

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

**Problemi specifici nel progetto di strutture  
antisismiche in acciaio**

4 - Calcolo approssimato e dimensionamento

Spoletto  
11-12 maggio 2012  
Aurelio Gheresi

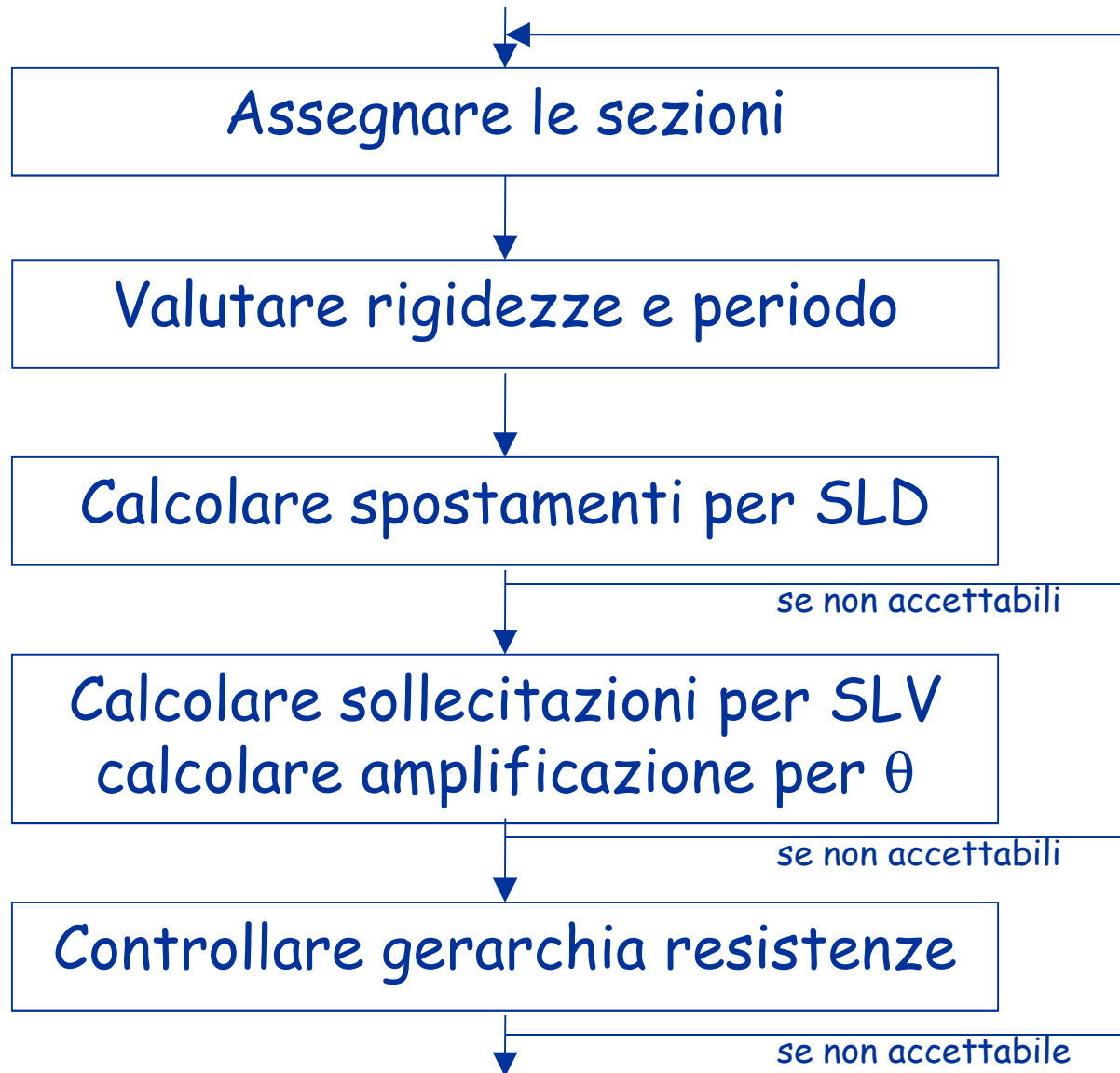
# Dimensionamento

- Le indicazioni da rispettare sono molte ed occorre almeno un calcolo di massima per verificarle
- Si potrebbe procedere per tentativi:
  - assegnare le sezioni
  - fare il calcolo
  - verificare le sezioni



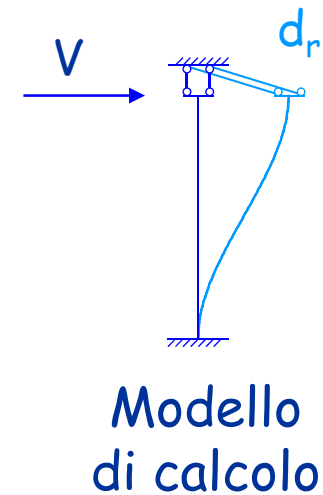
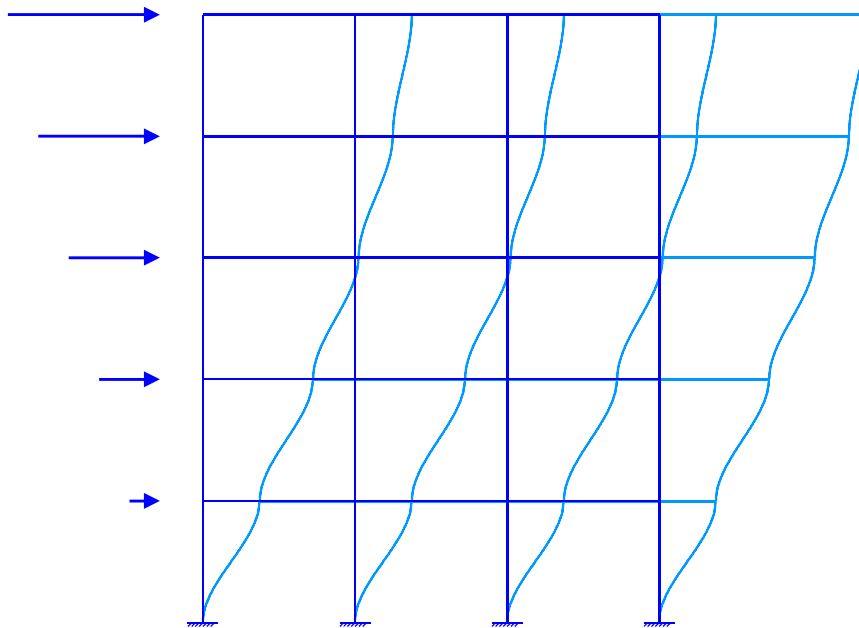
... ma è preferibile organizzare un foglio di calcolo che faccia un calcolo di massima e tutti i controlli

# Schema logico



# Rigidezza

- Rigidezza di un pilastro = rapporto tra taglio  $V$  e spostamento relativo  $d_r$
- Se le travi sono infinitamente rigide



