

Corso di aggiornamento

Progetto di edifici antisismici  
con struttura controventata in acciaio

**Telai con controventi ad instabilità impedita**

8 - Il progetto del telaio

Spoletto

24-25 marzo 2017

Edoardo M. Marino

# Il metodo di progetto in breve

Definire un metodo di progetto per telai con BRBs coerente con la normativa nazionale ed europea.

## Caso dei telai tradizionali

- Si individua l'elemento dissipativo, che va progettato con forze ridotte attraverso  $q$  in funzione della duttilità disponibile
- Gli altri elementi sono non dissipativi, devono mantenersi elastici e vanno progettati con i criteri di gerarchia delle resistenze

# Il metodo di progetto in breve

## Elemento dissipativo: BRB

$q$  è assegnato in funzione dello "spostamento d'interpiano di progetto"  $\Delta_d$

$\Delta_d$  è assunto dal progettista ed è una misura della "duttilità disponibile dei BRB"  $\mu_{max}$

-  $\mu_{max} \approx 2 \Delta_d / \Delta_y$  secondo AISC 2005

# Definizione del fattore di struttura

Il fattore di struttura da utilizzare dipende dalla duttilità dei controventi ad instabilità impedita adottati

$$q_0 = 425 \Delta_d (\%) - 0.50$$

$\Delta_d$  = spostamento di progetto.

Valori compatibili con la duttilità del BRB sono:

$$\Delta_d = 1.0 \% - 2.0 \%$$

$$3.75 < q_0 < 8.00$$

# Il metodo di progetto in breve

## Elemento dissipativo: BRB

$q$  è assegnato in funzione dello "spostamento d'interpiano di progetto"  $\Delta_d$  ( $\Delta_{\max}/2$ )

$\Delta_d$  è assunto dal progettista ed è una misura della "duttilità disponibile dei BRB"  $\mu_{\max}$

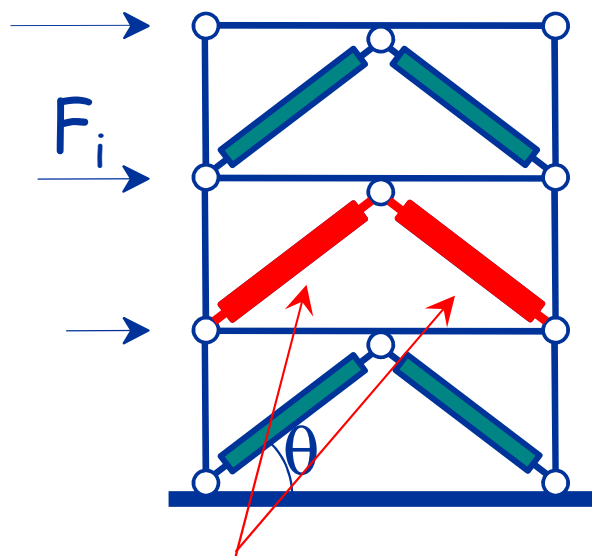
-  $\mu_{\max} \approx 2 \Delta_d / \Delta_y = \Delta_{\max} / \Delta_y$  secondo AISC 2005

## Elementi non dissipativi: Travi e colonne

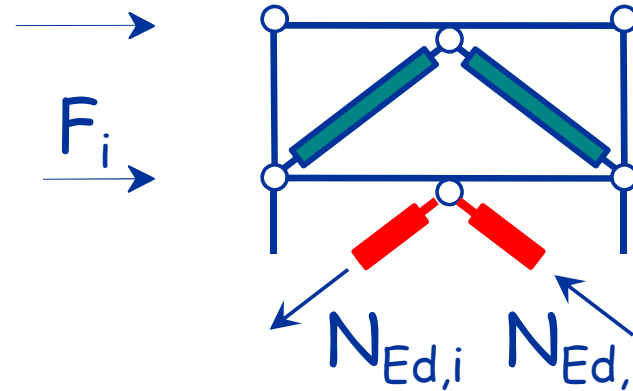
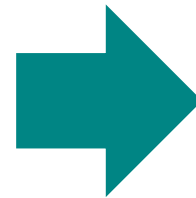
Vanno progettate con il criterio di gerarchia delle resistenze; derivati da quelli per i telai tradizionali.

# Progetto della resistenza dei controventi

L'area della sezione trasversale del nucleo è determinata imponendo che la resistenza di piano sia in equilibrio con il taglio di piano



Controventi  
plasticizzati



$$V_{Ed,i} = \sum F_i \quad N_{Ed,i} = \frac{V_{Ed,i}}{2 \cos \theta}$$

$$A_{c,i} = \frac{\gamma_{M0} N_{Ed,i}}{f_y}$$



$$N_{Ed,i} = N_{pl,Rd,i}$$

# Progetto della resistenza dei controventi

Sovreresistenza del controvento del piano i:

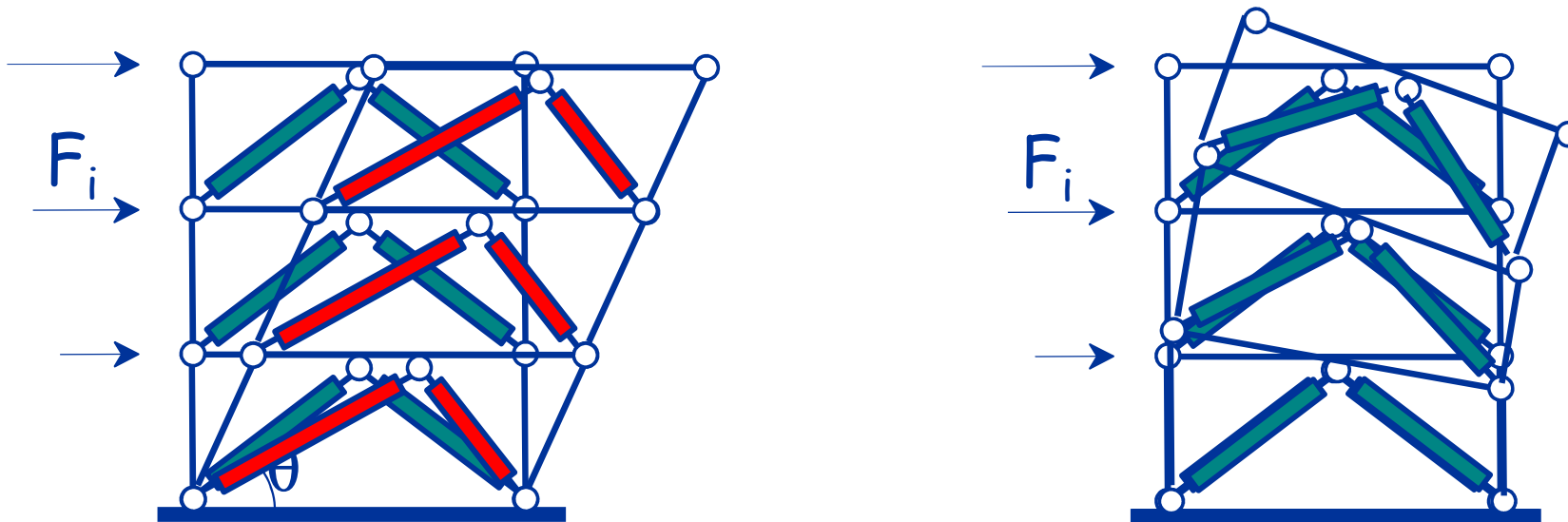
$$\Omega_i = \frac{N_{Ed,i}}{N_{pl,Rd,i}}$$

Per garantire un comportamento dissipativo omogeneo delle diagonali all'interno della struttura è richiesto che

$$\frac{\Omega_{\max}}{\Omega_{\min}} \leq 1.25$$

# Progetto della duttilità dei controventi

Lo spostamento di interpiano determina una richiesta di duttilità dei controventi...



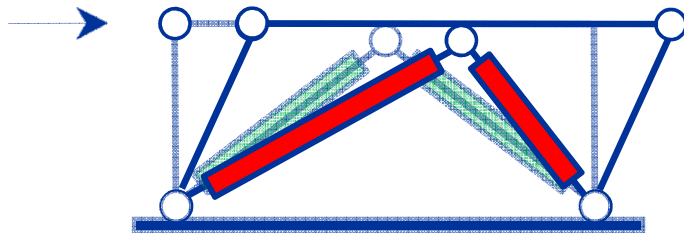
... ma non tutto lo spostamento d'interpiano causa allungamento dei controventi

# Progetto della duttilità dei controventi

Fase elastica: Lo spostamento fornito dall'analisi di progetto è somma dei due contributi

$$\Delta u_{el} = \Delta u_y^{BRB} + \Delta u^c$$

Nell'ipotesi di sovraresistenza unitaria:



$$\Delta u_y^{BRB} = \frac{N_{pl,Rd} L_w}{E A_{eq} \cos \theta}$$

$$\Delta u^c = \Delta u_y^{BRB} - \Delta u_{el}$$

# Progetto della duttilità dei controventi

Fase inelastica: Dopo la plasticizzazione dei controventi il contributo deformativo delle colonne diviene trascurabile

$$\Delta u_{pl} = \Delta u_d - \Delta u_{el}$$

Duttilità richiesta:

$$\mu = \frac{\Delta u_{pl} + \Delta u_y^{BRB}}{\Delta u_y^{BRB}} = \frac{\Delta u_d - \Delta u^c}{\Delta u_y^{BRB}}$$

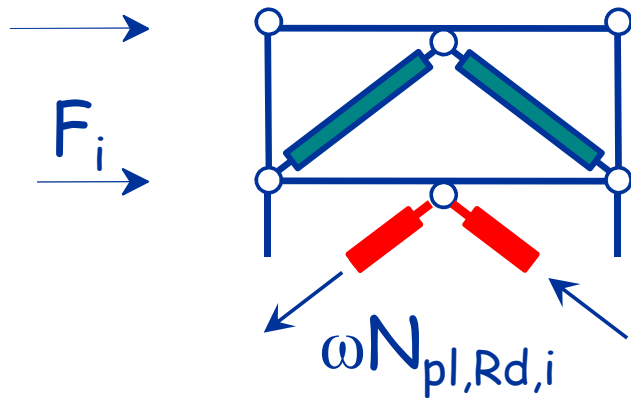
La duttilità che il BRB deve possedere è pari a due volte quella richiesta dallo spostamento di progetto

$$\mu_{max} = 2 \mu$$

# Progetto di travi e colonne

Sforzo normale sollecitante:

Le azioni assiali su travi e colonne sono somma di un contributo da carichi verticali e un contributo dovuto all'azione sismica.



