

Corso di aggiornamento
Progettazione strutturale e
Norme Tecniche per le Costruzioni 2008

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

5 - Dimensionamento e verifica di massima

Spoletto
3-4 febbraio 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 $s \leq \frac{L_{max}}{25}$

Ma 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)

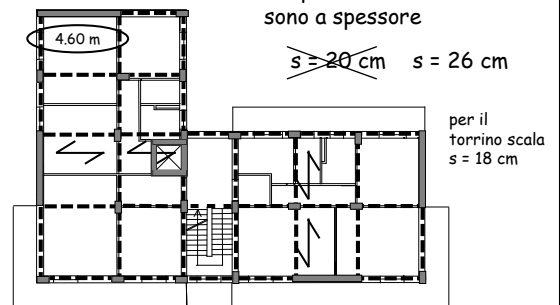
Una soletta di 4-5 cm con rete Ø8 / 25x25 ma
è importante fare una verifica

Esempio

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

Ma poiché tutte le travi
sono a spessore

~~$s \leq 20$ cm~~ $s = 26$ 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 (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 a spessore**

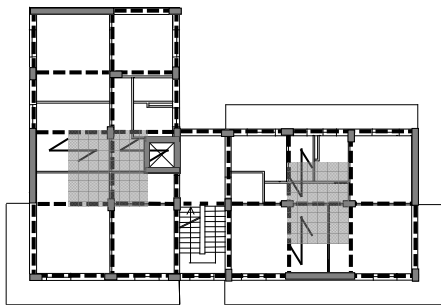
In presenza di pareti le travi portano poco sisma

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



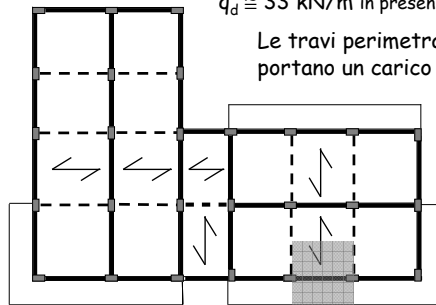
Esempio

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 a spessore

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 più grande

Esempio - dimensionamento travi a spessore

Dati:

Sezione rettangolare

b = da determinare

$h = 26 \text{ cm}$

$c = 4 \text{ cm}$

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

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

Calcolo della larghezza:

$$b = \frac{r^2}{d} M = \frac{0.019^2}{0.22^2} \times 101.7 = 0.76 \text{ m}$$

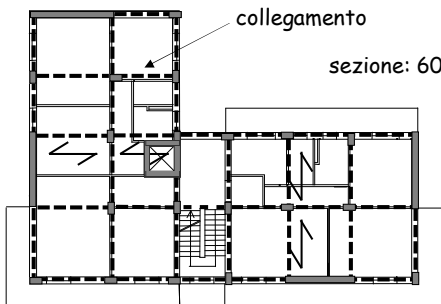
sezione: 80x26

all'ultimo impalcato 80x18

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 80 x 26	2.9		3.8	2.9
Travi 60 x 26	2.2		2.9	2.2
Travi 80 x 18	1.9		2.1	1.9
Tamponature	7.0		9.1	7.0
Tramezzi	3.0		3.9	3.0

Dimensionamento pilastri

Consigli:

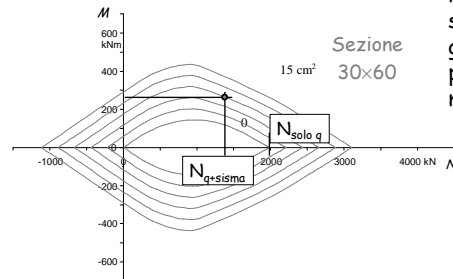
1. Dimensionare la sezione del primo ordine affidando al calcestruzzo lo sforzo normale dei soli carichi verticali:

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

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 possibile causa di errori costruttivi

