

Corso di aggiornamento

Progettazione strutturale sulla base  
delle normative più recenti

**Progetto e verifica di edifici antisismici in c.a.**

Combinazione dei risultati

Armature

Villa Redenta, Spoleto

6-8 novembre 2008

Aurelio Ghersi

# Processo progettuale

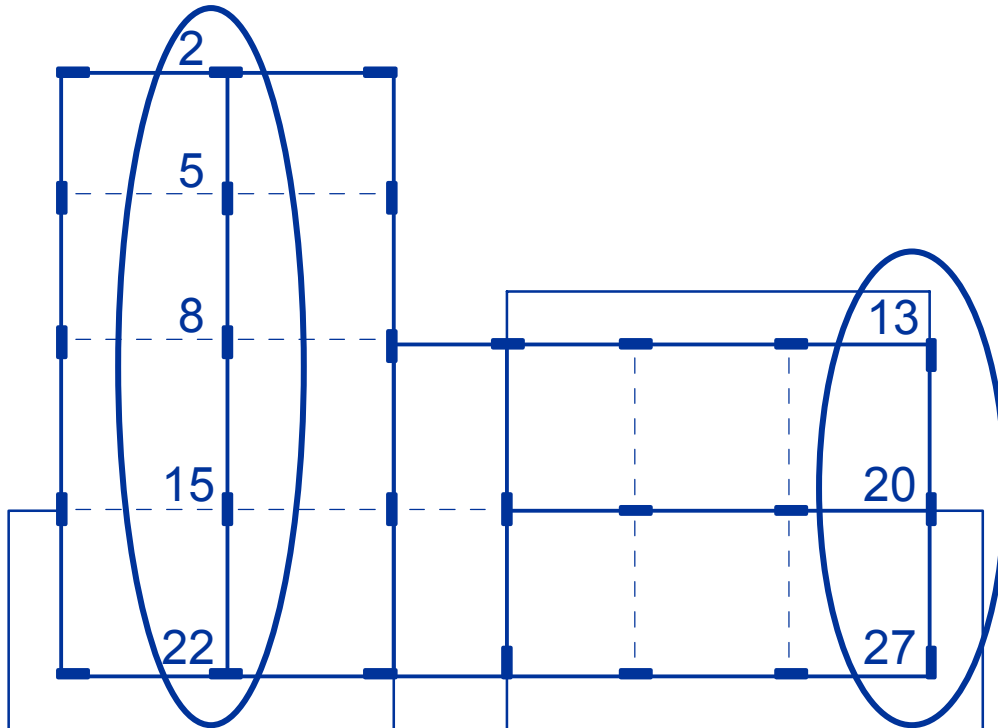
- ✓ 1. Concezione generale della struttura, nel rispetto di principi base di buona progettazione
- ✓ 2. Impostazione della carpenteria dell'edificio
- ✓ 3. Dimensionamento delle sezioni e verifica di massima della struttura
- ✓ 4. Analisi strutturale dettagliata e verifica del comportamento della struttura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

Definizione delle armature - travi

# Travi esaminate

(come esempio)

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



# Trave 22-2

## momento flettente per schemi di carico base

II impalcato

	q max	q min	Fx	Fy	M(Fx)	M(Fy)
22	-63.56	-36.45	-1.21	137.78	-5.61	-8.38
15	-78.57	-45.44	1.42	-166.82	6.78	10.14
15	-76.24	-43.89	-1.72	206.51	-8.39	-12.54
8	-76.26	-43.95	1.71	-203.05	8.25	12.33
8	-66.85	-38.48	-1.83	215.60	-8.76	-13.10
5	-62.76	-36.25	1.83	-217.12	8.82	13.19
5	-52.84	-30.60	-1.58	182.71	-7.43	-11.11
2	-47.40	-27.23	1.30	-146.08	5.95	8.89

# Trave 22-2

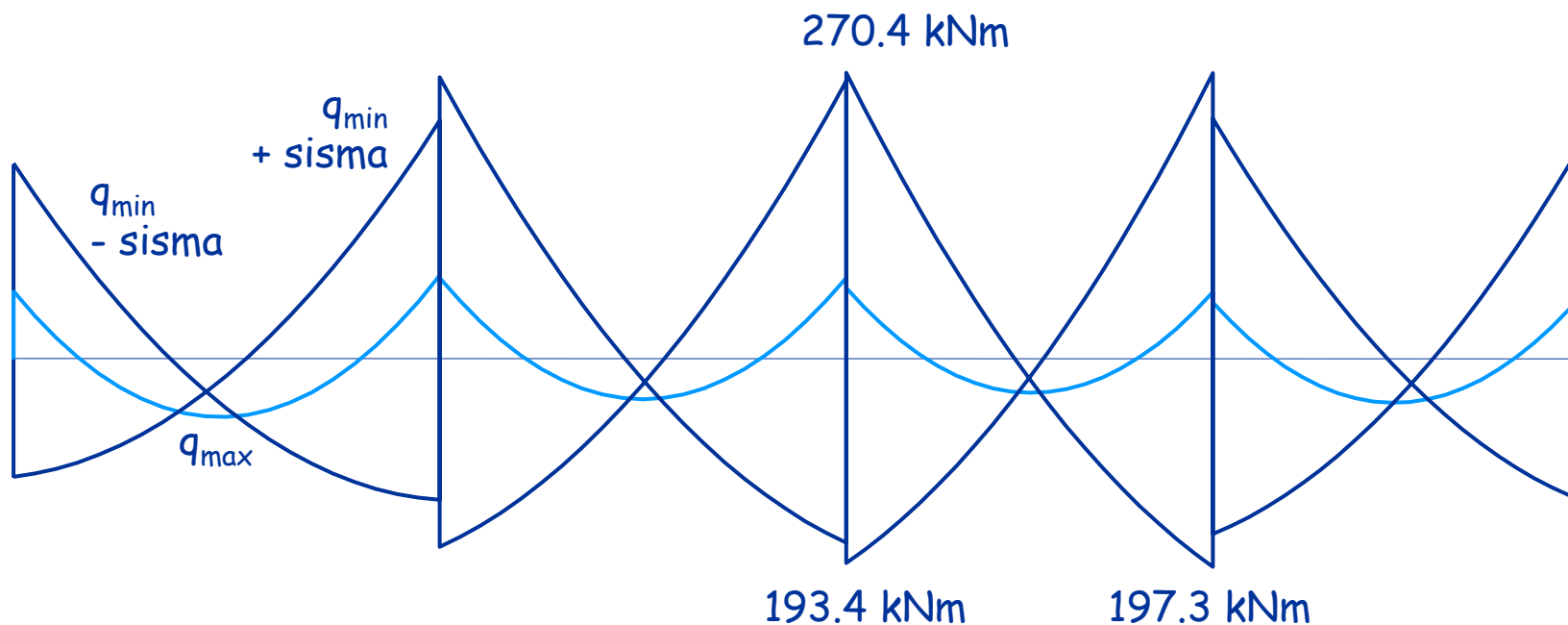
## momento flettente

II impalcato

	q max	q min	Fx	Fy	M(Fx)	M(Fy)	sisma x	sisma y	y+0.3 x
22	-63.56	-36.45	-1.21	137.78	-5.61	-8.38	-6.82	146.16	148.21
15	-78.57	-45.44	1.42	-166.82	6.78	10.14	8.20	-176.95	-179.41
15	-76.24	-43.89	-1.72	206.51	-8.39	-12.54	-10.11	219.05	222.08
8	-76.26	-43.95	1.71	-203.05	8.25	12.33	9.96	-215.38	-218.37
8	-66.85	-38.48	-1.83	215.60	-8.76	-13.10	-10.59	228.70	231.88
5	-62.76	-36.25	1.83	-217.12	8.82	13.19	10.65	-230.30	-233.50
5	-52.84	-30.60	-1.58	182.71	-7.43	-11.11	-9.01	193.81	196.52
2	-47.40	-27.23	1.30	-146.08	5.95	8.89	7.25	-154.97	-157.14

# Trave 22-2

## diagramma del momento flettente



# Trave 22-2

## verifica della sezione

Momento sollecitante massimo (negativo):

$$M_{Sd} = 270.4 \text{ kNm}$$

Momento resistente:

con semplice armatura  
( $r = 0.0220$ )

$$M_{Rd} = \frac{b d^2}{r^2} = 201.4 \text{ kNm}$$

con doppia armatura  
( $u=0.25$ ,  $r'=0.0189$ )

$$M_{Rd} = \frac{b d^2}{r'^2} = 272.9 \text{ kNm}$$

La sezione richiede il 25% di armatura in compressione (pienamente accettabile)



# Trave 22-2

## progetto dell'armatura longitudinale

Momento sollecitante (negativo):  $M_{Sd} = 270.4 \text{ kNm}$   
Area di ferro:  $A_s = \frac{M}{0.9 d f_{yd}} = 14.35 \text{ cm}^2$

Momento sollecitante (positivo):  $M_{Sd} = 193.4 \text{ kNm}$   
Area di ferro:  $A_s = \frac{M}{0.9 d f_{yd}} = 10.26 \text{ cm}^2$

Armatura: 5  $\varnothing$  20 sup      3  $\varnothing$  20 + 1  $\varnothing$  14 inf  
(pienamente accettabile)

# Progetto dell'armatura longitudinale limiti di normativa

Posto:  $\rho = \frac{A_s}{b h}$

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

$\rho_{comp} = \frac{A_{s, comp}}{b h}$

Nel caso in esame questo implica che

$$5.86 \text{ cm}^2 < A_s < A_{s, comp} + 14.65 \text{ cm}^2$$

La condizione è soddisfatta

# Progetto dell'armatura longitudinale

## limiti di normativa

Ulteriori prescrizioni:

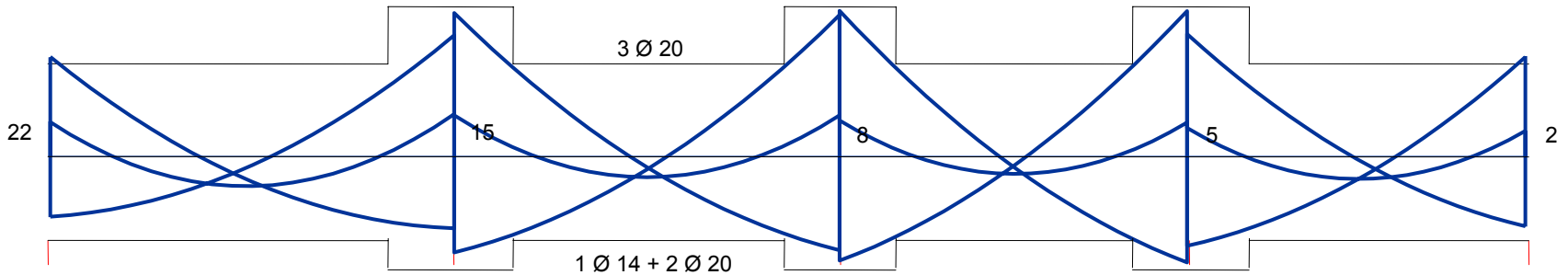
- Disporre sempre almeno 2  $\varnothing 14$  sia sup. che inf.
- Armatura compressa almeno pari al 25% della armatura tesa, sempre, e al 50% della armatura tesa, nelle "zone critiche"
- Armatura superiore, sempre almeno 1/4 dell'armatura massima disposta agli estremi

Zona critica - dal filo pilastro un tratto pari a:

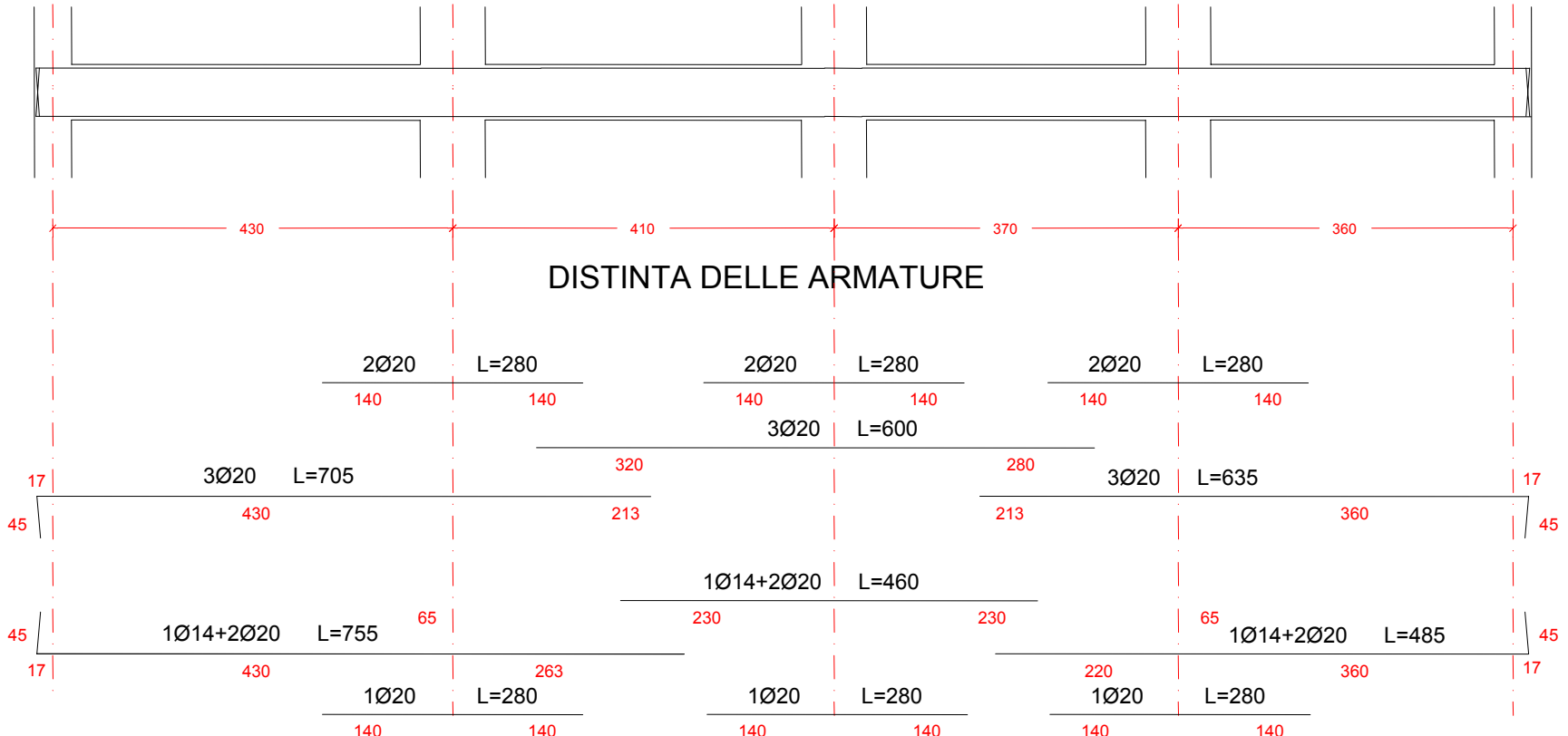
$h_{trave}$  per DC"B"

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

## Armature longitudinali



## SEZIONE LONGITUDINALE



# Taglio sollecitazioni di calcolo

## 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

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

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

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

# Taglio sollecitazioni di calcolo

Esempio - prima campata

sinistra

sup. 3 Ø20

inf. 1 Ø140 + 2 Ø20

$q=31.7$  kN/m

destra

sup. 5 Ø20

inf. 1 Ø140 + 3 Ø20

$M_{Rd}$  (kNm)

-177.6

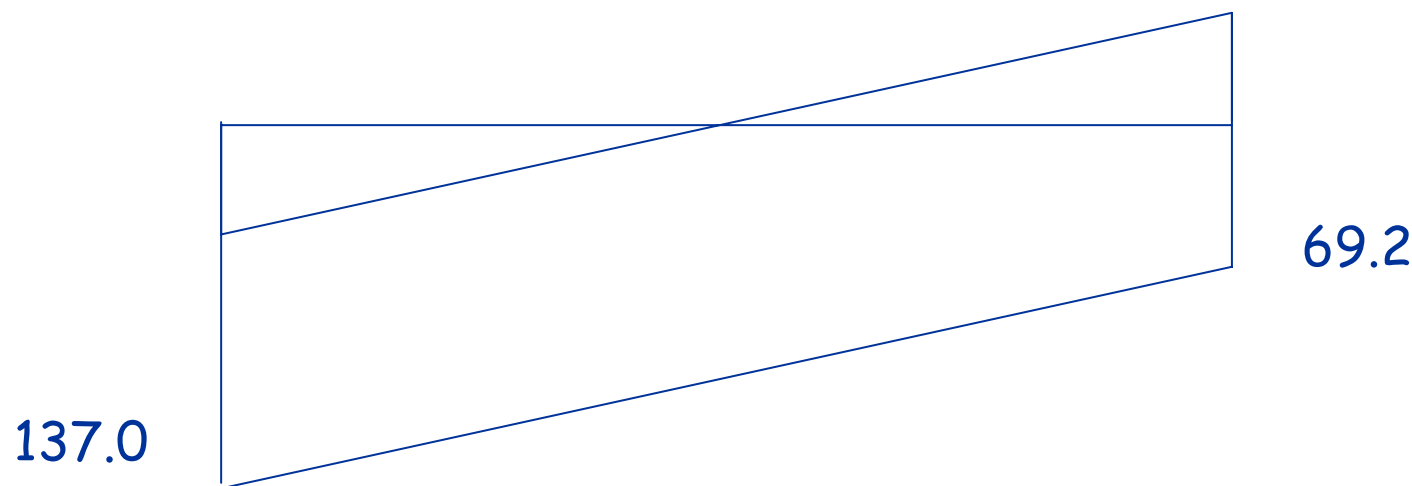
+147.4

-296.0

+206.6

$$V = \frac{q l}{2} + \gamma_{Rd} \frac{M_{Rd,sin} + M_{Rd,des}}{l} = \frac{31.7 \times 4.30}{2} + 1.0 \frac{147.4 + 296.0}{4.30} =$$
$$= 33.9 + 103.1 = 137.0 \text{ kN}$$

# Taglio sollecitazioni di calcolo



$$\begin{aligned} V &= \frac{q l}{2} + \gamma_{Rd} \frac{M_{Rd, sin} + M_{Rd, des}}{l} = \frac{31.7 \times 4.30}{2} + 1.0 \frac{147.4 + 296.0}{4.30} = \\ &= 33.9 + 103.1 = 137.0 \text{ kN} \end{aligned}$$

# Taglio sollecitazioni di calcolo

Esempio - prima campata

sinistra

sup. 3 Ø20

inf. 1 Ø140 + 2 Ø20

$q=31.7$  kN/m

destra

sup. 5 Ø20

inf. 1 Ø140 + 3 Ø20

$M_{Rd}$  (kNm)

-177.6

+147.4

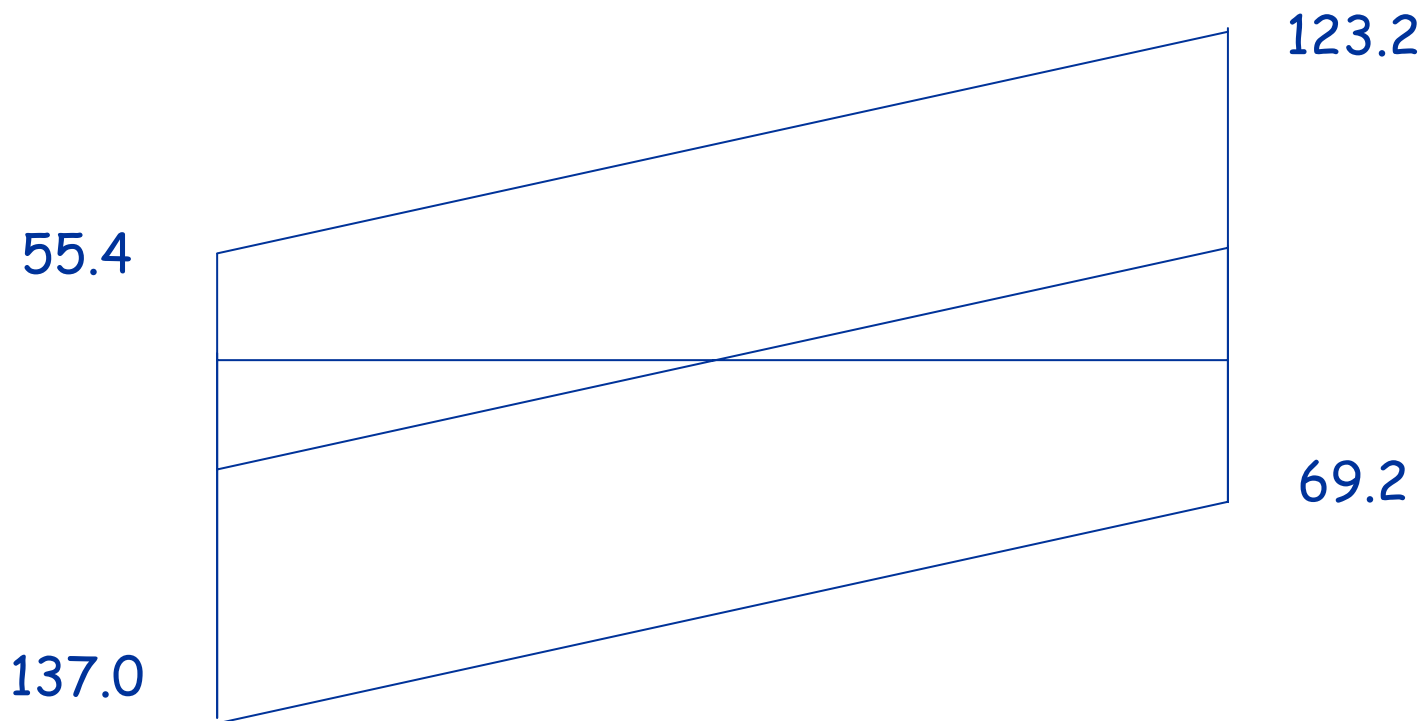
-296.0

+206.6

$$V = \frac{q l}{2} + \gamma_{Rd} \frac{M_{Rd,sin} + M_{Rd,des}}{l} = \frac{31.7 \times 4.30}{2} + 1.0 \frac{177.6 + 206.6}{4.30} =$$
$$= 33.9 + 89.3 = 123.2 \text{ kN}$$

