

Corso di aggiornamento

Progettazione strutturale e
Norme Tecniche per le Costruzioni

Le pareti in c.a. nella progettazione sismica
e nell'intervento sull'esistente

Spoletto

4-5 giugno 2015

8 - Dimensionamento e verifica di massima

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

Dimensionamento solaio, travi, pilastri

- Il dimensionamento può essere effettuato con riferimento ai soli carichi verticali (in assenza di sisma)

Solaio

- In funzione della luce, in modo da non avere problemi di deformazioni
- Aumentare lo spessore se vi sono travi a spessore lunghe e molto caricate

Nell'esempio si è scelto uno spessore $s = 22 \text{ cm}$

Carichi unitari

Una volta definito lo spessore, si possono calcolare i carichi unitari

	g_k	q_k	SLU solo c.v	SLU con F	
Solaio del piano tipo (incluso tramezzi)	5.2	2.0	10.0	5.8	kN/m ²
Solaio di copertura	4.0	2.0	8.5	4.8	
Solaio torrino scala	3.4	0.5	5.2	3.4	
Sbalzo piano tipo	4.2	4.0	11.5	6.6	
Sbalzo copertura	3.9	0.5	5.8	3.9	
Scala	5.0	4.0	12.5	7.4	
Tamponature	7.0		9.1	7.0	kN/m
Tramezzi	3.0		3.9	3.0	

Dimensionamento solaio, travi, pilastri

- Il dimensionamento può essere effettuato con riferimento ai soli carichi verticali (in assenza di sisma)

Travi

- In funzione della luce e dei carichi, valutati per aree (o meglio larghezze) di influenza
- Definire una sezione unica per tutte le travi emergenti
- Eventualmente, abbondare un po' per tener conto del sisma
- Travi di collegamento: sezione minima



Altri carichi unitari

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

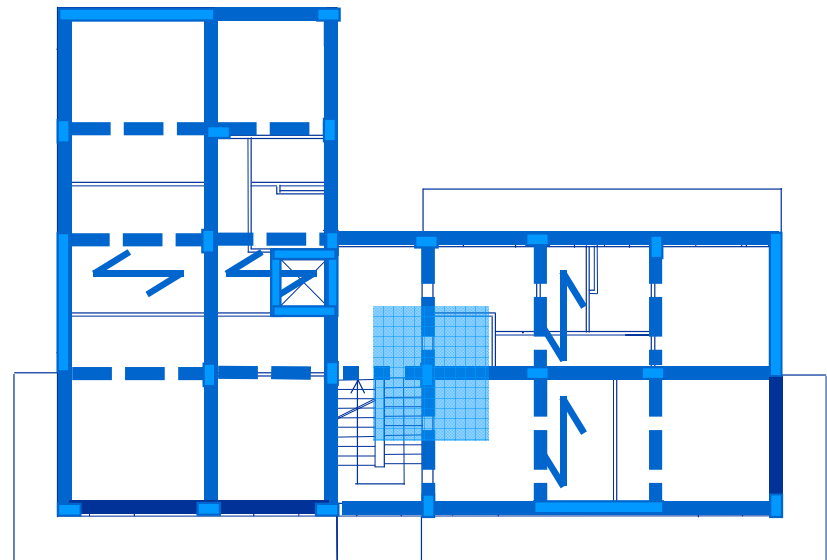
	g_k	q_k	SLU solo c.v	SLU con F	kN/m
Travi 30 x 50	2.9		3.8	2.9	
Travi 60 x 22	2.2		2.9	2.2	

Dimensionamento solaio, travi, pilastri

- Il dimensionamento può essere effettuato con riferimento ai soli carichi verticali (in assenza di sisma)

Pilastri

- In funzione dei carichi, valutati per aree di influenza
- Si può usare una tensione media fino a f_{cd} (meglio $0.8 f_{cd}$)
- Usare max 2-3 sezioni diverse al primo ordine
- Mantenerle costanti o ridurle di poco ai piani superiori
- Non ridurli mai a dimensioni minori di quelle delle travi



Dimensionamento solaio, travi, pilastri

- Pilastri, nell'esempio:

Tipo di pilastro	N_{Ed}	Sezione scelta
Pilastri caricati (20)	1560 - 1640 kN	30 x 50
Pilastri perimetrali (2)	930 kN	30 x 50
Pilastri d'angolo (1)	570 kN	30 x 50

La sezione 30x50 non crea problemi architettonici e non comporta costi eccessivi

La si mantiene invariata per tutta l'altezza

Riepilogo dimensioni solaio, travi, pilastri

- Solaio spessore 22 cm
- Travi emergenti 30x50
Travi a spessore 60x22
- Pilastri 30x50

Le dimensioni degli elementi strutturali sono uguali a tutti i piani

Dimensionamento pareti

- Il dimensionamento deve essere effettuato in funzione dell'azione sismica
- Procedimento:
 - Valutazione masse
 - Definizione fattore di struttura
 - Valutazione forze (per analisi statica)
 - Calcolo del taglio alla base
 - Dimensionamento pareti a taglio
 - Previsione del momento flettente e verifica dimensioni pareti

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 11 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: $S = 48.0 \text{ m}^2$

VI impalcato: $S = 331.9 \text{ m}^2$

Piano tipo: $S = 323.5 \text{ m}^2$

I impalcato: non considerato
per azione sismica

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 + VI	379.9	9.0	3419
V, IV, III, II	323.5	11.0	3559
I	--	--	--

Peso totale = 16359 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:

$q_0 = 4.0 \alpha_u / \alpha_1$ struttura a pareti - CD "A"

$q_0 = 3.0$ struttura a pareti - CD "B"

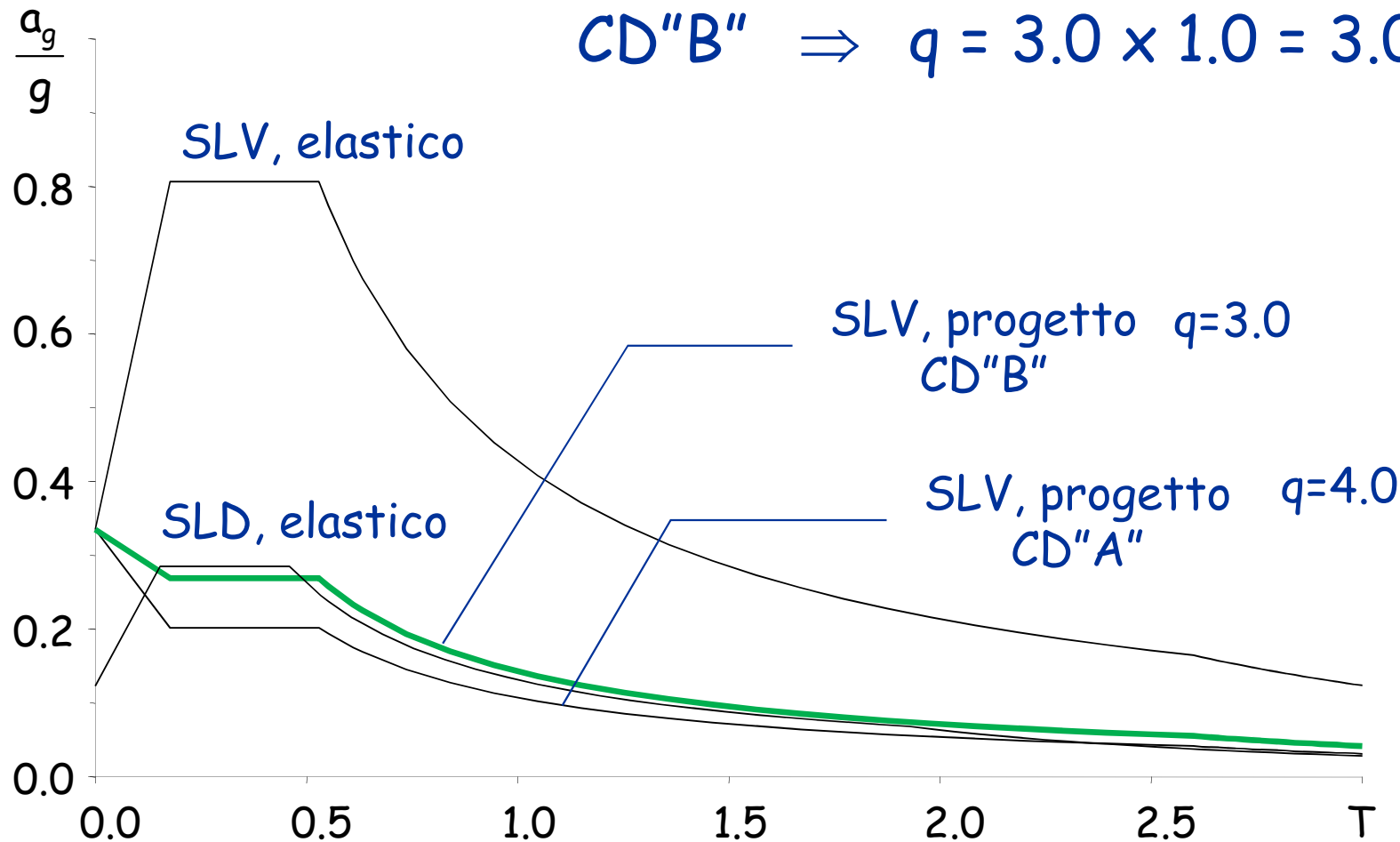
$\alpha_u / \alpha_1 = 1.0$ 2 sole pareti per direzione

$K_R = 1$ la struttura è regolare in altezza

Spettro di progetto

Ipotizzo di realizzare la struttura a bassa duttilità

$$CD''B'' \Rightarrow q = 3.0 \times 1.0 = 3.0$$



Ordinata spettrale

Dipende dal periodo

Si può assumere $T_1 = C_1 H^{3/4}$

con

$$C_1 = 0.050$$

per strutture diverse da quelle
intelaiate in acciaio e c.a.

