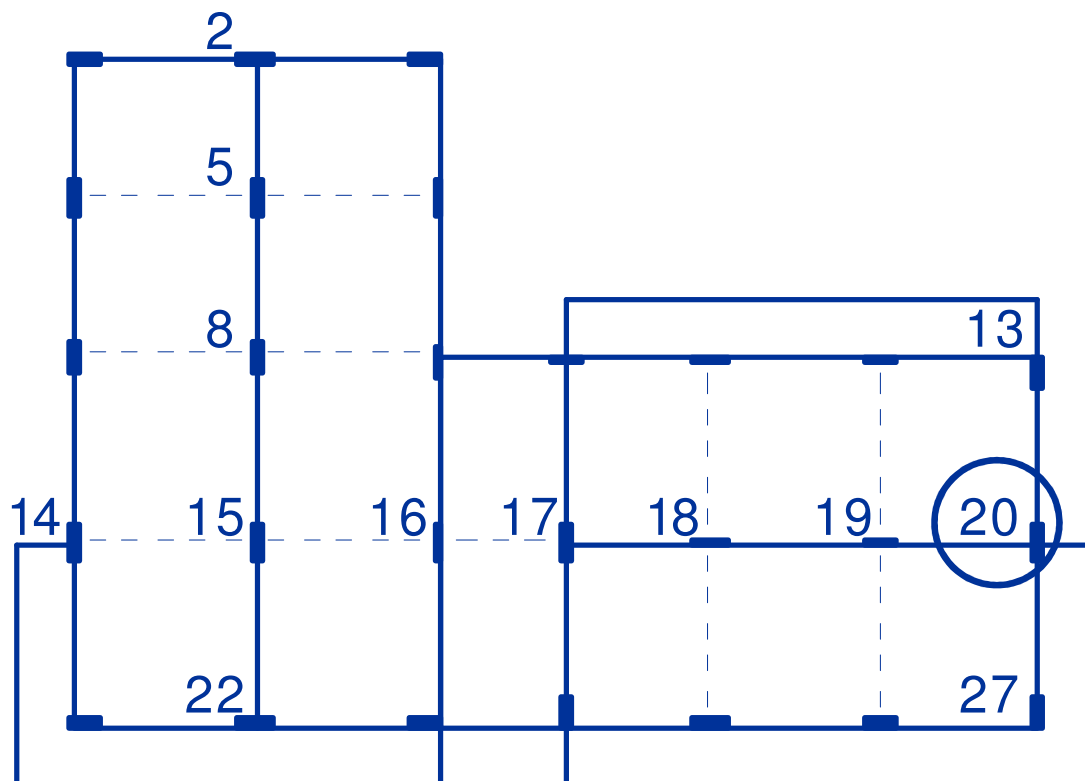
## Terzo passo

### 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



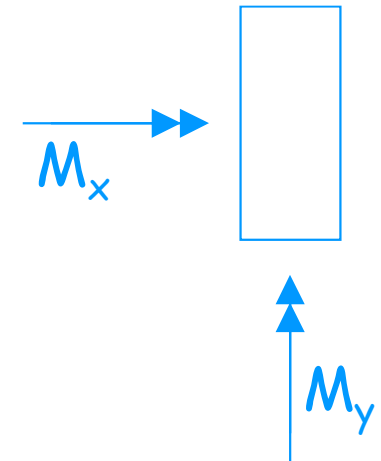
# Pilastro 20, base del I ordine (CD "A")

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

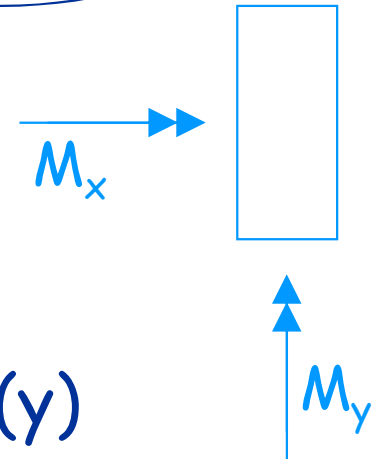
Sollecitato prevalentemente in una direzione (y)

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<br>(kNm) | $M_x$ testa<br>(kNm) | $M_y$ piede<br>(kNm) | $M_x$ piede<br>(kNm) | $N$<br>(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

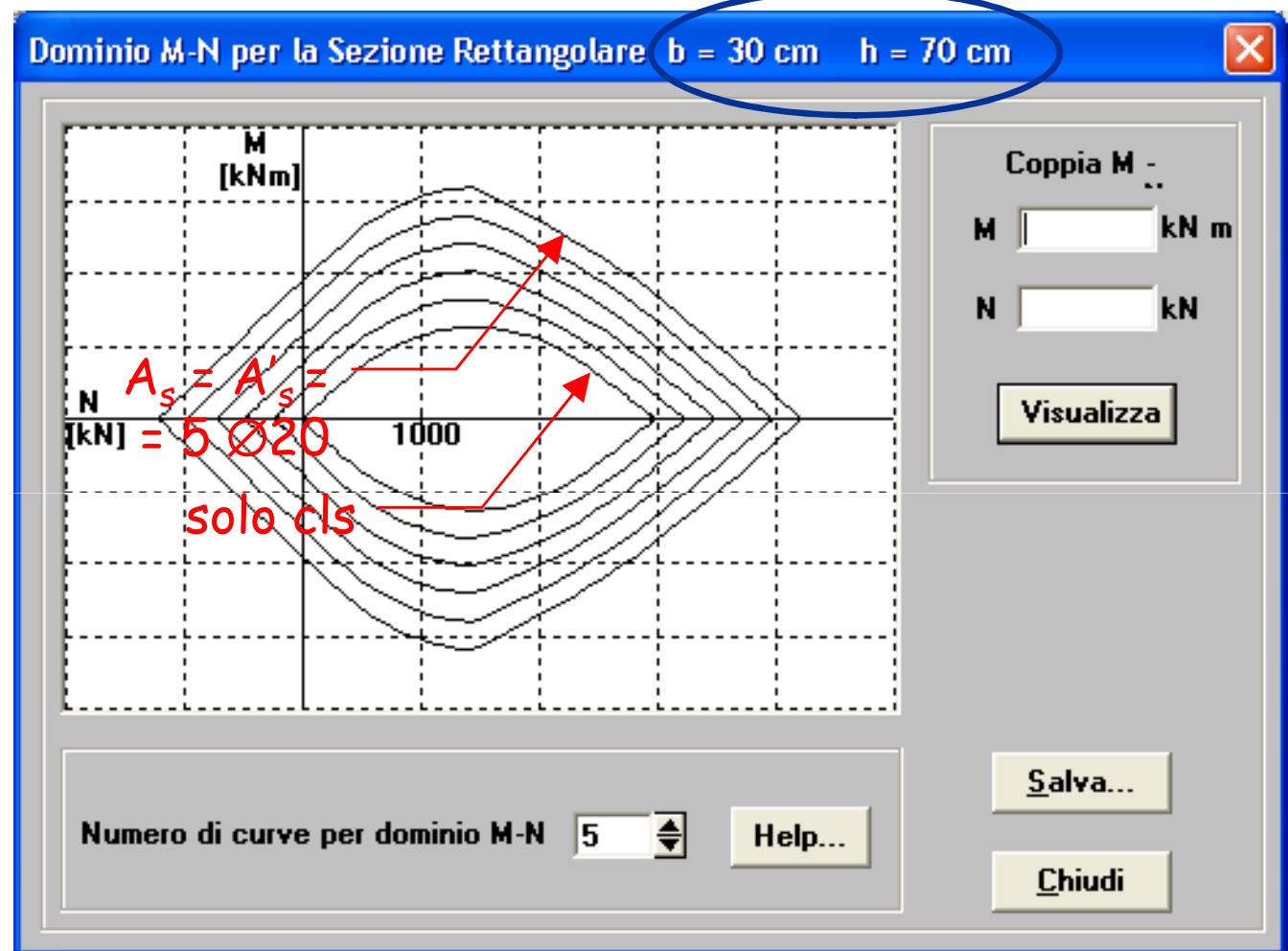
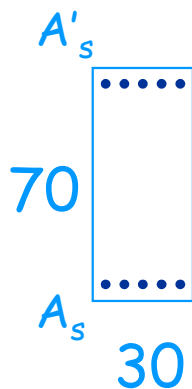