$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1.1 \gamma_{Rd} \frac{1 + \beta}{2} \omega^* \Omega_{min} N_{Ed,E}$$

# Il coefficiente di sovrarresistenza del materiale

$\gamma_{Rd}$ , è il rapporto fra il valore medio  $f_{y,m}$  della tensione di snervamento e il valore caratteristico  $f_{yk}$  nominale.

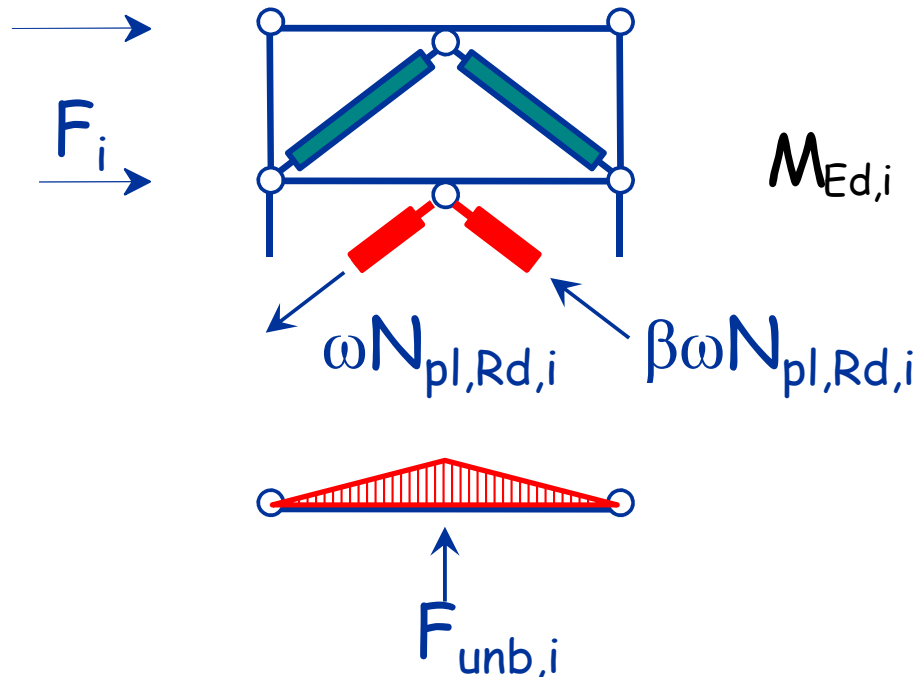
In assenza di valutazioni specifiche:

Acciaio	$\gamma_{Rd}$
S 235	1.20
S 275	1.15
S 355	1.10
S 420	1.10
S 460	1.10

# Progetto di travi e colonne

Momento flettente sulla trave:

Nasce per effetto della forza verticale squilibrata tra controvento teso e compresso



$$F_{unb,i} = 1.1 \gamma_{Rd} (\beta - 1) \omega_i N_{pl,Rd,i} \text{ sen } \theta$$

$$M_{Ed,i} = \frac{1.1 \gamma_{Rd} (\beta - 1) \omega_i N_{pl,Rd,i} \text{ sen } \theta}{4} L$$

# Progetto di travi e colonne

## Verifiche di resistenza e stabilità

Travi e colonne in condizioni di sviluppo del meccanismo dissipativo previsto devono rispettare la condizione:

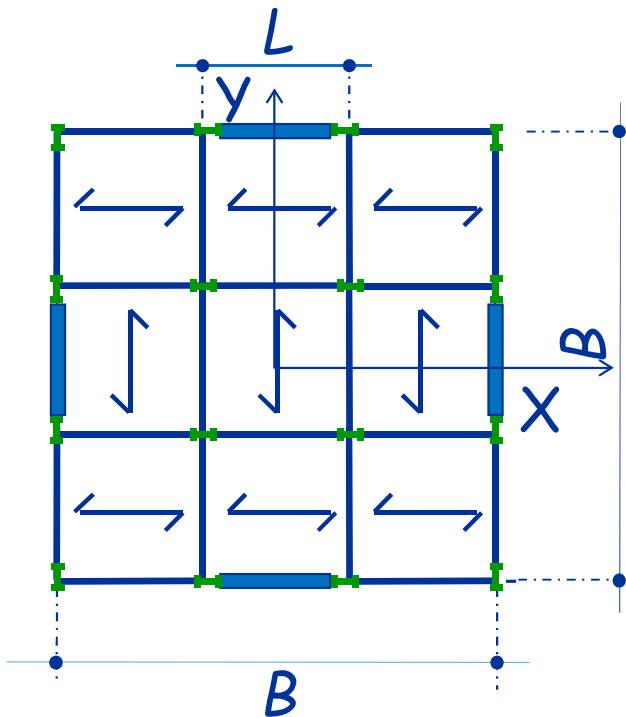
$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}(M_{ed})} \leq 1$$

$N_{pl,Rd}$  è la resistenza nei confronti dell'instabilità in presenza il valore di progetto del momento

$N_{Ed}$  è il valore di progetto dello sforzo normale nell'elemento

# L'edificio in esame

pianta



L'edificio è :

- di pianta quadrata ( $24 \times 24 \text{ m}^2$ )  
eguale ad ogni piano.

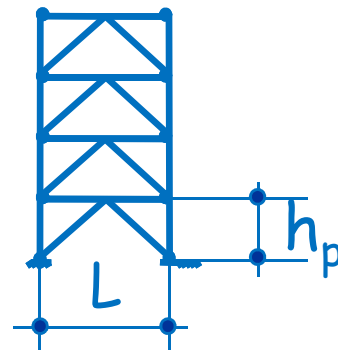
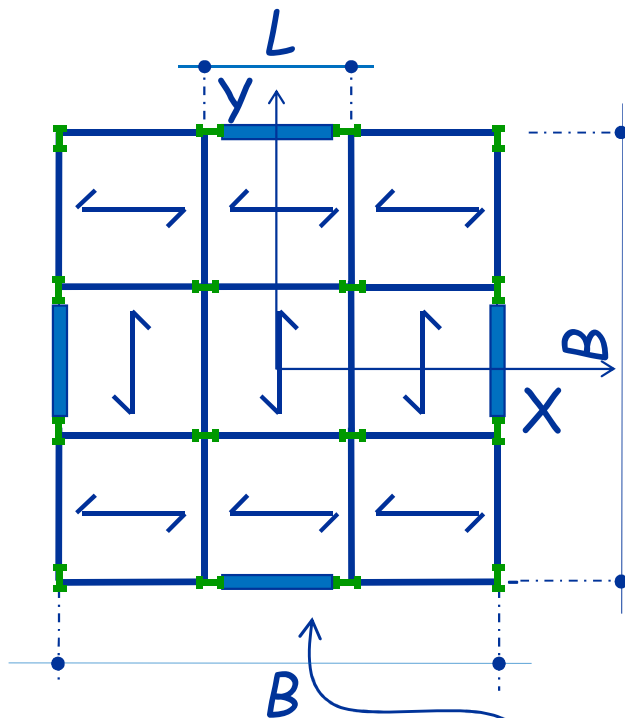
$$B = 24 \text{ m}$$

$$L = 8 \text{ m}$$

- costituito da 4 elevazioni ( $h_p = 3.3 \text{ m}$ )

# L'edificio in esame

pianta



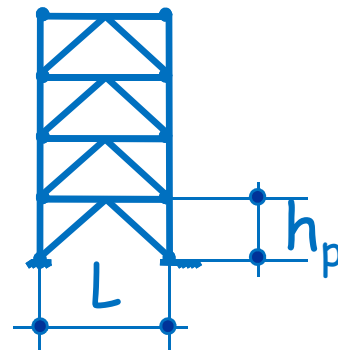
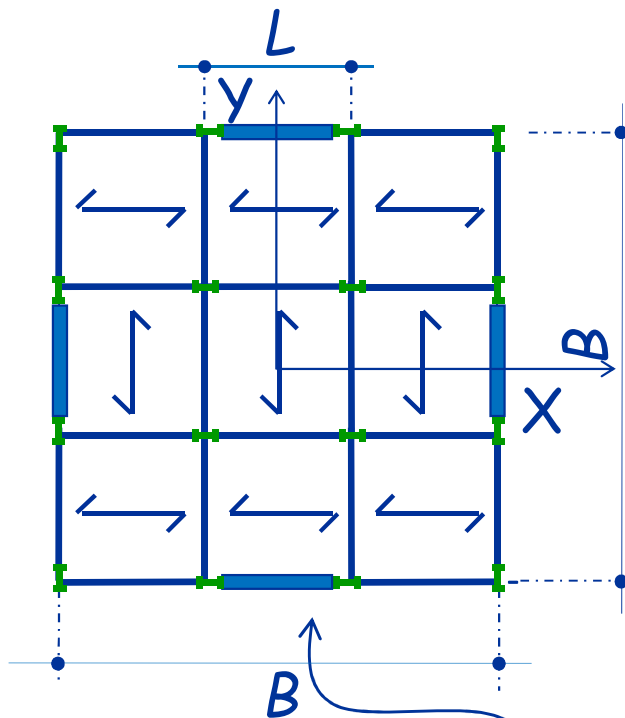
Telai controventati

## Collegamenti:

- i controventi sono incernierati alle colonne e alle travi.
- le colonne sono passanti ed incernierate alla base.
- le travi di piano sono incernierate alle estremità.