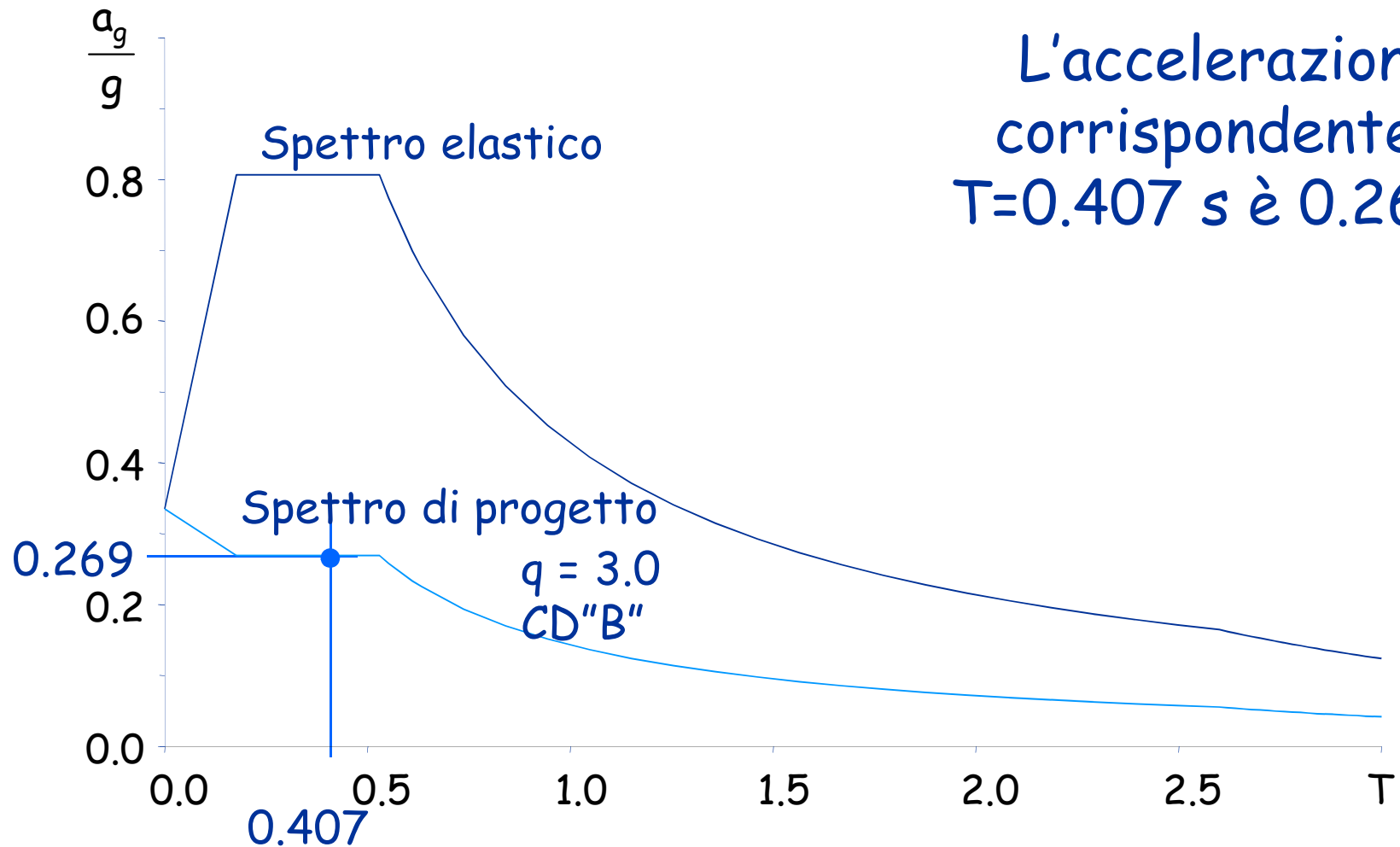
H = altezza dell'edificio dal
piano di fondazione (m)

Nell'esempio:

$H = 16.40$ m (escluso torrino e
piano cantinato)

$$T_1 = 0.050 \times 16.40^{3/4} = 0.407 \text{ s}$$

Esempio - ordinata spettrale



L'accelerazione
corrispondente a
 $T=0.407$ s è 0.269 g

Forze per analisi statica

Taglio alla base $V_b = 0.85 \sum_{i=1}^n m_i S_d(T_1) =$
 $= 0.85 \times 17655 \times 0.269 = 4036.8 \text{ kN}$

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	16.40	56072	1288.6	1288.6
5	3559	13.20	46979	1079.6	2368.3
4	3559	10.00	35590	817.9	3186.2
3	3559	6.80	24201	556.2	3742.4
2	3559	3.60	12812	294.4	4036.8
somma	17655		175654		

Come dimensionare le pareti?

1. Partire dal taglio alla base, incrementandolo per tenere conto dell'eccentricità accidentale
2. Incrementare i valori per garantire la plasticizzazione a flessione prima della rottura a taglio (gerarchia delle resistenze)
3. Determinare la sezione complessiva occorrente per sopportare il taglio alla base (incrementato)
4. Distribuire la sezione complessiva tra le pareti allungate nella direzione del sisma in modo da evitare eccentricità strutturale
5. Valutare se mantenere la sezione costante a tutta altezza o ridurla progressivamente

Come dimensionare le pareti?

1. Incrementare i valori per tenere conto dell'eccentricità accidentale

Se la struttura è molto rigida torsionalmente, incrementare del 10%

$$V_{Ed} = 4036.8 \text{ kN} \times 1.1 = 4440.5 \text{ kN}$$

Come dimensionare le pareti?

2. Partire dal taglio alla base, incrementandolo per garantire la plasticizzazione a flessione prima della rottura a taglio (gerarchia delle resistenze)

Si deve tener conto di:

- Effetto dei modi superiori
- Possibile sovraresistenza a flessione

Per farlo, si può moltiplicare per 1.5 a tutti i piani nel caso di CD "B" (un po' di più per CD "A")

$$V_{Ed} = 4440.5 \text{ kN} \times 1.5 = 6660.7 \text{ kN}$$

Come dimensionare le pareti?

3. Determinare la sezione complessiva occorrente per sopportare il taglio alla base (incrementato)

Si inverte la formula di verifica a taglio del calcestruzzo ($V_{Rd,max}$)

$$V_{Ed} = V_{Rd,max} = \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta} f'_{cd} b_w z \quad z = 0.8 l_w$$



$$l_w = \frac{1 + \cot^2 \theta}{\cot \theta} \frac{V_{Ed}}{0.8 f'_{cd} b_w} \quad 1 \leq \cot \theta \leq 2.5 \text{ per CD "B"}$$

Come dimensionare le pareti?

3. Determinare la sezione complessiva occorrente per sopportare il taglio alla base (incrementato)

Si inverte la formula di verifica a taglio del calcestruzzo ($V_{Rd,max}$)

