

Corso di aggiornamento

Teramo, 13 ottobre - 25 novembre 2006

Progetto di edifici antisismici
con struttura intelaiata in c.a.

Teramo, 18 novembre 2006

Aurelio Ghersi

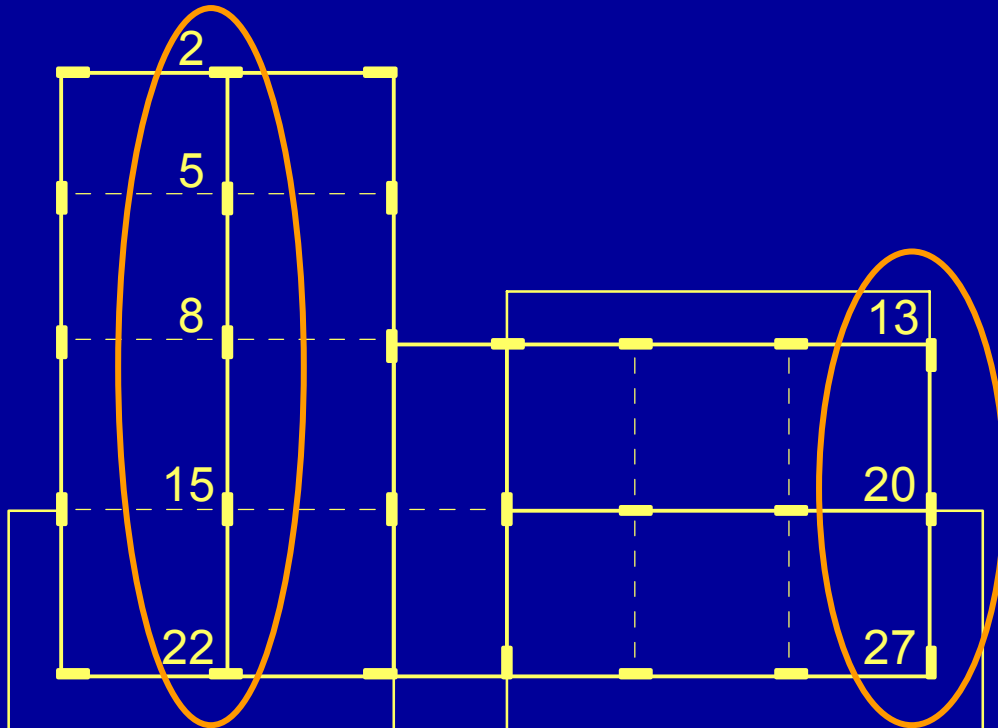
Processo progettuale

- ✓ 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

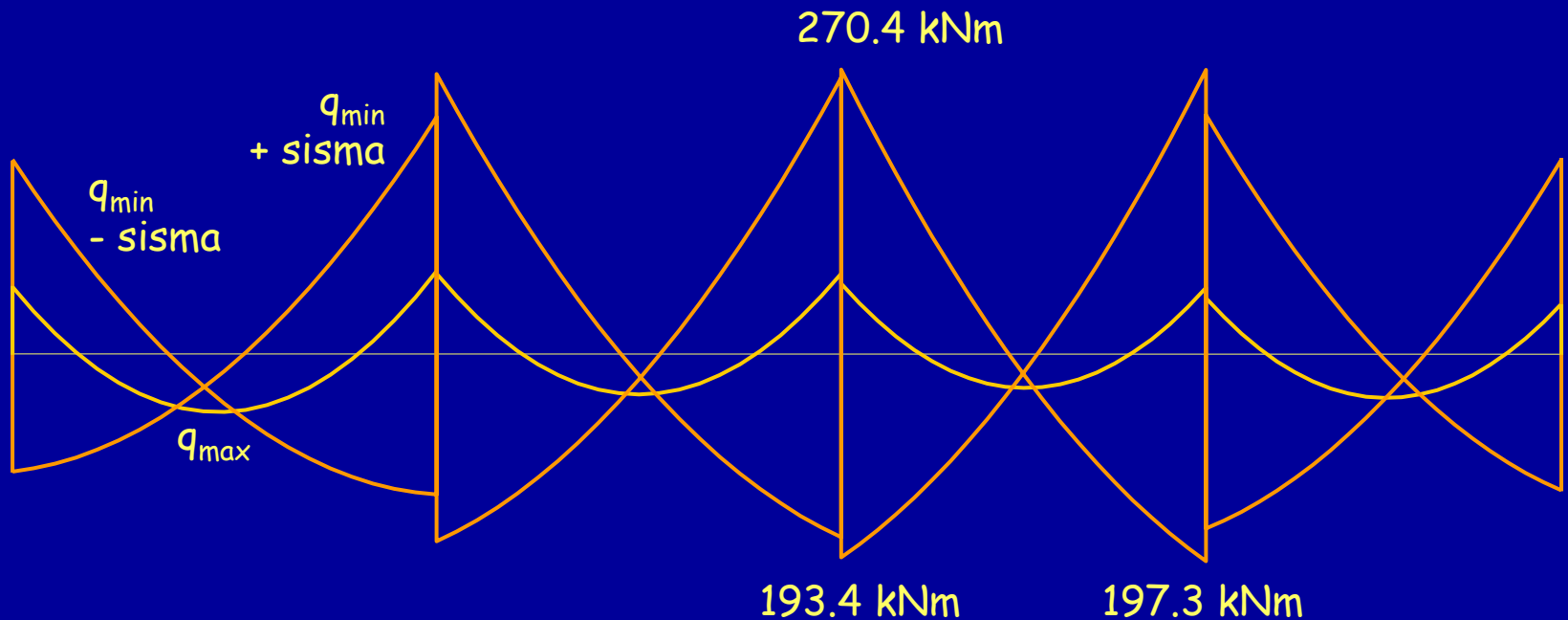
momento flettente

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

Progetto dell'armatura longitudinale limiti di normativa

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

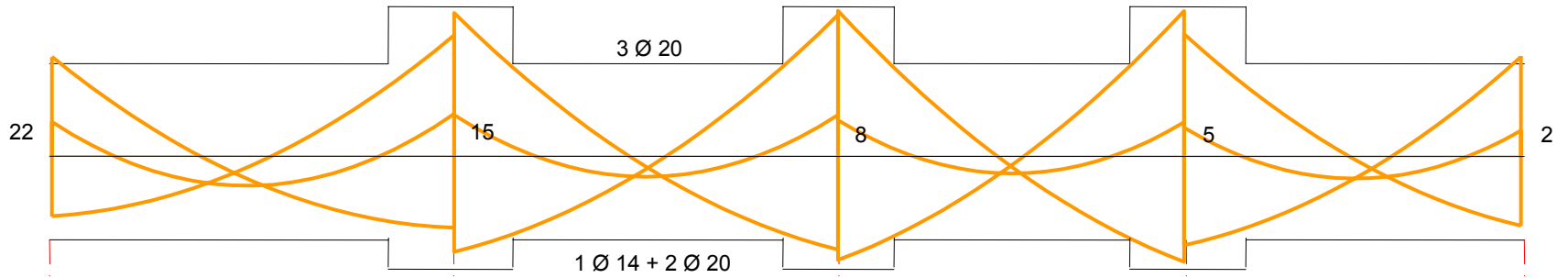
Deve essere: $\frac{1.4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{\text{comp}} + \frac{3.5}{f_{yk}}$

Nel caso in esame questo implica che

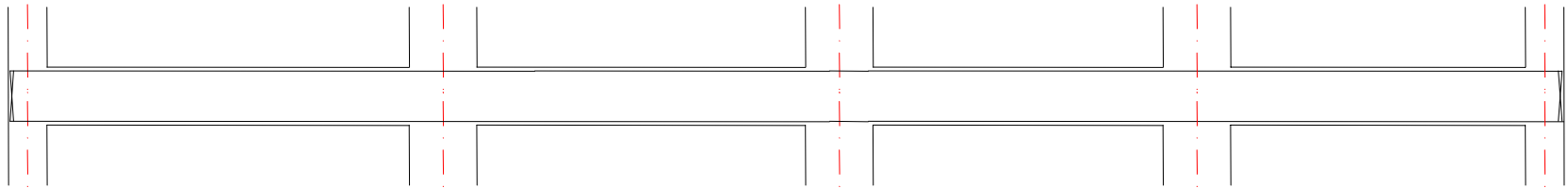
$$5.86 \text{ cm}^2 < A_s < A_{s, \text{comp}} + 14.65 \text{ cm}^2$$