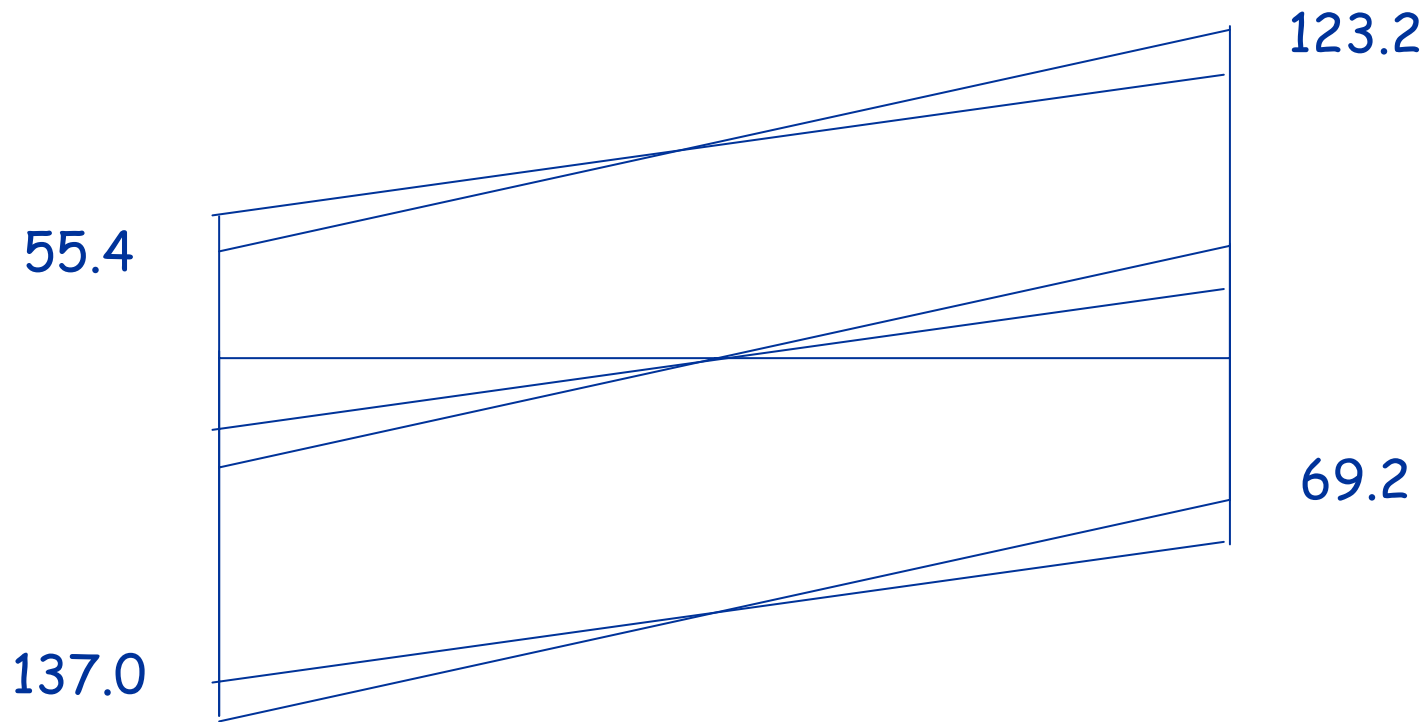


# Taglio sollecitazioni di calcolo



$$V = \frac{ql}{2} + \gamma_{Rd} \frac{M_{Rd,sin} + M_{Rd,des}}{l} = \frac{31.7 \times 4.30}{2} + 1.0 \frac{177.6 + 206.6}{4.30} = 33.9 + 89.3 = 123.2 \text{ kN}$$

# Taglio sollecitazioni di calcolo



Con solo g (differenze trascurabili)

# 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  $\varnothing_{\text{staffe}}$

avendo  $\varnothing 14$ :               $8 \times 14 = 112$  mm

# Armature trasversali (staffe)

Nel caso in esame si ha, ad esempio:  
 $V = 137.0 \text{ kN}$

che richiede 
$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Sd}}{z f_{ywd} \cot \theta} = \frac{137.0 \times 10}{0.9 \times 0.56 \times 373.9 \times 2} = 3.64 \text{ cm}^2/\text{m}$$

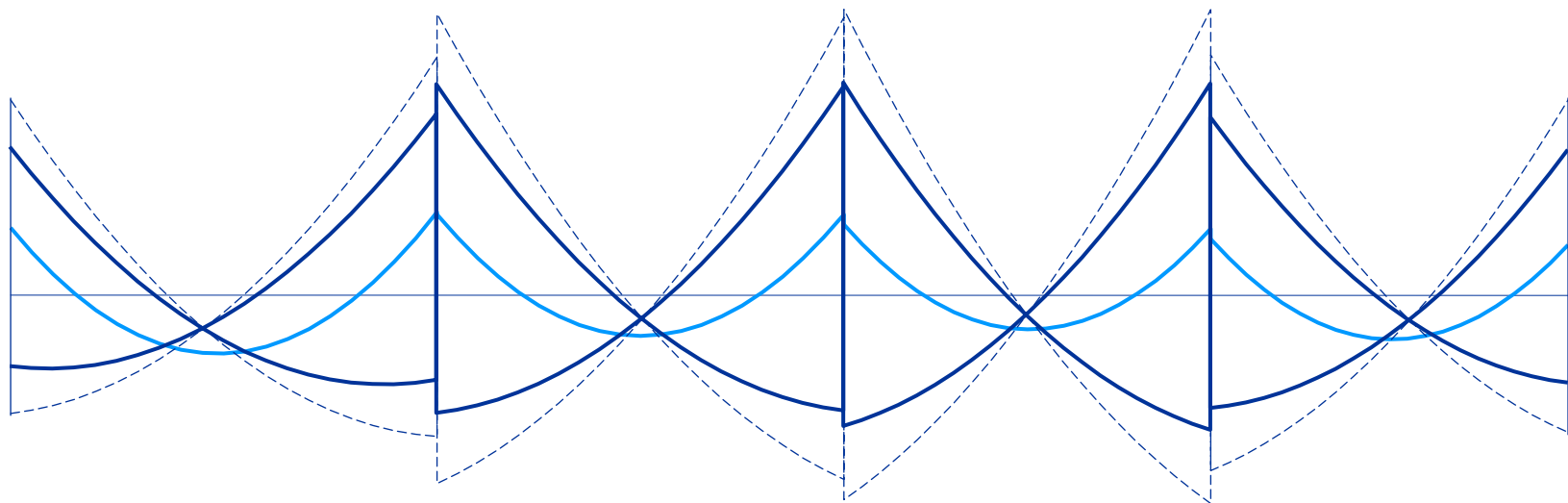
Basterebbe molto meno, ma per i limiti di passo si possono disporre  $\varnothing 8 / 10 \text{ cm}$  alle estremità  
( $\varnothing 8 / 20 \text{ cm}$  nella parte centrale della campata)

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

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

# Trave 22-2

## nel caso di duttilità alta (A)



I momenti flettenti e le armature a flessione  
sono minori  
(il taglio si calcola con  $\gamma_{Rd}=1.2$ , ma con  $M_{Rd}$  più piccoli)

# Trave 27-13

momento flettente per schemi di carico base

I impalcato

	q max	q min	Fx	Fy	M(Fx)	M(Fy)
27	-27.15	-17.92	14.41	331.44	37.61	56.17
20	-25.43	-17.16	-13.02	-301.83	-34.25	-51.16
20	-18.25	-13.67	13.02	301.83	34.25	51.16
13	-32.12	-20.49	-14.41	-331.44	-37.61	-56.17

# Trave 27-13

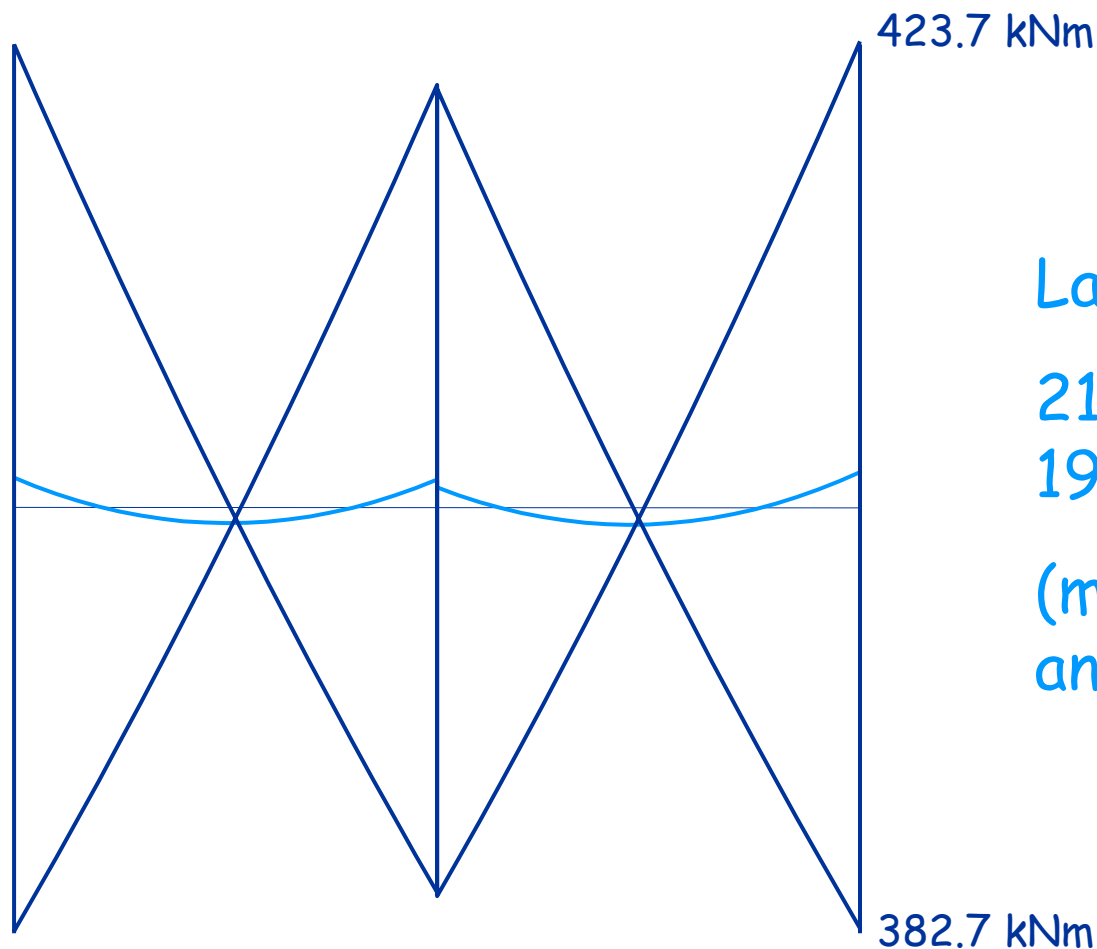
## momento flettente

I impalcato

	q max	q min	Fx	Fy	M(Fx)	M(Fy)	sisma x	sisma y	y+0.3 x
27	-27.15	-17.92	14.41	331.44	37.61	56.17	52.02	387.61	403.21
20	-25.43	-17.16	-13.02	-301.83	-34.25	-51.16	-47.27	-352.99	-367.17
20	-18.25	-13.67	13.02	301.83	34.25	51.16	47.27	352.99	367.17
13	-32.12	-20.49	-14.41	-331.44	-37.61	-56.17	-52.02	-387.61	-403.21

# Trave 27-13

## diagramma del momento flettente



La sezione richiede:

