

**Impostazione e controllo del progetto  
di edifici antisismici un c.a.**  
secondo le indicazioni del capitolo 10 delle NTC08

Palermo  
30 settembre 2011

3 - Previsione numerica del comportamento

Aurelio Ghersi

## Necessità di "semplici calcoli"

### 10.2 ANALISI E VERIFICHE SVOLTE CON L'AUSILIO DI CODICI DI CALCOLO

Qualora  
automa  
l'attenu  
tale da

Come si può fare?

Relazione di calcolo si devono fornire le seguenti indicazioni:

- *Informazioni generali sull'elaborazione.*  
A valle dell'esposizione dei risultati vanno riportate anche informazioni generali riguardanti l'esame ed i controlli svolti sui risultati ed una valutazione complessiva dell'elaborazione dal punto di vista del corretto comportamento del modello.
- *Giudizio motivato di accettabilità dei risultati.*  
Spetta al progettista il compito di sottoporre i risultati delle elaborazioni a controlli che ne comprovino l'attendibilità.  
Tale valutazione consisterà nel confronto con i risultati di semplici calcoli, anche di larga massima, eseguiti con metodi tradizionali e adottati, ad esempio, in fase di primo dimensionamento della struttura. Inoltre, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, valuterà la consistenza delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.  
Nella relazione devono essere elencati e sinteticamente illustrati i controlli svolti, quali verifiche di equilibrio tra reazioni vincolari e carichi applicati, comparazioni tra i risultati delle analisi e quelli di valutazioni semplificate, etc.

Si fa riferimento  
all'analisi lineare - statica

## Masse

In un edificio in cemento armato il peso delle masse di piano corrisponde in genere ad una incidenza media di  $8\div 11 \text{ kN/m}^2$

Una valutazione di prima approssimazione del peso delle masse a ciascun piano può essere ottenuta moltiplicando la superficie totale dell'impalcato per  $10 \text{ kN/m}^2$  ( $9 \text{ kN/m}^2$  in copertura, per la minore incidenza delle tamponature)

## Esempio - masse

La superficie degli impalcati nell'edificio in esame è

Torrino scala:  $S = 48.0 \text{ m}^2$   
V impalcato:  $S = 331.9 \text{ m}^2$   
Piano tipo:  $S = 323.5 \text{ m}^2$   
Per il piano terra:  $S = 263.2 \text{ m}^2$

Nota: il torrino scala può essere accorpato al 5° impalcato, ottenendo

Torrino + V impalcato:  $S = 379.9 \text{ m}^2$

## Esempio - masse

Impalcato	Superficie $\text{m}^2$	Incidenza $\text{kN/m}^2$	Peso $\text{kN}$
Torrino + V	379.9	9.0	3419
IV, III, II	323.5	10.0	3235
I	263.2	10.0	2632

Peso totale = 15756 kN

## Spettro di risposta elastico

- Consente di determinare l'accelerazione sulla struttura, in funzione del suo periodo proprio
- La normativa fornisce i parametri  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_C^*$  per ogni punto e per qualsiasi periodo di ritorno
- Il periodo di ritorno dipende da
  - vita nominale (e quindi tipo di costruzione)
  - classe d'uso
  - stato limite da considerare
- Da questi parametri e dalle caratteristiche del terreno si ricava lo spettro di risposta elastico

## Determinazione dei dati sismici (Parma)

Periodo di riferimento  $V_R$

EdiLus-MS  
Mappe Sismiche

indirizzo classe vita nominale

EdiLus-MS è il software ACCA per individuare la pericolosità sismica di tutte le località italiane direttamente dalla mappa. Se si indica l'indirizzo e/o si sposta il segnalino sul sito che ti interessa e ottieni direttamente tutti i parametri di pericolosità sismica.

latitudine longitudine

Indirizzo: Lago P. Calandrelli, 11, Parma

Cerca

Indirizzo: Lago P. Calandrelli, 11, Parma

Vita Nominale: Strutturale

Periodo di riferimento per l'azione sismica: 50

Parametri di pericolosità sismica

"Stato Limite"	$T_r$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_C^*$ [s]
Operatività	30	0.044	2.501	0.240
Danno	90	0.055	2.506	0.286
Salvaguardia Vita	475	0.136	2.471	0.286
Prevenzione Collasso	975	0.175	2.468	0.292

ACCA  
ACCA Software S.p.A.  
Il software per l'edilizia  
Tel.: 058374047 - Fax: 058374047 - E-mail: info@acca.it

## Determinazione dei dati sismici (Parma)

Periodo di riferimento  $V_R$

EdiLus-MS  
Mappe Sismiche

indirizzo classe vita nominale

EdiLus-MS è il software ACCA per individuare la pericolosità sismica di tutte le località italiane direttamente dalla mappa. Se si indica l'indirizzo e/o si sposta il segnalino sul sito che ti interessa e ottieni direttamente tutti i parametri di pericolosità sismica.

latitudine longitudine

Indirizzo: Lago P. Calandrelli, 11, Parma

Cerca

Indirizzo: Lago P. Calandrelli, 11, Parma

Vita Nominale: Strutturale

Periodo di riferimento per l'azione sismica: 50

Dati corrispondenti

Stato limite e periodo di ritorno

Parametri di pericolosità sismica

"Stato Limite"	$T_r$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_C^*$ [s]
Operatività	30	0.044	2.501	0.240
Danno	90	0.055	2.506	0.258
Salvaguardia Vita	475	0.136	2.471	0.286
Prevenzione Collasso	975	0.175	2.468	0.292

## Caratteristiche del terreno nell'esempio

Dall'alto:

12 m - sabbie marnose  
 $N_{SPT} = 26$

6.1 m - argille grigio-brune  
 $N_{SPT} = 47$

1.9 m - marne sabbiose  
 $N_{SPT} = 16$

6.5 m - argille marnose  
 $N_{SPT} = 18$

3.5 m - ciottoli, argille brune  
 $N_{SPT} = 40$

SONDAGGIO N° 6

PROFONDITÀ (m) 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30 31 32 33 34 35 36 37 38 39 40 41 42 43 44 45 46 47 48 49 50 51 52 53 54 55 56 57 58 59 60 61 62 63 64 65 66 67 68 69 70 71 72 73 74 75 76 77 78 79 80 81 82 83 84 85 86 87 88 89 90 91 92 93 94 95 96 97 98 99 100

