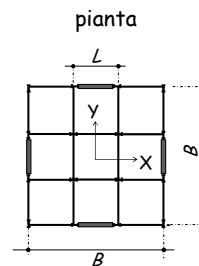


**Problemi specifici nel progetto di strutture
antisismiche in acciaio**

9 - Strutture con controventi eccentrici
Esempio applicativo

Spoletto
11-12 maggio 2012
Aurelio Ghersi

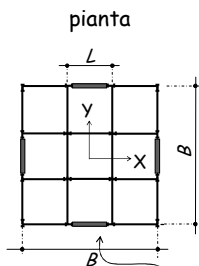
L'edificio in esame



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

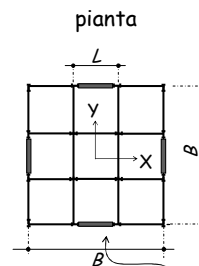


Collegamenti:

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

Telai con controventi eccentrici: $e = 0.10 L$

L'edificio in esame



Carichi e masse di piano

carichi verticali:

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

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

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

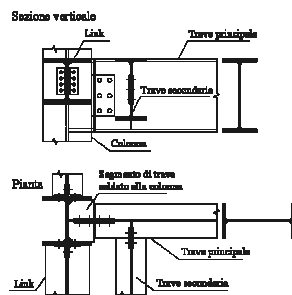
Telai con controventi eccentrici: $e = 0.10 L$

**L'edificio in esame
Dettagli costruttivi**

La funzione portante della trave di piano in corrispondenza del telaio controventato è suddivisa tra due profili,

• uno adibito alla resistenza ai carichi verticali

• e l'altro alla resistenza dei carichi laterali.



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 (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

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

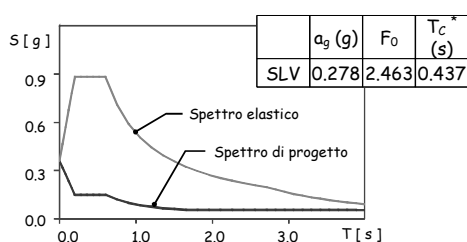
Fattore di struttura (q_0) Fattore di sovrarresistenza

In assenza di analisi più dettagliate, per le strutture regolari in pianta

Strutture in acciaio	α_u / α_1
edifici a ad un piano	1.1
edifici a telaio a più piani, con una sola campata	1.2
edifici a telaio con più piani e più campate	1.3
edifici con controventi eccentrici e più piani	1.2
edifici con strutture a mensola o a pendolo inverso	1.0

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

Spettro Elastico e di Progetto



$$q = 5 \cdot 1.2 = 6$$

1ª Iterazione: Calcolo del Periodo Fondamentale di Vibrazione

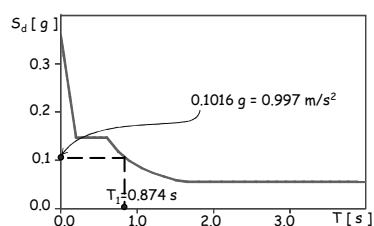
In assenza di calcoli più dettagliati $T_1 = C_1 H^{3/4}$

- Per edifici con controventi eccentrici $C_1 = 0.075$
- $H = h_p \times 8 = 3.30 \times 8 = 26.40$ m

$$T_1 = 0.075 \times 26.80^{3/4} = 0.874 \text{ s}$$

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

Pseudo-Accelerazione di Progetto



Calcolo del taglio alla base

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

- $S_d(T_1) = 0.1016$ g
- $W = 1440 \text{ kN} \times 8 = 11520$ kN
- $\lambda = 0.85$ (edificio con almeno 3 piani, $T_1 < 2 T_c$)

$$F_h = 0.1016 \text{ g} \cdot \frac{11520 \text{ kN}}{g} \cdot 0.85 = 994.5 \text{ kN}$$

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

Distribuzione delle Forze in Altezza

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

- z_i è la quota rispetto al piano di fondazione
- $W_i = 1440$ (uguale a tutti i piani)
- $\sum z_i W_i = 1440 \times (3.3 + 2 \times 3.3 + \dots + 8 \times 3.3) = 1440 \text{ kN} \times 118.8 \text{ m}$
- $F_h = 994.5 \text{ kN}$

$$F_1 = 994.5 \text{ kN} \times 3.3 \text{ m} \frac{1440 \text{ kN}}{1440 \times 118.8 \text{ kNm}} = 27.6 \text{ kN}$$