# Pilastro 20, base del I ordine dimensionamento armature

Può essere effettuato separatamente per le due direzioni

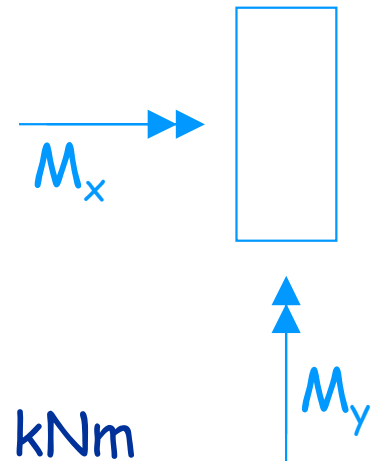
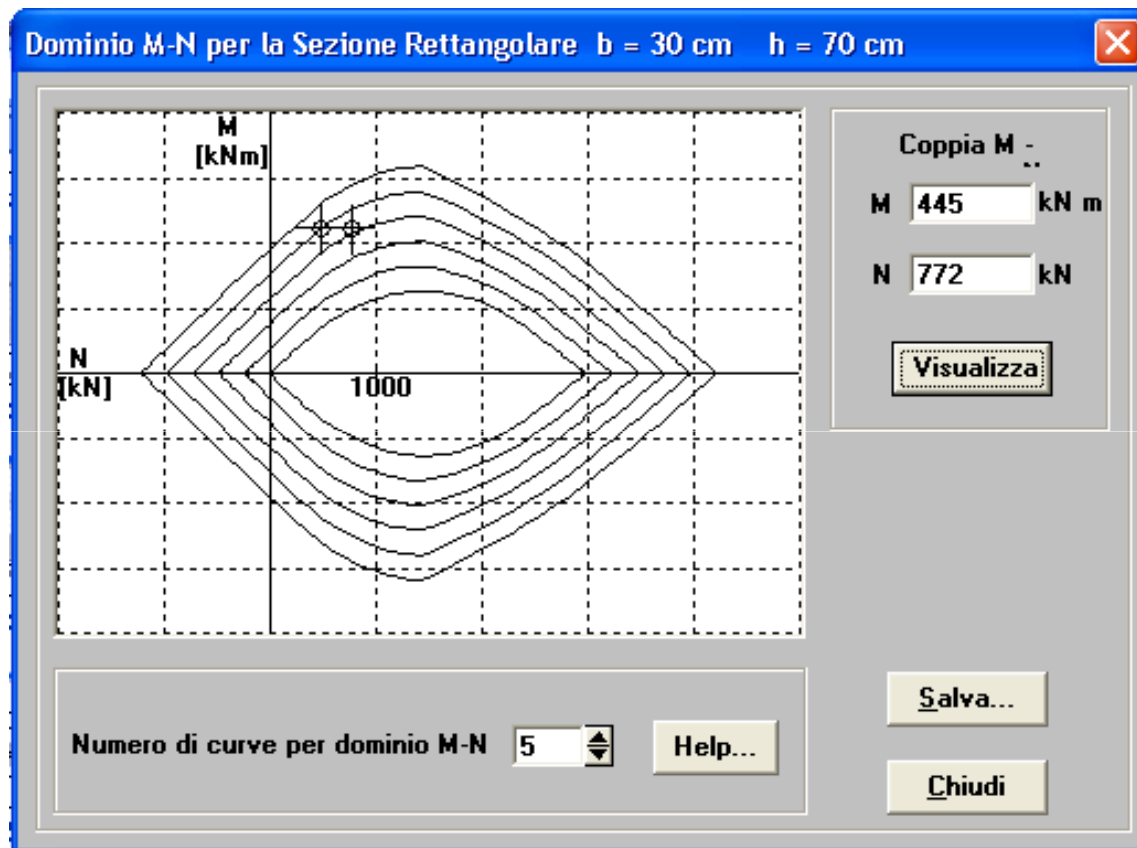
Si visualizza bene  
con domini M-N

Ad esempio col  
programma EC2



# Pilastro 20, base del I ordine dimensionamento armature

Può essere effettuato separatamente per le due  
direzioni



direzione y

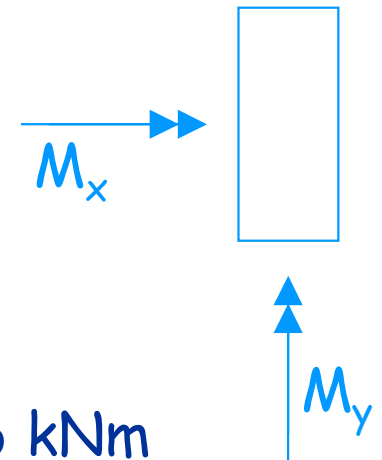
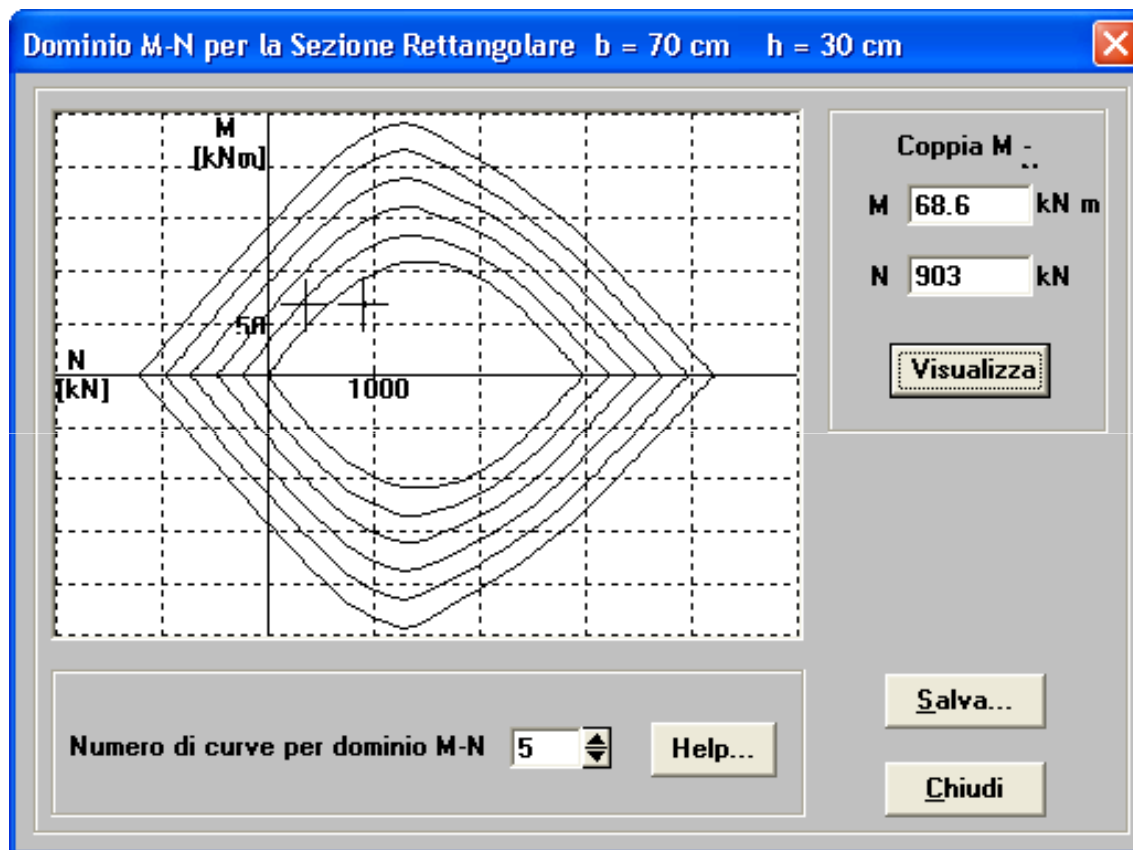
$$M_{x,\max} = 445 \text{ kNm}$$

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

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:

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

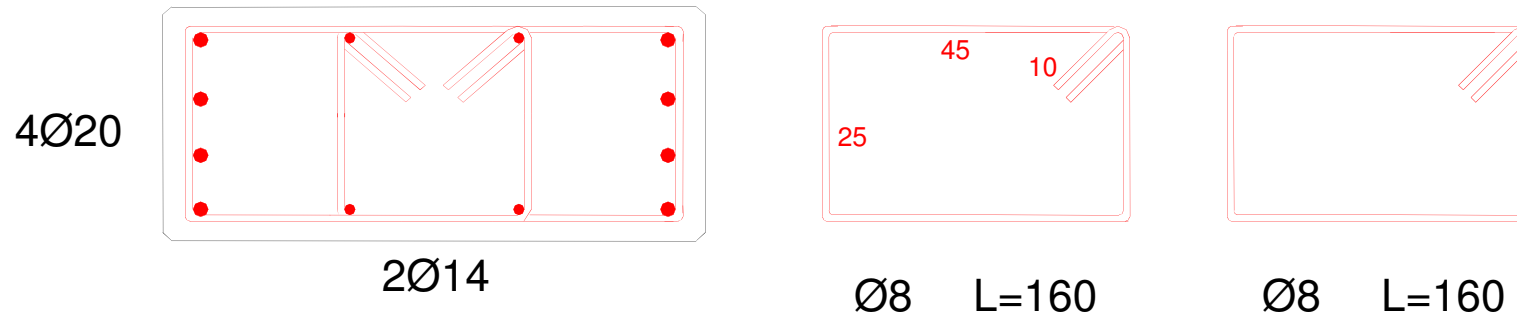
con  $A_s$  area totale dell'armatura longitudinale e  $A_c$  area della sezione lorda del pilastro