PROFONDITÀ (m) 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30 31 32 33 34 35 36 37 38 39 40 41 42 43 44 45 46 47 48 49 50 51 52 53 54 55 56 57 58 59 60 61 62 63 64 65 66 67 68 69 70 71 72 73 74 75 76 77 78 79 80 81 82 83 84 85 86 87 88 89 90 91 92 93 94 95 96 97 98 99 100

PROFONDITÀ (m) 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30 31 32 33 34 35 36 37 38 39 40 41 42 43 44 45 46 47 48 49 50 51 52 53 54 55 56 57 58 59 60 61 62 63 64 65 66 67 68 69 70 71 72 73 74 75 76 77 78 79 80 81 82 83 84 85 86 87 88 89 90 91 92 93 94 95 96 97 98 99 100

## Caratteristiche del terreno nell'esempio

Dall'alto:

12 m - sabbie marnose  
 $N_{SPT} = 26$

6.1 m - argille grigio-brune  
 $N_{SPT} = 47$

1.9 m - marne sabbiose  
 $N_{SPT} = 16$

6.5 m - argille marnose  
 $N_{SPT} = 18$

3.5 m - ciottoli, argille brune  
 $N_{SPT} = 40$

$$N_{SPT} = \frac{30}{\frac{12}{26} + \frac{6.1}{47} + \frac{1.9}{16} + \frac{6.5}{18} + \frac{3.5}{40}}$$

$$N_{SPT} = 25.9$$

Si può considerare  
suolo di tipo C, perché  
 $15 < N_{SPT} < 50$

NTC08, punto 3.2.2

## Spettro di progetto

È ottenuto dividendo lo spettro di risposta elastica per il fattore di struttura  $q$

$$q = q_0 K_R$$

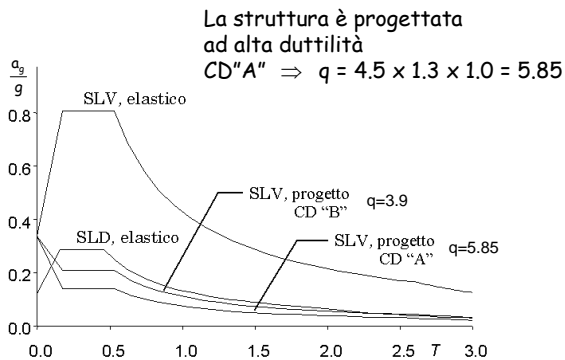
Nell'esempio:

$q_0 = 4.5 \alpha_u / \alpha_1$  struttura intelaiata in c.a. - CD "A"

$\alpha_u / \alpha_1 = 1.3$  telaio con più piani e più campate

$K_R = 1$  la struttura è regolare in altezza

## Spettro di progetto



## Ordinata spettrale

Dipende dal periodo

Si può assumere  $T_1 = C_1 H^{3/4}$

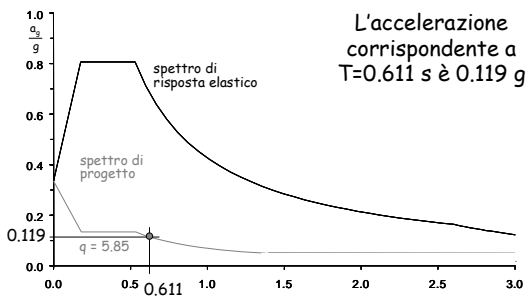
con

$C_1 = 0.075$   
per strutture intelaiate in c.a.  
 $H$  = altezza dell'edificio dal piano di fondazione (m)

Nell'esempio:  $H = 16.40$  m (escluso torrino)

$$T_1 = 0.075 \times 16.40^{3/4} = 0.611 \text{ s}$$

## Esempio - ordinata spettrale



## Forze per analisi statica

Taglio alla base  $V_b = 0.85 \sum_{i=1}^n m_i S_d(T_i) =$   
 $= 0.85 \times 15756 \times 0.119 = 1593.7 \text{ kN}$

Forza al piano  $F_k = \frac{m_k z_k}{\sum_{i=1}^n m_i z_i} V_b$

## Forze per analisi statica

Piano	Peso W (kN)	Quota z (m)	Wz (kNm)	Forza F (kN)	Taglio V (kN)
5+torrino	3419	16.40	56072	549.6	549.6
4	3235	13.20	42702	418.6	968.2
3	3235	10.00	32350	317.1	1285.3
2	3235	6.80	21998	215.6	1500.9
1	2632	3.60	9475	92.9	1593.8
somma	15756		162597		

## Ma attenzione al periodo ...

- La formula di normativa non tiene conto della effettiva rigidezza della struttura
- È opportuno controllare appena possibile se il periodo è plausibile (e quindi se le forze sono effettivamente quelle da usare)
- Possibile procedimento per valutare il periodo:

Formula di Rayleigh

$m_i$ : massa di piano  
 $F_i$ : Forza di piano  
 $u_i$ : spostamento del baricentro di piano (provocato dalla forze  $F_i$ )

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N m_i u_i^2}{\sum_{i=1}^N F_i u_i}}$$

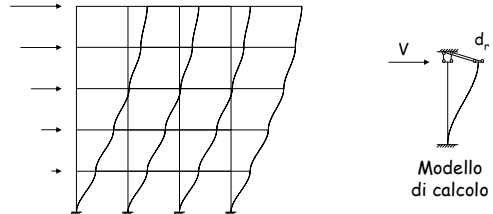
## Stima del periodo con formula di Rayleigh

- Gli spostamenti possono essere stimati valutando approssimativamente le rigidità

Apriamo una piccola parentesi:  
stima delle rigidità

## Rigidità

- Rigidità di un pilastro = rapporto tra taglio  $V$  e spostamento relativo  $d_r$
- Se le travi sono infinitamente rigide