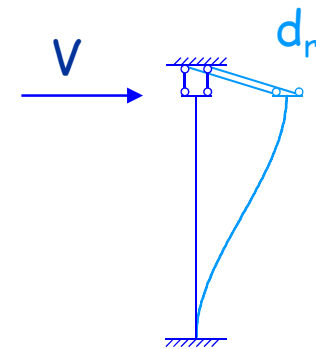
# Rigidezza

- Rigidezza di un pilastro = rapporto tra taglio  $V$  e spostamento relativo  $d_r$
- Se le travi sono infinitamente rigide

$$d_r = \frac{V L_p^3}{12 E I_p}$$

$$\text{rigidezza} = \frac{12 E I_p}{L_p^3}$$

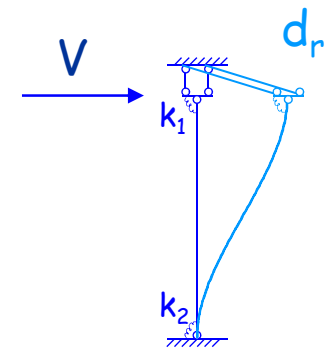
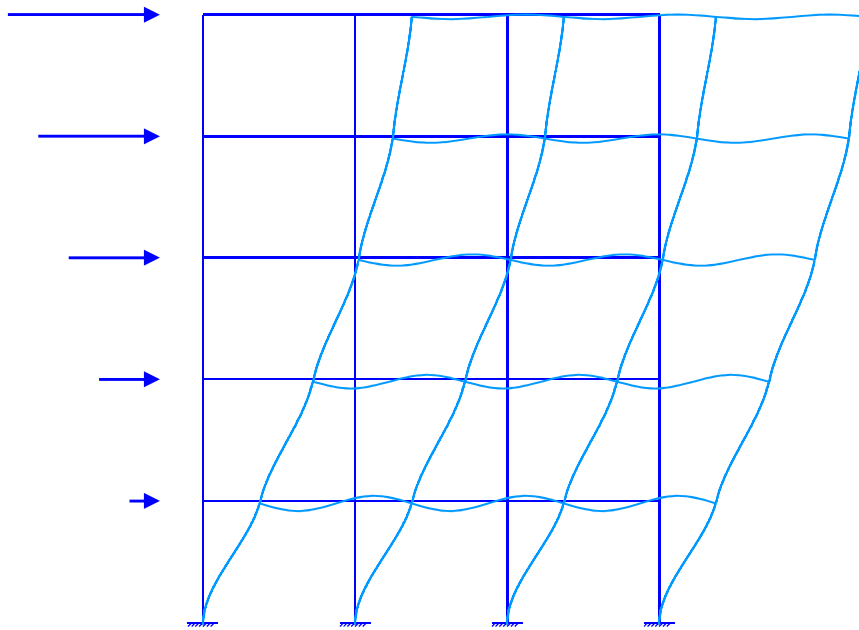
La rigidezza è proporzionale al momento d'inerzia della sezione



Modello  
di calcolo

# Rigidezza

- Rigidezza di un pilastro = rapporto tra taglio  $V$  e spostamento relativo  $d_r$
- In realtà le travi sono deformabili



Modello  
di calcolo

# Rigidezza

- Rigidezza di un pilastro = rapporto tra taglio  $V$  e spostamento relativo  $d_r$
- In realtà le travi sono deformabili

$$k_1 = \frac{12 E I_{t,\text{sup}}}{L_t}$$

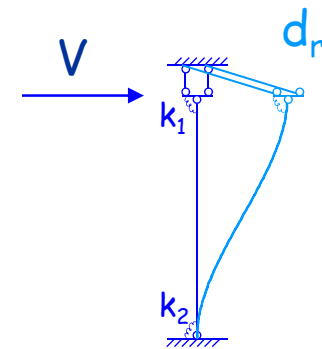
ma poiché la trave serve da vincolo anche al pilastro di sopra, prendo la metà

$$k_1 = \frac{6 E I_{t,\text{sup}}}{L_t}$$

$$k_2 = \frac{6 E I_{t,\text{inf}}}{L_t}$$

pongo

$$r_1 = \frac{E I_p}{L_p k_1} \quad r_2 = \frac{E I_p}{L_p k_2}$$



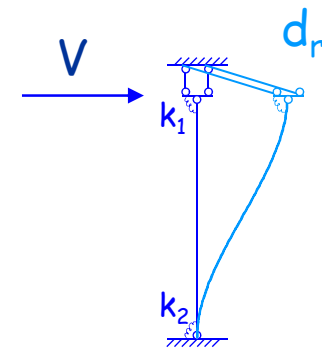
Modello  
di calcolo

# Rigidezza

- Rigidezza di un pilastro = rapporto tra taglio  $V$  e spostamento relativo  $d_r$
- In realtà le travi sono deformabili

$$d_r = \frac{V L_p^3}{12 E I_p} \left[ 1 + 3 \frac{r_1 + r_2 + 4 r_1 r_2}{1 + r_1 + r_2} \right]$$
$$\cong \frac{V L_p^3}{12 E I_p} [1 + 3 (r_1 + r_2)]$$

Lo spostamento dipende anche dalla rigidezza delle travi



Modello  
di calcolo



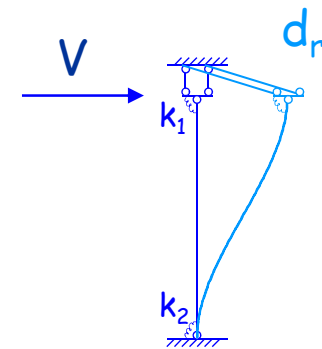
# Rigidezza

- Rigidezza di un pilastro = rapporto tra taglio  $V$  e spostamento relativo  $d_r$
- In realtà le travi sono deformabili

Spostamento e rigidezze si possono esprimere direttamente con

$$d_r \cong \frac{V L_p^3}{12 E I_p} \left[ 1 + \frac{1}{2} \left( \frac{E I_p / L_p}{E I_{t,sup} / L_t} + \frac{E I_p / L_p}{E I_{t,inf} / L_t} \right) \right]$$

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



Modello  
di calcolo

# Rigidezza

Nel caso in esame abbiamo più situazioni:

- Colonna lato rigido + 1 trave
- Colonna lato rigido + 2 travi
- Colonna lato flessibile + 1 trave
- Colonna lato flessibile + 2 travi

Occorre inoltre distinguere:





- 1° ordine: la fondazione è rigida
- Altri ordini: la colonna è tra due travi flessibili

