

Università di Catania
Corso di laurea in ingegneria civile strutturale e geotecnica

Costruzioni in zona sismica

Dimensionamento e verifica di massima

13 novembre 2012

Aurelio Gheresi

Dimensionamento delle sezioni
e
verifica di massima

Dimensionamento solaio

Il solaio deve trasmettere i carichi verticali alle travi, senza eccessive deformazioni

$$s \leq \frac{L_{\max}}{25}$$

Lo spessore del solaio definisce l'altezza delle travi a spessore

Aumentare lo spessore del solaio in presenza di travi a spessore molto lunghe e caricate

L'impalcato (solaio più travi) deve trasmettere l'azione sismica agli elementi resistenti (telai)

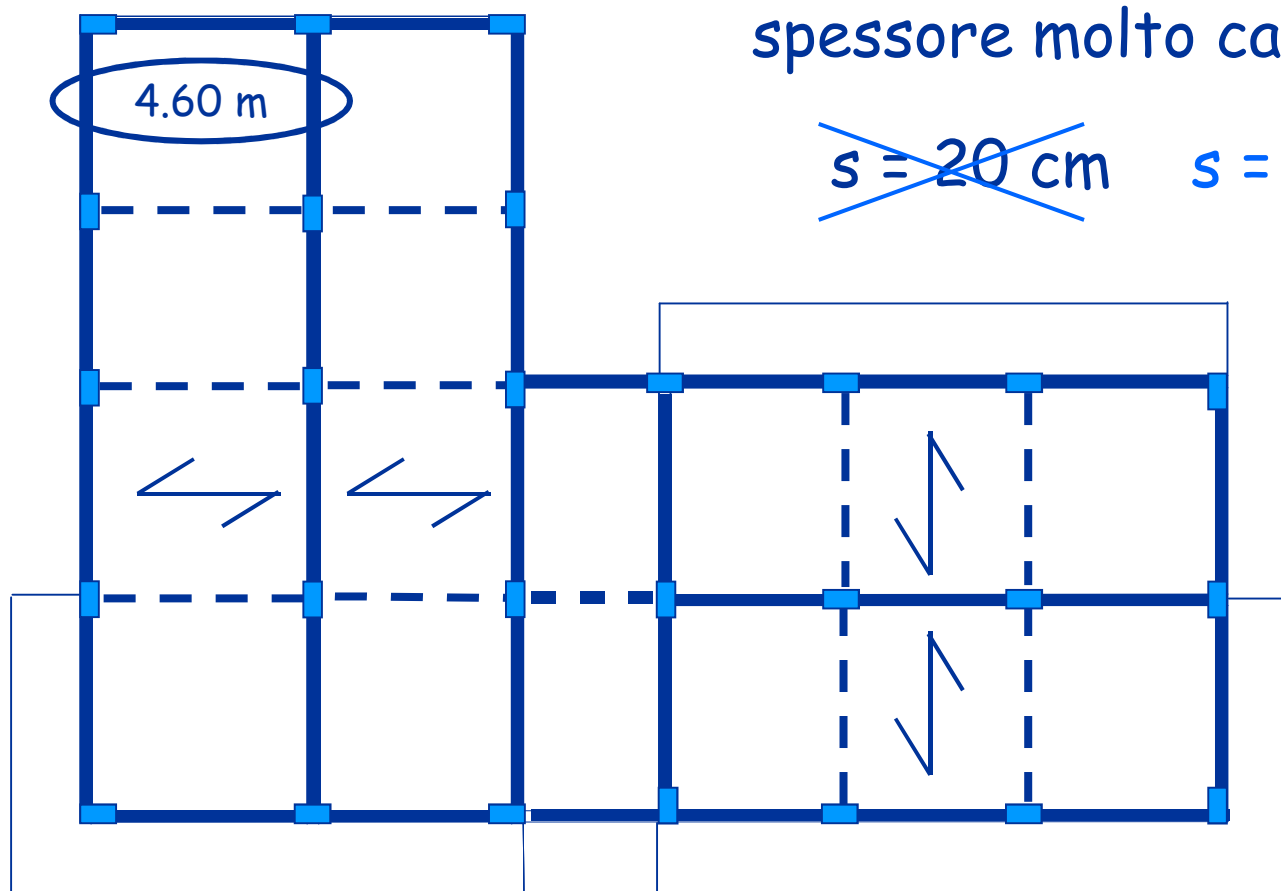
È sufficiente una buona soletta di 4-5 cm con rete $\varnothing 8 / 25 \times 25$

Esempio

La luce massima delle
campate di solaio è
inferiore a 5.00 m

Non ci sono travi a
spessore molto caricate

$$\cancel{s = 20 \text{ cm}} \quad s = 22 \text{ cm}$$



per il
torrino scala
 $s = 18 \text{ cm}$

Carichi unitari

Una volta definito lo spessore, si possono calcolare i carichi unitari (kN/m²)

	g_k	q_k	SLU solo c.v.	SLU con F
Solaio del piano tipo	4.0 + 1.2	2.0	10.0	5.8
Solaio di copertura	4.0	2.0	8.2	4.6
Solaio torrino scala	3.4	0.5	5.2	3.4
Sbalzo piano tipo	4.0	4.0	11.2	6.4
Sbalzo copertura	3.9	0.5	5.8	3.9
Scala	5.0	4.0	12.5	7.4

Dimensionamento travi a spessore

Se vi sono più travi emergenti che travi a spessore

Dimensionamento in base ai soli carichi
verticali

Se tutte le travi sono a spessore

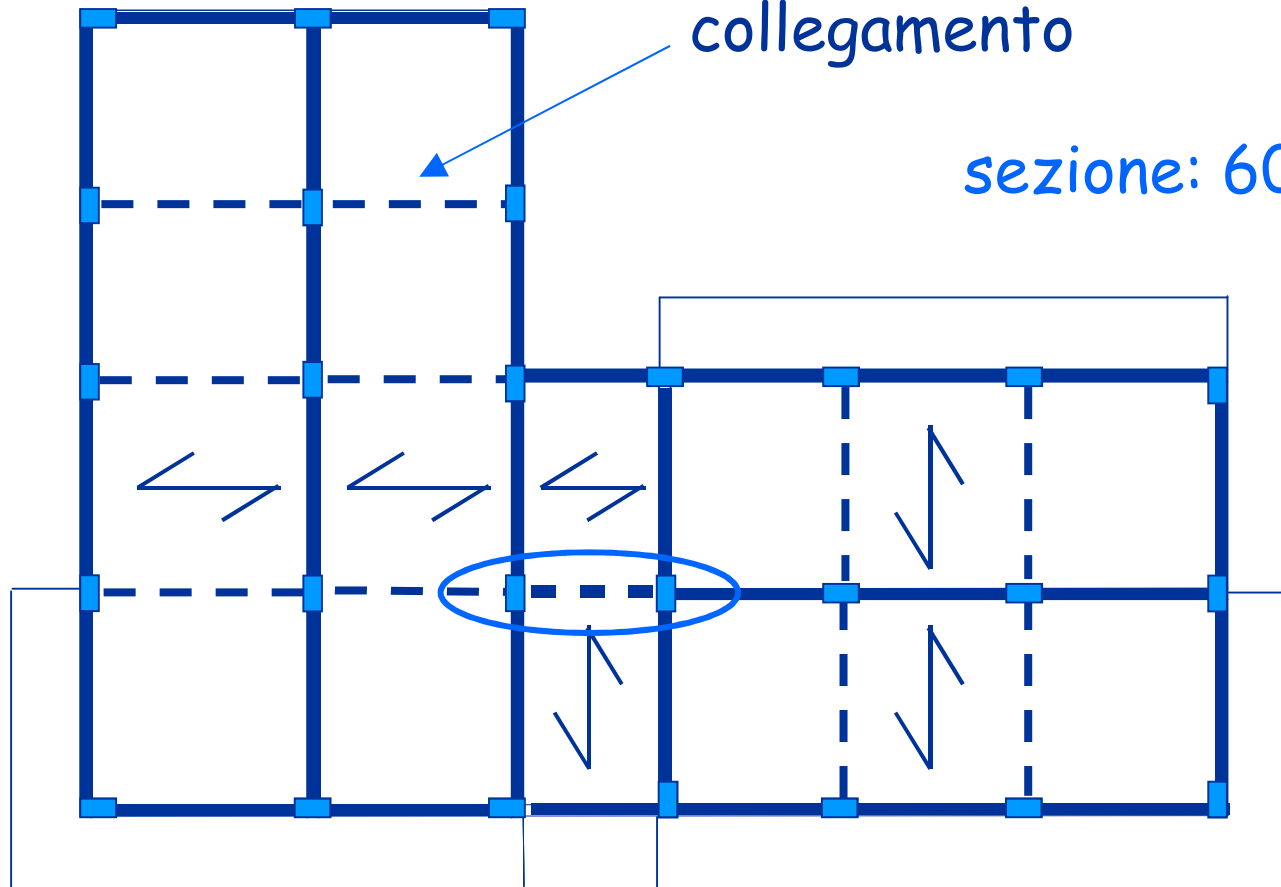
Aumentare l'altezza della trave (spessore del
solaio) di 4-6 cm, portandolo almeno a 28 cm

