

Corso di aggiornamento  
Progettazione strutturale sulla base delle  
Norme Tecniche per le Costruzioni 2008

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

12 - Combinazione dei risultati. Armature

Spoletto  
10-12 dicembre 2009  
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



Involuppo dei risultati



~~Definizione delle armature  
in base all'involuppo~~

No: occorre tener conto della  
gerarchia delle resistenze

## Gerarchia delle resistenze

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



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

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



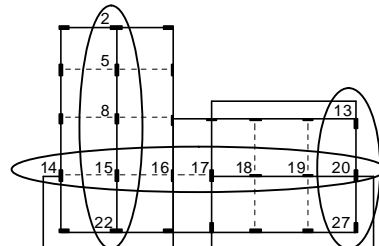
Tutto il resto (armatura a taglio delle travi, armatura a flessione e a taglio dei pilastri) è definito a partire dall'armatura a flessione delle travi

## Definizione delle armature - travi

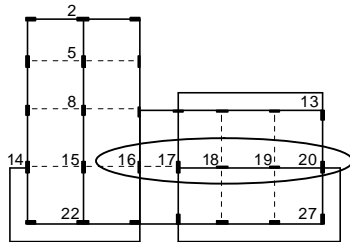
## Primo passo armatura a flessione delle travi

Si parte dall'involuppo dei risultati

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



## Trave 14-20



## Trave 14-20

momento flettente per schemi di carico base

I impalcato - analisi modale, CD "A"

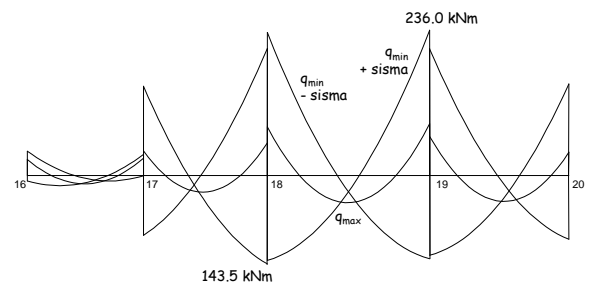
	q max	q min	Fx	Fy	M(Fx)	M(Fy)
16	-25.8	-15.6	22.1	5.6	0.3	0.5
17	-28.0	-16.9	-15.6	-3.9	-0.2	-0.3
17	-40.0	-23.9	110.4	27.8	1.7	2.4
18	-52.6	-31.5	-159.5	-40.1	-2.4	-3.5
18	-79.1	-47.3	168.6	42.4	2.5	3.7
19	-84.1	-50.3	-169.3	-42.6	-2.5	-3.7
19	-63.6	-38.0	152.3	38.3	2.3	3.4
20	-37.8	-22.6	-115.0	-28.9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

## Trave 14-20 momento flettente

II 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

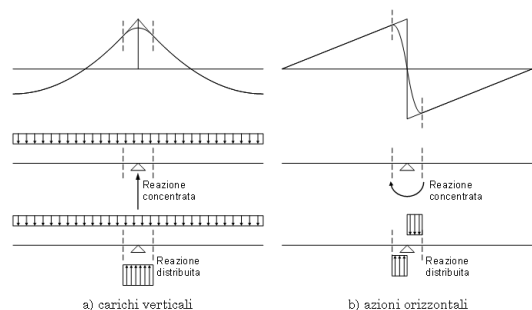
## Trave 14-20 diagramma del momento flettente (CD "A")



## 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



### Primo passo armatura a flessione delle travi

- Si parte dall'involuppo dei risultati
  - È possibile far riferimento ai valori a filo pilastro
- 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)       $181.9 \text{ kNm}$  (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

### 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:  $4 \varnothing 14 + 1 \varnothing 20$  sup     $3 \varnothing 14 + 1 \varnothing 20$  inf  
 (pienamente accettabile)

### Progetto dell'armatura longitudinale limiti di normativa

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

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

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:

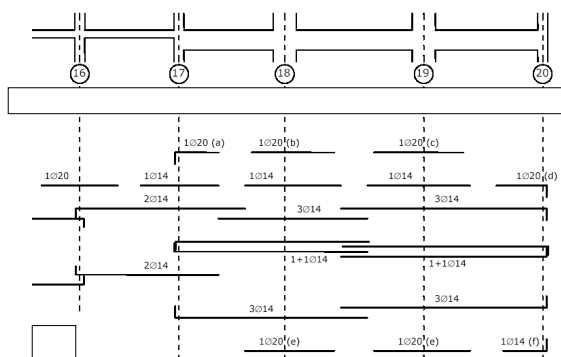
- Disporre sempre almeno 2  $\varnothing 14$  sia sup. che inf.
- Armatura compressa almeno pari al 25% della armatura tesa, sempre, e al 50% della armatura tesa, nelle "zone critiche"
- Armatura superiore, sempre almeno 1/4 dell'armatura massima disposta agli estremi

Zona critica - dal filo pilastro un tratto pari a:

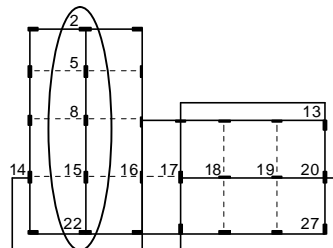
$h_{trave}$  per DC"B"

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

### Trave 14-20 armature a flessione



### Trave 22-2



### Trave 22-2 momento flettente per schemi di carico base

I impalcato - analisi modale, CD "A"

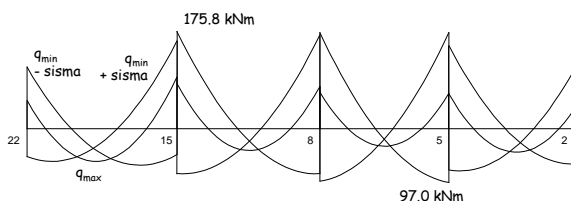
	q max	q min	Fx	Fy	M(Fx)	M(Fy)
22	-51.5	-30.8	-18.3	67.9	-4.2	-6.1
15	-93.3	-55.6	23.2	-86.0	5.3	7.8
15	-82.0	-47.5	-29.1	107.8	-6.6	-9.7
8	-76.5	-44.2	28.4	-105.2	6.5	9.5
8	-66.2	-39.3	-30.4	112.6	-6.9	-10.2
5	-64.1	-38.4	30.8	-113.8	7.0	10.3
5	-63.1	-37.8	-25.5	94.3	-5.8	-8.5
2	-35.9	-21.5	19.4	-71.9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

### Trave 22-2 momento flettente

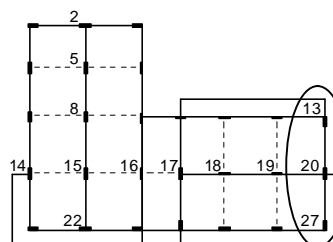
II impalcato

	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"

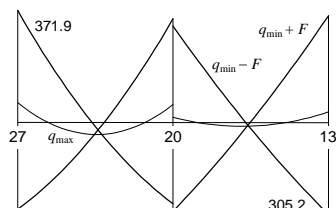
	q max	q min	Fx	Fy	M(Fx)	M(Fy)
27	-66.3	-42.1	-57.3	265.8	26.4	38.9
20	-59.7	-37.3	53.3	-247.6	-24.6	-36.2
20	-17.6	-12.8	-53.3	247.6	24.6	36.2
13	-35.3	-24.6	57.3	-265.8	-26.4	-38.9

## Trave 27-13 momento flettente

I 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

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

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

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

NTC 08 (D.M. 14/1/08), punto 7.4.4.1.1

## 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

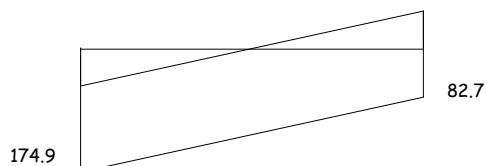
+97.3

-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



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

## 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

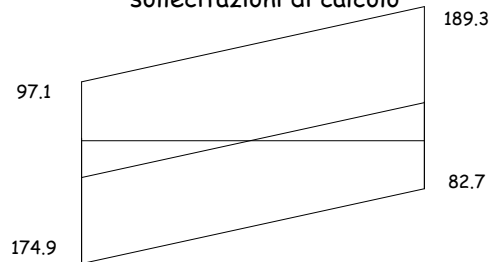
+97.3

-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



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

## 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 Ømin,tra (per DC"B")    6 Ømin,tra (per DC"A")
- 24 Østaffe

avendo Ø14:      8x14=112 mm

NTC 08 (D.M. 14/1/08), punto 7.4.6.2.1

## Armature trasversali (staffe)

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

$V = 189.3 \text{ kN}$

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

Si possono disporre Ø 8 / 10 cm alle estremità (Ø 8 / 20 cm nella parte centrale della campata)

