

Corso

# Progetto di strutture in zona sismica

Catania

ottobre 2017 - gennaio 2018

14 - Primo dimensionamento delle sezioni di travi e pilastri

8 novembre 2017

Aurelio Ghersi

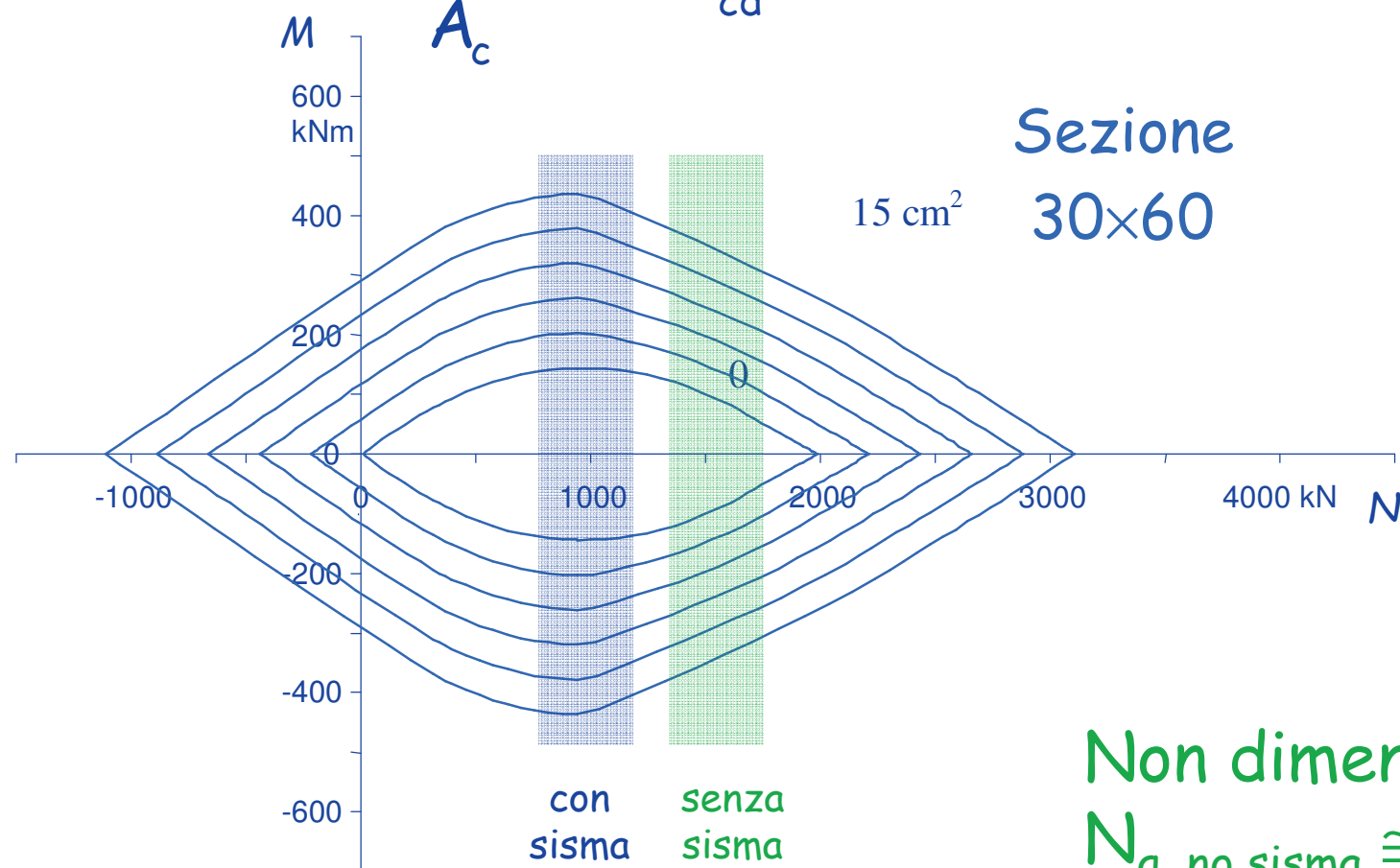
(a)

Considerazioni generali

# Considerazioni domini M-N per i pilastri

Il massimo momento flettente può essere portato  
quando:

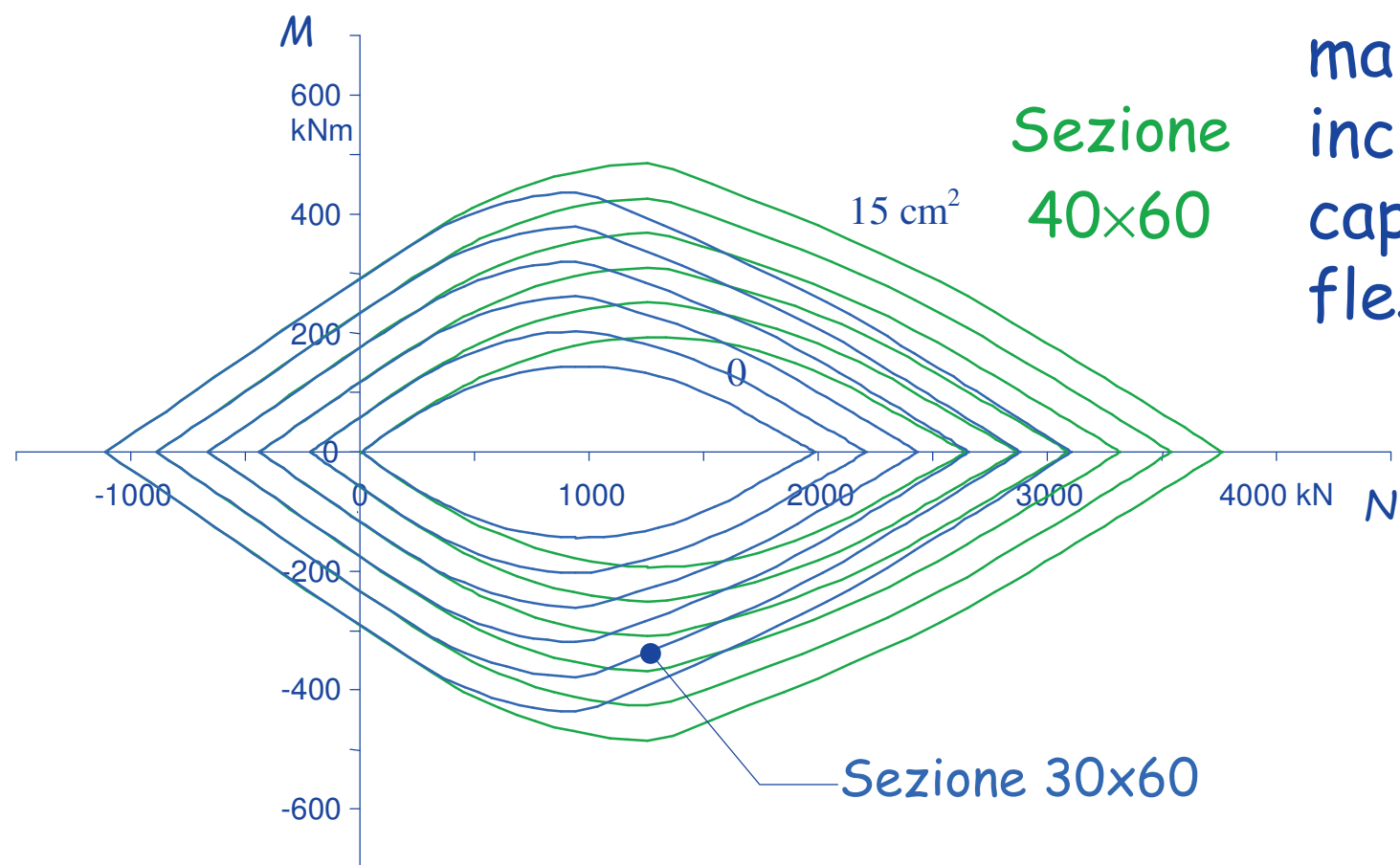
$$\frac{N}{A_c} \cong 0.5 f_{cd}$$



Non dimenticare che  
 $N_{q, \text{no sisma}} \cong 1.5 N_{q+\text{sisma}}$

# Considerazioni domini M-N per i pilastri

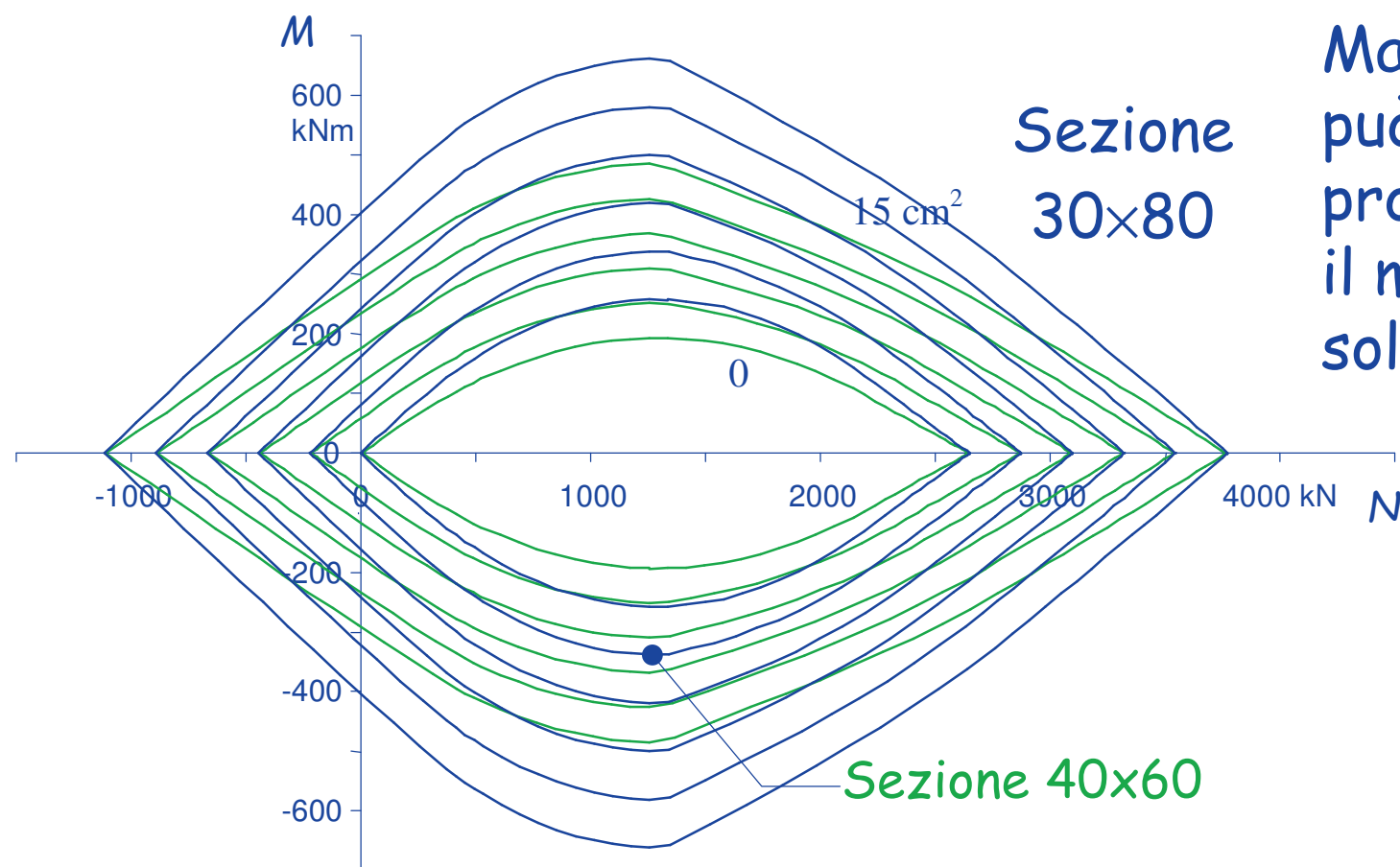
- Un aumento della larghezza della sezione produce un aumento dello sforzo normale resistente



ma un modesto  
incremento di  
capacità  
flessionale

# Considerazioni domini M-N per i pilastri

Un aumento di altezza della sezione (a parità di area)  
produce un buon incremento di capacità flessionale



Ma, attenzione:  
può aumentare  
proporzionalmente  
il momento  
sollecitante

# Considerazioni sezioni dei pilastri

In linea di massima può essere opportuno controllare che, nella sezione del primo ordine, la tensione media  $N/A_c$  non superi:

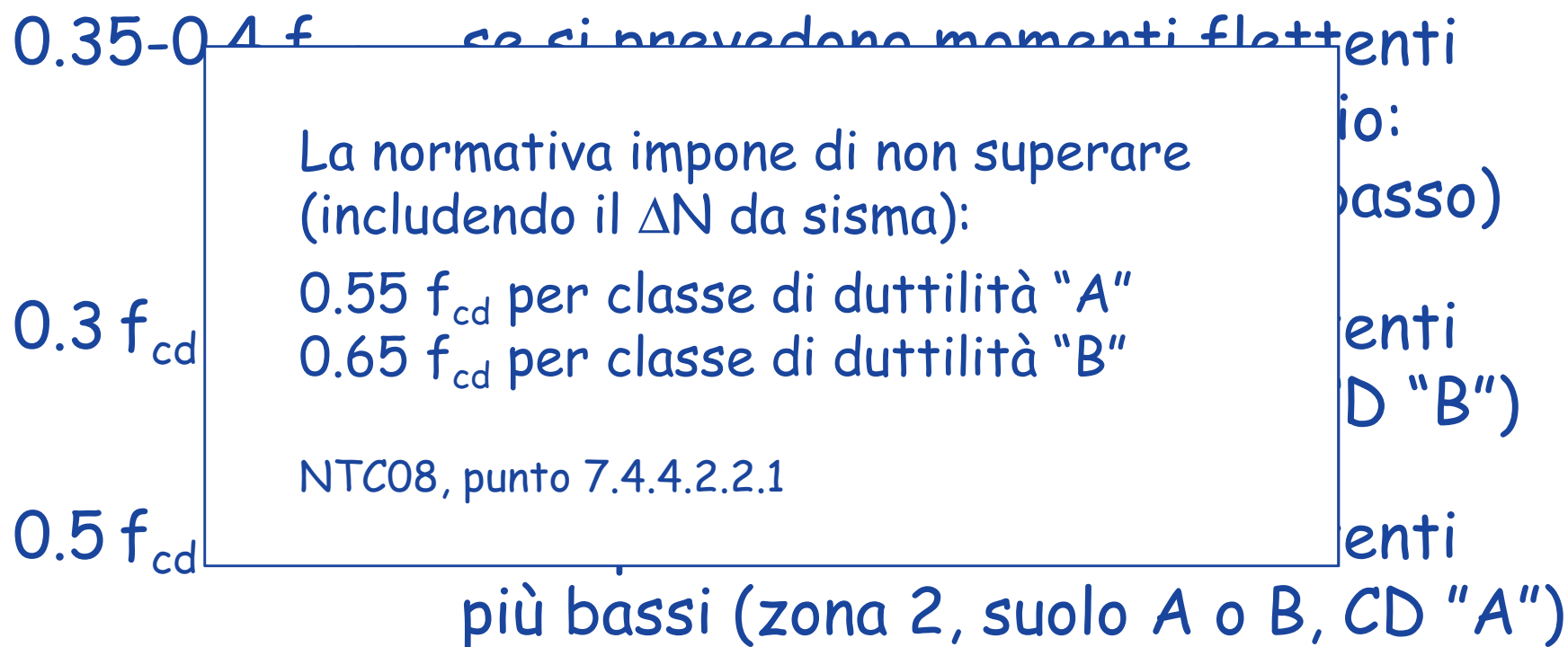
in presenza di sisma ↗

- |                   |   |
|-------------------|---|
| $0.35-0.4 f_{cd}$ | se si prevedono momenti flettenti elevati, ma non troppo (esempio: zona 2, suolo C, q non troppo basso) |
| $0.3 f_{cd}$      | se si prevedono momenti flettenti più elevati (zona 1 o suolo D, CD "B")                                |
| $0.5 f_{cd}$      | se si prevedono momenti flettenti più bassi (zona 2, suolo A o B, CD "A")                               |

# Considerazioni sezioni dei pilastri

In linea di massima può essere opportuno controllare che, nella sezione del primo ordine, la tensione media  $N/A_c$  non superi:

in presenza di sisma ↗



# Considerazioni sezioni dei pilastri

- Si inizia in genere a dimensionare la sezione più sollecitata, cioè quella del primo ordine
- Lo si fa tenendo conto delle tensioni medie innanzi indicate ma soprattutto in base alle coppie M-N previste
- È opportuno usare per i diversi pilastri del primo ordine un numero basso di tipi di sezione (max 2 o 3) ed evitare eccessive differenze di momento d'inerzia:
  - quindi cercare di mantenere - più o meno - la stessa altezza delle sezioni e variare la base



# Considerazioni sezioni dei pilastri

- È opportuno ridurre gradualmente la sezione andando verso l'alto, ma è importante:
  - limitare le variazioni di sezione, che sono sempre possibile causa di errori costruttivi
  - evitare forti riduzioni di tutti i pilastri ad uno stesso piano
  - mantenere una dimensione adeguata, non troppo piccola, anche ai piani superiori

# Dimensionamento travi e pilastri per tener conto anche del sisma

Preliminarmente:  
effetto dei carichi verticali

- Valutare il momento flettente nelle travi, in assenza e in presenza di sisma
- Valutare lo sforzo normale nei pilastri, in assenza e in presenza di sisma


Poi:  
effetto del sisma

- Valutare il momento flettente indotto dal sisma nelle travi e nei pilastri
- Valutare la variazione di sforzo normale indotto dal sisma nei pilastri

(b)

Prima stima dell'effetto del sisma

# Effetto del sisma

- Stima delle masse
  - Fattore di struttura e spettro di progetto
  - Stima iniziale del periodo
  - Valutazione delle forze per analisi statica
  - Ripartizione del taglio tra i pilastri
  - Stima del momento flettente nei pilastri
  - Stima del momento flettente nelle travi
- 
- Dimensionamento sezioni
  - Valutazione rigidezze e nuova stima periodo
  - Stima degli spostamenti per SLD
  - Eventuali iterazioni

# Masse

In un edificio in cemento armato con struttura intelaiata 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 m <sup>2</sup>	Incidenza kN/m <sup>2</sup>	Peso 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 progetto