Esempio

L'unica trave a spessore
che porta carichi verticali
ha luce modesta (3 m)

Le altre travi sono solo di
collegamento

sezione: 60x22

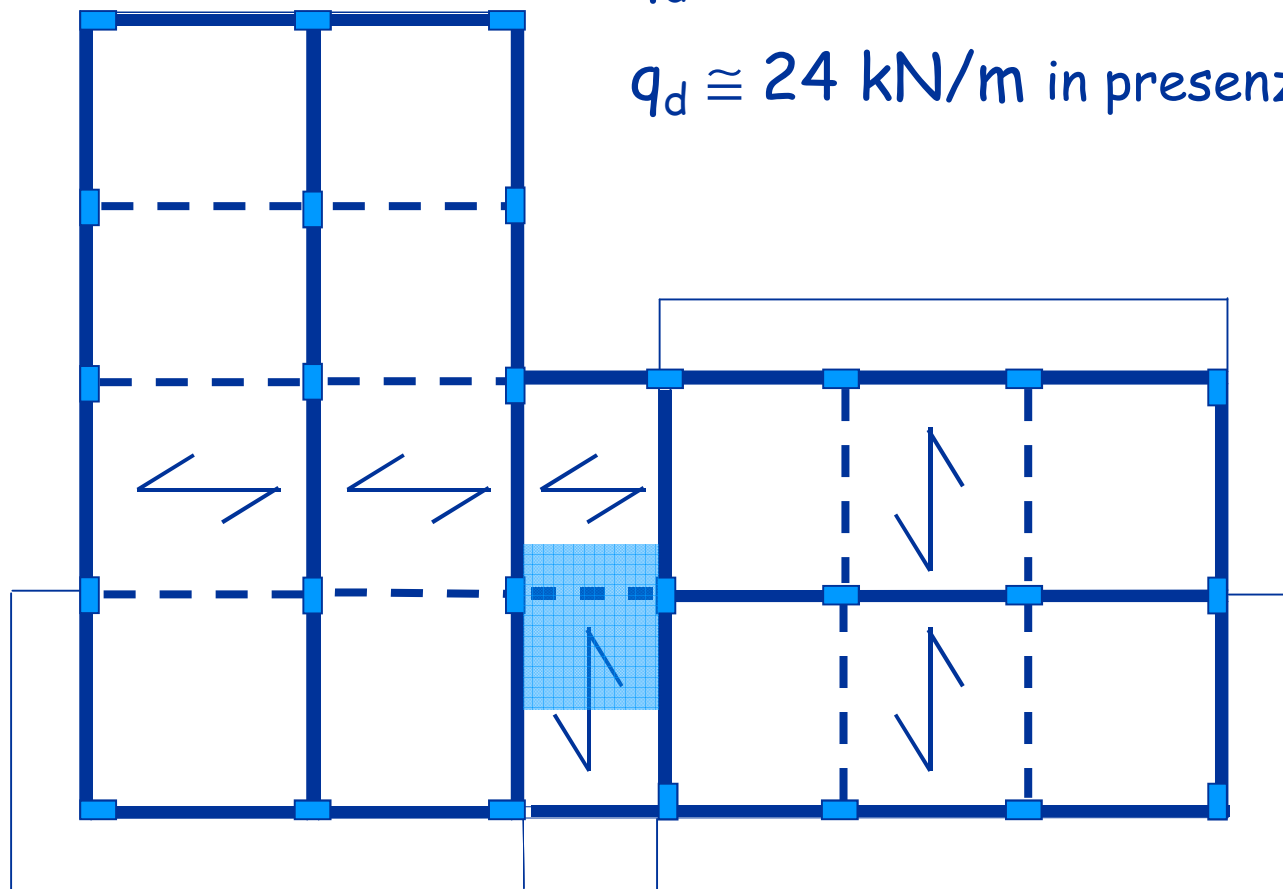


Esempio

La trave a spessore caricata
porta circa 2.5 m di scala e 1 m
di solaio

$q_d \cong 40 \text{ kN/m}$ in assenza di sisma

$q_d \cong 24 \text{ kN/m}$ in presenza di sisma



Esempio - dimensionamento travi a spessore

Momento per carichi verticali (in assenza di sisma)

$$M_{Ed} = \frac{q L^2}{10} = \frac{40 \times 3.0^2}{10} \cong 36 \text{ kNm}$$

Il momento totale in presenza di sisma certamente non è più grande

Momento per carichi verticali (con sisma)

$$M_{Ed} = \frac{q L^2}{10} = \frac{24 \times 3.0^2}{10} \cong 22 \text{ kNm}$$

Momento per azione sismica

è certamente molto piccolo

Esempio - dimensionamento travi a spessore

Dati:

Sezione rettangolare

b = da determinare

$h = 22 \text{ cm}$

$c = 4 \text{ cm}$

$M_{Ed} = 36 \text{ kNm}$

Calcestruzzo C25/30

$R_{ck} = 30 \text{ MPa}$

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

Calcolo della larghezza:

$$b = \frac{r^2 M}{d^2} = \frac{0.020^2 \times 36}{0.18^2} = 0.44 \text{ m}$$

La sezione 60x22
va bene

Dimensionamento travi emergenti

Si potrebbe stimare ad occhio il momento flettente di progetto delle travi più sollecitate

- il momento dovuto ai carichi verticali è facilmente prevedibile
- si potrebbe aggiungere un momento flettente stimato approssimativamente per tener conto della presenza delle azioni sismiche

È preferibile stimare le masse e determinare i momenti flettenti da sisma attraverso un calcolo semplificato