21.8 cm<sup>2</sup> sup

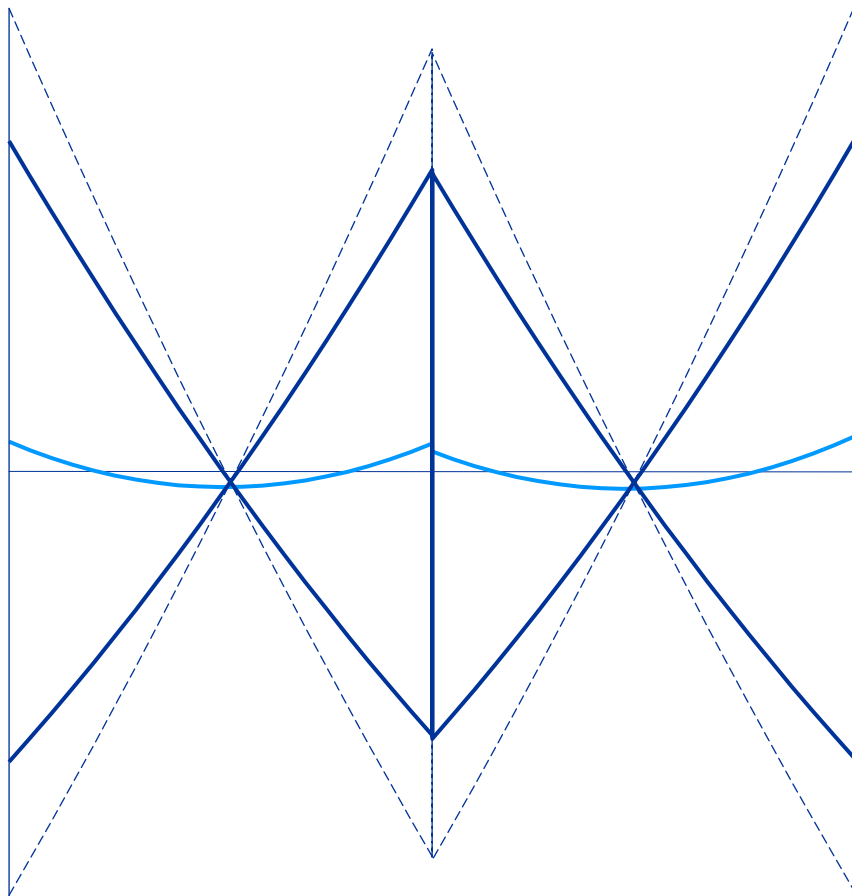
19.6 cm<sup>2</sup> inf

(molto forti, ma forse  
ancora accettabili)



# Trave 27-13

nel caso di duttilità alta (A)



La sezione richiede:

15.5 cm<sup>2</sup> sup

13.4 cm<sup>2</sup> inf

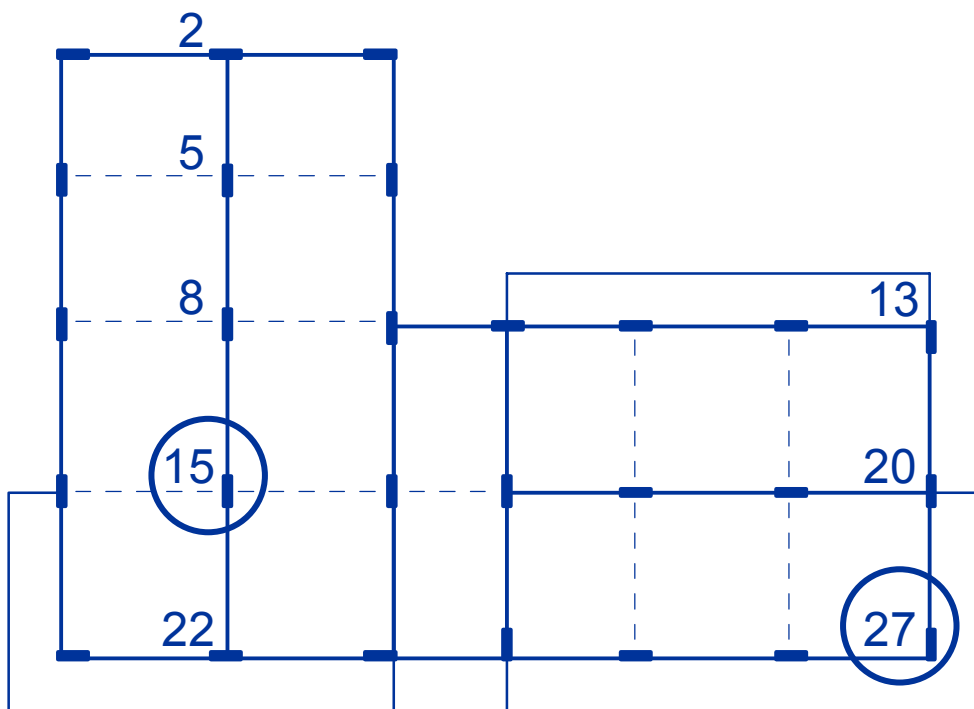
(pienamente  
accettabili)

I momenti flettenti sono minori

Definizione delle armature - pilastri

# Pilastri esaminati (come esempio)

Si esaminano i pilastri 15 e 27



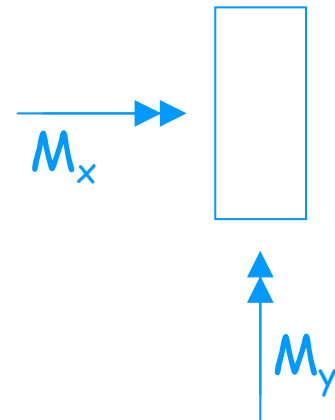
# Pilastro 15, base del I ordine

alla base non occorre gerarchia delle resistenze

## Schemi di carico base

	q max	q min	Fx	Fy	M(Fx)	M(Fy)
$M_x$	-2.15	-1.25	8.04	-326.02	14.18	21.16
$M_y$	-1.76	-1.02	-61.93	-1.38	-0.97	-1.45
N	1396.02	798.41	-15.28	-111.86	4.31	6.44

N positivo = compressione



Pilastro con rilevanti carichi verticali

Sollecitato prevalentemente in una direzione (y)

Effetto dell'eccentricità propria ed accidentale  
abbastanza modesto

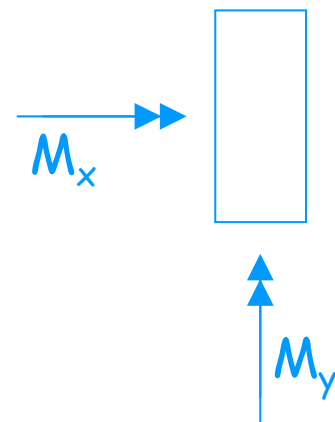
# Pilastro 15, base del I ordine

alla base non occorre gerarchia delle resistenze

## Schemi di carico base

	q max	q min	Fx	Fy	M(Fx)	M(Fy)
$M_x$	-2.15	-1.25	8.04	-326.02	14.18	21.16
$M_y$	-1.76	-1.02	-61.93	-1.38	-0.97	-1.45
N	1396.02	798.41	-15.28	-111.86	4.31	6.44

N positivo = compressione



## Combinazione

	sisma x	sisma y	x + 0.3 y	y + 0.3 x
$M_x$	22.22	-347.18	126.37	-353.85
$M_y$	-62.90	-2.83	-63.74	-21.70
N	-19.59	-118.30	-55.08	-124.18

$$M_{x,max} = 355.1 \text{ kNm}$$

$$\text{con } N = 674 \div 923 \text{ kN}$$

$$M_{y,max} = 64.8 \text{ kNm}$$

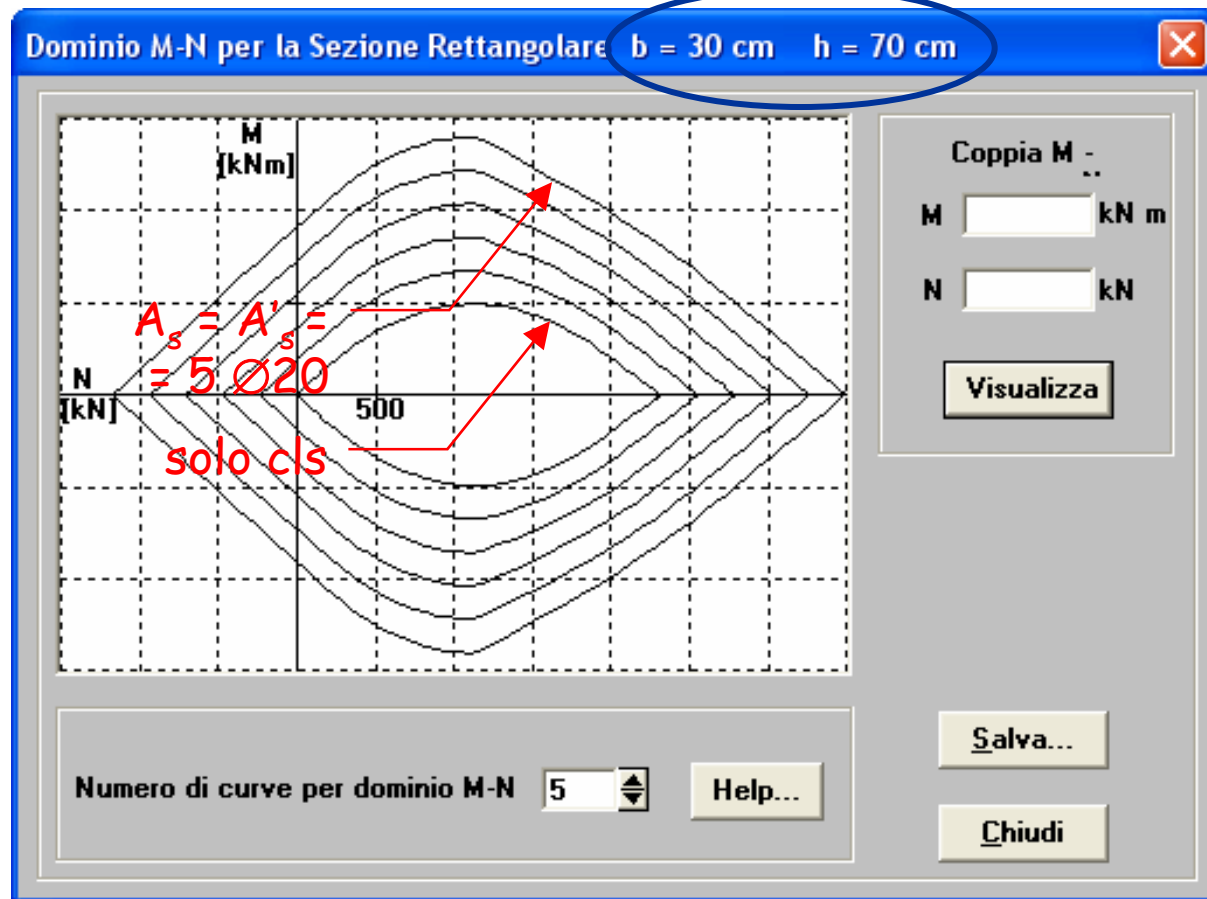
$$\text{con } N = 743 \div 854 \text{ kN}$$

