

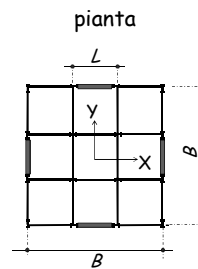
Corso di aggiornamento
Progettazione strutturale e
Norme Tecniche per le Costruzioni 2008

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

7 - Strutture con controventi concentrici tradizionali
Esempio applicativo

Spoletto
11-12 maggio 2012
Aurelio Ghersi

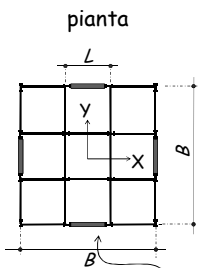
L'edificio in esame



L'edificio è :

- di pianta quadrata (24X24 m²) eguale ad ogni piano.
- B = 24 m
- L = 8 m
- costituito da 8 elevazioni (h_p=3.3 m)

L'edificio in esame

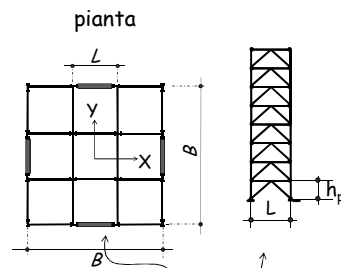


Collegamenti:

- 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



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	0.278	g
F ₀	2.463	
T _C *	0.437	s
ξ	0.05	---

Dato	Valore	
S _s	1.29	---
S _T	1.00	---
S	1.29	---
C _C	1.380	---
T _B	0.201	s
T _C	0.603	s
T _D	2.712	s

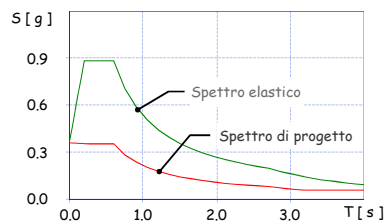
Periodo di riferimento della costruzione 100 anni
Suolo C
Categoria Topografica T1

Fattore di struttura (q₀)

	CD "B"	CD "A"
Strutture a telaio, con controventi eccentrici	4.0	5.0 α _v /α 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 α _v /α ₁
Strutture intelaiate con controventi concentrici	4.0	4.0 α _v /α ₁
Strutture intelaiate con tamponature in muratura	2.0	2.0

D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni 7.5.2.2

Spettro Elastico e di Progetto



1ª Iterazione: Calcolo del Periodo Fondamentale di Vibrazione

In assenza di calcoli più dettagliati

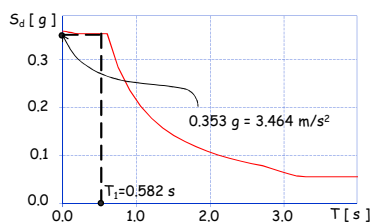
$$T_1 = C_1 H^{3/4}$$

- Per edifici controventati $C_1 = 0.050$
- $H = h_p \times 8 = 3.30 \times 8 = 26.40 \text{ m}$

$$T_1 = 0.050 \times 26.80^{3/4} = 0.582 \text{ s}$$

D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni - 7.3.3.2

Pseudo-Accelerazione di Progetto



Calcolo del taglio alla base

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

- $S_d(T_1) = 0.353 \text{ g}$
- $W = 1440 \text{ kN} \times 8 = 11520 \text{ kN}$
- $\lambda = 0.85$ (edificio con almeno 3 piani, $T_1 < 2 T_c$)

$$F_h = 0.353 \text{ g} \cdot \frac{11520 \text{ kN}}{g} \cdot 0.85 = 3459.6 \text{ kN}$$

D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni - 7.3.3.2

Distribuzione delle Forze in Altezza

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

- z_i è la quota rispetto al piano di fondazione
- $W_i = 1440$ (uguale a tutti i piani)
- $\sum z_i W_i = 1440 \times (3.3 + 2 \times 3.3 + \dots + 8 \times 3.3) = 1440 \text{ kN} \times 118.8 \text{ m}$
- $F_h = 3459.6 \text{ kN}$

$$F_1 = 3460 \text{ kN} \times 3.3 \text{ m} \cdot \frac{1440 \text{ kN}}{1440 \times 118.8 \text{ kNm}} = 96.1 \text{ kN}$$