Esempio

Pilastro interno, porta
9 m di trave
21 m² 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 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 ²
Pilastri perimetrali senza sbalzo (2)	930 kN	660 cm ²
Pilastri d'angolo senza sbalzo (1)	570 kN	400 cm ²

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

Esempio - dimensionamento pilastri

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

La sezione 30 x 50 non crea problemi architettonici, ed un leggero sovradimensionamento può essere utile per portare il momento flettente dovuto al sisma ai piani alti

Esempio - dimensionamento pilastri

Variazione di sezione lungo l'altezza

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

quindi la si può mantenere invariata per tutta l'altezza

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:

$q_0 = 4.0$ α_u/α_1 struttura intelaiata in c.a. - CD "A"

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

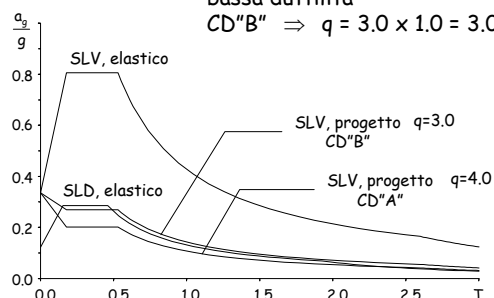
$\alpha_u/\alpha_1 = 1.0$ 2 sole pareti per direzione

$K_R = 1$ la struttura è regolare in altezza

Spettro di progetto

Ipotizzo di realizzare la struttura a bassa duttilità

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



Ordinata spettrale

Dipende dal periodo

Si può assumere $T_1 = C_1 H^{3/4}$

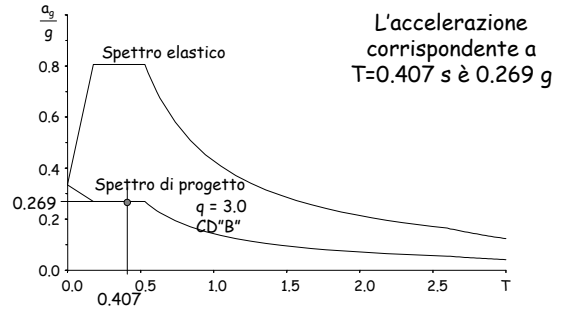
con $C_1 = 0.050$
per strutture diverse da quelle
intelaiate in acciaio e c.a.

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

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

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

Da equilibrio rotazione

The diagram shows a floor plan with two walls of lengths d_1 and d_2 . A shear force V_i is applied at the center of mass C_M . The resulting shear forces on the walls are $V_{i,Ed1}$ and $V_{i,Ed2}$.

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%

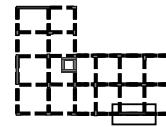
Come prevedere il taglio sollecitante delle pareti?

3. Incrementare 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 (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

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

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

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

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

+50%

< 0.5V₂

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	2072.0	2279.2	3418.8
3	3742.4	2433.7	2677.1	4015.6
2	4036.8	2625.2	2887.7	4331.6

+50%

0.5 V_{base}

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

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

$$\text{assumo } b_w = 30 \text{ cm}$$

$$\text{pongo } \cot \theta = 1.5$$

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

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:

$$d_1 = 5.5 \text{ m} \quad d_2 = 10.2 \text{ m} \quad l_{w2} = 5.5 \times \sqrt[3]{\frac{5.5}{10.2}} = 4.8 \text{ m}$$

Aumentata per soddisfare vincoli architettonici

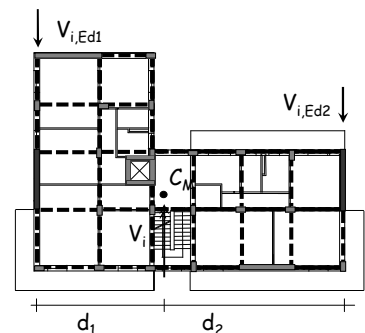
Taglio pareti in direzione y

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

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

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

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



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	1741.8	1935.0	2873.9
3	3742.4	2045.8	2250.4	3375.6
2	4036.8	2206.8	2427.5	3641.2