assumo $b_w = 30 \text{ cm}$

pongo $\cot \theta = 1.5$

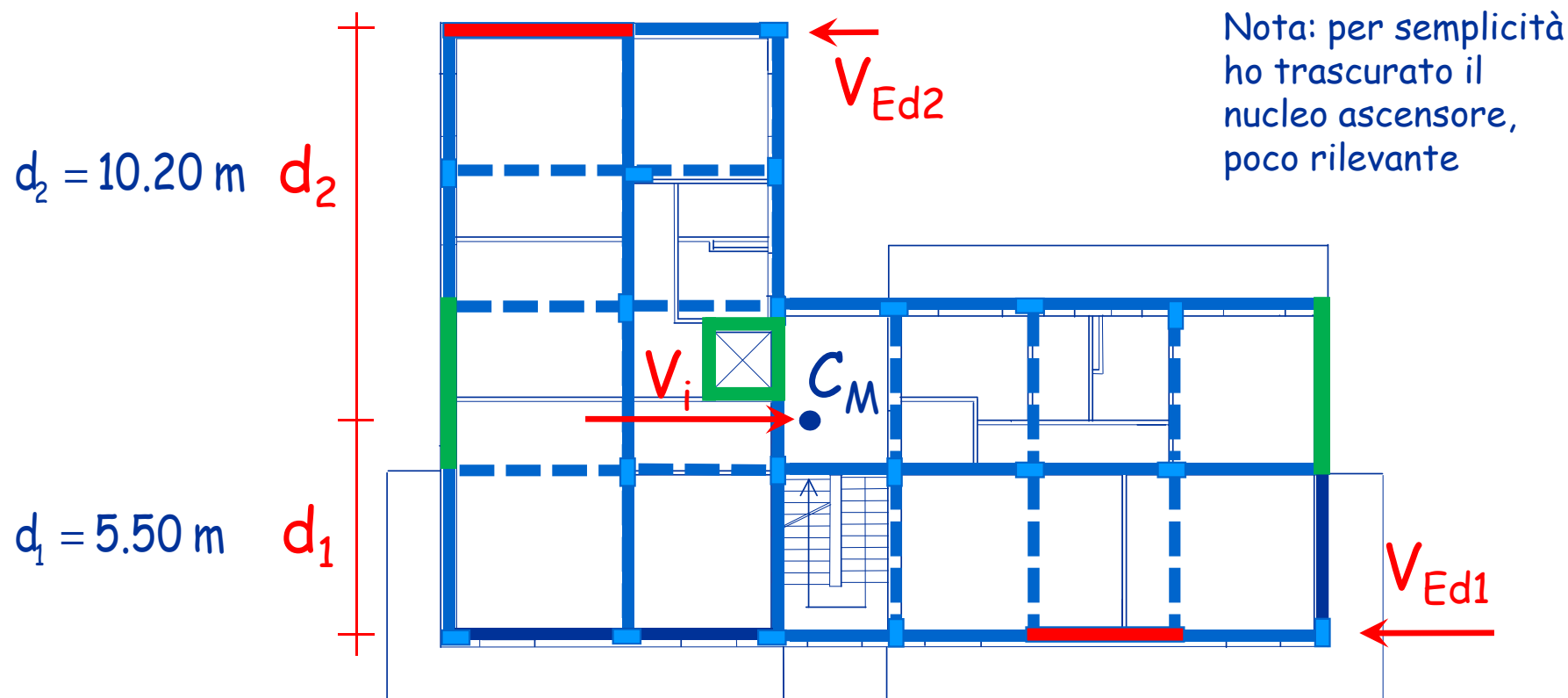
$$l_w = \frac{1 + \cot^2 \theta}{\cot \theta} \frac{V_{Ed}}{0.8 f'_{cd} b_w} = 2.17 \frac{6660.7 \times 10^{-3}}{0.8 \times 7.1 \times 0.3} = 8.48 \text{ m}$$

Questo valore può essere utile per scegliere se mettere solo due oppure più pareti

Come dimensionare le pareti?

Pareti in direzione x

4. Distribuire la sezione complessiva tra le pareti allungate nella direzione del sisma in modo da evitare eccentricità strutturale



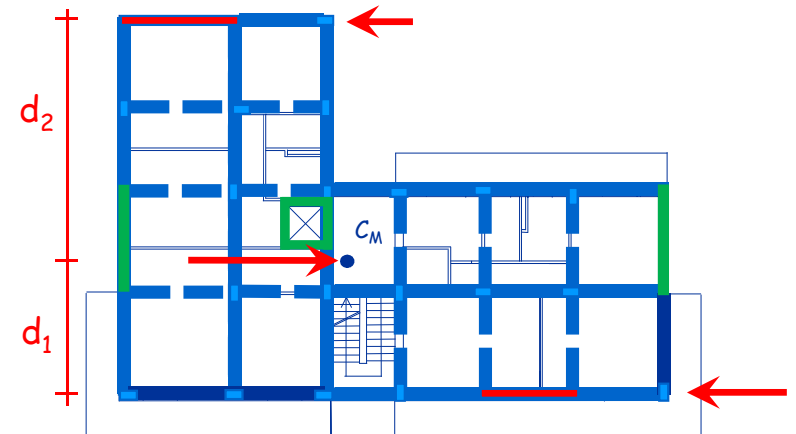
Come dimensionare le pareti?

Pareti in direzione x

4. Distribuire la sezione complessiva tra le pareti allungate nella direzione del sisma in modo da evitare eccentricità strutturale

La resistenza è proporzionale all'area della parete (e quindi alla sua lunghezza l_w)

La rigidezza flessionale è proporzionale al momento d'inerzia della parete (e quindi al cubo della sua lunghezza l_w)



Come dimensionare le pareti?

Pareti in direzione x

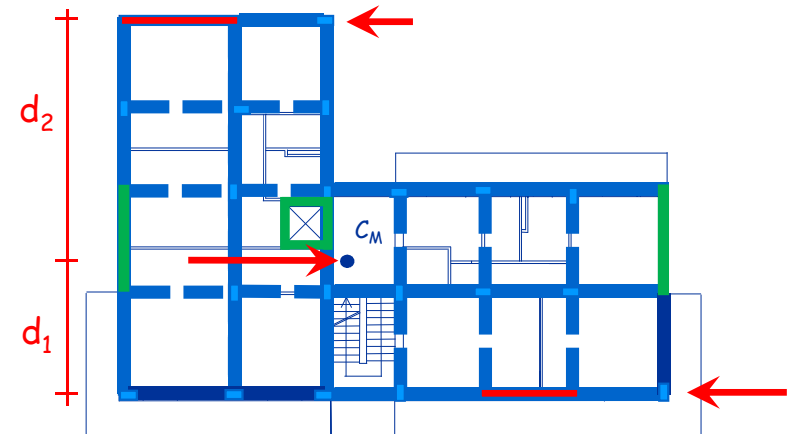
4. Distribuire la sezione complessiva tra le pareti allungate nella direzione del sisma in modo da evitare eccentricità strutturale

Per l'equilibrio alla rotazione occorre ripartire la lunghezza totale in maniera inversamente proporzionale alla distanza

$$l_{w,1} = \frac{d_2}{d_1 + d_2} l_{w,tot}$$

Ma anche mantenere le lunghezze inversamente proporzionali alla radice cubica della distanza

$$l_{w,2} = \frac{\sqrt[3]{d_1}}{\sqrt[3]{d_2}} l_{w,1}$$



$$d_1 = 5.50 \text{ m} \quad d_2 = 10.20 \text{ m} \quad l_{w,tot} = 8.48 \text{ m}$$

Come dimensionare le pareti?

Pareti in direzione x

4. Distribuire la sezione complessiva tra le pareti allungate nella direzione del sisma in modo da evitare eccentricità strutturale

Per l'equilibrio alla rotazione occorre ripartire la lunghezza totale in maniera inversamente proporzionale alla distanza

$$l_{w,1} = \frac{d_2}{d_1 + d_2} l_{w,tot} \quad \Rightarrow \quad l_{w,1} = 5.50 \text{ m} \quad l_{w,2} = 3.00 \text{ m}$$

Ma anche mantenere le lunghezze inversamente proporzionali alla radice cubica della distanza

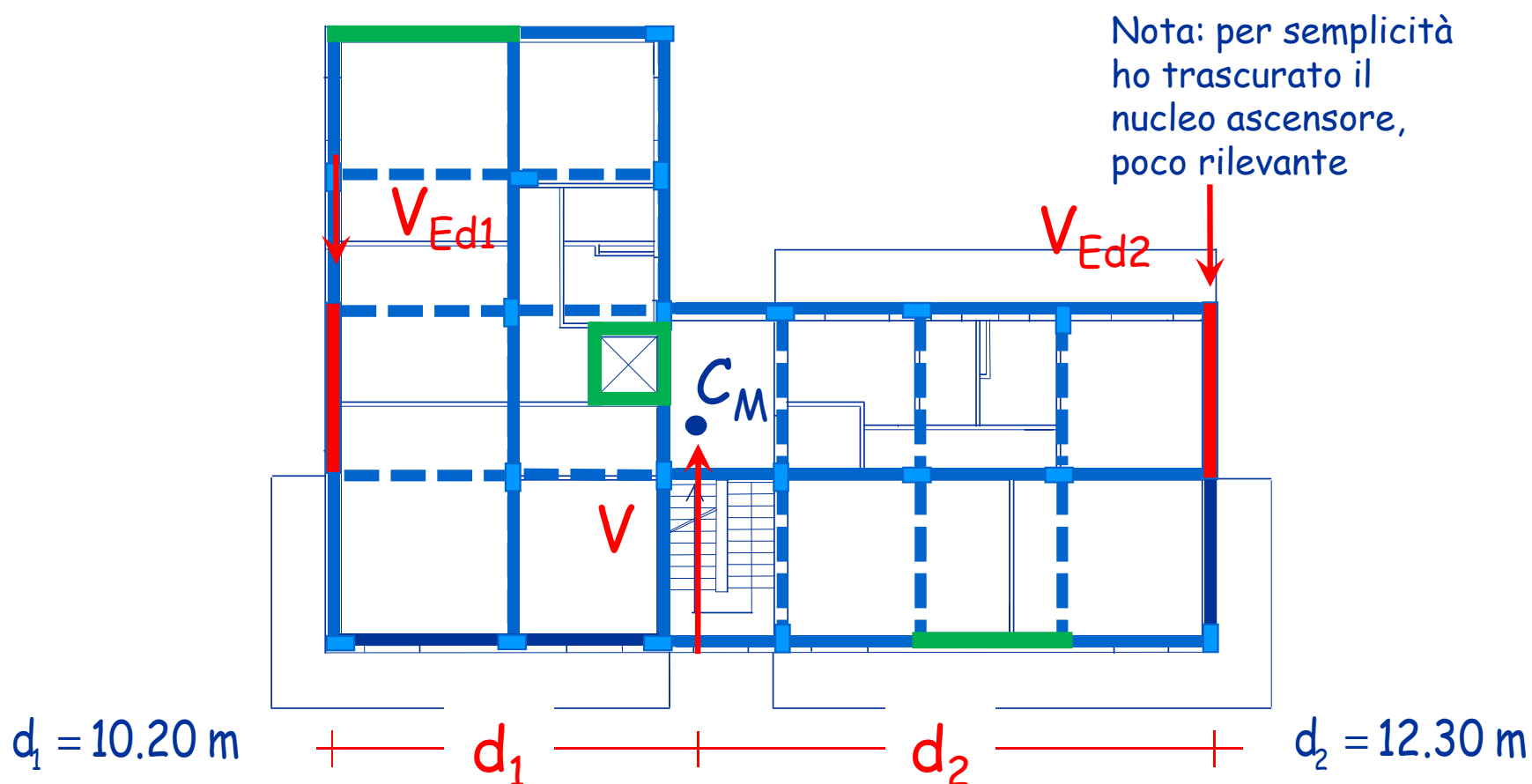
Si è scelto $l_{w,2} = 4.80 \text{ m}$
per vincoli architettonici

$$l_{w,2} = \frac{\sqrt[3]{d_1}}{\sqrt[3]{d_2}} l_{w,1} \quad \Rightarrow \quad l_{w,2} = 4.45 \text{ m}$$

Come dimensionare le pareti?