# Pilastro 15, base del I ordine dimensionamento armature

Può essere effettuato separatamente per le due direzioni

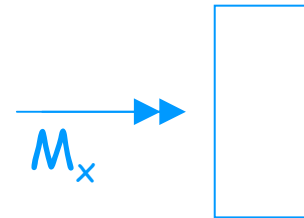
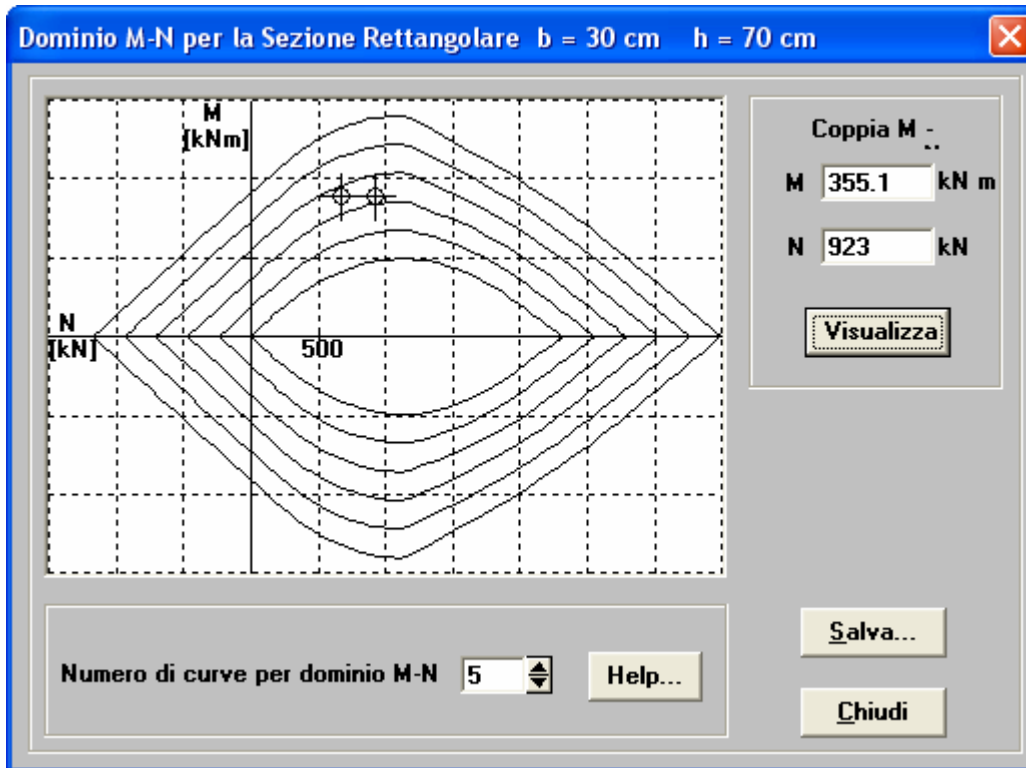
Si visualizza bene  
con domini M-N

Ad esempio col  
programma EC2



# Pilastro 15, base del I ordine dimensionamento armature

Può essere effettuato separatamente per le due direzioni



direzione y

$$M_{x,\max} = 355.1 \text{ kNm}$$

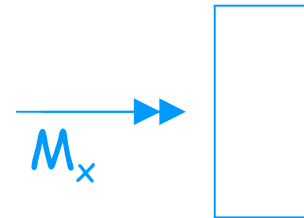
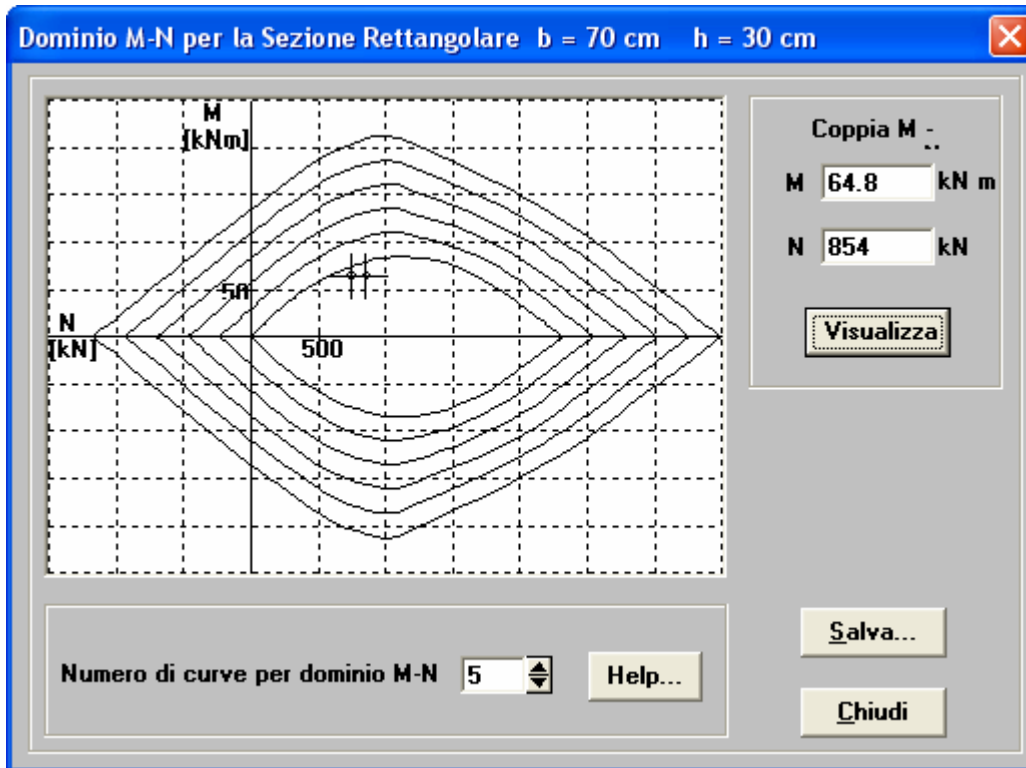
$$\text{con } N = 674 \div 923 \text{ kN}$$

occorrono 3  $\varnothing 20$   
su ciascun lato corto



# Pilastro 15, base del I ordine dimensionamento armature

Può essere effettuato separatamente per le due direzioni



direzione x

$$M_{y,\max} = 64.8 \text{ kNm}$$

$$\text{con } N = 743 \div 854 \text{ kN}$$

non occorrerebbero  
armature  
sul 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

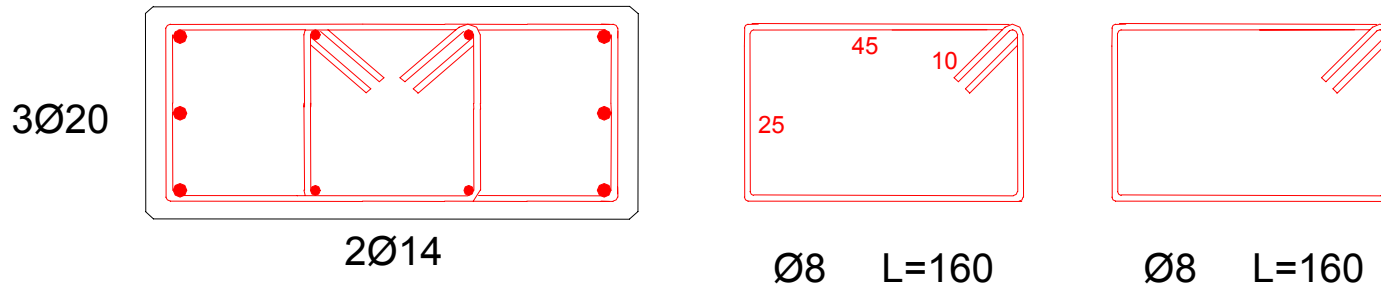
Per tutta la lunghezza del pilastro l'interasse tra le barre non deve essere superiore a 25 cm

Per una sezione 30x70:

$$21 \text{ cm}^2 \leq A_s \leq 84 \text{ cm}^2$$

# Pilastro 15, base del I ordine

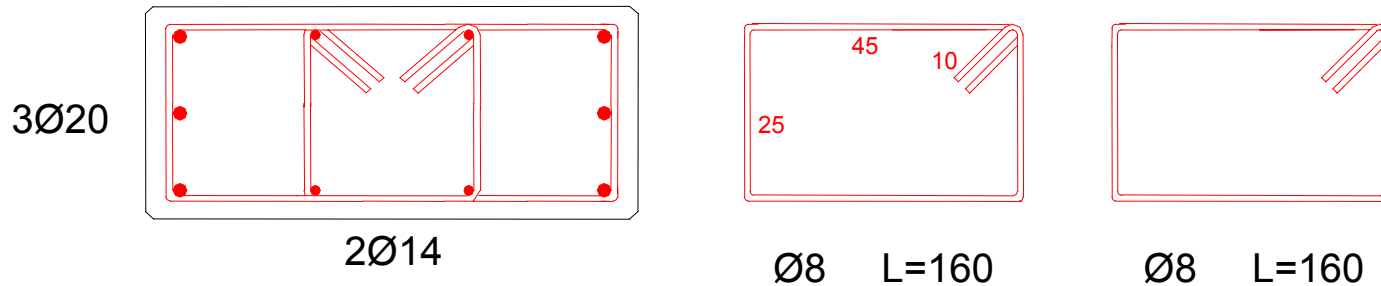
Il pilastro può essere armato con 6  $\varnothing 20$  e 4  $\varnothing 14$ , con doppia staffa



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

# Pilastro 15, base del I ordine

Il pilastro può essere armato con 6  $\varnothing 20$  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  $21 \text{ cm}^2$ , cioè  
4  $\varnothing 20$  e 6  $\varnothing 14$  (quindi 2  $\varnothing 20$  e 1  $\varnothing 14$  nel lato corto)

# Taglio valori da usare

Calcolare con gerarchia delle resistenze  
(analogamente a travi)

# Armatura trasversale nei pilastri

## limiti di normativa

Zona critica:

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

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

Per il pilastro 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:

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

Nei tratti di estremità si devono quindi disporre  $\varnothing 8 / 10$

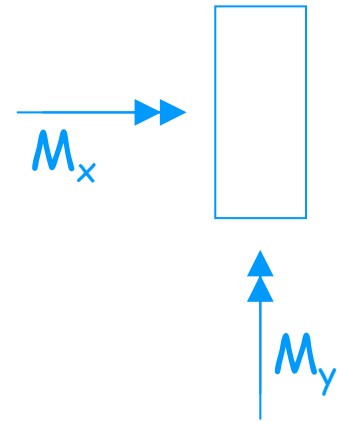
Nella parte centrale si metteranno  $\varnothing 8 / 15$

# Pilastro 27, base del I ordine

## Schemi di carico base

	q max	q min	Fx	Fy	M(Fx)	M(Fy)
$M_x$	3.06	2.41	-23.35	-379.98	-42.94	-64.07
$M_y$	-5.00	-3.04	-84.04	-7.53	-4.77	-7.12
N	842.84	473.69	353.27	-494.18	-40.53	-60.56

N positivo = compressione



Pilastro con bassi carichi verticali

Più sollecitato del pilastro 15 in direzione y a causa della rotazione

Forte sforzo normale da sisma (perché è un pilastro d'angolo)

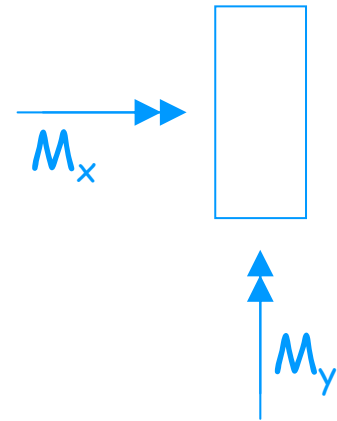


# Pilastro 27, base del I ordine

## Schemi di carico base

	q max	q min	Fx	Fy	M(Fx)	M(Fy)
$M_x$	3.06	2.41	-23.35	-379.98	-42.94	-64.07
$M_y$	-5.00	-3.04	-84.04	-7.53	-4.77	-7.12
N	842.84	473.69	353.27	-494.18	-40.53	-60.56