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

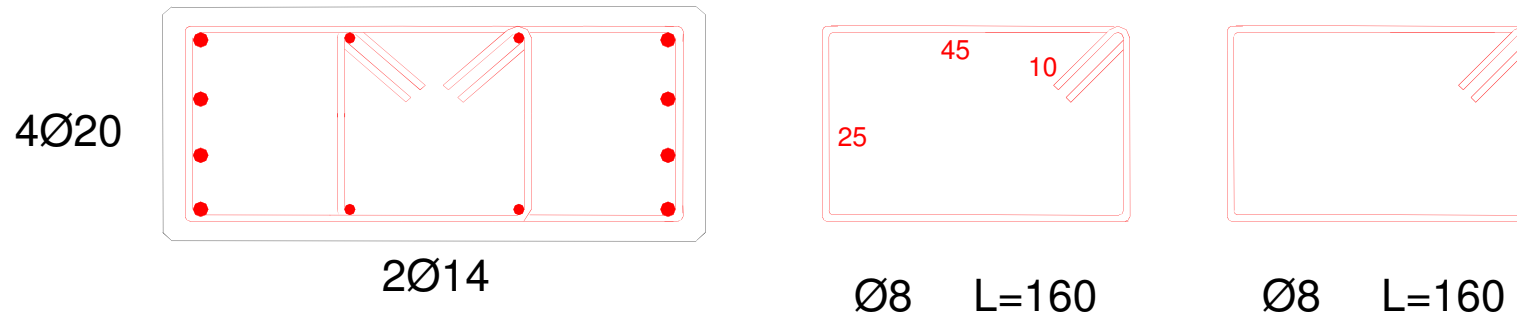
Il pilastro può essere armato con 8  $\varnothing 20$  e 4  $\varnothing 14$ , con doppia staffa



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

# Pilastro 20, base del I ordine

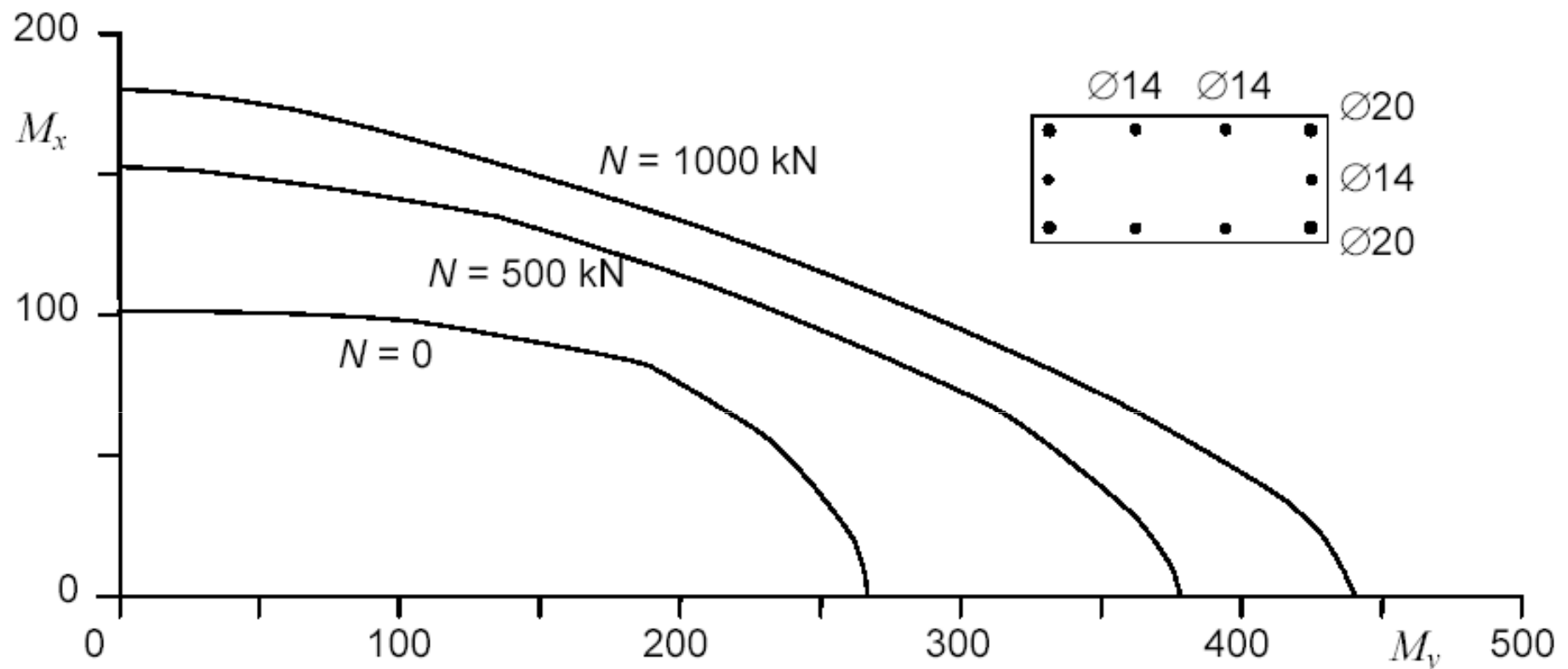
Il pilastro può essere armato con 8  $\varnothing 20$  e 4  $\varnothing 14$ ,  
con doppia staffa