D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni - 7.3.3.2

Distribuzione delle Forze in Altezza

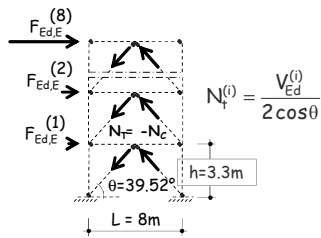
$$F_i = F_h \cdot z_i \cdot \frac{W_i}{\sum z_i W_i}$$

- $W_i = 1440$
- $\sum z_i W_i = 1440 \text{ kN} \times 118.8 \text{ m}$
- $F_h = 3459.6 \text{ kN}$

Piano	z (m)	Forza (kN)	Taglio (kN)
8	26.4	768.8	768.8
7	23.1	672.7	1441.5
6	19.8	576.6	2018.1
5	16.5	480.5	2498.6
4	13.2	384.4	2883.0
3	9.9	288.3	3171.3
2	6.6	192.2	3363.5
1	3.3	96.1	3459.6

Calcolo delle Sollecitazioni sui Controventi

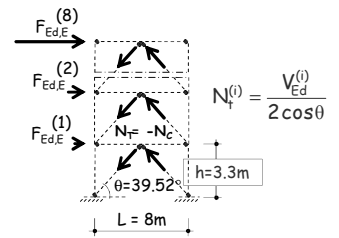
Piano	F _{Ed} (kN)	V _{Ed} (kN)
8	768.8	768.8
7	672.7	1441.5
6	576.6	2018.1
5	480.5	2498.6
4	384.4	2883.0
3	288.3	3171.3
2	192.2	3363.5
1	96.1	3459.6



$$N_t^{(8)} = \frac{768.8 \text{ kN}}{2 \cos \theta} = 498.1 \text{ kN}$$

Calcolo delle Sollecitazioni sui Controventi

Piano	F _{Ed} (kN)	V _{Ed} (kN)	N _{Ed} (kN)
8	768.8	768.8	498.1
7	672.7	1441.5	935.0
6	576.6	2018.1	1303.5
5	480.5	2498.6	1624.3
4	384.4	2883.0	1860.8
3	288.3	3171.3	2062.0
2	192.2	3363.5	2150.6
1	96.1	3459.6	2273.4



$$N_t^{(1)} = \frac{3459.6 \text{ kN}}{2 \cos \theta} = 2273.4 \text{ kN}$$

Scelta della Sezione dei Controventi

Piano	N _{Ed} (kN)
8	498.1
7	935.0
6	1303.5
5	1624.3
4	1860.8
3	2062.0
2	2150.6
1	2273.4

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

- $f_y = 235 \text{ MPa}$
- $\gamma_{M1} = 1.05$
- $N_{Ed} = 498 \text{ kN}$
- ipotizzo $\chi = 0.8$

$$A \geq \frac{498.1 \text{ kN} \times 1.05}{0.8 \times 235 \text{ N/mm}^2} \times 10 = 27.8 \text{ cm}^2$$

☐ Scatolare 160 x 5
A = 30.14 cm²

Scelta della Sezione dei Controventi

Calcolo dell'effettivo valore di χ



Scatolare 160 x 5

A (cm ²)	I (cm ⁴)	p (cm)
30.14	1189	6.28

Sezione trasversale	Limiti	Instabilità introno all'asse	Curva
Sezioni tubolari	Sezioni formata a caldo	qualunque	a
	Sezioni formata a freddo	qualunque	c

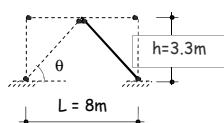
Scelta della Sezione dei Controventi

Calcolo dell'effettivo valore di χ



Scatolare 160 x 5

A (cm ²)	I (cm ⁴)	p (cm)	Curva
30.14	1189	6.28	a



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

$$\chi = 0.742 \Rightarrow$$

$$N_{b,Rd} = 0.742 \frac{30.14 \text{ cm}^2 \times 235 \text{ N/mm}^2}{1.05} \frac{1}{10} = 500.6 \text{ kN}$$

Verificare foglio excel "Verifica Stabilità"

Scelta della Sezione dei Controventi

Piano	N _{Ed} (kN)	Profilo	Acciaio	N _{b,Rd} (kN)	N _{pl,Rd} (kN)	λ
8	498.1	Scat 160x5	S235	500.6	674.6	0.8876
7	935.0					
6	1303.5					
5	1624.3					
4	1860.8					
3	2062.0					
2	2150.6					
1	2273.4					