La condizione è soddisfatta

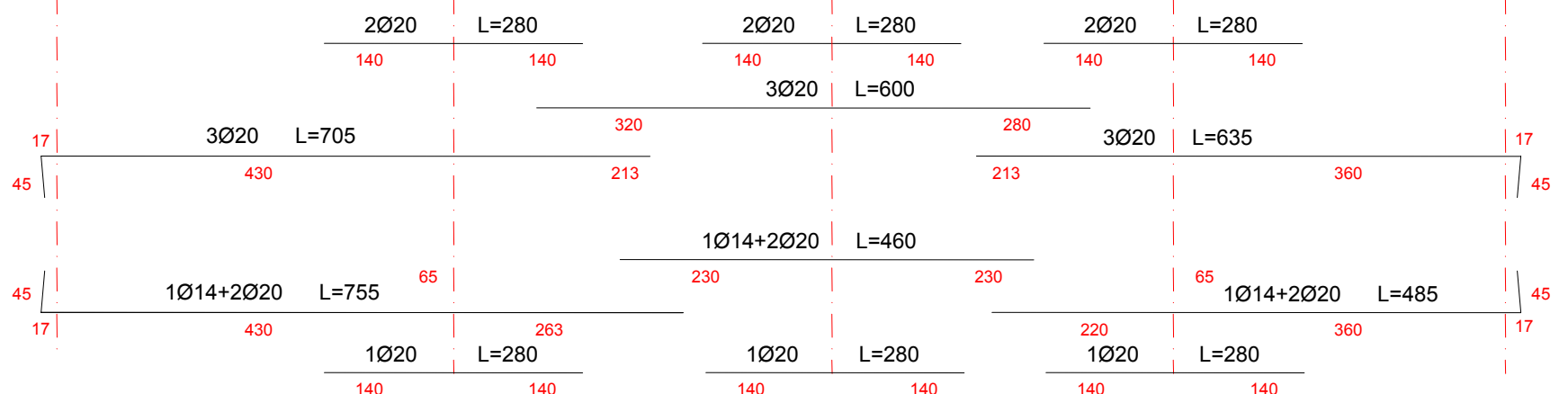
Armature longitudinali



SEZIONE LONGITUDINALE



DISTINTA DELLE ARMATURE



Armature trasversali (staffe)

“Per le strutture in classe di duttilità B, le verifiche a taglio ed il calcolo delle armature si eseguono come per le situazioni non sismiche”

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
- 15 cm”

Armatore trasversali (staffe)

Nel caso in esame si ha, ad esempio:

$$V = \frac{q l}{2} + \frac{M_1 - M_2}{l} = \frac{32.8 \times 3.70}{2} + \frac{270.4 + 197.3}{3.70} = 187.1 \text{ kN}$$

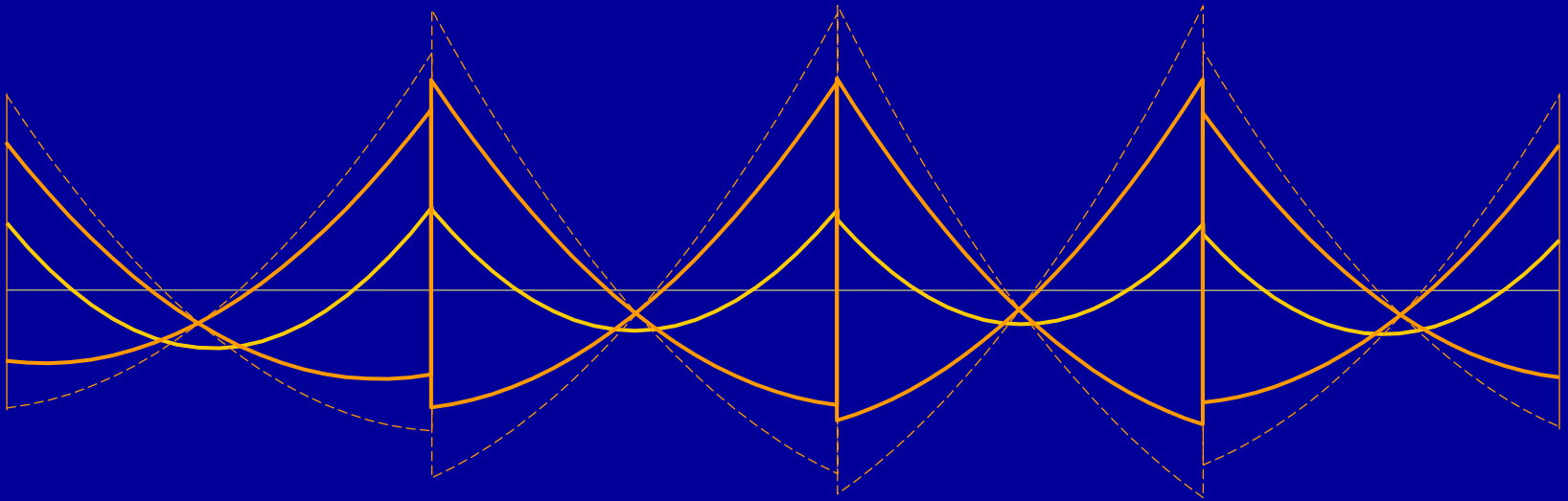
che richiede $\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Sd}}{z f_{ywd} \cot \theta} = \frac{187.1 \times 10}{0.9 \times 0.56 \times 373.9 \times 2} = 5.0 \text{ cm}^2/\text{m}$

I limiti del passo sono

- un quarto dell'altezza utile della sezione trasversale = 14 cm
- 15 cm

Si possono disporre $\varnothing 8 / 12 \text{ cm}$ alle estremità
($\varnothing 8 / 20 \text{ cm}$ nella parte centrale della campata)

Trave 22-2 nel caso di duttilità alta (A)



I momenti flettenti e le armature a flessione
sono minori
(il taglio richiede ulteriori considerazioni...)