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

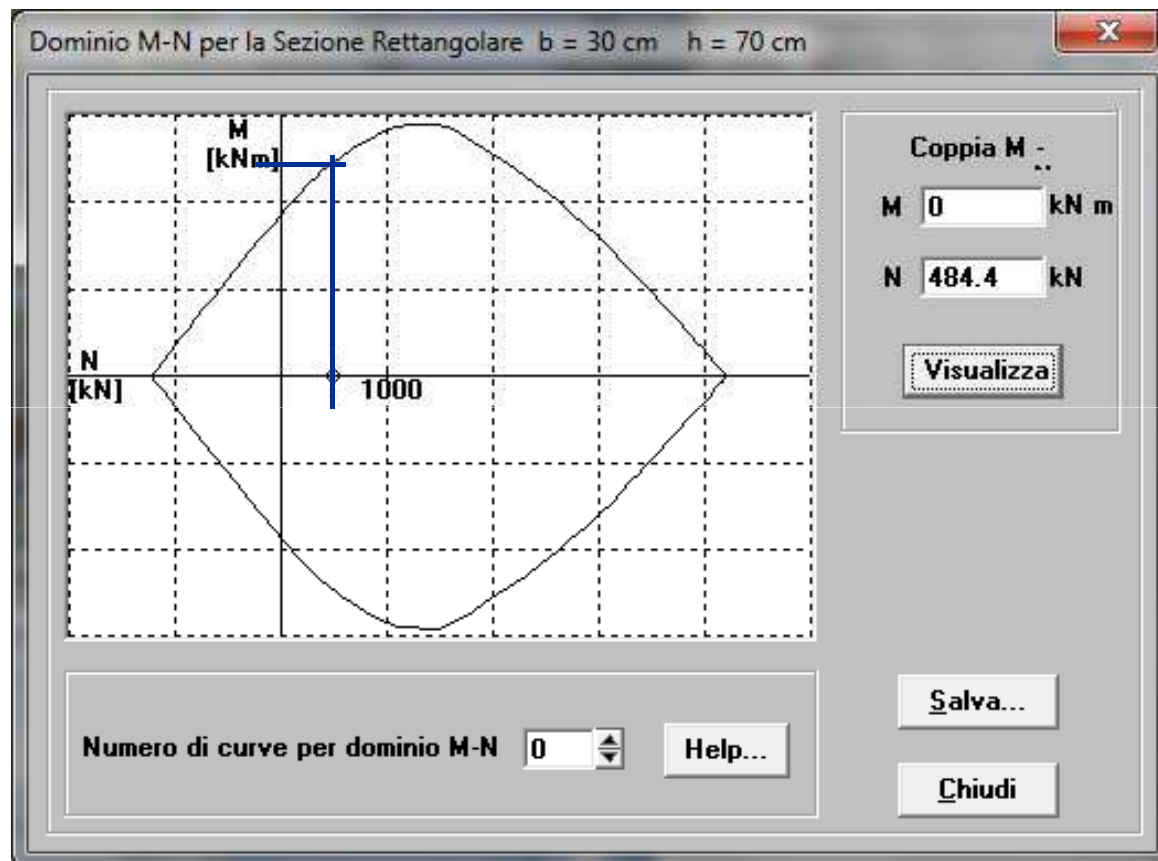
# Verifica a pressoflessione deviata

- 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



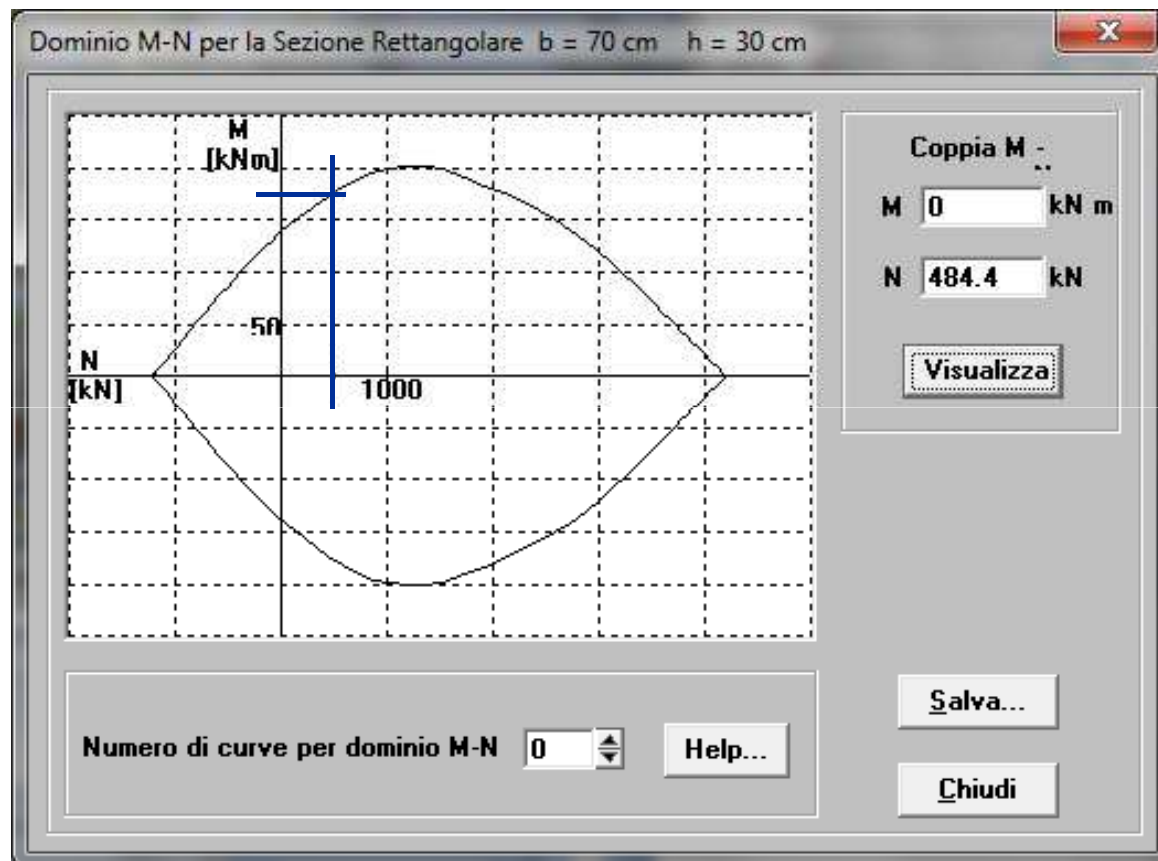
$$N = 484.4 \text{ kN}$$

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



# 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  $\gamma_{Rd}$ , 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

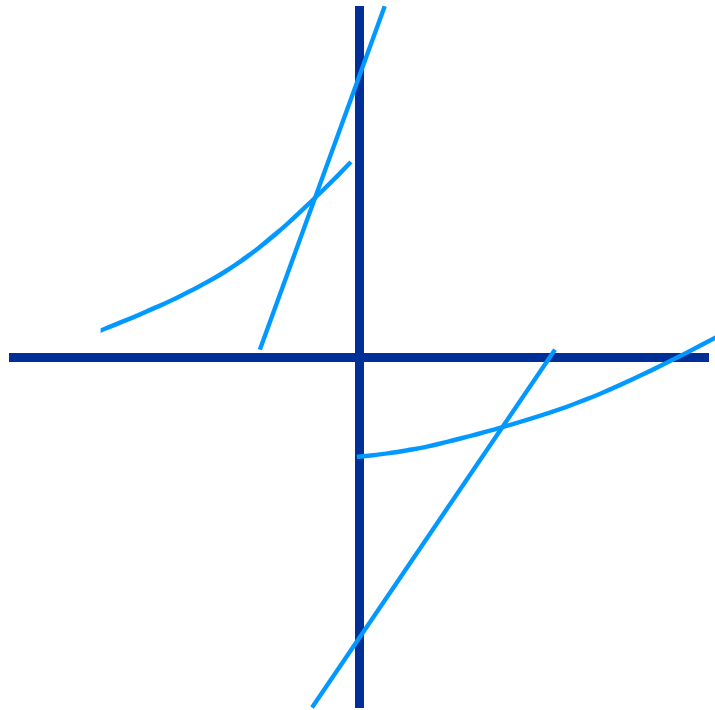
“per ogni nodo trave-pilastro ed ogni direzione e verso dell'azione sismica, la resistenza complessiva dei pilastri deve essere maggiore della resistenza complessiva delle travi amplificata del coefficiente  $\gamma_{Rd}$  in accordo con la formula  $\sum M_{c,Rd} \geq \gamma_{Rd} \sum M_{b,Rd}$ ”

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

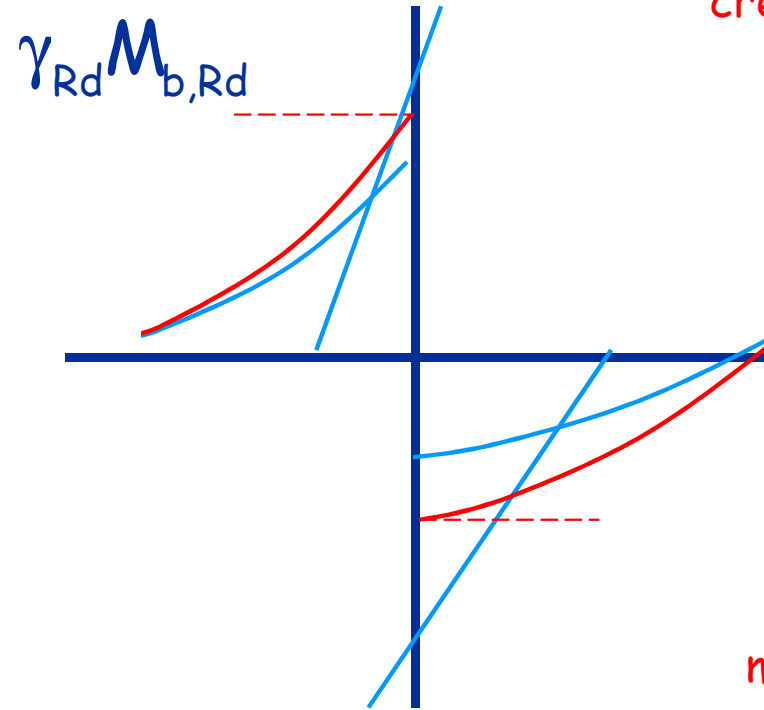
# Gerarchia delle resistenze

## pilastro - trave

I momenti  
nelle travi  
possono  
crescere



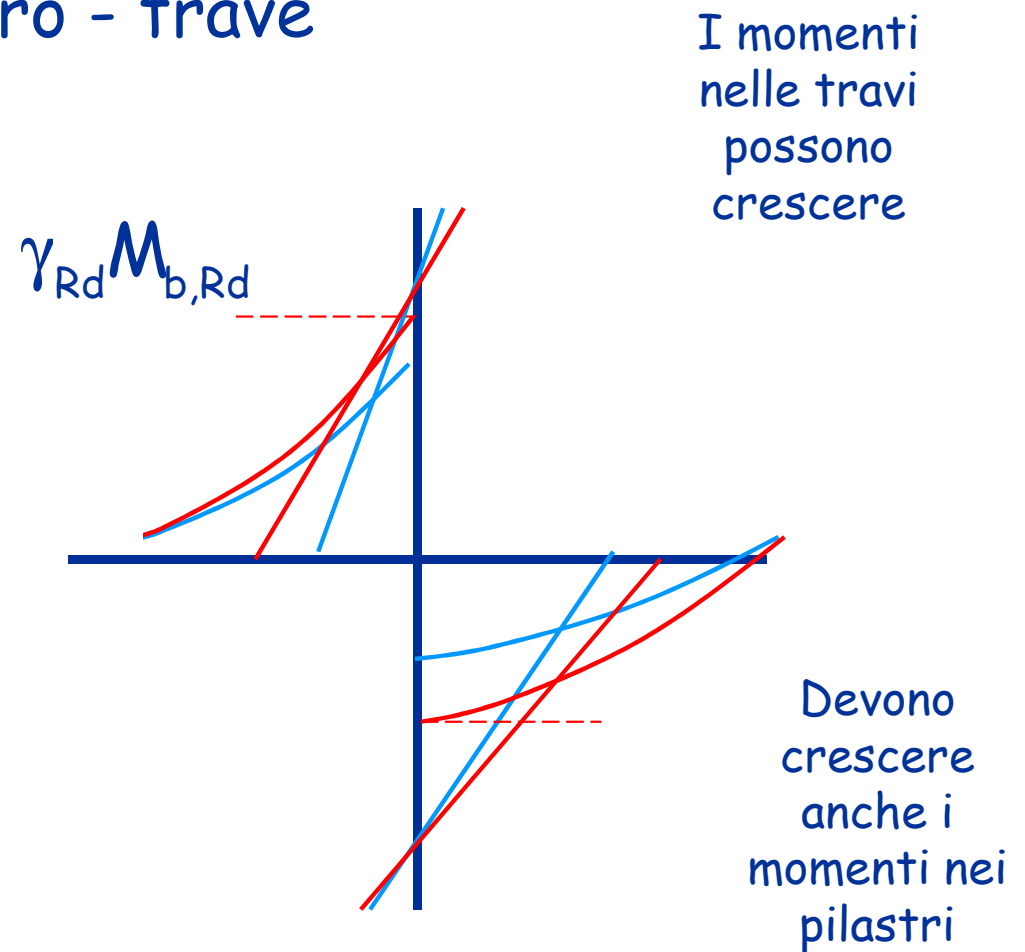
Nodo  
(momenti  
in equilibrio)