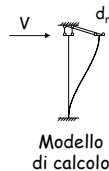
## Rigidità

- Rigidità di un pilastro = rapporto tra taglio  $V$  e spostamento relativo  $d_r$
- Se le travi sono infinitamente rigide

$$d_r = \frac{V L_p^3}{12 E I_p}$$

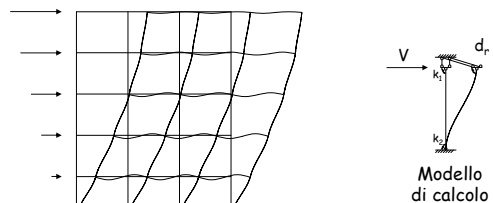
$$\text{rigidità} = \frac{12 E I_p}{L_p^3}$$

La rigidità è proporzionale al  
momento d'inerzia della sezione



## Rigidità

- Rigidità di un pilastro = rapporto tra taglio  $V$  e spostamento relativo  $d_r$
- In realtà le travi sono deformabili



## Rigidità

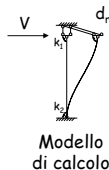
- Rigidità di un pilastro = rapporto tra taglio  $V$  e spostamento relativo  $d_r$
- In realtà le travi sono deformabili

$$k_1 = \frac{12 E I_{t, \text{sup}}}{L_t}$$

ma poiché la trave serve da vincolo  
anche al pilastro di sopra, prendo  
la metà

$$k_1 = \frac{6 E I_{t, \text{sup}}}{L_t} \quad k_2 = \frac{6 E I_{t, \text{inf}}}{L_t}$$

pongo  $r_1 = \frac{E I_p}{L_p k_1} \quad r_2 = \frac{E I_p}{L_p k_2}$



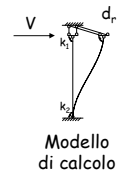
## Rigidità

- Rigidità di un pilastro = rapporto tra taglio  $V$  e spostamento relativo  $d_r$
- In realtà le travi sono deformabili

$$d_r = \frac{V L_p^3}{12 E I_p} \left[ 1 + 3 \frac{r_1 + r_2 + 4 r_1 r_2}{1 + r_1 + r_2} \right]$$

$$\cong \frac{V L_p^3}{12 E I_p} [1 + 3 (r_1 + r_2)]$$

Lo spostamento dipende anche  
dalla rigidità delle travi



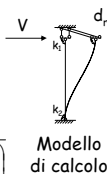
## Rigidezza

- Rigidezza di un pilastro = rapporto tra taglio  $V$  e spostamento relativo  $d_r$
- In realtà le travi sono deformabili

Spostamento e rigidezza si possono esprimere direttamente con

$$d_r \equiv \frac{V L_p^3}{12 E I_p} \left[ 1 + \frac{1}{2} \left( \frac{E I_p / L_p}{E I_{t, \text{sup}} / L_t} + \frac{E I_p / L_p}{E I_{t, \text{inf}} / L_t} \right) \right]$$

$$\text{rigidezza} = \frac{12 E I_p}{L_p^3} \frac{1}{1 + \frac{1}{2} \left( \frac{E I_p / L_p}{E I_{t, \text{sup}} / L_t} + \frac{E I_p / L_p}{E I_{t, \text{inf}} / L_t} \right)}$$



## Stima del periodo con formula di Rayleigh

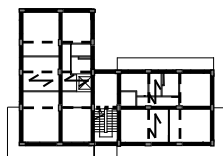
- Gli spostamenti possono essere stimati valutando approssimativamente le rigidezze
- Stima delle rigidezze  
possibilità 1: approccio globale semplificato

$$\text{rigidezza} = \frac{12 E \sum I_p}{L_p^3} \frac{1}{1 + \frac{1}{2} \left( \frac{E \sum I_p / L_p}{E \sum I_{t, \text{sup}} / L_t} + \frac{E \sum I_p / L_p}{E \sum I_{t, \text{inf}} / L_t} \right)}$$

considerando solo i pilastri "che contano"

## Stima del periodo con formula di Rayleigh

- Stima delle rigidezze  
possibilità 1: approccio globale semplificato



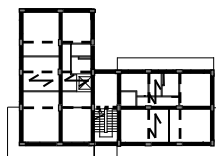
I pilastri (tutti uguali) sono:  
13 allungati in direzione x  
14 allungati in direzione y

Le travi emergenti sono:  
15 in direzione x  
16 in direzione y

Considero 13 pilastri e  
15 travi (direzione x)

## Stima del periodo con formula di Rayleigh

- Stima delle rigidezze  
possibilità 1: approccio globale semplificato



Al piano tipo

Pilastri 30x70 (13)

$L_p = 3.20$  m

$I_p = 857500$  cm<sup>4</sup>

Travi 30x60 (15)

$L_t = 4.00$  m in media

$I_t = 540000$  cm<sup>4</sup>

Otengo

$k = 472.7$  kN/mm

## Periodo proprio della struttura

Piano	F (kN)	V (kN)	k (kN/mm)	$d_r$ (mm)	u (mm)
Torrino+V	549.6	549.6	384.3	1.43	12.49
IV	418.6	968.2	427.7	2.05	11.06
III	317.1	1285.3	427.7	2.72	9.01
II	215.6	1500.9	427.7	3.18	6.29
I	92.9	1593.8	511.8	3.11	3.11

## Periodo proprio della struttura

Piano	m (kN s <sup>2</sup> /m)	F (kN)	u (mm)	F u (kN m)	m u <sup>2</sup> (kN m s <sup>2</sup> )
Torrino+V	348.5	549.6	12.49	6862	54.3
IV	329.8	418.6	11.06	4628	40.3
III	329.8	317.1	9.01	2856	26.8
II	329.8	215.6	6.29	1356	13.0
I	268.3	92.9	3.11	289	2.6
somma				15992	137.0

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N m_i u_i^2}{\sum_{i=1}^N F_i u_i}}$$

$T = 0.582$  s

La differenza è modesta; non cambio

### Stima del periodo con formula di Rayleigh

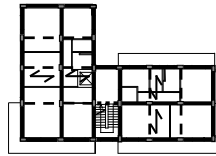
- Stima delle rigidzze  
possibilità 2: approccio per singolo pilastro