# Rigidezza

|                              |            |            |                            |                         |       |           |        |                         |       |           |
|------------------------------|------------|------------|----------------------------|-------------------------|-------|-----------|--------|-------------------------|-------|-----------|
| Sezioni                      |            |            |                            |                         |       | Es        | 210000 | MPa                     |       |           |
|                              |            |            |                            |                         |       |           | 210    | kN/mm <sup>2</sup>      |       |           |
|                              | denominaz. |            | Inerzia [cm <sup>4</sup> ] | Wpl [cm <sup>3</sup> ]  |       | fy        | 275    | MPa                     |       |           |
| Trave                        | IPE 360    |            | 16270                      | 1019                    |       | fy / γm0  | 261.9  | MPa                     |       |           |
| Colonne                      | HE 320 B   | min        | 9239                       | 939.1                   |       | fy        | 355    | MPa                     |       |           |
|                              |            | max        | 30820                      | 2149                    |       | fy / γm0  | 338.1  | MPa                     |       |           |
|                              |            |            |                            |                         |       |           |        |                         |       |           |
| Colonna rigida, 2 travi      |            |            |                            | 1° ordine               |       |           |        | altro ordine            |       |           |
|                              | lung. [m]  | lung. [mm] |                            | Imed [cm <sup>4</sup> ] | lc/lt | k [kN/mm] |        | Imed [cm <sup>4</sup> ] | lc/lt | k [kN/mm] |
| tr.sup                       | 5.50       | 5500       |                            | 16270                   | 1.89  |           |        | 16270                   | 1.89  |           |
| tr.inf                       |            | 5500       |                            | inf                     | 0.00  |           |        | 16270                   | 1.89  |           |
| colonna                      | 3.50       | 3500       |                            | 30820                   |       | 7.280     |        | 30820                   |       | 4.555     |
|                              |            |            |                            |                         |       |           |        |                         |       |           |
| Colonna rigida, 1 trave      |            |            |                            | 1° ordine               |       |           |        | altro ordine            |       |           |
|                              | lung. [m]  | lung. [mm] |                            | Imed [cm <sup>4</sup> ] | lc/lt | k [kN/mm] |        | Imed [cm <sup>4</sup> ] | lc/lt | k [kN/mm] |
| tr.sup                       | 5.50       | 5500       |                            | 8135                    | 3.79  |           |        | 8135                    | 3.79  |           |
| tr.inf                       |            | 5500       |                            | inf                     | 0.00  |           |        | 8135                    | 3.79  |           |
| colonna                      | 3.50       | 3500       |                            | 30820                   |       | 4.555     |        | 30820                   |       | 2.605     |
|                              |            |            |                            |                         |       |           |        |                         |       |           |
| Colonna deformabile, 2 travi |            |            |                            | 1° ordine               |       |           |        | altro ordine            |       |           |
|                              | lung. [m]  | lung. [mm] |                            | Imed [cm <sup>4</sup> ] | lc/lt | k [kN/mm] |        | Imed [cm <sup>4</sup> ] | lc/lt | k [kN/mm] |
| tr.sup                       | 5.50       | 5500       |                            | 16270                   | 0.57  |           |        | 16270                   | 0.57  |           |
| tr.inf                       |            | 5500       |                            | inf                     | 0.00  |           |        | 16270                   | 0.57  |           |
| colonna                      | 3.50       | 3500       |                            | 9239                    |       | 3.755     |        | 9239                    |       | 2.870     |
|                              |            |            |                            |                         |       |           |        |                         |       |           |
| Colonna deformabile, 1 trave |            |            |                            | 1° ordine               |       |           |        | altro ordine            |       |           |
|                              | lung. [m]  | lung. [mm] |                            | Imed [cm <sup>4</sup> ] | lc/lt | k [kN/mm] |        | Imed [cm <sup>4</sup> ] | lc/lt | k [kN/mm] |
| tr.sup                       | 5.50       | 5500       |                            | 8135                    | 1.14  |           |        | 8135                    | 1.14  |           |
| tr.inf                       |            | 5500       |                            | inf                     | 0.00  |           |        | 8135                    | 1.14  |           |
| colonna                      | 3.50       | 3500       |                            | 9239                    |       | 2.870     |        | 9239                    |       | 1.950     |

# Rigidezza

- Riepilogando, se si usa una colonna HEB320

| schema  | 1° ordine | Altri ordini |
|---|-----------|--------------|
|    | 4.56      | 2.61         |
|    | 7.28      | 4.56         |
|  | 2.87      | 1.95         |
|  | 3.76      | 2.87         |

# Determinazione del periodo

La normativa suggerisce di assumere

$$T_1 = C_1 H^{3/4}$$

con

$$C_1 = 0.085$$

per strutture intelaiate in  
acciaio

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

Nell'esempio:

$$H = 17.50 \text{ m} \quad (\text{escluso torrino})$$

$$T_1 = 0.085 \times 17.50^{3/4} = 0.727 \text{ s}$$

## Ma attenzione ...

- 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  $F_i$ )

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

# Determinazione del periodo

Per applicare la formula di Rayleigh:

- Occorre determinare le masse ai vari piani
- Si potrebbe usare una qualsiasi distribuzione di forze (ma può essere comodo assegnarne una corrispondente alle forze dell'analisi statica)



Quindi:

1. Stima delle masse
2. Calcolo delle forze a meno di  $a_g$  (che dipende da  $T$ )

# Masse

In un edificio in cemento armato il peso delle masse di piano corrisponde in genere ad una incidenza media di  $8\div 11 \text{ kN/m}^2$

In un edificio in acciaio il peso delle masse di piano è in genere minore ( $6\div 8 \text{ kN/m}^2$ ) perché:

- La struttura è molto più leggera
- Solaio, massetto, pavimento spesso sono più leggeri
- I tramezzi spesso sono più leggeri

Il peso delle masse può essere stimato moltiplicando la superficie dell'impalcato per  $7.5 \text{ kN/m}^2$  ( $6 \text{ kN/m}^2$  in copertura, per la minore incidenza delle tamponature)



# Masse

| piano | S [m <sup>2</sup> ] | w [kN/m <sup>2</sup> ] | W [kN]        |
|-------|---------------------|------------------------|---------------|
| 5     | 569.23              | 6.0                    | 3415.4        |
| 4     | 452.40              | 7.5                    | 3393.0        |
| 3     | 452.40              | 7.5                    | 3393.0        |
| 2     | 452.40              | 7.5                    | 3393.0        |
| 1     | 452.40              | 7.5                    | 3393.0        |
|       |                     |                        | <hr/> 16987.3 |

# Forze

- Si applica la formula per l'analisi statica (a meno di  $S_d/g$ , non ancora nota)

$$V_b = W \cdot \lambda \cdot \frac{S_d(T_1)}{g} = W \times 1 \quad \Rightarrow \quad F_i = V_b \frac{z_i W_i}{\sum z_j W_j}$$

|       |                     |           |         |         |       |        |         |         |
|-------|---------------------|-----------|---------|---------|-------|--------|---------|---------|
| ag    | 1                   |           | Vb      | 16987.3 | kN    |        |         |         |
|       |                     |           |         |         |       |        |         |         |
| piano | S [m <sup>2</sup> ] | w [kN/m2] | W [kN]  | h [m]   | z [m] | W z    | F [kN]  | V [kN]  |
| 5     | 569.23              | 6.0       | 3415.4  | 3.50    | 17.50 | 59769  | 5687.3  | 5687.3  |
| 4     | 452.40              | 7.5       | 3393.0  | 3.50    | 14.00 | 47502  | 4520.0  | 10207.3 |
| 3     | 452.40              | 7.5       | 3393.0  | 3.50    | 10.50 | 35626  | 3390.0  | 13597.3 |
| 2     | 452.40              | 7.5       | 3393.0  | 3.50    | 7.00  | 23751  | 2260.0  | 15857.3 |
| 1     | 452.40              | 7.5       | 3393.0  | 3.50    | 3.50  | 11875  | 1130.0  | 16987.3 |
|       |                     |           | 16987.3 |         |       | 178523 | 16987.3 |         |