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

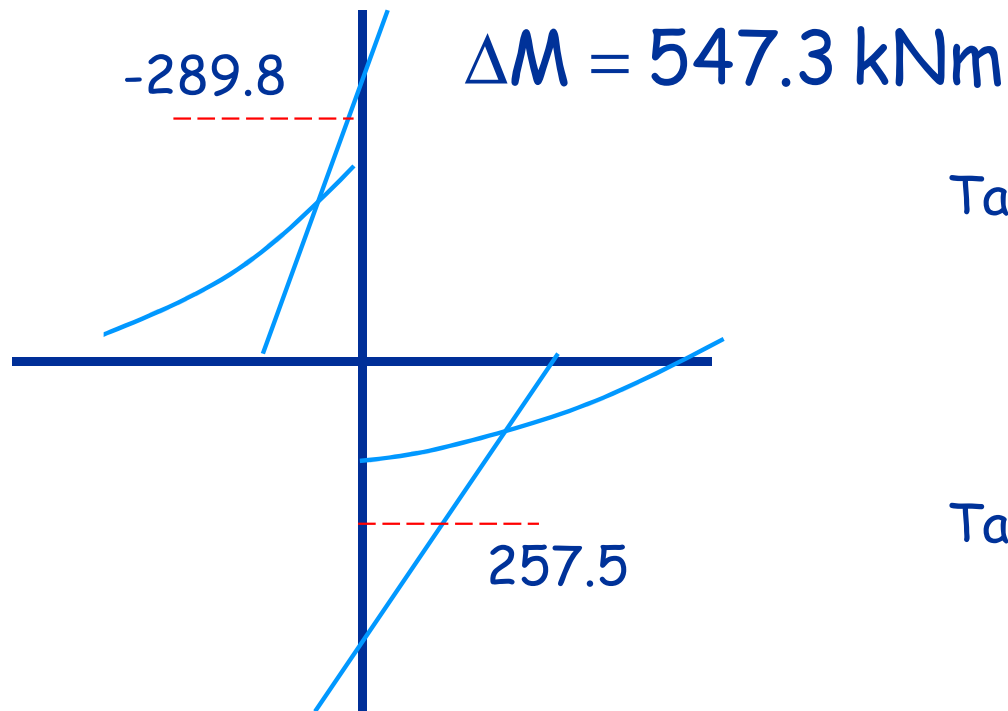
# Per la gerarchia delle resistenze: momenti resistenti delle travi

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

| piano |            | direzione $x$ |     |            | direzione $y$ |        |            | rip. |
|-------|------------|---------------|-----|------------|---------------|--------|------------|------|
|       |            | sin           | des | $\Sigma M$ | sin           | des    | $\Sigma M$ |      |
| 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   | $M_y$<br>(kNm) | $M_x$<br>(kNm) | $N$<br>(kN) |       | $M_y$<br>(kNm) | $M_x$<br>(kNm) | $N$<br>(kN) |       |
|---------|----------------|----------------|-------------|-------|----------------|----------------|-------------|-------|
| 5       | <b>48.1</b>    | 53.7           | 74.7        | 105.2 | 28.5           | <b>158.7</b>   | 81.7        | 98.2  |
| 4       | <b>78.4</b>    | 93.7           | 178.1       | 288.7 | 31.4           | <b>258.9</b>   | 204.2       | 262.7 |
| 3       | <b>97.0</b>    | 123.7          | 260.1       | 492.4 | 37.7           | <b>339.3</b>   | 315.5       | 437.0 |
| 2       | <b>113.2</b>   | 151.3          | 325.4       | 713.8 | 42.2           | <b>384.2</b>   | 418.0       | 621.1 |
| 1 testa | <b>104.8</b>   | 107.9          | 353.6       | 903.0 | <b>31.4</b>    | <b>355.7</b>   | 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  $1.7 \div 2.5\%$  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-<br>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-<br>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



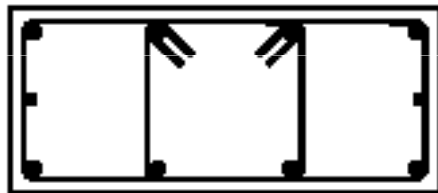
A 30x70  
4Ø20 + 6Ø14



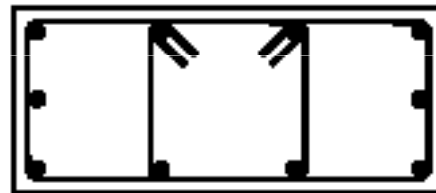
B 30x70  
6Ø20 + 4Ø14



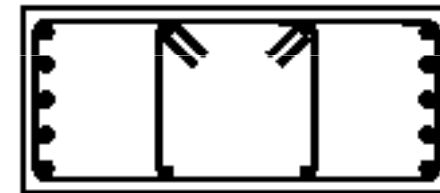
C 30x70  
8Ø20 + 4Ø14



A1 30x70  
8Ø20 + 2Ø14

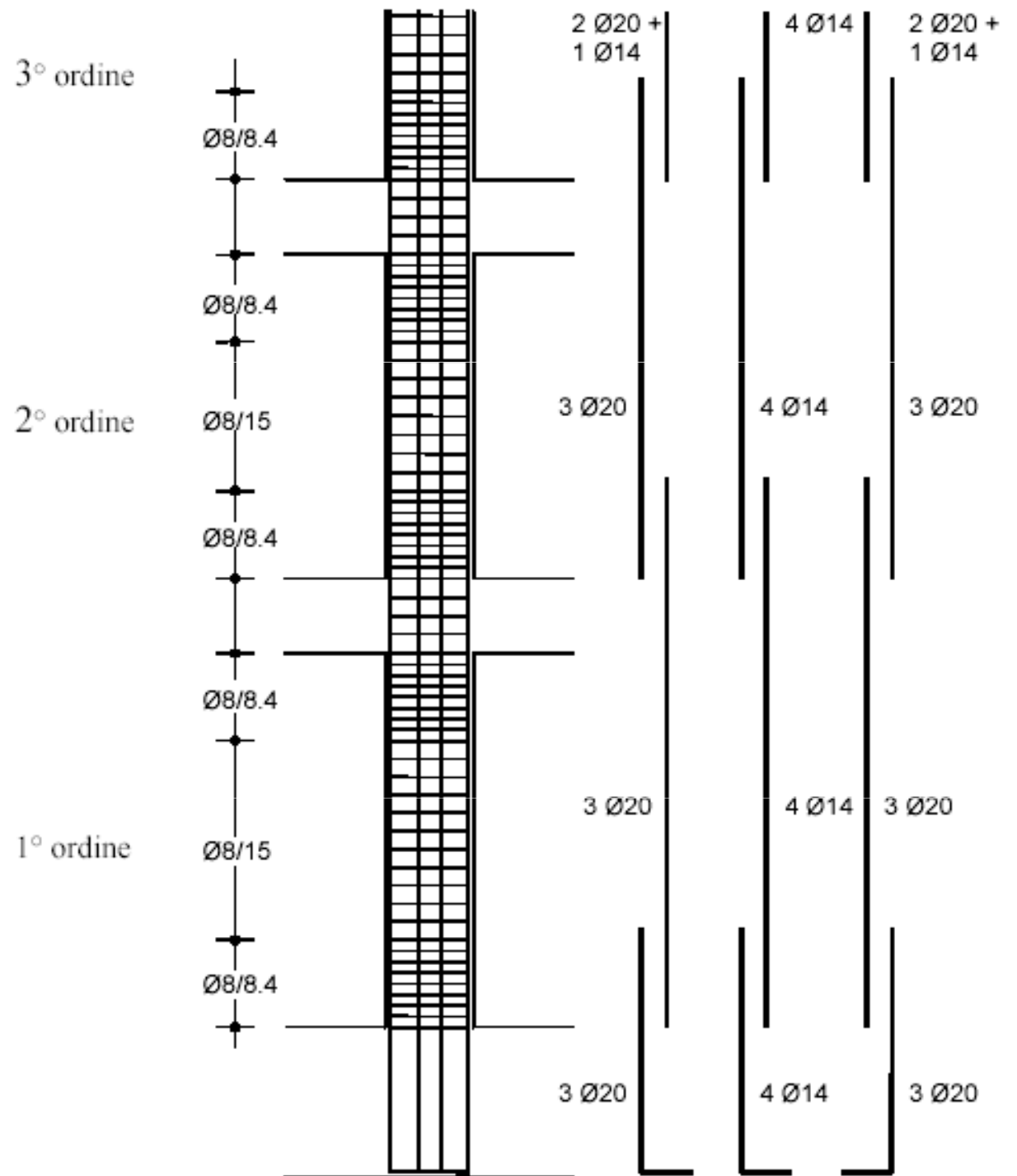


B1 30x70  
10Ø20



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      per CD "A", zona critica