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

$$q = q_0 K_R$$

$q_0$  dipende dalla classe di duttilità (CD "A" o CD "B")

può dipendere anche dal valore  $\alpha_u/\alpha_1$  legato alla iperstaticità dello schema

$K_R$  dipende dalla regolarità in altezza

anche la regolarità in pianta influisce (poco) su  $q$



# Quale valore per $q$ ?

Classe di duttilità:  
la scelta è molto importante

- È obbligatorio usare classe di duttilità "B" per strutture con solo travi a spessore
- Può essere preferibile usare classe di duttilità "B" quando le ordinate dello spettro di risposta elastico non sono molto alte
- Conviene usare classe di duttilità "A" quando le ordinate dello spettro di risposta elastico sono molto alte

# Quale valore per $q$ ?

Classe di duttilità:  
la scelta è molto importante

- È obbligatorio usare la classe di duttilità "B" quando le ordinate dello spettro di risposta elastico sono molto alte
- Può essere scelta la classe di duttilità "A" quando le ordinate dello spettro di risposta elastico sono molto alte

Già discussa nella presentazione precedente

# Quale valore per $q$ ?

Regolarità della struttura:  
deve esserci sempre

- La regolarità in altezza deve essere ottenuta dosando opportunamente la variazione delle sezioni lungo la verticale
- La regolarità in pianta (che corrisponde ad un comportamento traslazionale e non rotazionale) deve essere ottenuta dosando dimensioni ed orientamento dei pilastri in pianta

# 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"

$q_0 = 3.0 \alpha_u / \alpha_1$       struttura intelaiata in c.a. - CD "B"

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

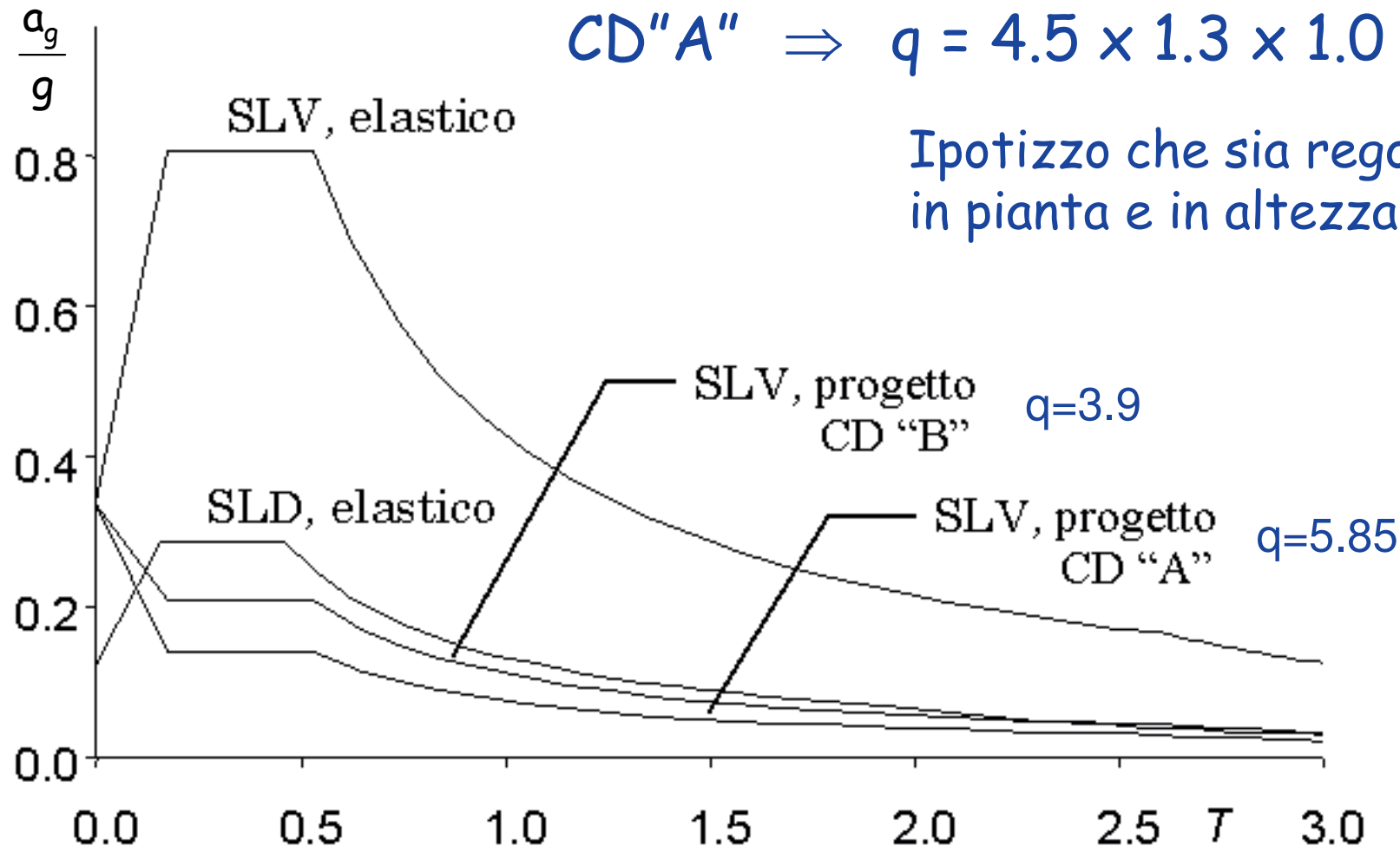
$K_R = 1$       la struttura è regolare in altezza

# Spettro di progetto

Ipotizzo (per ora) di realizzare la struttura ad alta duttilità

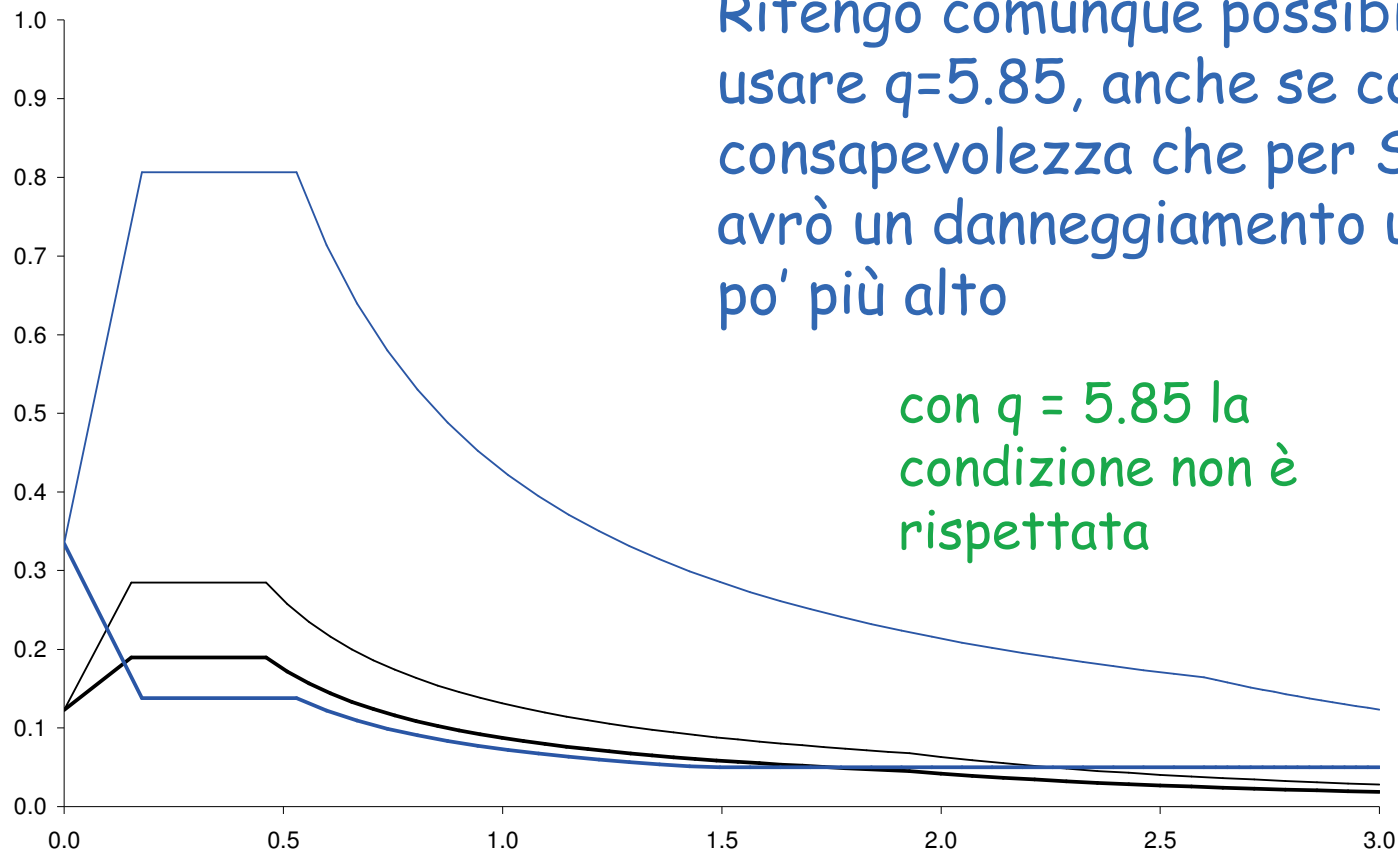
$$CD "A" \Rightarrow q = 4.5 \times 1.3 \times 1.0 = 5.85$$