Scelta della Sezione dei Controventi

Piano	N_{Ed} (kN)	Profilo	Acciaio	$N_{b,Rd}$ (kN)	$N_{pl,Rd}$ (kN)	λ
8	498.1	Scat 160x5	S235	500.6	674.6	0.8876
7	935.0	Scat 200x7	S235	998.5	1187.3	0.7143
6	1303.5	Scat 250x7	S235	1358.2	1505.1	0.5661
5	1624.3	Scat 250x10	S235	1863.1	2071.8	0.5748
4	1860.8	Scat 250x10	S235	1961.3	2161.3	0.5516
3	2062.0	Scat 285x10	S235	2204.4	2385.8	0.5010
2	2150.6	Scat 285x10	S235	2204.4	2385.8	0.5010
1	2273.4	Scat 300x10	S235	2348.5	2520.1	0.4749

Scelta della Sezione dei Controventi Verifica dell'uniformità delle Sovreresistenze

Piano	N_{Ed} (kN)	$N_{b,Rd}$ (kN)
8	498.1	500.6
7	935.0	998.5
6	1303.5	1358.2
5	1624.3	1863.1
4	1860.8	1961.3
3	2062.0	2204.4
2	2150.6	2204.4
1	2273.4	2348.5

$$\Omega_i = \frac{N_{b,Rd}^i}{N_{Ed}^i} \Rightarrow \Omega_8 = \frac{500.55}{498.1} = 1.005$$

...

$$\Omega_1 = \frac{2348.46}{2273.4} = 1.033$$

Scelta della Sezione dei Controventi Verifica dell'uniformità delle Sovreresistenze

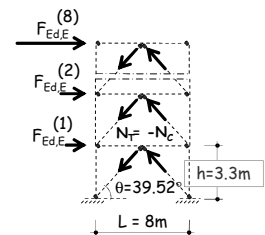
Piano	N_{Ed} (kN)	$N_{b,Rd}$ (kN)	Ω
8	498.1	500.55	1.005
7	935.0	998.46	1.068
6	1303.5	1358.23	1.042
5	1624.3	1863.14	1.147
4	1860.8	1961.29	1.054
3	2062.0	2204.37	1.069
2	2150.6	2204.37	1.025
1	2273.4	2348.46	1.033

$$\left. \begin{array}{l} \Omega_{\min} \\ \Omega_{\max} \end{array} \right\} \frac{\Omega_{\max}}{\Omega_{\min}} = \frac{1.147}{1.005} \leq 1.25$$

La condizione di uniformità delle sovreresistenze è soddisfatta

Calcolo degli Sforzi Normali sulle Travi

Piano	F_{Ed} (kN)
8	768.8
7	672.7
6	576.6
5	480.5
4	384.4
3	288.3
2	192.2
1	96.1



Calcolo degli Sforzi Normali sulle Travi

Piano	F_{Ed} (kN)
8	768.8
7	672.7
6	576.6
5	480.5
4	384.4
3	288.3
2	192.2
1	96.1

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

$$1.1 \times 1.20 \times 1.005 = 1.327$$

Calcolo degli Sforzi Normali sulle Travi

Piano	F_{Ed} (kN)
8	768.8
7	672.7
6	576.6
5	480.5
4	384.4
3	288.3
2	192.2
1	96.1

$$N_{t,Ed,E}^{(8)} = 1.327 \times \left[\frac{768.8}{2} \right] = 509.93 \text{ kN}$$

$$N_T = 2150.6 = -N_C$$

$$N_{t,Ed,E}^{(1)} = 1.327 \times \left[\frac{96.1}{2} + 2150.6 \times \cos 39.5^\circ \right]$$

$$N_{t,Ed,E}^{(1)} = 2319.4 \text{ kN}$$

Calcolo degli Sforzi Normali sulle Travi

Piano	F_{Ed} (kN)	$N_{t,Ed}$ (kN)
8	768.8	509.93
7	672.7	958.38
6	576.6	1404.14
5	480.5	1708.54
4	384.4	2161.45
3	288.3	2198.14
2	192.2	2383.13
1	96.1	2319.39

$$N_{t,Ed,E}^{(8)} = 1.327 \times \left[\frac{768.8}{2} \right] = 509.93 \text{ kN}$$

$$N_t = 2150.6 = -N_c$$

$$N_{t,Ed,E}^{(1)} = 1.327 \times \left[\frac{96.1}{2} + 2150.6 \times \cos 39.5^\circ \right]$$

$$N_{t,Ed,E}^{(1)} = 2319.4 \text{ kN}$$

Calcolo del Momento Flettente sulle Travi

Piano	F_{Ed} (kN)
8	768.8
7	672.7
6	576.6
5	480.5
4	384.4
3	288.3
2	192.2
1	96.1

$$M_{t,Ed}^{(i)} = \frac{q_{Ed,\theta} L^2}{8} + 0.7 N_{d,pl,Rd}^{(i)} \sin \theta \frac{L}{4}$$