# L'edificio in esame

pianta



Telai controventati

## Carichi e masse di piano

carichi verticali:

$$g_k + \psi_2 q_k = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$W = 5 \times (24 \times 24) / 2 \\ = 1440 \text{ kN}$$

$$M = W/g = 146.79 \text{ kNs}^2/\text{m}$$

# Lo Spettro di Progetto

Stato limite di salvaguardia della vita umana

Dato	Valore	
$a_g$	0.205	$g$
$F_0$	2.470	
$T_c^*$	0.355	$s$
$\xi$	0.05	---

Dato	Valore	
$S_s$	1.40	---
$S_T$	1.00	---
$S$	1.40	---
$C_c$	1.478	---
$T_B$	0.175	$s$
$T_c$	0.525	$s$
$T_D$	2.420	$s$

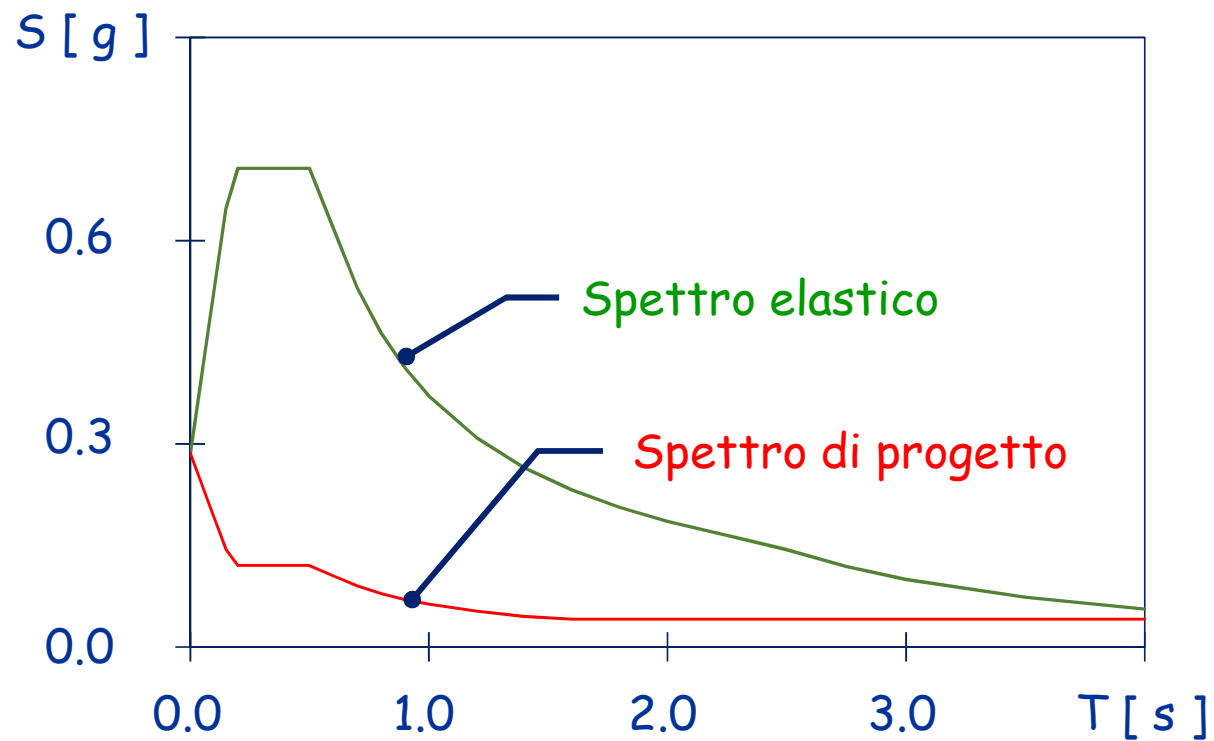
Località: Catania

Periodo di riferimento della costruzione: 50 anni

Suolo: C

Categoria Topografica: T1

# Spettro Elastico e di Progetto



Assumo  $\Delta_d (\%) = 1.5\%$

$$q_0 = 425 \times 1.5/100 - 0.50 = 5.875$$

# 1ª Iterazione: Calcolo del Periodo Fondamentale di Vibrazione

In assenza di calcoli più dettagliati:  $T_1 = C_1 \times H^{3/4}$

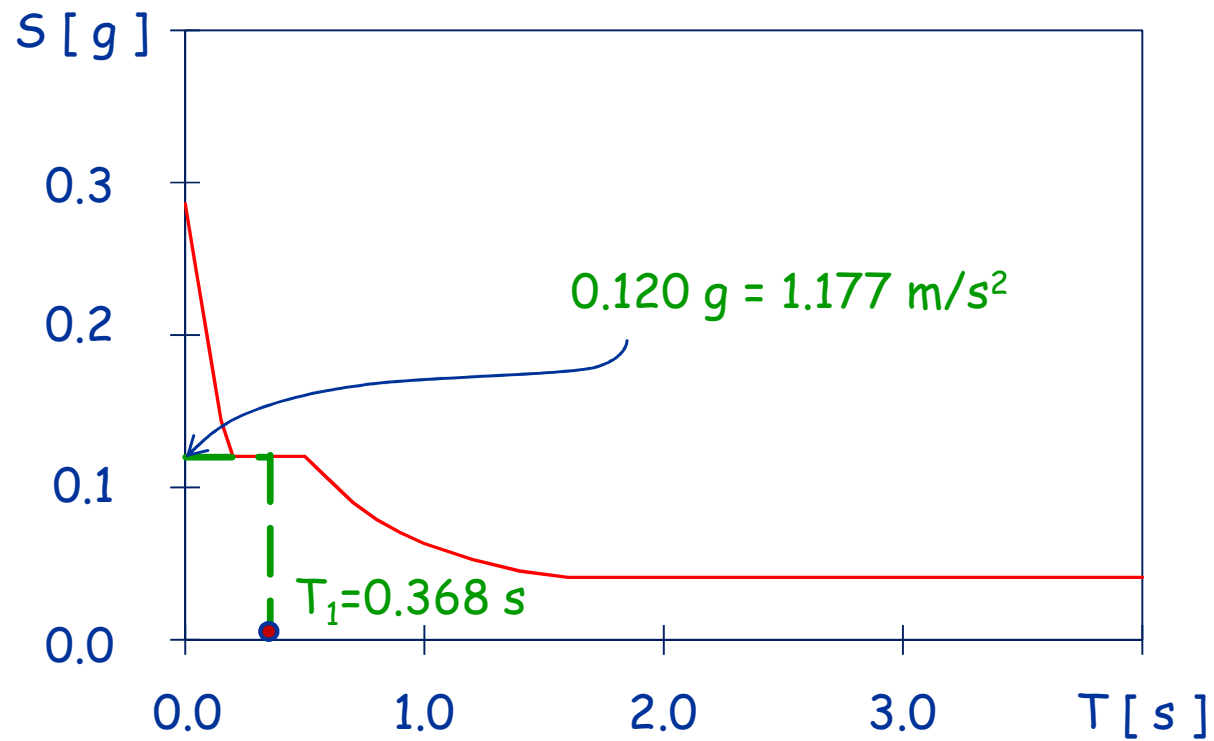
- Si può assumere il valore di  $C_1$  per edifici controventati  $C_1 = 0.050$



- $H = h_p \times 4 = 3.30 \times 4 = 13.20 \text{ m}$

$$T_1 = 0.050 \times 13.20^{3/4} = 0.346 \text{ s}$$

# Pseudo-Accelerazione di Progetto



# Calcolo del taglio alla base

$$F_h = S_d(T_1) \frac{W}{g} \lambda$$

- $S_d(T_1) = 0.120 g$
- $W = 1440 \text{ kN} \times 4 = 5760 \text{ kN}$
- $\lambda = 0.85$  (edificio con almeno 3 piani,  $T_1 < 2 T_c$ )

$$F_h = 0.120 g \frac{5760 \text{ kN}}{g} \times 0.85 = 587.52 \text{ kN}$$

# Distribuzione delle Forze in Altezza

$$F_i = F_h \frac{z_i W_i}{\sum z_i W_i}$$

- $z_i$  è la quota rispetto al piano di fondazione
- $W_i = 1440$  (uguale a tutti i piani)
- $\sum z_i W_i = 1440 \times (3.3 + 2 \times 3.3 + \dots + 4 \times 3.3) = 47520 \text{ kNm}$
- $F_h = 587.52 \text{ kN}$

$$F_i = 587.52 \times \frac{3.3 \times 1440}{47520} = 58.8 \text{ kN}$$

# Distribuzione delle Forze in Altezza

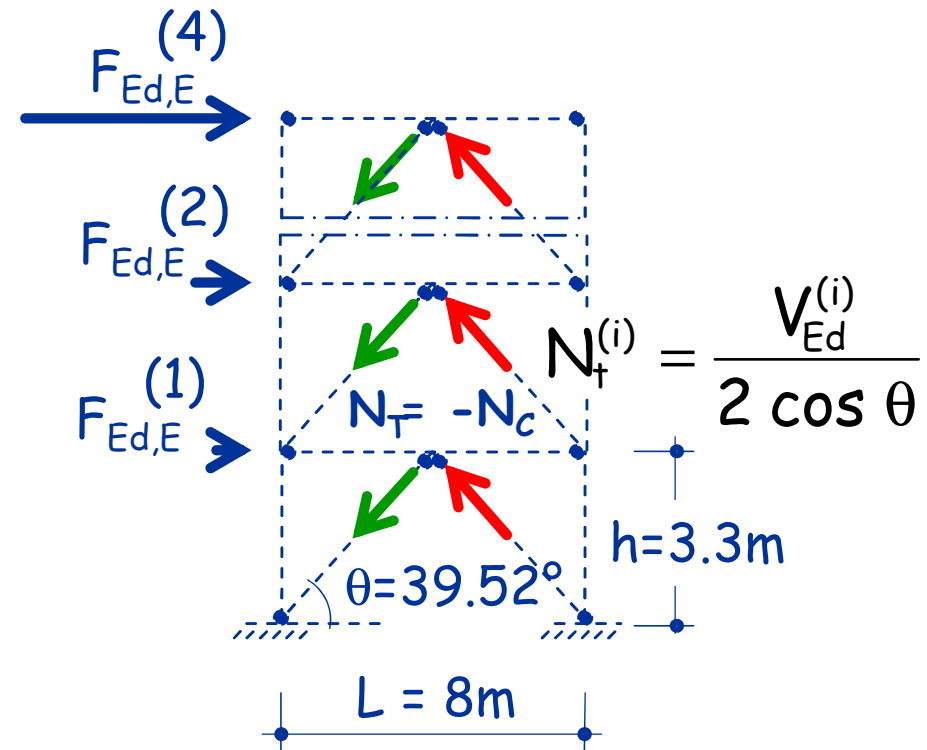
$$F_i = F_h \frac{z_i W_i}{\sum z_i W_i}$$

- $W_i = 1440$
- $\sum z_i W_i = 47520 \text{ kNm}$
- $F_h = 587.52 \text{ kN}$

Piano	Z (m)	F (kN)	V (kN)
4	13.2	235.0	235.0
3	9.9	176.3	411.3
2	6.6	117.6	528.8
1	3.3	58.8	587.5