Ipotizzo che sia regolare in pianta e in altezza



# Considerazioni: novità introdotte dalla bozza NTC

- Viene indicato di scegliere valori del fattore di comportamento  $q$  tali che sia  $S_{d(SLV)} \geq S_{d(SLD)}$



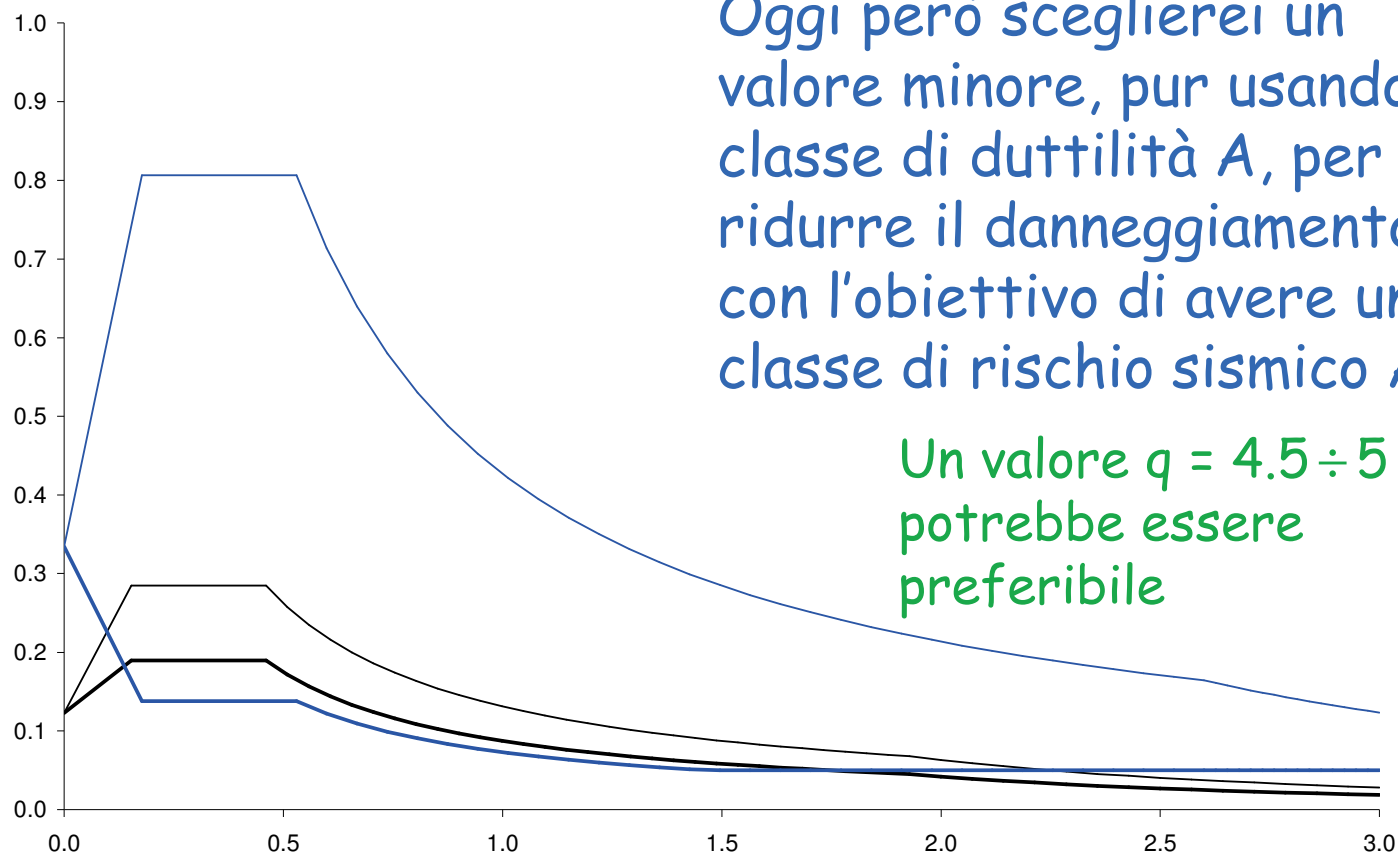
Ritengo comunque possibile usare  $q=5.85$ , anche se con la consapevolezza che per SLD avrò un danneggiamento un po' più alto

con  $q = 5.85$  la condizione non è rispettata

# Considerazioni:

## novità introdotte dalla bozza NTC 2014

- Viene indicato di scegliere valori del fattore di comportamento  $q$  tali che sia  $S_{d(SLV)} \geq S_{d(SLD)}$



# Ordinata spettrale

Dipende dal periodo

Si può assumere in prima approssimazione  $T_1 = C_1 H^{3/4}$

con

$$C_1 = 0.075$$

per strutture intelaiate in c.a.

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

La Bozza NTC14 dice che il periodo fondamentale deve essere stimato (non più in funzione dell'altezza ma) in funzione dello spostamento  $d$  ottenuto applicando forze orizzontali pari alle masse  $T_1 = 2\sqrt{d}$

Questa indicazione non è utile in fase di dimensionamento

Bozza NTC14, punto 7.3



# Ordinata spettrale

Dipende dal periodo

Si può assumere in prima approssimazione  $T_1 = C_1 H^{3/4}$

con

$$C_1 = 0.075$$

per strutture intelaiate in c.a.

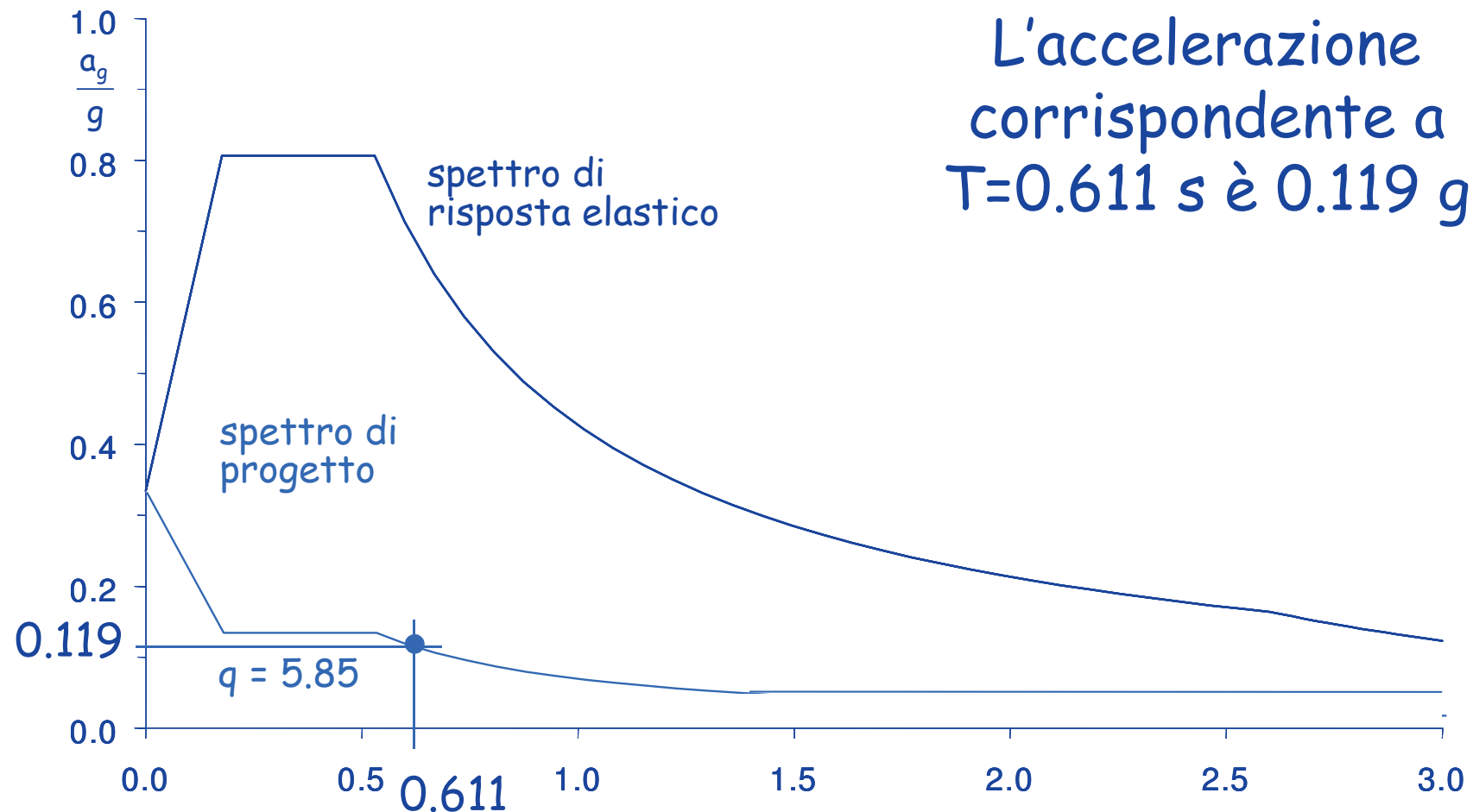
$H$  = altezza dell'edificio dal  
piano di fondazione (m)