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

Distribuzione delle Forze in Altezza

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

- $W_i = 1440$
- $\sum z_i W_i = 1440 \text{ kN} \times 118.8 \text{ m}$
- $F_h = 994.5 \text{ kN}$

Piano	z (m)	Forza (kN)	Taglio (kN)
8	26.4	221.0	221.0
7	23.1	193.4	414.4
6	19.8	165.7	580.1
5	16.5	138.1	718.2
4	13.2	110.5	828.7
3	9.9	82.9	911.6
2	6.6	55.2	966.8
1	3.3	27.6	994.5

Calcolo delle Sollecitazioni sui Link

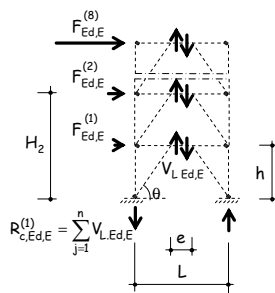
Equilibrio alla traslazione verticale

$$R_{c,Ed,E}^{(i)} = \sum_{j=i}^n V_{L,Ed,E}$$

Equilibrio alla rotazione

$$R_{c,Ed,E}^{(i)} L = \sum_{j=i}^n F_{Ed,E}^{(i)} H_i$$

$$\sum_{j=i}^n V_{L,Ed,E} L = \sum_{j=i}^n F_{Ed,E}^{(i)} H_i$$



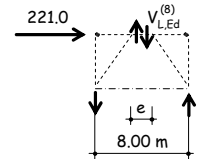
Calcolo delle Sollecitazioni sui Link

Equilibrio alla traslazione
verticale: Piano 8

$$R_{c,Ed,E}^{(8)} = V_{L,Ed,E}^{(8)}$$

$$V_{L,Ed,E}^{(8)} = \frac{221.0 \text{ kN} \times 3.3 \text{ m}}{8.0 \text{ m}} = 91.2 \text{ kN}$$

$$M_{L,Ed,E}^{(8)} = \frac{e \cdot V_{L,Ed,E}^{(8)}}{2} = \frac{0.8 \text{ m} \times 91.2 \text{ kN}}{2} = 36.5 \text{ kNm}$$



Calcolo delle Sollecitazioni sui Link

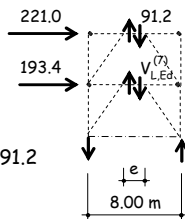
Equilibrio alla traslazione
verticale: Piano 7

$$R_{c,Ed,E}^{(7)} = V_{L,Ed,E}^{(7)} + 91.2$$

$$V_{L,Ed,E}^{(7)} = \frac{221.0 \text{ kN} \times 6.6 \text{ m} + 193.4 \times 3.3}{8.0 \text{ m}} - 91.2$$

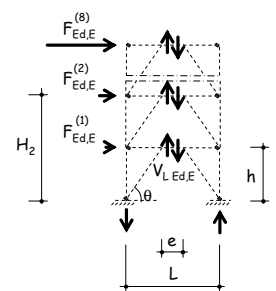
$$V_{L, FdF}^{(7)} = 170.9 \text{ kN}$$

$$M_{L,Ed,E}^{(7)} = \frac{e \cdot V_{L,Ed,E}^{(7)}}{2} = \frac{0.8 \text{ m} \times 170.9 \text{ kN}}{2} = 68.4 \text{ kNm}$$

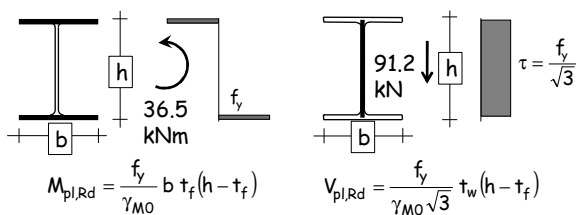


Calcolo delle Sollecitazioni sui Link

Piano	F_{Ed} (kN)	$V_{L-Ed,E}$ (kN)	$M_{L-Ed,E}$ (kNm)
8	221.0	91.2	36.5
7	193.4	170.9	68.4
6	165.7	239.3	95.7
5	138.1	296.3	118.5
4	110.5	341.8	136.7
3	82.9	376.0	150.4
2	55.2	398.8	159.5
1	27.6	410.2	164.1