# Calcolo delle Sollecitazioni sui Controventi

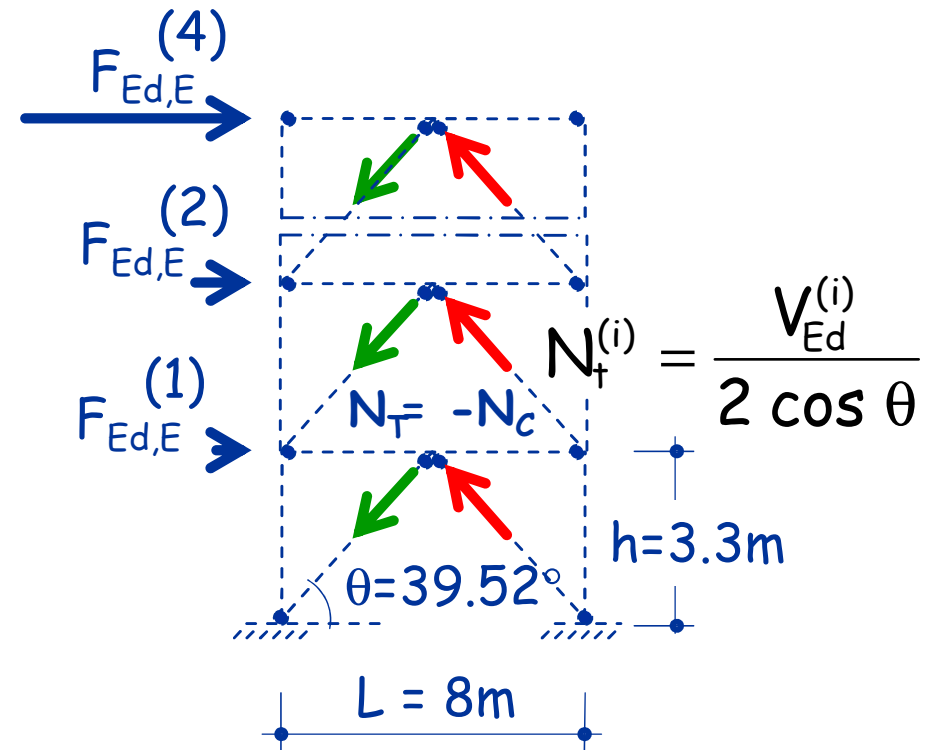
Piano	$F_{Ed}$ (kN)	$V_{Ed}$ (kN)	$N_{Ed}$ (kN)
4	235.0	235.0	152.3
3	176.3	411.3	
2	117.6	528.8	
1	58.8	587.5	



$$N_T^{(4)} = \frac{235 \text{ kN}}{2 \cos \theta} = 152.33 \text{ kN}$$

# Calcolo delle Sollecitazioni sui Controventi

Piano	$F_{Ed}$ (kN)	$V_{Ed}$ (kN)	$N_{Ed}$ (kN)
4	235.0	235.0	152.3
3	176.3	411.3	266.6
2	117.6	528.8	342.8
1	58.8	587.5	380.8



$$N_+^{(1)} = \frac{587.5 \text{ kN}}{2 \cos \theta} = 380.8 \text{ kN}$$

# Scelta della Sezione dei Controventi

Piano	$N_{Ed}$ (kN)
4	152.3
3	266.6
2	342.8
1	380.8

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \geq N_{Ed}$$

- $f_y = 235 \text{ MPa}$
- $\gamma_{M0} = 1.05$
- $N_{Ed} = 380.8 \text{ kN}$



$$A \geq \frac{380.8 \times 1.05}{235 \times 10} = 17 \text{ cm}^2$$



Piatto 123x 14  
 $A = 17.2 \text{ cm}^2$

# Scelta della Sezione dei Controventi

Piano	$N_{Ed}$ (kN)	Nucleo $A_c$ (mmxmm)	$N_{pl.Rd}$ (kN)	$\Omega$
4	152.3	49x14	153.5	1.01
3	266.6	86x14	269.5	1.01
2	342.8	111x14	347.8	1.01
1	380.8	123x14	385.4	1.01

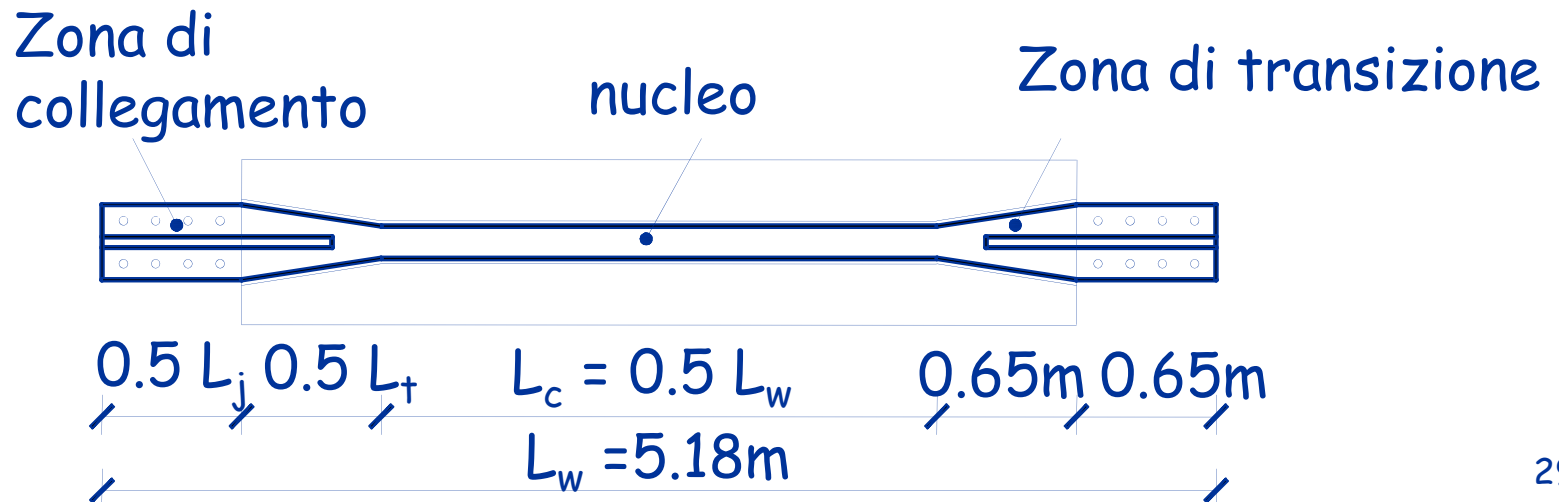
La sovrarresistenza è prossima ad 1 a tutti i piani ➡

# Scelta della Sezione dei Controventi

Piano	$N_{Ed}$ (kN)	Nucleo $A_c$ (mmxmm)
4	152.3	49x14
3	266.6	86x14
2	342.8	111x14
1	380.8	123x14

$$\frac{A_c}{A_j} = 0.30 \Rightarrow A_j = 57.4 \text{ cm}^2$$

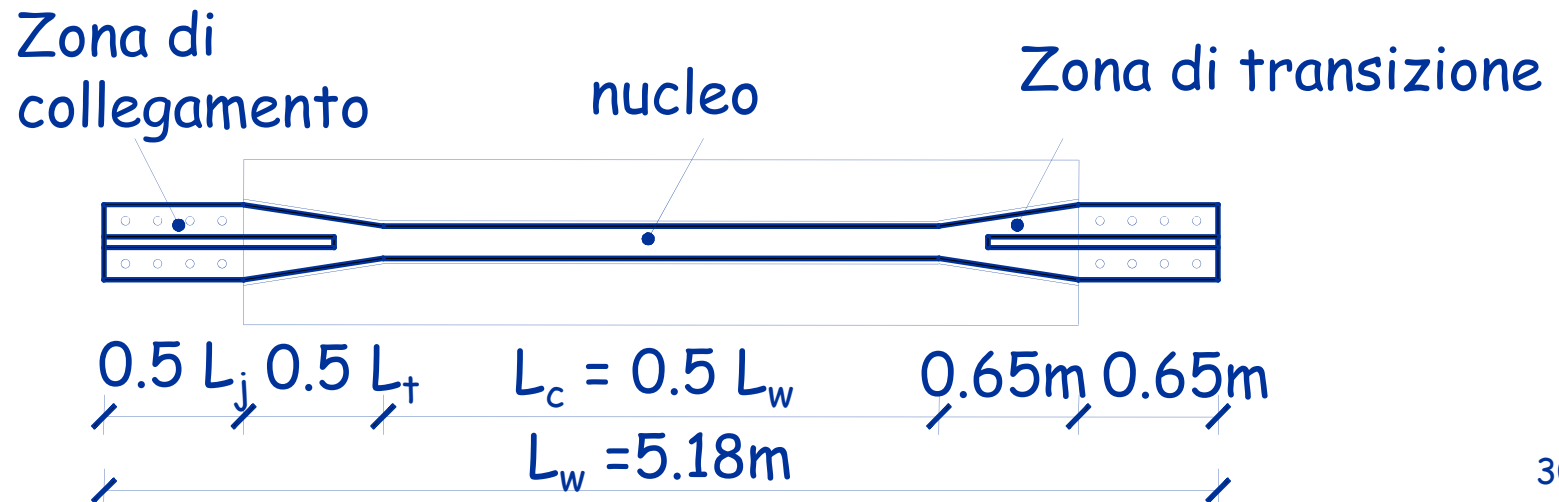
$$\frac{A_c}{A_t} = 0.50 \Rightarrow A_t = 34.4 \text{ cm}^2$$



