

Corso di aggiornamento

Progetto di edifici antisismici
con struttura controventata in acciaio

Telai con controventi concentrici

3 - Telai con controventi a V inversa

Spoletto

24-25 marzo 2017

Edoardo M. Marino

Definizione del fattore di struttura

Può essere calcolato tramite la seguente espressione:

$$q = q_0 K_R$$

q_0 è il valore massimo del fattore di struttura che dipende

1. dal materiale della struttura
2. dalla tipologia della struttura
3. dal livello di duttilità globale della struttura
4. dalla sovraresistenza della struttura
5. della regolarità in pianta della struttura

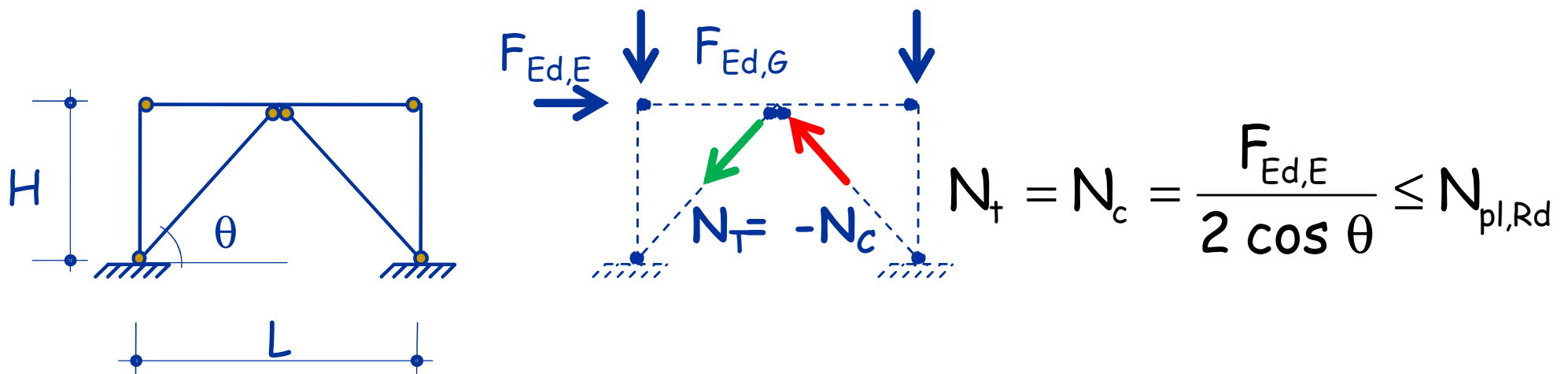
K_R dipende dalla regolarità in altezza della struttura

Definizione del fattore di struttura (q_0)

	CD "B"	CD "A"
Strutture a telaio, con controventi eccentrici	4.0	$5.0 \alpha_u / \alpha_1$
Controventi concentrici a diagonale tesa attiva	4.0	4.0
Controventi concentrici a V	2.0	2.5
Strutture a mensola o a pendolo inverso	2.0	$2.0 \alpha_u / \alpha_1$
Strutture intelaiate con controventi concentrici	4.0	$4.0 \alpha_u / \alpha_1$
Strutture intelaiate con tamponature in muratura	2.0	2.0

Progetto dei controventi

Le diagonali sono destinate a dissipare energia per isteresi (comportamento inelastico). Si assume che l'azione sismica sia sopportata sia dai controventi tesi che quelli compressi.



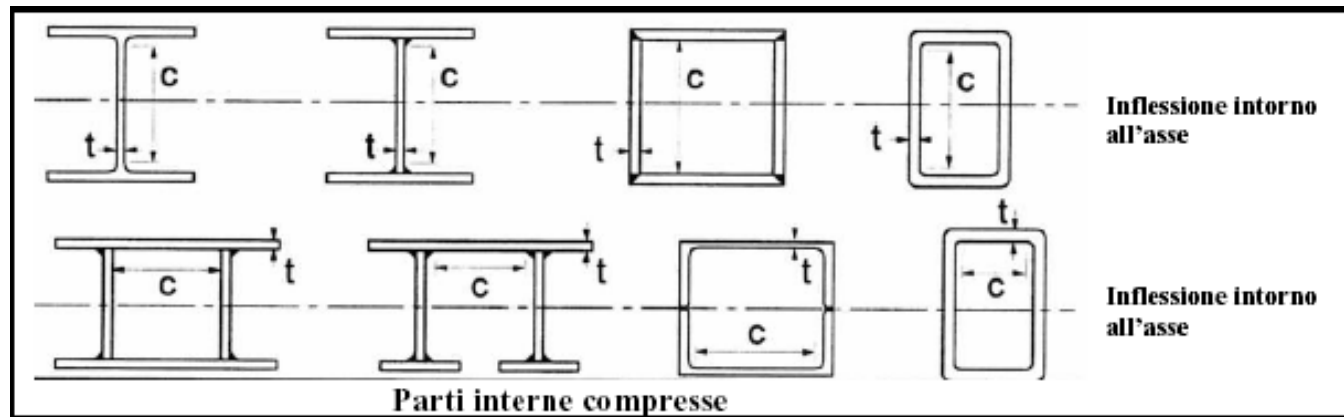
Spessori limite dei profili

REGOLA GENERALE (per tutte le strutture in acciaio)
per parti compresse e/o inflesse delle zone dissipative

Garantisce la duttilità locale limitando il rapporto
larghezza-spessore b/t .

Classe di duttilità	Valore di riferimento del fattore di struttura	Classe di sezione trasversale richiesta
CD "B"	$2 \leq q_0 \leq 4$	1 oppure 2
CD "A"	$q_0 > 4$	1

Spessori limite dei profili



Classe	Parte soggetta a flessione	Parte soggetta a compressione	Parte soggetta a flessione e compressione
Distribuzione delle tensioni (compressione positiva)			
1	$c / t \leq 72 \varepsilon$	$c / t \leq 33 \varepsilon$	$\text{se } \alpha > 0.5 \quad c/t \leq 396 \varepsilon / (13 \alpha - 1)$ $\text{se } \alpha \leq 0.5 \quad c/t \leq 36 \varepsilon / \alpha$
2	$c / t \leq 83 \varepsilon$	$c / t \leq 38 \varepsilon$	$\text{se } \alpha > 0.5 \quad c/t \leq 456 \varepsilon / (13 \alpha - 1)$ $\text{se } \alpha \leq 0.5 \quad c/t \leq 41.5 \varepsilon / \alpha$

Spessori limite dei profili

Regola specifica per strutture in acciaio con controventi concentrici

➤ Aste del controvento con Sezioni Circolari Cave

$$d/t \leq 36$$

- d diametro esterno del tubo
- t spessore del tubo

➤ Profili Tubolari a Sezione Rettangolare

$$b/t \leq 18$$

- b larghezza delle parti che costituiscono la sezione
- t spessore delle parti che costituiscono la sezione

Snellezze limite dei controventi

Per edifici con più di due piani,
la snellezza adimensionale delle diagonali deve rispettare le condizioni

$$\bar{\lambda} \leq 2.0$$

Sia i controventi tesi sia quelli compressi sono inseriti nel modello di calcolo

Progetto degli altri elementi

Con la sola eccezione delle diagonali,
tutti gli elementi della struttura controventata
devono avere un comportamento elastico
sino al collasso della struttura

“le strutture con controventi concentrici devono essere progettate
in modo che la plasticizzazione delle diagonali tese preceda la
rottura delle connessioni e l'instabilizzazione di travi e colonne”.



Gli elementi strutturali differenti dalle diagonali
devono essere progettati sulla base delle massime
azioni sviluppabili dalle diagonali

Rapporti di Sovreresistenza dei Controventi

Sovreresistenza del controvento del piano i:

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

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

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

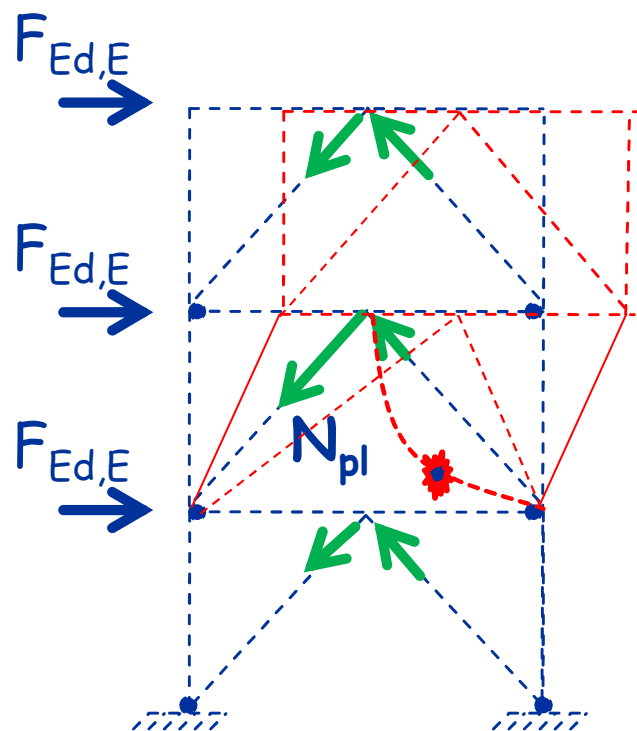
Attenzione !

$N_{pl,Rd}$ è la resistenza di progetto della diagonale:

Controventi a V:

$N_{b,Rd}$

Rapporti di Sovreresistenza dei Controventi



$$\Omega > 1.25$$

$$\Omega = 1$$

$$\Omega > 1.25$$

La dissipazione è
significativa solo a
pochi piani

Progetto di travi e colonne: Sollecitazioni di progetto

Travi e colonne (soggette prevalentemente a sforzi assiali) 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 $N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1.1\gamma_{Rd}\Omega N_{Ed,E}$

Ω è il minimo dei coefficienti di sovraresistenza dei controventi

Il coefficiente di sovrarresistenza del materiale

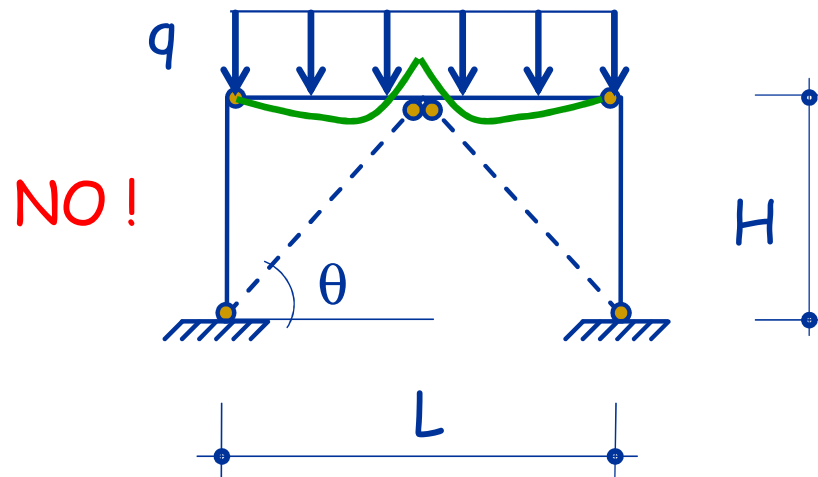
γ_{Rd} , è il rapporto fra il valore medio $f_{y,m}$ della tensione di snervamento e il valore caratteristico f_{yk} nominale.
In assenza di valutazioni specifiche:

Acciaio	γ_{Rd}
S 235	1.20
S 275	1.15
S 355	1.10
S 420	1.10
S 460	1.10

Progetto delle Travi nella tipologia a V

Le travi devono resistere agli effetti :