Calcolo del Momento Flettente sulle Travi

Piano	F_{Ed} (kN)
8	768.8
7	672.7
6	576.6
5	480.5
4	384.4
3	288.3
2	192.2
1	96.1

$$M_{t,Ed}^{(1)} = 0.7 \times 674.56 \text{ kN} \times \sin 39.52^\circ \times \frac{8.0 \text{ m}}{4}$$

$$M_{t,Ed}^{(1)} = 667.43 \text{ kNm}$$

Calcolo del Momento Flettente sulle Travi

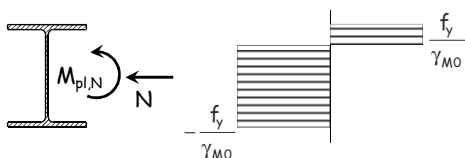
Piano	F_{Ed} (kN)	$M_{t,Ed}$ (kNm)
8	768.8	667.43
7	672.7	1129.92
6	576.6	1397.05
5	480.5	1925.52
4	384.4	2001.99
3	288.3	2194.88
2	192.2	2194.88
1	96.1	2310.78

$$M_{t,Ed}^{(1)} = 0.7 \times 674.56 \text{ kN} \times \sin 39.52^\circ \times \frac{8.0 \text{ m}}{4}$$

$$M_{t,Ed}^{(1)} = 667.43 \text{ kNm}$$

Scelta della sezione delle Travi

La trave è soggetta a presso-flessione

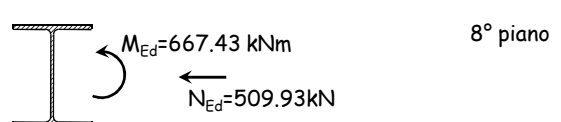


$$M_{pl,N,Rd} = M_{pl,Rd} = W_{pl} \frac{f_y}{\gamma_{MO}} \quad N \leq \frac{a}{2} N_{pl,Rd}$$

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

Scelta della sezione delle Travi

La trave è soggetta a presso-flessione



Generalmente lo sforzo normale è modesto rispetto alla flessione.

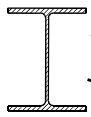
$$W_{pl,nec} = \frac{1.05 \times M_{Ed}}{f_y} = \frac{1.05 \times 667.43 \text{ kNm}}{235 \text{ N/mm}^2} \times 10^3 = 2982.13 \text{ cm}^3$$

➡ 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



$$M_{Ed} = 667.43 \text{ kNm}$$

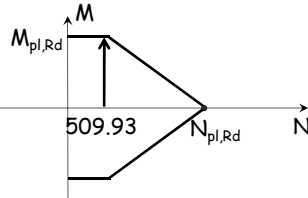
$$N_{Ed} = 509.93 \text{ kN}$$

A (cm ²)	W _{pl, Max} (cm ³)
178	3215.9

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

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

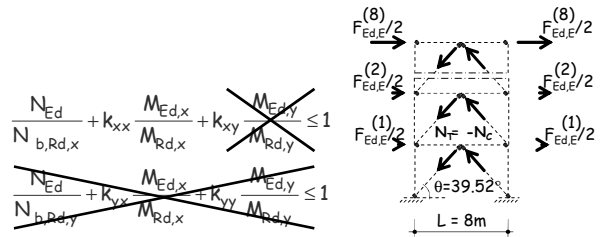
$$N_{pl,Rd} = 3983.8 \text{ kN}$$



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)



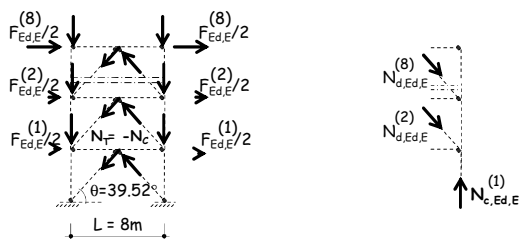
Progetto delle Travi

Piano	F _{Ed} (kN)	N _{t,Ed} (kN)	M _{t,Ed} (kNm)	Profilo	Acciaio	M _{pl,Rd} (N) (kNm)
8	768.8	509.93	667.43	HEA 450	S235	719.74
7	672.7	958.38	1129.92			
6	576.6	1404.14	1397.05			
5	480.5	1708.54	1925.52			
4	384.4	2161.45	2001.99			
3	288.3	2198.14	2194.88			
2	192.2	2383.13	2194.88			
1	96.1	2319.39	2310.78			