Pareti in direzione y

4. Distribuire la sezione complessiva tra le pareti allungate nella direzione del sisma in modo da evitare eccentricità strutturale



Come dimensionare le pareti?

Pareti in direzione y

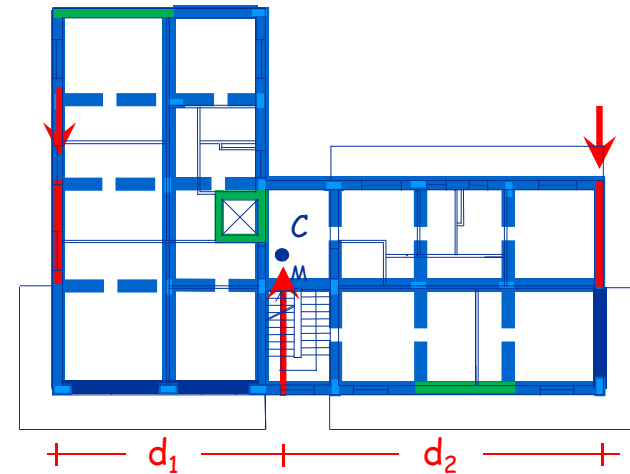
4. Distribuire la sezione complessiva tra le pareti allungate nella direzione del sisma in modo da evitare eccentricità strutturale

Per l'equilibrio alla rotazione occorre ripartire la lunghezza totale in maniera inversamente proporzionale alla distanza

$$l_{w,1} = \frac{d_2}{d_1 + d_2} l_{w,tot}$$

Ma anche mantenere le lunghezze inversamente proporzionali alla radice cubica della distanza

$$l_{w,2} = \frac{\sqrt[3]{d_1}}{\sqrt[3]{d_2}} l_{w,1}$$



$$d_1 = 10.20 \text{ m} \quad d_2 = 12.30 \text{ m} \quad l_{w,tot} = 8.48 \text{ m}$$

Come dimensionare le pareti?

Pareti in direzione y

4. Distribuire la sezione complessiva tra le pareti allungate nella direzione del sisma in modo da evitare eccentricità strutturale

Per l'equilibrio alla rotazione occorre ripartire la lunghezza totale in maniera inversamente proporzionale alla distanza

$$l_{w,1} = \frac{d_2}{d_1 + d_2} l_{w,tot} \quad \Rightarrow \quad l_{w,1} = 4.65 \text{ m} \quad l_{w,2} = 3.85 \text{ m}$$

Ma anche mantenere le lunghezze inversamente proporzionali alla radice cubica della distanza

$$l_{w,2} = \frac{\sqrt[3]{d_1}}{\sqrt[3]{d_2}} l_{w,1}$$

Si è scelto

$l_{w,1} = l_{w,2} = 4.50 \text{ m}$
per vincoli architettonici



$$l_{w,2} = 4.40 \text{ m}$$

Come dimensionare le pareti?

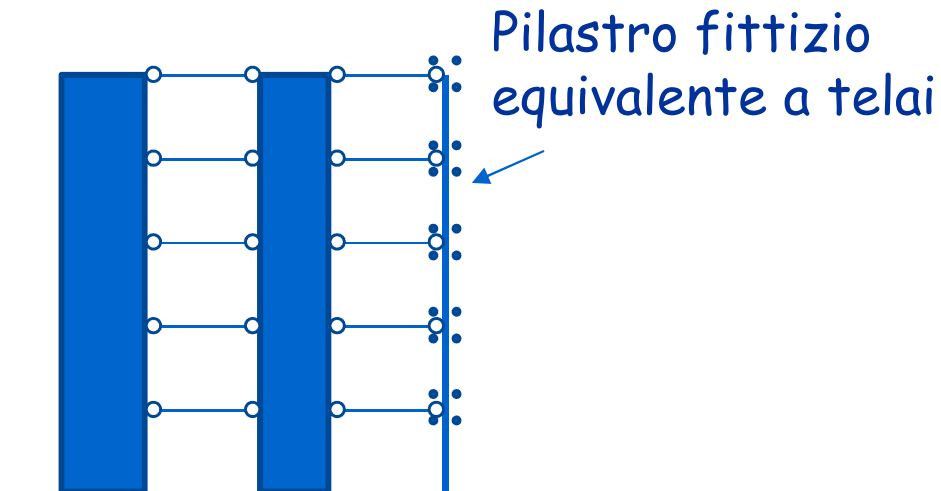
5. Valutare se mantenere la sezione costante a tutta altezza o ridurla progressivamente

Piano	Taglio globale (kN)		
	Dal calcolo	$\times 1.1 \times 1.5$	Inviluppo in altezza
6	1288.6	2126.2	3330.4
5	2368.3	3907.7	4278.6
4	3186.2	5257.2	5226.8
3	3742.4	6175.0	6175.0
2	4036.8	6660.7	6660.7

Sarebbe possibile ridurre le dimensioni, ma si è preferito mantenerle costanti

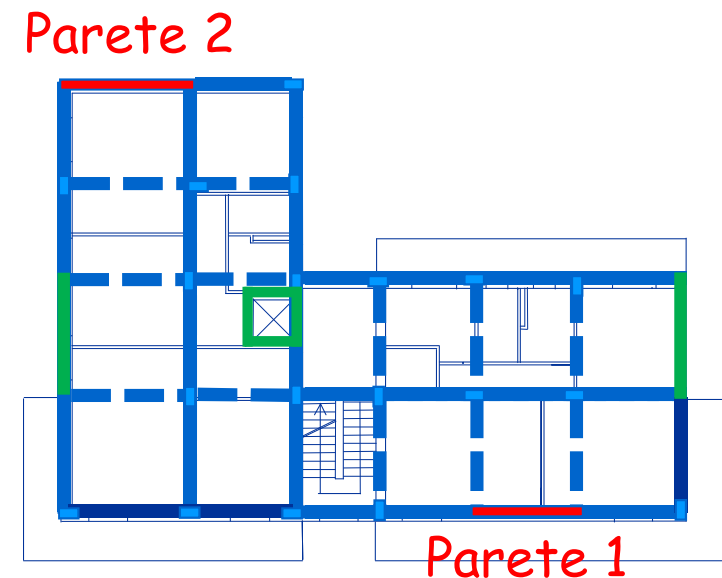
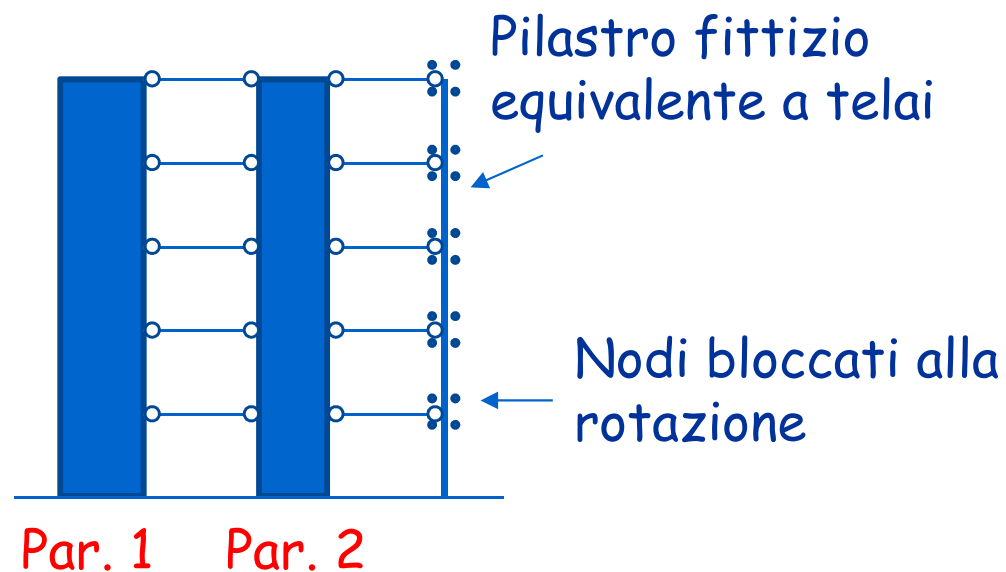
Previsione del momento flettente

- Non è facile stimare con formule semplificate l'interazione tra pareti e telai, perché hanno un comportamento molto diverso lungo l'altezza
- Si può usare un modello semplificato, da risolvere con un programma di calcolo