Considerare ciascun pilastro e le travi che lo vincolano

$$\text{rigidezza} = \frac{12 E I_p}{L_p^3} \frac{1}{1 + \frac{1}{2} \left( \frac{E I_p / L_p}{E I_{t, \text{sup}} / L_t} + \frac{E I_p / L_p}{E I_{t, \text{inf}} / L_t} \right)}$$

### Stima del periodo con formula di Rayleigh

- Stima delle rigidzze  
possibilità 2: approccio per singolo pilastro



Al piano tipo

Pilastro rigido, 2 travi emergenti (10)  
k = 33.14 kN/mm

Pilastro rigido, 1 trave emergente (3)  
k = 19.90 kN/mm

Pilastro debole, 2 travi emergenti (1)  
k = 13.31 kN/mm

Pilastro debole, 1 trave emergente (5)  
k = 10.51 kN/mm

Pilastro debole, travi a spessore (4+4)  
k = 3.07 - 1.68 kN/mm

Ottengo

k = 475.9 kN/mm

Più o meno come prima

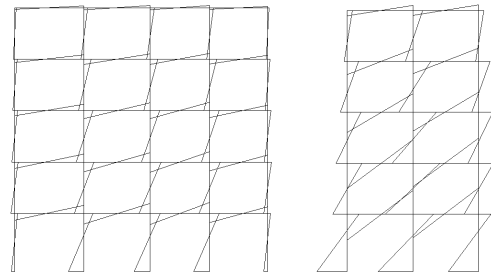
### Come prevedere le caratteristiche della sollecitazione?

- Ripartire il taglio di piano tra i pilastri  
"che contano" (pilastri allungati nella direzione  
del sisma e collegati con una trave emergente)

Se si sono valutate le rigidzze dei singoli pilastri tenendo conto anche delle travi, si può ripartire tenendo conto di queste rigidzze (ma il calcolo diventa più oneroso - in genere non ne vale la pena)

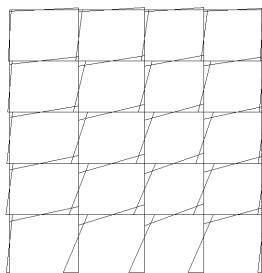
### Come prevedere le caratteristiche della sollecitazione?

- Valutare il momento nei pilastri



### Come prevedere le caratteristiche della sollecitazione?

- Valutare il momento nei pilastri



ai piani superiori

$$\begin{aligned} M &= 0.5 V h \\ M &= 0.5 V h \end{aligned}$$

$h/2$

### Come prevedere le caratteristiche della sollecitazione?

- Valutare il momento nei pilastri

ai piani superiori

$$\begin{aligned} M &= 0.5 V h \\ M &= 0.5 V h \end{aligned}$$

$h/2$

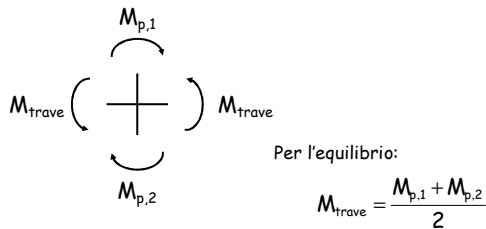
al primo ordine

$$\begin{aligned} M_{\text{testa}} &= 0.4 V h \\ M_{\text{piede}} &= 0.7 V h \end{aligned}$$

$0.6 \div 0.7 h$

### Come prevedere le caratteristiche della sollecitazione?

#### 3. Valutare i momenti nelle travi



### Come prevedere le caratteristiche della sollecitazione?

#### 4. Incrementare i momenti per tenere conto di:

- eccentricità propria del sistema
- eccentricità accidentale
- effetto combinato delle diverse componenti

Se la struttura è bilanciata e sufficientemente rigida torsionalmente, incrementare del 20%

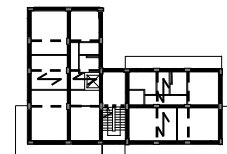
### Come prevedere le caratteristiche della sollecitazione?

#### 5. Incrementare i momenti nei pilastri (tranne che alla base) per tener conto della gerarchia delle resistenze; si dovrebbe partire dalla resistenza delle travi, ma una stima può essere fatta moltiplicando i valori a tutti i piani per 1.5 (nel caso di CD "A")

Attenzione ai casi di trave più rigida dei pilastri

### Caratteristiche della sollecitazione 1 - ripartizione

Piano	Taglio globale (kN)
5	549.6
4	968.2
3	1285.3
2	1500.9
1	1593.8



I pilastri (tutti uguali) sono:  
13 allungati in direzione x  
14 allungati in direzione y

Ripartisco il taglio globale tra 13 pilastri (direzione x)

### Caratteristiche della sollecitazione 1 - ripartizione

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)
5	549.6	42.3
4	968.2	74.5
3	1285.3	98.9
2	1500.9	115.5
1	1593.8	122.6

Volendo, potrei ridurre il taglio di un 20%, per tener conto del contributo dei pilastri "deboli" (in particolare al 1° ordine)

### Caratteristiche della sollecitazione 2 - momento nei pilastri

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)
5	549.6	42.3	67.6
4	968.2	74.5	119.2
3	1285.3	98.9	158.2
2	1500.9	115.5	184.7
1 testa	1593.8	122.6	176.5
piede			309.0

$$M = V \cdot h / 2$$

$$M = V \cdot 0.4 \cdot h$$

$$M = V \cdot 0.7 \cdot h$$

### Caratteristiche della sollecitazione 3 - momento nelle travi

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)	Momento trave (kNm)
5	549.6	42.3	67.6	33.8
4	968.2	74.5	119.2	93.4
3	1285.3	98.9	158.2	138.7
2	1500.9	115.5	184.7	171.5
1 testa	1593.8	122.6	176.5	180.6
piede			309.0	

$$M_t = M_{p5}/2$$

$$M_t = (M_{p5} + M_{p4})/2$$

### Caratteristiche della sollecitazione 4 - incremento per eccentricità

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)	Momento trave (kNm)
5	549.6	42.3	67.6	33.8
4	968.2	74.5	119.2	93.4
3	1285.3	98.9	158.2	138.7
2	1500.9	115.5	184.7	171.5
1 testa	1593.8	122.6	176.5	180.6
piede			309.0	