Altri carichi unitari

Una volta definita (anche sommariamente) la sezione delle travi, si può completare l'analisi dei carichi unitari (kN/m)

	g_k	q_k	SLU solo c.v	SLU con F
Travi 30 x 60	4.0		5.2	4.0
Travi 30 x 50	3.5		4.5	3.5
Travi 60 x 22	1.6		2.1	1.6
Tamponature	6.0		7.8	6.0
Tramezzi	3.0		3.9	3.0

Calcolo semplificato, ai fini del
dimensionamento delle sezioni

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 kN/m^2 (9 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 ²	Incidenza kN/m ²	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

$$q = q_0 K_R$$

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"

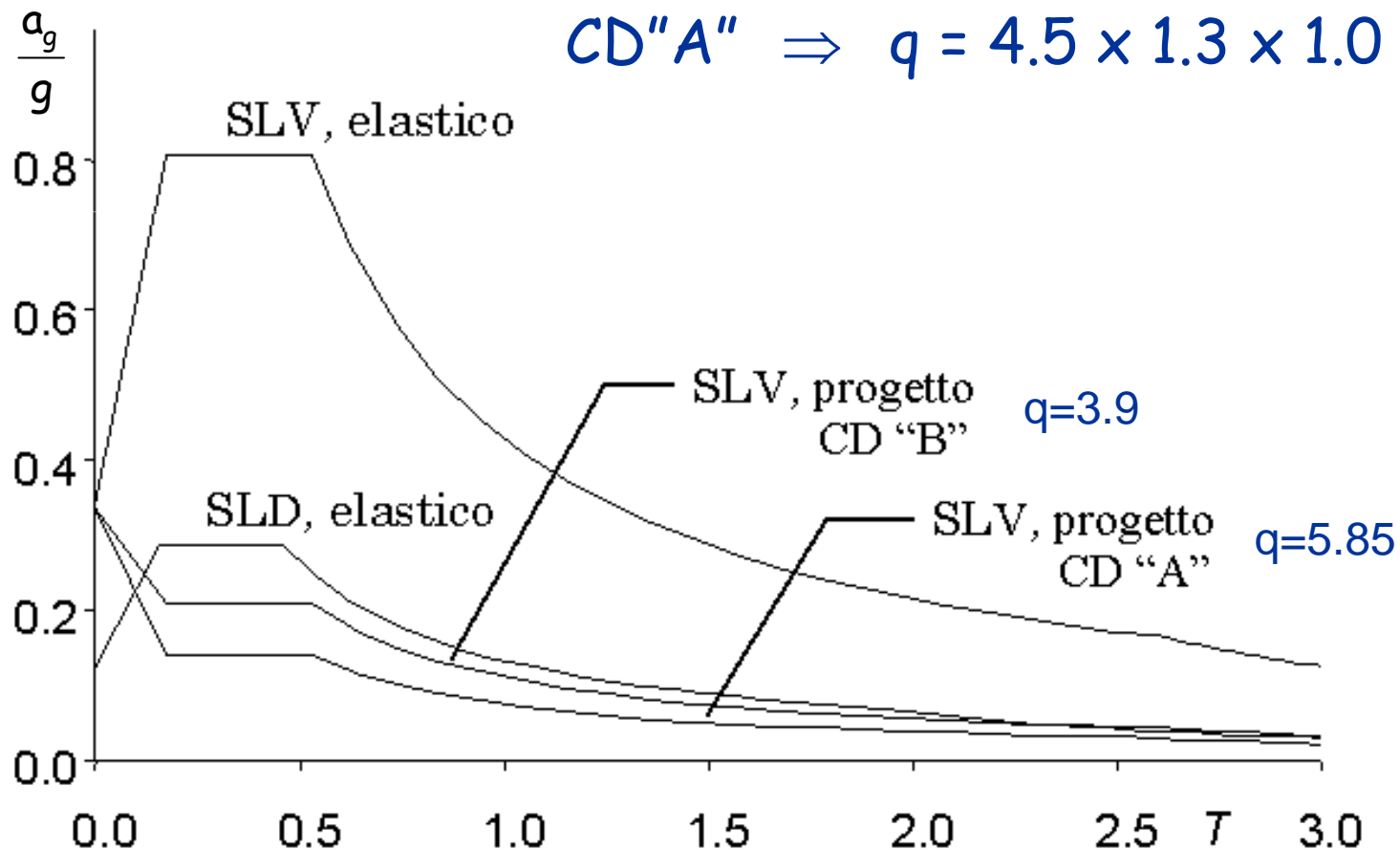
$\alpha_u / \alpha_1 = 1.3$ telaio con più piani e più campate

$K_R = 1$ la struttura è regolare in altezza

Spettro di progetto

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

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



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

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

Ordinata spettrale

Dipende dal periodo

Si può assumere $T_1 = C_1 H^{3/4}$

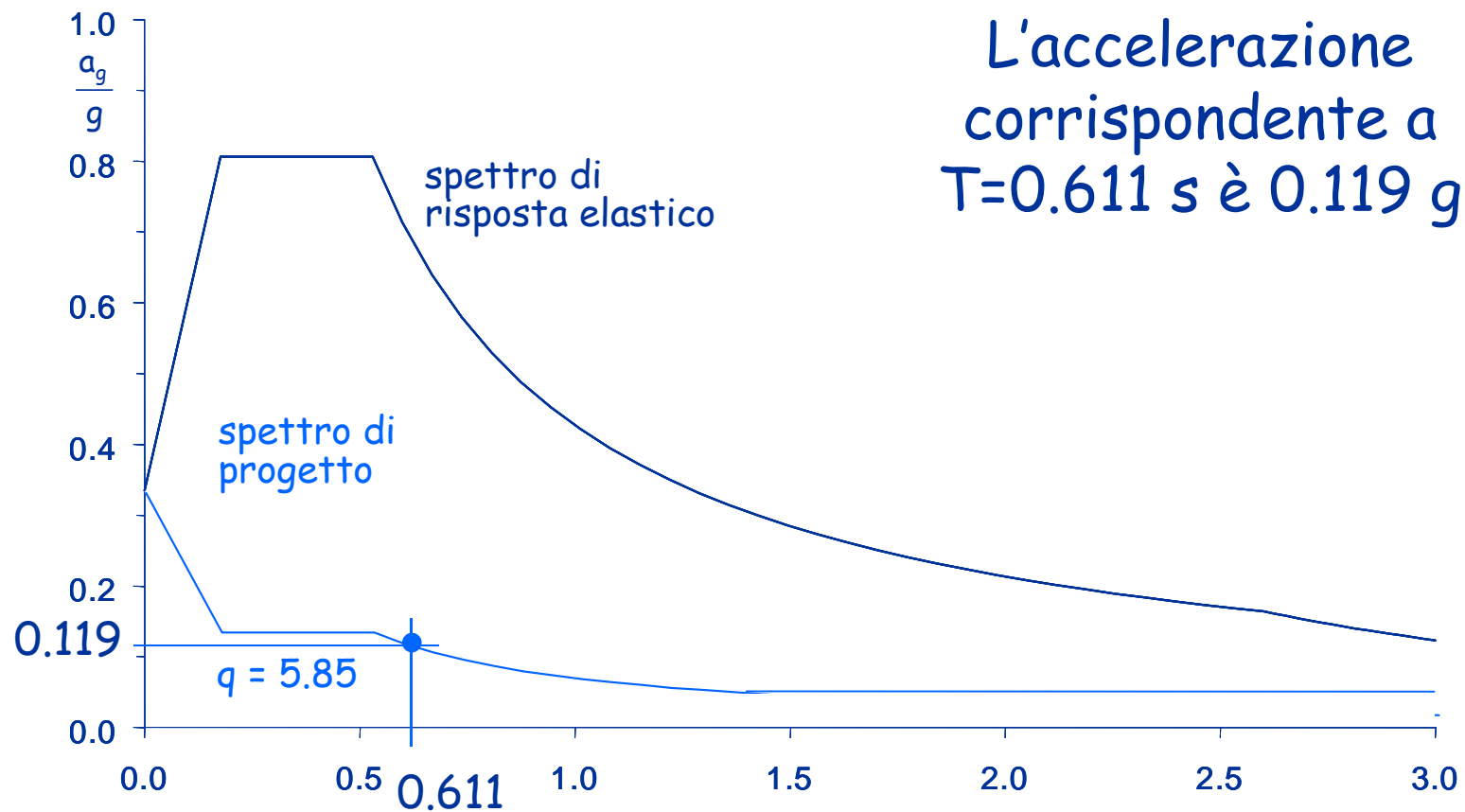
con

Il periodo così stimato potrebbe non essere giusto, ma questa valutazione (o altre dettate dall'esperienza) costituiscono il punto di partenza dell'analisi di dimensionamento