Previsione del momento flettente

Si può risolvere un modello di calcolo semplificato per tener conto dell'interazione tra pareti e telai



- La sezione delle pareti è quella già calcolata
- Il pilastro fittizio ha un momento d'inerzia equivalente

Previsione del momento flettente

Momento d'inerzia del pilastro fittizio

- Stima delle rigidzze
possibilità 1: approccio globale semplificato

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

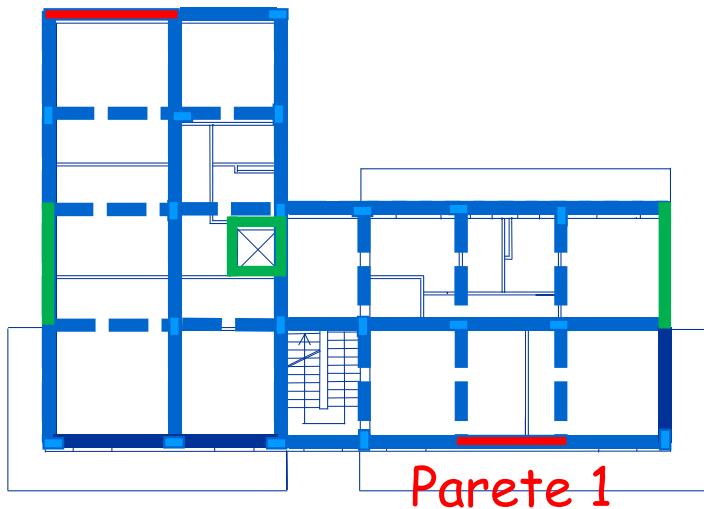
considerando solo i pilastri "che contano"

Previsione del momento flettente

Momento d'inerzia del pilastro fittizio

- Stima delle rigidezze
possibilità 1: approccio globale semplificato

Parete 2



I pilastri (tutti uguali) sono:
8 allungati in direzione x
7 allungati in direzione y

Le travate emergenti sono:
12 in direzione x
10 in direzione y

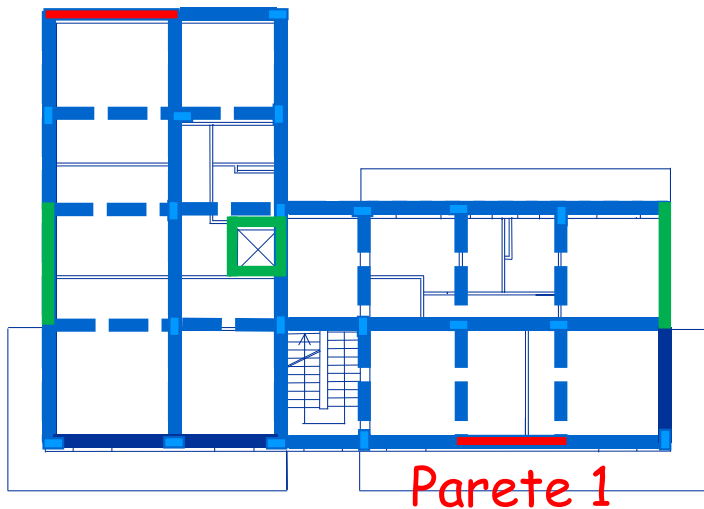
Considero 8 pilastri e
12 travate (direzione x)

Previsione del momento flettente

Momento d'inerzia del pilastro fittizio

- Stima delle rigidezze
possibilità 1: approccio globale semplificato

Parete 2



Parete 1

Al primo piano, direzione x

Pilastri 30x50 (8)

$$L_p = 3.60 \text{ m}$$

$$I_p = 312500 \text{ cm}^4$$

Travi 30x50 (12)

$$L_t = 4.00 \text{ m in media}$$

$$I_t = 312500 \text{ cm}^4$$

Ottengo

$$k = 116.4 \text{ kN/mm}$$

Vedi file Excel

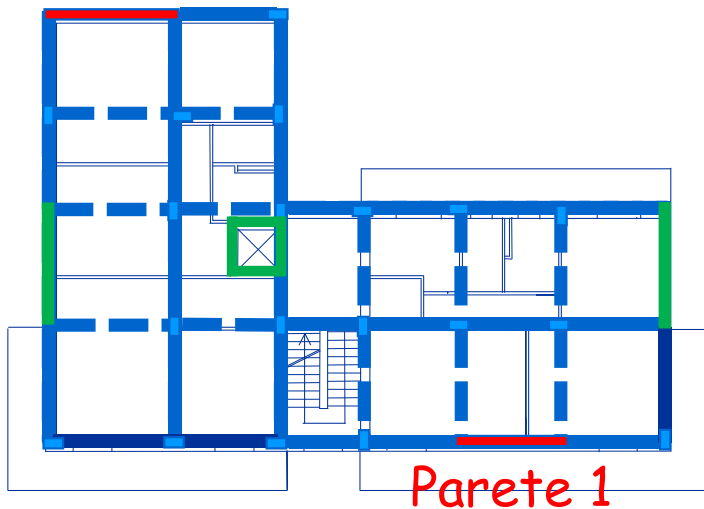
Dimensionamento-schema base
foglio Rigidezza-1

Previsione del momento flettente

Momento d'inerzia del pilastro fittizio

- Stima delle rigidezze
possibilità 1: approccio globale semplificato

Parete 2



Parete 1

Al piano tipo, direzione x

Pilastri 30x50 (8)

$$L_p = 3.20 \text{ m}$$

$$I_p = 312500 \text{ cm}^4$$

Travi 30x50 (12)

$$L_t = 4.00 \text{ m in media}$$

$$I_t = 312500 \text{ cm}^4$$

Ottengo

$$k = 157.3 \text{ kN/mm}$$

Vedi file Excel

Dimensionamento-schema base
foglio Rigidezza-1

Previsione del momento flettente

Pilastro equivalente al telaio

Impongo che:

$$\frac{12 E \sum I_p^*}{L_p^3} = k \quad \Rightarrow \quad I_p^* = \frac{k L_p^3}{12 E}$$

Primo piano:

$$I_p^* = \frac{k L_p^3}{12 E} = \frac{116.4 \times 3600^3}{12 \times 31500} \times \frac{10^3}{10^4} = 1436709 \text{ cm}^4$$

Piano tipo:

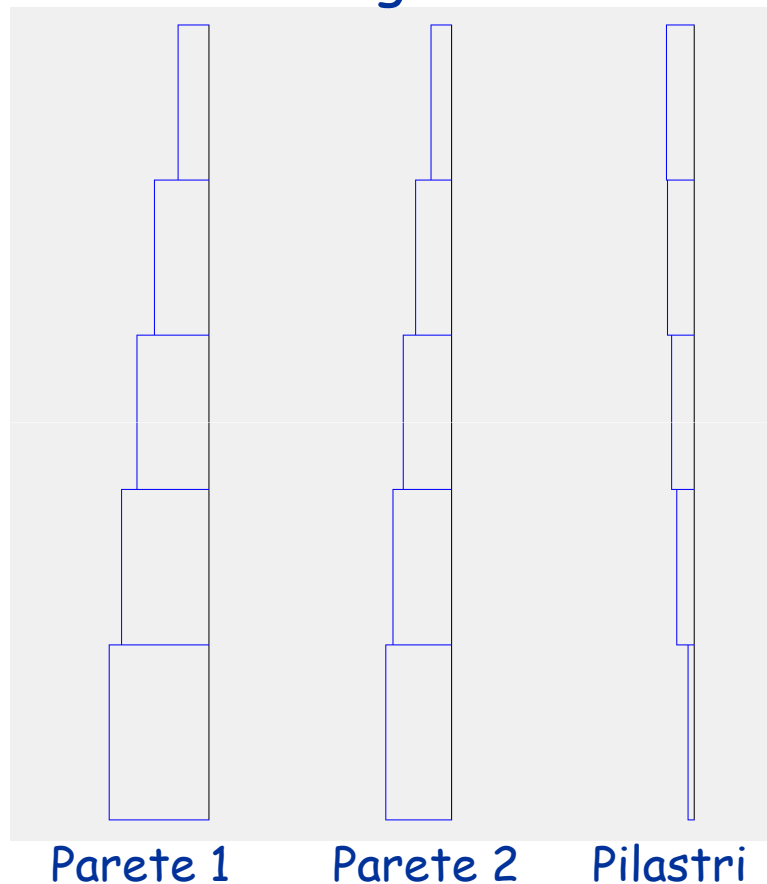
$$I_p^* = \frac{k L_p^3}{12 E} = \frac{157.3 \times 3200^3}{12 \times 31500} \times \frac{10^3}{10^4} = 1363600 \text{ cm}^4$$