### Caratteristiche della sollecitazione 4 - incremento per eccentricità

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)	Momento trave (kNm)
5	549.6	50.7	81.1	40.6
4	968.2	89.4	143.0	112.1
3	1285.3	118.6	189.8	166.4
2	1500.9	138.5	221.6	205.7
1 testa	1593.8	147.1	211.8	216.7
piede			370.7	

+20%

### Caratteristiche della sollecitazione 5 - gerarchia delle resistenze

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)	Momento trave (kNm)
5	549.6	50.7	81.1	40.6
4	968.2	89.4	143.0	112.1
3	1285.3	118.6	189.8	166.4
2	1500.9	138.5	221.6	205.7
1 testa	1593.8	147.1	211.8	216.7
piede			370.7	

Questi valori vanno incrementati per garantire un meccanismo di collasso globale

Le NTC 08 (punto 7.2.1) impongono gerarchia delle resistenze anche per CD "B", con sovrarresistenza 1.1 (mentre è 1.3 per CD "A")

### Caratteristiche della sollecitazione 5 - gerarchia delle resistenze

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)	Momento trave (kNm)
5	549.6	50.7	121.6	40.6
4	968.2	89.4	214.5	112.1
3	1285.3	118.6	284.7	166.4
2	1500.9	138.5	332.4	205.7
1 testa	1593.8	147.1	317.7	216.7
piede			370.7	

Moltiplicati per 1.5

### Caratteristiche della sollecitazione

- Le sollecitazioni trovate devono essere confrontate con i valori forniti dal calcolo
- Possono servire anche, in una fase iniziale, per giudicare la correttezza del dimensionamento

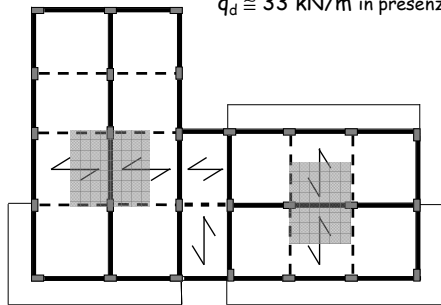


### Esempio

Le travi di spina portano  
circa 5 m di solaio

$$q_d \cong 55 \text{ kN/m in assenza di sisma}$$

$$q_d \cong 33 \text{ kN/m in presenza di sisma}$$



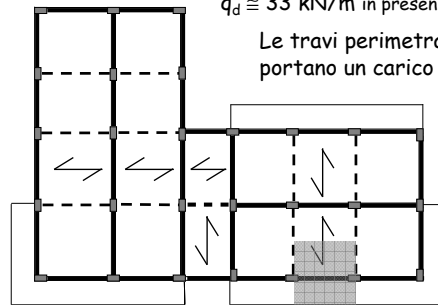
### Esempio

Le travi di spina portano  
circa 5 m di solaio

$$q_d \cong 55 \text{ kN/m in assenza di sisma}$$

$$q_d \cong 33 \text{ kN/m in presenza di sisma}$$

Le travi perimetrali  
portano un carico analogo



### Esempio - controllo travi emergenti

Momento per carichi verticali (con sisma)

$$M = \frac{qL^2}{10} = \frac{33 \times 4.30^2}{10} \cong 60 \text{ kNm}$$

Momento per azione sismica

$$M = 217 \text{ kNm}$$

Momento massimo, totale

$$M = 60 + 217 = 277 \text{ kNm}$$

### Esempio - controllo travi emergenti

Dati:

Sezione rettangolare

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$h = 60 \text{ cm}$$

$$c = 4 \text{ cm}$$

$$M_{Ed} = 277 \text{ kNm}$$

$$\text{Calcestruzzo } f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

Massimo momento portato dalla trave

$$M = \frac{b d^2}{r^2} = \frac{0.30 \times 0.56^2}{0.018^2} = 290 \text{ kNm}$$

va bene

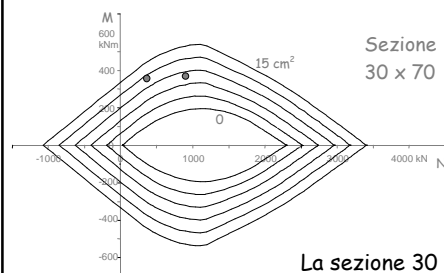
### Esempio - controllo pilastri (Nota: i pilastri sono tutti uguali)

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)	Momento trave (kNm)
5	549.6	50.7	121.6	40.6
4	968.2	89.4	214.5	112.1
3	1285.3	118.6	284.7	166.4
2	1500.9	138.5	332.4	205.7
1 testa	1593.8	147.1	317.7	216.7
piede			370.7	

Sezione più sollecitata

### Esempio - controllo pilastri (Nota: i pilastri sono tutti uguali)

Utilizzando il dominio M-N



$$M = 371 \text{ kNm}$$

$$N = 380 \text{ kN}$$

$$N = 900 \text{ kN}$$

occorrono  
4 Ø20 per lato

La sezione 30 x 70 va bene

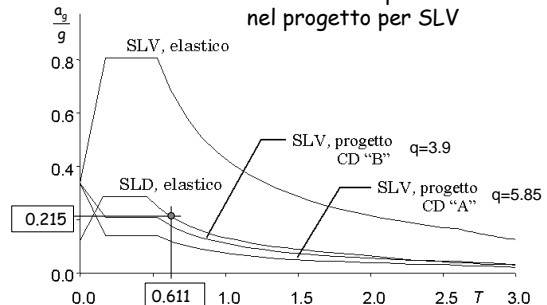
## Come prevedere gli spostamenti per lo SLD?