N positivo = compressione



## Combinazione

	sisma x	sisma y	x + 0.3 y	y + 0.3 x
$M_x$	-66.29	-444.04	-199.50	-463.93
$M_y$	-88.81	-14.64	-93.20	-41.28
N	393.80	-554.74	560.22	-672.88

$$M_{x,max} = 466.3 \text{ kNm}$$

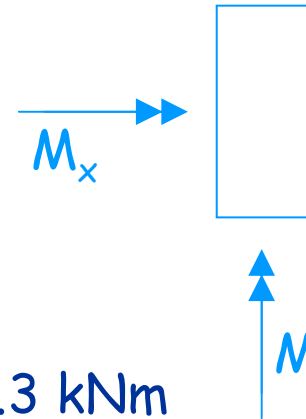
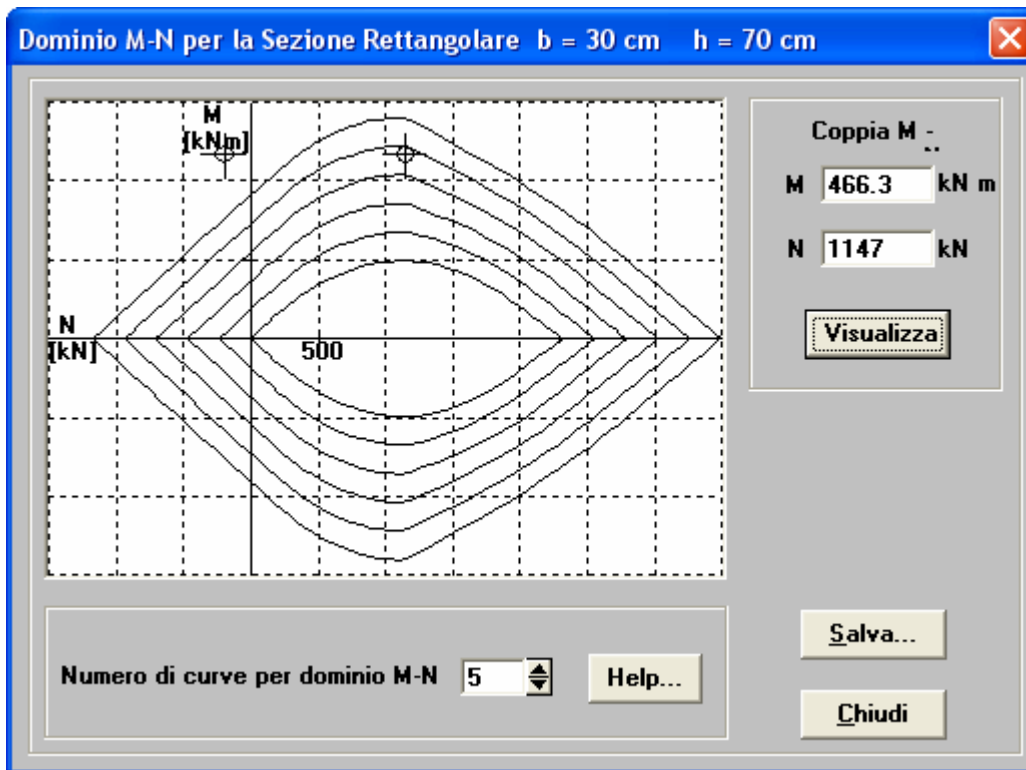
$$\text{con } N = -199 \div 1147 \text{ kN}$$

$$M_{y,max} = 96.2 \text{ kNm}$$

$$\text{con } N = -87 \div 1034 \text{ kN}$$

# Pilastro 27, base del I ordine dimensionamento armature

Può essere effettuato separatamente per le due direzioni



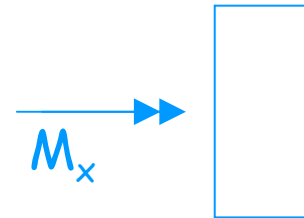
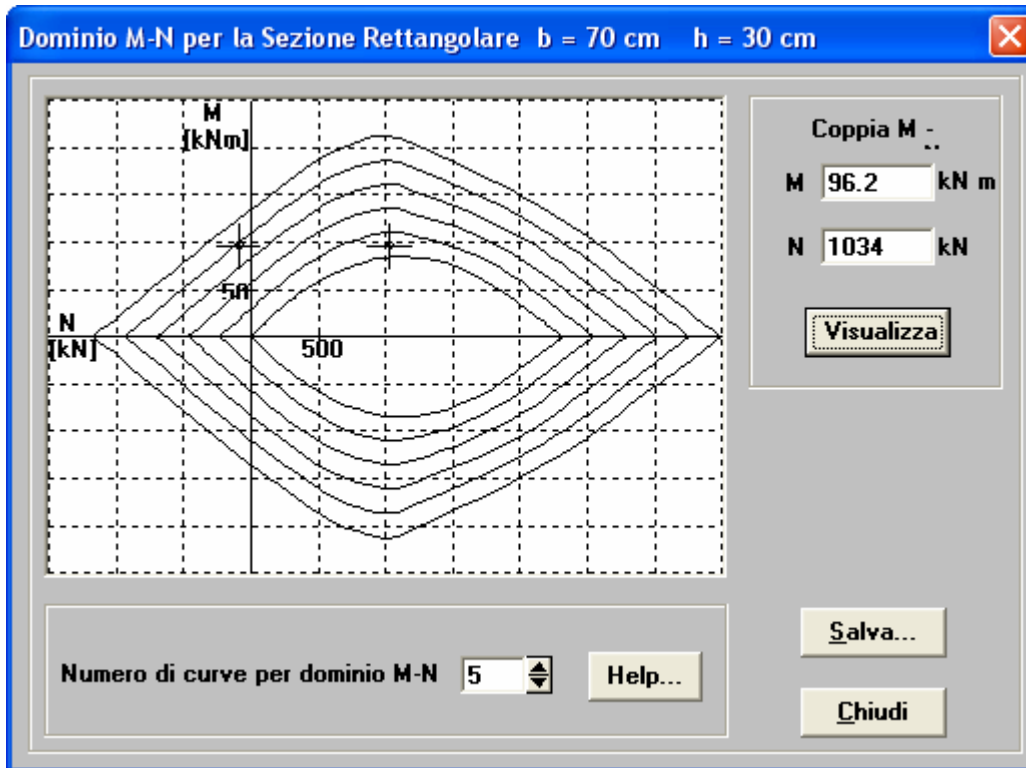
direzione y

$M_{x,max} = 466.3 \text{ kNm}$   
con  $N = -199 \div 1147 \text{ kN}$

occorrono 7  $\varnothing 20$   
su ciascun lato corto

# Pilastro 27, base del I ordine dimensionamento armature

Può essere effettuato separatamente per le due direzioni



direzione x

$$M_{y,\max} = 96.2 \text{ kNm}$$

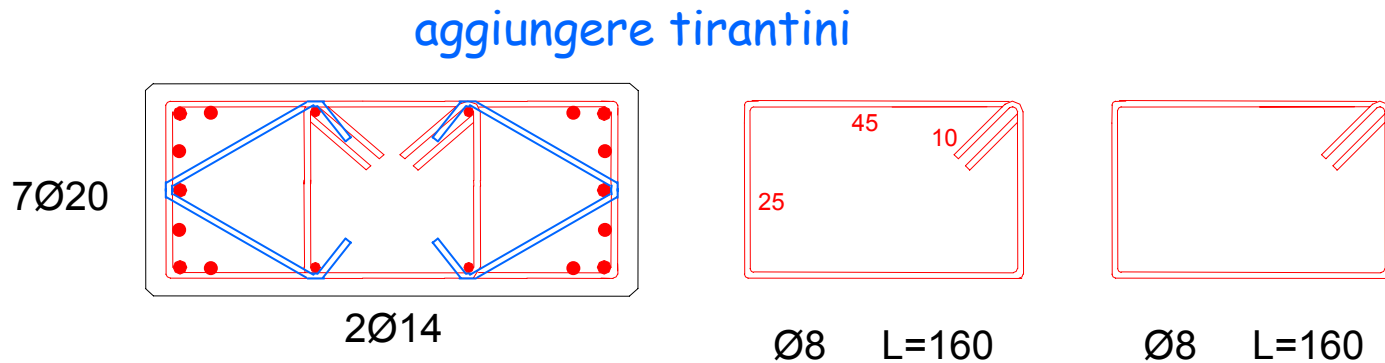
$$\text{con } N = -87 \div 1034 \text{ kN}$$



occorrono 4  $\varnothing 20$   
su ciascun lato lungo

# Pilastro 27, base del I ordine

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



Poiché i momenti trasversali sono forti occorre una  
verifica a pressoflessione deviata

# Pilastro 27, base del I ordine

## verifica a pressoflessione deviata

Per sisma x + 0.3y

$$M_x = 201.9 \text{ kNm}$$

$$M_y = 96.2 \text{ kNm}$$

$$N = -87 \text{ kN}$$

1 - Calcolo il momento resistente  $M_{Rd,x}$  per  $N = -87 \text{ kN}$

$$M_{Rd,x} = 531.2 \text{ kNm}$$

2 - Calcolo il momento resistente  $M_{Rd,y}$  per  $N = -87 \text{ kN}$

$$M_{Rd,y} = 191.4 \text{ kNm}$$

3 - Calcolo

$$\left( \frac{M_{Sd,x}}{M_{Rd,x}} \right)^{1.5} + \left( \frac{M_{Sd,y}}{M_{Rd,y}} \right)^{1.5} = \left( \frac{201.9}{531.2} \right)^{1.5} + \left( \frac{96.2}{191.4} \right)^{1.5} = 0.59$$

La verifica è soddisfatta

# Pilastro 27, base del I ordine

## verifica a pressoflessione deviata

Per sisma y + 0.3x

$$M_x = 466.3 \text{ kNm}$$

$$M_y = 44.3 \text{ kNm}$$

$$N = -199 \text{ kN}$$

1 - Calcolo il momento resistente  $M_{Rd,x}$  per  $N = -199 \text{ kN}$

$$M_{Rd,x} = 499.4 \text{ kNm}$$

2 - Calcolo il momento resistente  $M_{Rd,y}$  per  $N = -199 \text{ kN}$

$$M_{Rd,y} = 182.1 \text{ kNm}$$

3 - Calcolo

$$\left( \frac{M_{Sd,x}}{M_{Rd,x}} \right)^{1.5} + \left( \frac{M_{Sd,y}}{M_{Rd,y}} \right)^{1.5} = \left( \frac{466.3}{499.4} \right)^{1.5} + \left( \frac{44.3}{182.1} \right)^{1.5} = 1.022$$

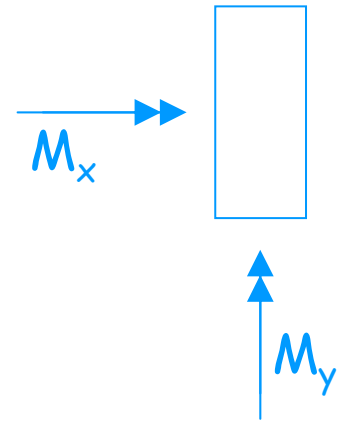
La verifica non è soddisfatta: devo aumentare (di poco) l'armatura

# Pilastro 27, base del II ordine

## Schemi di carico base

	q max	q min	Fx	Fy	M(Fx)	M(Fy)
$M_x$	20.59	12.69	-0.83	-179.94	-20.61	-30.83
$M_y$	-18.92	-11.12	-92.87	-12.35	-5.47	-8.17
N	-740.72	-408.82	-253.64	351.57	29.15	43.56

