

Corso di aggiornamento  
Progetto di strutture antisismiche  
con pareti in c.a. ed in acciaio

**Problemi specifici nel progetto  
di strutture antisismiche con pareti in c.a.**

5 - Dimensionamento e verifica di massima

Imola  
23-25 giugno 2011  
Edoardo M. Marino

**Dimensionamento delle sezioni  
e  
verifica di massima**

**Dimensionamento  
solaio**

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

Lo spessore del solaio definisce l'altezza delle travi  
a spessore, ed è bene aumentarne lo spessore di 4-  
6 cm in presenza di travi a spessore lunghe e  
caricate

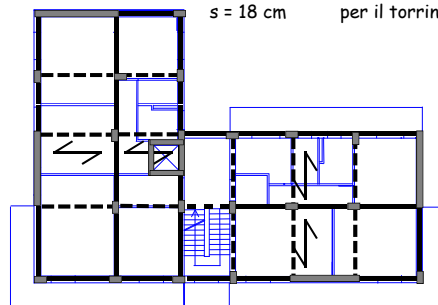
L'impalcato (solaio più travi) deve trasmettere  
l'azione sismica agli elementi resistenti (pareti)

Una soletta di 4-5 cm con rete  $\varnothing 8 / 25 \times 25$  ma  
è importante fare una verifica

**Esempio**

Lo spessore del solaio  
vale:

$s = 26$  cm per il piano tipo  
 $s = 18$  cm per il torrino scala



**Carichi unitari**

Una volta definito lo spessore, si possono calcolare i  
carichi unitari ( $\text{kN/m}^2$ )

	$g_k$	$q_k$	SLU solo c.v.	SLU con F
Solaio del piano tipo (incluso tramezzi)	5.2	2.0	10.0	5.8
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

**Dimensionamento travi**

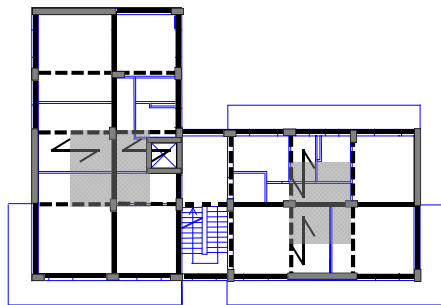
In presenza di pareti le travi portano poco sisma

Dimensionamento in base ai soli carichi  
verticali

## Esempio

Le travi di spina portano  
circa 5 m di solaio

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



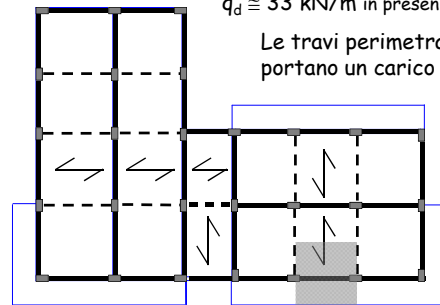
## Esempio

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 - dimensionamento travi emergenti

Momento per carichi verticali (in assenza di sisma)

$$M = \frac{q L^2}{10} = \frac{55 \times 4.30^2}{10} \cong 101.7 \text{ kNm}$$

Il momento totale in presenza di sisma  
probabilmente non è molto più grande

## Esempio - dimensionamento travi emergenti

Dati:

Sezione rettangolare

$b = 30 \text{ cm}$

$h = \text{da determinare}$

$c = 4 \text{ cm}$

$M_{Ed} = 102 \text{ kNm}$

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

Calcolo della larghezza:

$$d = r \sqrt{\frac{M}{d}} = 0.020 \sqrt{\frac{102}{0.30}} = 0.37 \text{ m}$$

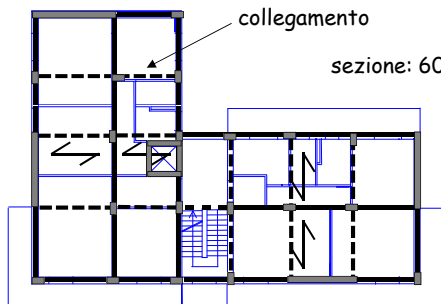
sezione: 30x50

Incluso l'ultimo impalcato

## Esempio

Le altre travi sono solo di  
collegamento

sezione: 60x26



## 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 50	2.9		3.8	2.9
Travi 60 x 26	2.2		2.9	2.2
Tamponature	7.0		9.1	7.0
Tramezzi	3.0		3.9	3.0