Progetto delle Travi

Piano	F _{Ed} (kN)	N _{t,Ed} (kN)	M _{t,Ed} (kNm)	Profilo	Acciaio	M _{pl,Rd} (N) (kNm)
8	768.8	509.93	667.43	HEA 450	S235	719.74
7	672.7	958.38	1129.92	HEA 600	S235	1168.39
6	576.6	1404.14	1397.05	HEA 700	S235	1473.22
5	480.5	1708.54	1925.52	HEA 800	S275	2214.98
4	384.4	2161.45	2001.99	HEA 800	S275	2041.34
3	288.3	2198.14	2194.88	HEA 800	S355	2862.18
2	192.2	2383.13	2194.88	HEA 800	S355	2791.26
1	96.1	2319.39	2310.78	HEA 800	S355	2815.70

Calcolo degli Sforzi Normali sulle Colonne

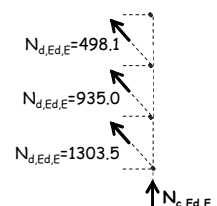


$$N_{c,Ed}^{(i)} = N_{c,Ed,G}^{(i)} + 1.1 \gamma_{Rd} \Omega \sum_{j=i+1}^n N_{d,Ed,E}^{(j)} \sin \theta$$

$$1.1 \times 1.20 \times 1.005 = 1.327$$

Calcolo degli Sforzi Normali sulle Colonne Aliquota dovuta all'Azione Sismica

Piano	N _{c,Ed,E} (kN)
8	0.00
7	418.4
6	1203.8
5	1880.4
4	2459.4
3	2927.6
2	3295.3
1	3538.7

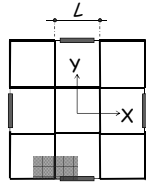


$$N_{c,Ed,E}^{(5)} = 1.327 \times (498.1 + 935.0 + 1305.5) \sin 39.5$$

$$N_{c,Ed,E}^{(5)} = 1880.4$$

Calcolo degli Sforzi Normali sulle Colonne Aliquota dovuta ai Carichi Gravitazionali

Piano	$N_{c,Ed,E}$ (kN)	$N_{c,Ed,G}$ (kN)
8	0.00	160
7	418.4	320
6	1203.8	480
5	1880.4	640
4	2459.4	800
3	2927.6	960
2	3295.3	1120
1	3538.7	1280

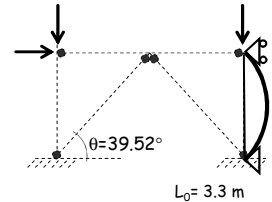


$$N_{c,Ed}^{(8)} = 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times (8\text{ m} \times 4\text{ m}) = 160\text{ kN}$$

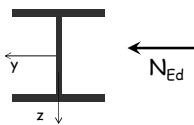
Progetto delle Colonne

Piano	$N_{c,Ed,E}$ (kN)	$N_{c,Ed,G}$ (kN)	$N_{c,Ed}$ (kN)
8	0.00	160	160.0
7	418.4	320	738.4
6	1203.8	480	1683.8
5	1880.4	640	2938.8
4	2459.4	800	4463.2
3	2927.6	960	6186.4
2	3295.3	1120	8078.5
1	3538.7	1280	10045.0

La colonna è soggetta a sforzo normale centrato



Progetto delle Colonne (Esempio Piano 5)



$N_{Ed} = - 2938.8\text{ kN}$
Acciaio S235
 $L_0 = 3.30\text{ m}$
(uguale nei due piani)

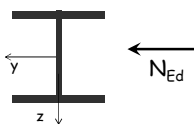
⇒ Sezione HEB 320

A (cm ²)	I_{min} (cm ⁴)	ρ_{min} (cm)
161.3	9239	7.568

Progetto delle Colonne (Esempio Piano 5)

Sezione trasversale		Limiti	Instabilità introno all'asse	Curva	
Sezioni laminate		$t_f \leq 40$ [mm]	y-y	a	a ₀
		$40 < t_f \leq 100$ [mm]	y-y	b	a
		$t_f \leq 100$ [mm]	z-z	c	a
		$t_f < 100$ [mm]	y-y	b	a
		$t_f < 100$ [mm]	z-z	c	a
		$t_f < 100$ [mm]	y-y	d	c