Previsione del momento flettente

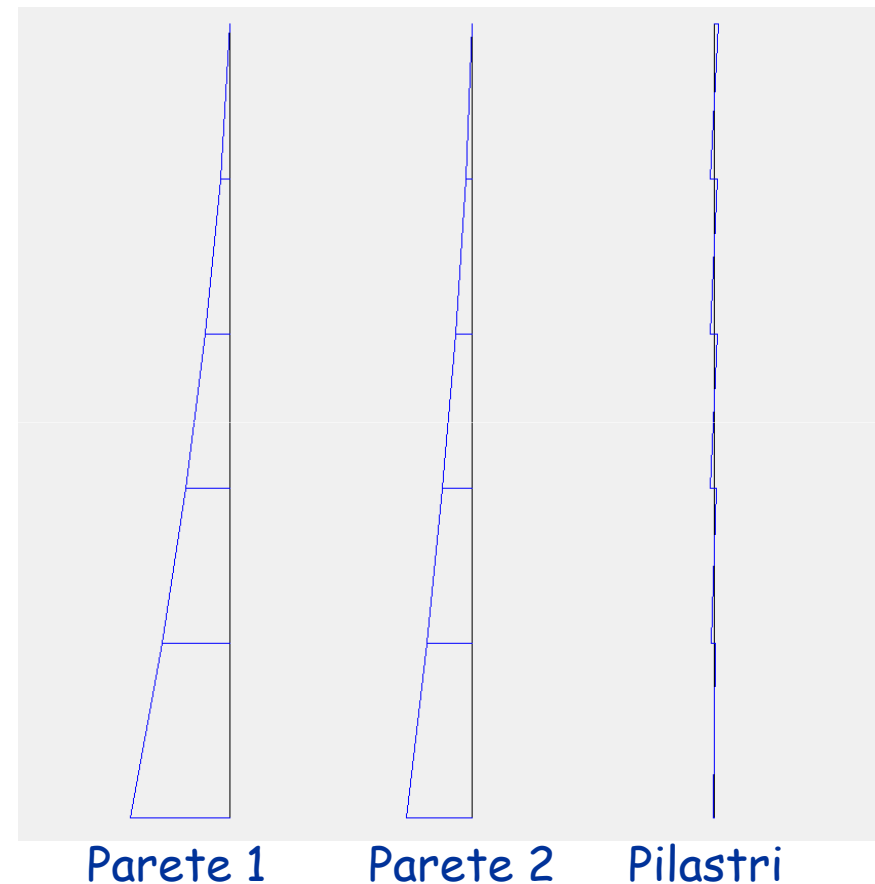
Risoluzione schema

- Si risolve lo schema (fatta sia analisi statica che analisi modale con spettro di risposta)

Taglio



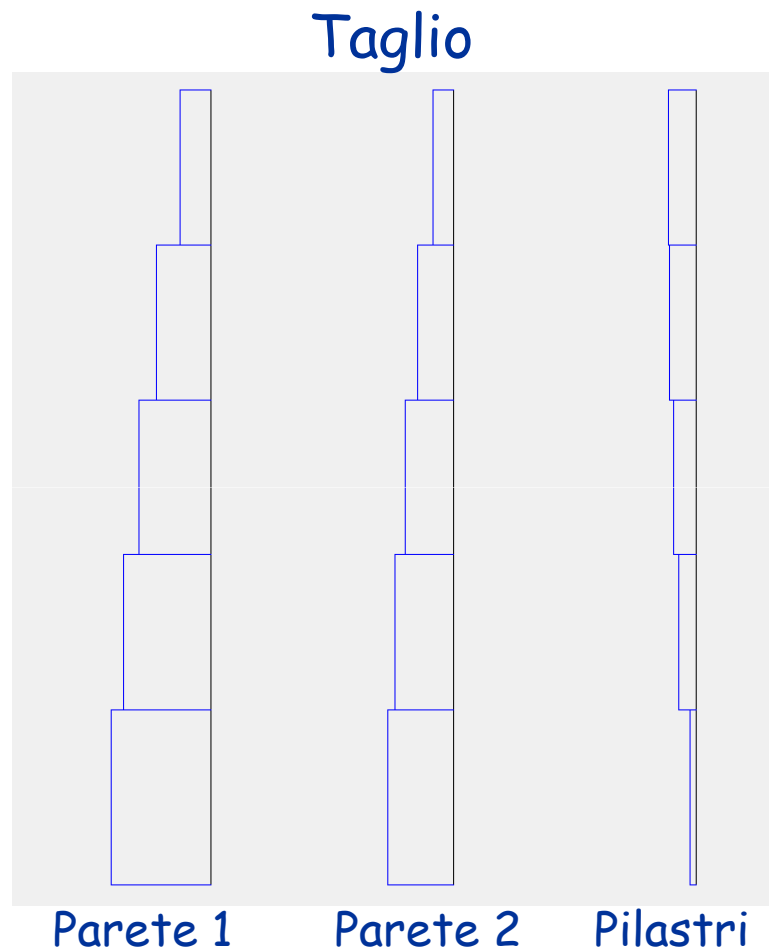
Momento flettente



Previsione del momento flettente

Risoluzione schema

- Si risolve lo schema (fatta sia analisi statica che analisi modale con spettro di risposta)



Si noti la distribuzione del taglio tra pareti e pilastri

ordine	par. 1	par. 2	pilastri
6	39.5%	26.2%	34.3%
5	46.6%	31.0%	22.4%
4	50.5%	33.6%	15.9%
3	53.8%	35.8%	10.4%
2	58.1%	38.6%	3.3%

Previsione del momento flettente

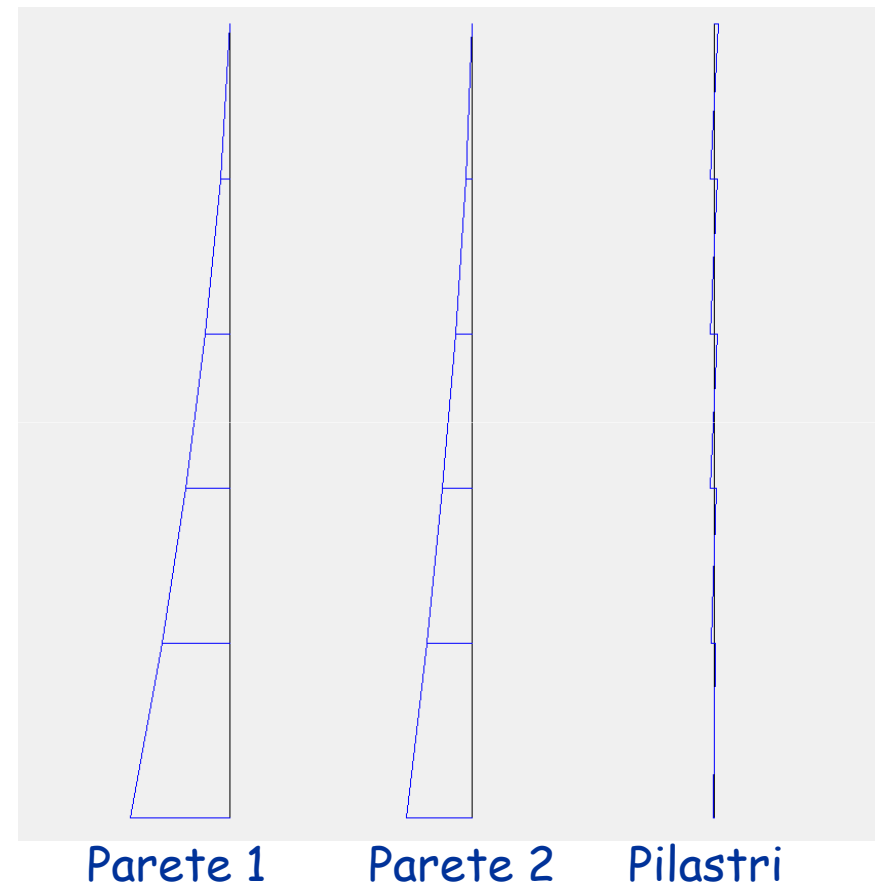
Risoluzione schema

- Si risolve lo schema (fatta sia analisi statica che analisi modale con spettro di risposta)

Valori del momento flettente nelle pareti

ordine	par. 1	par. 2
6	425.0	191.7
5	904.9	464.3
4	1256.2	653.7
3	1549.7	823.1
2	1944.7	1190.0

Momento flettente



Previsione del momento flettente

Risoluzione schema

- Periodo proprio (da analisi modale) $T = 0.385 \text{ s}$
- Si possono anche usare i risultati dell'analisi statica e applicare la formula di Rayleigh

Piano	m ($\text{kN s}^2/\text{m}$)	F (kN)	u (mm)	$F u$ (kN m)	$m u^2$ (kN m s^2)
Torrino+6	379.9	1288.6	15.01	19.342	0.08559
5	323.5	1079.6	11.25	12.146	0.04094
4	323.5	817.9	7.53	6.159	0.01834
3	323.5	556.2	4.13	2.297	0.00552
2	323.5	294.4	1.47	0.433	0.00070
somma				40.376	0.15109