# Determinazione degli spostamenti

- Rigidezza singolo pilastro → rigidezza di piano
- Taglio → spostamento relativo di piano  $d_r = \frac{V}{k}$

|                |   |        |        |         |
|----------------|---|--------|--------|---------|
| <b>piano 5</b> |   |        |        |         |
|                | n | k      | V      | dr [mm] |
| col.rig-2 tra. | 9 | 40.996 |        |         |
| col.rig-1 tra. | 3 | 7.815  |        |         |
| col.def-2 tra. | 5 | 14.348 |        |         |
| col.def-1 tra. | 7 | 13.650 |        |         |
|                |   | 76.810 | 5687.3 | 74.04   |

# Determinazione degli spostamenti

- Rigidezza singolo pilastro → rigidezza di piano
- Taglio → spostamento relativo di piano  $d_r = \frac{V}{k}$
- Spostamenti relativo → spostamenti assoluti

| piano | dr [mm] | u [mm] |
|-------|---------|--------|
| 5     | 74.04   | 734.31 |
| 4     | 132.89  | 660.27 |
| 3     | 177.02  | 527.38 |
| 2     | 206.45  | 350.35 |
| 1     | 143.91  | 143.91 |

# Periodo proprio della struttura

| Piano     | m<br>(kN s <sup>2</sup> /m) | F<br>(kN) | u<br>(mm) | F u<br>(kN m) | m u <sup>2</sup><br>(kN m s <sup>2</sup> ) |
|-----------|-----------------------------|-----------|-----------|---------------|--|
| Torrino+V | 348.2                       | 5687.3    | 734.3     | 4176.2        | 187.73                                     |
| IV        | 345.9                       | 4520.0    | 660.3     | 2984.4        | 150.78                                     |
| III       | 345.9                       | 3390.0    | 527.4     | 1787.8        | 96.20                                      |
| II        | 345.9                       | 2260.0    | 350.4     | 791.8         | 42.45                                      |
| I         | 345.9                       | 1130.0    | 143.9     | 162.6         | 7.16                                       |
| somma     |                             |           |           | 9902.9        | 484.33                                     |

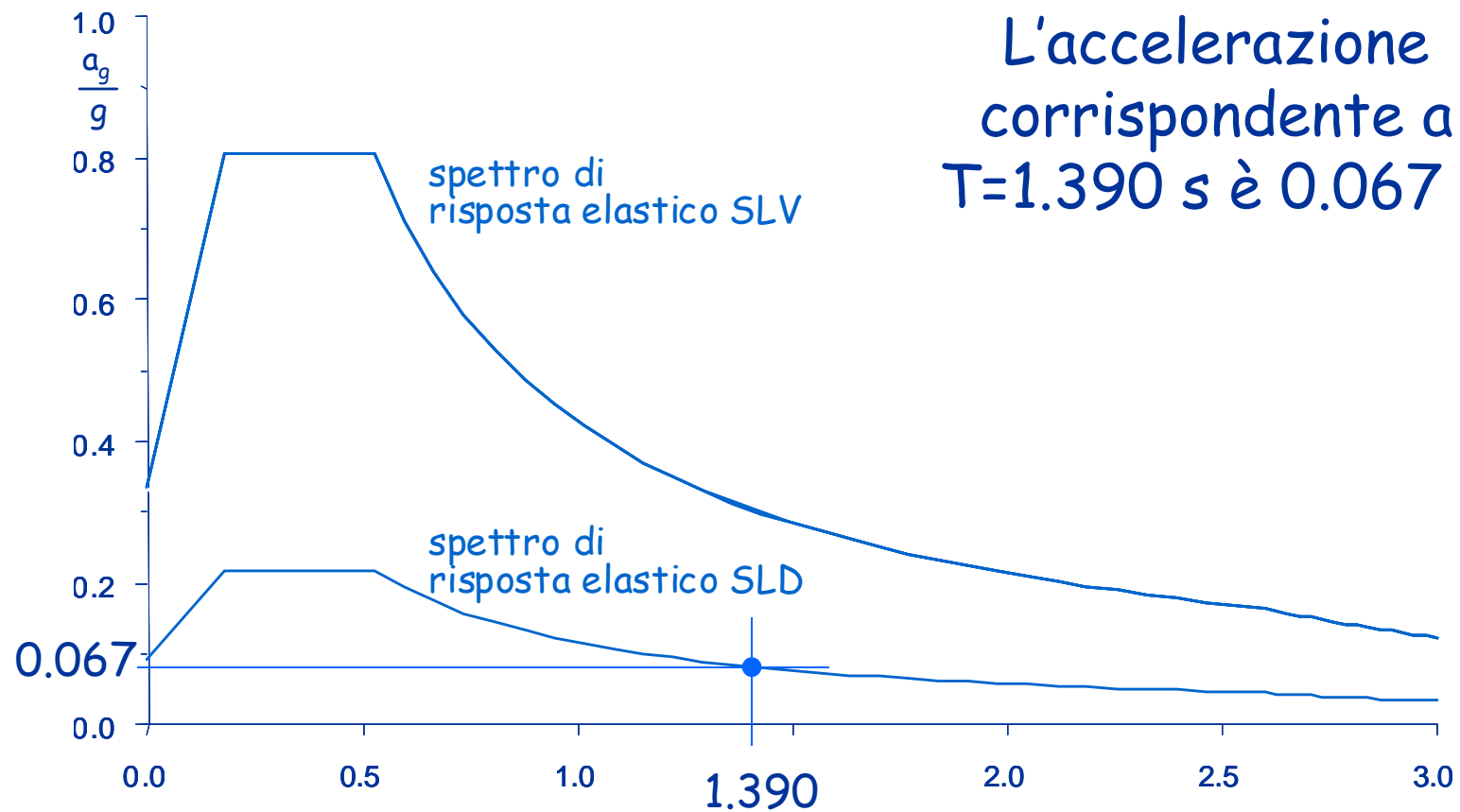
$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N m_i u_i^2}{\sum_{i=1}^N F_i u_i}}$$

$$T = 1.390 \text{ s}$$

Molto più grande di quanto previsto  
con la formula della normativa

# Ordinata spettrale

## spettro di risposta elastico SLD



# Spostamenti per SLD

- Gli spostamenti allo SLD si ricavano da quelli calcolati per  $a_g=1$ , moltiplicandoli per il valore di  $a_g$  ora trovato

| piano | dr [mm] | u [mm] |
|-------|---------|--------|
| 5     | 74.04   | 734.31 |
| 4     | 132.89  | 660.27 |
| 3     | 177.02  | 527.38 |
| 2     | 206.45  | 350.35 |
| 1     | 143.91  | 143.91 |

$\times 0.067$



| dr [mm] | u [mm] |
|---------|--------|
| 4.99    | 49.48  |
| 8.95    | 44.49  |
| 11.93   | 35.54  |
| 13.91   | 23.61  |
| 9.70    | 9.70   |