Nell'esempio: $H = 16.40 \text{ m}$ (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

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

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		

Previsione dei risultati del calcolo

L'effetto dei carichi verticali si stima agevolmente in funzione di carico q e luce l

ad esempio come $M = \frac{ql^2}{12}$ o valori simili

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

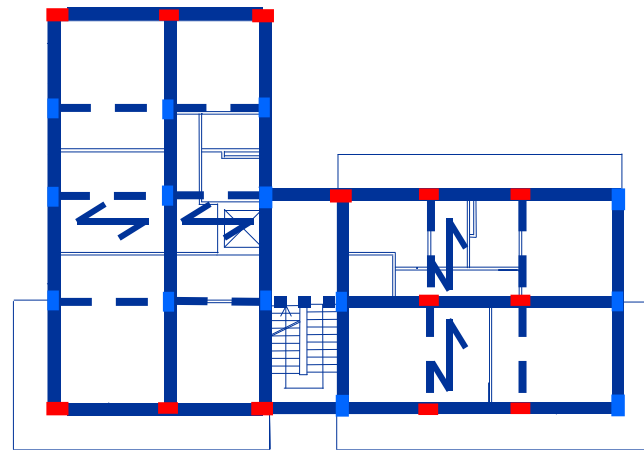
Previsione delle caratteristiche della sollecitazione

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

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

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

Avrei potuto ripartire in base alle rigidezze calcolate separatamente per ciascun pilastro

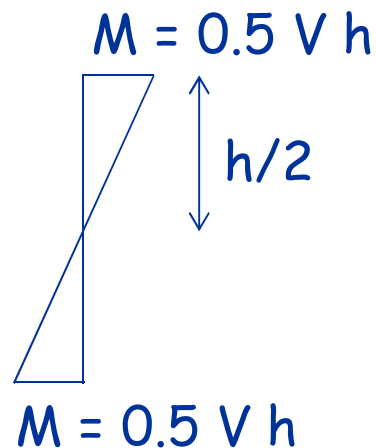
Avrei una precisione maggiore, ma con più fatica

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

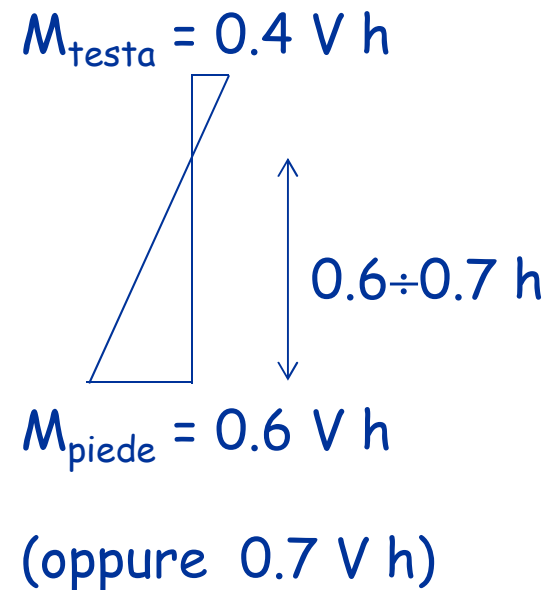
Previsione delle caratteristiche della sollecitazione

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

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

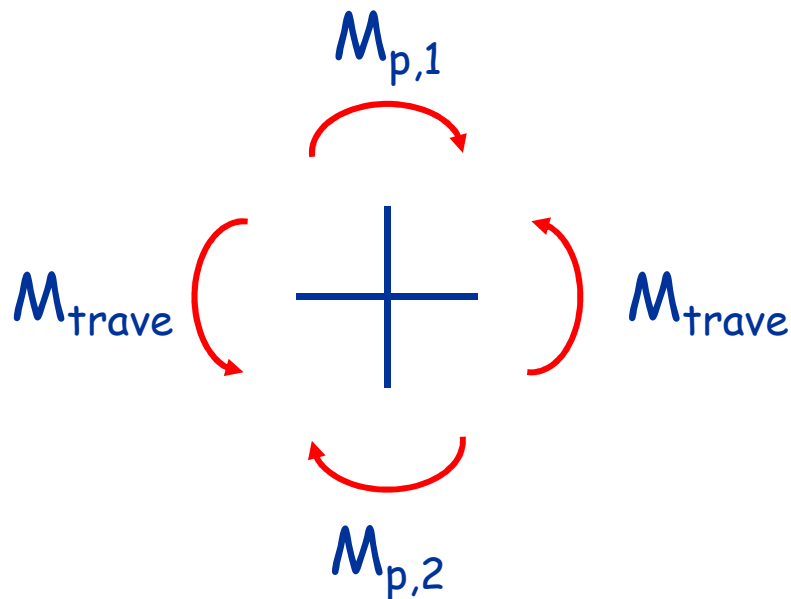
$$M = V h / 2$$

$$M = V 0.4 h$$

$$M = V 0.6 h$$

Previsione delle caratteristiche della sollecitazione

3. Valutare il momento nelle travi, dall'equilibrio dei nodi



Per l'equilibrio:

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

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. 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 4a - 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			264.8	

Questo incremento si riferisce solo ai telai perimetrali

Caratteristiche della sollecitazione 4a - 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			317.7	

+20%

Previsione delle caratteristiche della sollecitazione

4. 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" (1.3 per CD "B")

Caratteristiche della sollecitazione 4b - 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			317.7	

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 sovraresistenza 1.1 (mentre è 1.3 per CD"A")

Caratteristiche della sollecitazione 4b - 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			317.7	

Moltiplicati
per 1.5

Caratteristiche di sollecitazione nella direzione y

- Ho un numero diverso di pilastri (14 anziché 13) ma anche un periodo leggermente più basso (quindi forze leggermente più alte):
posso ritenere che i risultati non cambino
- C'è però la possibilità che lo schema non sia ben bilanciato. Ciò comporta:
 - La necessità di aumentare le sollecitazioni nel lato destro dell'edificio
 - La necessità di considerare la struttura non regolare in pianta e ridurre leggermente qo, meglio, è opportuno ridimensionare la struttura

Caratteristiche della sollecitazione

- Le sollecitazioni trovate possono essere usate, in una fase iniziale, per un corretto dimensionamento della struttura
- Nella fase finale, le sollecitazioni trovate dovranno essere confrontate con i valori forniti dal calcolo per “validarlo”