Si ottiene $T = 0.384 \text{ s}$

Verifica dimensionamento

Parete n. 1

Valuto il massimo momento (da analisi modale incrementato del 10%) e calcolo l'armatura

$$b_w = 30 \text{ cm}, l_w = 550 \text{ cm}$$

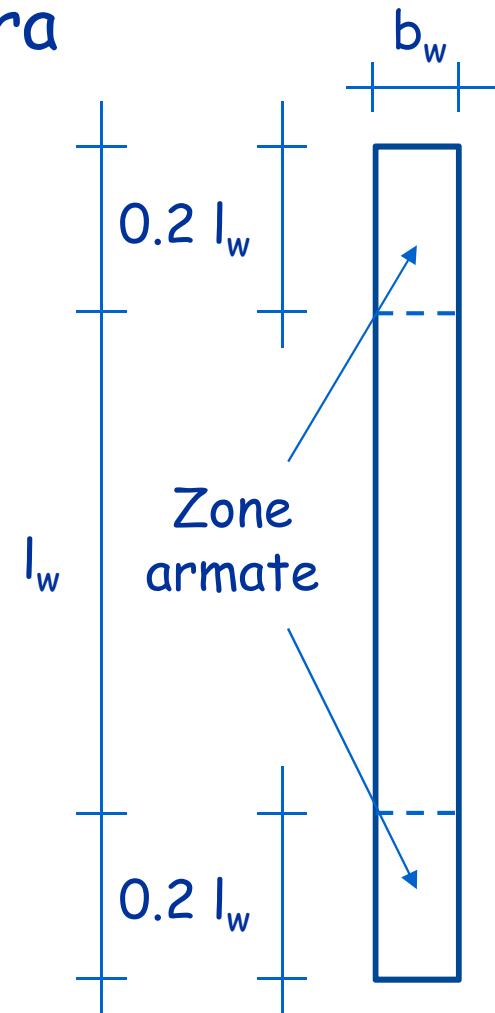
$$M = 23165 \text{ kNm}$$

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{0.9 d f_{yd}} = \frac{23164 \times 10}{0.9 \times 4.95 \times 391.3} = 132.9 \text{ cm}^2$$

$$A_s \% = \frac{A_s}{0.2 l_w b_w} = \frac{132.9}{0.2 \times 550 \times 30} = 4.0\%$$

Sono al limite ma è accettabile

$$(A_{s\max} = 4\%)$$



Verifica dimensionamento

Parete n. 2

Valuto il massimo momento (da analisi modale incrementato del 10%) e calcolo l'armatura

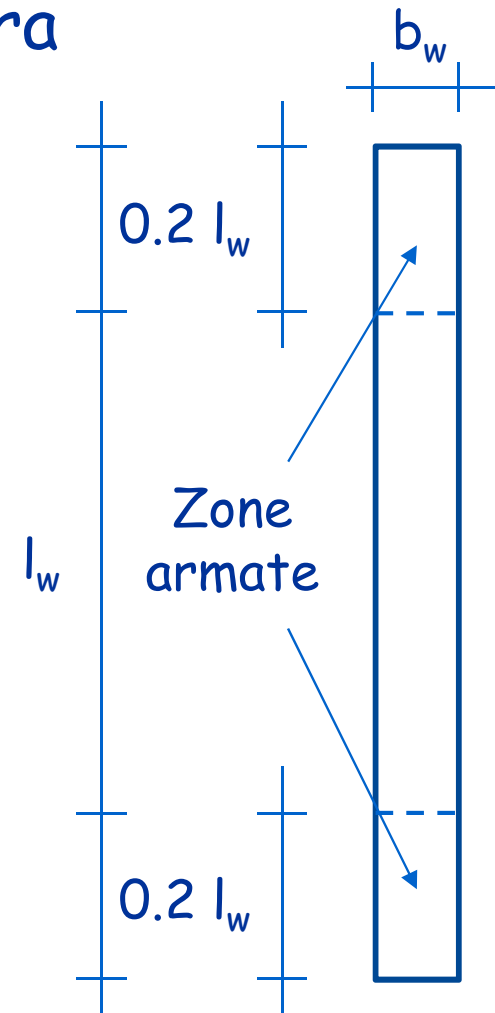
$$b_w = 30 \text{ cm}, l_w = 480 \text{ cm}$$

$$M = 15398 \text{ kNm}$$

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{0.9 d f_{yd}} = \frac{15398 \times 10}{0.9 \times 4.32 \times 391.3} = 100.1 \text{ cm}^2$$

$$A_s \% = \frac{A_s}{0.2 l_w b_w} = \frac{101.1}{0.2 \times 480 \times 30} = 3.5\% \leq 4\%$$

È un'armatura forte ma accettabile



Spettri per SLU e SLD

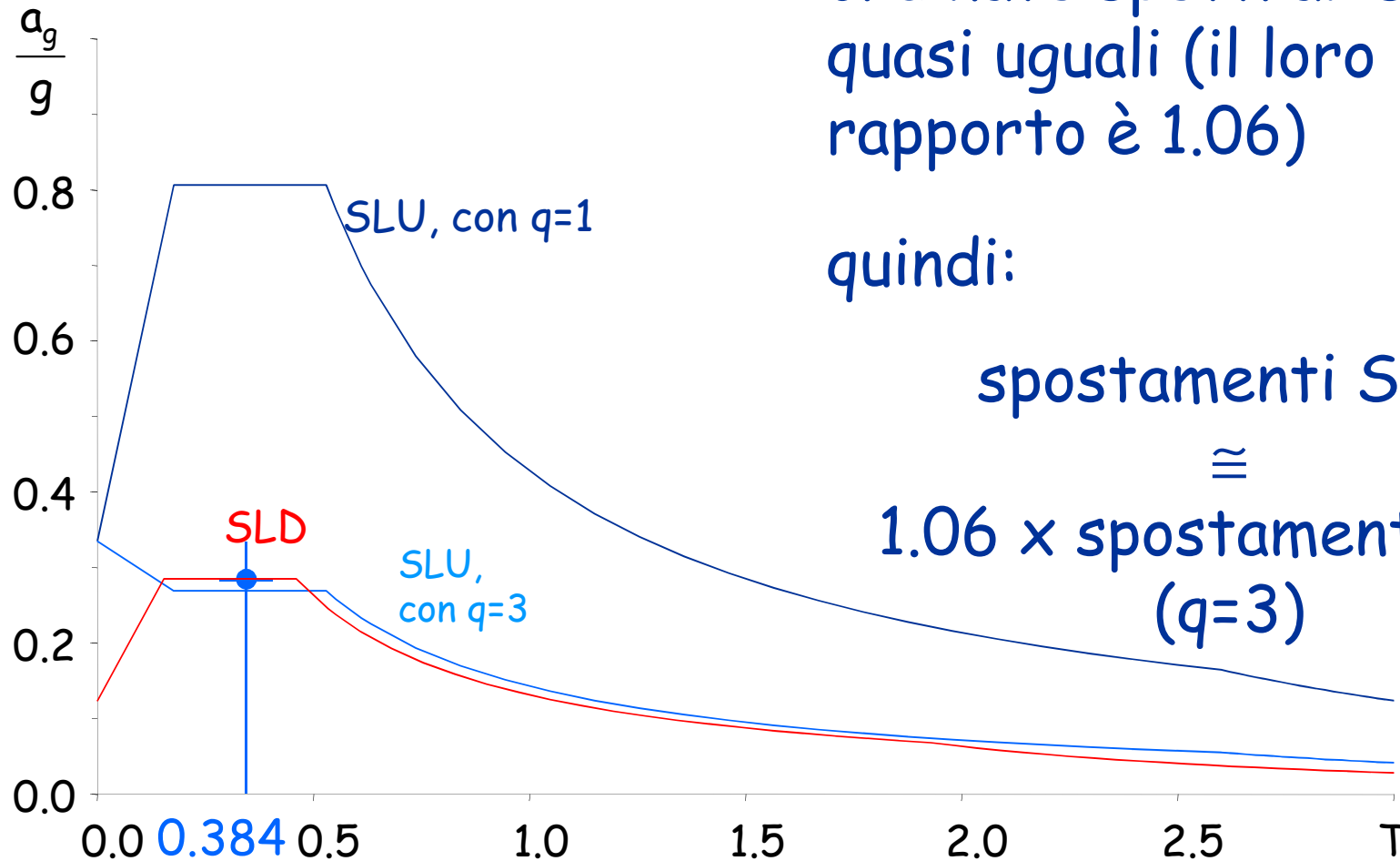
nel caso in esame, per un periodo pari a 0.384 s le ordinate spettrali sono quasi uguali (il loro rapporto è 1.06)

quindi:

spostamenti SLD

\cong

1.06 x spostamenti SLU
(q=3)



Controllo del dimensionamento: spostamenti per SLD

Piano	u SLV [mm]	u SLD [mm]	d _r SLD [mm]	h _r [m]	d _{r, amm} [mm]
6	13.36	15.58	4.00	3.20	16.0
5	9.93	11.58	3.91	3.20	16.0
4	6.58	7.67	3.51	3.20	16.0
3	3.57	4.16	2.71	3.20	16.0
2	1.25	1.46	1.46	3.60	18.0

Gli spostamenti (da analisi modale) incrementati per:

- 1.06 per differenza tra ordinate spettrali
- 1.10 per eccentricità accidentale

... sono pienamente ammissibili

Dimensionamento di struttura ad alta
duttilità

Cosa cambia?