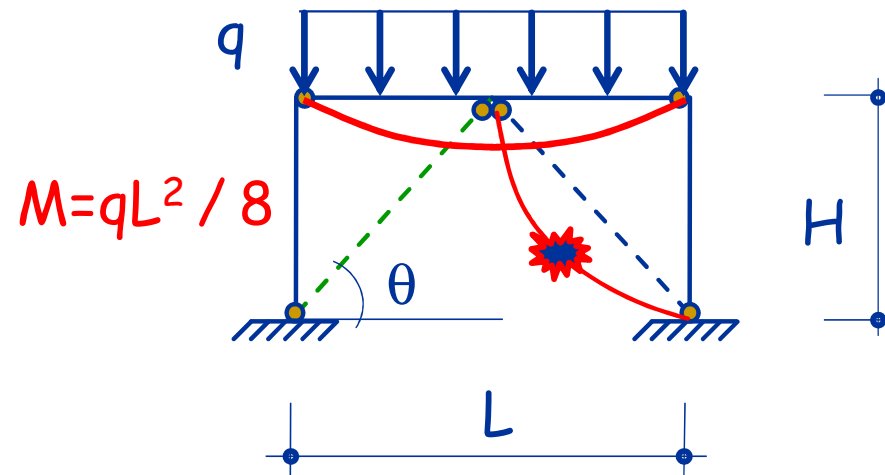
- delle azioni di natura non sismica senza considerare il supporto dato dalle diagonali



Progetto delle Travi nella tipologia a V

Le travi devono resistere agli effetti :

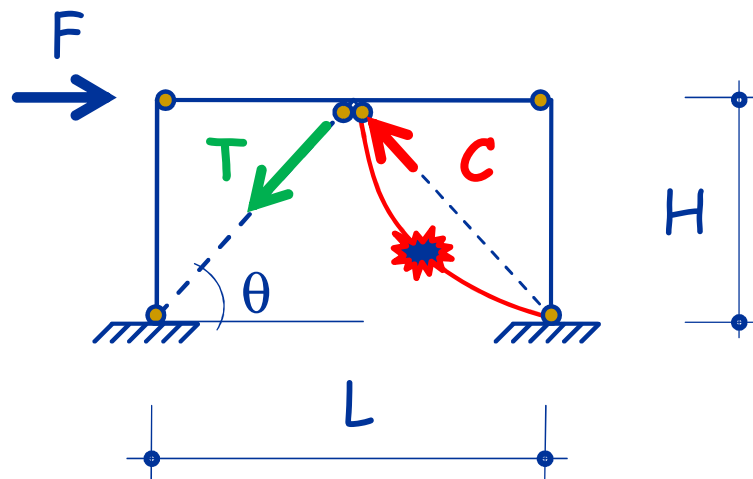
- delle azioni di natura non sismica senza considerare il supporto dato dalle diagonali



Progetto delle Travi nella tipologia a V

Le travi devono resistere agli effetti :

- delle forze verticali squilibranti che si sviluppano a seguito della plasticizzazione delle diagonali tese e dell'instabilizzazione delle diagonali compresse.



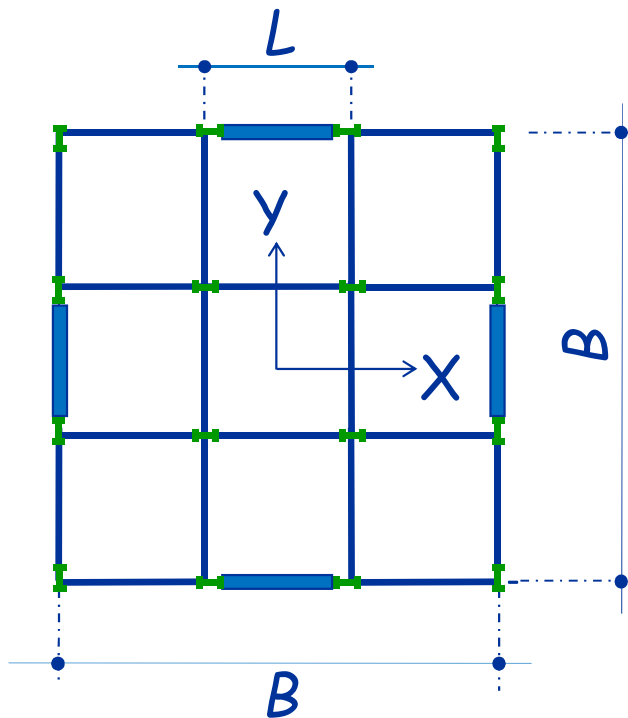
$$T = N_{pl,Rd}$$

$$C = \gamma_{pb} N_{pl,Rd}$$

$\gamma_{pb}=0.3$ è il fattore che permette di stimare la resistenza residua dopo l'instabilizzazione.

L'edificio in esame

pianta



L'edificio è :

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

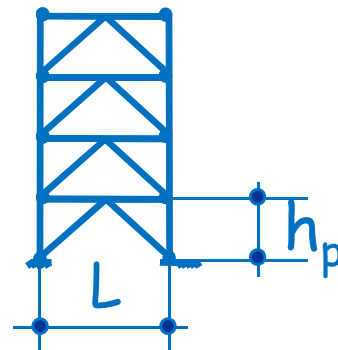
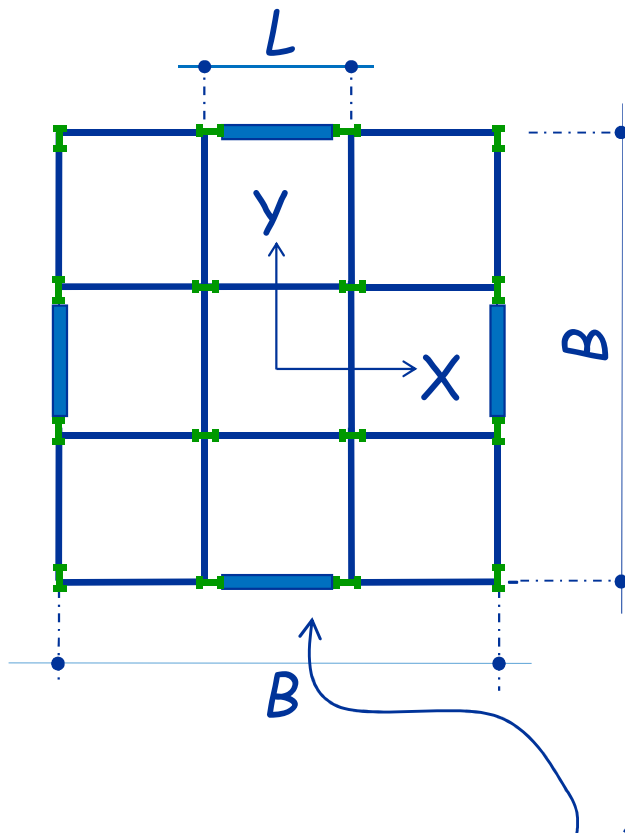
$$B = 24 \text{ m}$$

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

- costituito da 8 elevazioni ($h_p = 3.3 \text{ m}$)

L'edificio in esame

pianta



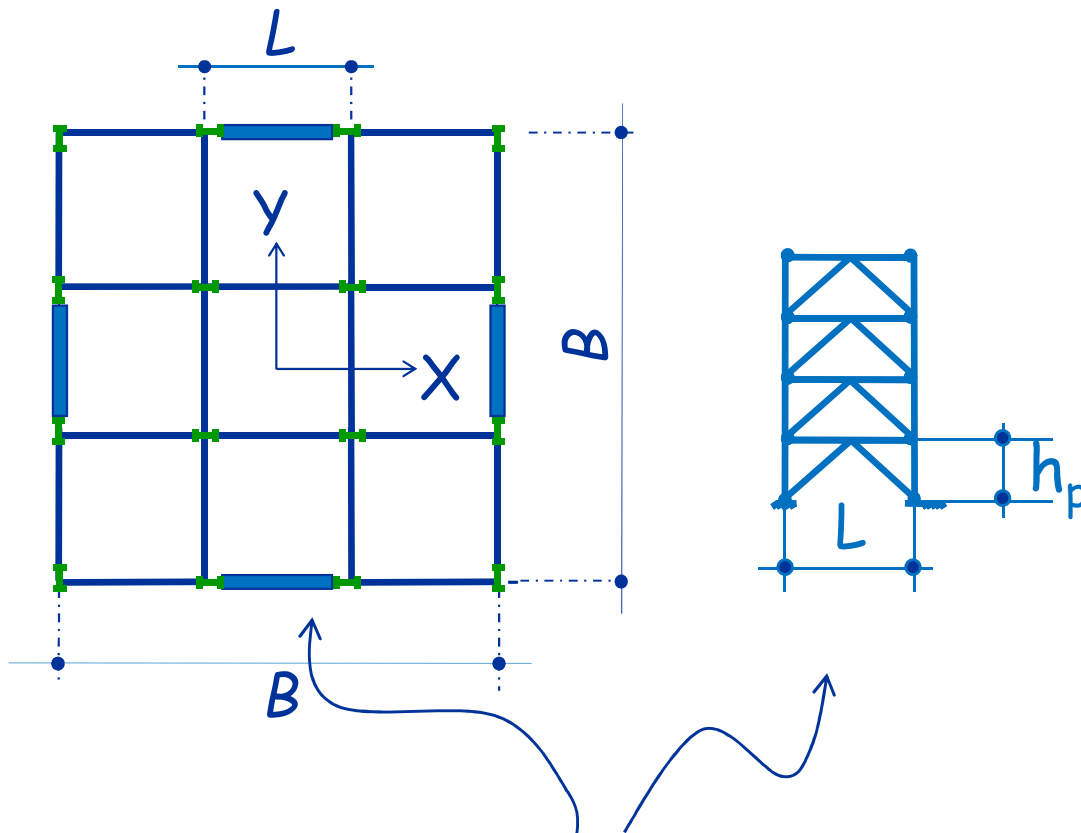
Collegamenti:

- 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.

Telai con controventi concentrici a V inversa

L'edificio in esame

pianta



Carichi e masse di piano

carichi verticali:

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

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

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

Telai con controventi concentrici a V inversa

Lo Spettro di Progetto

Stato limite di salvaguardia della vita umana

Dato	Valore	
a_g	0.205	g
F_0	2.470	
T_c^*	0.525	s
ξ	0.03	---

Dato	Valore	
S_s	1.40	---
S_T	1.00	---
S	1.29	---
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

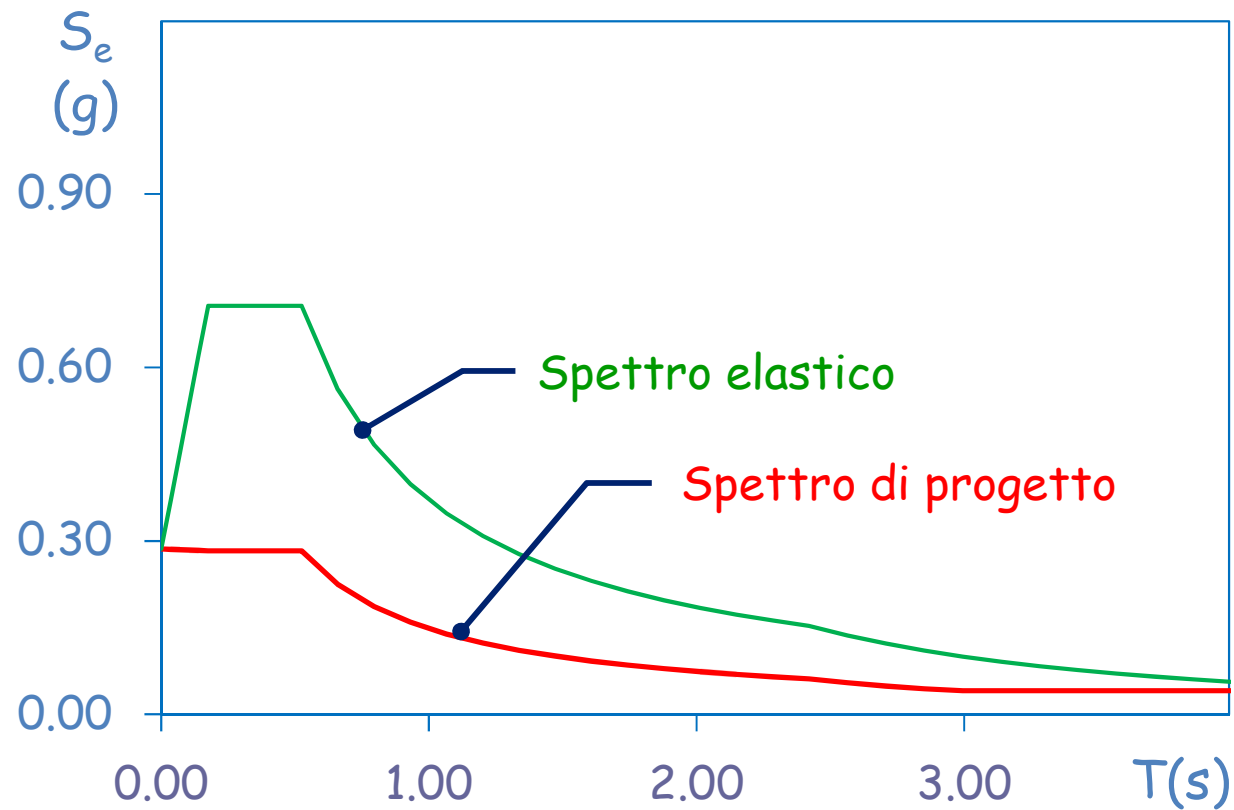
Suolo: C

Categoria Topografica: T1

Fattore di struttura (q_0)