# Calcolo dell'area equivalente

$$A_{eq} = \frac{\frac{A_c}{L_j} + \frac{A_c}{L_t} + \frac{A_c}{L_c}}{\frac{A_j}{L_w} + \frac{A_t}{L_w} + \frac{A_c}{L_w}} = \frac{1.30}{5.18} \cdot 0.30 + \frac{1.30}{5.18} \cdot 0.50 + 0.50$$

$$\Rightarrow \frac{A_c}{A_{eq}} = 0.70$$



# Calcolo dell'area equivalente

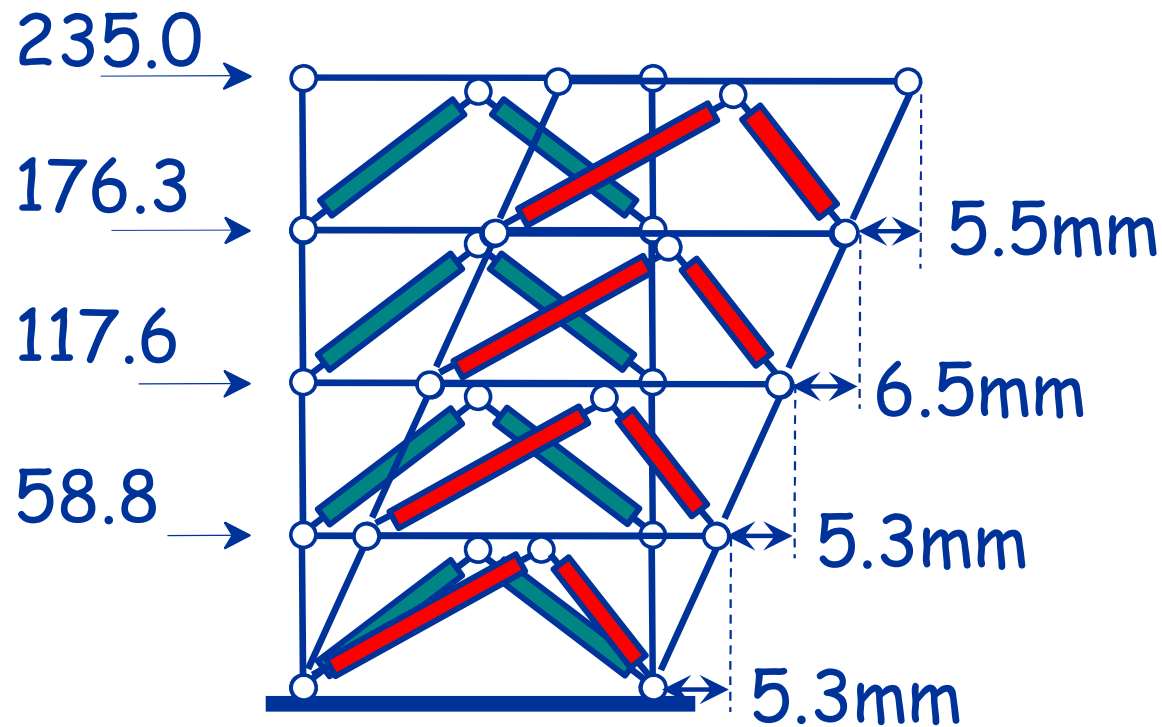
$$A_{eq} = \frac{\frac{L_j}{L_w} \frac{A_c}{A_j} + \frac{L_t}{L_w} \frac{A_c}{A_t} + \frac{L_c}{L_w}}{\frac{1.30}{5.18} \cdot 0.30 + \frac{1.30}{5.18} \cdot 0.50 + 0.50} = \frac{A_c}{0.70}$$

➡  $\frac{A_c}{A_{eq}} = 0.70$

Piano	N <sub>Ed</sub> (kN)	Nucleo A <sub>c</sub> (mmxmm)	A <sub>eq</sub> (cm <sup>2</sup> )
4	152.3	49x14	9.8
3	266.6	86x14	17.2
2	342.8	111x14	22.2
1	380.8	123x14	24.6

# Duttilità Richiesta

Valutazione degli spostamenti di interpiano mediante analisi statica o modale



Controventi  
modellati  
come pendoli  
con  $A = A_{eq}$

# Duttilità Richiesta

Valutazione dell'aliquota dello spostamento d'interpiano dovuta ai controventi

Piano	$\Delta u_{el}$ (mm)	$\Delta u_y^{BRB}$ (mm)
4	5.5	5.3
3	6.5	5.3
2	5.3	5.3
1	5.3	5.3

$$\Delta u_y^{BRB} = \frac{N_{pl,Rd} L_W}{E A_{eq} \cos \theta} = \frac{A_c f_y L_W}{E A_{eq} \cos \theta}$$

$$\Delta u_y^{BRB} = \frac{235 \cdot 0.7}{210000} \cdot \frac{5180}{\cos \theta} = 5.3 \text{ mm}$$

# Duttilità Richiesta

Valutazione dell'aliquota dello spostamento d'interpiano dovuta alle colonne

Piano	$\Delta u_{el}$ (mm)	$\Delta u_y^{BRB}$ (mm)	$\Delta u^c$ (mm)
4	5.5	5.3	0.2
3	6.5	5.3	1.2
2	5.3	5.3	0.0
1	5.3	5.3	0.0

$$\Delta u^c = \Delta u_{el} - \Delta u_y^{BRB}$$

# Duttilità Richiesta

Valutazione della duttilità in funzione dello spostamento di progetto  $\Delta u_d = 1.5/100 \times 3300 = 49.5 \text{ mm}$

Piano	$\Delta u_{el}$ (mm)	$\Delta u_y^{BRB}$ (mm)	$\Delta u^c$ (mm)	$\mu_{max}$
4	5.5	5.3	0.2	18.7
3	6.5	5.3	1.2	18.3
2	5.3	5.3	0.0	18.8
1	5.3	5.3	0.0	18.8

$$\mu_{max} = 2 \frac{\Delta u_d - \Delta u^c}{\Delta u_y^{BRB}}$$

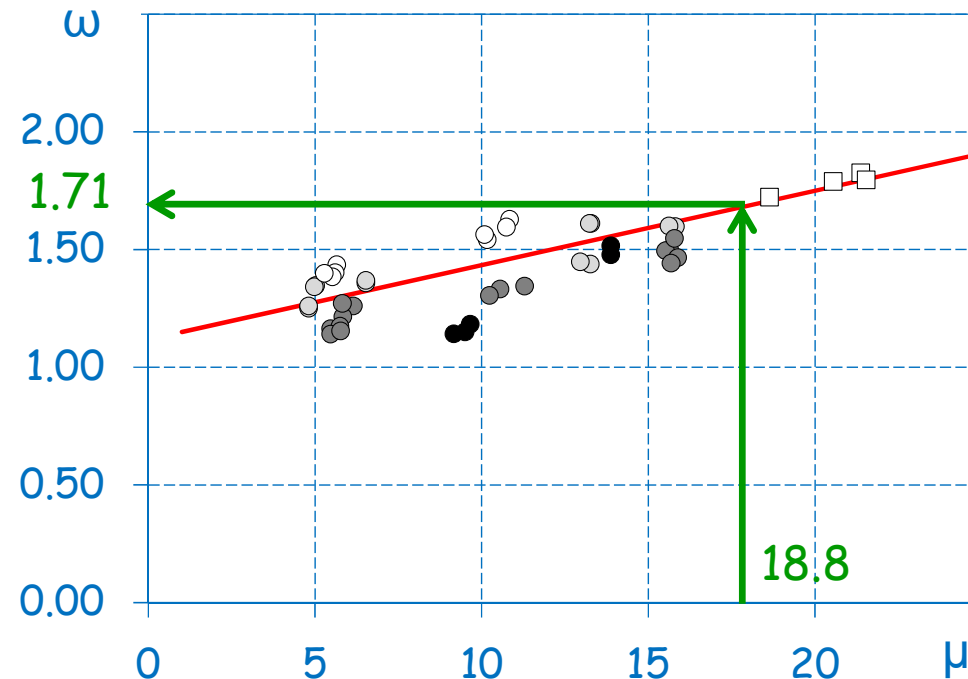
$$\mu_{max} = 2 \frac{49.5}{5.3} = 18.8$$

# Resistenza ultima dei controventi

La forza massima nel controvento teso è funzione della duttilità

$$N_T = \omega N_y$$

Piano	$\mu_{\max}$	$\omega$
4	18.7	1.71
3	18.3	1.70
2	18.8	1.71
1	18.8	1.71



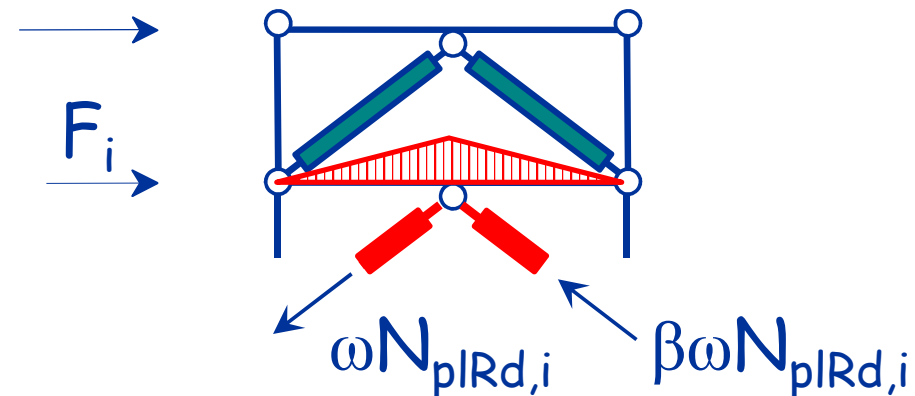
Nel controvento compresso

$$N_C = \beta \omega N_{pl,Rd} = 1.1 N_T$$

# Progetto delle Travi

Nell'ipotesi di trave collegata all'impalcato lo sforzo normale sulla trave è nullo.

Piano	$N_{y, BRB}$ (cm <sup>2</sup> )	$\omega$
4	153.5	1.71
3	269.5	1.70
2	347.8	1.71
1	385.4	1.71



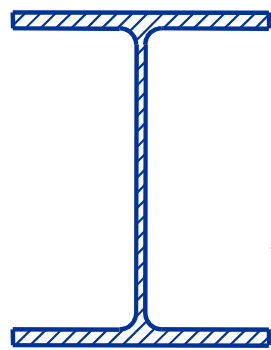
$$F_{unb,i} = 1.1 \gamma_{Rd} (\beta - 1) \omega_i N_{pl,Rd,i} \sin \theta$$

$$M_{Ed,i} = \frac{1.1 \gamma_{Rd} (\beta - 1) \omega_i N_{pl,Rd,i} \sin \theta}{4} L$$

$$M_{Ed,1} = \frac{1.1 \times 1.2 \times 0.1 \times 1.71 \times 385.4 \sin \theta}{4} \times 8 = 110.8 \text{ kNm}$$

# Progetto delle Travi

La trave è soggetta a flessione



$M_{Ed}=110.8 \text{ kNm}$

1° piano

$$W_{pl,nec} = \frac{1.05 \times M_{Ed}}{f_y} = \frac{1.05 \times 110.8 \text{ kNm}}{235 \text{ N/mm}^2} \times 10^3 = 495.1 \text{ cm}^3$$