Dovrebbero essere Ø 8 / 8.4 per i limiti minimi

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

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

NTC 08 (D.M. 14/1/08), punto 7.4.4.1.2.2

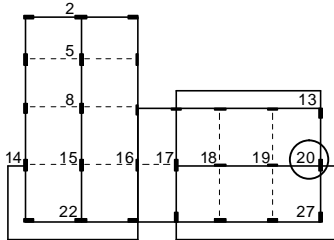
## Definizione delle armature - pilastri

## 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

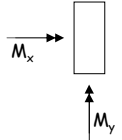


## Pilastro 20, base del I ordine (CD "A") alla base non occorre gerarchia delle resistenze

Schemi di carico base

	q max	q min	Fx	Fy	M(Fx)	M(Fy)
$M_x$	-2.289	-1.69	45.67	-162.00	9.26	13.62
$M_y$	-1.74	-1.07	-44.07	-11.18	-0.63	-0.93
N	1384.80	827.76	2.81	-56.70	2.80	4.12

N positivo = compressione



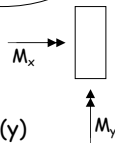
Pilastro con rilevanti carichi verticali

Sollecitato prevalentemente in una direzione (y)

Effetto dell'eccentricità propria ed accidentale  
abbastanza modesto

## Pilastro 20, base del I ordine (CD "A") alla base non occorre gerarchia delle resistenze

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



Pilastro con rilevanti carichi verticali

Sollecitato prevalentemente in una direzione (y)

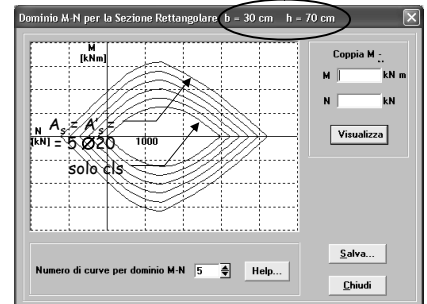
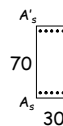
Effetto dell'eccentricità propria ed accidentale  
abbastanza modesto

## Pilastro 20, base del I ordine dimensionamento armature

Può essere effettuato separatamente per le due  
direzioni

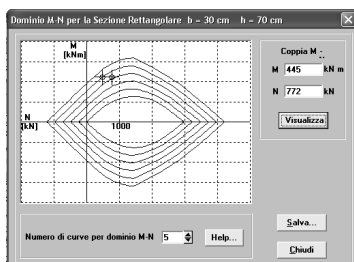
Si visualizza bene  
con domini M-N

Ad esempio col  
programma EC2



## Pilastro 20, base del I ordine dimensionamento armature

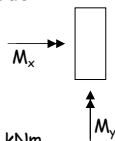
Può essere effettuato separatamente per le due  
direzioni



direzione y

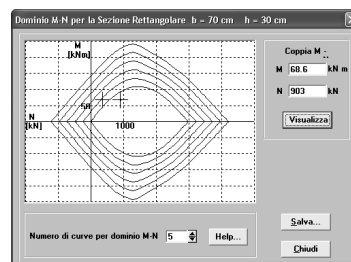
$M_{x,max} = 445\text{ kNm}$   
con  $N = 484 \div 772\text{ kN}$

occorrono 4  $\varnothing 20$   
su ciascun lato corto



## Pilastro 20, base del I ordine dimensionamento armature

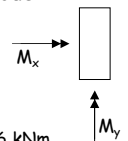
Può essere effettuato separatamente per le due  
direzioni



direzione x

$M_{y,max} = 68.6\text{ kNm}$   
con  $N = 353 \div 903\text{ kN}$

occorrono 1  $\varnothing 20$   
su ciascun lato corto



## 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

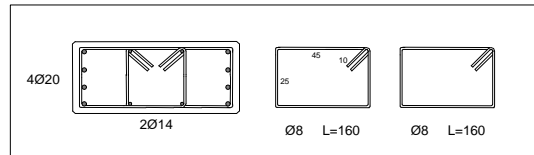
Per tutta la lunghezza del pilastro l'interasse tra le barre non deve essere superiore a 25 cm