Scelta della Sezione dei Link



Sezione **HEA 160**, Acciaio S235

$$M_{pl,Rd} = \frac{235}{1.05} 160 \times 9 \times (152 - 9) = 46.09 \text{ kNm}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{235}{1.05 \sqrt{3}} 6 (152 - 9) = 110.87 \text{ kN}$$

Classificazione del Link

$$e \frac{V_{pl,Rd}}{M_{pl,Rd}} = 0.8 \frac{110.87}{46.09} = 1.92$$

$$\text{Il Link è intermedio perchè } 1.60 \frac{M_{pl,Rd}}{V_{pl,Rd}} \leq e \leq 3.00 \frac{M_{pl,Rd}}{V_{pl,Rd}}$$

La prima plasticizzazione del link del piano 8 avviene per taglio

Il link subirà plasticizzazioni a taglio e flessione

Progetto dei Link

Piano	$V_{L,Ed,E}$ (kN)	$M_{L,Ed,E}$ (kNm)	Profilo	$V_{pl,Rd}$ (kN)	$M_{pl,Rd}$ (kNm)	$e \frac{V_{pl,Rd}}{M_{pl,Rd}}$	Tipo
8	91.2	36.5	HEA 160	110.9	46.1	1.92	interm.
7	170.9	68.4	HEB 180	182.3	93.6	1.56	corto
6	239.3	95.7	HEB 220	250.4	160.7	1.25	corto
5	296.3	118.5	HEB 260	313.3	246.9	1.02	corto
4	341.8	136.7	HEB 280	355.5	295.5	0.96	corto
3	376.0	150.4	HEB 300	399.4	358.5	0.89	corto
2	398.8	159.5	HEB 320	445.1	412.2	0.86	corto
1	410.2	164.1	HEB 320	445.1	412.2	0.86	corto

Sovreresistenza dei Link

Al piano 8 il Link è intermedio per cui:

$$\text{Link lunghi e intermedi } \Omega_i = 1.5 \frac{M_{pl,Rd}}{M_{Ed}} = 1.5 \frac{46.1}{36.5} = 1.896$$

Agli altri piani i Link sono corti per cui:

$$\text{Link corti } \Omega_i = 1.5 \frac{V_{pl,Rd}}{V_{Ed}}$$

$$\text{Ad esempio al piano 7: } \Omega_i = 1.5 \frac{V_{pl,Rd}}{V_{Ed}} = 1.5 \frac{182.3}{170.9} = 1.60$$

Sovreresistenza dei Link

Piano	$V_{L,Ed,E}$ (kN)	$M_{L,Ed,E}$ (kNm)	$V_{pl,Rd}$ (kN)	$M_{pl,Rd}$ (kNm)	$e \frac{V_{pl,Rd}}{M_{pl,Rd}}$	Ω
8	91.2	36.5	110.9	46.1	1.92	1.896
7	170.9	68.4	182.3	93.6	1.56	1.600
6	239.3	95.7	250.4	160.7	1.25	1.570
5	296.3	118.5	313.3	246.9	1.02	1.586
4	341.8	136.7	355.5	295.5	0.96	1.560
3	376.0	150.4	399.4	358.5	0.89	1.593
2	398.8	159.5	445.1	412.2	0.86	1.674
1	410.2	164.1	445.1	412.2	0.86	1.627

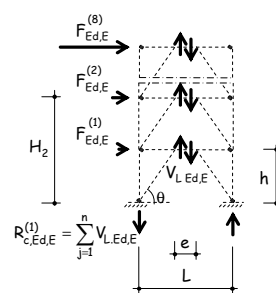
Ω_{\max}

$$\frac{\Omega_{\max}}{\Omega_{\min}} = 1.22$$

Ω_{\min}

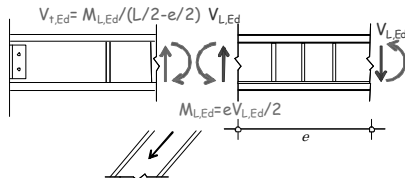
Calcolo delle sollecitazioni sui Controventi

$$N_{d,Ed,E} = 1.1 \gamma_{Rd} \Omega \frac{V_{L,Ed,E}}{\sin \theta} \left(1 + \frac{e}{L - e} \right)$$



Calcolo delle sollecitazioni sui Controventi

$$N_{d,Ed,E} = 1.1 \gamma_{Rd} \Omega \frac{V_{L,Ed,E}}{\sin \theta} \left(1 + \frac{e}{L-e} \right)$$