Gli spostamenti sono importanti per la verifica allo stato limite di danno

Si usa il procedimento già seguito in precedenza, ma con lo spettro per SLD

## Spettro e accelerazioni per stato limite di danno

L'accelerazione per SLD è 0.215 g  
cioè circa 1.8 per il valore usato nel progetto per SLV



## Previsione degli spostamenti per SLD nell'esempio

	Inerzia singola asta	n. aste	Inerzia totale
Pilastri 30x70	857500	13	$11.148 \times 10^6$
Travi 5° impalcato 30x50	312500	15	$4.687 \times 10^6$
Travi piano tipo 30x60	540000	15	$8.100 \times 10^6$

$E_c = 31500 \text{ MPa}$

$L_{\text{media, travi}} = 4.00 \text{ m}$

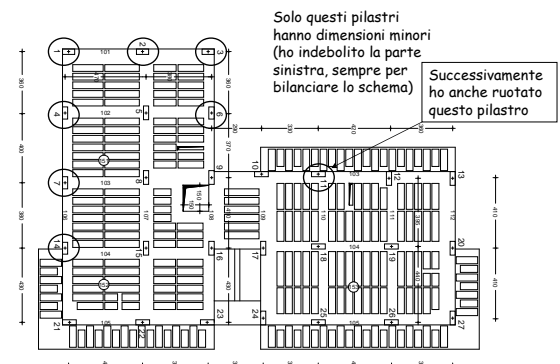
## Previsione degli spostamenti per SLD nell'esempio

Piano	F [kN]	V [kN]	$h_r$ [m]	$d_r$ [mm]	u [mm]
5	987.1	987.1	3.20	2.57	22.42
4	751.8	1738.9	3.20	3.68	19.85
3	569.5	2308.4	3.20	4.88	16.17
2	387.2	2695.6	3.20	5.70	11.29
1	166.8	2862.5	3.60	5.59	5.59

Nota: per lo SLV la previsione è 12.49 mm in testa

## Previsione delle sollecitazioni per edificio con tutte travi a spessore

## Carpenteria edificio con travi a spessore



## Dimensioni pilastri 6 piani, con tutte le travi a spessore

Sezioni alla base e ai piani superiori

Tipo di pilastro	Sezione alla base	2° ordine	3° ordine	4° ordine	5° ordine	6° ordine
Pilastri molto caricati (2)	30 x 80	30x80	30x70	30x70	30x60	30x60
Pilastri caricati (18)	30 x 80	30x80	30x70	30x70	30x60	30x60
Pilastri perimetrali (5)	30 x 70	30x70	30x70	30x60	30x60	30x60
Pilastri d'angolo (2)	30 x 70	30x70	30x70	30x60	30x60	30x60

## Cosa altro cambia?

Occorre aumentare lo spessore del solaio  
È stato portato a 28 cm

La struttura è progettata a bassa duttilità  
Il fattore di struttura è più piccolo

La struttura è più deformabile  
Il periodo sarà maggiore  
Le formule di normativa non vanno bene  
(lo si può aumentare "a occhio" del 50% o calcolarlo con la formula di Rayleigh)

## Fattore di struttura

$$q = q_0 K_R$$

Nell'esempio:

$$q_0 = 3.0 \times 1.3$$

Prima era 4.5

struttura intelaiata in c.a.

telaio con più piani e più campate  
duttività bassa

$$K_R = 1.0$$

la struttura è regolare in altezza

Si calcola:

$$q = 3.90 \text{ (prima era 5.85)}$$

## Stima del periodo con formula di normativa

• Si può assumere  $T_1 = C_1 H^{3/4}$

con

$$C_1 = 0.075$$

per strutture intelaiate in c.a.

H = altezza dell'edificio dal piano di fondazione (m)

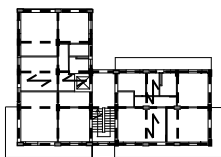
Nell'esempio:

$$H = 19.60 \text{ m (escluso torrino)}$$

$$T_1 = 0.075 \times 19.60^{3/4} = 0.699 \text{ s}$$

## Stima del periodo con formula di Rayleigh

- Stima delle rigidezze  
possibilità 1: approccio globale semplificato



A tutti i piani (escluso primo)

Pilastro di coltello, interno (9)  
 $\times 1.0 \rightarrow 9.0$

Pilastro di coltello, esterno (3)  
 $\times 0.7 \rightarrow 2.1$

Pilastro di piatto, interno (8)  
 $\times 0.7 \rightarrow 5.6$

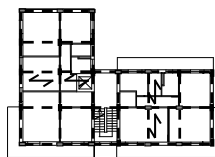
Pilastro di piatto, esterno (7)  
 $\times 0.5 \rightarrow 3.5$

Travi: sono 22

Equivalgono a  
20.2 pilastri

## Stima del periodo con formula di Rayleigh

- Stima delle rigidezze  
possibilità 1: approccio globale semplificato



A tutti i piani (escluso primo)

Rigidezza

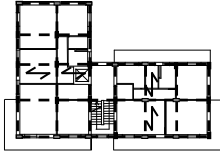
Al piano 3 (pilastri 30x70)  
 $k = 200.5 \text{ kN/mm}$

Travi: sono 22

Equivalgono a  
20.2 pilastri

### Stima del periodo con formula di Rayleigh

- Stima delle rigidità  
possibilità 1: approccio globale semplificato



Al primo ordine

Pilastro di coltello, interno (9)  
 $\times 1.0 \rightarrow 9.0$

Pilastro di coltello, esterno (3)  
 $\times 0.7 \rightarrow 2.1$

Pilastro di piatto, interno (8)  
 $\times 0.5 \rightarrow 4.0$

Pilastro di piatto, esterno (7)  
 $\times 0.3 \rightarrow 2.1$

Equivalgono a  
17.2 pilastri

Travi: sono 22

### Periodo proprio della struttura

Piano	F (kN)	V (kN)	k (kN/mm)	d <sub>r</sub> (mm)	u (mm)
Torrino+VI	1193.5	1193.5	189.3	6.30	81.76
V	944.9	2138.4	189.3	11.30	75.46
IV	760.5	2898.9	200.5	14.46	64.16
III	576.2	3475.1	200.5	17.33	49.71
II	391.8	3866.9	207.4	18.65	32.37
I	168.7	4035.6	294.1	13.72	13.72

Nota: le forze possono essere scelte arbitrariamente. Io ho prese quelle che corrispondono a 0.25 g