➡ Sezione **HEA 220** con  $W_{pl,max}=568.5 \text{ cm}^3$

Assumo come sezione minima **HEA 240**

# Progetto delle Travi

Nello schema considerato sulla trave non agiscono carichi verticali

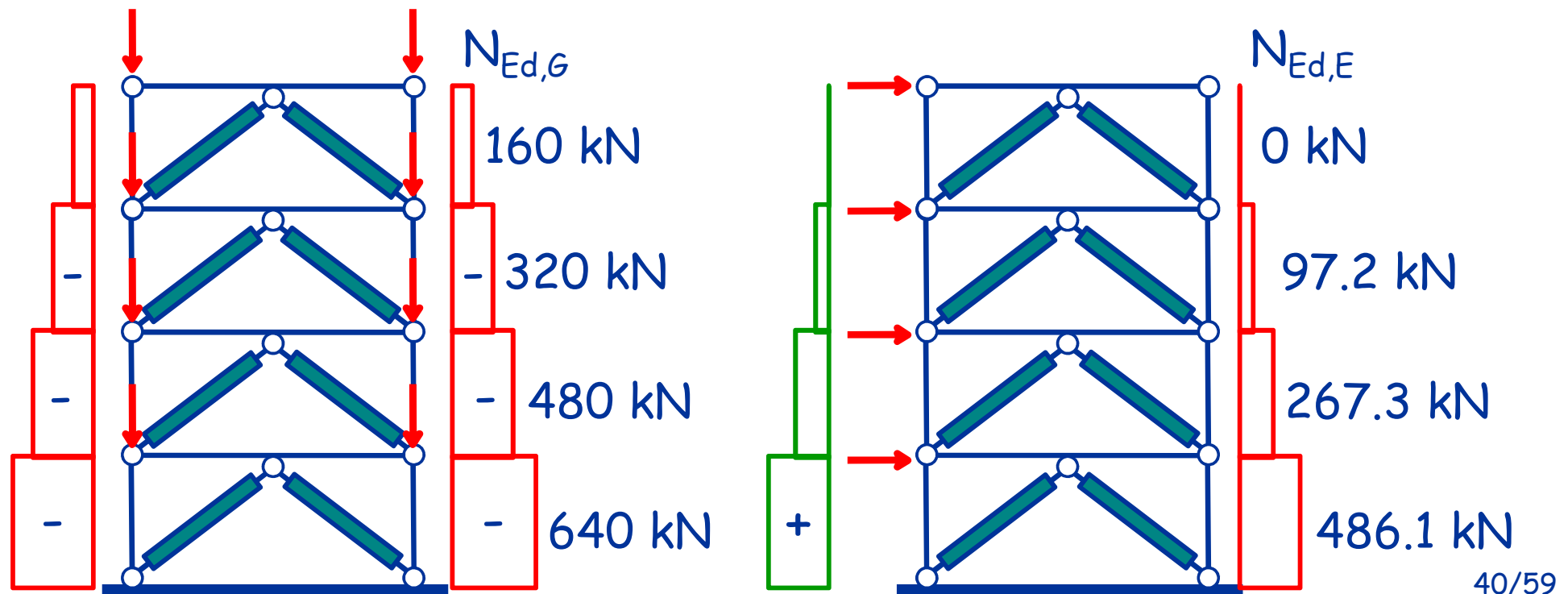
Piano	$N_{pl,BRB}$ (kN)	$\omega$	$M_{Ed,E}$ (kNm)
4	153.5	1.71	44.1
3	269.5	1.70	76.8
2	347.8	1.71	100.0
1	385.4	1.71	110.8

Decido di utilizzare un profilato HEA240 a tutti i piani

$$M_{Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} = 166.6 \text{ kNm}$$

# Progetto delle Colonne

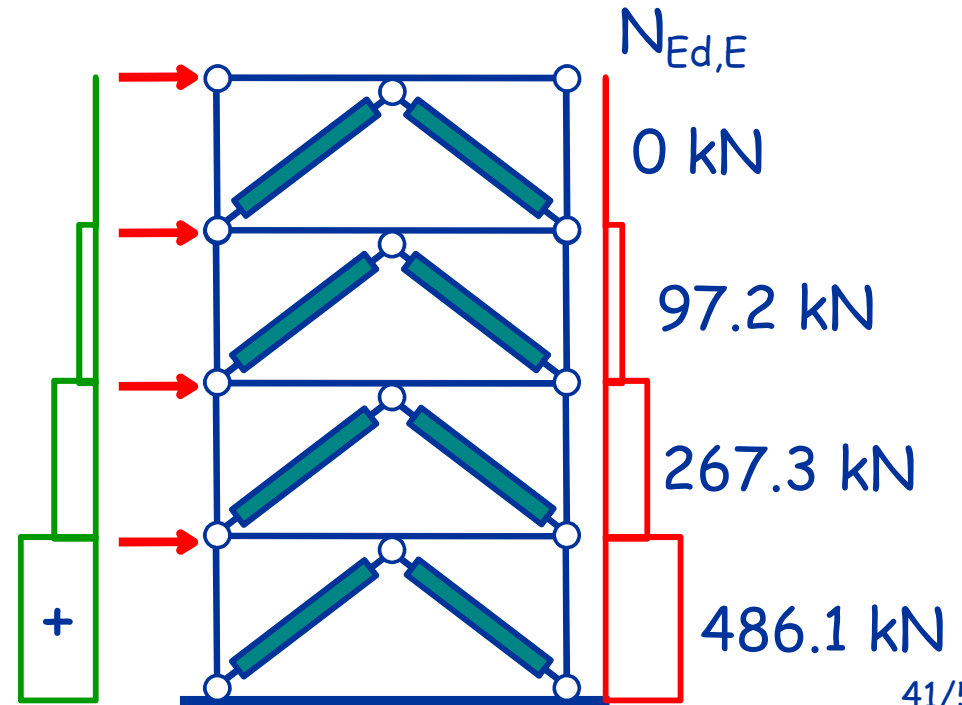
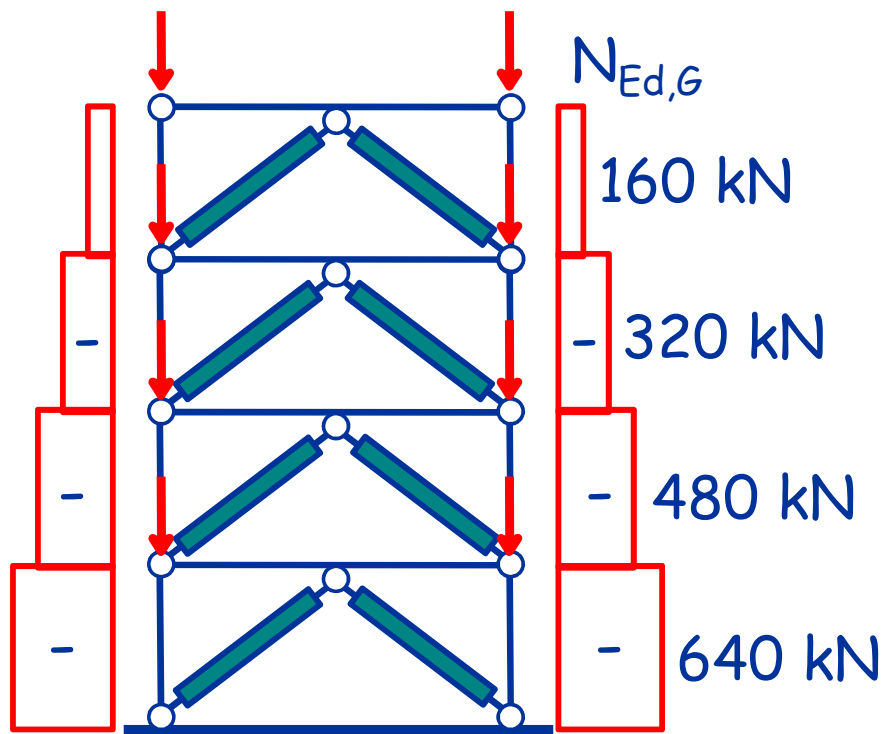
Lo sforzo normale è somma di un contributo da carichi verticali e un contributo dovuto all'azione sismica da amplificare per la gerarchia delle resistenze.



# Progetto delle Colonne

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + \underbrace{1.1 \gamma_{Rd} \frac{1 + \beta}{2} \omega^* \Omega_{min}}_{2.37} N_{Ed,E}$$

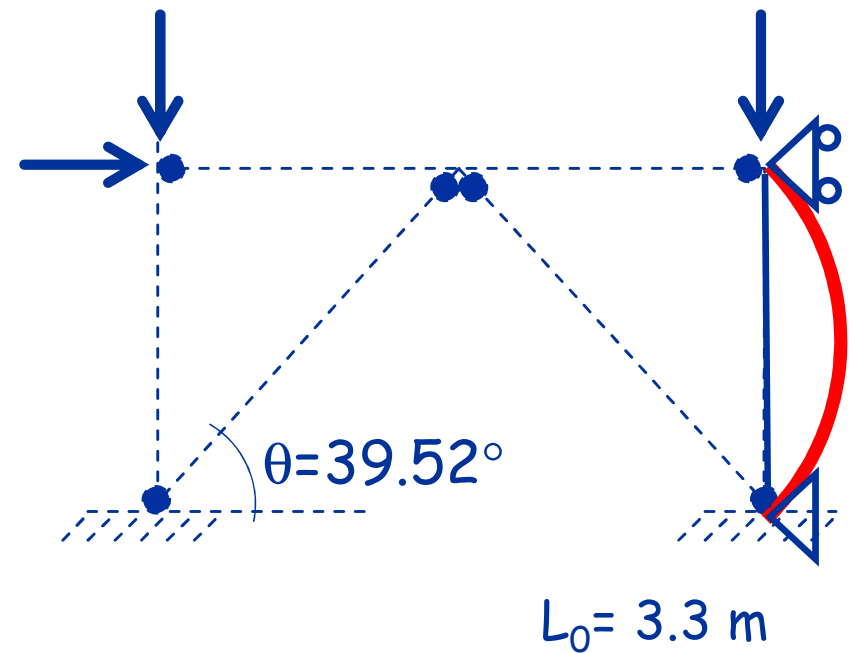
$$1.1 \times 1.20 \times 1.05 \times 1.7 \times 1.01 = 2.37$$



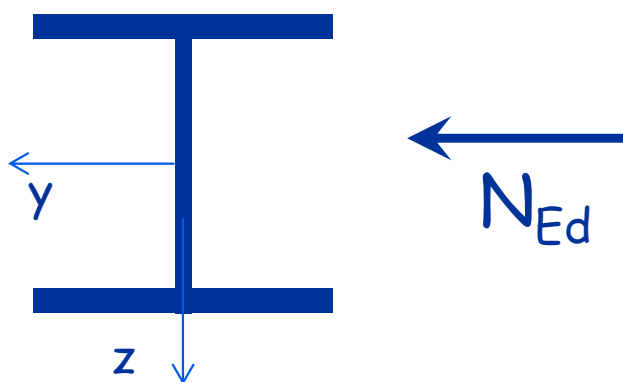
# Progetto delle Colonne

Piano	$N_{c,Ed,E}$ (kN)	$N_{c,Ed,G}$ (kN)	$N_{c,Ed}$ (kN)
4	0.0	160	160
3	230.4	320	550.4
2	633.5	480	1113.5
1	1152.1	640	1792.1