Dimensionamento: travi emergenti

Le sollecitazioni da sisma sono elevate ai piani inferiori e centrali

Le sollecitazioni da sisma si riducono di molto ai piani superiori

Sarebbe possibile ridurre le sezioni, ma avere travi rigide aiuta comunque i pilastri

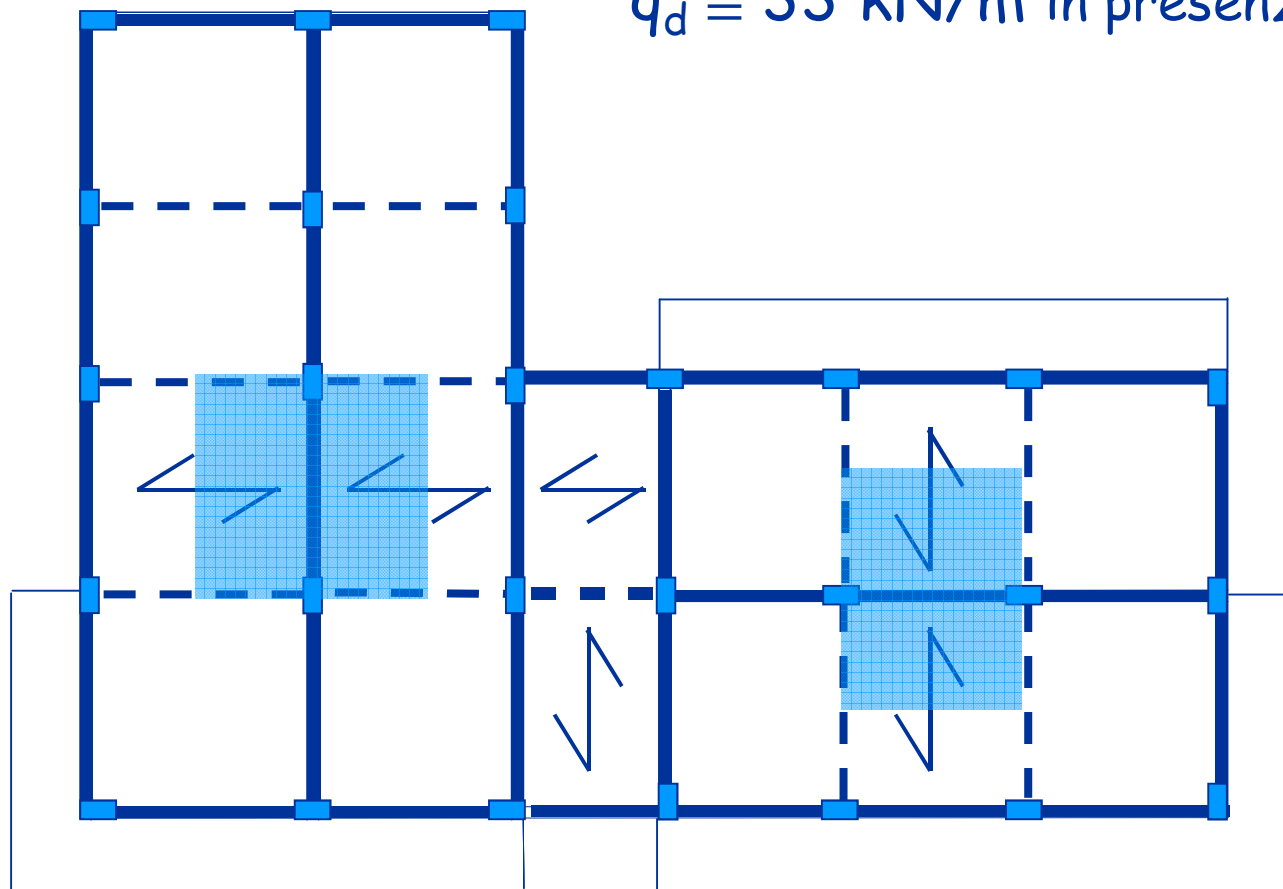
Lo farei se dovessi avere sezioni grandi

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



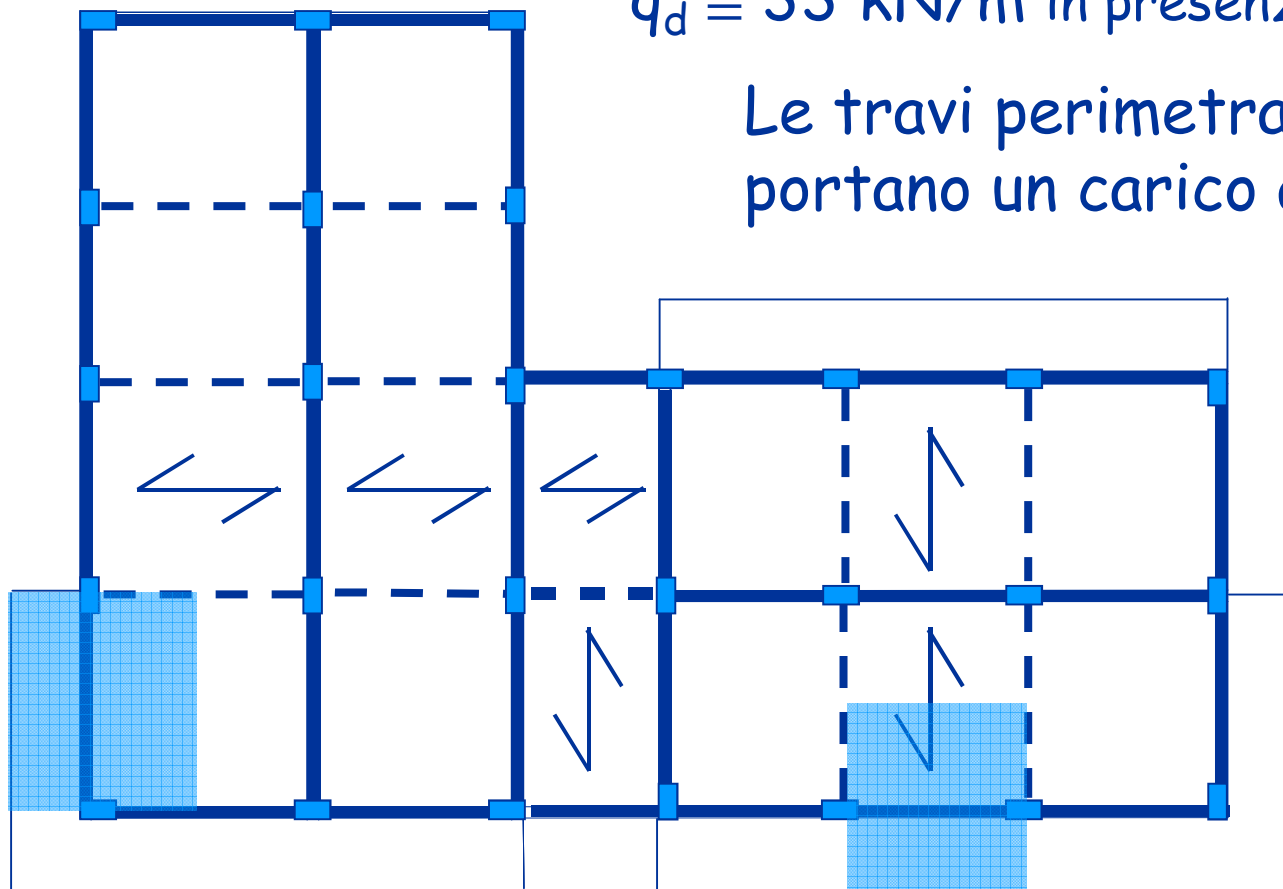
Esempio

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



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

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

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

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

Dimensionamento: travi emergenti

Dati:

Sezione rettangolare

$b = 30 \text{ cm}$

$h = \text{da determinare}$

$c = 4 \text{ cm}$

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

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

Calcolo dell'altezza utile:

$$d = r \sqrt{\frac{M}{b}} = 0.018 \sqrt{\frac{277}{0.30}} = 0.55 \text{ m}$$

sezione: 30x60

all'ultimo impalcato 30x50

Dimensionamento: pilastri

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			317.7	

Sezione più sollecitata

Dimensionamento: pilastri

- Lo sforzo normale può essere determinato facendo riferimento ai soli carichi verticali (quelli in presenza di sisma)
- La variazione di N da sisma può essere stimata in maniera approssimata

Dimensionamento: pilastri

Consiglio (forse superato):

1. Dimensionare la sezione del primo ordine
in modo che 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")

Dimensionamento pilastri

Consiglio (forse superato):

1. Dimensionare la sezione del primo ordine
in modo che la tensione media N/A_c non superi:

↖ in presenza di sisma

0.35-0

La normativa impone di non superare
(inclusendo il ΔN da sisma):

0.3 f_{cd}

0.55 f_{cd} per classe di duttilità "A"
0.65 f_{cd} per classe di duttilità "B"

0.5 f_{cd}

NTC08, punto 7.4.4.2.2.1

più bassi (zona 2, suolo A o B, CD "A")

Dimensionamento pilastri

Consigli, sempre validi:

2. 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

Dimensionamento pilastri

Consigli, sempre validi :

3. Ridurre gradualmente la sezione andando verso l'alto

Limitare le variazioni di sezione, che sono sempre possibile causa di errori costruttivi

Evitare forti riduzioni di tutti i pilastri ad uno stesso piano

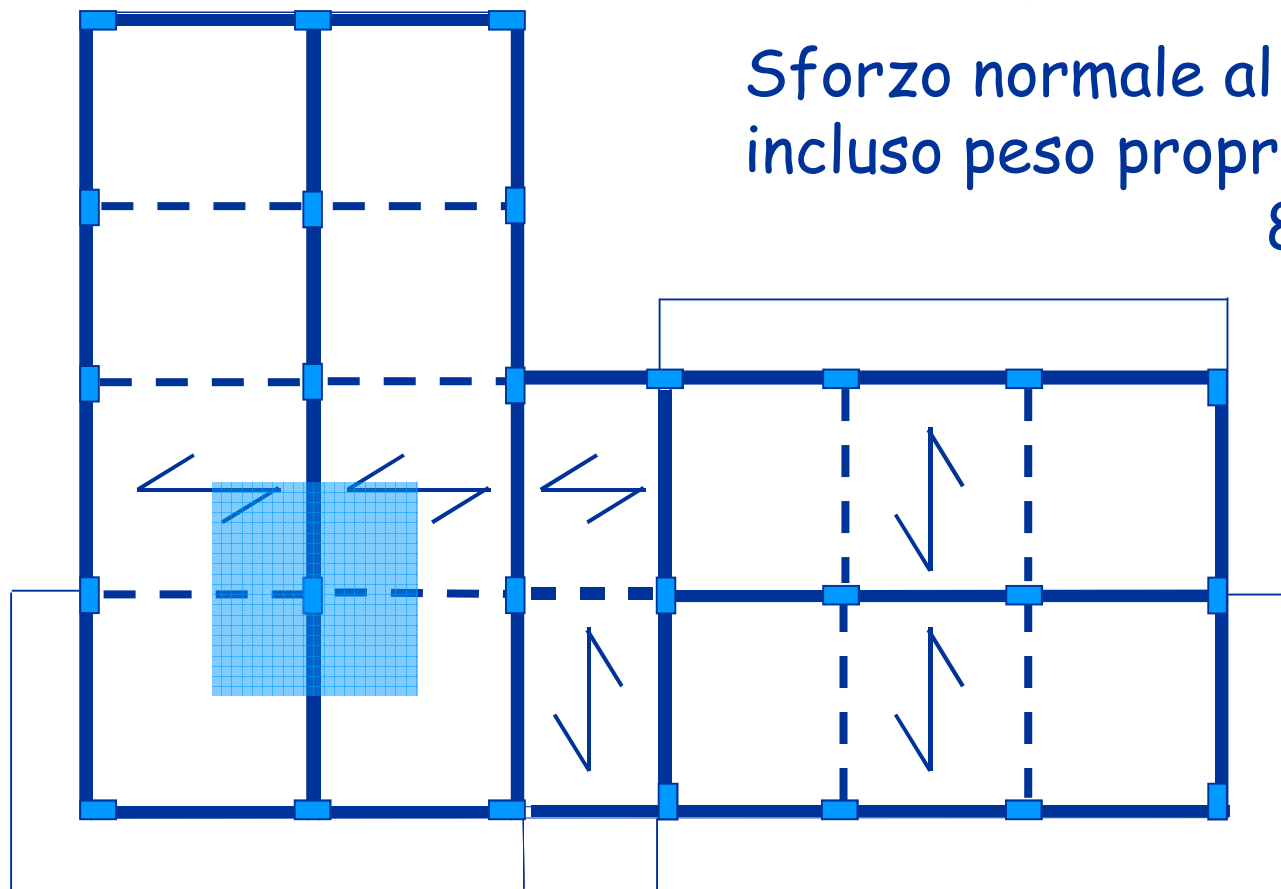
Mantenere una dimensione adeguata, non troppo piccola, anche ai piani superiori