< 0.5V₂

+10% +50%

Dimensionamento della sezione di base delle pareti

Parete 1

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

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

Parete 2

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

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:

$$q_0 = 4.0 \times 1.0$$

Prima
era 3.0

struttura con 2 pareti per
direzione
duttività alta

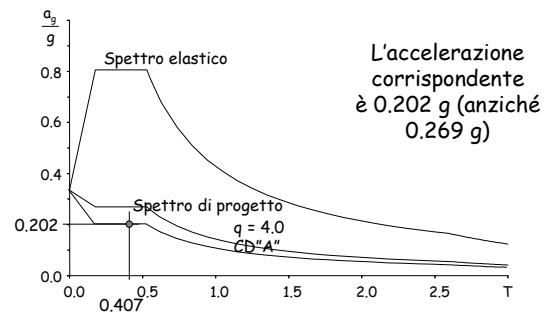
$$K_R = 1.0$$

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

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

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

Forze per analisi statica

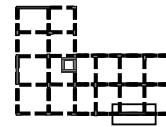
Piano	Peso W (kN)	Quota z (m)	Wz (kNm)	Forza F (kN)	Taglio V (kN)
6+torrino	3419	16.40	56072	967.7	967.7
5	3559	13.20	46979	810.7	1778.4
4	3559	10.00	35590	614.2	2392.6
3	3559	6.80	24201	417.7	2810.3
2	3559	3.60	12812	221.1	3031.4
somma	17655		175654		

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

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

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

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

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:

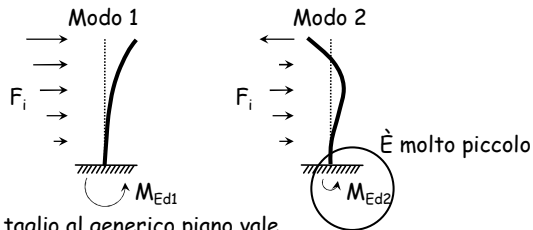
1. Influenza dei modi superiori

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 influenzia il 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

$$V_{Ed2} = \sqrt{0.1 \frac{S_d(T_2)}{S_d(T_1)}} V_{Ed1}$$

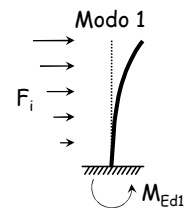
E dunque:

$$V_{Ed} = \sqrt{V_{Ed1}^2 + \left(q \sqrt{0.1 \frac{S_d(T_2)}{S_d(T_1)}} V_{Ed1} \right)^2}$$

... segue

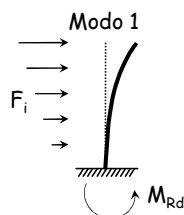
Amplificazione del taglio sismico (sovrarresistenza)

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



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

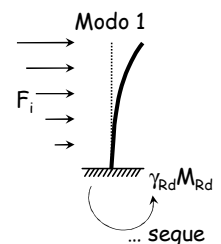


Amplificazione del taglio sismico (sovrarresistenza)

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

$$V_{Ed} = \sqrt{V_{Ed1}^2 + \left(q \sqrt{0.1 \frac{S_d(T_2)}{S_d(T_1)}} V_{Ed1} \right)^2}$$



Amplificazione del taglio sismico (sovraresistenza)

A causa della sovraresistenza il taglio sismico diventa

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

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

Criterio di gerarchia delle resistenze (Amplificazione taglio sismico parete)

$$V_{Ed} = \varepsilon V_{analisi} \quad \gamma_{Rd} = 1.2$$

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"

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

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

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

+78%

< 0.5V₂

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_{base}

+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"

$$l_w = \frac{2}{0.4 \cdot 0.8} \frac{V_{Ed}}{f_{cd}' b}$$

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" ???

Conclusioni

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?