Progetto delle Colonne (Esempio Piano 5)



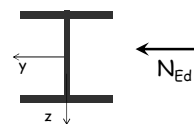
$N_{Ed} = - 2938.8\text{ kN}$
Acciaio S235
 $L_0 = 3.30\text{ m}$
(uguale nei due piani)

⇒ Sezione HEB 320

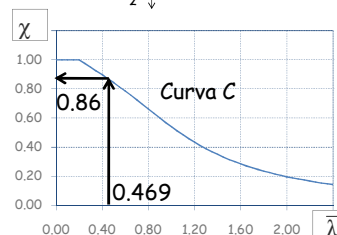
A (cm ²)	I_{min} (cm ⁴)	ρ_{min} (cm)	Curva
161.3	9239	7.568	C

Snellezza: $\bar{\lambda} = \frac{330}{7.568} \frac{1}{\lambda_1} = \frac{43.60}{93.01} = 0.469$

Progetto delle Colonne (Esempio Piano 5)



$N_{Ed} = - 2938.8\text{ kN}$
Acciaio S235
Sezione HEB 320
A = 161.3 cm²



$$N_{b,Rd} = 0.86 \frac{161.3 \times 235}{1.05} \frac{1}{10}$$

$$N_{b,Rd} = 3104.6\text{ kN}$$

Progetto delle Colonne

Piano	$N_{c,Ed,E}$ (kN)	$N_{c,Ed,G}$ (kN)	$N_{c,Ed}$ (kN)	Profilo	Acciaio	$N_{b,Rd}$ (kN)
8	0.00	160	160.0			
7	418.4	320	738.4			
6	1203.8	480	1683.8			
5	1880.4	640	2938.8	HEB 320	S235	3105.63
4	2459.4	800	4463.2			
3	2927.6	960	6186.4			
2	3295.3	1120	8078.5			
1	3538.7	1280	10045.0			

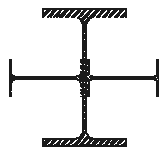
Progetto delle Colonne

Piano	$N_{c,Ed,E}$ (kN)	$N_{c,Ed,G}$ (kN)	$N_{c,Ed}$ (kN)	Profilo	Acciaio	$N_{b,Rd}$ (kN)
8	0.00	160	160.0	HEB 160	S235	746.32
7	418.4	320	738.4	HEB 160	S235	746.32
6	1203.8	480	1683.8	HEB 320	S235	3105.63
5	1880.4	640	2938.8	HEB 320	S235	3105.63
4	2459.4	800	4463.2	M3	S355	7367.03
3	2927.6	960	6186.4	M3	S355	7367.03
2	3295.3	1120	8078.5	M6	S355	11995.01
1	3538.7	1280	10045.0	M6	S355	11995.01

Considerazioni sulle Sezioni trasversali

Piano	Profilo
8	HEB 160
7	HEB 160
6	HEB 320
5	HEB 320
4	M3
3	M3
2	M6
1	M6

Nelle sezioni HE con $h > 300$ i raggi d'inertia nelle due direzioni non sono paragonabili



M3 = HEB 400 +2 IPE200
M6 = HEB 400 +2 IPE240

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

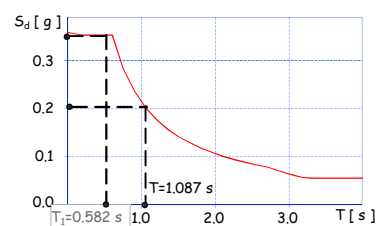
Sezioni dei Controventi Confronti tra le iterazioni

Piano	Profilo	λ	Profilo	λ
8	Scat 160x5	0.8876	Scat 140x5	1.021
7	Scat 200x7	0.7143	Scat 160x6	0.898
6	Scat 250x7	0.5661	Scat 175x6	0.817
5	Scat 250x10	0.5748	Scat 180x7	0.798
4	Scat 250x10	0.5516	Scat 200x7	0.714
3	Scat 285x10	0.5010	Scat 220x7	0.647
2	Scat 285x10	0.5010	Scat 220x7	0.647
1	Scat 300x10	0.4749	Scat 220x8	0.655