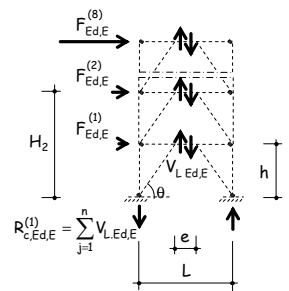


Calcolo delle sollecitazioni sui Controventi

$$N_{d,Ed,E} = 1.1 \gamma_{Rd} \Omega \frac{V_{L,Ed,E}}{\sin \theta} \left(1 + \frac{e}{L-e} \right)$$

Ripartendo il momento flettente all'estremità del link tra trave esterna al link e controvento si ha

$$M_{d,Ed,E} = M_{L,Ed,E} \frac{\beta_d EI_d / L_d}{\beta_d EI_t / L_t + \beta_d EI_d / L_d}$$



Calcolo delle sollecitazioni sui Controventi

$$N_{d,Ed,E} = 1.1 \times 1.2 \times 1.56 \frac{170.9}{\sin 42.5^\circ} \left(1 + \frac{0.8}{7.2} \right)$$

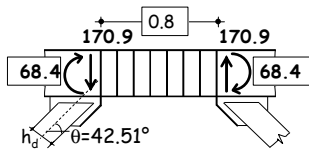
$$N_{d,Ed,E} = 578.67 \text{ kN}$$

Ripartendo il momento flettente all'estremità del link tra trave esterna al link e controvento si ha

$$M_{d,Ed,E} \equiv M_{L,Ed,E} \frac{4 EI_d / L_d}{3 EI_t / L_t + 4 EI_d / L_d} = M_{L,Ed,E} \frac{4 I_d \cos \theta}{3 I_t + 4 I_d \cos \theta}$$

$$M_{d,Ed,E} \equiv M_{L,Ed,E} \frac{4 \cos \theta}{3 I_t / I_d + 4 \cos \theta}$$

Il rapporto I_t / I_d alla prima iterazione non è noto



Calcolo delle sollecitazioni sui Controventi

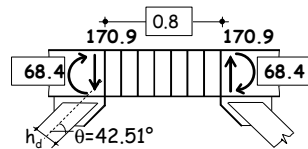
$$N_{d,Ed,E} = 1.1 \times 1.2 \times 1.56 \frac{170.9}{\sin 42.5^\circ} \left(1 + \frac{0.8}{7.2} \right)$$

$$N_{d,Ed,E} = 578.67 \text{ kN}$$

Ripartendo il momento flettente all'estremità del link tra trave esterna al link e controvento si ha

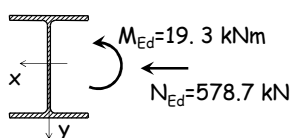
$$M_{d,Ed,E} \equiv 68.4 \times \frac{4 \cos 42.51^\circ}{3 \times 2.5 + 4 \cos 42.51^\circ} = 68.4 \times 0.282 = 19.3 \text{ kNm}$$

Se $I_t / I_d \approx 2.5$



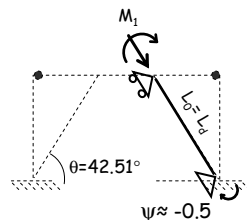
Progetto dei Controventi

Asta presso-inflessa



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

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,y}} \leq 1$$



La verifica di resistenza in presenza di M ed N è generalmente meno condizionante

Progetto dei Controventi

Piano	$N_{d,Ed,E}$ (kN)	$M_{d,Ed,E}$ (kNm)	Profilo	I_t / I_d	$N_{b,Rd}(y)$ (kN)	$N_{b,Rd}(x)$ (kN)	$M_{N,Rd}$ (kNm)
8	308.62	17.14	HEB 140	1.11	680.66	621.06	41.85
7	578.67	19.08	HEB 140	2.54	630.66	614.40	24.54
6	810.14	30.40	HEB 180	2.11	1174.28	1086.10	54.21
5	1003.03	23.88	HEB 180	3.89	1174.28	1104.88	38.15
4	1157.34	30.78	HEB 200	3.38	1460.27	1378.83	54.96
3	1273.08	27.37	HEB 200	4.42	1460.27	1387.81	44.19
2	1350.23	24.52	HEB 200	5.41	1460.27	1395.33	37.01
1	1388.81	25.22	HEB 200	5.41	1460.27	1393.48	33.42