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

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

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  $\mu_{\delta}$  sia legata a quella in termini di curvatura da

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

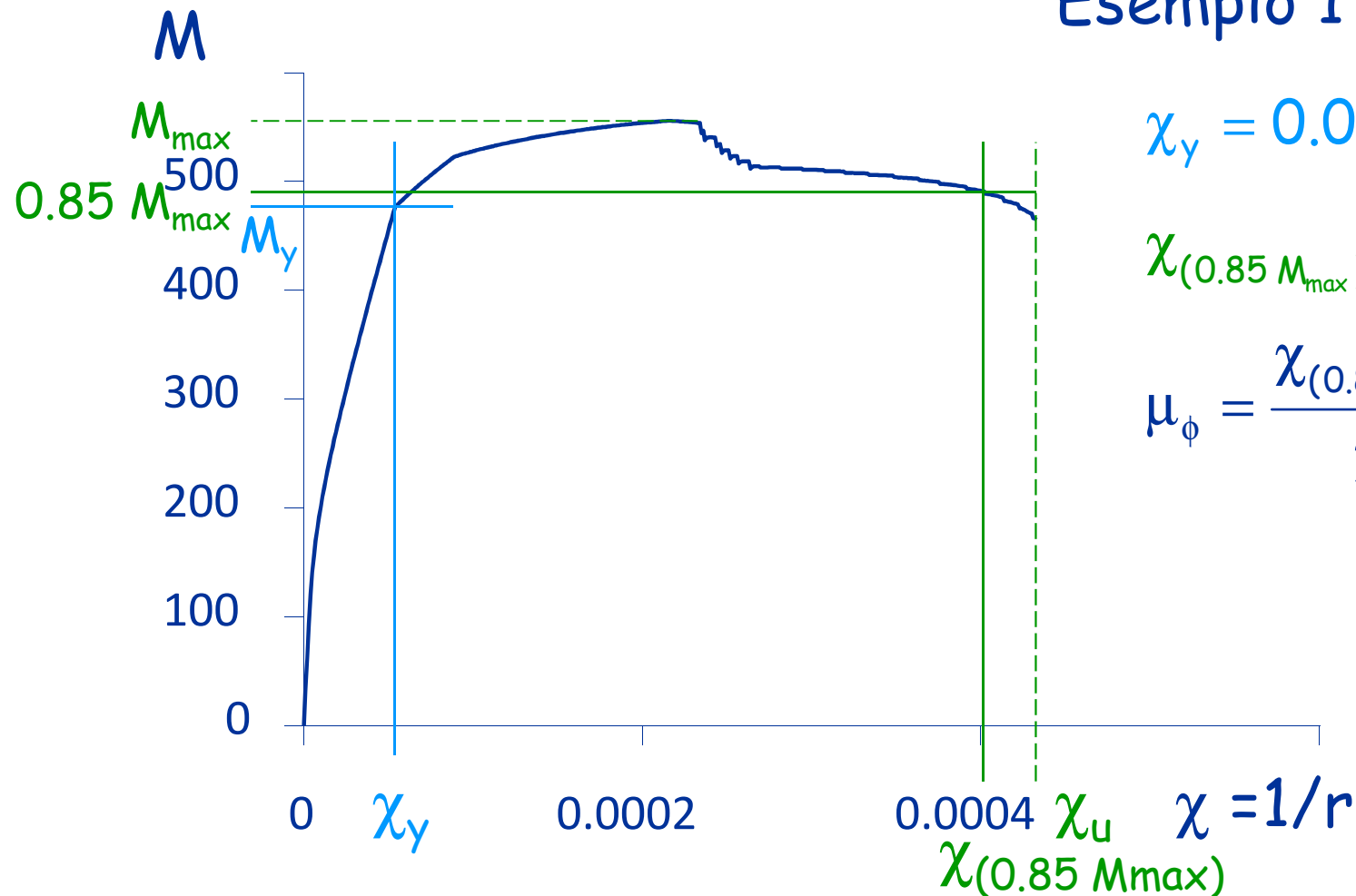
# Duttilità e armatura trasversale

- 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)

$$\chi_y = 0.000054$$

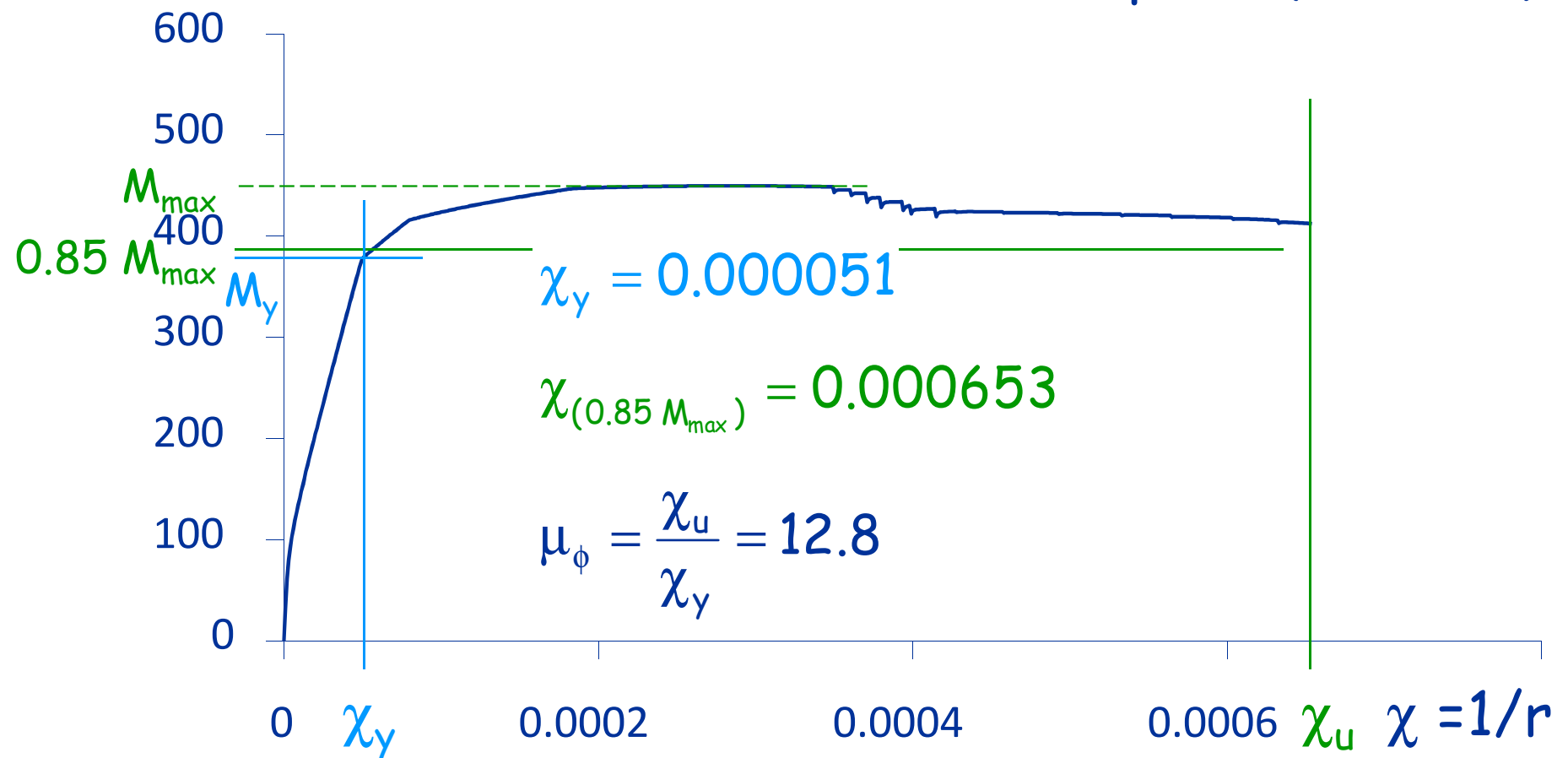
$$\chi_{(0.85 M_{max})} = 0.000405$$

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

# 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

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

con

$\alpha$  coefficiente di efficacia del confinamento

$\omega_{wd}$  percentuale meccanica di staffe

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

$b_c$  dimensione minima della sezione

$b_o$  dimensione minima del nucleo confinato

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

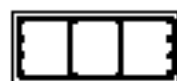
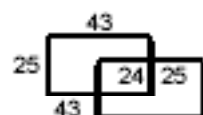
# Possibile dettaglio costruttivo

staffe Ø8 (B)