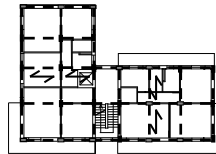
### Periodo proprio della struttura

Piano	m (kN s <sup>2</sup> /m)	F (kN)	u (mm)	F u (kN m)	m u <sup>2</sup> (kN m s <sup>2</sup> )
Torrino+VI	348.5	1193.5	81.76	97586	2330.0
V	329.8	944.9	75.46	71302	1877.8
IV	329.8	760.5	64.16	48797	1357.7
III	329.8	576.2	49.71	28640	814.7
II	329.8	391.8	32.37	12683	345.6
I	268.3	168.7	13.72	2315	50.5
somma				261323	6776.3

$$T = 1.012 \text{ s}$$

### Stima del periodo con formula di Rayleigh

- Stima delle rigidità  
possibilità 2: approccio per singolo pilastro



Al piano 3

Pilastro 30x70, 2 travi a spessore (10)  
k = 9.19 kN/mm

Pilastro 30x70, 1 trave a spessore (3)  
k = 4.82 kN/mm

Pilastro 70x30, 2 travi a spessore (7)  
k = 6.50 kN/mm

Pilastro 70x30, 1 trave a spessore (7)  
k = 3.96 kN/mm

Ottengo

$$k = 179.6 \text{ kN/mm}$$

### Periodo proprio della struttura

Piano	F (kN)	V (kN)	k (kN/mm)	d <sub>r</sub> (mm)	u (mm)
Torrino+VI	1193.5	1193.5	170.9	6.98	88.52
V	944.9	2138.4	170.9	12.51	81.54
IV	760.5	2898.9	178.3	16.26	69.03
III	576.2	3475.1	179.6	19.35	52.77
II	391.8	3866.9	184.7	20.93	33.42
I	168.7	4035.6	323.2	12.49	12.49

Nota: le forze possono essere scelte arbitrariamente. Io ho prese quelle che corrispondono a 0.25 g

### Periodo proprio della struttura

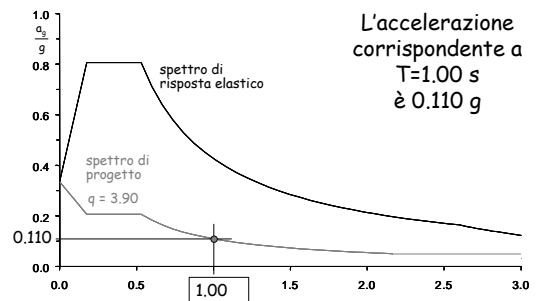
Piano	m (kN s <sup>2</sup> /m)	F (kN)	u (mm)	F u (kN m)	m u <sup>2</sup> (kN m s <sup>2</sup> )
Torrino+VI	348.5	1193.5	88.52	105654	2731.2
V	329.8	944.9	81.54	77048	2192.6
IV	329.8	760.5	69.03	52495	1571.3
III	329.8	576.2	52.77	30405	918.2
II	329.8	391.8	33.42	13093	368.2
I	268.3	168.7	12.49	2106	41.8
somma				280801	7823.3

$$T = 1.049 \text{ s}$$

## Periodo proprio della struttura

- Stima con formula di normativa:  
 $T_1 = 0.075 \times 19.60^{3/4} = 0.699 \text{ s}$  (molto più piccolo degli altri)
- Stima con approccio 1:  $T_1 = 1.012 \text{ s}$
- Stima con approccio 2:  $T_1 = 1.049 \text{ s}$
- Assumo:  $T_1 = 1.00 \text{ s}$

## Esempio - ordinata spettrale



## Forze per analisi statica

Taglio alla base  $V_b = 0.85 \sum_{i=1}^n m_i S_d(T_i) =$   
 $= 0.85 \times 18991 \times 0.110 = 1775.7 \text{ kN}$

Forza al piano  $F_k = \frac{m_k z_k}{\sum_{i=1}^n m_i z_i} V_b$

## Forze per analisi statica

Piano	Peso W (kN)	Quota z (m)	Wz (kNm)	Forza F (kN)	Taglio V (kN)
6+torrino	3419	19.60	67012	525.1	525.1
5	3235	16.40	53054	415.8	940.9
4	3235	13.20	42702	334.6	1275.5
3	3235	10.00	32350	253.5	1529.0
2	3235	6.80	21998	172.4	1701.4
1	2632	3.60	9475	74.2	1775.6
somma	18991		226591	1775.6	

## Cosa cambia?

Le distribuzioni del taglio (e quindi le sollecitazioni dei pilastri) vanno calcolate tenendo conto dell'influenza delle travi a spessore sulla rigidità dei pilastri

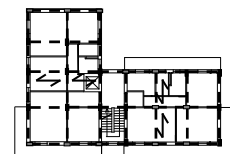
Ipotizzo che i pilastri di piatto valgano, rispetto a quelli di coltello:

Ordini 2-6	0.7
Ordine 1	0.5

e che i pilastri di estremità valgano 0.7 di quelli interni

## Caratteristiche della sollecitazione 1 - ripartizione

Piano	Taglio globale (kN)
6	525.1
5	940.9
4	1275.5
3	1529.0
2	1701.4
1	1775.6



Ripartisco il taglio globale tra n pilastri equivalenti

### Caratteristiche della sollecitazione 1 - ripartizione

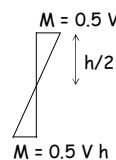
Piano	Pilastri "equivalenti"	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)
6	20.2	525.1	26.0
5	20.2	940.9	46.6
4	20.2	1275.5	63.1
3	20.2	1529.0	75.7
2	20.2	1701.4	84.2
1	17.2	1775.6	103.2

### Caratteristiche della sollecitazione 2 - momento nei pilastri

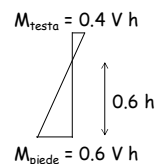
In questo caso il punto di nullo è spostato

Ipotizzo:

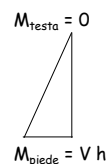
ai piani superiori



al secondo ordine



al primo ordine



### Caratteristiche della sollecitazione 2 - momento nei pilastri

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)
6	525.1	26.0	41.6
5	940.9	46.6	74.5
4	1275.5	63.1	101.0
3	1529.0	75.7	121.1
2 testa	1701.4	84.2	107.8
piede			161.7
1 testa	1775.6	103.2	0.0
piede			371.6

$$M = V h / 2$$

$$M = V 0.4 h$$

$$M = V 0.6 h$$

$$M = V h$$

### Caratteristiche della sollecitazione 3 - momento nelle travi

$$M_t = M_{p6}/2$$

$$M_t = (M_{p6} + M_{p5})/2$$

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)	Momento trave (kNm)
6	525.1	26.0	41.6	20.8
5	940.9	46.6	74.5	58.1
4	1275.5	63.1	101.0	87.8
3	1529.0	75.7	121.1	111.1
2 testa	1701.4	84.2	107.8	114.5
piede			161.7	
1 testa	1775.6	103.2	0.0	80.9
piede			371.6	