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

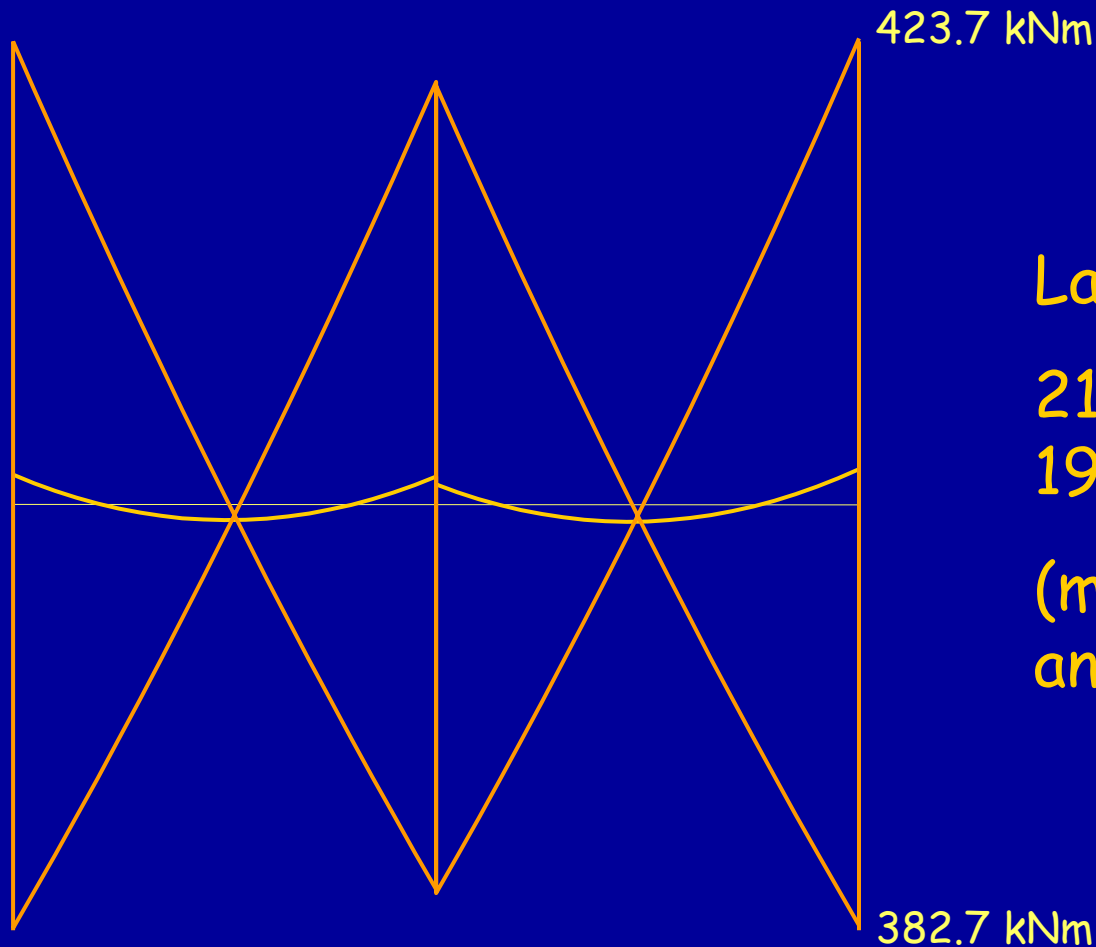
momento flettente

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



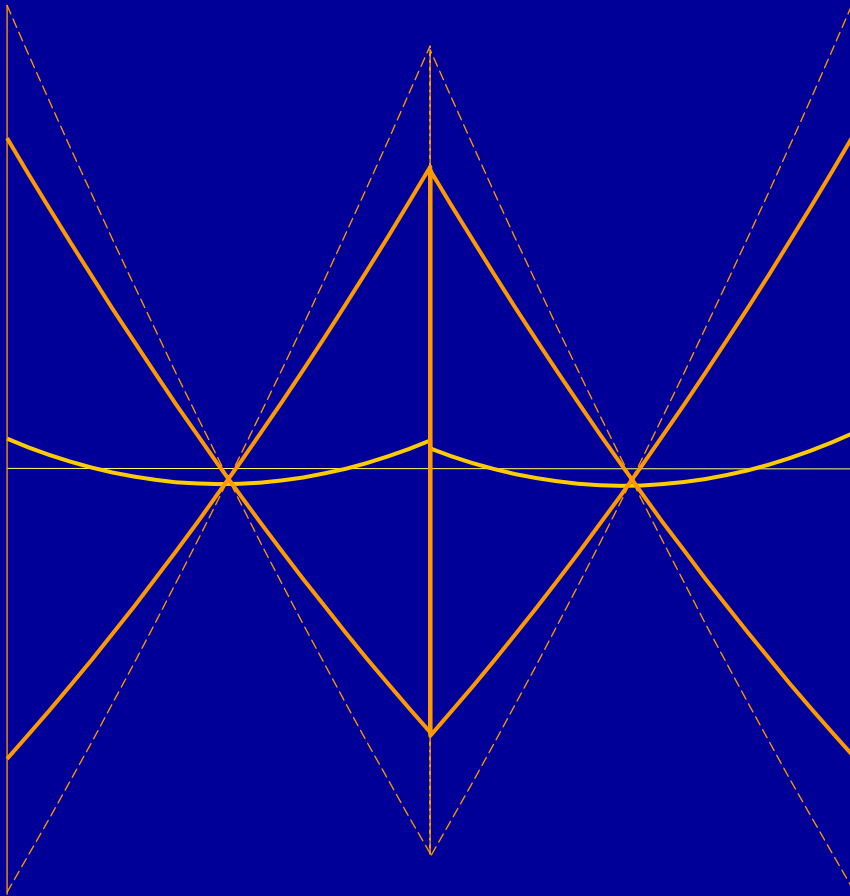
La sezione richiede:

21.8 cm² sup

19.6 cm² inf

(molto forti, ma
ancora accettabili)

Trave 27-13 nel caso di duttilità alta (A)



La sezione richiede:

15.5 cm² sup

13.4 cm² inf

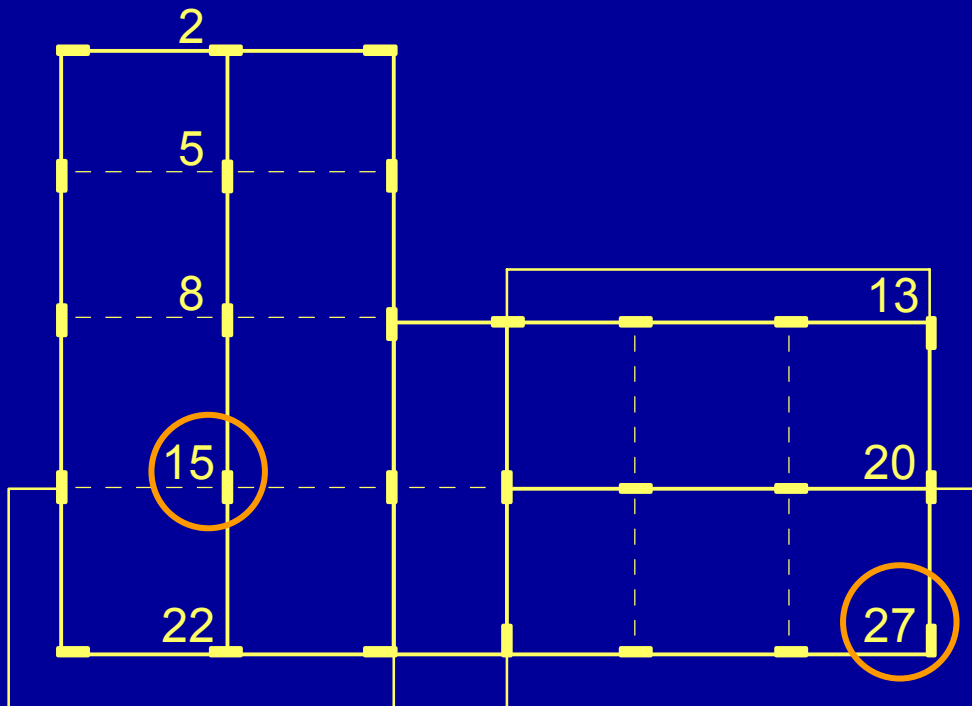
(pienamente
accettabili)

I momenti flettenti sono minori

Definizione delle armature - pilastri

Pilastri esaminati (come esempio)

Si esaminano i pilastri 15 e 27

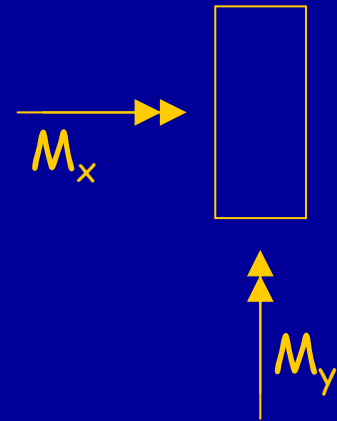


Pilastro 15, base del I ordine

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

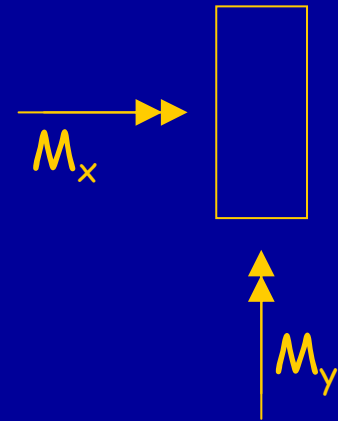
Sollecitato prevalentemente in una direzione (y)