Progetto dei Controventi

Piano	$N_{d,Ed,E}$ (kN)	$M_{d,Ed,E}$ (kNm)	Profilo	$N_{b,Rd}(X)$ (kN)	Ver. St.	$M_{N,Rd}$ (kNm)	Ver. St.
8	308.62	17.14	HEB 140	621.06	0.50	41.85	0.44
7	578.67	19.08	HEB 140	614.40	0.94	24.54	0.87
6	810.14	30.40	HEB 180	1086.10	0.75	54.21	0.74
5	1003.03	23.88	HEB 180	1104.88	0.91	38.15	0.85
4	1157.34	30.78	HEB 200	1378.83	0.84	54.96	0.62
3	1273.08	27.37	HEB 200	1387.81	0.92	44.19	0.88
2	1350.23	24.52	HEB 200	1395.33	0.97	37.01	0.91
1	1388.81	25.22	HEB 200	1393.48	1.00	33.42	0.94

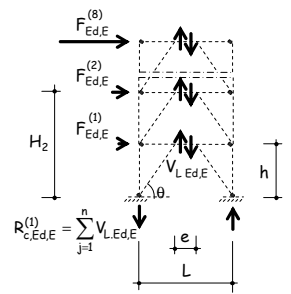
Calcolo delle sollecitazioni sulle Travi Esterne al Link

$$N_{t,Ed,E} = 1.1 \gamma_{Rd} \Omega \frac{V_{L,Ed,E}}{\tan \theta} \left(1 + \frac{e}{L - e} \right)$$

$$V_{t,Ed,E} = V_{L,Ed,E} \frac{e}{L - e}$$

Ripartendo il momento flettente all'estremità del link tra trave esterna al link e controvento si ha

$$M_{t,Ed,E} = M_{L,Ed,E} \frac{\beta_t EI_t / L_t}{\beta_t EI_t / L_t + \beta_d EI_d / L_d}$$



Calcolo delle sollecitazioni sulle Travi Esterne al Link

$$N_{t,Ed,E} = 1.1 \times 1.2 \times 1.56 \frac{170.9}{\tan 42.5^\circ} \left(1 + \frac{0.8}{7.2} \right)$$

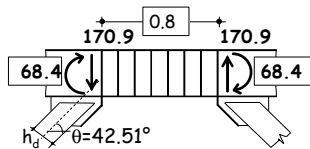
$$N_{t,Ed,E} = 426.6 \text{ kN}$$

Ripartendo il momento flettente all'estremità del link tra trave esterna al link e controvento si ha

$$M_{t,Ed,E} = M_{L,Ed,E} \frac{3I_t / I_d}{3I_t / I_d + 4 \cos \theta}$$

$$M_{t,Ed,E} = 68.4 \frac{3 \times 2.54}{3 \times 2.54 + 4 \cos 42.51^\circ}$$

$$M_{t,Ed,E} = 49.3 \text{ kNm}$$

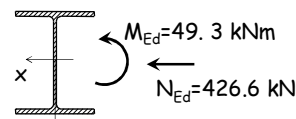


I_t / I_d è noto:

Al piano 7:
Profilo Link HEB 180
Profilo Daigonale HEB 140
 $I_t / I_d = 2.54$

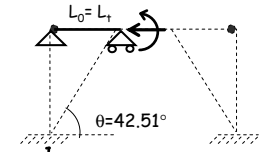
Verifica delle Travi Esterne al Link

Profilo HEB 160



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

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,y}} \leq 1$$



La verifica non è condizionante in presenza di link corti

Verifica delle Travi Esterne al Link

Piano	$N_{d,Ed,E}$ (kN)	$M_{d,Ed,E}$ (kNm)	Profilo	$N_{b,Rd}(Y)$ (kN)	$N_{b,Rd}(X)$ (kN)	$M_{N,Rd}$ (kNm)
8	227.5	17.14	HEA 160	488.2	412.9	46.5
7	426.6	19.08	HEB 180	931.6	751.6	86.1
6	597.2	30.40	HEB 220	1493.7	1277.3	147.5
5	739.4	23.88	HEB 260	2109.1	1833.0	234.1
4	853.1	30.78	HEB 280	2410.6	2119.4	275.9
3	938.5	27.37	HEB 300	2802.0	2483.5	340.7
2	995.3	24.52	HEB 320	3029.9	2705.5	395.3
1	1023.8	25.22	HEB 320	3029.9	2696.3	391.0