### Dimensionamento pilastri

Consigli:

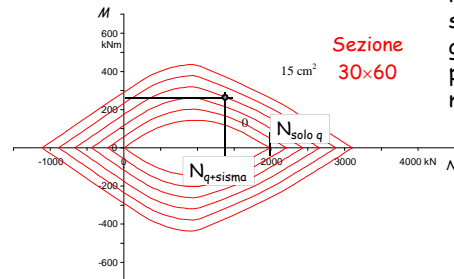
1. Dimensionare la sezione del primo ordine affidando al calcestruzzo lo sforzo normale dei soli carichi verticali:

$$N_{Ed} = A_c f_{cd}$$

in assenza di sisma

### Dimensionamento pilastri

In presenza di sisma  $N$  è minore e la sezione sarà in grado di portare momento:



### Dimensionamento pilastri

Consigli:

1. Dimensionare la sezione del primo ordine affidando al calcestruzzo lo sforzo normale dei soli carichi verticali:

$$N_{Ed} = A_c f_{cd}$$

in assenza di sisma

eventualmente sovradimensionare la sezione perché ai piani superiori il momento flettente da sisma è in genere non trascurabile

### Dimensionamento pilastri

Consigli:

2. Usare per i diversi pilastri del primo ordine un numero basso di tipi di sezione (max 2 o 3) e cercare di mantenere - più o meno - la stessa altezza delle sezioni

Quindi cercare di mantenere - più o meno - la stessa altezza delle sezioni e variare la base

### Dimensionamento pilastri

Consigli:

3. Mantenere il più possibile costante lungo l'altezza la sezione trasversale

Proprio ai piani superiori i pilastri possono essere impegnati da un momento flettente importante

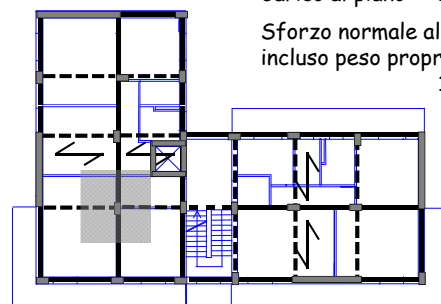
Le variazioni di sezione sono sempre possibili causa di errori costruttivi

### Esempio

Pilastro interno, porta  
9 m di trave  
21 m<sup>2</sup> di solaio

Carico al piano: 245 kN

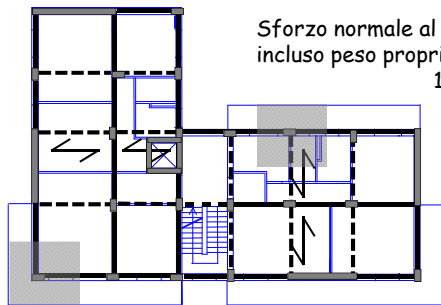
Sforzo normale al piede,  
incluso peso proprio:  
1560 kN



## Esempio

Pilastro laterale con sbalzo  
pilastro d'angolo con sbalzi  
Più o meno lo stesso

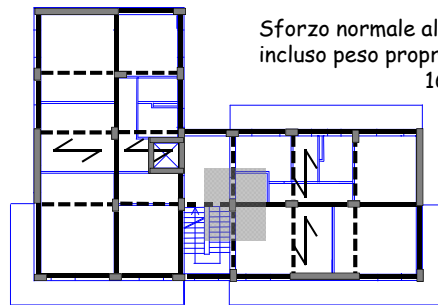
Sforzo normale al piede,  
incluso peso proprio:  
1560 kN