Prima iter. $T = 0.582$ s

Iter. finale $T = 1.087$ s

Sezioni dei Controventi Confronti



Iterazioni successive $T_1=1.087$ s Sezioni dei Controventi

Piano	N_{Ed} (kN)	Profilo	Acciaio	$N_{b,Rd}$ (kN)	Ω
8	351.1	Scat 140x5	S235	381.0	1.08
7	565.1	Scat 160x6	S235	615.2	1.09
6	710.3	Scat 175x6	S235	723.8	1.02
5	825.8	Scat 180x7	S235	844.9	1.02
4	929.7	Scat 200x7	S235	998.5	1.07
3	1036.7	Scat 220x7	S235	1145.5	1.11
2	1113.8	Scat 220x7	S235	1145.5	1.03
1	1178.6	Scat 220x8	S235	1294.4	1.10

Ω_{min} (piano 6)
 Ω_{max} (piano 3)

Sezioni dei Controventi considerazioni sull'analisi di progetto

Piano	$N_{b,Rd}$ (kN)	N_{Ed} Modale (kN)	N_{Ed} Statica (kN)	Ω modale	Ω statica
8	381.0	351.1	276.9	1.08	1.38
7	615.2	565.1	519.1	1.09	1.19
6	723.8	710.3	725.1	1.02	1.00
5	844.9	825.8	898.9	1.02	0.94
4	998.5	929.7	1034.7	1.07	0.97
3	1145.5	1036.7	1144.6	1.11	1.00
2	1145.5	1113.8	1202.7	1.03	0.95
1	1294.4	1178.6	1254.0	1.10	1.03

Sezioni dei Controventi considerazioni sull'analisi di progetto

Piano	$N_{b,Rd}$ (kN)	N_{Ed} Modale (kN)	N_{Ed} Statica (kN)	Ω modale	Ω statica
8	381.0	351.1	276.9	1.08	1.38
7	615.2	565.1	519.1	1.09	1.19
6	723.8	710.3	725.1	1.02	1.00
5	844.9	825.8	898.9	1.02	0.94
4	998.5	929.7	1034.7	1.07	0.97
3	1145.5	1036.7	1144.6	1.11	1.00

Determinando le caratteristiche della sollecitazione mediante analisi statica i controventi degli ultimi piani sarebbero sottodimensionati

Iterazioni successive $T_1=1.087$ s Sezioni delle Travi

$N_{Ed,E}$ è amplificato di $1.1 \gamma_{Rd} \Omega = 1.1 \times 1.2 \times 1.02$

Piano	$N_{t,Ed}$ (kN)	$M_{t,Ed}$ (kNm)	Profilo	Acciaio	$M_{pl,Rd}$ (N) (kNm)	$N_{b,Rd}$ (kN)
8	286.84	599.15	HEA 450	S235	719.74	786.89
7	646.29	829.60	HEA 550	S235	1034.41	1124.00
6	853.50	895.80	HEA 550	S235	1009.78	883.40
5	930.34	1026.76	HEA 600	S235	1176.36	1006.73
4	1020.10	1129.92	HEA 650	S235	1354.30	1254.58
3	1143.58	1235.59	HEA 700	S235	1559.96	1562.81
2	1260.26	1235.59	HEA 700	S235	1521.12	1562.81
1	1224.41	1404.04	HEA 800	S235	1947.03	2125.17

Iterazioni successive $T_1=1.087$ s Sezioni delle Travi

$N_{Ed,E}$ è amplificato di $1.1 \gamma_{Rd} \Omega = 1.1 \times 1.2 \times 1.02$

Piano	$N_{t,Ed}$ (kN)	$M_{t,Ed}$ (kNm)	Profilo	Acciaio	$M_{pl,Rd}$ (N) (kNm)	$N_{b,Rd}$ (kN)
8	286.84	599.15	HEA 450	S235	719.74	786.89
7	646.29	829.60	HEA 550	S235	1034.41	1124.00
6	853.50	895.80	HEA 550	S235	1009.78	883.40
5	930.34	1026.76	HEA 600	S235	1176.36	1006.73
4	1020.10	1129.92	HEA 650	S235	1354.30	1254.58
3	1143.58	1235.59	HEA 700	S235	1559.96	1562.81
2	1260.26	1235.59	HEA 700	S235	1521.12	1562.81
1	1224.41	1404.04	HEA 800	S235	1947.03	2125.17

Iterazioni successive $T_1=1.087$ s Sezioni delle Travi

$N_{Ed,E}$ è amplificato di $1.1 \gamma_{Rd} \Omega = 1.1 \times 1.2 \times 1.02$