	CD "B"	CD "A"
Strutture a telaio, con controventi eccentrici	4.0	$5.0 \alpha_u / \alpha_1$
Controventi concentrici a diagonale tesa attiva	4.0	4.0
Controventi concentrici a V	2.0	2.5
Strutture a mensola o a pendolo inverso	2.0	$2.0 \alpha_u / \alpha_1$
Strutture intelaiate con controventi concentrici	4.0	$4.0 \alpha_u / \alpha_1$
Strutture intelaiate con tamponature in muratura	2.0	2.0

Spettro Elastico e di Progetto



1ª Iterazione: Calcolo del Periodo Fondamentale di Vibrazione

In assenza di calcoli più dettagliati

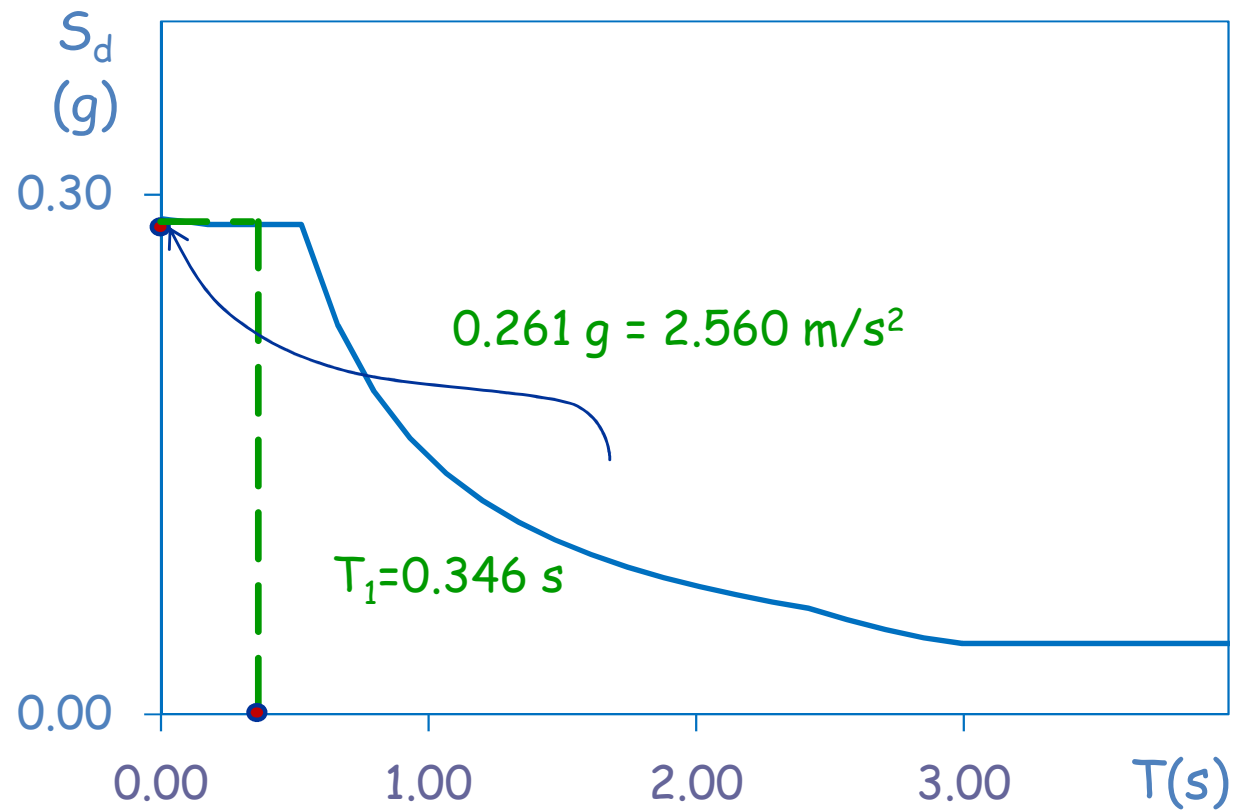
$$T_1 = C_1 H^{3/4}$$

- 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

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

- $S_d(T_1) = 0.261 g$
- $W = 1440 \text{ kN} \times 4 = 5760 \text{ kN}$
- $\lambda = 0.85$ (edificio con almeno 3 piani, $T_1 < 2 T_c$)

$$F_h = 0.261 g \cdot \frac{5760 \text{ kN}}{g} \cdot 0.85 = 1275.6 \text{ kN}$$

Distribuzione delle Forze in Altezza

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

- z_i è la quota rispetto al piano di fondazione
- $W_i = 1440$ (uguale a tutti i piani)
- $\sum z_i W_i = 1440 \times (3.3 + 2 \times 3.3 + \dots + 4 \times 3.3) = 1440 \text{ kN} \times 33 \text{ m}$
- $F_h = 1275.6 \text{ kN}$

$$F_1 = 1275.6 \text{ kN} \times 3.3 \text{ m} \frac{1440 \text{ kN}}{1440 \times 33 \text{ kNm}} = 127.6 \text{ kN}$$

Distribuzione delle Forze in Altezza

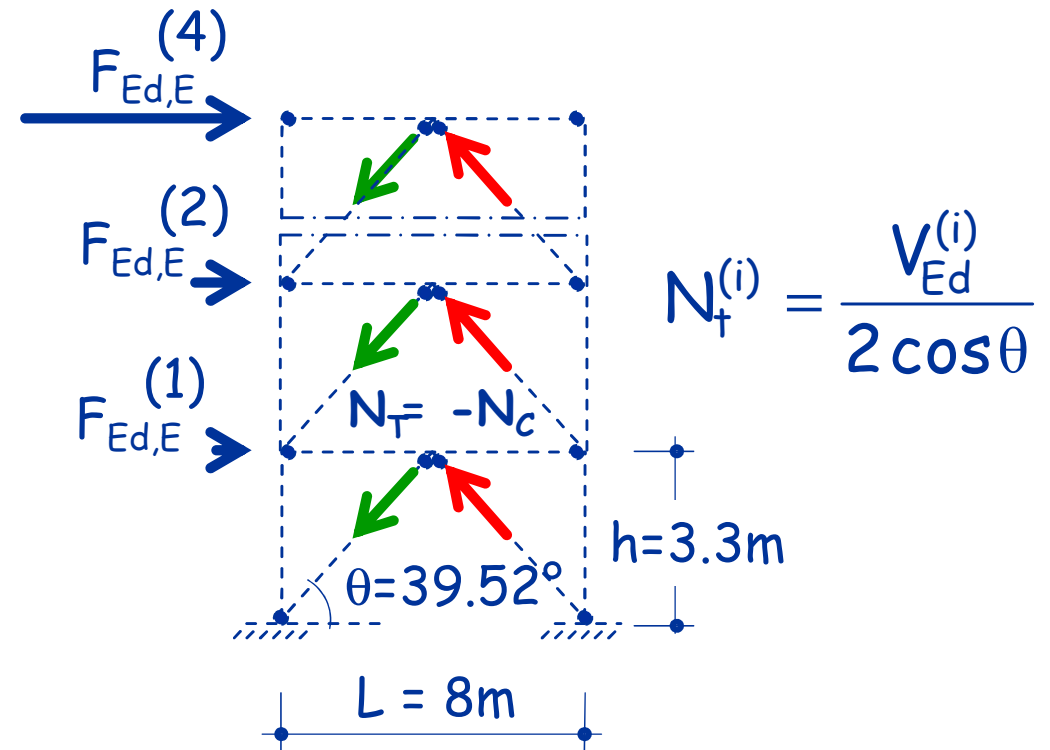
$$F_i = F_h \cdot z_i \frac{W_i}{\sum z_i W_i}$$

- $W_i = 1440$
- $\sum z_i W_i = 1440 \text{ kN} \times 33 \text{ m}$
- $F_h = 1275.6 \text{ kN}$

Piano	z (m)	Forza (kN)	Taglio (kN)
4	13.2	510.2	510.2
3	9.9	382.7	892.9
2	6.6	255.1	1148.0
1	3.3	127.6	1275.6

Calcolo delle Sollecitazioni sui Controventi

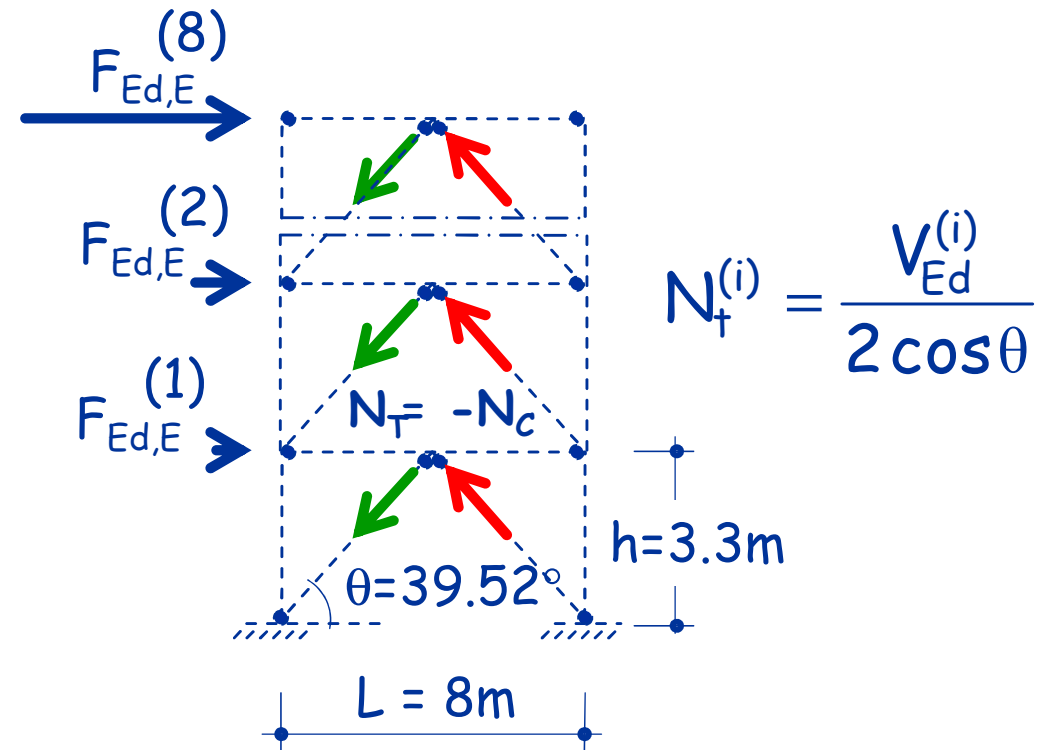
Piano	F_{Ed} (kN)	V_{Ed} (kN)
4	510.2	510.2
3	382.7	892.9
2	255.1	1148.0
1	127.6	1275.6



$$N_{+}^{(4)} = \frac{510.2 \text{ kN}}{2 \cos \theta} = 332.5 \text{ kN}$$

Calcolo delle Sollecitazioni sui Controventi

Piano	F_{Ed} (kN)	V_{Ed} (kN)	N_{Ed} (kN)
4	510.2	510.2	332.5
3	382.7	892.9	578.3
2	255.1	1148.0	741.2
1	127.6	1275.6	828.5



$$N_+^{(1)} = \frac{1275.6 \text{ kN}}{2 \cos \theta} = 828.5 \text{ kN}$$

Scelta della Sezione dei Controventi

Piano	N_{Ed} (kN)
4	332.5
3	578.3
2	741.2
1	828.5

$$N_{b,Rd} = \chi \frac{A f_y}{\gamma_{M1}} \geq N_{Ed}$$

- $f_y = 235 \text{ MPa}$
- $\gamma_{M1} = 1.05$
- $N_{Ed} = 578.3 \text{ kN}$
- ipotizzo $\chi = 0.8$



$$A \geq \frac{578.3 \text{ kN} \times 1.05}{0.8 \times 235 \text{ N/mm}^2} \times 10 = 32.3 \text{ cm}^2$$