Effetto dell'eccentricità propria ed accidentale abbastanza modesto

Pilastro 15, base del I ordine

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

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

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

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

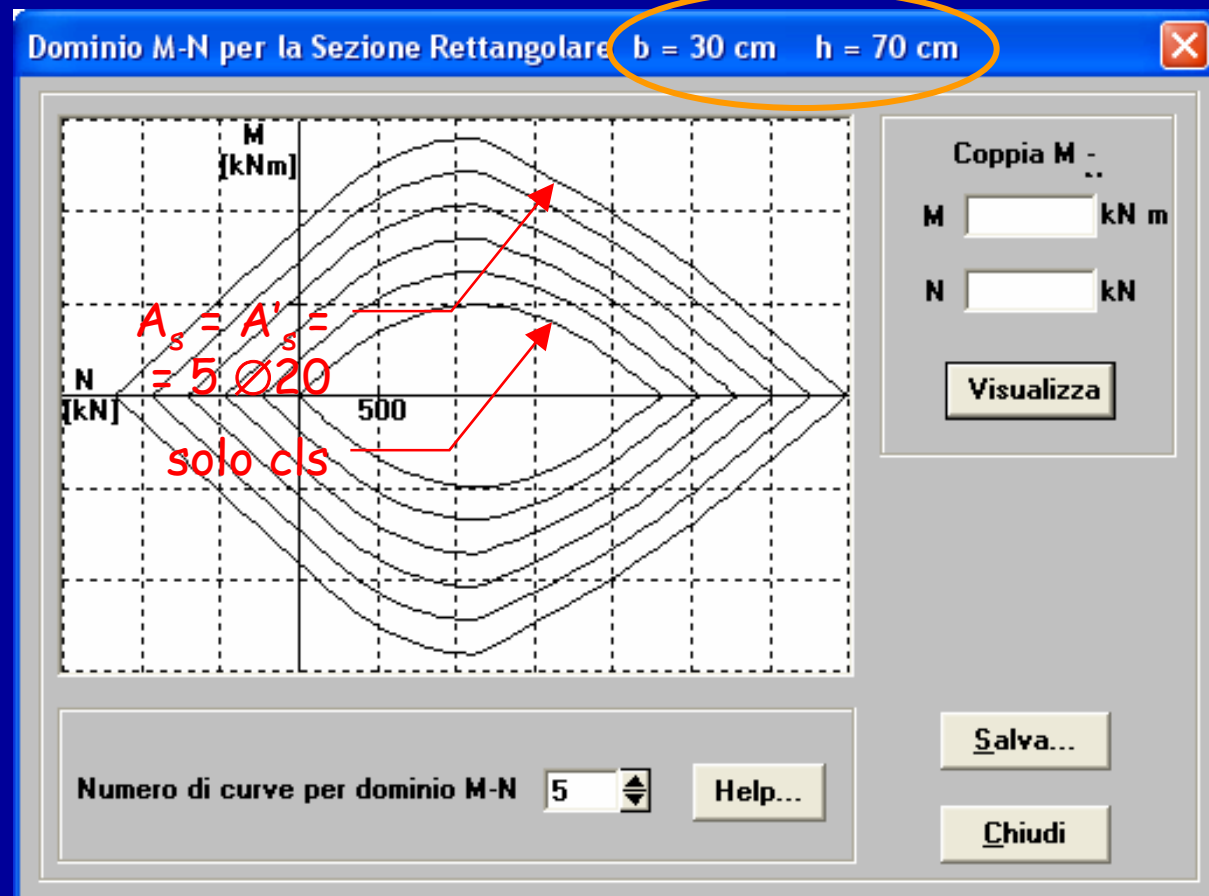
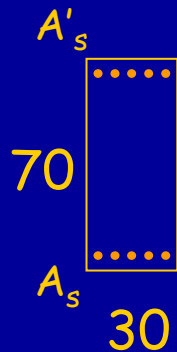
$$\text{con } N = 743 \div 854 \text{ kN}$$

Pilastro 15, base del I ordine dimensionamento armature

Può essere effettuato separatamente per le due direzioni

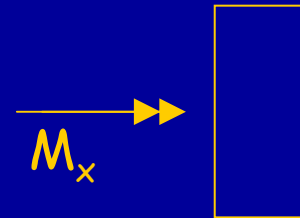
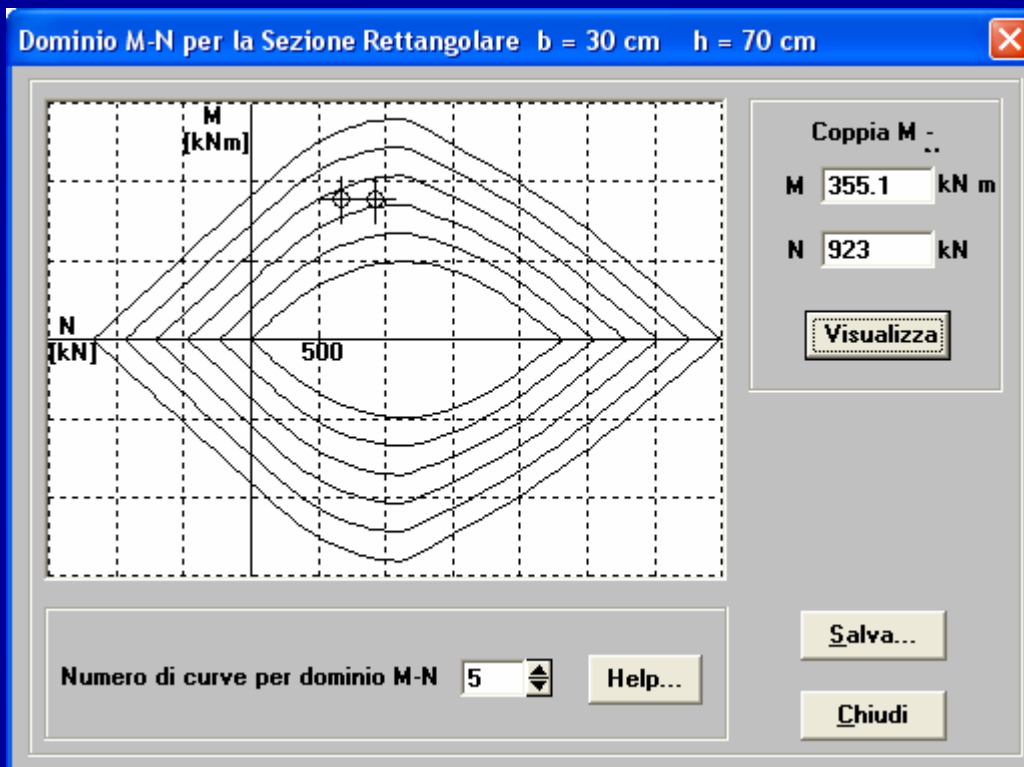
Si visualizza bene con domini M-N

Ad esempio col programma EC2



Pilastro 15, base del I ordine dimensionamento armature

Può essere effettuato separatamente per le due direzioni



direzione y

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

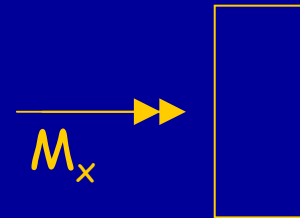
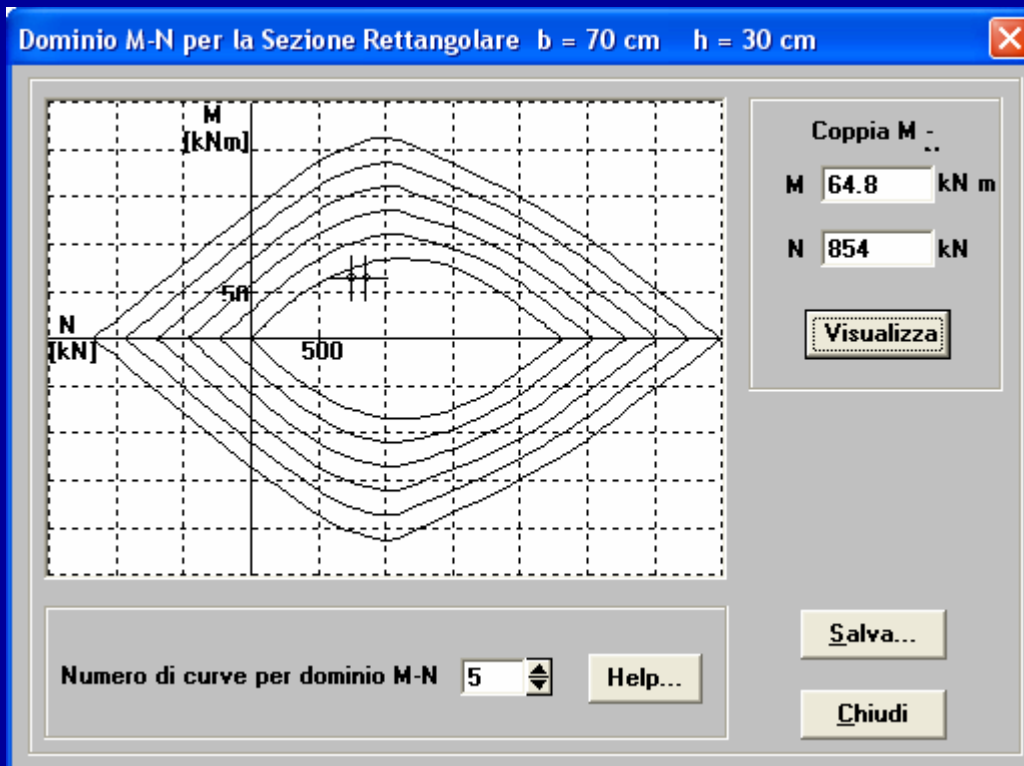
$$\text{con } N = 674 \div 923 \text{ kN}$$