Piano	$N_{t,Ed}$ (kN)	$M_{t,Ed}$ (kNm)	Profilo	Acciaio	$M_{pl,Rd}$ (N) (kNm)	$N_{b,Rd}$ (kN)
8	286.84	599.15	HEA 450	S235	719.74	786.89
7	646.29	829.60	HEA 550	S235	1034.41	1124.00
6	853.50	895.80	HEA 550	S235	1009.78	883.40

La verifica d'instabilità della trave in presenza di M_{Ed} è stata condotta cautelativamente, considerando $L_0=8.0$ m e $N_{Ed}=N_{max}$

L'interazione tra trave e impalcato rigido riduce però quasi del tutto N_{Ed}

Iterazioni successive $T_1=1.087$ s Sezioni delle Colonne

$N_{Ed,E}$ è amplificato di $1.1 \gamma_{Rd} \Omega = 1.1 \times 1.2 \times 1.02$

Piano	$N_{c,Ed,E}$ (kN)	$N_{c,Ed,G}$ (kN)	$N_{c,Ed}$ (kN)	Profilo	Acciaio	$N_{b,Rd}$ (kN)
8	0.00	160	160.0	HEB 160	S235	746.32
7	294.9	320	614.9	HEB 160	S235	746.32
6	769.6	480	1249.6	HEB 260	S235	2175.75
5	1071.4	640	2006.3	HEB 260	S235	2175.75
4	1290.4	800	2860.0	HEB 300	S355	4032.05
3	1474.6	960	3801.0	HEB 300	S355	4032.05
2	1651.8	1120	4831.8	HEB 450	S355	6189.00
1	1806.4	1280	5927.4	HEB 450	S355	6189.00

Non Linearità Geometriche

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

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

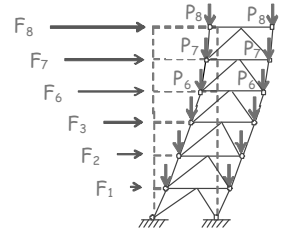
dove

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

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

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

D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni - 7.3.1, 7.3.3.3

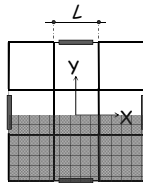


Non Linearità Geometriche

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

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

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



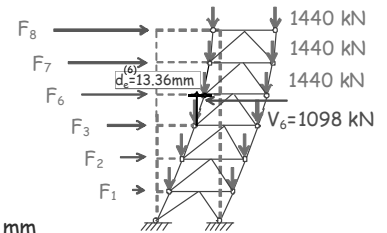
Non Linearità Geometriche (Esempio Piano 6)

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

$$d_r = d_E q = 13.36 \times 2.5$$

$$d_r = 33.4 \text{ mm}$$

$$\theta = \frac{3 \times 1440 \text{ kN} \cdot 33.4 \text{ mm}}{1098 \text{ kN} \cdot 3300 \text{ mm}} = 0.04$$



Non Linearità Geometriche

Piano	P (kN)	V_{Ed} (kN)	d_r (mm)	θ
8	1440	542	32.13	0.03
7	2880	872	32.85	0.03
6	4320	1098	33.41	0.04
5	5760	1275	30.91	0.04
4	7200	1438	27.59	0.04
3	8640	1595	23.09	0.04
2	10080	1729	20.16	0.04
1	11520	1807	14.43	0.03

$\theta < 0.1 \Rightarrow$ 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.

D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni - 7.3.7.2

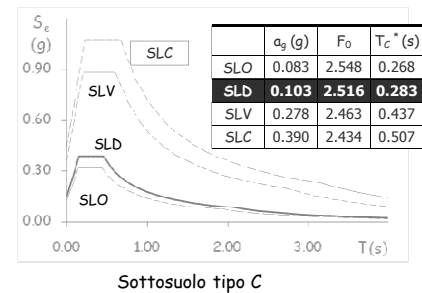
Criteri di Verifiche SLE

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	$d_r \leq d_{rp} \leq 0,01 h$

D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni - 7.3.7.2

Criteri di Verifiche SLE



Criteri di Verifiche SLE

Si e' assunto
uno spostamento relativo limite

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

La verifica è soddisfatta

Piano	d (mm)	d _{lim} (mm)
8	11.90	16.50
7	12.17	16.50
6	12.37	16.50
5	11.45	16.50
4	10.22	16.50
3	8.55	16.50
2	7.47	16.50
1	5.34	16.50