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

NTC 08 (D.M. 14/1/08), punto 7.4.6.2.2

## Pilastro 20, base del I ordine

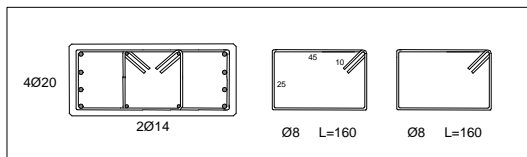
Il pilastro può essere armato con 6 Ø20 e 4 Ø14, con doppia staffa



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

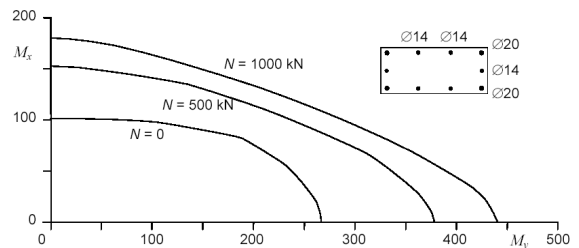
## Pilastro 20, base del I ordine

Il pilastro può essere armato con 6 Ø20 e 4 Ø14, 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 Ø20 e 6 Ø14 (quindi 2 Ø20 e 1 Ø14 nel lato corto)

## Dominio di resistenza a pressoflessione deviata



## 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

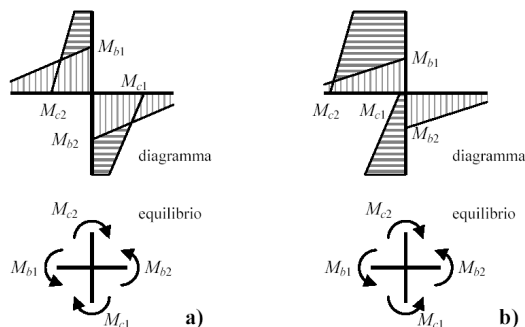
"per ogni nodo trave-pilastro ed ogni direzione e verso dell'azione sismica, la resistenza complessiva dei pilastri deve essere maggiore della resistenza complessiva delle travi amplificata del coefficiente  $\gamma_{Rd}$  in accordo con la formula  $\sum M_{C,Rd} \geq \gamma_{Rd} \sum M_{B,Rd}$ "

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

NTC 08, punto 7.4.4.2.1



## Momenti per equilibrio dei nodi



## 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	EM	sin	des	EM	
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

## Per la gerarchia delle resistenze: valori di calcolo dei pilastri

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

piano	$M_y$ (kNm)	$M_x$ (kNm)	$N$ (kN)	$M_y$ (kNm)	$M_x$ (kNm)	$N$ (kN)
5	<b>48.1</b>	53.7	74.7	105.2	28.5	<b>158.9</b>
4	<b>78.4</b>	93.7	178.1	288.7	31.4	<b>258.9</b>
3	<b>97.0</b>	123.7	260.1	492.4	37.7	<b>339.3</b>
2	<b>113.2</b>	151.3	325.4	713.8	42.2	<b>384.2</b>
1 testa	<b>104.8</b>	107.9			<b>31.4</b>	<b>355.7</b>
1 piede	68.6	231.5	353.6	903.0	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)

## Tabella dei pilastri

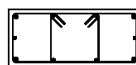
ordine		V	IV	III	II	I	dalla fondazione
pilastro	sezione	armatura					
1	70x30	A	A	A	B	C	C
2	70x30	A	A	A	B	C	C
3	70x30	A	A	A	B	C	C
4	30x70	A	A	A	B	B	B
5	30x70	A	A	A	B	B	B
6	30x70	A	A	A	B	B	B
7	30x70	A	A	A	B	B	B
8	30x70	A	A	A	B	B	B
9	30x70	A	A	A	B	B	B
10	70x30	A	A	A	B	B	B
11	70x30	A	A	A	B	B	B
12	70x30	A	A	A	B	B	B
13	30x70	A	A	C	C	D	D
14	30x70	A	A	A	B	B	B