La colonna è soggetta a sforzo normale centrato



# Progetto delle Colonne (Esempio Piano 1)



$$N_{Ed} = -1792.1 \text{ kN}$$

Acciaio S235

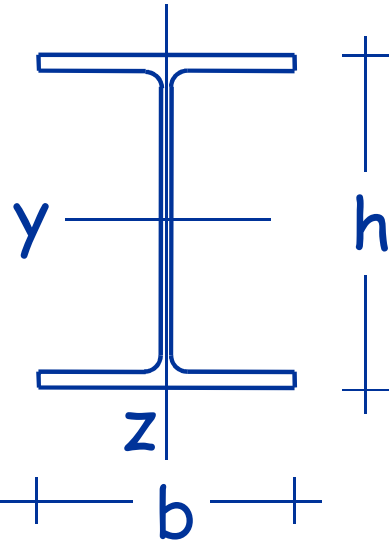
$$L_0 = 3.30 \text{ m}$$

(uguale nei due piani)

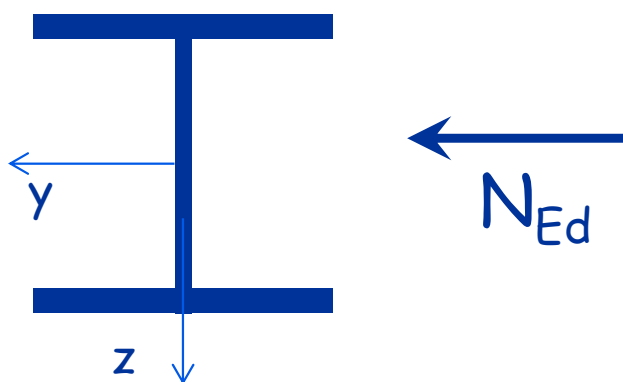
➔ Sezione **HEB 260**

$A$ (cm <sup>2</sup> )	$I_{min}$ (cm <sup>4</sup> )	$\rho_{min}$ (cm)
118.4	5135	6.58

# Progetto delle Colonne (Esempio Piano 1)

Sezione trasversale		Limiti		Instabilità in trono all'asse	Curva	
					S235 S275 S355 S420	S460
Sezioni laminate		$h/b > 1.2$	$t_f \leq 40$ [mm]	y - y z - z	a b	$a_0$ $a_0$
			$40 < t_f \leq 100$ [mm]	y - y z - z	b c	a a
		$h/b \leq 1.2$	$t_f \leq 100$ [mm]	y - y z - z	b c	a a
			$t_f < 100$ [mm]	y - y z - z	d d	c c

# Progetto delle Colonne (Esempio Piano 1)



$$N_{Ed} = -1792.1 \text{ kN}$$

Acciaio S235

$$L_0 = 3.30 \text{ m}$$

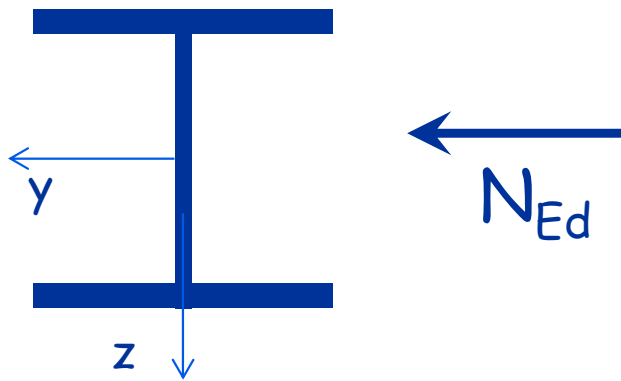
(uguale nei due piani)

➔ Sezione **HEB 260**

A (cm <sup>2</sup> )	I <sub>min</sub> (cm <sup>4</sup> )	ρ <sub>min</sub> (cm)	Curva
118.4	5135	6.58	C

Snellezza: 
$$\bar{\lambda} = \frac{330}{6.58} \frac{1}{\lambda_1} = \frac{50.15}{93.9} = 0.534$$

# Progetto delle Colonne (Esempio Piano 1)

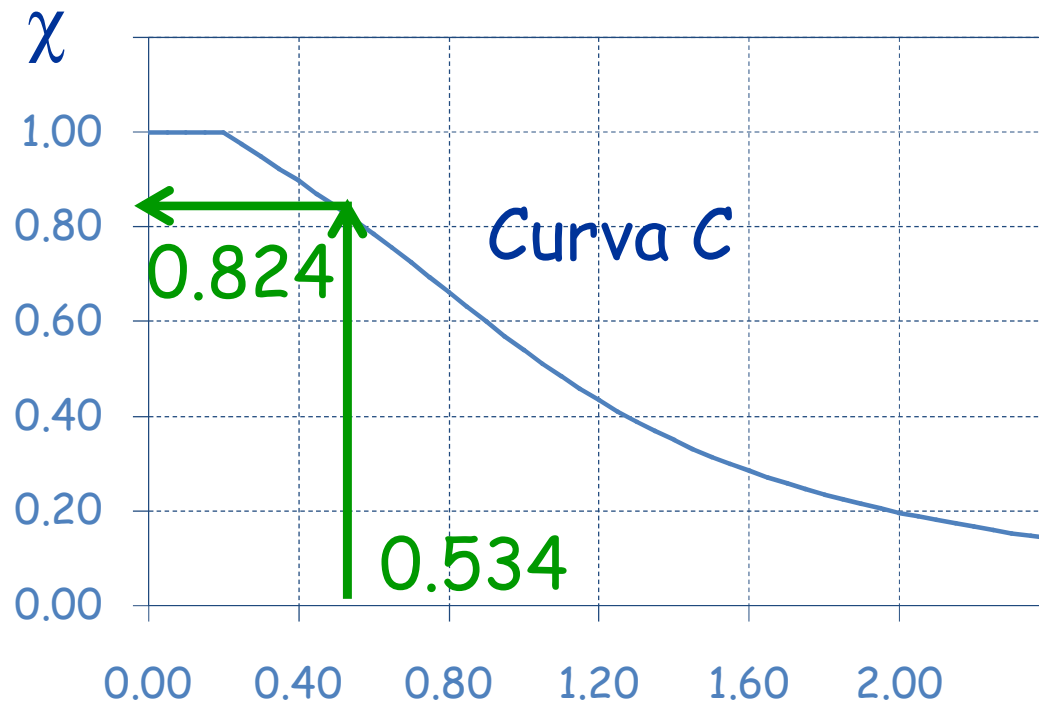


$$N_{Ed} = -1792.1 \text{ kN}$$

Acciaio S235

Sezione **HEB 260**

$$A = 118.4 \text{ cm}^2$$



$$N_{b,Rd} = 0.824 \frac{118.4 \times 235}{1.05} \frac{1}{10}$$

$$N_{b,Rd} = 2183.5 \text{ kN}$$

# Progetto delle Colonne

Piano	$N_{c,Ed,E}$ (kN)	$N_{c,Ed,G}$ (kN)	$N_{c,Ed}$ (kN)	Profilo	Acciaio	$N_{b,Rd}$ (kN)
4	0.0	160	160	HEB 200	S235	1273.2
3	230.4	320	550.4	HEB 200	S235	1273.2
2	633.5	480	1113.5	HEB 260	S235	2183.5
1	1152.1	640	1792.1	HEB 260	S235	2183.5

# Non Linearità Geometriche

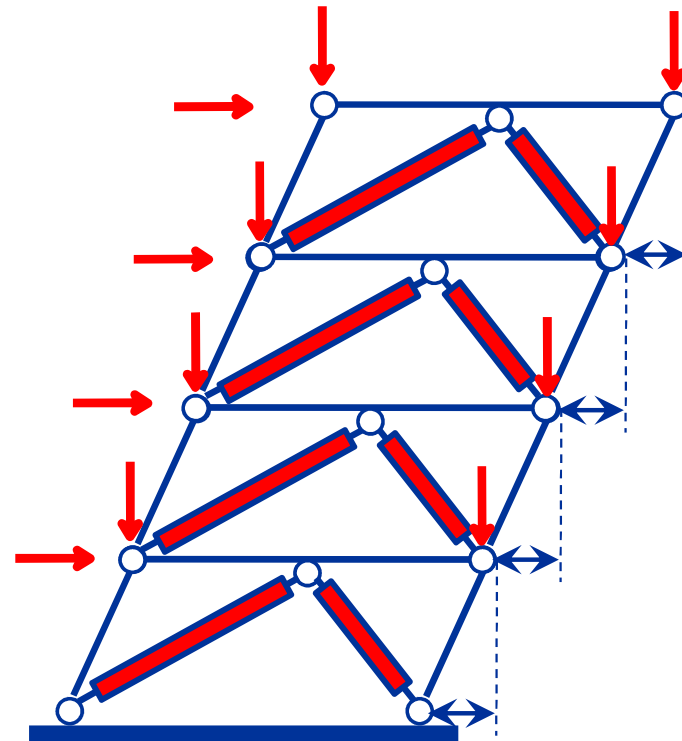
Le non linearità geometriche possono essere trascurate se ad ogni orizzontamento:

$$\theta = \frac{P d_r}{V h_p} \leq 0.1$$

dove:

$$d_r = d_E q \quad \text{se } T_1 \geq T_c$$

$$d_r = d_E \left[ 1 + (q-1) \frac{T_c}{T_1} \right] \quad \text{se } T_1 < T_c$$



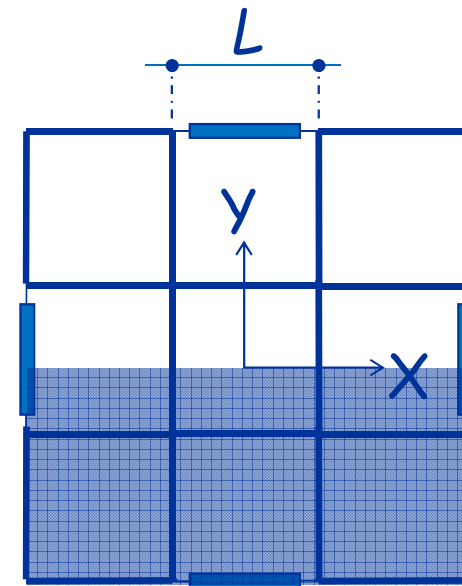
Se  $0.1 < \theta < 0.2$  incrementare gli effetti dell'azione sismica orizzontale di un fattore pari a  $1/(1-\theta)$