### Caratteristiche della sollecitazione 4 - incremento per eccentricità

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)	Momento trave (kNm)
6	525.1	26.0	41.6	20.8
5	940.9	46.6	74.5	58.1
4	1275.5	63.1	101.0	87.8
3	1529.0	75.7	121.1	111.1
2 testa	1701.4	84.2	107.8	114.5
piede			161.7	
1 testa	1775.6	103.2	0.0	80.9
piede			371.6	

### Caratteristiche della sollecitazione 4 - incremento per eccentricità

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)	Momento trave (kNm)
6	525.1	31.2	49.9	25.0
5	940.9	55.9	89.4	69.7
4	1275.5	75.8	121.2	105.3
3	1529.0	90.8	145.3	133.3
2 testa	1701.4	101.1	129.4	137.4
piede			194.1	
1 testa	1775.6	123.9	0.0	97.0
piede			446.0	

+20%

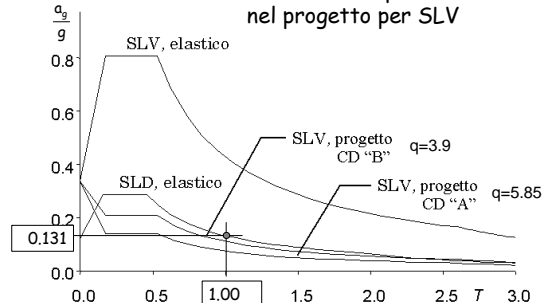
### Caratteristiche della sollecitazione 5 - gerarchia delle resistenze

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)	Momento trave (kNm)
6	525.1	31.2	64.9	25.0
5	940.9	55.9	116.3	69.7
4	1275.5	75.8	157.6	105.3
3	1529.0	90.8	188.9	133.3
2 testa	1701.4	101.1	168.2	137.4
piede			252.3	
1 testa	1775.6	123.9	0.0	97.0
piede			446.0	

Moltiplicati  
per 1.3

### Spettro e accelerazioni per stato limite di danno

L'accelerazione per SLD è 0.131 g  
cioè circa 1.2 per il valore usato  
nel progetto per SLV



### Previsione degli spostamenti per SLD

Piano	F (kN)	V (kN)	k (kN/mm)	d <sub>r</sub> (mm)	u (mm)
Torrino+VI	628.7	628.7	189.3	3.32	43.08
V	497.9	1126.6	189.3	5.95	39.75
IV	400.6	1527.2	200.5	7.62	33.80
III	303.5	1830.7	200.5	9.13	26.19
II	206.4	2037.2	207.4	9.82	17.05
I	88.8	2126.0	294.1	7.23	7.23

Gli spostamenti sono accettabili (il limite è 16 mm o 18 mm a seconda del piano) anche se vi fosse un incremento del 20% per eccentricità accidentale

### Esempio - dimensionamento travi a spessore

Momento per carichi verticali (con sisma)

$$M = \frac{qL^2}{10} = \frac{33 \times 4.30^2}{10} \approx 60 \text{ kNm}$$

Momento per azione sismica

$$M = 137 \text{ kNm}$$

Momento massimo, totale

$$M = 60 + 137 = 197 \text{ kNm}$$

### Esempio - dimensionamento travi a spessore

Dati:

Sezione rettangolare

$$M_{Ed} = 197 \text{ kNm}$$

b = da determinare

$$\text{Calcestruzzo } f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

h = 28 cm

c = 4 cm

Calcolo della larghezza

$$b = \frac{M_{Ed}}{f_{td}} = \frac{197 \times 0.018^2}{0.24^2} = 1.10 \text{ m}$$

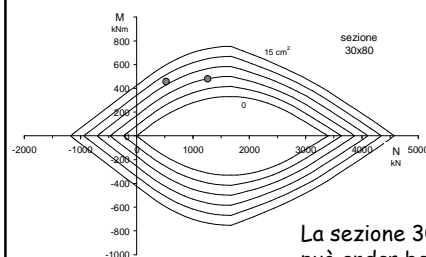
sezione: 110x28

Eccessiva?

Si potrebbe forse usare una larghezza minore, mettendo una forte armatura compressa

### Verifica pilastri

Utilizzando il dominio M-N



$$M = 446 \text{ kNm}$$

$$N = 450 \text{ kN}$$

$$N = 1250 \text{ kN}$$

occorrerebbero  
4 Ø20 per lato

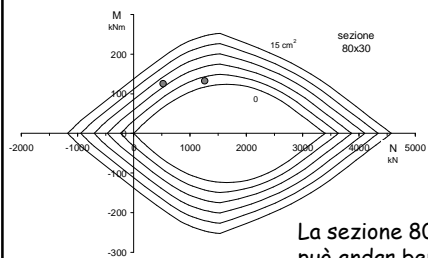
La sezione 30 x 80  
può andar bene

### Caratteristiche della sollecitazione 2 - momento nei pilastri di piatto

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)		molt	Momento pilastro (kNm)
6	525.1	26.0x0.7	18.2	0.5	29.1
5	940.9	46.6x0.7	32.6	0.5	52.2
4	1275.5	63.1x0.7	44.2	0.5	70.7
3	1529.0	75.7x0.7	53.0	0.5	84.8
2 testa	1701.4	84.2x0.7	59.0	0.5	94.3
piede				0.5	94.3
1 testa	1775.6	103.2x0.5	51.6	0.4	74.3
piede				0.6	111.5

### Verifica pilastri

Utilizzando il dominio M-N



$M = 112 \text{ kNm}$

$N = 450 \text{ kN}$

$N = 1250 \text{ kN}$

occorrerebbero  
3 Ø20 per lato

La sezione 80 x 30  
può andar bene