# Spostamenti per SLD

- Gli spostamenti allo SLD dovrebbero essere amplificati per tener conto di rotazioni dell'impalcato (eccentricità)

| Piano | dr [mm] |
|-------|---------|
| 5     | 4.99    |
| 4     | 8.95    |
| 3     | 11.93   |
| 2     | 13.91   |
| 1     | 9.70    |

X 1.20



| dr [mm] |
|---------|
| 5.99    |
| 10.75   |
| 14.31   |
| 16.69   |
| 11.64   |

In modo analogo possono essere determinate periodi e spostamenti per sisma in direzione y ( $dr_{max}=16.92$  mm)



# Effetto P-δ per SLD

- È in genere trascurabile ... ma controlliamo  $\theta_i = \frac{P_i d_{i,u}}{V_{i,u} h_i}$

| Verifica effetto P-δ |              |             |       |
|----------------------|--------------|-------------|-------|
| P [kN]               | dr/V [mm/kN] | P/h [kN/mm] | θ     |
| 3415.4               | 0.013        | 0.976       | 0.013 |
| 6808.4               | 0.013        | 1.945       | 0.025 |
| 10201.3              | 0.013        | 2.915       | 0.038 |
| 13594.3              | 0.013        | 3.884       | 0.051 |
| 16987.3              | 0.008        | 4.854       | 0.041 |

$$\theta_{\max} = 0.051$$

$$\theta_{\max} < 0.1$$

L'effetto P-δ può essere trascurato

Anche se lo si prendesse in conto  
l'incremento sarebbe minimo

$$\frac{1}{1 - \theta_{\max}} = 1.054$$

# Spettro di progetto per SLV

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

$$q = q_0 K_R$$

Per telai in acciaio:

$$q_0 = 5 \alpha_u / \alpha_1 \quad \text{per CD "A"}$$

$$q_0 = 4 \quad \text{per CD "B"}$$

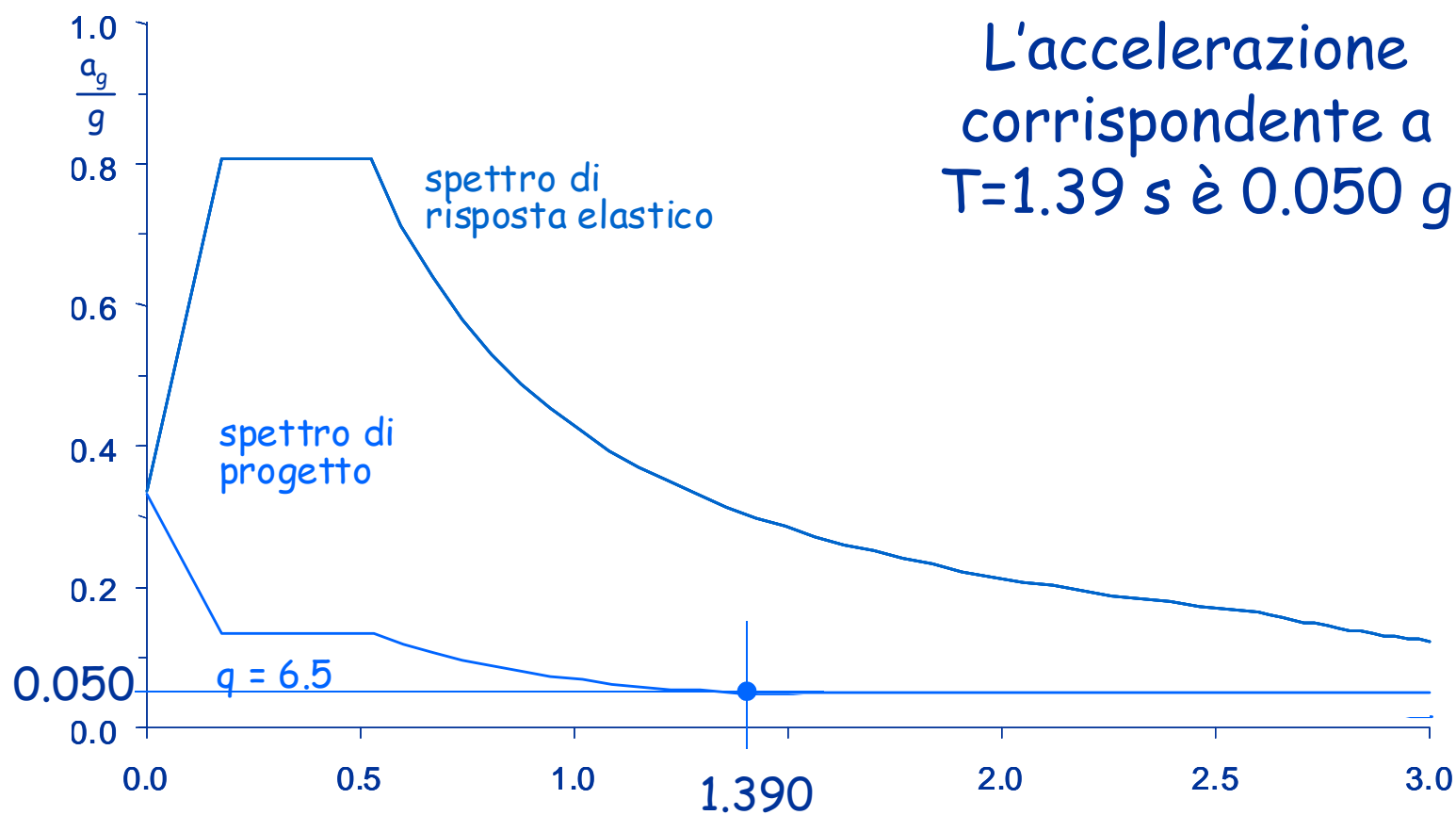
$$\alpha_u / \alpha_1 = 1.3 \quad \text{telaio con più piani e più campate}$$

$$K_R = 1 \quad \text{la struttura è regolare in altezza}$$

Posso assumere  $q = 5 \times 1.3 = 6.5$

Ma lo sfrutterò veramente?

# Ordinata spettrale per SLV



## Forze e spostamenti per SLV

- Le forze e gli spostamenti allo SLV si ricavano da quelli calcolati per  $a_g=1$ , moltiplicandoli per il valore di  $a_g$  ora trovato

| piano | F [kN]  | V [kN]  | × 0.050<br>⇒ | F      | V      | u [mm] | dr [mm] |
|-------|---------|---------|--------------|--------|--------|--------|---------|
| 5     | 5687.3  | 5687.3  |              | 284.36 | 284.36 | 36.72  | 3.70    |
| 4     | 4520.0  | 10207.3 |              | 226.00 | 510.36 | 33.01  | 6.64    |
| 3     | 3390.0  | 13597.3 |              | 169.50 | 679.86 | 26.37  | 8.85    |
| 2     | 2260.0  | 15857.3 |              | 113.00 | 792.86 | 17.52  | 10.32   |
| 1     | 1130.0  | 16987.3 |              | 56.50  | 849.36 | 7.20   | 7.20    |
|       | 16987.3 |         |              |        |        |        |         |