## Tabella dei pilastri

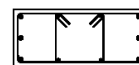
ordine		V	IV	III	II	I	dalla fon- dazione
pilastro	sezione	armatura					
15	30x70	A	A	A	B	B	B
16	30x70	A	A	A	B	B	B
17	70x30	A	A	A	B	B	B
18	70x30	A	A	A	B	B	B
19	70x30	A	A	A	B	B	B
20	30x70	A	A	C	C	D	D
21	70x30	A	A	A	B	B	B
22	70x30	A	A	A	B	B	B
23	70x30	A	A	A	B	B	B
24	70x30	A	A1	A1	B1	B1	B1
25	70x30	A	A	A	B	B	B
26	70x30	A	A	A	B	B	B
27	30x70	A	A	C	C	D	D

## Tabella dei pilastri

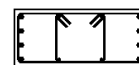
### SEZIONI



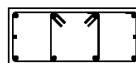
A 30x70  
4 $\varnothing$ 20 + 6 $\varnothing$ 14



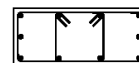
B 30x70  
6 $\varnothing$ 20 + 4 $\varnothing$ 14



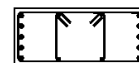
C 30x70  
8 $\varnothing$ 20 + 4 $\varnothing$ 14



A1 30x70  
8 $\varnothing$ 20 + 2 $\varnothing$ 14

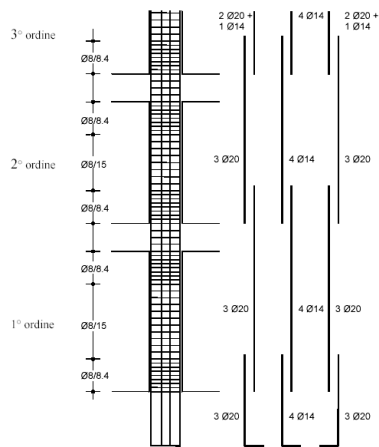


B1 30x70  
10 $\varnothing$ 20



D 30x70  
10 $\varnothing$ 20 + 4 $\varnothing$ 14

## 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:

- 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

NTC 08 (D.M. 14/1/08), punto 7.4.6.1.2

## 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

NTC 08 (D.M. 14/1/08), punto 7.4.6.2.2

## 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:

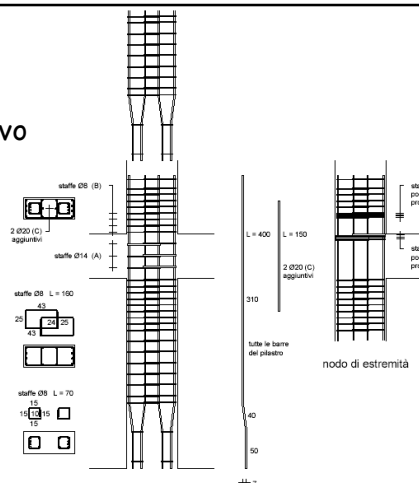
- 1/2 (CD"B") o 1/3 (CD"A") del lato minore della sezione trasversale
- 175 mm (CD"B") o 125 mm (CD"A")
- 8 Ømin,lon (per DC"B") o 6 Ømin,lon (per DC"A")

Nei tratti di estremità si devono quindi disporre Ø8 / 10

Nella parte centrale si metteranno Ø8 / 15

NTC 08 (D.M. 14/1/08), punto 7.4.6.2.2

## Possibile dettaglio costruttivo



## 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

## Verifica di rigidezza dell'impalcato

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

Richiede di:

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

## Verifica di resistenza dell'impalcato

È sempre necessaria

Richiede di:

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

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

## Verifica delle fondazioni

### 1 - azioni sulle fondazioni

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

Si considera quindi agente:

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

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

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

NTC 08, punto 7.2.5

## 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

NTC 08, punto 7.2.5

## Verifica delle fondazioni

### 3 - fondazioni dirette, armature

- Normali armature per allo stato limite ultimo

Nota: armatura longitudinale non inferiore allo 0.2% della sezione

NTC 08, punto 7.2.5

### 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

NTC 08, punto 7.2.5

### 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

$$a_{max} = a_g S$$

NTC 08, punto 7.2.5