Verifica delle Travi Esterne al Link

Piano	$N_{d,Ed,E}$ (kN)	$M_{d,Ed,E}$ (kNm)	Profilo	$N_{b,Rd}(X)$ (kN)	Ver. Stabilità	$M_{N,Rd}$ (kNm)	Ver. Resist.
8	227.5	17.14	HEA 160	412.9	0.55	46.5	0.42
7	426.6	19.08	HEB 180	751.6	0.57	86.1	0.57
6	597.2	30.40	HEB 220	1277.3	0.47	147.5	0.44
5	739.4	23.88	HEB 260	1833.0	0.40	234.1	0.40
4	853.1	30.78	HEB 280	2119.4	0.40	275.9	0.40
3	938.5	27.37	HEB 300	2483.5	0.38	340.7	0.38
2	995.3	24.52	HEB 320	2705.5	0.37	395.3	0.37
1	1023.8	25.22	HEB 320	2696.3	0.38	391.0	0.38

Considerazioni sulla verifica della Trave Esterna al Link

Le sollecitazioni flettenti sulla trave esterna al link sono notevoli nel caso di link lunghi

Se la verifica della trave esterna al link non è soddisfatta non si hanno benefici incrementando la sua sezione trasversale perchè aumenterebbe anche $M_{L,Ed}$

$$M_{t,Ed,E} \cong M_{L,Ed,E} \frac{3I_t/I_d}{3I_t/I_d + 4 \cos \theta}$$

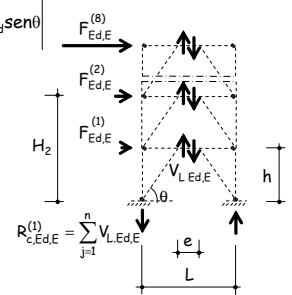
È possibile incrementare la sezione dei controventi per ridurre il rapporto I_t/I_d

Calcolo delle sollecitazioni sulle Colonne

$$N_{c,Ed}^{(i)} = N_{c,Ed,G}^{(i)} + \left| 1.1 \gamma_{Rd} \Omega \sum_{j=1}^n V_{L,Ed,E}^{(j)} - N_{c,Ed}^{(i)} \sin \theta \right|$$

Una stima affidabile dei momenti nelle colonne è complessa.

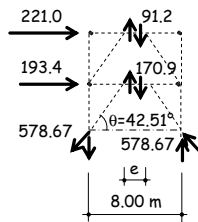
In fase di progetto si può ridurre la resistenza delle colonne del 10% per tener conto dell'influenza dei momenti flettenti.



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

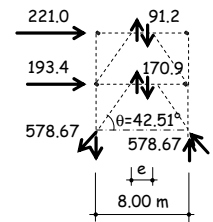
Equilibrio alla traslazione verticale: Piano 7

$$N_{c,Ed}^{(i)} = 1.1 \times 1.2 \times 1.56 \times (91.2 + 170.9) - 578.67 \times \sin 42.51^\circ = 148.6 \text{ kN}$$



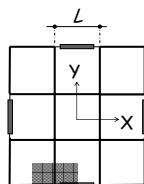
Calcolo delle sollecitazioni sulle Colonne Aliquota dovuta all'Azione Sismica

Piano	$N_{c,Ed,E}$ (kN)
8	20.9
7	148.6
6	484.9
5	964.5
4	1564.1
3	2260.1
2	3029.1
1	3847.7



Calcolo degli Sforzi Normali sulle Colonne Aliquota dovuta ai Carichi Gravitazionali

Piano	$N_{c,Ed,E}$ (kN)	$N_{c,Ed,G}$ (kN)
8	20.9	160
7	148.6	320
6	484.9	480
5	964.5	640
4	1564.1	800
3	2260.1	960
2	3029.1	1120
1	3847.7	1280

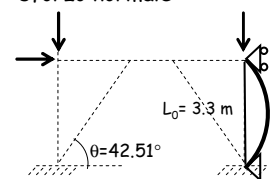


$$N_{c,Ed}^{(8)} = 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times (8\text{m} \times 4\text{m}) = 160 \text{ kN}$$