Scatolare 160 x 6
 $A = 37.37 \text{ cm}^2$

Scelta della Sezione dei Controventi

Calcolo dell'effettivo valore di χ



Scatolare 160 x 6

A (cm ²)	I (cm ⁴)	ρ (cm)
37.37	1442	6.21

Sezione trasversale		Limiti	Instabilità in trono all'asse	Curva	
				S235 S275 S355 S420	S460
Sezioni tubolari		Sezioni formata a caldo	qualunque	a	a₀
		Sezioni formata a freddo	qualunque	c	c

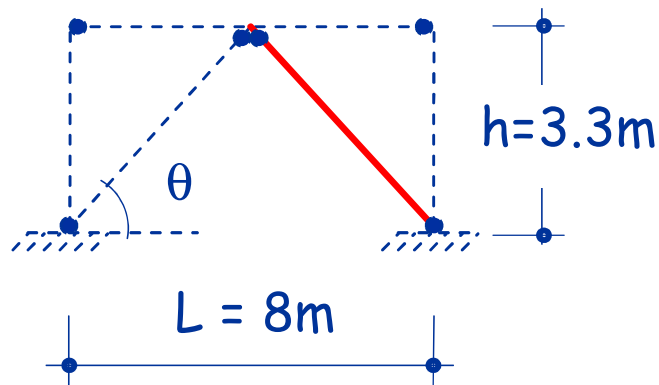
Scelta della Sezione dei Controventi

Calcolo dell'effettivo valore di χ



Scatolare 160 x 6

A (cm ²)	I (cm ⁴)	ρ (cm)	Curva
37.37	1442	6.21	a



$$L_0 = \sqrt{h^2 + (L/2)^2} = 5.18 \text{ m}$$

$$\chi = 0.736 \Rightarrow$$

$$N_{b,Rd} = 0.736 \frac{37.37 \text{ cm}^2 \times 235 \text{ N/mm}^2}{1.05} \frac{1}{10} = 615.2 \text{ kN}$$

Scelta della Sezione dei Controventi

Piano	N_{Ed} (kN)	Profilo	Acciaio	$N_{b,Rd}$ (kN)	$N_{pl,Rd}$ (kN)	λ
4	332.5					
3	578.3	Scat 160x6	S235	615.2	836.4	0.897
2	741.2					
1	828.5					

Scelta della Sezione dei Controventi

Piano	N_{Ed} (kN)	Profilo	Acciaio	$N_{b,Rd}$ (kN)	$N_{pl,Rd}$ (kN)	λ
4	332.5	Scat 135x5	S235	350.8	562.7	1.060
3	578.3	Scat 160x6	S235	615.2	836.4	0.897
2	741.2	Scat 180x6	S235	759.0	949.2	0.793
1	828.5	Scat 180x7	S235	844.9	1060.2	0.798

Scelta della Sezione dei Controventi

Verifica dell'uniformità delle Sovreresistenze

Piano	N_{Ed} (kN)	$N_{b,Rd}$ (kN)
4	332.5	350.8
3	578.3	615.2
2	741.2	759.0
1	828.5	844.9

$$\Omega_i = \frac{N_{b,Rd}^i}{N_{Ed}^i} \Rightarrow \Omega_4 = \frac{350.8}{332.5} = 1.055$$

...

$$\Omega_1 = \frac{844.9}{828.5} = 1.020$$

Scelta della Sezione dei Controventi

Verifica dell'uniformità delle Sovreresistenze

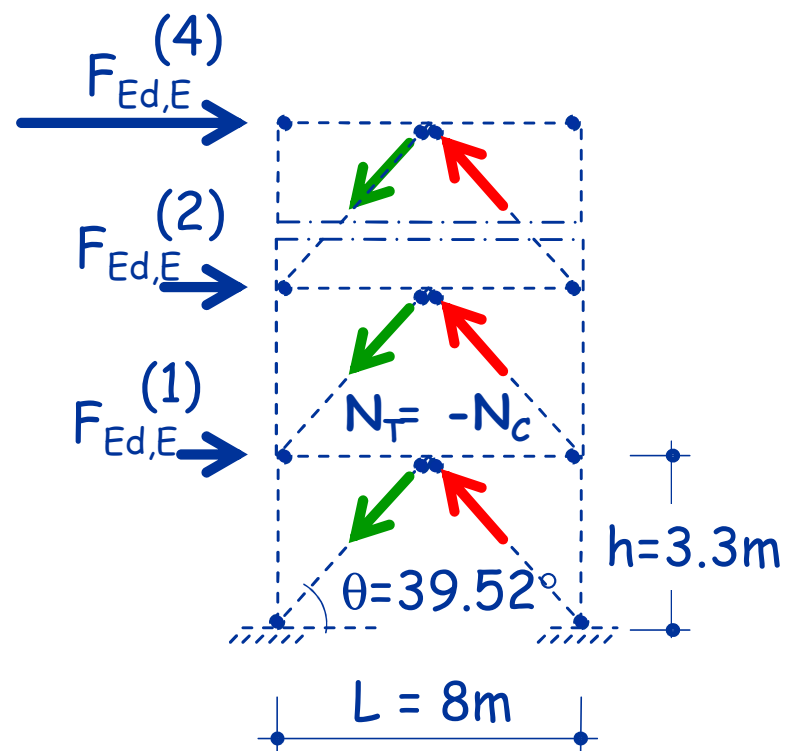
Piano	N_{Ed} (kN)	$N_{b,Rd}$ (kN)	Ω
4	332.5	350.8	1.054
3	578.3	615.2	1.064
2	741.2	759.0	1.024
1	828.5	844.9	1.020

$$\left. \begin{array}{l} \Omega_{\max} \\ \Omega_{\min} \end{array} \right\} \frac{\Omega_{\max}}{\Omega_{\min}} = \frac{1.064}{1.020} \leq 1.25$$

La condizione di uniformità
delle sovreresistenze è
soddisfatta

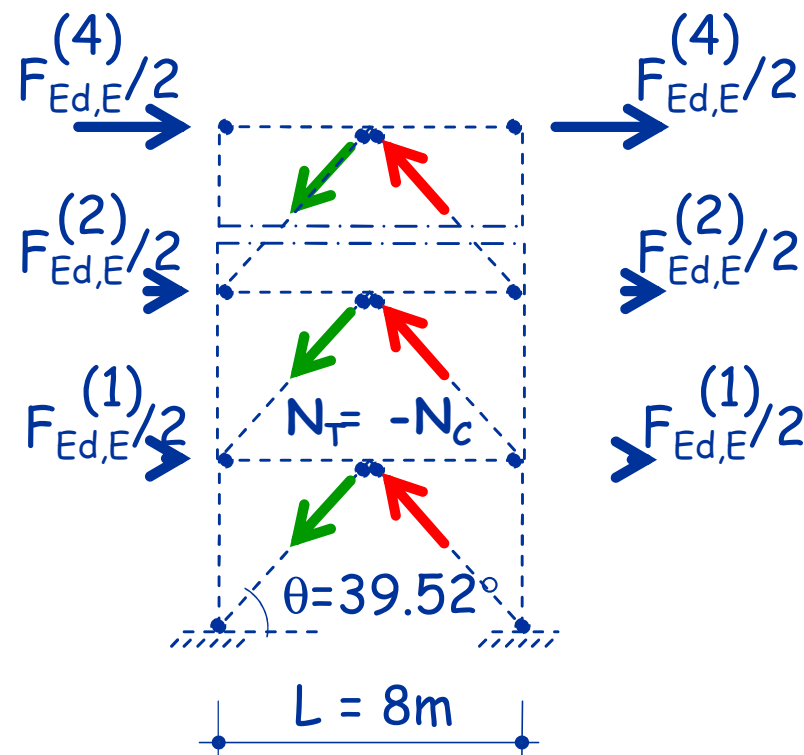
Calcolo degli Sforzi Normali sulle Travi

Piano	F_{Ed} (kN)
4	510.2
3	382.7
2	255.1
1	127.6



Calcolo degli Sforzi Normali sulle Travi

Piano	F_{Ed} (kN)
4	510.2
3	382.7
2	255.1
1	127.6

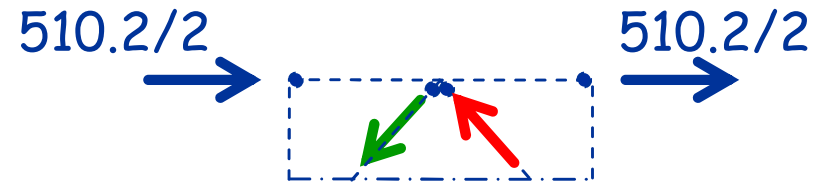


$$N_{t,Ed,E}^{(i)} = \underbrace{1.1 \gamma_{Rd} \Omega}_{1.346} \left[\frac{F_{Ed}^{(i)}}{2} + N_{d,Ed,E}^{(i+1)} \cos \theta \right]$$

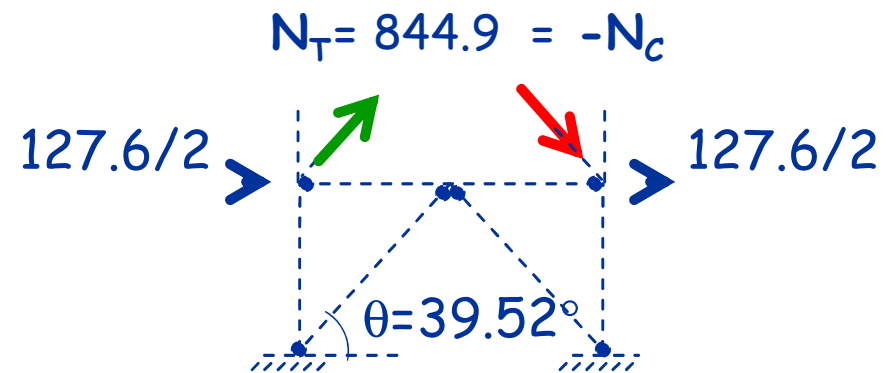
$$1.1 \times 1.20 \times 1.020 = 1.346$$

Calcolo degli Sforzi Normali sulle Travi

Piano	F_{Ed} (kN)
4	510.2
3	382.7
2	255.1
1	127.6



$$N_{t,Ed,E}^{(4)} = 1.346 \times \left[\frac{510.2}{2} \right] = 343.36 \text{ kN}$$