# Come prevedere le caratteristiche della sollecitazione?

1. Ripartire il taglio di piano tra i pilastri in maniera forfaitaria, oppure in base a rigidezze stimate

Esempio: piano 5,  $V = 284.36$  kN

|                | k      | V [kN] |
|----------------|--------|--------|
| col.rig-2 tra. | 4.555  | 16.86  |
| col.rig-1 tra. | 2.605  | 9.64   |
| col.def-2 tra. | 2.870  | 10.62  |
| col.def-1 tra. | 1.950  | 7.22   |
| TOTALE         | 76.810 |        |

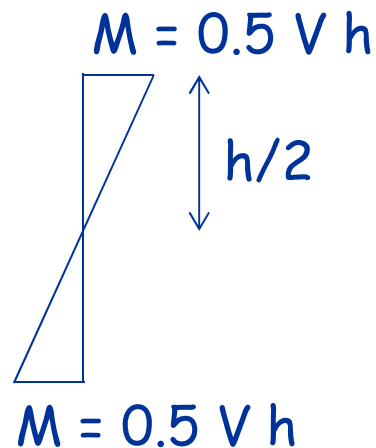
$$284.36 \times \frac{4.55}{76.810} = 16.86$$

# Come prevedere le caratteristiche della sollecitazione?

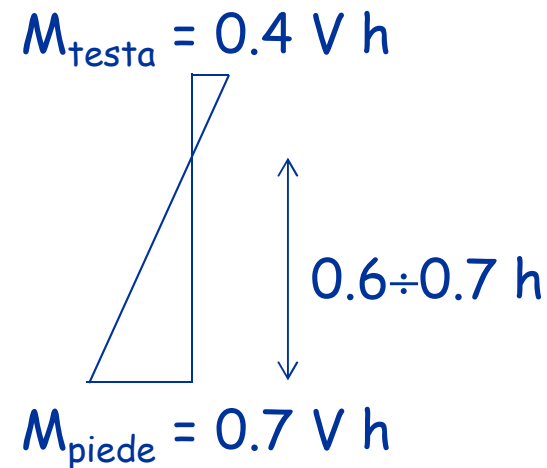
## 2. Valutare il momento nei pilastri

Se le travi sono abbastanza rigide

ai piani superiori



al primo ordine

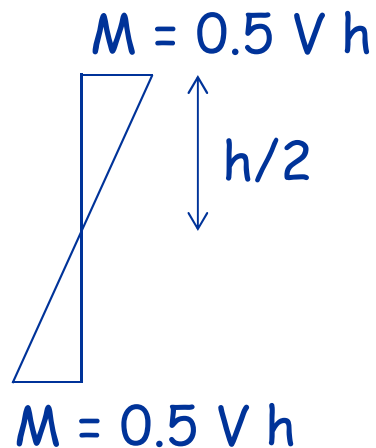


# Come prevedere le caratteristiche della sollecitazione?

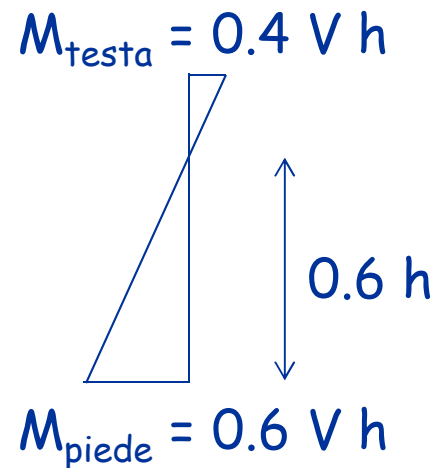
## 2. Valutare il momento nei pilastri

Se le travi sono più deformabili

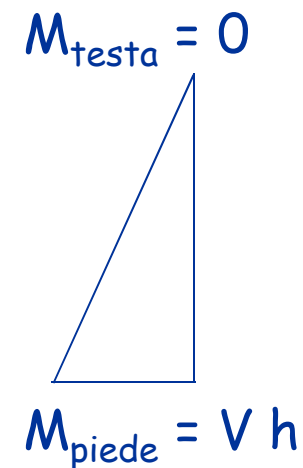
ai piani superiori



al secondo ordine



al primo ordine



# Come prevedere le caratteristiche della sollecitazione?

## 2. Valutare il momento nei pilastri

Nel caso in esame

| piano 5 |     |             |             |
|---------|-----|-------------|-------------|
| V [kN]  |     | $M_t$ [kNm] | $M_p$ [kNm] |
| 16.86   | 0.5 | 29.51       | 29.51       |
| 9.64    | 0.5 | 16.88       | 16.88       |
| 10.62   | 0.5 | 18.59       | 18.59       |
| 7.22    | 0.5 | 12.63       | 12.63       |

| piano 2 |     |             |             |
|---------|-----|-------------|-------------|
| V [kN]  |     | $M_t$ [kNm] | $M_p$ [kNm] |
| 47.02   | 0.5 | 82.29       | 82.29       |
| 26.89   | 0.5 | 47.06       | 47.06       |
| 29.62   | 0.5 | 51.84       | 51.84       |
| 20.13   | 0.5 | 35.23       | 35.23       |

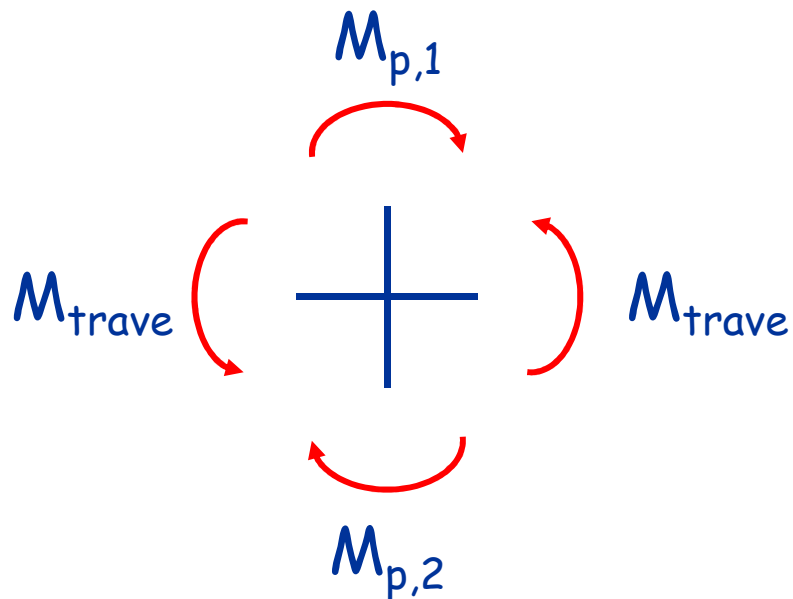
| piano 1 |     |             |             |
|---------|-----|-------------|-------------|
| V [kN]  |     | $M_t$ [kNm] | $M_p$ [kNm] |
| 52.38   | 0.2 | 36.67       | 146.66      |
| 32.78   | 0.2 | 22.94       | 91.77       |
| 27.02   | 0.4 | 37.82       | 56.74       |
| 20.65   | 0.2 | 14.45       | 57.81       |

|                |
|----------------|
| col.rig-2 tra. |
| col.rig-1 tra. |
| col.def-2 tra. |
| col.def-1 tra. |