Nell'esempio:

$$H = 16.40 \text{ m} \quad (\text{escluso torrino})$$

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

# Esempio - ordinata spettrale



# Forze per analisi statica

Taglio alla base

$$V_b = 0.85 \sum_{i=1}^n m_i S_d(T_1) =$$
$$= 0.85 \times 15756 \times 0.119 = 1593.7 \text{ kN}$$

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		

# Prima previsione dei risultati del calcolo

Per stimare l'effetto delle forze orizzontali:

1. Ripartire il taglio di piano tra i pilastri "che contano"; se necessario, incrementarlo per tener conto dell'eccentricità propria del sistema
2. Valutare il momento nei pilastri, in funzione del taglio e della posizione del punto di nullo di  $M$
3. Valutare il momento nelle travi, dall'equilibrio dei nodi
4. Valutare il  $\Delta N$  nei pilastri, dal taglio nelle travi
5. Incrementare i momenti per tenere conto di:
  - eccentricità accidentale
  - effetto combinato delle diverse componenti
  - gerarchia delle resistenze per i pilastri

# Previsione delle caratteristiche della sollecitazione

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

Nella fase iniziale di dimensionamento conviene (in genere) pensare di assegnare la stessa sezione a tutti i pilastri di uno stesso piano

Poiché non si conosce ancora la sezione dei pilastri e delle travi si può pensare che il sisma si è portato dai pilastri "che contano" cioè quelli di coltello e con travi emergenti

In alternativa (e in particolare nel caso di sole travi a spessore) si può considerare come pilastro base quello di coltello con due travi emergenti e stimare la rigidità degli altri come aliquota di questa ("pilastri equivalenti")

# Previsione delle caratteristiche della sollecitazione

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

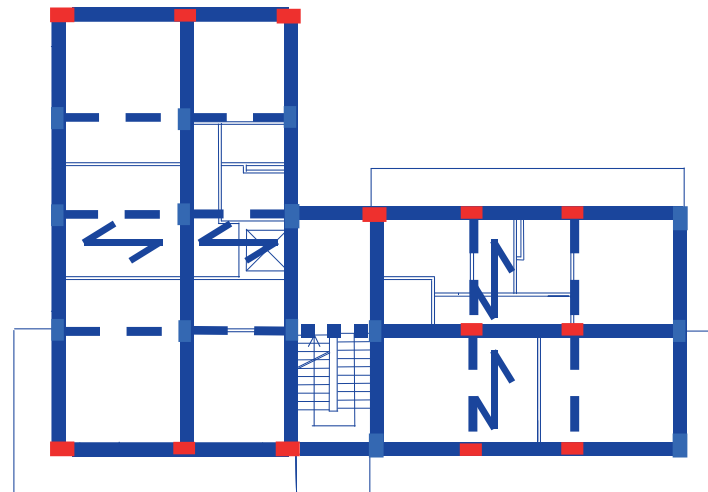
In fasi successive, una volta dimensionate le sezioni di travi e pilastri si può stimare con maggior precisione la rigidezza dei singoli pilastri e quindi ripartire il taglio in base a questa rigidezza

In alcuni casi questa maggior precisione porta a risultati diversi, ma spesso le differenze sono minime ed il maggior onere del calcolo è poco utile perché non comporta vantaggi

# 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

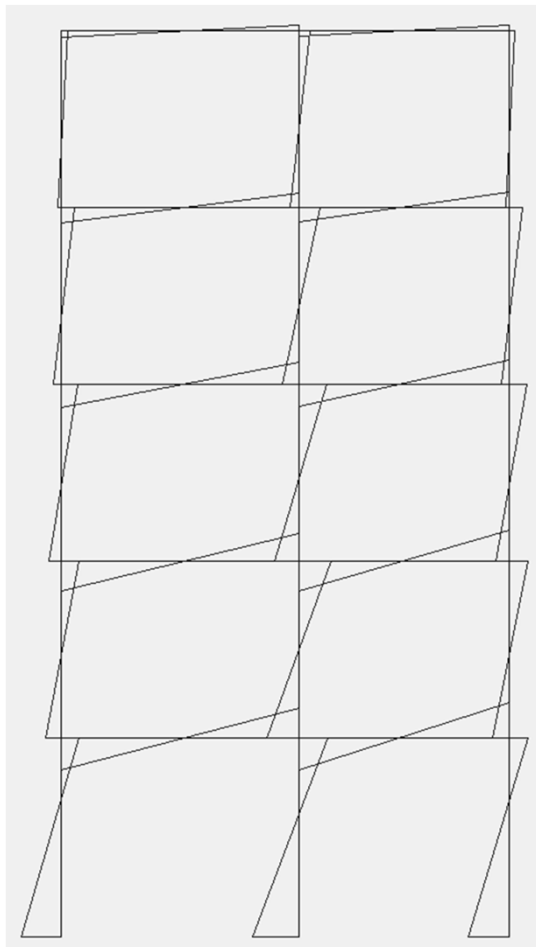
In eventuali iterazioni posso ripartire in base alle rigidezze calcolate separatamente per ciascun pilastro

Avrò una precisione maggiore, ma con più fatica

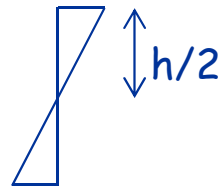
Ritengo che non vi siano rilevanti rotazioni per effetto dell'eccentricità propria del sistema, quindi non modifico questi valori

# Previsione delle caratteristiche della sollecitazione

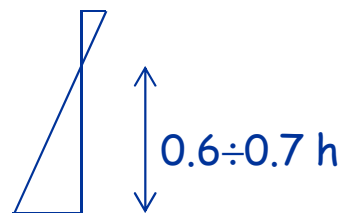
2. Valutare il momento nei pilastri, in funzione del taglio e della posizione del punto di nullo di  $M$



Tipico diagramma di  $M$  per  
effetto di forze orizzontali



ai piani superiori

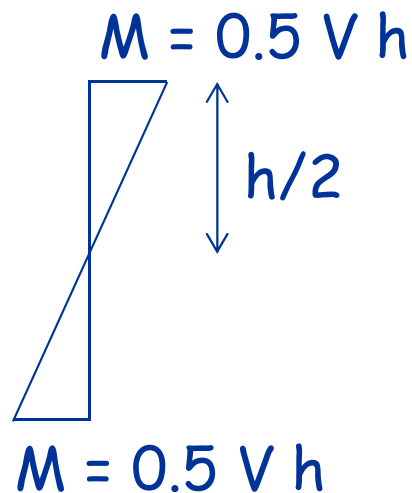


al primo ordine

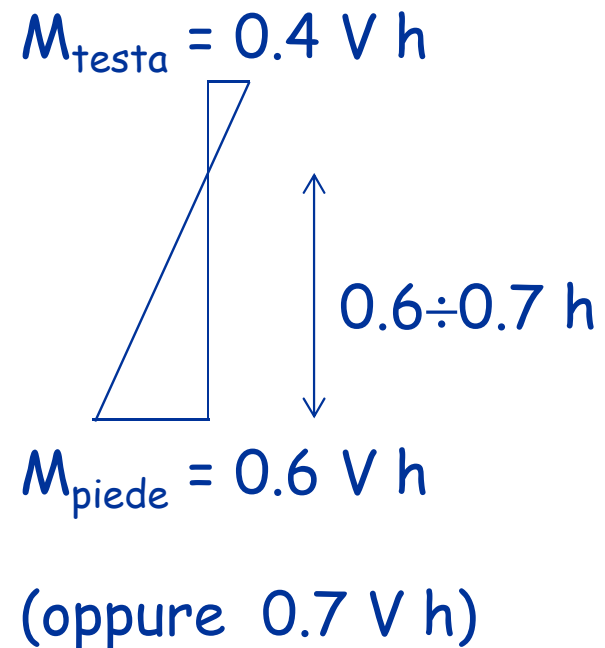
# Previsione delle caratteristiche della sollecitazione