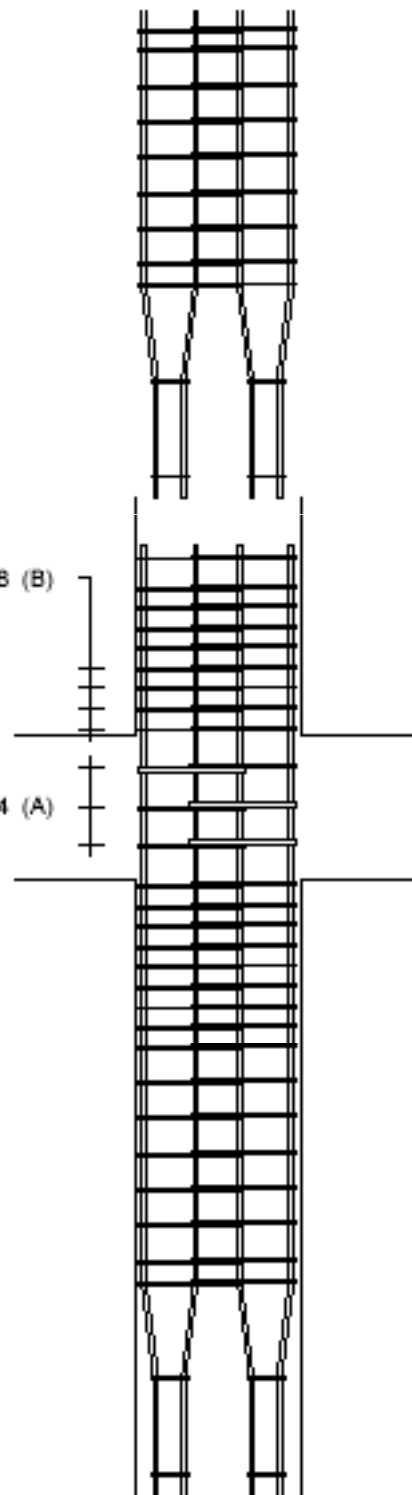
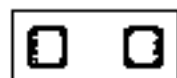
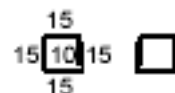
2 Ø20 (C)  
aggiuntivi

staffe Ø14 (A)

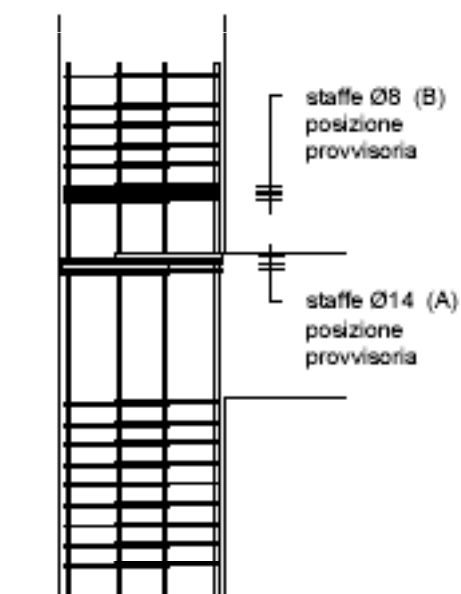
staffe Ø8 L = 160



staffe Ø8 L = 70



tutte le barre  
del pilastro



nodo di estremità

# 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

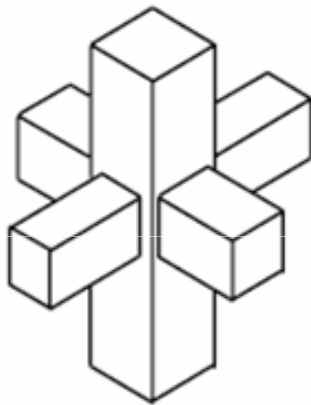
Nodi

# Confinamento dei nodi

## Nodi interamente confinati

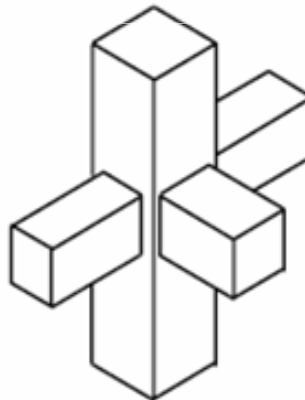
- In ognuna delle 4 facce si innestano travi
- Le travi sono sovrapposte ai pilastri per almeno i  $\frac{3}{4}$  della larghezza del pilastro (e tra loro per i  $\frac{3}{4}$  dell'altezza)

Per i nodi interamente confinati  
non occorrono verifiche

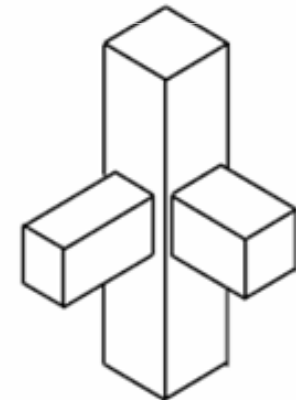


Nodo interno,  
interamente  
confinato

Nodi non  
interamente  
confinati

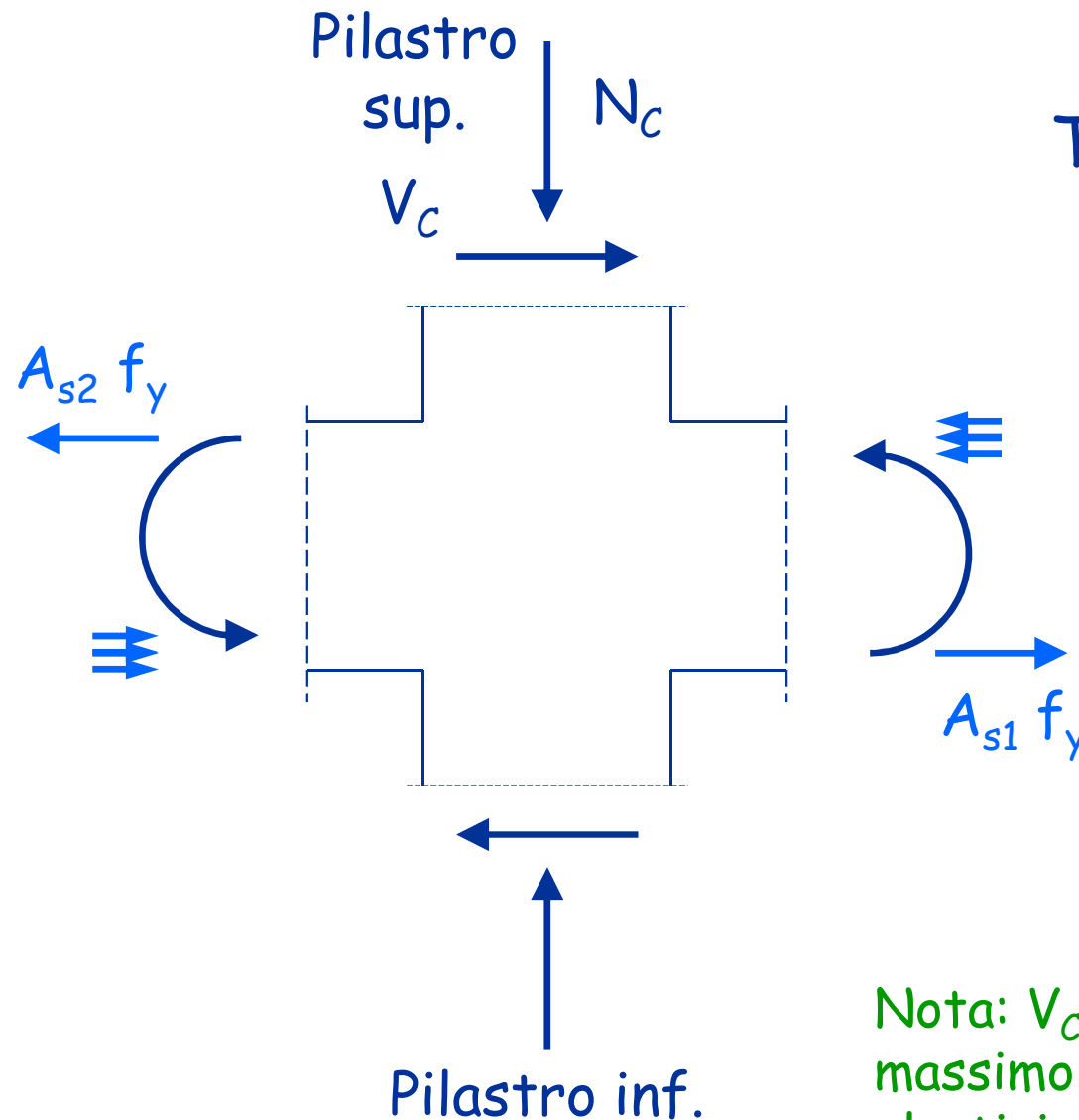


Nodo laterale



Nodo d'angolo

# Azione tagliante nel nodo



Taglio sollecitante il nodo

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

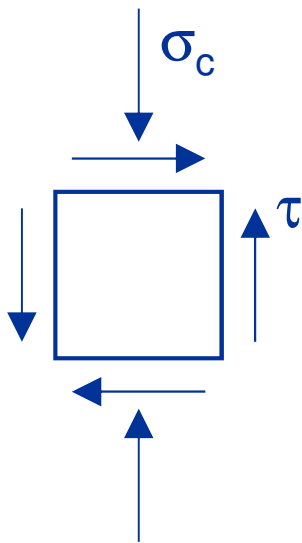
La norma aggiunge il coefficiente  $\gamma_{Rd}$