# Non Linearità Geometriche

$$\theta = \frac{P d_r}{V h_p} \leq 0.1$$

Il carico totale di piano nella  
combinazione sismica per ciascun  
telaio è:

$$p^{(i)} = 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times (24 \times 12 \text{ m}^2) = 1440 \text{ kN}$$



# Non Linearità Geometriche (Esempio Piano 2)

$$\theta = \frac{P d_r}{V h_p} \leq 0.1$$

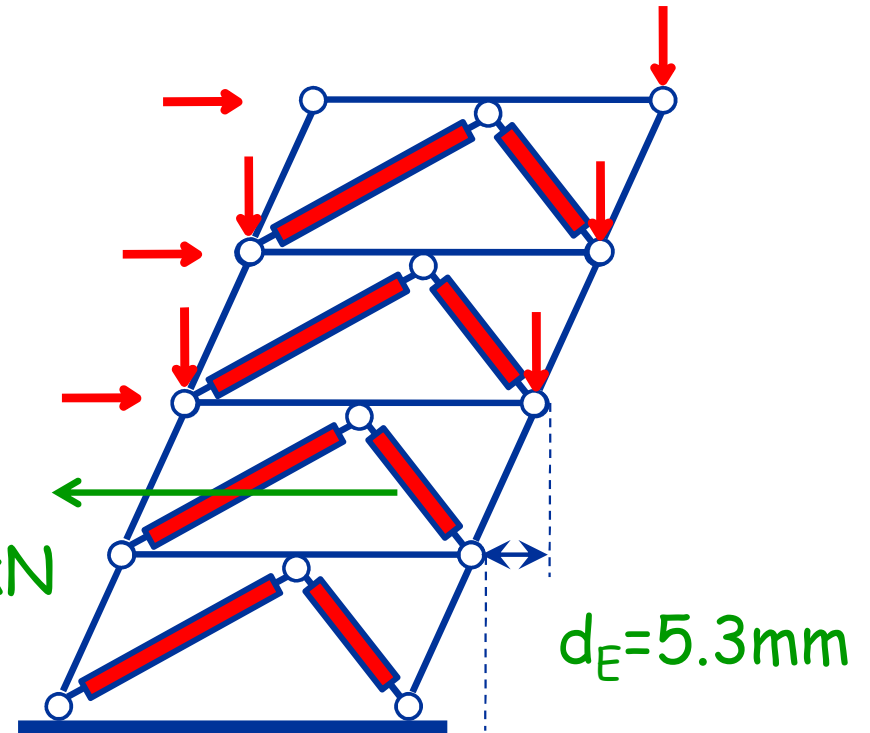
$$d_r = d_E \left[ 1 + (q - 1) \frac{T_c}{T_1} \right]$$

$$d_r = 5.30 \left[ 1 + (5.875 - 1) \frac{0.525}{0.346} \right]$$

$$d_r = 44.5 \text{ mm}$$

$$V = 530.2 \text{ kN}$$

$$d_E = 5.3 \text{ mm}$$



$$\theta = \frac{3 \times 1440 \times 44.5}{530.2 \times 3300} = 0.11$$

# Non Linearità Geometriche

Piano	$P_{tot}$ (kN)	$d_r$ (mm)	$V$ (kN)	$\theta$	$1/(1-\theta)$
4	1440	46.3	235.0	0.09	1.09
3	2880	54.5	411.3	0.12	1.13
2	4320	44.4	528.8	0.11	1.12
1	5760	44.6	587.5	0.13	1.15

Le sollecitazioni sismiche devono essere amplificate per gli effetti del secondo ordine

# Iterazioni successive

Definite le sezioni trasversali è possibile calcolare il periodo fondamentale della struttura progettata.



Cambiano lo sforzo normale di progetto sui controventi



Le sezioni di travi e colonne devono essere riprogettate in accordo al capacity design

# Sezioni dei Controventi

## Confronti tra le iterazioni

Piano	Nucleo $A_c$ (mmxmm)	$\mu_{max}$	Nucleo $A_c$ (mmxmm)	$\mu_{max}$
4	49x14	18.7	35x14	18.8
3	86x14	18.3	56x14	18.8
2	111x14	18.8	71x14	18.9
1	123x14	18.8	82x14	19.0

Prima iter.  $T=0.346$  s    Iter. finale  $T=0.924$  s

# Iterazioni successive $T_1=0.924$ s

## Sezioni di Travi

Piano	$M_{Ed}$ (kNm)	Profilo	Acciaio	$M_{pl, Rd}$ (N) (kNm)
4	31.52	HEA 240	S235	166.65
3	50.48	HEA 240	S235	166.65
2	64.11	HEA 240	S235	166.65
1	76.24	HEA 240	S235	166.65

# Iterazioni successive $T_1=0.924$ s

## Sezioni delle Colonne

$N_{Ed,E}$  è amplificato di

$$1.1\gamma_{Rd} \frac{1+\beta}{2} \omega^* \Omega_{min} = 2.38$$

Piano	$N_{c,Ed,E}$ (kN)	$N_{c,Ed,G}$ (kN)	$N_{c,Ed}$ (kN)	Profilo	Acciaio	$N_{b,Rd}$ (kN)
4	0	160	160.0	HEB 200	S235	1273.2
3	62.3	320	468.3	HEB 200	S235	1273.2
2	155.7	480	850.7	HEB 220	S235	1564.6
1	271.6	640	1286.8	HEB 220	S235	1564.6

# Criteri di Verifiche SLE

Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso I e II

l'azione sismica di progetto non deve produrre agli elementi costruttivi non strutturali danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile.

Tale condizione si ritiene soddisfatta quando gli spostamenti di interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo SLD siano inferiori a dei valori limite.

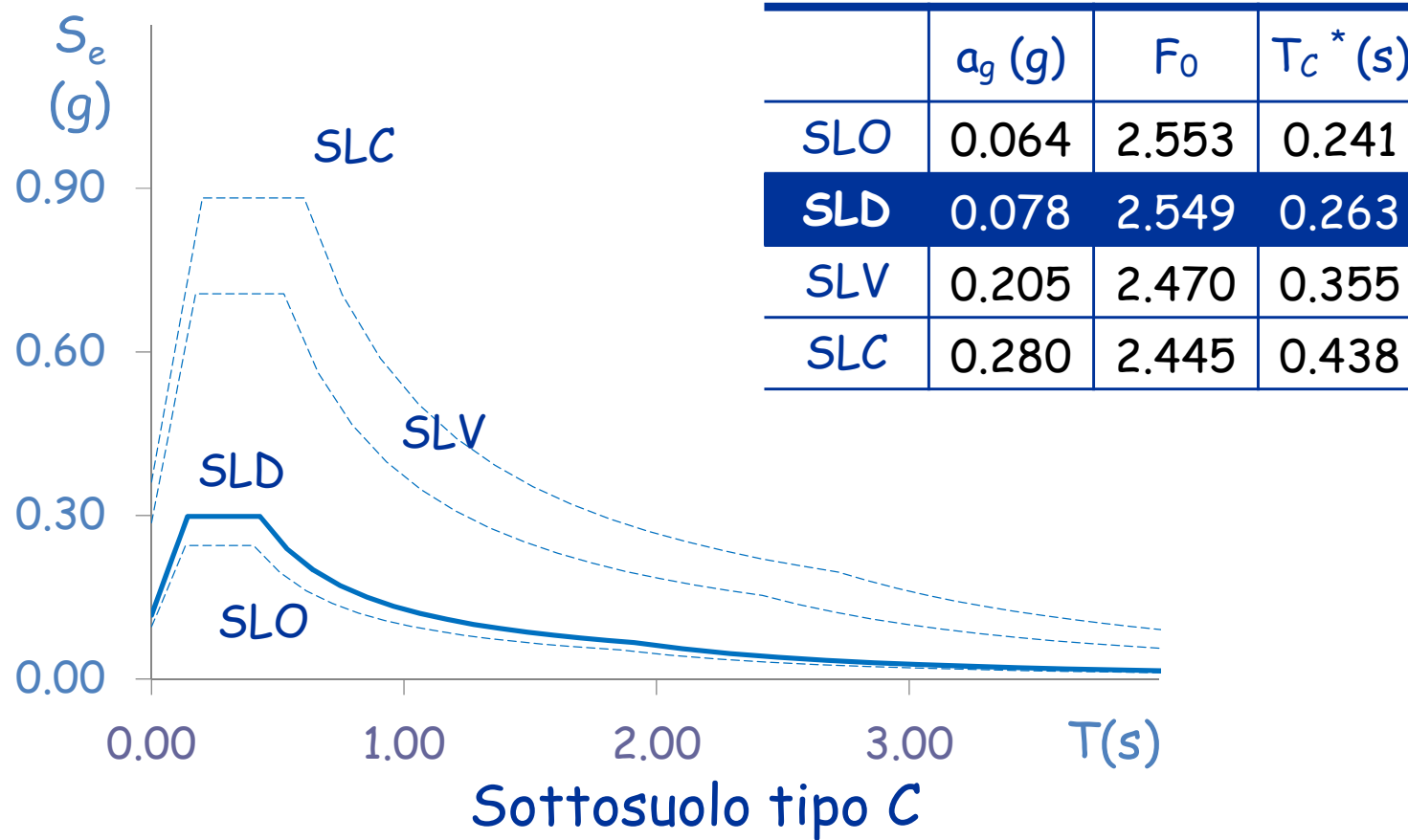
# Criteri di Verifiche SLE

Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso I e II

l'azione sismica di progetto non deve produrre agli elementi costruttivi non strutturali danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile.

SITUAZIONE PROGETTUALE		VERIFICA
1	tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa	$d_r < 0,005 h$
2	tamponamenti progettati in modo da non subire danni a seguito di spostamenti di interpiano $d_{rp}$ , per effetto della loro deformabilità intrinseca ovvero dei collegamenti alla struttura	$d_r \leq d_{rp} \leq 0,01 h$

# Criteri di Verifiche SLE



# Criteri di Verifiche SLE

Si e' assunto  
uno spostamento relativo limite

$$d_{\text{lim}} = 0.005 h_p = 16.50 \text{ mm}$$

La verifica è soddisfatta

Piano	d (mm)	d <sub>lim</sub> (mm)
4	11.8	16.5
3	11.4	16.5
2	11.0	16.5
1	10.5	16.5