## Esempio

Pilastro interno in  
corrispondenza della scala  
Di più, a causa del torrino

Sforzo normale al piede,  
incluso peso proprio:  
1640 kN



## Esempio

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

Carico al piano ancora  
minore

Sforzo normale al piede,  
incluso peso proprio:  
930 kN



## Esempio

Pilastro d'angolo  
privo di sbalzo

Carico al piano ancora  
minore

Sforzo normale al piede,  
incluso peso proprio:  
570 kN



## Esempio - dimensionamento pilastri

Tipo di pilastro	$N_{Ed}$ (SLU con F)	$A_c$
Pilastri più caricati (20)	1560 - 1640 kN	1100-1170 cm <sup>2</sup>
Pilastri perimetrali senza sbalzo (2)	930 kN	660 cm <sup>2</sup>
Pilastri d'angolo senza sbalzo (1)	570 kN	400 cm <sup>2</sup>

$$A_c = \frac{N_{Ed}}{f_{cd}} \approx \frac{N_{Ed}}{14.2} \times 10$$

## Esempio - dimensionamento pilastri

Tipo di pilastro	$N_{Ed}$	$A_c$	Sezione minima	Sezione scelta
Pilastri caricati (20)	1560 - 1640 kN	1100-1170 cm <sup>2</sup>	30 x 40	30 x 50
Pilastri perimetrali (2)	930 kN	660 cm <sup>2</sup>	30 x 30	30 x 50
Pilastri d'angolo (1)	570 kN	400 cm <sup>2</sup>	30 x 30	30 x 50

Si sceglie la sezione 30 x 50 perché altrimenti è difficile soddisfare il criterio di gerarchia delle resistenze... inoltre un leggero sovradimensionamento è utile per portare il momento flettente dovuto al sisma

### Esempio - dimensionamento pilastri

Variazione di sezione lungo l'altezza

La sezione 30 x 50 non crea problemi architettonici e non comporta costi eccessivi

la si mantiene invariata per tutta l'altezza (per i motivi visti primi)

### 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  $11 \text{ kN/m}^2$  ( $9 \text{ kN/m}^2$  in copertura, per la minore incidenza delle tamponature)

### Esempio - masse

La superficie degli impalcati nell'edificio in esame è

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

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 $\text{m}^2$	Incidenza $\text{kN/m}^2$	Peso $\text{kN}$
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 intelaiata in c.a. - CD "A"

$q_0 = 3.0$  struttura intelaiata in c.a. - CD "B"

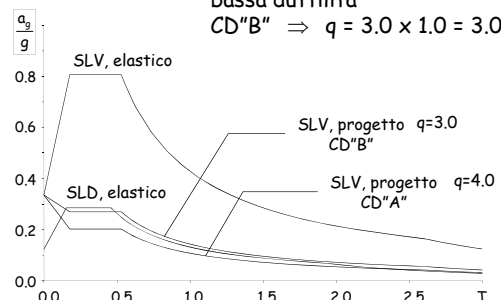
$\alpha_u / \alpha_1 = 1.0$  2 sole pareti per direzione

$K_R = 1$  la struttura è regolare in altezza

### Spettro di progetto

Ipotizzo di realizzare la struttura a bassa duttilità

$$\text{CD "B"} \Rightarrow q = 3.0 \times 1.0 = 3.0$$



### Ordinata spettrale

Dipende dal periodo

Si può assumere  $T_1 = C_1 H^{3/4}$

con

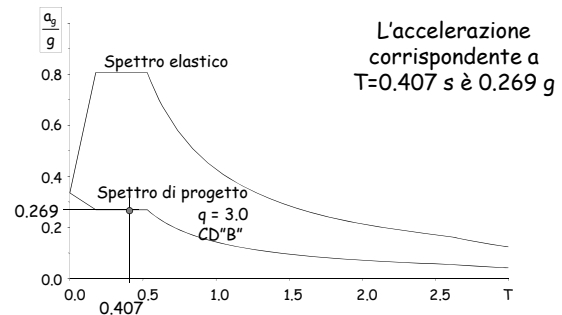
$C_1 = 0.050$   
per strutture diverse da quelle  
intelaiate in acciaio e c.a.