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



Armatatura 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

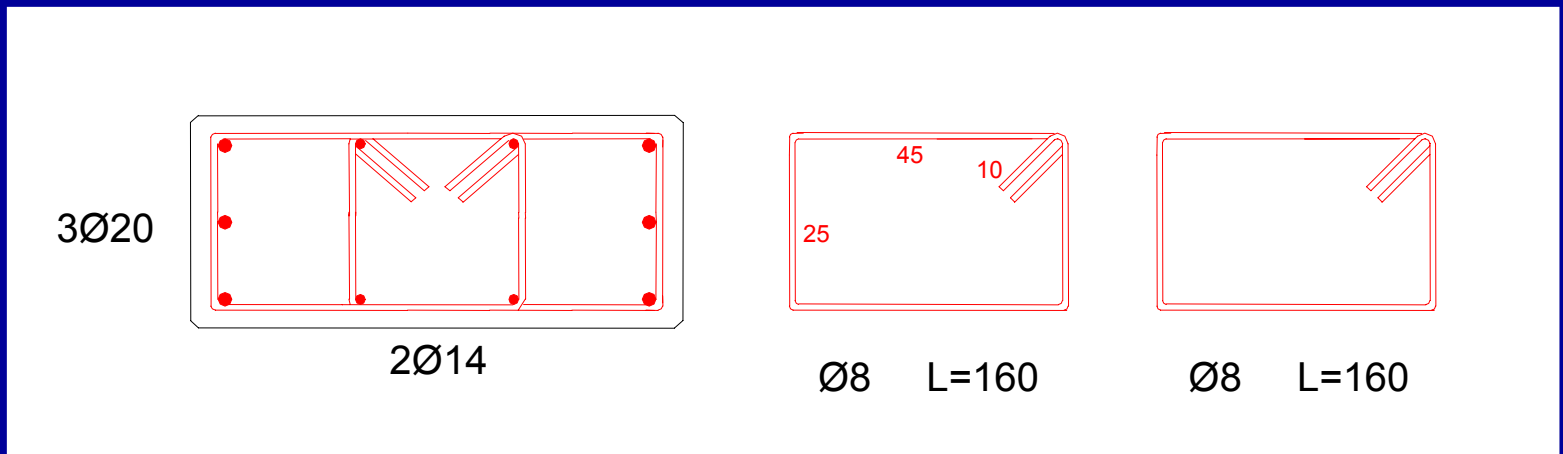
Per tutta la lunghezza del pilastro l'interasse tra le barre non deve essere superiore a 25 cm”

Per una sezione 30x70:

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

Pilastro 15, base del I ordine

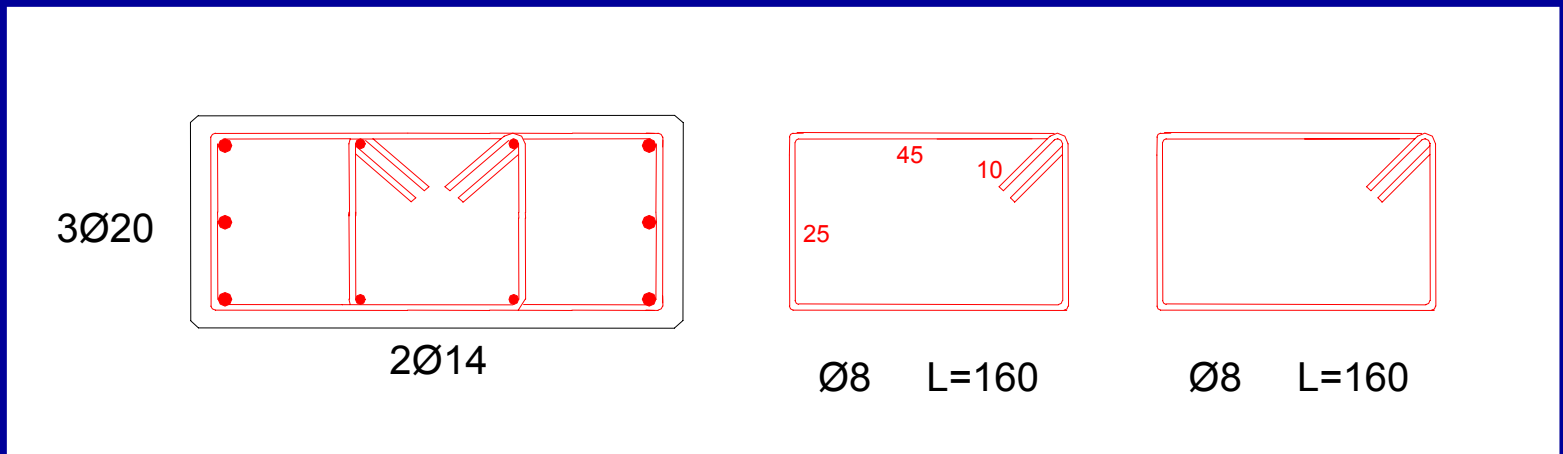
Il pilastro può essere armato con 6 $\varnothing 20$ e 4 $\varnothing 14$, con doppia staffa



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 cm^2 , cioè 4 $\varnothing 20$ e 6 $\varnothing 14$ (quindi 2 $\varnothing 20$ e 1 $\varnothing 14$ nel lato corto)

Armatatura trasversale nei pilastri limiti di normativa

“Alle due estremità del pilastro si devono disporre staffe di contenimento e legature per una lunghezza, misurata a partire dalla sezione di estremità, pari alla maggiore delle seguenti quantità:

- il lato maggiore della sezione trasversale
- un sesto dell'altezza netta del pilastro
- 45 cm”

Per il pilastro 30x70:

70 cm

Armatatura trasversale nei pilastri limiti di normativa

“In ciascuna delle due zone di estremità del pilastro 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 15 cm da una barra fissata”

Le staffe disegnate vanno bene

Armatatura trasversale nei pilastri limiti di normativa

“Il diametro delle staffe di contenimento e legature non deve essere inferiore a 8 mm.