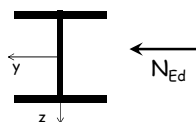
Progetto delle Colonne

Piano	$N_{c,Ed,E}$ (kN)	$N_{c,Ed,G}$ (kN)	$N_{c,Ed}$ (kN)
8	20.9	160	180.9
7	148.6	320	468.6
6	484.9	480	964.9
5	964.5	640	1604.5
4	1564.1	800	2364.1
3	2260.1	960	3220.1
2	3029.1	1120	4149.1
1	3847.7	1280	5127.7

La colonna è soggetta prevalentemente a sforzo normale



Progetto delle Colonne (Esempio Piano 5)



$N_{Ed} = -1604.5 \text{ kN}$
Acciaio S235
 $L_0 = 3.30 \text{ m}$
(uguale nei due piani)

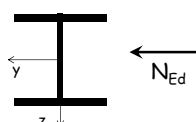
⇒ Sezione HEB 240

A (cm ²)	I _{min} (cm ⁴)	ρ _{min} (cm)
106	3923	6.08

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]	z-z	c	a
		$t_f \leq 100$ [mm]	y-y	d	c
		$t_f < 100$ [mm]	z-z	d	c
		$t_f \leq 100$ [mm]	y-y	d	c
		$t_f < 100$ [mm]	z-z	d	c

Progetto delle Colonne (Esempio Piano 5)



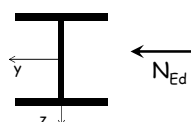
$N_{Ed} = -1604.5 \text{ kN}$
Acciaio S235
 $L_0 = 3.30 \text{ m}$
(uguale nei due piani)

⇒ Sezione HEB 240

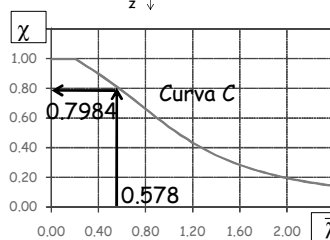
A (cm ²)	I _{min} (cm ⁴)	ρ _{min} (cm)	Curva
106	3923	6.08	C

Snellezza: $\bar{\lambda} = \frac{330}{6.08} \frac{1}{\lambda_1} = \frac{54.276}{93.9} = 0.578$

Progetto delle Colonne (Esempio Piano 5)



$N_{Ed} = -1604.5 \text{ kN}$
Acciaio S235
Sezione HEB 240
A = 106.0 cm²



$N_{b,Rd} = 0.798 \frac{106.0 \times 235}{1.05} \frac{1}{10}$
 $N_{b,Rd} = 1894.4 \text{ kN}$
Per tener conto del momento trascurato in fase di progetto
 $N_{b,Rd(M)} = 0.9 \times 1894.4 \text{ kN}$
 $N_{b,Rd(M)} = 1705.0 \text{ kN}$

Progetto delle Colonne

Piano	N _{c,Ed} (kN)	Profilo	Acciaio	0.9 N _{b,Rd} (kN)	Verifica
8	180.9				
7	468.6				
6	964.9				
5	1604.5	HEB 240	S235	1705.0	0.94
4	2364.1				
3	3220.1				
2	4149.1				
1	5127.7				

Progetto delle Colonne

Piano	N _{c,Ed} (kN)	Profilo	Acciaio	0.9 N _{b,Rd} (kN)	Verifica
8	180.9	HEA 180	S235	617.0	0.29
7	468.6	HEA 180	S235	617.0	0.76
6	964.9	HEB 240	S235	1705.0	0.57
5	1604.5	HEB 240	S235	1705.0	0.94
4	2364.1	HEB 340	S275	3384.9	0.70
3	3220.1	HEB 340	S275	3384.9	0.95
2	4149.1	HEB 450	S355	5588.7	0.74
1	5127.7	HEB 450	S355	5588.7	0.92

Iterazioni successive

Definite le sezioni trasversali è possibile calcolare (analisi modale) il periodo fondamentale della struttura progettata



Cambiano taglio e momento flettente di progetto sui link



Le sezioni di diagonali e colonne devono essere riprogettate in accordo al capacity design,
Le sezioni delle travi esterne al link devono essere riverificate