$H$  = 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



### Forze per analisi statica

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

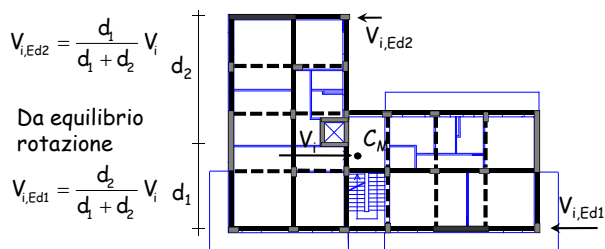
$$\text{Forza al piano } F_k = \frac{m_k z_k}{\sum_{i=1}^n m_i z_i} V_b$$

### 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 prevedere il taglio sollecitante delle pareti?

1. Ripartire il taglio di piano tra le pareti allungate nella direzione del sisma in modo da evitare eccentricità strutturale



### Come prevedere il taglio sollecitante delle pareti?

1. Ripartire il taglio di piano tra le pareti allungate nella direzione del sisma in modo da evitare eccentricità strutturale

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

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

### Come prevedere il taglio sollecitante delle pareti?

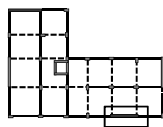
3. Incrementare il taglio della parete per garantire la plasticizzazione a flessione prima della rottura a taglio tenendo conto di:
- sovrarresistenza
  - modi superiori

### Come prevedere il taglio sollecitante delle pareti?

3. Incrementare il taglio della parete per garantire la plasticizzazione a flessione prima della rottura a taglio (criterio di gerarchia delle resistenze):
- moltiplicare per 1.5 a tutti i piani nel caso di CD"B" un po' di più per CD"A"
  - in ogni caso il taglio dei piani superiori (per  $z > h_w/3$ ) non deve essere inferiore al 50% di quello alla base

### Taglio pareti direzione x 1 - ripartizione

Piano	Taglio globale (kN)
6	1288.6
5	2368.3
4	3186.2
3	3742.4
2	4036.8



Calcolo il taglio della parete 1

### Taglio pareti direzione x 1 - ripartizione

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio parete 1 (kN)
6	1288.6	838.0
5	2368.3	1540.1
4	3186.2	2072.0
3	3742.4	2433.7
2	4036.8	2625.2

$$V_{iEd1} = \frac{d_2}{d_1 + d_2} V_i$$

$$d_1 = 5.5 \text{ m}$$

$$d_2 = 10.2 \text{ m}$$

### Taglio pareti direzione x 2 - incremento per eccentricità

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio parete 1 (kN)	
6	1288.6	838.0	921.8
5	2368.3	1540.1	1694.1
4	3186.2	2072.0	2279.2
3	3742.4	2433.7	2677.1
2	4036.8	2625.2	2887.7

+10%

### Taglio pareti direzione x 3 - incremento per gerarchia delle resistenze

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio parete 1 (kN)		
6	1288.6	838.0	921.8	1382.7
5	2368.3	1540.1	1694.1	2541.2
4	3186.2	2072.0	2279.2	3418.8
3	3742.4	2433.7	2677.1	4015.6
2	4036.8	2625.2	2887.7	4331.6

< 0.5V<sub>i</sub>

+50%

### Taglio pareti direzione x 3 - incremento per gerarchia delle resistenze

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio parete 1 (kN)		
6	1288.6	838.0	921.8	2165.8
5	2368.3	1540.1	1694.1	2541.2
4	3186.2	2032.0	2239.2	3418.8
3	3742.4	2433.7	2677.1	4015.6
2	4036.8	2625.2	2887.7	4331.6

+50%

0.5 V<sub>base</sub>

### Dimensionamento della sezione di base delle pareti

1. Dimensionare la sezione trasversale della parete più sollecitata nel rispetto della verifica a taglio del calcestruzzo

$$V_{Ed} = V_{Rcd} = \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta} f_{cd} b z \quad z = 0.8 l_w$$

$$l_w = \frac{1 + \cot^2 \theta}{\cot \theta} \frac{V_{Ed}}{0.8 f_{cd} b}$$

$$1 \leq \cot \theta \leq 2.5 \text{ per CD "B"}$$

### Dimensionamento della sezione di base delle pareti

1. Dimensionare la sezione trasversale della parete più sollecitata nel rispetto della verifica a taglio del calcestruzzo

Alla base  $V_{Ed} = 4331.6 \text{ kN}$

assumo  $b_w = 30 \text{ cm}$

pongo  $\cot \theta = 1.5$

$$l_w = \frac{1 + \cot^2 \theta}{\cot \theta} \frac{V_{Ed}}{0.8 f_{cd} b_w} = 2.17 \frac{4331.6 \times 10^{-3}}{0.8 \times 7.1 \times 0.3} = 5.5 \text{ m}$$