In ciascuna delle due zone di estremità esse saranno disposte ad un passo pari alla più piccola delle quantità seguenti:

- un quarto del lato minore della sezione trasversale
- 15 cm

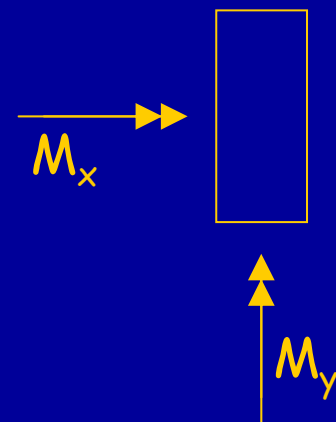
Nei tratti di estremità si devono quindi disporre $\varnothing 8 / 7.5$

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

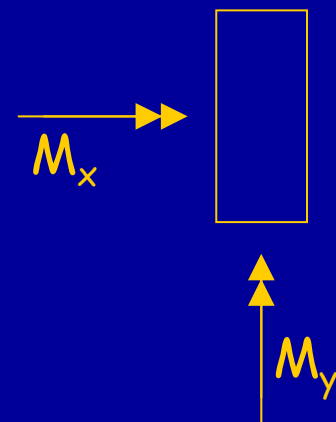
Più sollecitato del pilastro 15 in direzione y a causa della rotazione

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

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

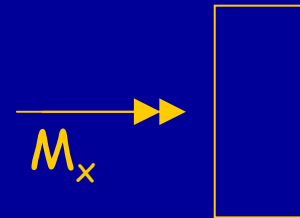
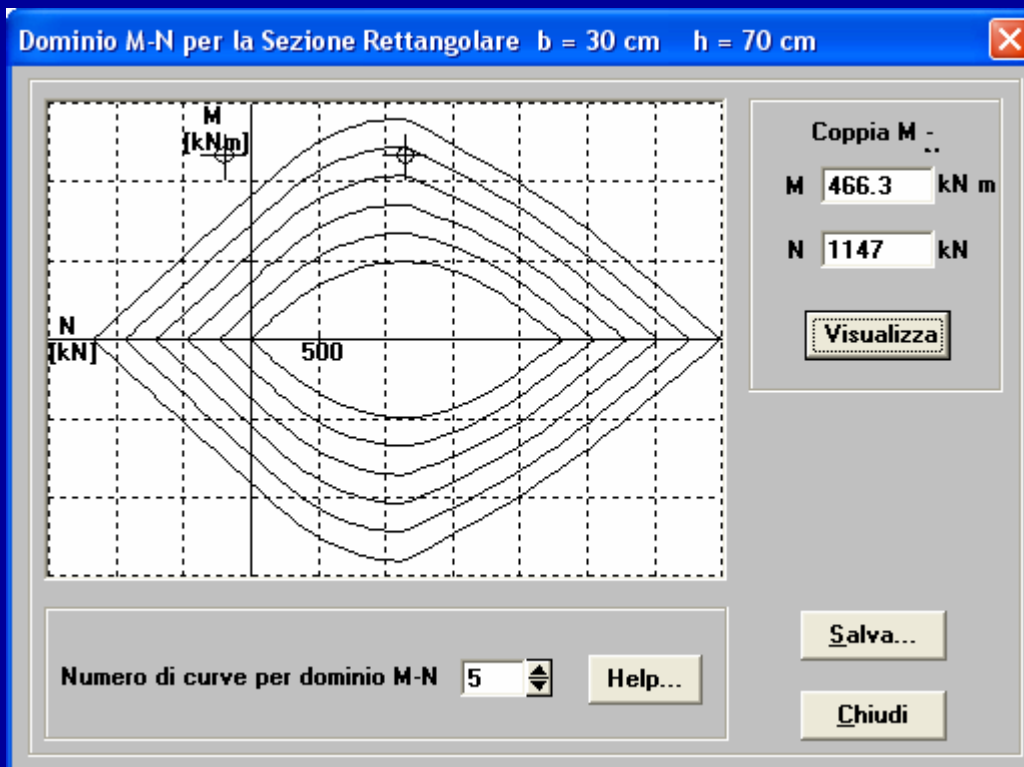
$$\text{con } N = -199 \div 1147 \text{ kN}$$

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

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

Pilastro 27, base del I ordine dimensionamento armature

Può essere effettuato separatamente per le due direzioni



direzione y

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

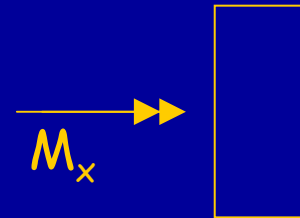
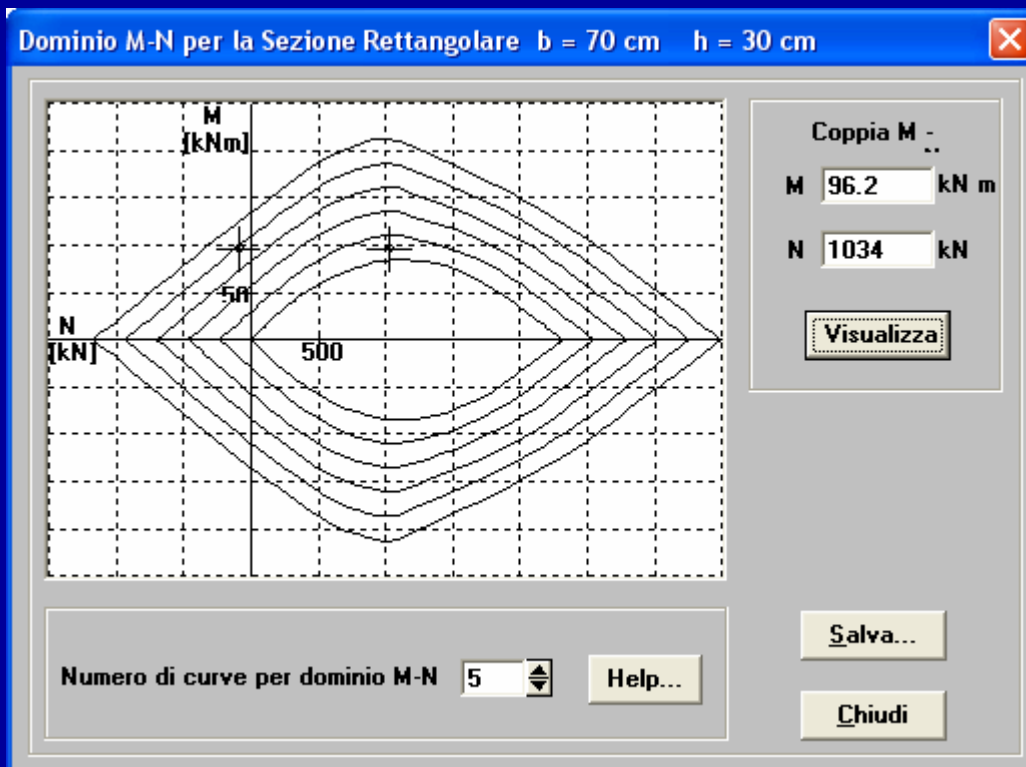
$$\text{con } N = -199 \div 1147 \text{ kN}$$

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

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

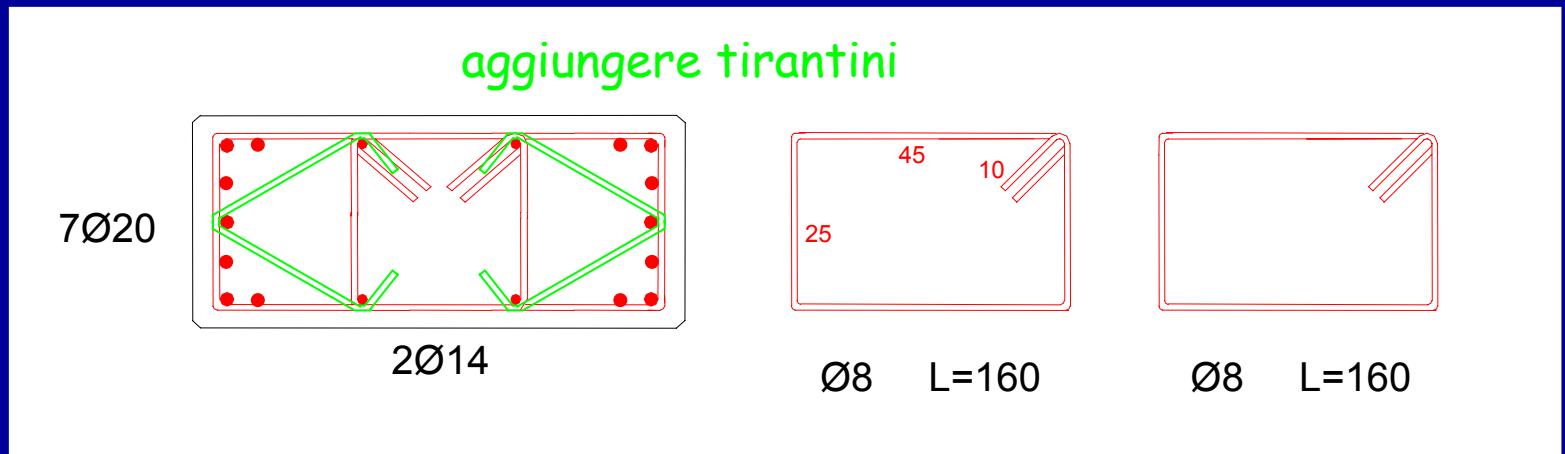
$$\text{con } N = -87 \div 1034 \text{ kN}$$