N positivo = compressione



Pilastro con bassi carichi verticali

Più sollecitato del pilastro 15 in direzione y a causa della rotazione

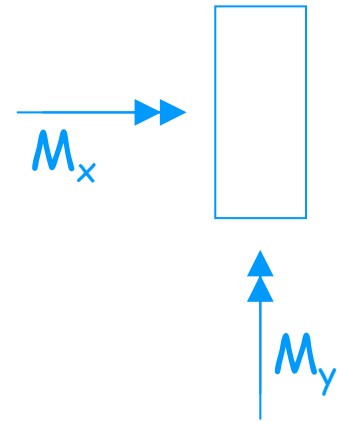
Forte sforzo normale da sisma (perché è un pilastro d'angolo)

# Pilastro 27, base del II ordine

## Schemi di carico base

	q max	q min	Fx	Fy	M(Fx)	M(Fy)
$M_x$	20.59	12.69	-0.83	-179.94	-20.61	-30.83
$M_y$	-18.92	-11.12	-92.87	-12.35	-5.47	-8.17
N	-740.72	-408.82	-253.64	351.57	29.15	43.56

N positivo = compressione



## Combinazione

	sisma x	sisma y	x + 0.3 y	y + 0.3 x
$M_x$	-21.44	-210.77	-84.67	-217.20
$M_y$	-98.34	-20.52	-104.50	-50.02
N	-282.79	395.13	-401.32	479.96

$$M_{x,max} = 229.9 \text{ kNm}$$

$$\text{con } N = -71 \div 889 \text{ kN}$$

$$M_{y,max} = 115.6 \text{ kNm}$$

$$\text{con } N = 9 \div 810 \text{ kN}$$



# Pilastro 27, base del II ordine

Al secondo ordine il pilastro sta molto meglio, perché il massimo momento  $M_x$  è meno della metà di quello del primo ordine, ed è anche quasi scomparsa la trazione

Resta rilevante il momento  $M_y$  (che però era meno condizionante)

Progetto ad alta duttilità  
Gerarchia delle resistenze

# Travi - taglio

Per le strutture in CD "A", al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al taglio, gli sforzi di taglio al calcolo vengono considerando il contributo dovuto ai carichi gravitazionali agenti sulla trave, considerata incernierata ai estremi, e gli sforzi di taglio prodotto dai momenti resistenti delle sezioni di estremità, amplificati del fattore:  $\gamma_{Rd} = 1,20$ .

I momenti resistenti di estremità sono da calcolare sulla base delle armature flessionali effettivamente disposte, con gli stessi coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma_m$  applicabili per le situazioni non sismiche.

Si considereranno due valori dello sforzo di taglio, massimo e minimo, assumendo rispettivamente la presenza e l'assenza di carichi variabili e momenti di estremità con i due possibili segni, da assumere in ogni caso concordi.

Per le strutture in CD "A", vale quanto segue:

il contributo del calcestruzzo alla resistenza a taglio viene considerato nullo e si considera esclusivamente il contributo dell'acciaio; per le travi di fondazione le verifiche a taglio ed il calcolo delle armature si eseguono come per le situazioni non sismiche.

se il più grande dei valori assoluti di  $V_{max}$  e  $V_{min}$  supera il valore:

$$V_{R1} = 10 \tau_{Rd} b_w \cdot d \quad (5.2)$$

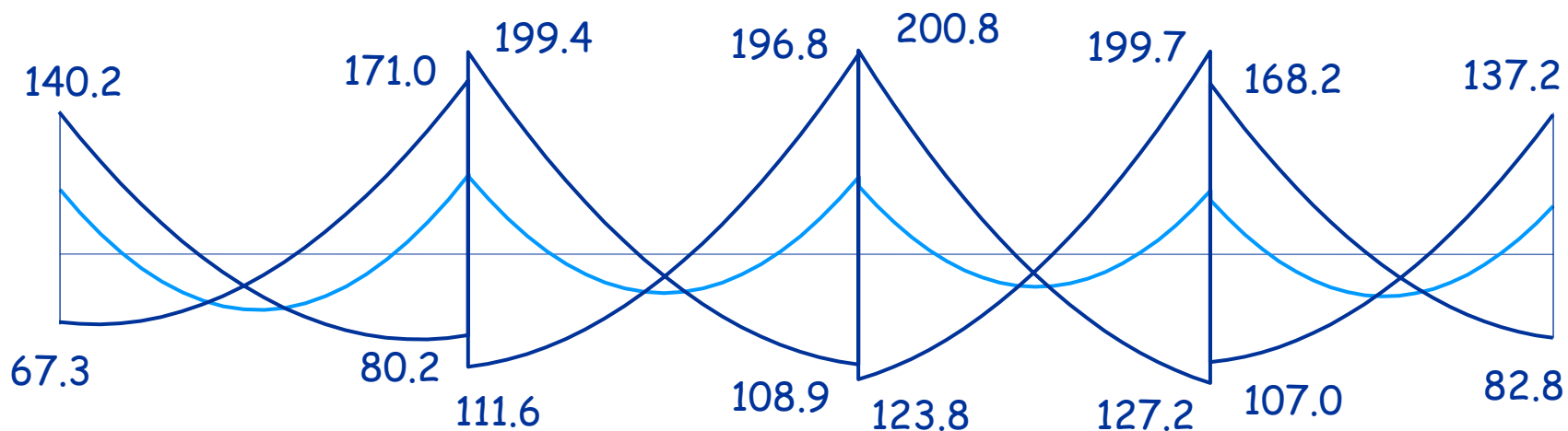
dove  $\tau_{Rd} = R_{ck}^{2/3} / 28$ , in Mpa,  $b_w$  è la larghezza dell'anima della trave,  $d$  è l'altezza utile della sezione, allora la resistenza deve venire affidata esclusivamente ad apposita armatura diagonale nei due sensi, con inclinazione di  $45^\circ$  rispetto l'asse della trave;

in ogni caso il più grande dei valori assoluti non può superare il valore:  $V_{R1} = 15 \tau_{Rd} b_w d$ .

# Trave 22-2

## nel caso di duttilità alta (A)

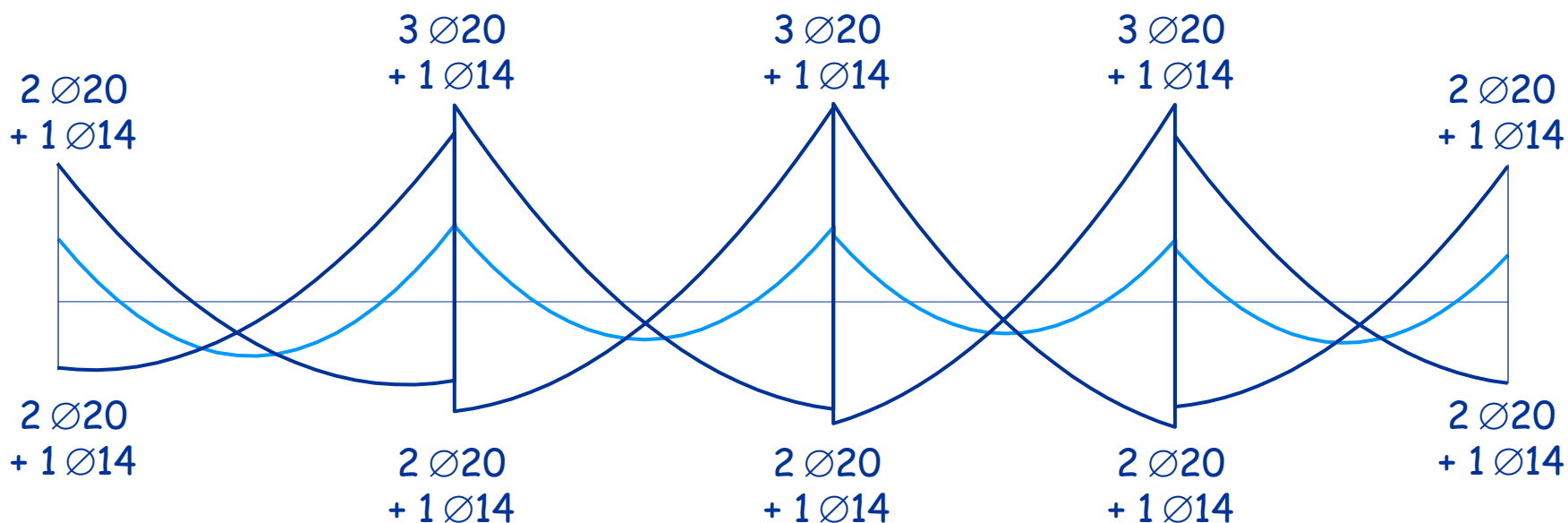
Momenti flettenti (kNm)



# Trave 22-2

## nel caso di duttilità alta (A)

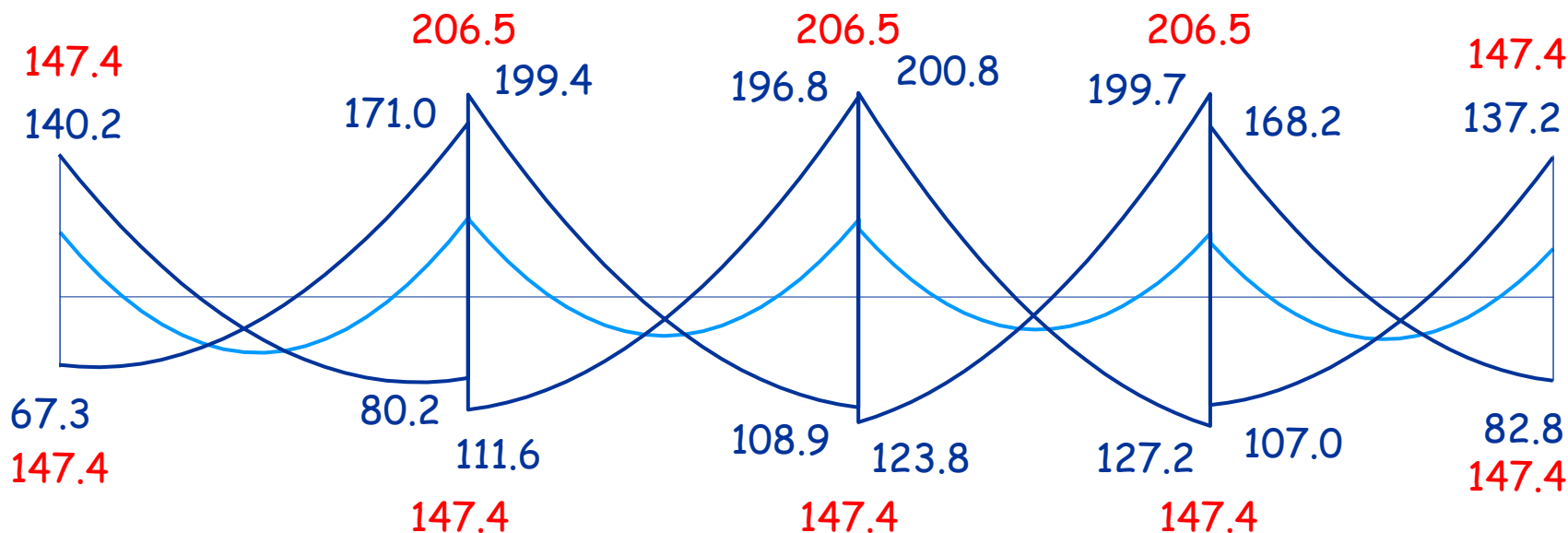
Armatura disposta



# Trave 22-2

## nel caso di duttilità alta (A)

Momenti flettenti e **resistenti** (kNm)



$$V_{sd} = \frac{ql}{2} + \frac{M_1 - M_2}{l} = \frac{32.8 \times 3.70}{2} + \frac{1.2 \times (206.5 + 147.4)}{3.70} = 175.5 \text{ kN}$$