La dimensione è accettabile

### Dimensionamento della sezione di base delle pareti

2. Calcolare la lunghezza dell'altra parete imponendo il rapporto tra i momenti d'inerzia uguale al rapporto tra i tagli

$$\frac{I_1}{I_2} = \frac{V_{Ed1}}{V_{Ed2}} \Rightarrow \frac{l_{w1}^3}{l_{w2}^3} = \frac{d_2}{d_1} \Rightarrow l_{w2} = l_{w1} \sqrt[3]{\frac{d_1}{d_2}}$$

Nel caso in esame:

$$d_1 = 5.5 \text{ m}$$

$$d_2 = 10.2 \text{ m}$$

$$l_{w2} = 5.5 \times \sqrt[3]{\frac{5.5}{10.2}} = 4.8 \text{ m}$$

Aumentata per soddisfare vincoli architettonici

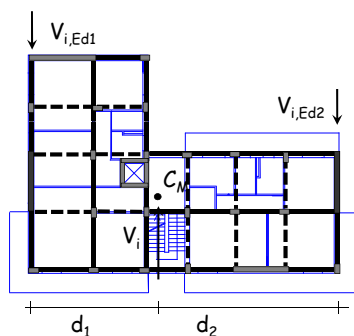
### Taglio pareti in direzione y

$$V_{i,Ed1} = \frac{d_2}{d_1 + d_2} V_i$$

$$V_{i,Ed2} = \frac{d_1}{d_1 + d_2} V_i$$

$$d_1 = 10.2 \text{ m}$$

$$d_2 = 12.3 \text{ m}$$



### Taglio pareti direzione y

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio parete 1 (kN)		
6	1288.6	704.4	774.9	1820.6
5	2368.3	1294.6	1424.1	2136.2
4	3186.2	1731.8	1935.0	2873.9
3	3742.4	2045.8	2250.4	3375.6
2	4036.8	2206.8	2427.5	3641.2

+10% +50%

< 0.5V<sub>2</sub>



## Dimensionamento della sezione di base delle pareti

Parete 1

$$V_{Ed} = 3641.2 \text{ kN} \quad b_w = 30 \text{ cm} \quad \cot \theta = 1.5$$

$$l_{w1} = \frac{1 + \cot^2 \theta}{\cot \theta} \frac{V_{Ed}}{0.8 f_{cd} b_w} = 2.17 \frac{3641.2 \times 10^{-3}}{0.8 \times 7.1 \times 0.3} = \frac{4.6 \text{ m}}{4.5 \text{ m}}$$

Parete 2

$$l_{w2} = l_{w1} \sqrt[3]{\frac{d_1}{d_2}} = 4.6 \times \sqrt[3]{\frac{10.2}{12.3}} = \frac{4.5 \text{ m}}{4.3 \text{ m}}$$

Modificate per soddisfare vincoli architettonici

## Dimensionamento di struttura ad alta duttilità

### Cosa cambia?

Il fattore di struttura è più grande  
Le forze di progetto sono più piccole  
(minore resistenza e membrature 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:

$$q_0 = 4.0 \times 1.0$$

struttura con 2 pareti per direzione

Prima era 3.0

duttilità alta

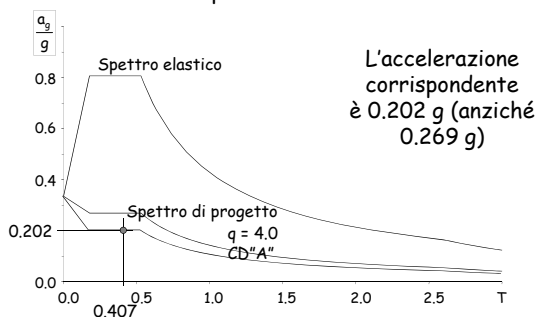
$$K_R = 1.0$$

la struttura è regolare in altezza

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

### Esempio - ordinata spettrale

Il periodo è ancora  $T = 0.407 \text{ s}$



### Forze per analisi statica

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

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

### 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		

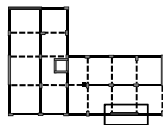
### Come prevedere il taglio sollecitante delle pareti?