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 $N = -199 \text{ kN}$

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

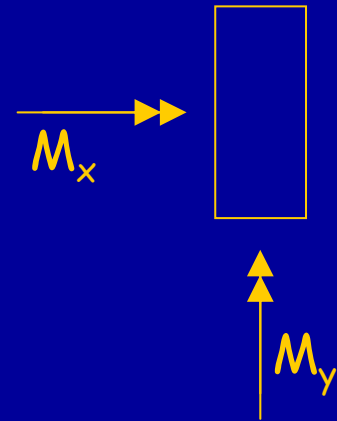
3 - Calcolo
$$\left(\frac{M_{Sd,x}}{M_{Rd,x}} \right)^{1.5} + \left(\frac{M_{Sd,y}}{M_{Rd,y}} \right)^{1.5} = \left(\frac{466.3}{499.4} \right)^{1.5} + \left(\frac{44.3}{182.1} \right)^{1.5} = 1.022$$

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

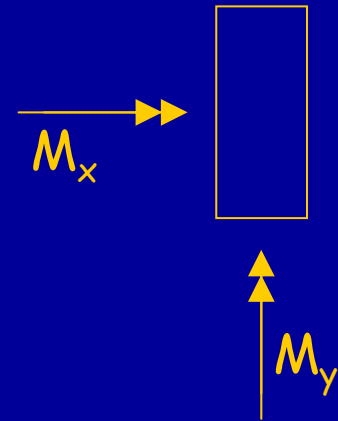
Più sollecitato del pilastro 15 in direzione y a causa della rotazione

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 di calcolo si ottengono sommando il contributo dovuto ai carichi gravitazionali agenti sulla trave, considerata incernierata ai estremi, allo sforzo 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 γ_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:

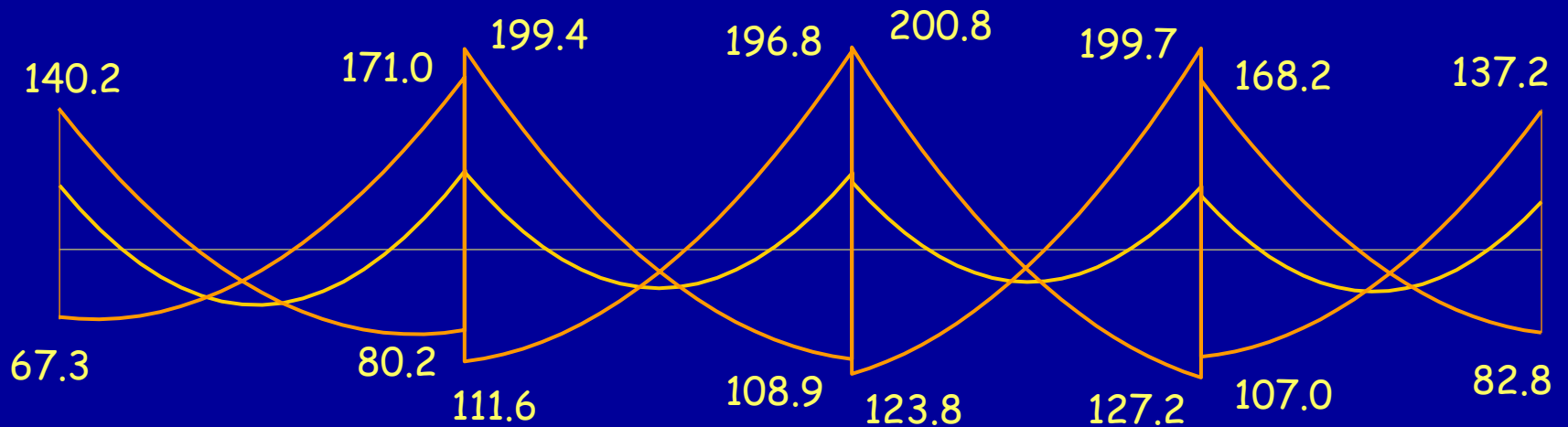
$$V_{R1} = 10 \tau_{Rd} b_w \cdot d \quad (5.2)$$

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° rispetto l'asse della trave;

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

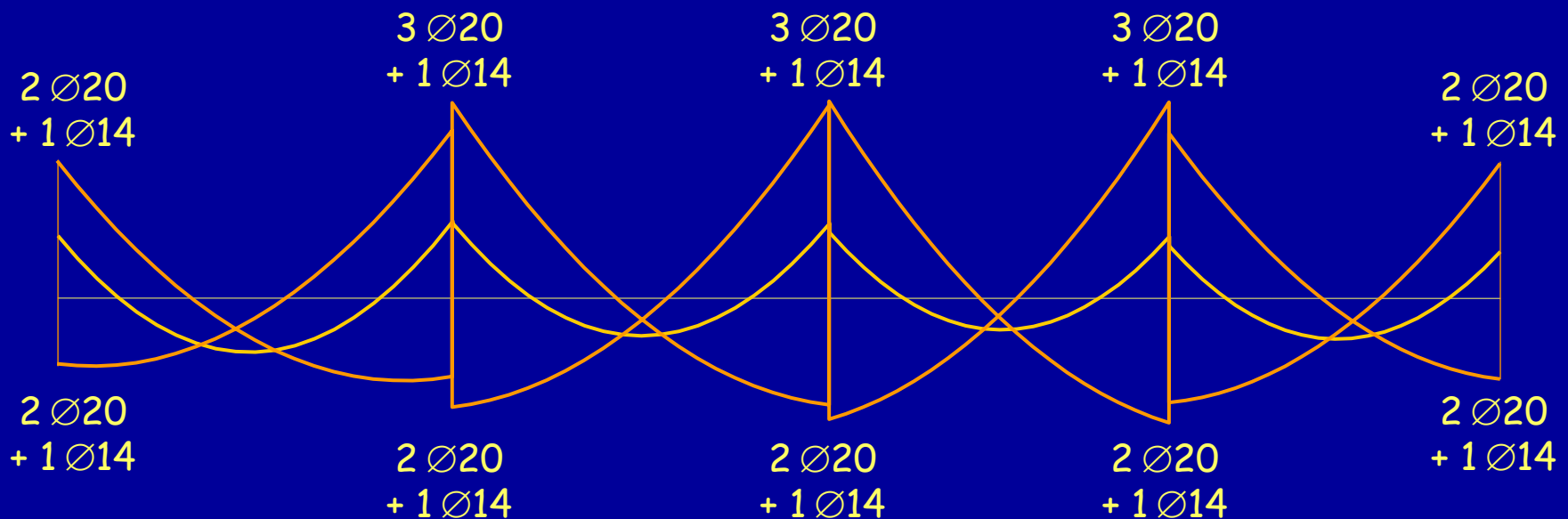
Trave 22-2 nel caso di duttilità alta (A)

Momenti flettenti (kNm)