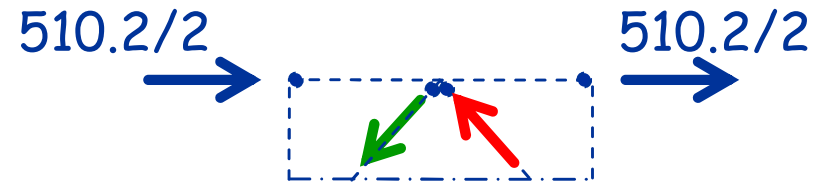


$$N_{t,Ed,E}^{(1)} = 1.346 \times \left[\frac{127.6}{2} + 844.6 \times \cos 39.5 \right]$$

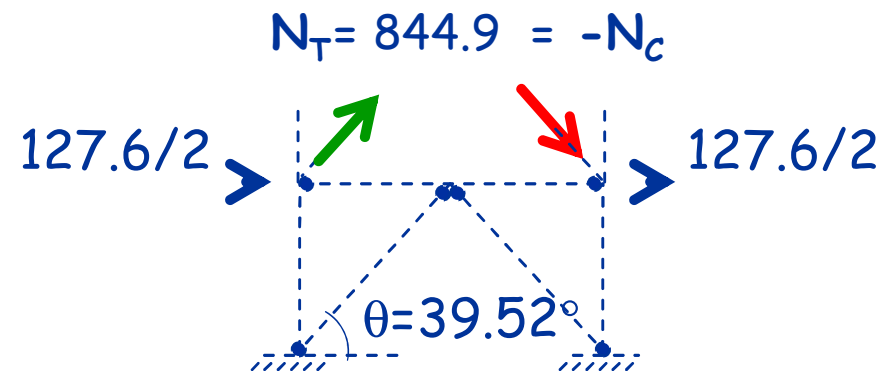
$$N_{t,Ed,E}^{(1)} = 874.0 \text{ kN}$$

Calcolo degli Sforzi Normali sulle Travi

Piano	F_{Ed} (kN)	$N_{t, Ed}$ (kN)
4	510.2	343.42
3	382.7	621.83
2	255.1	810.56
1	127.6	874.01



$$N_{t,Ed,E}^{(4)} = 1.346 \times \left[\frac{510.2}{2} \right] = 343.36 \text{ kN}$$

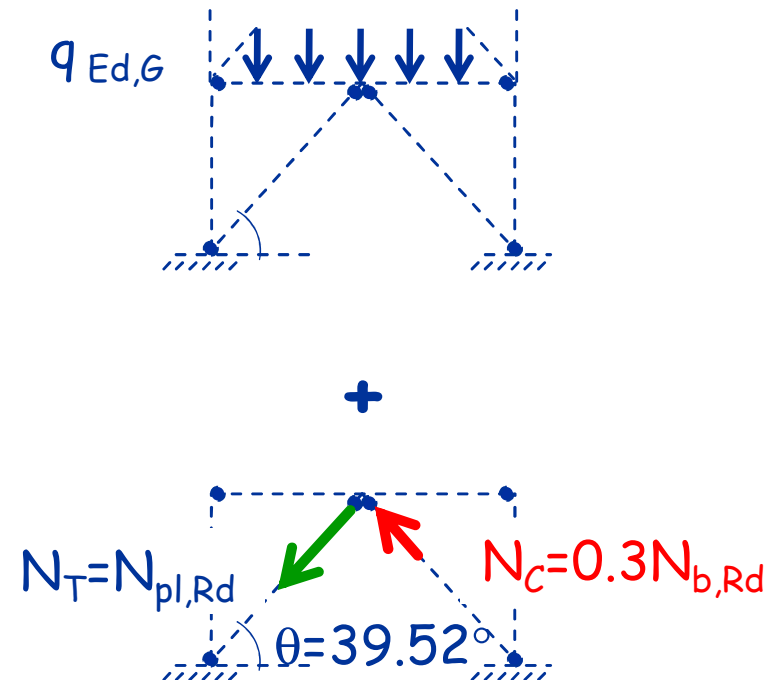


$$N_{t,Ed,E}^{(1)} = 1.346 \times \left[\frac{127.6}{2} + 844.6 \times \cos 39.5 \right]$$

$$N_{t,Ed,E}^{(1)} = 874.0 \text{ kN}$$

Calcolo del Momento Flettente sulle Travi

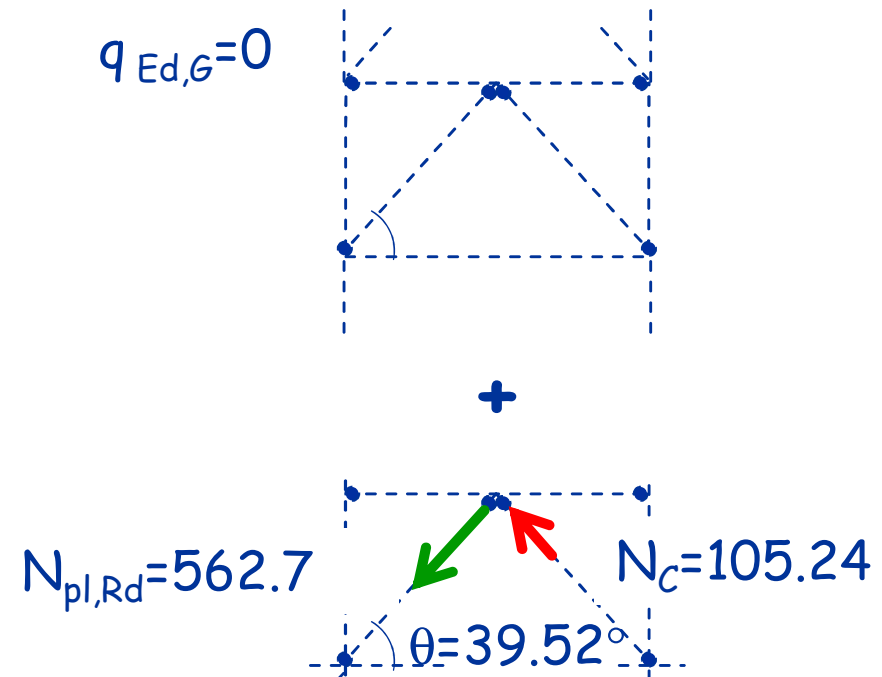
Piano	F_{Ed} (kN)
4	510.2
3	382.7
2	255.1
1	127.6



$$M_{t,Ed}^{(i)} = \frac{q_{Ed,G} L^2}{8} + \left(N_{d,pl,Rd}^{(i)} - 0.3 N_{d,b,Rd}^{(i)} \right) \sin \theta \frac{L}{4}$$

Calcolo del Momento Flettente sulle Travi

Piano	F_{Ed} (kN)
4	510.2
3	382.7
2	255.1
1	127.6

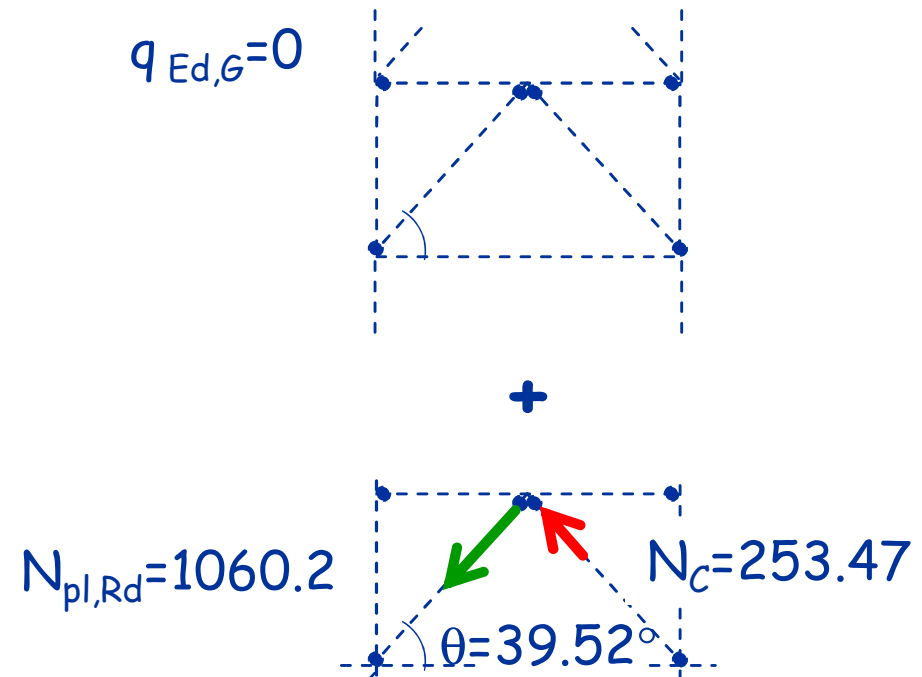


$$M_{t,Ed}^{(4)} = (562.7 - 105.24) \text{ kN} \times \sin 39.52^\circ \frac{8.0 \text{ m}}{4}$$

$$M_{t,Ed}^{(4)} = 582.18 \text{ kNm}$$

Calcolo del Momento Flettente sulle Travi

Piano	F_{Ed} (kN)	$M_{t,Ed}$ (kNm)
4	510.2	582.2
3	382.7	829.6
2	255.1	918.3
1	127.6	1026.8

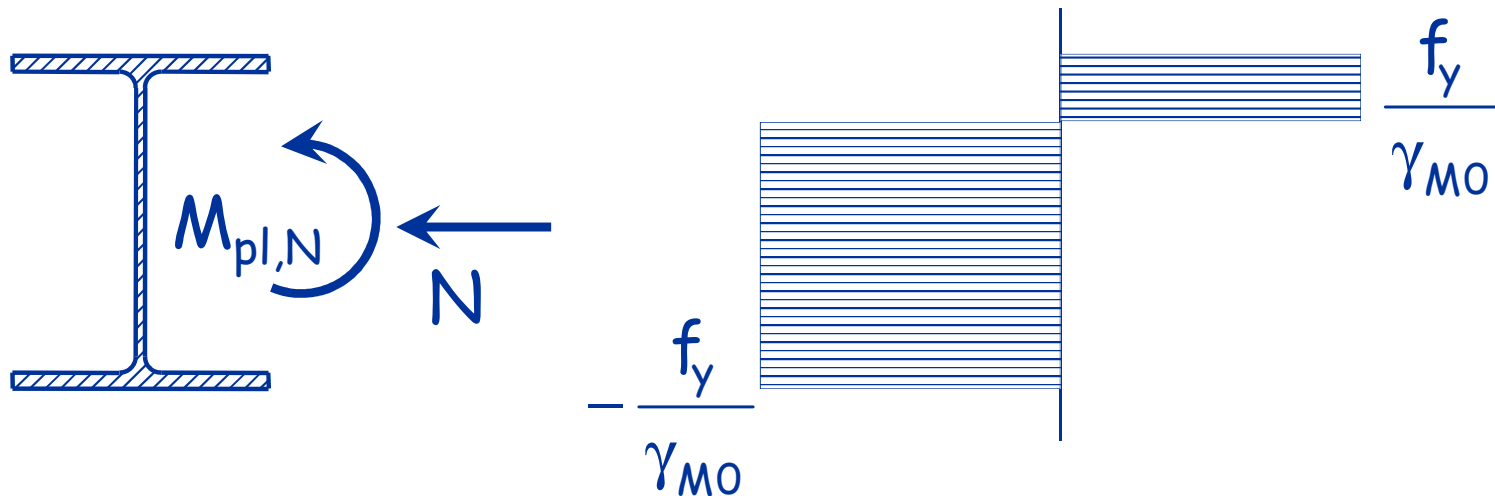


$$M_{t,Ed}^{(1)} = (1060.2 - 253.47) \text{ kN} \times \sin 39.52^\circ \frac{8.0 \text{ m}}{4}$$

$$M_{t,Ed}^{(1)} = 1026.76 \text{ kNm}$$

Scelta della sezione delle Travi

La trave è soggetta a presso-flessione



$$M_{pl,N,Rd} = M_{pl,Rd} = W_{pl} \frac{f_y}{\gamma_{MO}} \quad N \leq \frac{a}{2} N_{pl,Rd}$$

$$M_{pl,N,Rd} = M_{pl,Rd} \left(1 - \frac{N}{N_{pl,Rd}} \right) \frac{1}{1 - 0.5 a} \quad N > \frac{a}{2} N_{pl,Rd}$$