# Come prevedere le caratteristiche della sollecitazione?

## 3. Valutare i momenti nelle travi

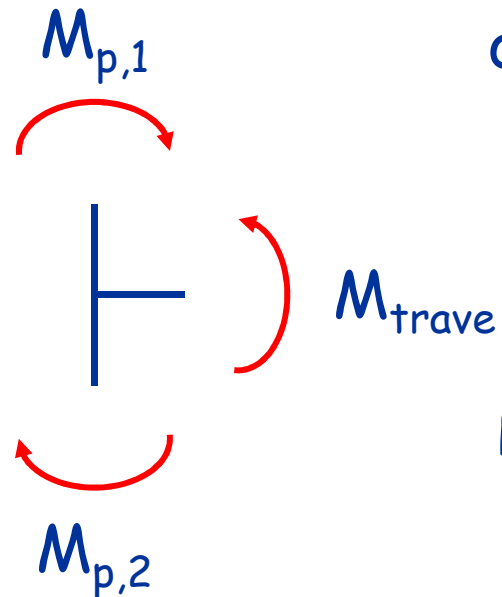


Per l'equilibrio:

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

# Come prevedere le caratteristiche della sollecitazione?

## 3. Valutare i momenti nelle travi



o, se c'è solo una trave

Per l'equilibrio:

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

# Come prevedere le caratteristiche della sollecitazione?

## 3. Valutare i momenti nelle travi

Nel caso in esame

|                |        |     |                      |                      |                        |
|----------------|--------|-----|----------------------|----------------------|------------------------|
| <b>piano 2</b> |        |     |                      |                      |                        |
|                | V [kN] |     | M <sub>t</sub> [kNm] | M <sub>p</sub> [kNm] | M <sub>tra</sub> [kNm] |
|                | 47.02  | 0.5 | 82.29                | 82.29                | 76.42                  |
|                | 26.89  | 0.5 | 47.06                | 47.06                | 87.41                  |
|                | 29.62  | 0.5 | 51.84                | 51.84                | 48.14                  |
|                | 20.13  | 0.5 | 35.23                | 35.23                | 65.43                  |
| <b>piano 1</b> |        |     |                      |                      |                        |
|                | V [kN] |     | M <sub>t</sub> [kNm] | M <sub>p</sub> [kNm] | M <sub>tra</sub> [kNm] |
| col.rig-2 tra. | 52.38  | 0.2 | 36.67                | 146.66               | 59.48                  |
| col.rig-1 tra. | 32.78  | 0.2 | 22.94                | 91.77                | 70.00                  |
| col.def-2 tra. | 27.02  | 0.4 | 37.82                | 56.74                | 44.83                  |
| col.def-1 tra. | 20.65  | 0.2 | 14.45                | 57.81                | 49.68                  |

$$\frac{36.67 + 82.29}{2} = 59.48$$

$$22.94 + 47.06 = 70.00$$

## Come prevedere le caratteristiche della sollecitazione?

4. Occorrerebbe inoltre incrementare i momenti per tenere conto di:
- eccentricità propria del sistema
  - eccentricità accidentale
  - effetto combinato delle diverse componenti

Se la struttura è bilanciata e sufficientemente rigida torsionalmente, incrementare del 20%

# Effetto P- $\delta$ per SLV

- Può essere condizionante

Per la normativa 
$$\theta = \frac{P d q}{V h}$$

Per le considerazioni già fatte 
$$\theta = \frac{P d \frac{S_e(T)}{S_d(T)}}{V h \Omega \frac{\alpha_u}{\alpha_1}}$$

Si noti che  $P d / V h$  non dipende dal valore delle forze ma solo dalla loro distribuzione

Quindi assume i valori già calcolati

# Effetto P-δ per SLV

- Se usassi la formula di normativa

$$\theta = \frac{P d q}{V h}$$

| piano | Pd/Vh | q   | Pd/Vh q |
|-------|-------|-----|---------|
| 5     | 0.013 | 6.5 | 0.083   |
| 4     | 0.025 | 6.5 | 0.165   |
| 3     | 0.038 | 6.5 | 0.247   |
| 2     | 0.051 | 6.5 | 0.329   |
| 1     | 0.041 | 6.5 | 0.267   |

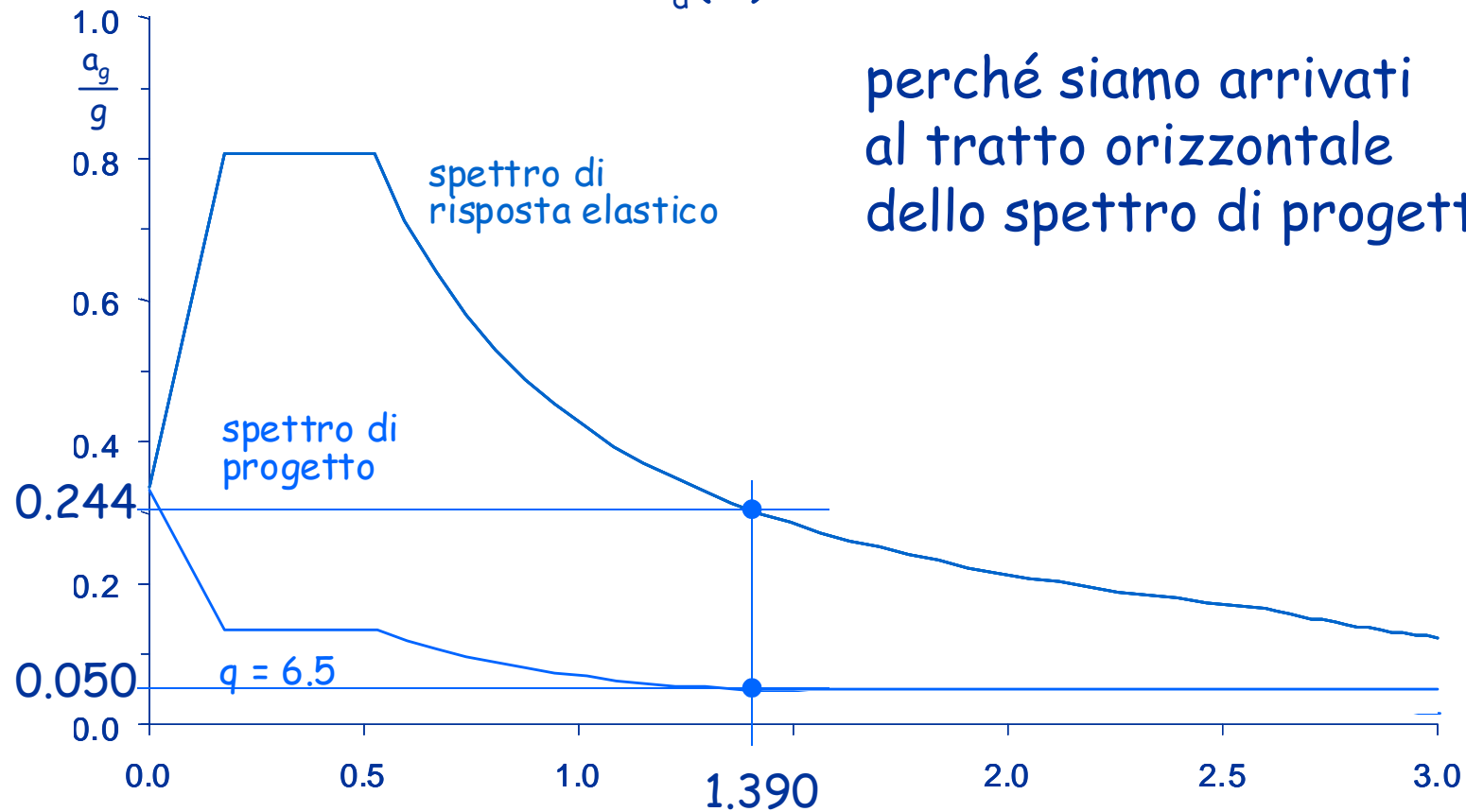
Valori molto alti, non accettabili

Nota: i valori di  $\theta$  dipenderebbero da  $q$  anche se la struttura è definita, mentre devono dipendere solo dalla struttura