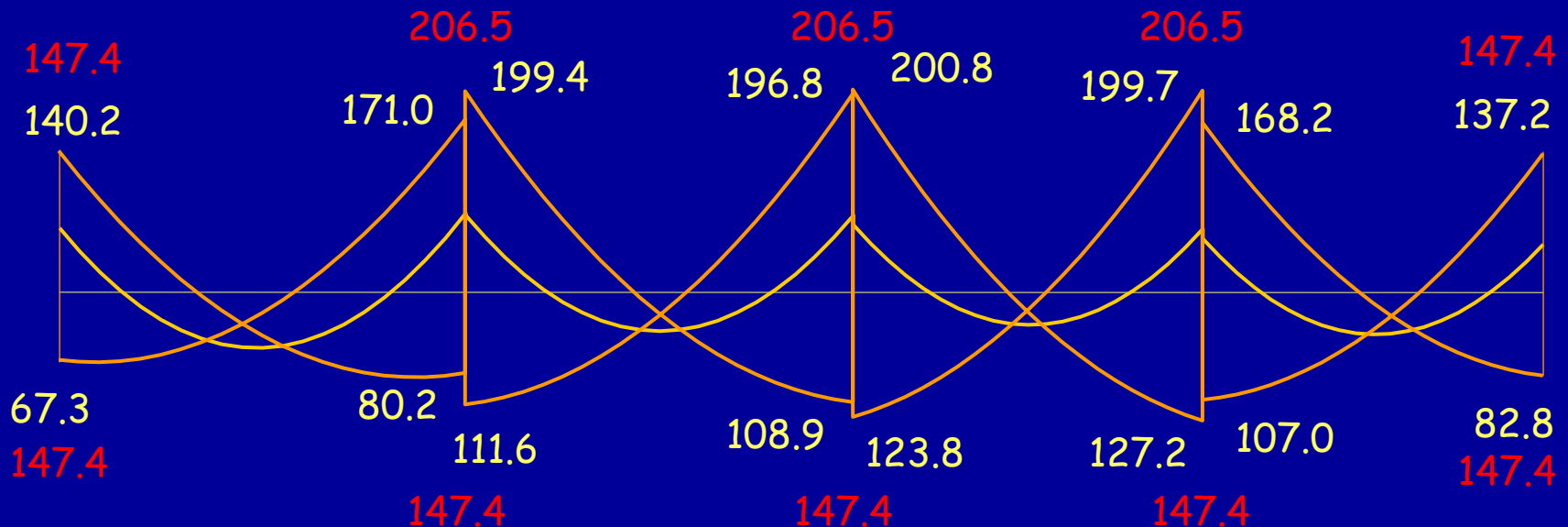
Trave 22-2 nel caso di duttilità alta (A)

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 CD "A", i momenti flettenti di calcolo nei pilastri si ottengono moltiplicando i momenti derivanti dall'analisi per il fattore di amplificazione α .

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

$$\alpha = \gamma_{Rd} \cdot \frac{|\sum M_{Rt}|}{|\sum M_p|} \quad (5.3)$$

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 α 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.

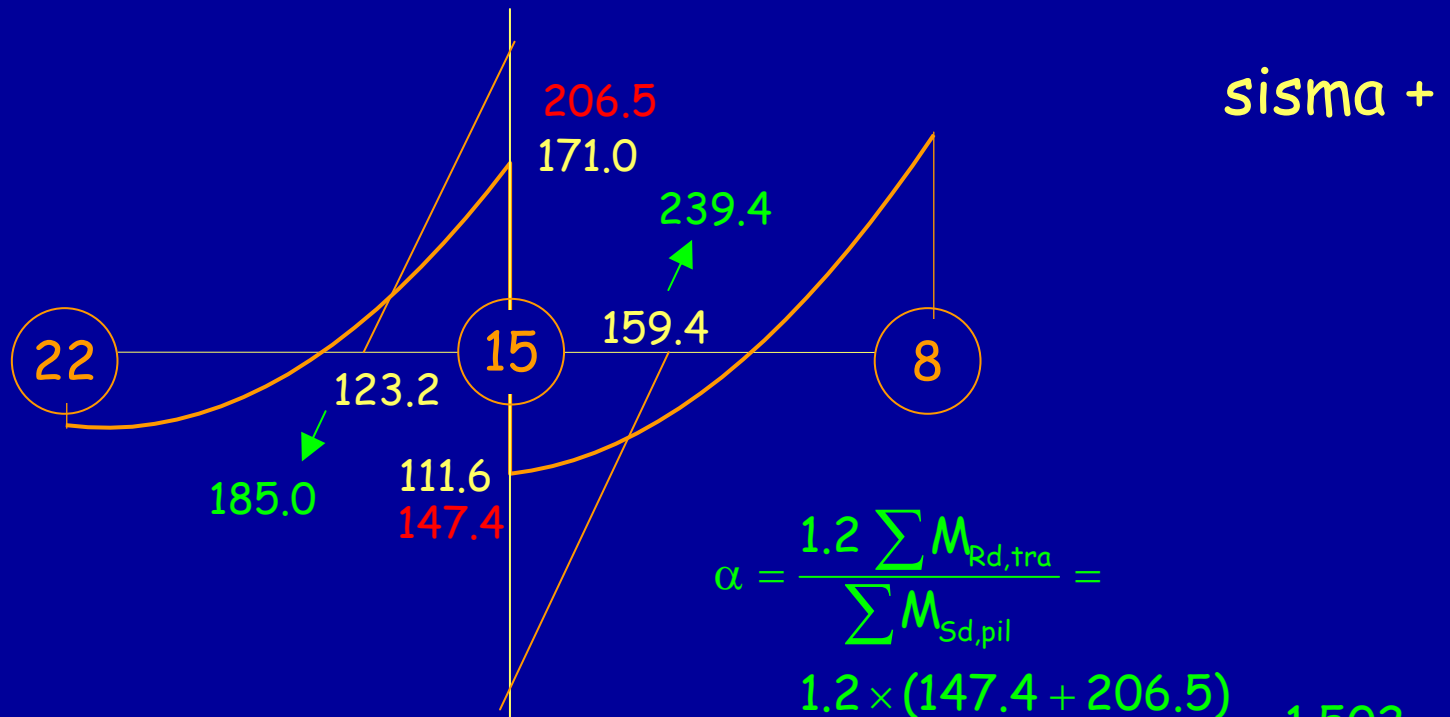
Per la sezione di base dei pilastri del piano terreno si applica il maggiore tra il momento risultante dall'analisi ed il momento utilizzato per la sezione di sommità del pilastro.

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)



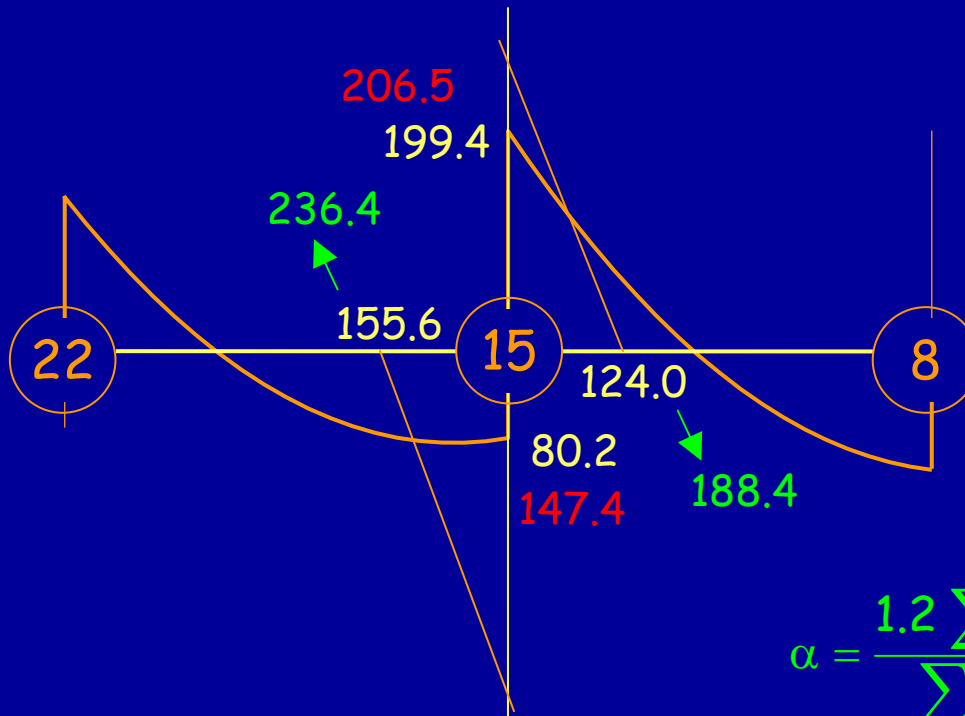
$$\alpha = \frac{1.2 \sum M_{Rd,tra}}{\sum M_{Sd,pil}} = \frac{1.2 \times (147.4 + 206.5)}{123.2 + 159.4} = 1.502$$

Momenti resistenti nelle travi che convergono nel nodo (kNm)

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 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 $b_w + h_c/2$.

FINE

Sostanzialmente nuova

Per questa presentazione:

coordinamento

A. Ghersi

realizzazione

A. Ghersi

ultimo aggiornamento

17/11/2006