Scelta della sezione delle Travi

La trave è soggetta a presso-flessione



Generalmente lo sforzo normale è modesto rispetto alla flessione.

$$W_{pl,nec} = \frac{1.05 \times M_{Ed}}{f_y} = \frac{1.05 \times 582.2 \text{ kNm}}{235 \text{ N/mm}^2} \times 10^3 = 2601 \text{ cm}^3$$

➡ Sezione **HEA 450** con $W_{pl,max} = 3215.9 \text{ cm}^3$

Scelta della sezione delle Travi

La trave è soggetta a presso-flessione



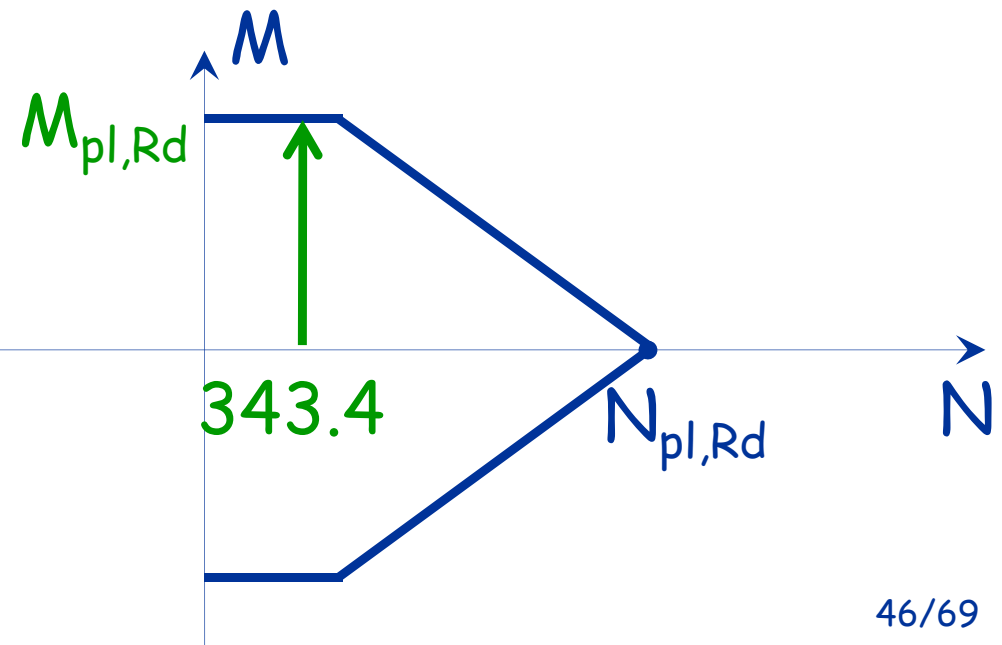
HEA 450

A (cm ²)	$W_{pl, Max}$ (cm ³)
178	3215.9

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

$$N_{pl,Rd} = \frac{178 \text{ cm}^2 \times 235 \text{ N/mm}^2}{1.05 \times 10}$$

$$N_{pl,Rd} = 3983.8 \text{ kN}$$



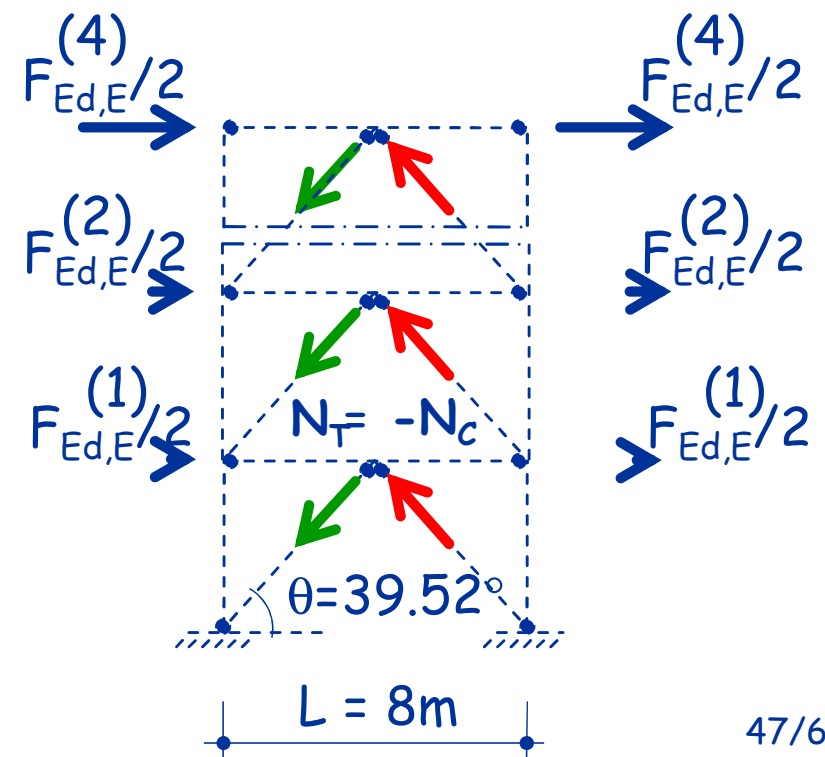
Scelta della sezione delle Travi

La trave è soggetta a presso-flessione ma solo mezza campata è compressa

L'instabilità della trave è possibile solo rispetto all'asse forte (la trave è vincolata dal solaio)

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,x}} + k_{xx} \frac{M_{Ed,x}}{M_{Rd,x}} + k_{xy} \frac{M_{Ed,y}}{M_{Rd,y}} \leq 1$$

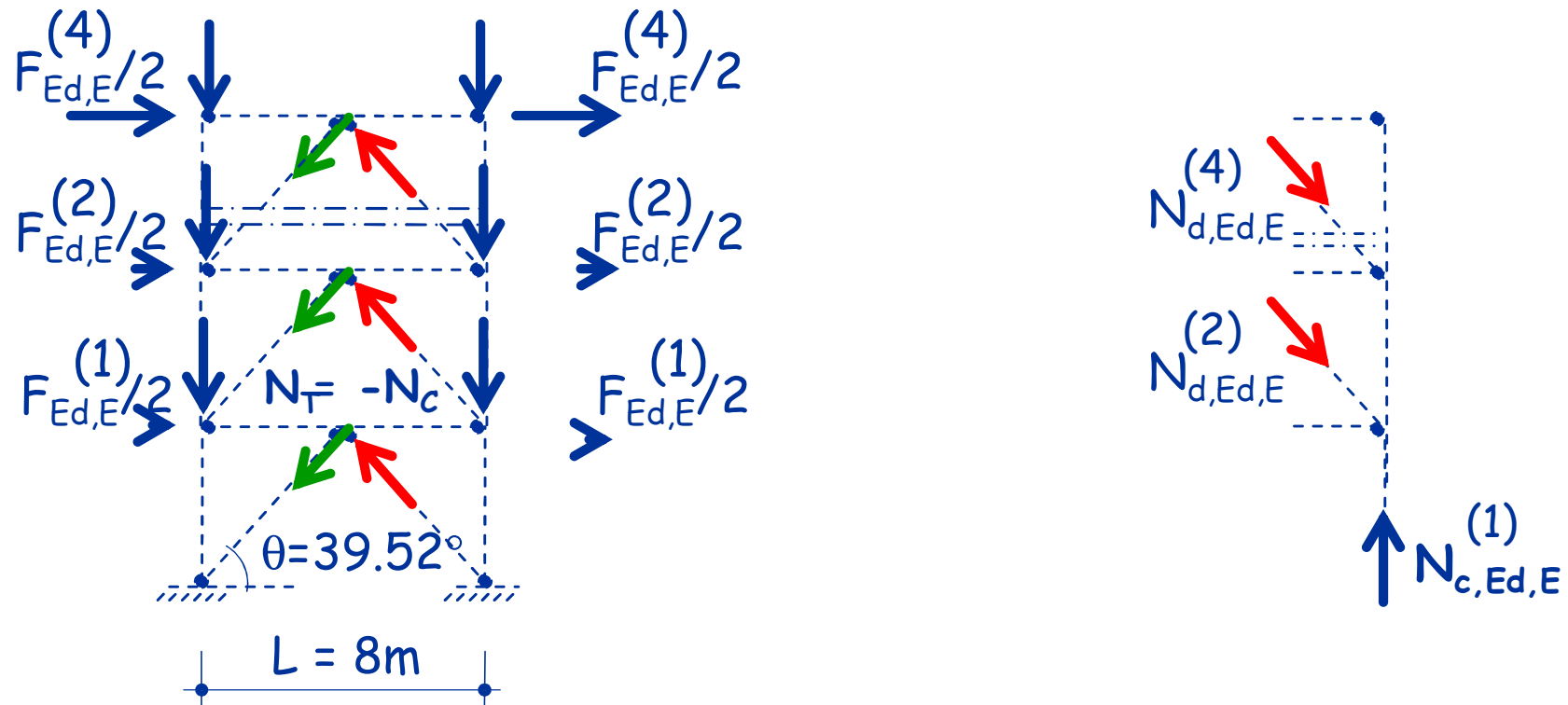
~~$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,y}} + k_{yx} \frac{M_{Ed,x}}{M_{Rd,x}} + k_{yy} \frac{M_{Ed,y}}{M_{Rd,y}} \leq 1$$~~



Progetto delle Travi

Piano	F_{Ed} (kN)	$N_{t, Ed}$ (kN)	$M_{t, Ed}$ (kNm)	Profilo	Acciaio	$M_{pl, Rd}$ (N) (kNm)
4	510.2	343.42	582.2	HEA 450	S235	719.7
3	382.7	621.83	829.6	HEA 550	S235	1034.4
2	255.1	810.56	918.3	HEA 600	S235	1197.5
1	127.6	874.01	1026.8	HEA 600	S235	1192.4