2. Valutare il momento nei pilastri, in funzione del taglio e della posizione del punto di nullo di  $M$

ai piani superiori



al primo 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			264.8

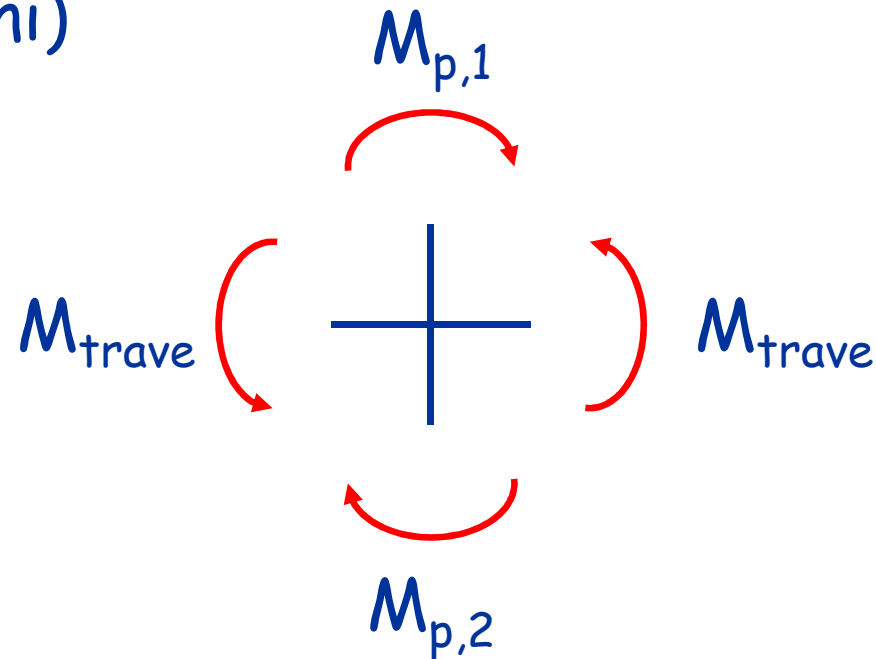
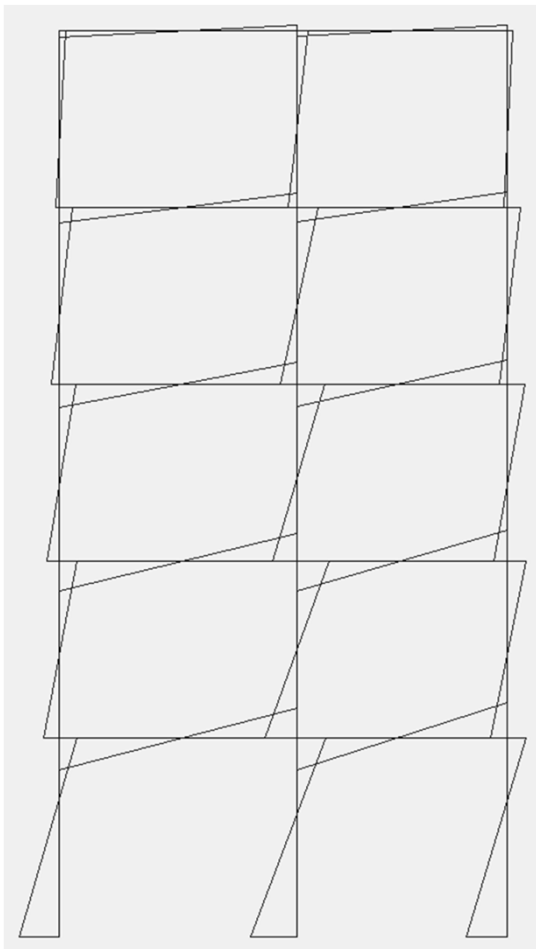
$M = V h / 2$

$M = V 0.4 h$

$M = V 0.6 h$

# Previsione delle caratteristiche della sollecitazione

3. Valutare il momento nelle travi, dall'equilibrio dei nodi (nei nodi interni)

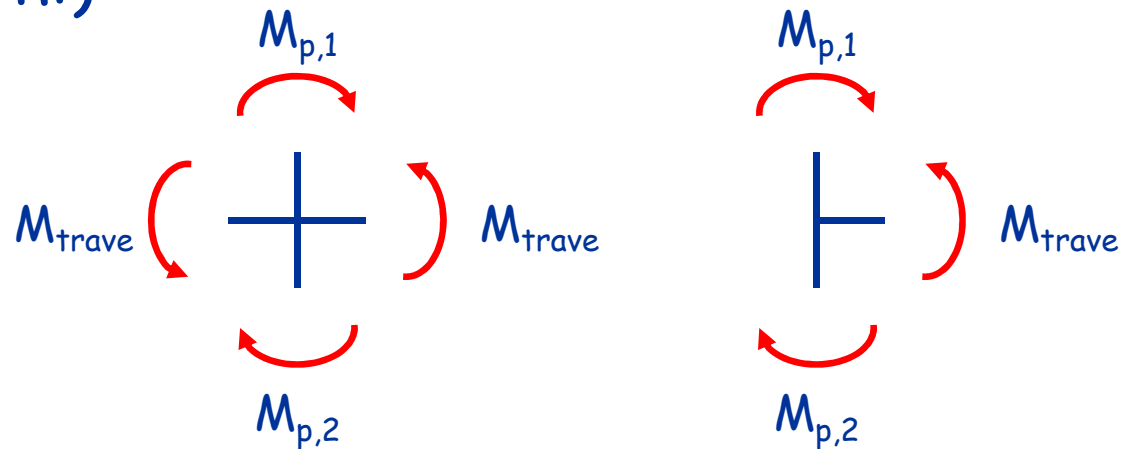
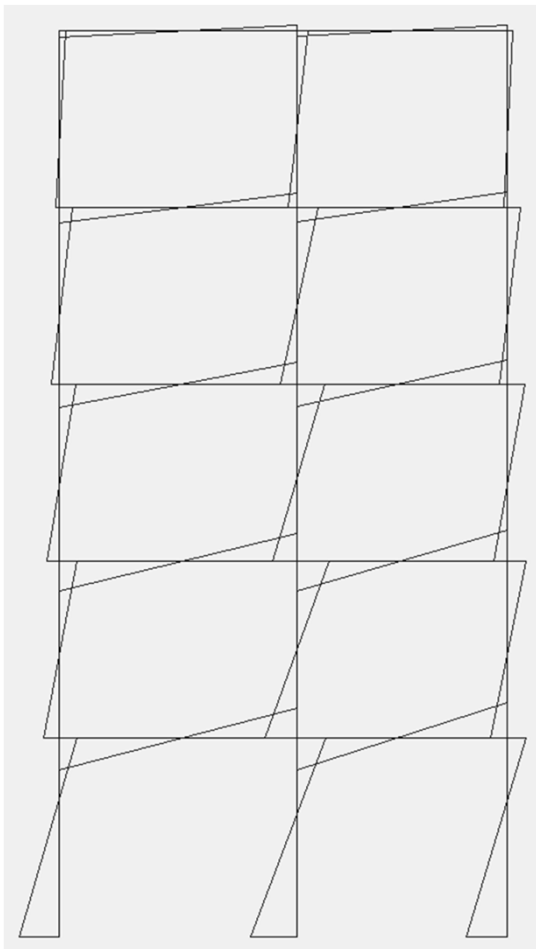


Per l'equilibrio:

$$M_{trave} = \frac{M_{p,1} + M_{p,2}}{2}$$

# Previsione delle caratteristiche della sollecitazione

3. Valutare il momento nelle travi, dall'equilibrio dei nodi (nei nodi interni)



Se si è fatto un calcolo più preciso, valutando la rigidezza dei singoli pilastri si può anche differenziare la situazione per i nodi perimetrali da quella dei nodi interni

# 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			264.8	

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

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

# Previsione delle caratteristiche della sollecitazione

## 4. Valutare il $\Delta N$ nei pilastri

Nei pilastri di estremità (o dove c'è una trave rigida ed una a spessore) nasce un  $\Delta N$  dovuto al taglio nelle travi

Il taglio può essere stimato, pensando a momenti uguali ed opposti ai due estremi della trave, come

$$V_{\text{trave}} = \frac{2 M_{\dagger}}{l_{\text{trave}}}$$

Il  $\Delta N$  ad un ordine è la somma dei tagli delle travi sovrastanti

$$\Delta N_{\text{pil},n} = \sum_{i=n}^N V_{\text{trave},i}$$



# Caratteristiche della sollecitazione

## 4 - $\Delta N$ nei pilastri

$$V_{t,5} = 2 M_{t,5} / l$$

$$l_{trave} = 4.10 \text{ m} \quad \Delta N = V_{t,5}$$

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)	Momento trave (kNm)	$\Delta N$ pilastro (kN)
5	549.6	42.3	67.6	33.8	16.5
4	968.2	74.5	119.2	93.4	62.0
3	1285.3	98.9	158.2	138.7	129.7
2	1500.9	115.5	184.7	171.5	213.4
1 testa	1593.8	122.6	176.5	180.6	301.5
piede			264.8		

$$\Delta N = V_{t,5} + V_{t,4}$$

# Caratteristiche della sollecitazione

## 4 - $\Delta N$ nei pilastri

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)	Momento trave (kNm)	$\Delta N$ pilastro (kN)
5	549.6	42.3	67.6	33.8	16.5
4	968.2	74.5	119.2	93.4	62.0
3	1285.3	98.9	158.2	138.7	129.7
2	1500.9	115.5	184.7	171.5	213.4
1 testa	1593.8	122.6	176.5	180.6	301.5
piede			264.8		

**IMPORTANTE:** Questi valori dovrebbero corrispondere a quelli forniti dal calcolo (analisi statica)

# Caratteristiche della sollecitazione

## Nota

- I valori innanzi mostrati sono stati calcolati facendo riferimento all'asse

Caratteristiche della sollecitazione - prima previsione								
I dati sono presi dal foglio Forze			Classe A		duttilità	alta		
Sisma in direzione x								
			n.pilastri	13		Ltra	4.10	m
Risoluzione dello schema base, traslante								
piano	Vi TOT	hi	n.pil	Vpil	Mpil	Mtra	Vtra	$\Delta N_{pil}$
5 + torino	549.6	3.20	13	42.3	67.6	33.8	16.5	16.5
4	968.1	3.20	13	74.5	119.2	93.4	45.6	62.0
3	1285.2	3.20	13	98.9	158.2	138.7	67.7	129.7
2	1500.8	3.20	13	115.4	184.7	171.5	83.7	213.4
1 testa	1593.7	3.60	13	122.6	176.5	180.6	88.1	301.5
1 piede					264.8			