# Effetto P- $\delta$ per SLV

## Ordinate spettrali

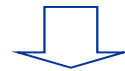
- Nel caso in esame  $\frac{S_e(T)}{S_d(T)} = \frac{0.244}{0.050} = 4.88$



# Effetto P- $\delta$ per SLV

## Ordinate spettrali e sovrarresistenza

- Nel caso in esame  $\frac{S_e(T)}{S_d(T)} = \frac{0.244}{0.050} = 4.88$
- Non conosciamo ancora  $\Omega$  (ma potremmo calcolarlo)
- Possiamo assumere  $\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1.3$



Dobbiamo quindi moltiplicare per  $\frac{4.88}{1.3} = 3.76$   
e non per 6.5

e ridurre ulteriormente di  $\Omega$



## Effetto P-δ per SLV

- Già così si ottiene

$$\theta = \frac{P d S_e(T) / S_d(T)}{1.3 V h}$$

| piano | Pd/Vh | Se/Sd / 1.3 | θ     |
|-------|-------|-------------|-------|
| 5     | 0.013 | 3.76        | 0.048 |
| 4     | 0.025 | 3.76        | 0.095 |
| 3     | 0.038 | 3.76        | 0.143 |
| 2     | 0.051 | 3.76        | 0.190 |
| 1     | 0.041 | 3.76        | 0.154 |

Valori alti, ma accettabili

Si avrebbe un incremento di sollecitazioni del 20-25%

Ma dobbiamo ancora tener conto di  $\Omega$

## Verifica di massima trave

- Momento flettente da carichi verticali,  
in condizione sismica  $M_q = 120 \text{ kNm}$

- Momento flettente da sisma,  
da calcolo  $M_E = 87.7 \text{ kNm}$

Incremento per eccentricità (1.2)  
e per effetto P- $\delta$  (1.2)  $M_E = 126.3 \text{ kNm}$

- Momento totale  $M_{Ed} = 246.3 \text{ kNm}$

- Momento resistente  $M_{Rd} = 266.9 \text{ kNm}$

Ok

## Verifica di massima colonna, lato rigido

- Sforzo normale da carichi verticali,  
in condizione sismica (stima)  $N_q = 1241 \text{ kN}$
- Momento flettente da sisma,  
da calcolo  $M_E = 146.7 \text{ kNm}$

Incremento per eccentricità (1.2)  
e per effetto P- $\delta$  (1.2)  $M_E = 211.2 \text{ kNm}$

- Momento resistente  $M_{Rd(N)} = 636.8 \text{ kNm}$

Occorre tener conto della gerarchia delle resistenze,  
ma c'è un buon margine

Ok

## Verifica di massima colonna, lato flessibile

- Sforzo normale da carichi verticali,  
in condizione sismica (stima)  $N_q = 1241 \text{ kN}$
- Momento flettente da sisma,  
da calcolo  $M_E = 57.8 \text{ kNm}$

Incremento per eccentricità (1.2)  
e per effetto P- $\delta$  (1.2)  $M_E = 83.2 \text{ kNm}$

- Momento resistente  $M_{Rd(N)} = 317.5 \text{ kNm}$

Occorre tener conto della gerarchia delle resistenze,  
ma c'è un buon margine

Ok

## Sovreresistenza $\Omega$ rispetto alla prima plasticizzazione

- La sovreresistenza è

$$\Omega = \text{Min} \left( \frac{M_{pl,Rd} - M_{Ed,G}}{M_{Ed,E}} \right)_{\text{travi}}$$

Ma  $M_{Ed,E}$  dovrebbe essere calcolato con incremento per  $\theta$ , che dipende da  $\Omega$

Nel caso in esame:

$$M_{pl,Rd} = 266.9 \text{ kNm} \quad M_{Ed,G} = 120 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,E} = 87.4 \text{ kNm (da incrementare per } 1/1-\theta)$$

## Sovreresistenza $\Omega$ rispetto alla prima plasticizzazione

- Nel caso in esame:

$$M_{pl,Rd} = 266.9 \text{ kNm} \quad M_{Ed,G} = 120 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,E} = 87.4 \text{ kNm (da incrementare per } 1/(1-\theta))$$

$$\Omega = \frac{M_{pl,Rd} - M_{Ed,G}}{M_{Ed,E} \frac{1}{1-\theta}} \quad \theta = \frac{0.190}{\Omega}$$

Si ottiene:

$$\Omega = 1.462 \quad \theta = 0.130 \quad \frac{1}{1-\theta} = 1.149$$

## Verifica colonna, lato rigido con gerarchia specifica per acciaio

- Il momento flettente deve essere calcolato con

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1.1 \gamma_{Rd} \Omega M_{Ed,E}$$

- Momento flettente da sisma,  
da calcolo

$$M_E = 146.7 \text{ kNm}$$

|                                       |       |
|---------------------------------------|-------|
| incremento per effetto P- $\delta$    | 1.149 |
| $\gamma_{Rd}$ per acciaio delle travi | 1.15  |
| incremento per sovrarresistenza       | 1.462 |
| incremento per eccentricità           | 1.20  |

$$M_{Ed} = 0 + 1.1 \times 1.15 \times 1.46 \times 1.2 \times 1.149 \times 146.7 = 374.1 \text{ kNm}$$

- Momento resistente

$$M_{Rd(N)} = 636.8 \text{ kNm} \text{ Ok}$$

## Verifica colonna, lato flessibile con gerarchia specifica per acciaio

- Il momento flettente deve essere calcolato con

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1.1 \gamma_{Rd} \Omega M_{Ed,E}$$

- Momento flettente da sisma,  
da calcolo

$$M_E = 57.8 \text{ kNm}$$

|                                       |       |
|---------------------------------------|-------|
| incremento per effetto P- $\delta$    | 1.149 |
| $\gamma_{Rd}$ per acciaio delle travi | 1.15  |
| incremento per sovrarresistenza       | 1.462 |
| incremento per eccentricità           | 1.20  |

$$M_{Ed} = 0 + 1.1 \times 1.15 \times 1.46 \times 1.2 \times 1.149 \times 57.8 = 147.5 \text{ kNm}$$

- Momento resistente

$$M_{Rd(N)} = 317.5 \text{ kNm} \text{ Ok}$$