Calcolo degli Sforzi Normali sulle Colonne



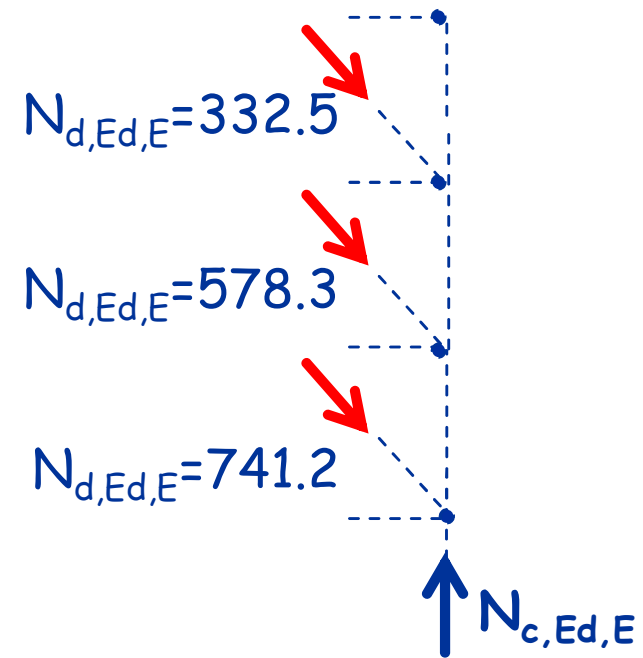
$$N_{c,Ed}^{(i)} = N_{c,Ed,G}^{(i)} + \underbrace{1.1 \gamma_{Rd} \Omega}_{1.346} \sum_{j=i+1}^n N_{d,Ed,E}^{(j)} \text{sen}\theta$$

$$1.1 \times 1.20 \times 1.020 = 1.346$$

Calcolo degli Sforzi Normali sulle Colonne

Aliquota dovuta all'Azione Sismica

Piano	$N_{c,Ed,E}$ (kN)
4	0.00
3	284.8
2	780.2
1	1415.2



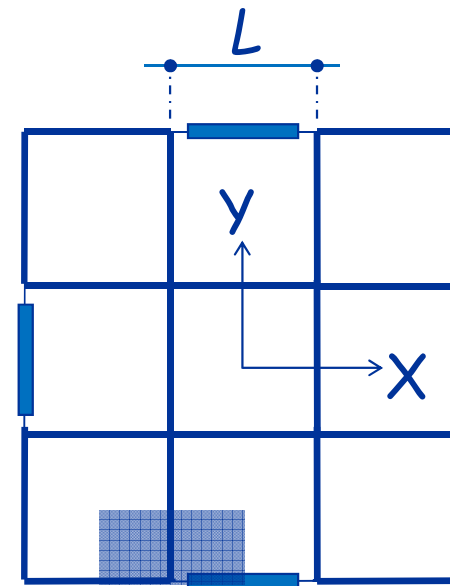
$$N_{c,Ed,E}^{(1)} = 1.346 \times (332.5 + 578.3 + 741.2) \sin 39.5$$

$$N_{c,Ed,E}^{(2)} = 1415.2$$

Calcolo degli Sforzi Normali sulle Colonne

Aliquota dovuta ai Carichi Gravitazionali

Piano	$N_{c,Ed,E}$ (kN)	$N_{c,Ed,G}$ (kN)
4	0.00	160
3	284.8	320
2	780.2	480
1	1415.2	640

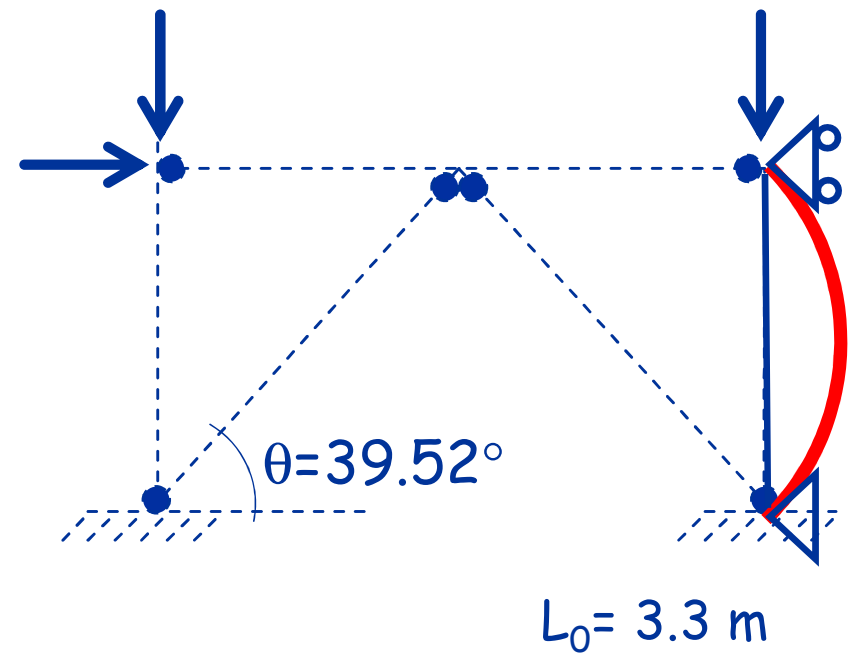


$$N_{c,Ed}^{(4)} = 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times (8\text{m} \times 4\text{m}) = 160\text{kN}$$

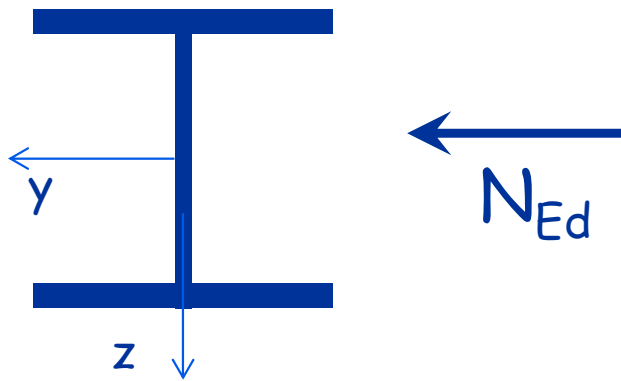
Progetto delle Colonne

Piano	$N_{c,Ed,E}$ (kN)	$N_{c,Ed,G}$ (kN)	$N_{c,Ed}$ (kN)
4	0.00	160	160.0
3	284.8	320	604.8
2	780.2	480	1260.2
1	1415.2	640	2055.2

La colonna è soggetta a sforzo normale centrato



Progetto delle Colonne (Esempio Piano 1)



$$N_{Ed} = - 2055.2 \text{ kN}$$

Acciaio S235

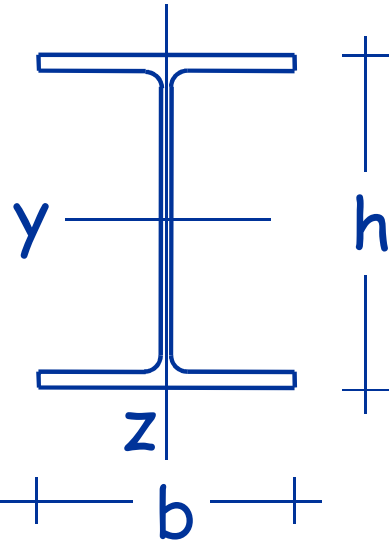
$$L_0 = 3.30 \text{ m}$$

(uguale nei due piani)

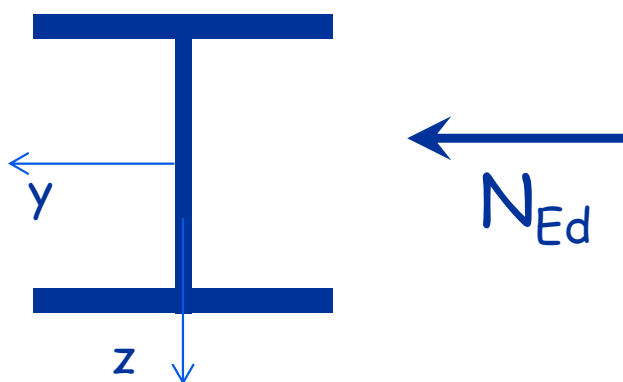
➔ Sezione **HEB 260**

A (cm ²)	I_{min} (cm ⁴)	ρ_{min} (cm)
118.4	5135	6.59

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)



$$N_{Ed} = - 2055.2 \text{ kN}$$

Acciaio S235

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

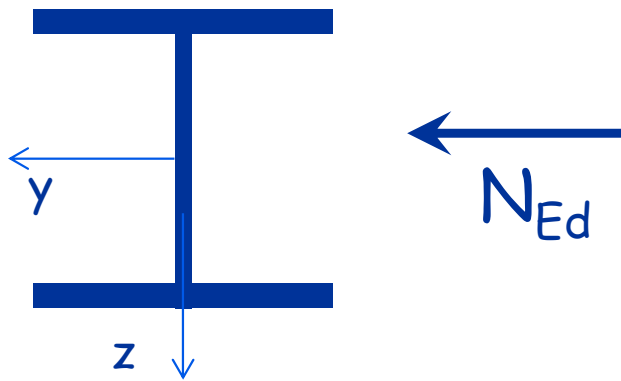
(uguale nei due piani)

➔ Sezione **HEB 260**

A (cm ²)	I _{min} (cm ⁴)	ρ _{min} (cm)	Curva
118.4	5135	6.59	C

Snellezza:
$$\bar{\lambda} = \frac{330}{6.59} \frac{1}{\lambda_1} = \frac{43.60}{93.01} = 0.539$$

Progetto delle Colonne (Esempio Piano 1)

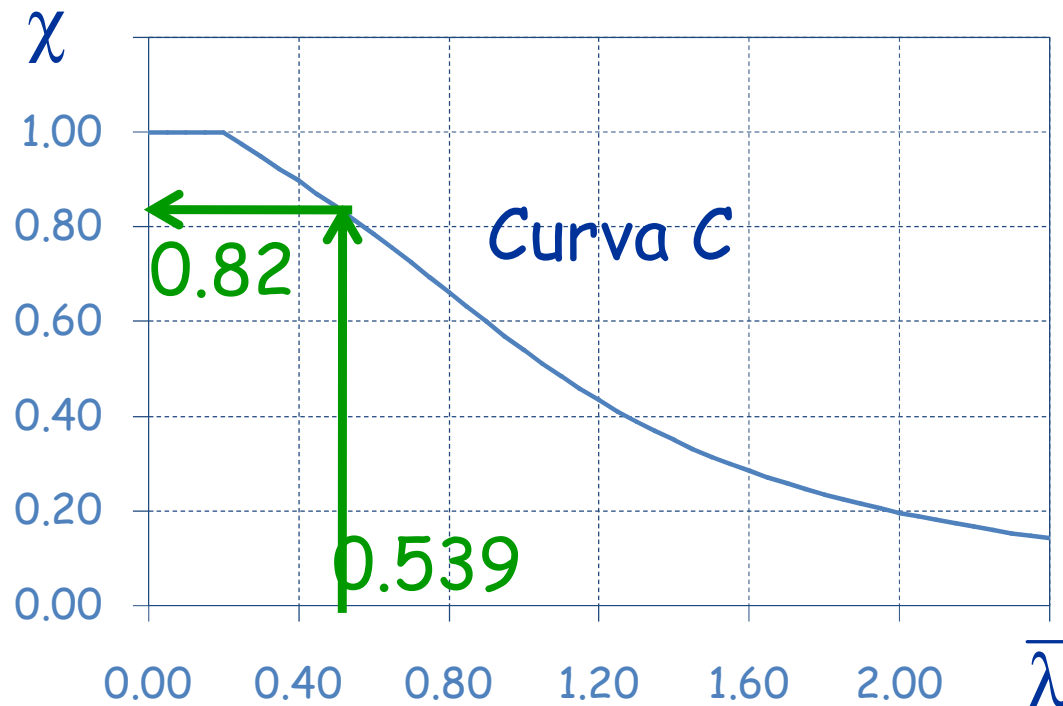


$$N_{Ed} = - 2055.2 \text{ kN}$$

Acciaio S235

Sezione **HEB 260**

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



$$N_{b,Rd} = 0.82 \frac{118.4 \times 235}{1.05} \frac{1}{10}$$

$$N_{b,Rd} = 2175.8 \text{ kN}$$

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	0.00	160	160.0	HEB 160	S235	746.3
3	284.8	320	604.8	HEB 160	S235	746.3
2	780.2	480	1260.2	HEB 260	S235	2175.8
1	1415.2	640	2055.2	HEB 260	S235	2175.8

Progetto delle Colonne

Piano	$N_{c,Ed,E}$ (kN)	$N_{c,Ed,G}$ (kN)	$N_{c,Ed}$ (kN)	Profilo	Acciaio	$N_{b,Rd}$ (kN)	Ver St.
4	0.00	160	160.0	HEB 160	S235	746.3	0.21
3	284.8	320	604.8	HEB 160	S235	746.3	0.81
2	780.2	480	1260.2	HEB 260	S235	2175.8	0.58
1	1415.2	640	2055.2	HEB 260	S235	2175.8	0.94

All'ultimo piano è più gravosa la verifica per carichi verticali in condizioni non sismiche