1. Ripartire il taglio di piano tra le pareti allungate nella direzione del sisma in modo da evitare eccentricità strutturale
2. Incrementare i valori per tenere conto dell'eccentricità accidentale

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

### Taglio pareti direzione x 1 - ripartizione

Piano	Taglio globale (kN)
6	967.7
5	1778.4
4	2392.6
3	2810.3
2	3031.4



Calcolo il taglio della parete 1

### Taglio pareti direzione x 1 - ripartizione

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio parete 1 (kN)
6	967.7	629.3
5	1778.4	1156.5
4	2392.6	1556.0
3	2810.3	1827.6
2	3031.4	1971.4

$$V_{iEd1} = \frac{d_2}{d_1 + d_2} V_i$$

$$d_1 = 5.5 \text{ m}$$

$$d_2 = 10.2 \text{ m}$$

### Taglio pareti direzione x 2 - incremento per eccentricità

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio parete 1 (kN)	
6	967.7	629.3	692.2
5	1778.4	1156.5	1272.2
4	2392.6	1556.0	1711.5
3	2810.3	1827.6	2010.3
2	3031.4	1971.4	2168.5

+10%

### Come prevedere il taglio sollecitante delle pareti?

3. Incrementare i tagli per tener conto del criterio di gerarchia delle resistenze; moltiplicare per 1.5 a tutti i piani nel caso di CD"B" un po' di più per CD"A"

In ogni caso il taglio dei piani superiori non deve essere inferiore al 50% di quello alla base

Come si calcola l'incremento?

### Amplificazione del taglio sismico per strutture ad alta duttilità

E' causato da:

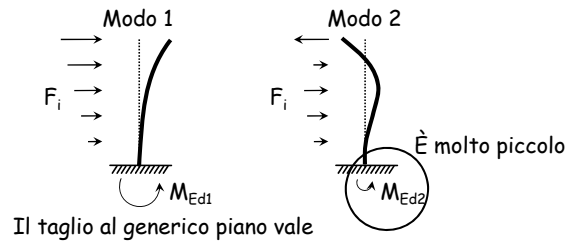
1. Influenza dei modi superiori

Ma se facciamo l'analisi modale l'abbiamo già considerata, in realtà NO

2. Sovreresistenza

### Amplificazione del taglio sismico (modi superiori)

Consideriamo i primi due modi di vibrazione:



$$V_{Ed} = \sqrt{V_{Ed1}^2 + V_{Ed2}^2}$$

### Amplificazione del taglio sismico (modi superiori)

La plasticizzazione della parete alla base è causata principalmente dal contributo del modo 1

Il contributo del modo 2 non è influenzato dal momento alla base e dunque dalla plasticizzazione della parete

Si può immaginare che la struttura risponda elasticamente secondo il modo 2 e dunque il taglio va calcolato come segue

$$V_{Ed} = \sqrt{V_{Ed1}^2 + (qV_{Ed2})^2} \quad \dots \text{segue}$$

### Amplificazione del taglio sismico (modi superiori)

Il contributo alla risposta sismica del modo 2 può essere espresso in funzione di quello del modo 1

$$V_{Ed2} = \sqrt{0.1} \frac{S_d(T_c)}{S_d(T_1)} V_{Ed1}$$

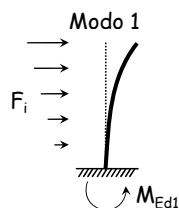
E dunque:

$$V_{Ed} = \sqrt{V_{Ed1}^2 + \left( q \sqrt{0.1} \frac{S_d(T_c)}{S_d(T_1)} V_{Ed1} \right)^2}$$

... segue

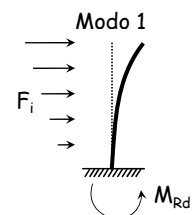
### Amplificazione del taglio sismico (sovreresistenza)

Se alla parete viene data una resistenza a flessione maggiore di quella strettamente richiesta dal calcolo, il momento alla base può crescere



### Amplificazione del taglio sismico (sovreresistenza)

Se alla parete viene data una resistenza a flessione maggiore di quella strettamente richiesta dal calcolo, il momento alla base può crescere

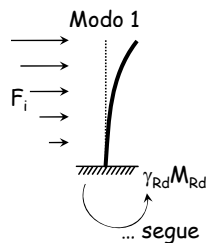


### Amplificazione del taglio sismico (sovrarresistenza)

Se alla parete viene data una resistenza a flessione maggiore di quella strettamente richiesta dal calcolo, il momento alla base può crescere