Il fattore di struttura è più grande
Le forze di progetto sono più piccole

I criteri di gerarchia delle resistenze
Si applicano secondo condizioni più restrittive
(meccanismo di collasso più favorevole)

I limiti sui particolari costruttivi
Sono più condizionanti
(maggiore duttilità locale)

Fattore di struttura

$$q = q_0 K_R$$

Nell'esempio:

$$q_0 = 4.0 \times 1.0$$

Prima
era 3.0

struttura con 2 pareti per
direzione

duttilità alta

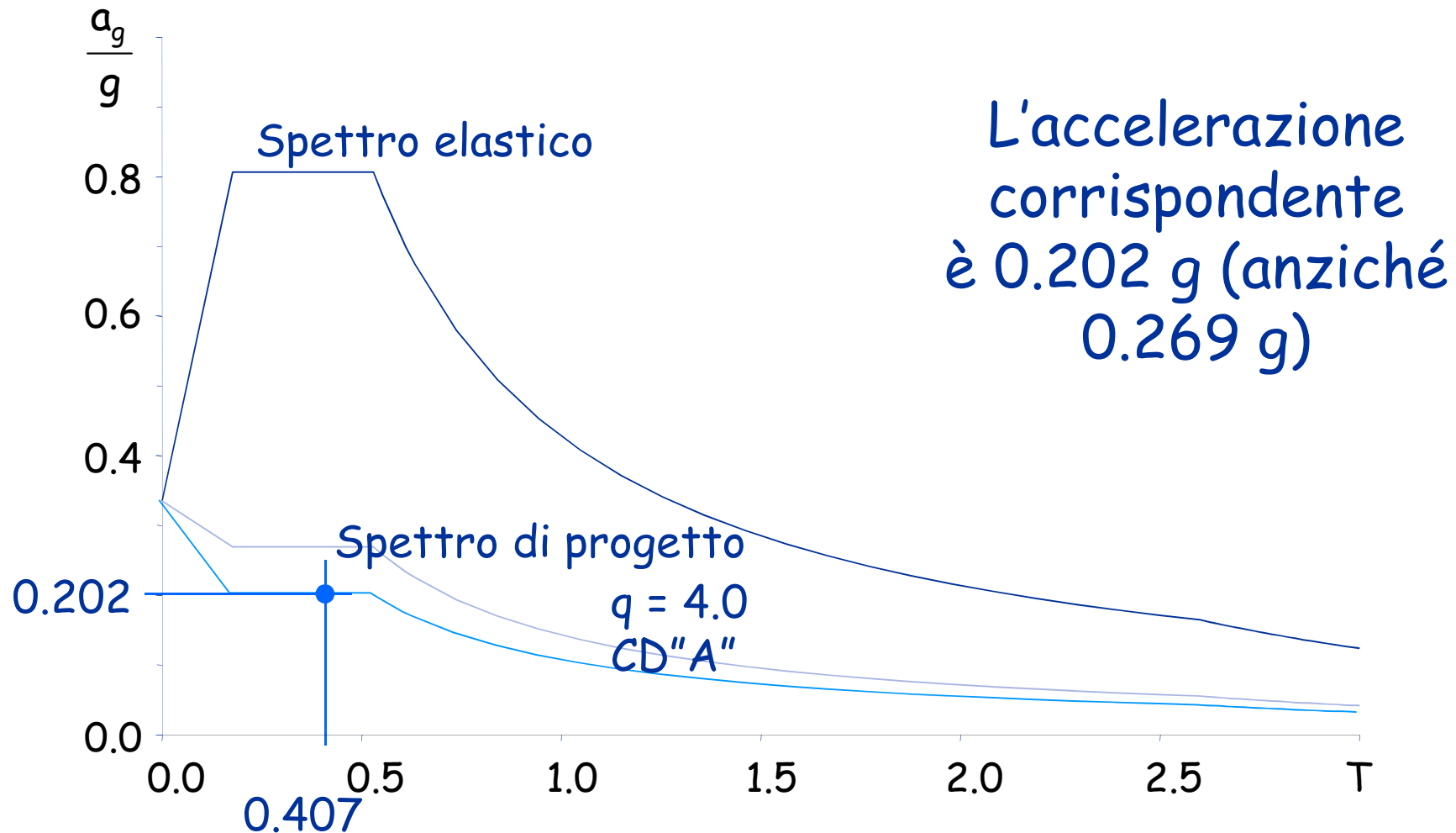
$$K_R = 1.0$$

la struttura è regolare in altezza

$$q = 4.00 \text{ (prima era 3.0)}$$

Esempio - ordinata spettrale

Il periodo stimato è ancora $T = 0.407$ s



Forze per analisi statica

Taglio alla base $V_b = 0.85 \sum_{i=1}^n m_i S_d(T_1) =$
 $= 0.85 \times 17655 \times 0.202 = 3031.4 \text{ kN}$

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	16.40	56072	967.7	967.7
5	3559	13.20	46979	810.7	1778.4
4	3559	10.00	35590	614.2	2392.6
3	3559	6.80	24201	417.7	2810.3
2	3559	3.60	12812	221.1	3031.4
somma	17655		175654		

Come dimensionare le pareti?

1. Partire dal taglio alla base, incrementandolo per tenere conto dell'eccentricità accidentale
2. Incrementare i valori per garantire la plasticizzazione a flessione prima della rottura a taglio (gerarchia delle resistenze)
3. Determinare la sezione complessiva occorrente per sopportare il taglio alla base (incrementato)
4. Distribuire la sezione complessiva tra le pareti allungate nella direzione del sisma in modo da evitare eccentricità strutturale
5. Valutare se mantenere la sezione costante a tutta altezza o ridurla progressivamente

Come dimensionare le pareti?

1. Incrementare i valori per tenere conto dell'eccentricità accidentale

Se la struttura è molto rigida torsionalmente, incrementare del 10%

$$V_{Ed} = 3031.4 \text{ kN} \times 1.1 = 3334.5 \text{ kN}$$

Come dimensionare le pareti?

2. Partire dal taglio alla base, incrementandolo per garantire la plasticizzazione a flessione prima della rottura a taglio (gerarchia delle resistenze)

Si deve tener conto di:

- Effetto dei modi superiori
- Possibile sovraresistenza a flessione

Per farlo, si può moltiplicare per 1.5 a tutti i piani nel caso di CD "B" (un po' di più per CD "A")

Come si calcola l'incremento?

Come dimensionare le pareti?

2. Partire dal taglio alla base, incrementandolo per garantire la plasticizzazione a flessione prima della rottura a taglio (gerarchia delle resistenze)

$$V_{Ed} = \varepsilon V_{analisi}$$

Pareti snelle

$$1.5 \leq \varepsilon = \sqrt{\left(\gamma_{Rd} \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} \right)^2 + \left(q \sqrt{0.1} \frac{S_d(T_c)}{S_d(T_1)} \right)^2} \leq q$$

Pareti tozze

$$\varepsilon = \gamma_{Rd} \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} \leq q$$

$$\gamma_{Rd} = 1.2$$

Come dimensionare le pareti?

2. Partire dal taglio alla base, incrementandolo per garantire la plasticizzazione a flessione prima della rottura a taglio (gerarchia delle resistenze)

$$\gamma_{Rd} = 1.2 \quad \text{assumo} \quad \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} = 1.05 \quad \Rightarrow \quad \gamma_{Rd} \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} = 1.26$$

$$\text{\u00c8 stato stimato } T_1 = 0.407 \text{ s} \quad \frac{S_d(T_c)}{S_d(T_1)} = 1$$

$$q\sqrt{0.1} \frac{S_d(T_c)}{S_d(T_1)} = 4 \times \sqrt{0.1} \times 1 = 1.264$$

Come dimensionare le pareti?

2. Partire dal taglio alla base, incrementandolo per garantire la plasticizzazione a flessione prima della rottura a taglio (gerarchia delle resistenze)

Ed infine

$$\varepsilon = \sqrt{\left(\gamma_{Rd} \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} \right)^2 + \left(q\sqrt{0.1} \frac{S_d(T_c)}{S_d(T_1)} \right)^2} =$$
$$= \sqrt{1.26^2 + 1.264^2} = 1.78$$

Quindi

$$V_{Ed} = 3334.5 \text{ kN} \times 1.78 = 5935.5 \text{ kN}$$

Come dimensionare le pareti?

3. Determinare la sezione complessiva occorrente per sopportare il taglio alla base (incrementato)

Si inverte la formula di verifica a taglio del calcestruzzo ($V_{Rd,max}$)

assumo $b_w = 30 \text{ cm}$

pongo $\cot \theta = 1$

$$l_w = \frac{1 + \cot^2 \theta}{\cot \theta} \frac{V_{Ed}}{0.8 f'_{cd} b_w} = 2 \frac{5935.5 \times 10^{-3}}{0.8 \times 7.1 \times 0.3} = 6.97 \text{ m}$$

Come dimensionare le pareti?

3. Determinare la sezione complessiva occorrente per sopportare il taglio alla base (incrementato)

Si inverte la formula di verifica a taglio del calcestruzzo ($V_{Rd,max}$)

$$l_w = \frac{1 + \cot^2 \theta}{\cot \theta} \frac{V_{Ed}}{0.8 f'_{cd} b_w} = 2 \frac{5935.5 \times 10^{-3}}{0.8 \times 7.1 \times 0.3} = 6.97 \text{ m}$$

Ma la norma impone una ulteriore riduzione di resistenza

$$V_{Rd,max} = 0.4 \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta} f'_{cd} b_w z \Rightarrow l_w = \frac{6.97}{0.4} = 17.42 \text{ m}$$

È il doppio di ciò che serviva in CD "B"????

Considerazioni

Il progetto ad alta duttilità richiede pareti molto più grandi rispetto a quello a bassa duttilità

Si poteva prevedere, perché

1. Le azioni in CD "A" sono minori del 25% ($q = 4$ anziché 3)
2. L'amplificazione per criterio di gerarchia delle resistenze è del 20% più grande (1.78 anziché 1.5)
3. Ma soprattutto la resistenza a taglio è ridotta del 60%

Ma allora che vantaggi dall'alta duttilità?