Iterazioni successive

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



Cambia lo sforzo normale di progetto sui controventi



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

Sezioni dei Controventi

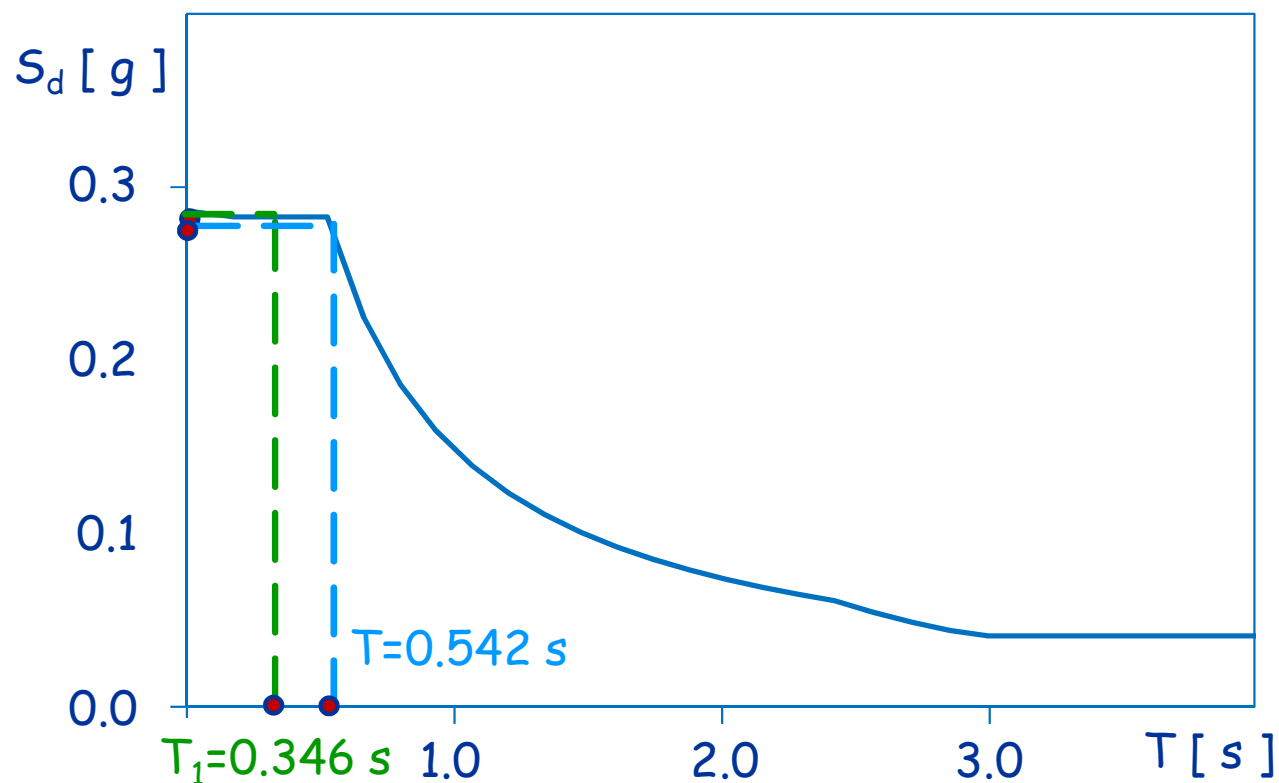
Confronti tra le iterazioni

Piano	Profilo	λ	Profilo	λ
4	Scat 135x5	1.060	Scat 135x5	1.060
3	Scat 160x6	0.897	Scat 160x6	0.897
2	Scat 180x6	0.793	Scat 180x6	0.793
1	Scat 180x7	0.798	Scat 180x7	0.798

Prima iter. $T=0.346$ s
(da formula
approssimata)

Iter. finale $T=0.542$ s
(da analisi modale)

Sezioni dei Controventi Confronti



La variazione di periodo non è tale da
causare un diverso dimensionamento

Non Linearità Geometriche

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

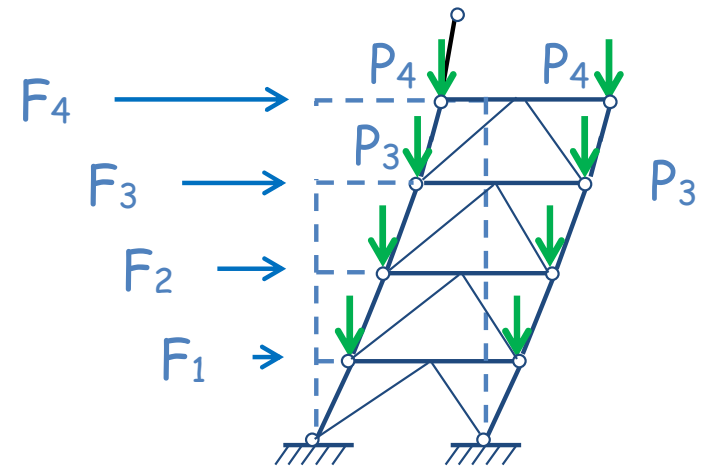
$$\theta = \frac{P \cdot d_r}{V \cdot h_p} \leq 0.1$$

dove

$$d_r = d_E q$$

$$\text{se } T_1 \geq T_C$$

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



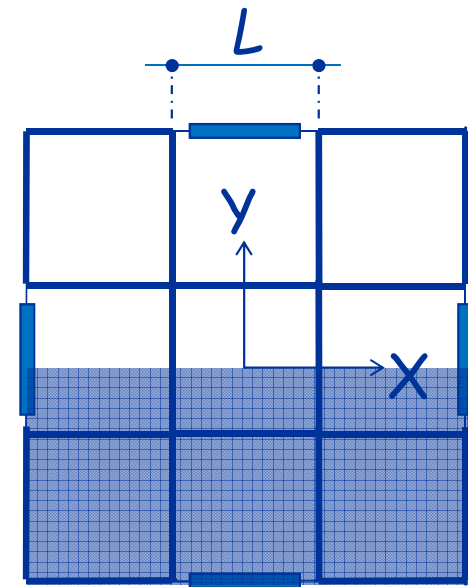
Se $0.1 < \theta < 0.2$ incrementare gli effetti dell'azione sismica orizzontale di un fattore pari a $1/(1-\theta)$

Non Linearità Geometriche

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

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

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



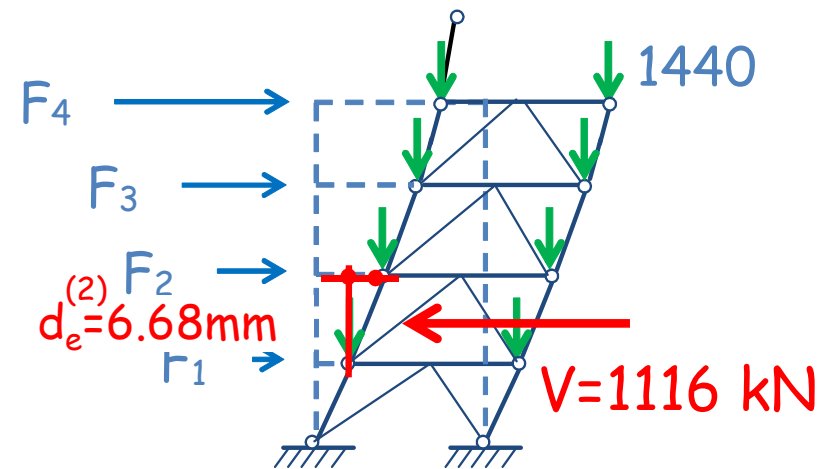
Non Linearità Geometriche (Esempio Piano 2)

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

$$d_r = d_E \cdot q = 6.68 \times 2.5$$

$$d_r = 16.7 \text{ mm}$$

$$\theta = \frac{3 \times 1440 \text{ kN} \cdot 16.7 \text{ mm}}{1116 \text{ kN} \cdot 3300 \text{ mm}} = 0.02$$



Non Linearità Geometriche

Piano	P (kN)	V _{Ed} (kN)	d _r (mm)	θ
4	1440	528	16.82	0.014
3	2880	879	16.90	0.017
2	4320	1116	16.71	0.020
1	5760	1238	13.86	0.020

$\theta < 0.1 \Rightarrow$ Le non linearità geometriche sono trascurabili

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.

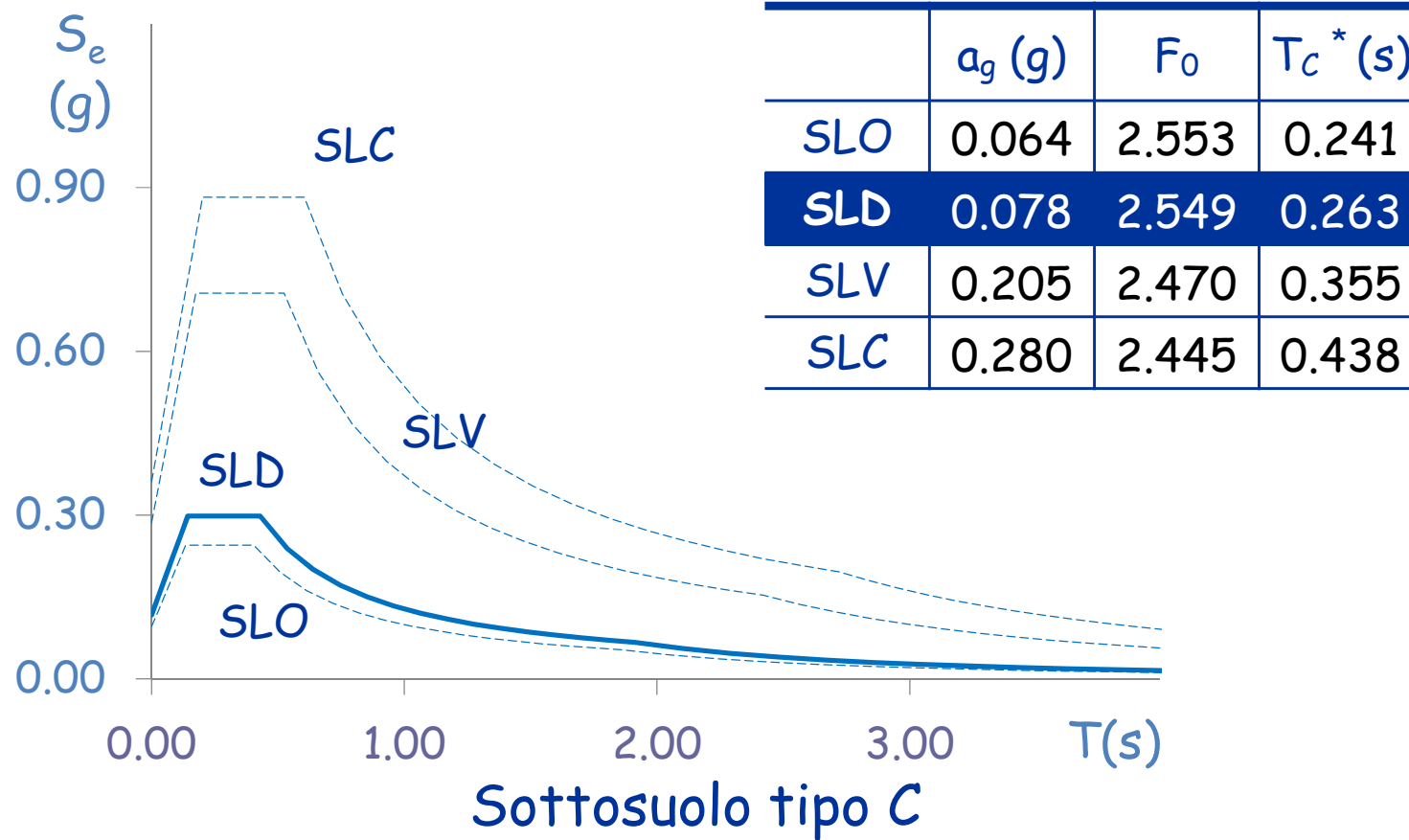
Criteri di Verifiche SLE

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 _{lim} (mm)
4	6.39	16.5
3	6.42	16.5
2	6.35	16.5
1	5.27	16.5