Questo comporta anche un aumento del taglio dovuto al modo 1

$$V_{Ed} = \sqrt{V_{Ed1}^2 + \left( q \sqrt{0.1} \frac{S_d(T_c)}{S_d(T_1)} V_{Ed1} \right)^2}$$



### Amplificazione del taglio sismico (sovrarresistenza)

A causa della sovrarresistenza il taglio sismico diventa

$$V_{Ed} = \sqrt{\left( \gamma_{Rd} \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} V_{Ed1} \right)^2 + \left( q \sqrt{0.1} \frac{S_d(T_c)}{S_d(T_1)} V_{Ed1} \right)^2}$$

$$V_{Ed} = V_{Ed1} \sqrt{\underbrace{\left( \gamma_{Rd} \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} \right)^2 + \left( q \sqrt{0.1} \frac{S_d(T_c)}{S_d(T_1)} \right)^2}_{\text{Fattore di amplificazione } \varepsilon}}$$

### Criterio di gerarchia delle resistenze (Amplificazione taglio sismico parete)

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

$$\gamma_{Rd} = 1.2$$

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

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

### Come prevedere il taglio sollecitante delle pareti?

- Incrementare i tagli per tener conto del criterio di gerarchia delle resistenze; moltiplicare per 1.5 a tutti i piani nel caso di CD "B" un po' di più per CD "A"

$$\gamma_{Rd} = 1.2$$

$$\text{assumo } \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} = 1.05$$

$$\gamma_{Rd} \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} = 1.26$$

### Come prevedere il taglio sollecitante delle pareti?

- Incrementare i tagli per tener conto del criterio di gerarchia delle resistenze; moltiplicare per 1.5 a tutti i piani nel caso di CD "B" un po' di più per CD "A"

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

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

### Come prevedere il taglio sollecitante delle pareti?

- Incrementare i tagli per tener conto del criterio di gerarchia delle resistenze; moltiplicare per 1.5 a tutti i piani nel caso di CD "B" un po' di più per CD "A"

Ed infine

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

### Taglio pareti direzione x 3 - incremento per gerarchia delle resistenze

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio parete 1 (kN)		
6	1288.6	838.0	921.8	1235.4
5	2368.3	1540.1	1694.1	2270.5
4	3186.2	2072.0	2279.2	3054.7
3	3742.4	2433.7	2677.1	3587.9
2	4036.8	2625.2	2887.7	3870.2

< 0.5V<sub>2</sub>

+78%

### Taglio pareti direzione x 3 - incremento per gerarchia delle resistenze

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio parete 1 (kN)		
6	1288.6	838.0	921.8	1935.1
5	2368.3	1540.1	1694.1	2270.5
4	3186.2	2072.0	2279.2	3054.7
3	3742.4	2433.7	2677.1	3587.9
2	4036.8	2625.2	2887.7	3870.2

0.5 V<sub>base</sub>

+78%

### Dimensionamento della sezione di base delle pareti

1. Dimensionare la sezione trasversale della parete più sollecitata nel rispetto della verifica a taglio del calcestruzzo

$$V_{Ed} = V_{Rcd} = \frac{0.4}{1 + \cot^2 \theta} f'_{cd} b z \quad z = 0.8 l_w$$

Riduzione resistenza in zona critica  $\cot \theta = 1$  per CD "A"

$$l_w = \frac{2}{0.4} \frac{V_{Ed}}{0.8 f'_{cd} b}$$

### Dimensionamento della sezione di base delle pareti

1. Dimensionare la sezione trasversale della parete più sollecitata nel rispetto della verifica a taglio del calcestruzzo

Alla base  $V_{Ed} = 3870.2 \text{ kN}$

assumo  $b_w = 30 \text{ cm}$

$\cot \theta = 1$

$$l_w = \frac{1 + \cot^2 \theta}{\cot \theta} \frac{V_{Ed}}{0.8 f'_{cd} b_w} = 5 \frac{3870.2 \times 10^{-3}}{0.8 \times 7.1 \times 0.3} = 11.4 \text{ m}$$

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, perchè

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?