# Armature trasversali (staffe)

Nel caso in esame si ha  $V_{Sd} = 175.5 \text{ kN}$

L'armatura a taglio deve essere calcolata con  $\cot \theta = 1$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Sd}}{z f_{ywd}} = \frac{175.5 \times 10}{0.9 \times 0.56 \times 373.9} = 9.3 \text{ cm}^2/\text{m}$$

I limiti del passo sono

- un quarto dell'altezza utile della sezione trasversale = 14 cm
- 15 cm
- sei volte il diametro minimo delle barre longitudinali considerate ai fini delle verifiche = 8.4 cm

Si possono disporre  $\varnothing 8 / 8 \text{ cm}$  alle estremità  
( $\varnothing 8 / 15 \text{ cm}$  nella parte centrale della campata)

# Travi - considerazioni

Il progetto ad alta duttilità comporta un risparmio di armatura longitudinale  
(nell'esempio, circa il 20%)

Le staffe sono però in quantità maggiore  
(nell'esempio, oltre il 30%)  
principalmente a causa dei minimi imposti  
indipendentemente dal calcolo



# Pilastri

Per le strutture in C.A., i momenti flettenti di calcolo nei pilastri si ottengono moltiplicando i momenti derivanti dall'analisi per il fattore di amplificazione  $\alpha$ .

Il fattore di amplificazione  $\alpha$ , il cui scopo è quello di proteggere i pilastri dalla plasticizzazione, è dato dall'espressione:

$$\alpha = \frac{\sum M_{Rt}}{\sum M_p} \quad (5.3)$$

nella quale  $\gamma_{Rd} = 1,20$ ,  $\sum M_{Rt}$  è la somma dei momenti resistenti delle travi convergenti in un nodo, aventi verso concorde,  $\sum M_p$  è la somma dei momenti nei pilastri al di sopra ed al di sotto del medesimo nodo, ottenuti dall'analisi.

nel caso in cui i momenti nei pilastri siano di verso discorde, il solo valore maggiore va posto al denominatore della formula 5.3, mentre il minore va sommato ai momenti resistenti delle travi.

Il fattore di amplificazione  $\alpha$  deve essere calcolato per entrambi i versi della azione sismica, applicando il fattore di amplificazione calcolato per ciascun verso ai momenti calcolati nei pilastri con l'azione agente nella medesima direzione.

Per la sezione di base dei pilastri del piano terreno si applica il maggiore tra il momento risultante dall'analisi ed il momento utilizzato per la sezione di sommità del pilastro.

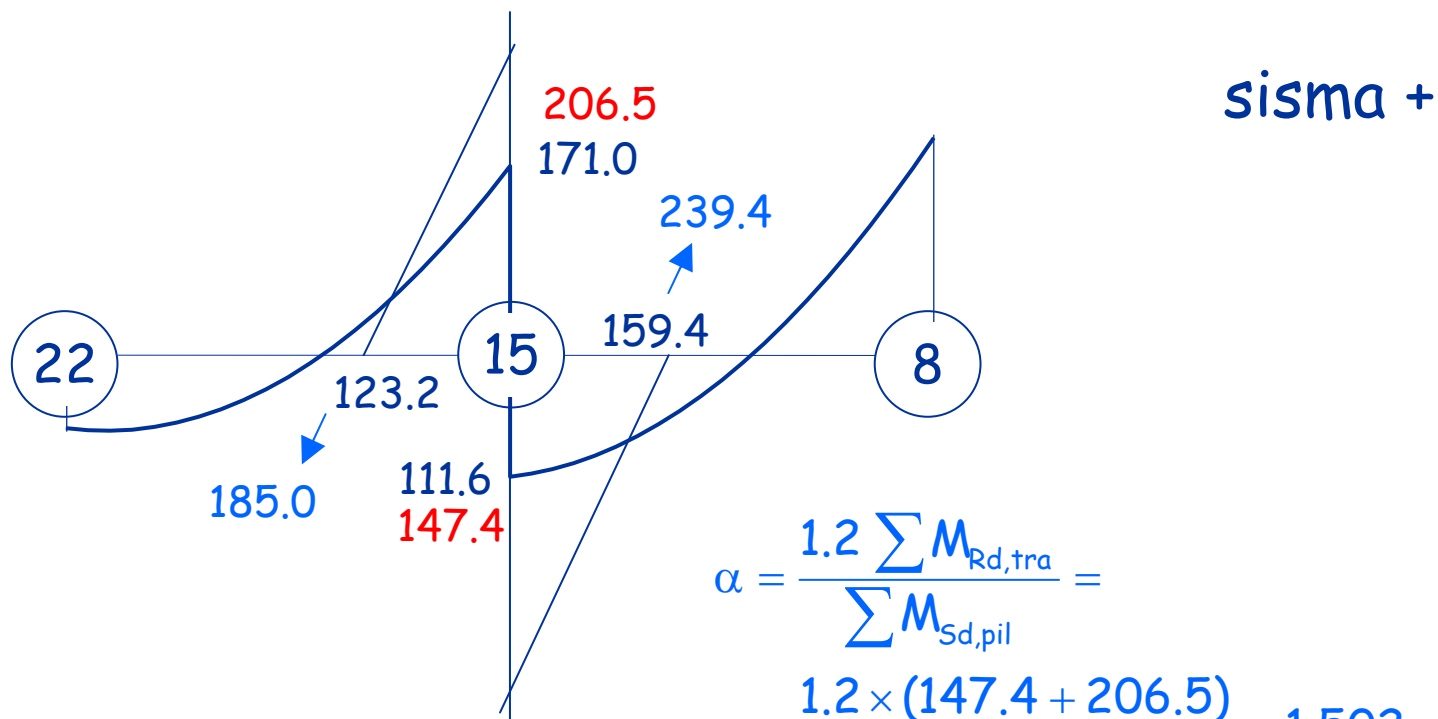
Non si applicano fattori di amplificazione alle sezioni di sommità dei pilastri dell'ultimo piano.

Il valore del momento di calcolo ottenuto applicando la procedura suddetta deve essere associato il più sfavorevole valore dello sforzo normale ottenuto dall'analisi, per ciascun verso dell'azione sismica.

# Pilastri

## fattore di amplificazione

Momenti flettenti nel nodo 15, II impalcato (kNm)



Momenti resistenti nelle  
travi che convergono nel  
nodo (kNm)

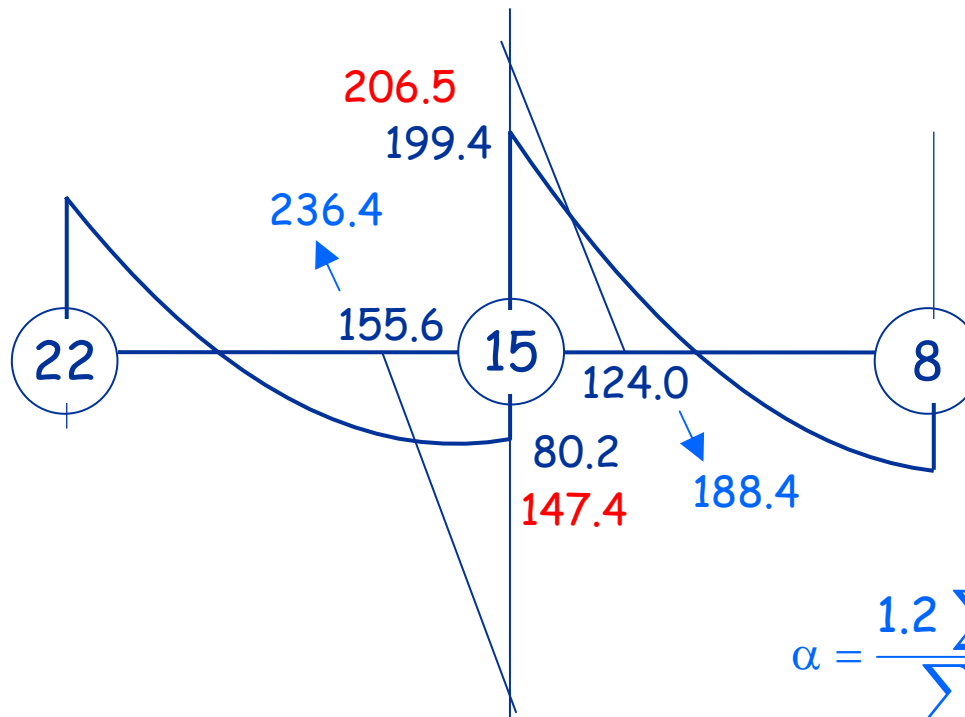
$$\alpha = \frac{1.2 \sum M_{Rd,tra}}{\sum M_{Sd,pil}} =$$

$$= \frac{1.2 \times (147.4 + 206.5)}{123.2 + 159.4} = 1.502$$

# Pilastri

## fattore di amplificazione

Momenti flettenti nel nodo 15, II impalcato (kNm)



sisma -

Momenti resistenti nelle  
travi che convergono nel  
nodo (kNm)

$$\alpha = \frac{1.2 \sum M_{Rd,tra}}{\sum M_{Sd,pil}} =$$

$$= \frac{1.2 \times (147.4 + 206.5)}{124.0 + 155.6} = 1.519$$

# Nodi

si definisce il nodo la zona del pilastro che si incrocia con le travi ad esso concorrenti.

si distinguono due tipi di nodo:

- nodi interamente confinati*, così definiti quando in ognuna delle quattro facce verticali si innesta una trave. Il confinamento si considera realizzato quando su ogni faccia la sezione della trave si sovrappone per almeno i 3/4 della larghezza del pilastro, e su entrambe le coppie di facce opposte del nodo le sezioni delle travi si ricoprono per almeno i 3/4 dell'altezza;
- nodi non interamente confinati*: tutti i nodi non appartenenti alla categoria precedente.

La verifica di resistenza del nodo si assume automaticamente soddisfatta nel caso che esso sia interamente confinato.

Per i nodi non confinati, appartenenti a strutture di CD "A" e "B" le staffe orizzontali presenti lungo l'altezza del nodo devono verificare la seguente condizione:

$$\frac{n_{st} \cdot A_{st}}{i \cdot \bar{b}} \geq 0,05 \frac{R_{ck}}{f_{yd}} \quad (5.6)$$

nella quale  $n_{st}$  ed  $A_{st}$  sono rispettivamente il numero di braccia e l'area della sezione trasversale di tondino della singola staffa orizzontale,  $i$  è l'interasse delle staffe, e  $\bar{b}$  è la larghezza utile del nodo determinata come segue:

se la trave ha una larghezza  $b_w$  superiore a quella del pilastro  $b_c$ , allora  $\bar{b}$  è il valore minimo fra  $b_w$  e  $b_c + h_c/2$ , essendo  $h_c$  la dimensione della sezione della colonna parallela alla trave;

se la trave ha una larghezza  $b_w$  inferiore a quella del pilastro  $b_c$ , allora  $\bar{b}$  è il valore minimo fra  $b_c$  e  $b_w + h_c/2$ .