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

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

# Verifica del nodo

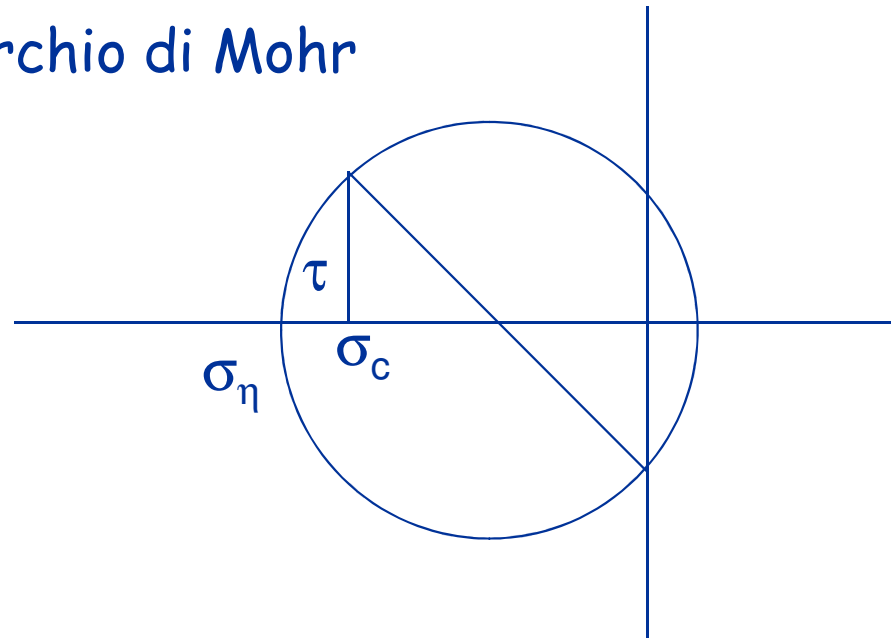
compressione - in assenza di specifiche armature



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

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

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 slide seguente)

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

ovvero

NTC 08, punto 7.4.4.3.1

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

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

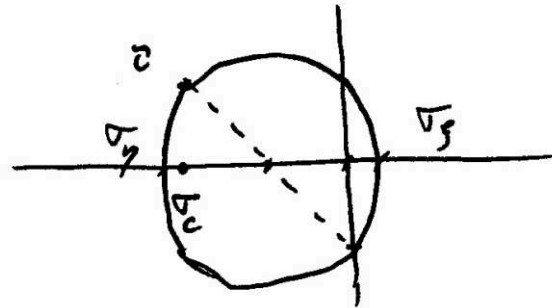
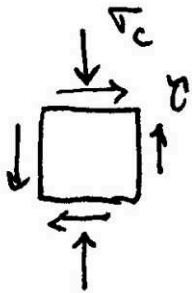
$$\eta = \alpha_j \left(1 - \frac{f_c}{250}\right)$$

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

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



# Nodo senza armature



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

compressione

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

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

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

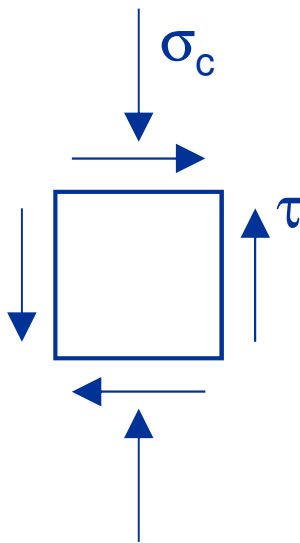
$$\cancel{\left(\frac{\sigma_c}{2}\right)^2} + \tau^2 \leq (\eta f_c)^2 + \cancel{\left(\frac{\sigma_c}{2}\right)^2} - \eta f_c \sigma_c$$

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

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

# Verifica del nodo

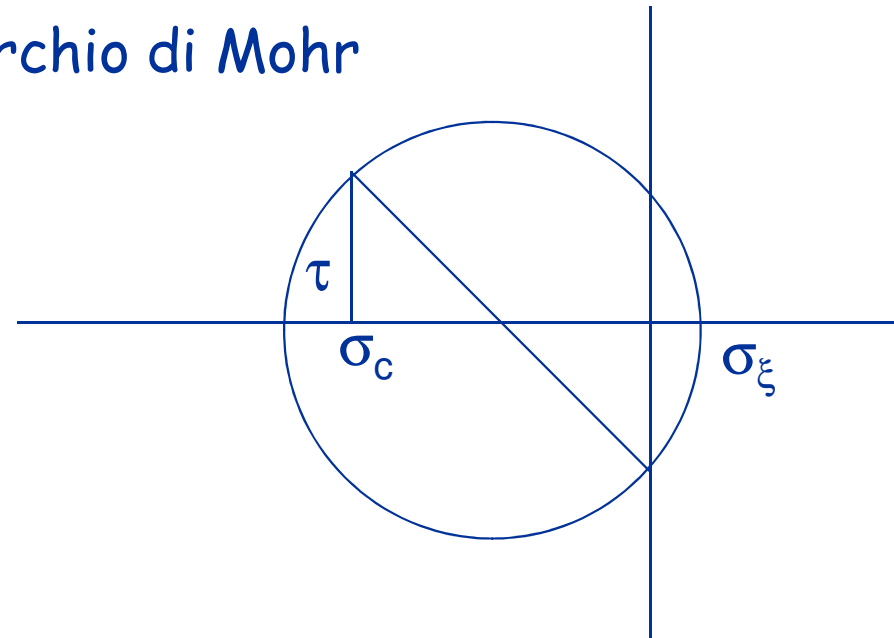
trazione - in assenza di specifiche armature



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

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

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

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

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

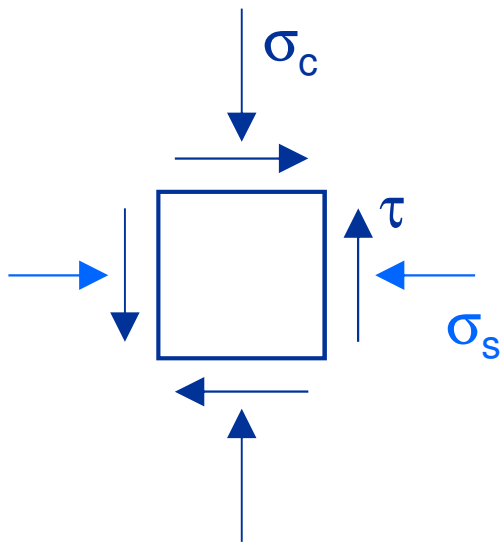
NTC 08

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

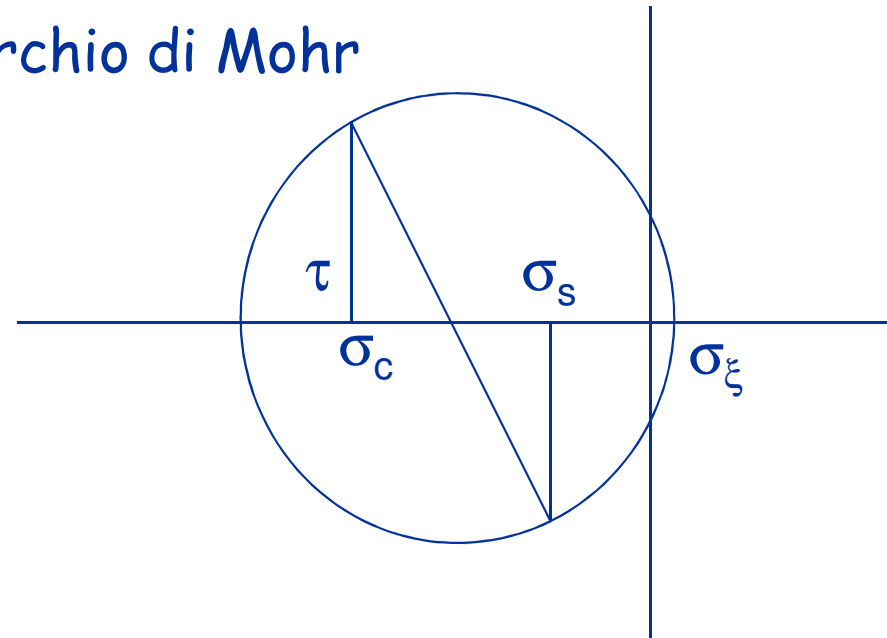
OPCM 3431

# 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 slide seguente)

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

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

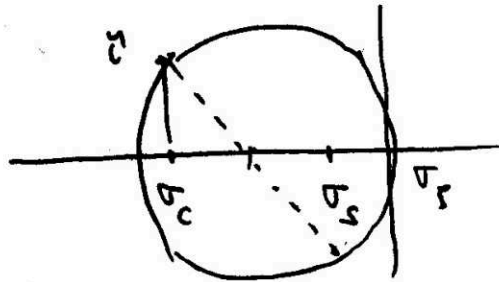
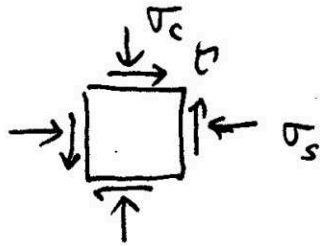
ovvero

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



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

tension

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

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

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

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

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

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

# 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

Impalcati

# 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)

Fondazioni

# 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:

- $\gamma_{Rd}$  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

$$a_{max} = a_g S$$