# Caratteristiche della sollecitazione

## Nota

- È più corretto fare riferimento ai valori al filo trave o filo pilastro

Riduzione  
forfetaria  
del 10%

Valori a filo pilastro/trave								
piano				Vpil	Mpil	Mtra	Vtra	$\Delta N_{pil}$
5 + torrino				42.3	60.9	30.4	16.5	16.5
4				74.5	107.2	84.1	45.6	62.0
3				98.9	142.4	124.8	67.7	129.7
2				115.4	166.2	154.4	83.7	213.4
1 testa				122.6	158.9	162.5	88.1	301.5
1 piede					264.8			

Escluso incastro  
al piede 1° ordine

# Previsione delle caratteristiche della sollecitazione

5. Incrementare i momenti per tenere conto di:
- eccentricità accidentale
  - effetto combinato delle diverse componenti
  - gerarchia delle resistenze per i pilastri

Se la struttura è sufficientemente rigida torsionalmente, per tener conto dei primi due può essere sufficiente incrementare del 20%

Questo incremento si riferisce solo ai telai perimetrali

# Caratteristiche della sollecitazione

## 5a - incremento per eccentricità

+20%

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)	Momento trave (kNm)	$\Delta N$ pilastro (kN)
5	549.6	42.3	60.9	30.4	16.5
4	968.2	74.5	107.2	84.1	62.0
3	1285.3	98.9	142.4	124.8	129.7
2	1500.9	115.5	166.2	154.4	213.4
1 testa	1593.8	122.6	158.9	162.5	301.5
piede			264.8		

Questo incremento si riferisce solo ai telai perimetrali

# Caratteristiche della sollecitazione

## 5a - incremento per eccentricità

+20%

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)	Momento trave (kNm)	$\Delta N$ pilastro (kN)
5	549.6	50.7	73.1	36.5	19.8
4	968.2	89.4	128.7	100.9	74.5
3	1285.3	118.6	170.8	149.8	155.6
2	1500.9	138.5	199.5	185.2	256.0
1 testa	1593.8	147.1	190.7	195.0	361.8
piede			317.7		

Questo incremento si riferisce solo ai telai perimetrali

# Previsione delle caratteristiche della sollecitazione

5. Incrementare i momenti per tenere conto di:
- eccentricità accidentale
  - effetto combinato delle diverse componenti
  - gerarchia delle resistenze per i pilastri

La gerarchia delle resistenze dovrebbe essere presa in considerazione solo dopo aver armato le travi

In via approssimata si possono aumentare le sollecitazioni nei pilastri (a parte la sezione al piede del 1° ordine), moltiplicandole per 1.5 a tutti i piani nel caso di CD "A" (1.5 anche per CD "B", con le modifiche della Bozza NTC)



# Caratteristiche della sollecitazione

## 5b - gerarchia delle resistenze

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)	Momento trave (kNm)
5	549.6	50.7	73.1	36.5
4	968.2	89.4	128.7	100.9
3	1285.3	118.6	170.8	149.8
2	1500.9	138.5	199.5	185.2
1 testa	1593.8	147.1	190.7	195.0
piede			317.7	

Questi valori vanno incrementati per garantire un meccanismo di collasso globale

La Bozza NTC (punto 7.2.2) impone gerarchia delle resistenze anche per CD"B", con la stessa sovraresistenza della CD"A" (1.3)

# Caratteristiche della sollecitazione

## 5b - gerarchia delle resistenze

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)	Momento trave (kNm)
5	549.6	50.7	109.6	36.5
4	968.2	89.4	193.0	100.9
3	1285.3	118.6	256.3	149.8
2	1500.9	138.5	299.2	185.2
1 testa	1593.8	147.1	286.0	195.0
piede			317.7	

Moltiplicati  
per 1.5

## Caratteristiche della sollecitazione 5b - gerarchia delle resistenze

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)	Momento trave (kNm)
5	549.6	50.7	109.6	36.5
4	968.2	89.4	193.0	100.9
3	1285.3	118.6	256.3	149.8
2	1500.9	138.5	299.2	185.2
1 testa	1593.8	147.1	286.0	195.0
piede			317.7	

Questi valori dovrebbero corrispondere ai massimi forniti dal calcolo, includendo tutte le indicazioni di normativa

# Caratteristiche della sollecitazione per sisma in direzione x

Valori a filo pilastro/trave										Incremento per gerarchia delle resistenze			
piano				Vpil	Mpil	Mtra	Vtra	$\Delta N_{pil}$		incr.	Mpil		
5 + torino				42.3	60.9	30.4	16.5	16.5		1.5	91.3		
4				74.5	107.2	84.1	45.6	62.0		1.5	160.9		
3				98.9	142.4	124.8	67.7	129.7		1.5	213.5		
2				115.4	166.2	154.4	83.7	213.4		1.5	249.4		
1 testa				122.6	158.9	162.5	88.1	301.5		1.5	238.3		
1 piede					264.8					1	264.8		
Incremento per eccentricità (solo telai eccentrici)										Incremento per gerarchia delle resistenze			
piano			incr.	Vpil	Mpil	Mtra	Vtra	$\Delta N_{pil}$		incr.	Mpil		
5 + torino			1.20	50.7	73.1	36.5	19.8	19.8		1.5	109.6		
4			1.20	89.4	128.7	100.9	54.7	74.5		1.5	193.0		
3			1.20	118.6	170.8	149.8	81.2	155.6		1.5	256.3		
2			1.20	138.5	199.5	185.2	100.4	256.0		1.5	299.2		
1 testa			1.20	147.1	190.7	195.0	105.7	361.8		1.5	286.0		
1 piede			1.20		317.8					1	317.8		

# Caratteristiche di sollecitazione nella direzione y

- Ho un numero diverso di pilastri (14 anziché 13) ma la differenza è modesta: l'ho fatto ma si può ritenere che i risultati non cambino
- C'è però la possibilità che lo schema non sia ben bilanciato. Ciò comporterebbe:
  - La necessità di aumentare le sollecitazioni in un lato dell'edificio (in questo caso il destro)
  - La necessità di considerare la struttura non regolare in pianta e ridurre leggermente  $q$

Ma in questi casi è opportuno **ridimensionare la struttura** per evitare o almeno ridurre la rotazione

# Caratteristiche della sollecitazione per sisma in direzione y

Valori a filo pilastro/trave									Incremento per gerarchia delle resistenze				
piano				Vpil	Mpil	Mtra	Vtra	$\Delta N_{pil}$		incr.	Mpil		
5 + torino				39.3	56.5	28.3	15.3	15.3		1.5	84.8		
4				69.2	99.6	78.0	42.3	57.6		1.5	149.4		
3				91.8	132.2	115.9	62.8	120.4		1.5	198.3		
2				107.2	154.4	143.3	77.7	198.1		1.5	231.6		
1 testa				113.8	147.5	150.9	81.8	279.9		1.5	221.3		
1 piede					245.9					1	245.9		
Incremento per eccentricità (solo telai eccentrici)									Incremento per gerarchia delle resistenze				
piano			incr.	Vpil	Mpil	Mtra	Vtra	$\Delta N_{pil}$		incr.	Mpil		
5 + torino			1.20	47.1	67.8	33.9	18.4	18.4		1.5	101.8		
4			1.20	83.0	119.5	93.6	50.8	69.1		1.5	179.2		
3			1.20	110.2	158.6	139.1	75.4	144.5		1.5	238.0		
2			1.20	128.6	185.2	171.9	93.2	237.7		1.5	277.9		
1 testa			1.20	136.6	177.0	181.1	98.2	335.9		1.5	265.6		
1 piede			1.20		295.1					1	295.1		

(c)

Dimensionamento

# Dimensionamento

- Le sollecitazioni trovate possono essere utilizzate per dimensionare le sezioni di travi e pilastri
- In momenti successivi, dopo aver effettuato il calcolo con un apposito programma, i valori che si otterranno devono essere confrontati con quelli previsti:
  - Una buona corrispondenza consente la validazione del calcolo
  - Eventuali differenze rilevanti possono essere segno di errori nel calcolo, che lo renderebbero "non validato"



# Dimensionamento: travi emergenti

- Le sollecitazioni da sisma sono elevate ai piani inferiori e centrali

Piano	Momento trave (kNm)
5	36.5
4	100.9
3	149.8
2	185.2
1	195.0

Nota: sto considerando i valori includendo l'effetto dell'eccentricità perché c'è una trave perimetrale molto caricata; per le travi centrali questo effetto non c'è

# Dimensionamento: travi emergenti

Momento per carichi verticali (con sisma)

$$M = \frac{q L^2}{10} = \frac{33 \times 4.20^2}{10} \cong 60 \text{ kNm}$$

Momento per azione sismica

$$M = 195 \text{ kNm}$$

Nota: ho incluso l'effetto dell'eccentricità perché c'è una trave perimetrale molto caricata; per le travi centrali questo effetto non c'è

Momento massimo, totale

$$M = 60 + 195 = 255 \text{ kNm}$$

# Dimensionamento: travi emergenti

Conti più dettagliati:  $M_{\max} = 232 \text{ kNm}$

Travi emergenti		(le travi a spessore sono verificate per soli carichi verticali)						
trave	18	19		impalcato	1		direzione	x
sisma	M =	162.5	kNm	perché la trave è vicina al baricentro				
car.vert.	M =	60.0	kNm	porta due campate di solaio				
TOT	MEd =	222.5	kNm					
trave	20	27		impalcato	1		direzione	y
sisma	M =	181.1	kNm	perché la trave è molto lontana dal baricentro				
car.vert.	M =	30.0	kNm	al piano terra è quasi scarica				
TOT	MEd =	211.1	kNm					
trave	20	27		impalcato	2		direzione	y
sisma	M =	171.9	kNm	perché la trave è molto lontana dal baricentro				
car.vert.	M =	60.0	kNm	porta sbalzo laterale				
TOT	MEd =	231.9	kNm	necessaria 30x60				
trave	20	27		impalcato	4		direzione	y
sisma	M =	100.9	kNm	perché la trave è molto lontana dal baricentro				
car.vert.	M =	60.0	kNm	porta sbalzo laterale				
TOT	MEd =	160.9	kNm	basterebbe 30x50				