Esempio

Pilastro interno, porta
8 m di trave
21 m² di solaio

Carico al piano: 150 kN

Sforzo normale al piede,
incluso peso proprio:
830 kN



Esempio

Pilastro laterale con sbalzo
pilastro d'angolo con sbalzi

Più o meno lo stesso

Sforzo normale al piede,
incluso peso proprio:
830 kN



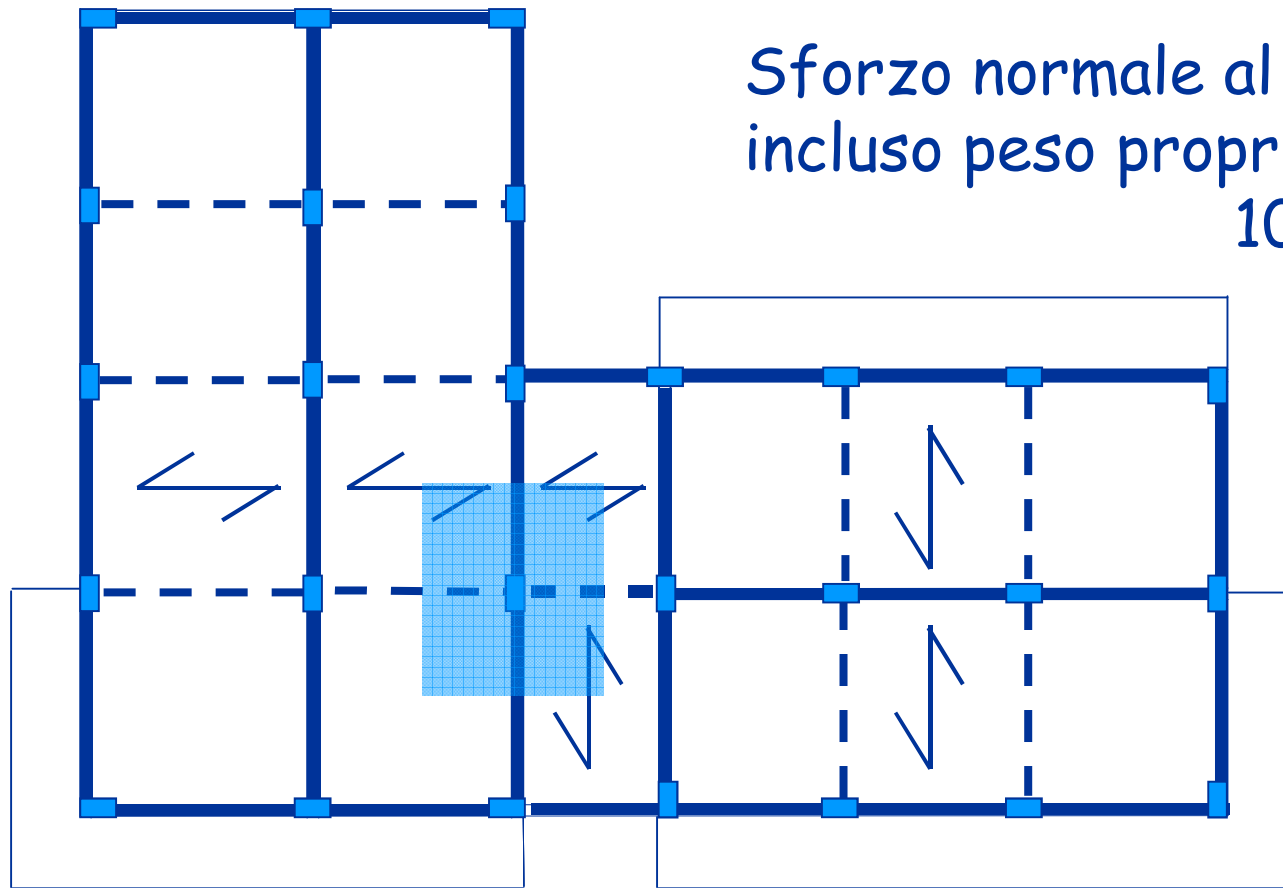
Esempio

Pilastro interno in
corrispondenza della scala

Di più, a causa del torrino

Sforzo normale al piede,
incluso peso proprio:

1050 kN



Esempio

Pilastro laterale privo di
sbalzo o d'angolo con uno
sbalzo

Carico al piano minore

Sforzo normale al piede,
incluso peso proprio:
600 kN



Esempio

Pilastro d'angolo
privo di sbalzo

Carico al piano ancora
minore

Sforzo normale al piede,
incluso peso proprio:
380 kN



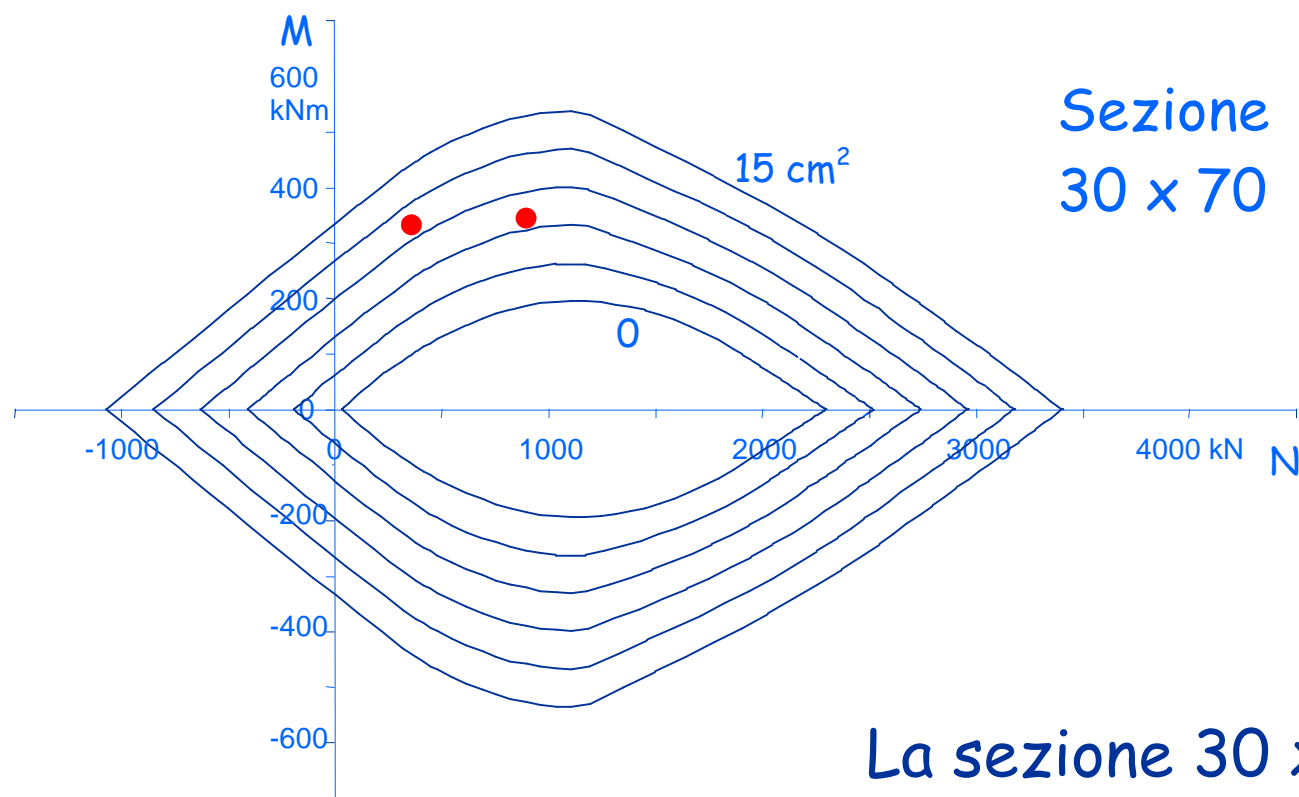
Esempio - dimensionamento pilastri

Tipo di pilastro	N_{Ed} (SLU con F)	A_c
Pilastri più caricati (20)	830 - 1050 kN	1650-2090 cm ²
Pilastri perimetrali senza sbalzo (5)	600 kN	1210 cm ²
Pilastri d'angolo senza sbalzo (2)	380 kN	770 cm ²

Se si prevedono sollecitazioni non troppo alte (zona 2, suolo C) $A_c = \frac{N_{Ed}}{0.35 f_{cd}} \cong \frac{N_{Ed}}{5.0} \times 10$

Dimensionamento: pilastri

Utilizzando il dominio M-N



$$M = 318 \text{ kNm}$$

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

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

Sezione
30 x 70

occorrono
4 Ø20 per lato

La sezione 30 x 70 va bene

Dimensionamento: pilastri

Variazione di sezione lungo l'altezza

La sezione 30 x 70 non crea problemi architettonici
e non comporta costi eccessivi

quindi la si può mantenere invariata per tutta
l'altezza

Solo per il torrino scala: sezioni 30x50
(ma forse avrei potuto farli come gli altri)

Ma attenzione al periodo ...

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

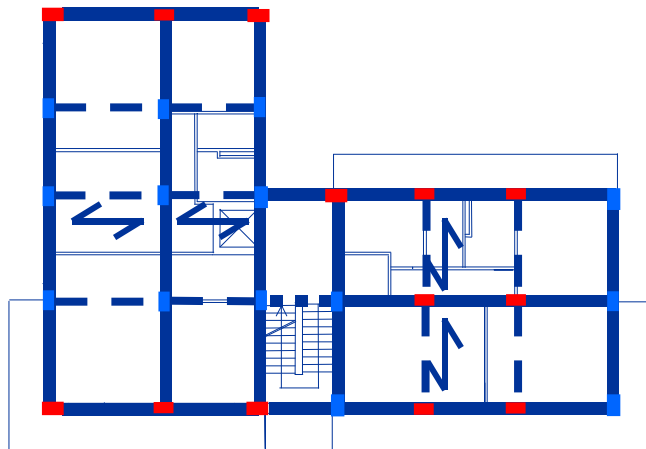
- Gli spostamenti possono essere stimati valutando approssimativamente le rigidezze
- Stima delle rigidezze
possibilità 1: approccio globale semplificato

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

considerando solo i pilastri "che contano"

Stima del periodo con formula di Rayleigh

- Stima delle rigidezze
possibilità 1: approccio globale semplificato



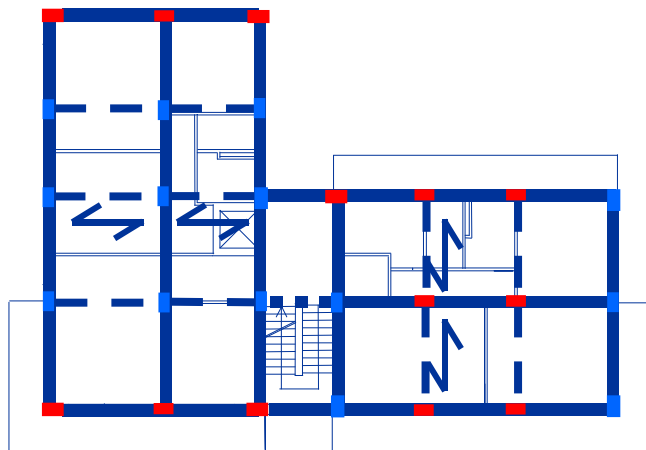
I pilastri (tutti uguali) sono:
13 allungati in direzione x
14 allungati in direzione y

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, direzione x

Pilastri 30x70 (13)

$L_p = 3.20$ m

$I_p = 857500$ cm⁴

Travi 30x60 (15)

$L_t = 4.00$ m in media

$I_t = 540000$ cm⁴

Ottengo

$k = 472.7$ kN/mm

Periodo proprio della struttura direzione x

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	472.7	2.05	11.06
III	317.1	1285.3	472.7	2.72	9.01
II	215.6	1500.9	472.7	3.18	6.29
I	92.9	1593.8	511.8	3.11	3.11

Periodo proprio della struttura direzione x

Piano	m (kN s ² /m)	F (kN)	u (mm)	F u (kN m)	m u ² (kN m s ²)
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

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

$$T = 0.582 \text{ s}$$

La differenza è modesta; non cambio

Periodo proprio della struttura direzione y

Piano	F (kN)	V (kN)	k (kN/mm)	d _r (mm)	u (mm)
Torrino+V	549.6	549.6	411.05	1.34	11.66
IV	418.6	968.2	506.01	1.91	10.32
III	317.1	1285.3	506.01	2.54	8.41
II	215.6	1500.9	506.01	2.97	5.87
I	92.9	1593.8	548.91	2.90	2.90

Periodo proprio della struttura direzione y

Piano	m (kN s ² /m)	F (kN)	u (mm)	F u (kN m)	m u ² (kN m s ²)
Torrino+V	348.5	549.6	11.66	6409	47.4
IV	329.8	418.6	10.32	4321	35.1
III	329.8	317.1	8.41	2667	23.3
II	329.8	215.6	5.87	1266	11.4
I	268.3	92.9	2.90	270	2.3
somma				14932	119.5

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

$$T = 0.562 \text{ s}$$

La differenza è un po' più alta, ma sempre modesta; non cambio

Stima del periodo con formula di Rayleigh

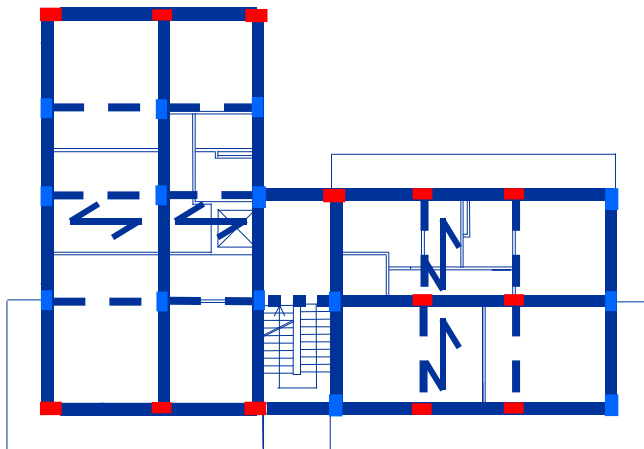
- Stima delle rigidezze
possibilità 2: approccio per singolo pilastro

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 rigidezze
possibilità 2: approccio per singolo pilastro



Al piano tipo

Pilastro rigido, 2 travi emergenti (10)
 $k = 33.14 \text{ kN/mm}$

Pilastro rigido, 1 trave emergente (3)
 $k = 19.90 \text{ kN/mm}$

Pilastro debole, 2 travi emergenti (1)
 $k = 13.31 \text{ kN/mm}$

Pilastro debole, 1 trave emergente (5)
 $k = 10.51 \text{ kN/mm}$

Pilastro debole, travi a spessore (4+4)
 $k = 3.87 - 2.16 \text{ kN/mm}$

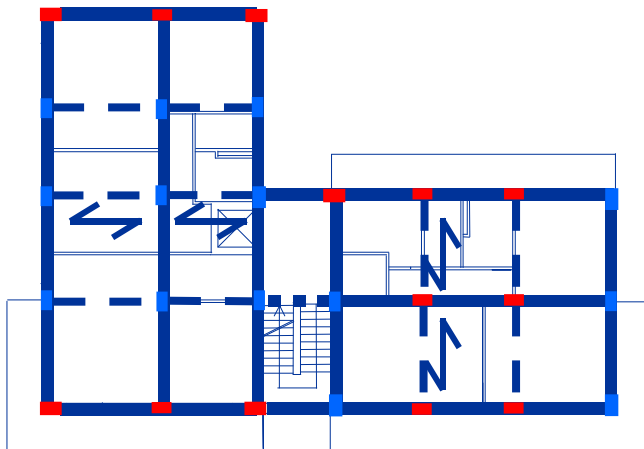
Ottengo

$k = 481.1 \text{ kN/mm}$

Più o meno come prima

Stima del periodo con formula di Rayleigh

- Stima delle rigidezze
possibilità 2: approccio per singolo pilastro



Si trova:

$$T_x = 0.574 \text{ s}$$

$$T_y = 0.556 \text{ s}$$

Con dettaglio ancora maggiore,
esaminando i pilastri uno ad uno:

$$T_x = 0.564 \text{ s}$$

$$T_y = 0.548 \text{ s}$$

Ma in sostanza i numeri non cambiano di molto

Posso ritenere che la riduzione di periodo porti ad un incremento di sollecitazioni, ma non superiore al 10%

Controllo del dimensionamento: spostamenti per SLD

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

Ho già fatto una previsione degli spostamenti per SLV con $q=5.85$

Data la linearità del calcolo, posso fare una proporzione tra ordinate spettrali e risultati del calcolo

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