File Excel 1-Dimensionamento, foglio Dimensionamento

# Dimensionamento: travi emergenti

Dati:

Sezione rettangolare

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

$h$  = da determinare

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

$$M_{Ed} = 232 \text{ kNm}$$

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

Calcolo dell'altezza utile:

$$d = r \sqrt{\frac{M}{b}} = 0.018 \sqrt{\frac{232}{0.30}} = 0.50 \text{ m}$$

$$h_{min} = d + c = 54 \text{ cm}$$

sezione: 30x60

# Dimensionamento: travi emergenti

- Le sollecitazioni da sisma sono elevate ai piani inferiori e centrali

Piano	Momento trave (kNm)
5	36.5
4	100.9
3	149.8
2	185.2
1	195.0

... ma si riducono di molto  
ai piani superiori

È possibile ridurre le  
sezioni, ma avere travi  
rigide limita gli spostamenti  
della struttura

La riduzione sarebbe necessaria  
se le sezioni fossero eccessive

Nel mio caso, mantengo 30x60 al  
4° impalcato, passo a 30x50 al 5°

# Dimensionamento: pilastri

- Le sollecitazioni da sisma sono elevate al primo e secondo ordine

Piano	Momento pilastro (kNm)
5	109.6
4	193.0
3	256.3
2	299.2
1 testa	286.0
piede	317.7

Nota: sto considerando i valori includendo l'effetto dell'eccentricità, perché i pilastri perimetrali ne risentono sicuramente

Ho anche considerato forfaitariamente l'effetto della gerarchia di resistenza pilastro-trave per tutte le sezioni (tranne alla base)

# Dimensionamento: pilastri

Piano	Momento pilastro (kNm)	Sforzo normale (kN)	$\Delta N$ da sisma (kN)
5	109.6	$77 \div 253$	$\pm 19.8$
4	193.0	$154 \div 451$	$\pm 74.5$
3	256.3	$231 \div 649$	$\pm 155.6$
2	299.2	$308 \div 847$	$\pm 256.0$
1 testa	286.0	$385 \div 1045$	$\pm 361.8$
piede	317.7		

Coppie M-N  
più gravose

$$M = 299 \text{ kNm}$$

$$N_{\min} = 52 \text{ kN}$$

$$M = 317 \text{ kNm}$$

$$N_{\max} = 1407 \text{ kN}$$

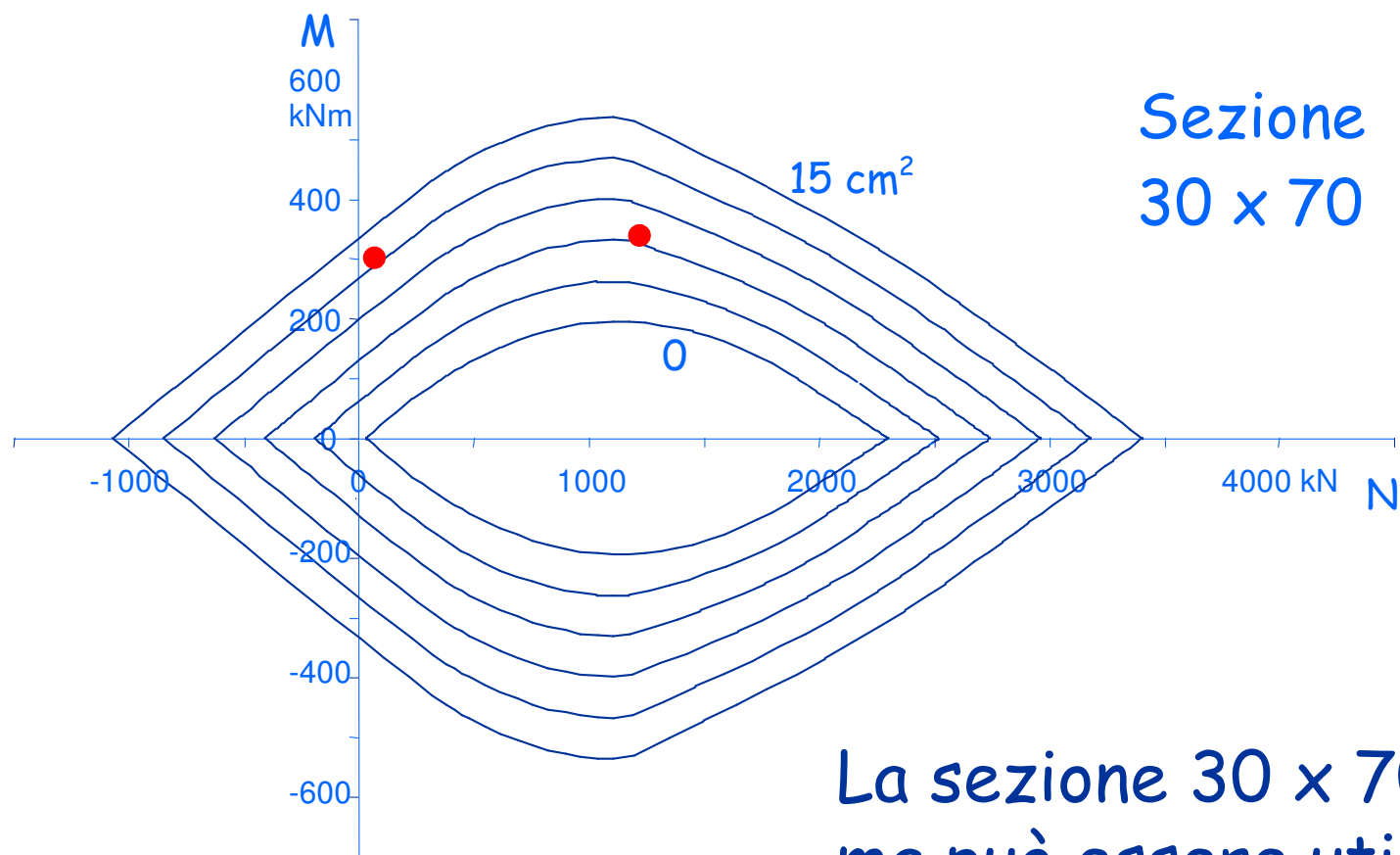
# Dimensionamento: pilastri

Pilastri									
pilastro	2			ordine	1 - piede		direzione	x	
sisma	$M_{Ed} =$	317.8	kNm	perché il pilastro è abbastanza lontano dal baricentro					
	$\Delta N =$	0	kN	perché è tra due travi emergenti					
car.vert.	$N =$	550	kN	perimetrale non di bordo					
	$N_{Ed,min} =$	550	kN		$N_{Ed,max} =$	550	kN		
pilastro	3			ordine	1 - piede		direzione	x	
sisma	$M_{Ed} =$	254.2	kNm	perché è abbastanza lontano dal baricentro, ma una sola trave emergente					
	$\Delta N =$	325	kN	perché ha una sola trave emergente					
car.vert.	$N =$	400	kN	d'angolo					
	$N_{Ed,min} =$	75	kN		$N_{Ed,max} =$	725	kN		
pilastro	2			ordine	2		direzione	x	
sisma	$M_{Ed} =$	299.2	kNm	perché il pilastro è abbastanza lontano dal baricentro					
	$\Delta N =$	0	kN	perché è tra due travi emergenti					
car.vert.	$N =$	440	kN	perimetrale non di bordo					
	$N_{Ed,min} =$	440	kN		$N_{Ed,max} =$	440	kN		
pilastro	3			ordine	2		direzione	x	
sisma	$M_{Ed} =$	239.4	kNm	perché è abbastanza lontano dal baricentro, ma una sola trave emergente					
	$\Delta N =$	256	kN	perché ha una sola trave emergente					
car.vert.	$N =$	320	kN	d'angolo					
	$N_{Ed,min} =$	64	kN		$N_{Ed,max} =$	576	kN		



# Dimensionamento: pilastri

Utilizzando il dominio M-N



Sezione  
30 x 70

$$M = 299 \text{ kNm}$$

$$N = 52 \text{ kN}$$

$$M = 317 \text{ kNm}$$

$$N = 1407 \text{ kN}$$

occorrono  
5  $\varnothing 20$  per lato

La sezione 30 x 70 è al limite  
ma può essere utilizzata

# Dimensionamento: pilastri

- Utilizzerò sezioni 30x70, necessarie per i tre ordini inferiori
- Potrei ridurre la sezione ai due ordini superiori, ma preferisco mantenerla invariata
  - Tutte le riseghe possono essere causa di errori di esecuzione
  - Ne avrei fatte solo se la sezione fosse troppo grande
  - In ogni caso, ai piani superiori non devo mai utilizzare sezioni minori di quella della trave emergente
- Potrei eventualmente variare le dimensioni (o ruotare pilastri) se penso di avere problemi di rotazione in pianta (lato destro deformabile)