Iterazioni successive $T_1=1.373$ s Sezioni dei Link

Piano	V_{Ed} (kN)	M_{Ed} (kNm)	Profilo	$V_{pl,Rd}$ (kN)	$M_{p,Rd}$ (kNm)	Tipo	Ω
8	82.4	33.2	HEA 160	110.9	46.1	interm.	2.081
7	144.8	59.3	HEB 180	182.3	93.6	corto	1.889
6	180.5	73.7	HEB 200	215.1	124.2	corto	1.788
5	206.8	85.7	HEB 220	250.4	160.7	corto	1.816
4	235.0	97.5	HEB 240	288.2	203.6	corto	1.839
3	259.4	108.0	HEB 240	288.2	203.6	corto	1.666
2	282.2	117.3	HEB 260	313.3	246.9	corto	1.665
1	301.6	127.1	HEB 280	355.5	295.5	corto	1.768

Iterazioni successive $T_1=1.373$ s Sezioni dei Controventi

$N_{Ed,E}$ è amplificato di $1.1 \gamma_{Rd} \Omega = 1.1 \times 1.2 \times 1.665$

Piano	N_{Ed} (kN)	M_{Ed} (kNm)	Profilo	$N_{b,Rd}$ (M) (kN)	Verif. Stabilità	$M_{N,Rd}$ (kNm)	Verif. Resist.
8	294.49	15.22	HEB 140	627.64	0.47	42.76	0.41
7	520.89	16.36	HEB 140	623.74	0.84	28.25	0.74
6	648.68	21.69	HEB 160	854.30	0.76	41.83	0.70
5	744.94	19.50	HEB 160	861.20	0.87	34.72	0.78
4	845.80	23.50	HEB 180	1106.00	0.76	51.24	0.72
3	934.07	26.00	HEB 180	1098.76	0.85	43.89	0.81
2	1017.15	23.06	HEB 180	1107.25	0.92	36.98	0.86
1	1088.41	19.62	HEB 180	1117.21	0.97	31.05	0.89

Iterazioni successive $T_1=1.373$ s Sezioni delle Colonne

$N_{Ed,E}$ è amplificato di $1.1 \gamma_{Rd} \Omega = 1.1 \times 1.2 \times 1.665$

Piano	N_{Ed} (kN)	M_{Ed} (kNm)	Profilo	Acciaio	$N_{b,Rd}$ (M) (kN)	Verif. Stabilità
8	170.8	2.6	HEA 180	S235	671.6	0.25
7	503.5	4.4	HEA 180	S235	661.6	0.76
6	978.9	6.3	HEB 220	S235	1535.4	0.64
5	1520.6	6.1	HEB 220	S235	1536.3	0.99
4	2084.5	9.4	HEB 280	S275	2795.1	0.75
3	2701.0	7.6	HEB 280	S275	2801.5	0.96
2	3332.6	12.9	HEB 400	S275	4514.2	0.74
1	3990.4	19.5	HEB 400	S275	4496.9	0.89

Iterazioni successive $T_1=1.373$ s Sezioni delle Travi Esterne al Link

$N_{Ed,E}$ è amplificato di $1.1 \gamma_{Rd} \Omega = 1.1 \times 1.2 \times 1.665$

Piano	N_{Ed} (kN)	M_{Ed} (kNm)	Profilo	$N_{b,Rd}$ (M) (kN)	Verif. Stabilità	$M_{N,Rd}$ (kNm)	Verif. Resist.
8	223.4	5.1	HEA 160	417.3	0.65	46.8	0.51
7	390.7	12.0	HEB 180	772.7	0.60	89.1	0.62
6	487.0	14.6	HEB 200	1020.9	0.44	117.3	0.46
5	556.7	18.5	HEB 220	1272.6	0.41	151.7	0.45
4	632.3	20.8	HEB 240	1586.9	0.39	195.4	0.41
3	698.3	23.0	HEB 240	1562.0	0.38	188.0	0.40
2	758.3	26.4	HEB 260	1832.1	0.40	231.8	0.41
1	808.4	30.1	HEB 280	2112.7	0.36	281.8	0.37

Non Linearità Geometriche

Piano	P (kN)	V_{Ed} (kN)	$d_{re} = d \times q$ (mm)	θ
8	1440	201.9	44.46	0.10
7	2880	309.2	45.01	0.13
6	4320	374.5	41.30	0.14
5	5760	427.6	38.06	0.16
4	7200	482.0	32.76	0.15
3	8640	540.8	30.76	0.15
2	10080	592.1	27.45	0.14
1	11520	624.9	23.41	0.13

si è tenuto conto degli effetti P- Δ incrementando le sollecitazioni sismiche di $1/(1-\theta)$

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 -

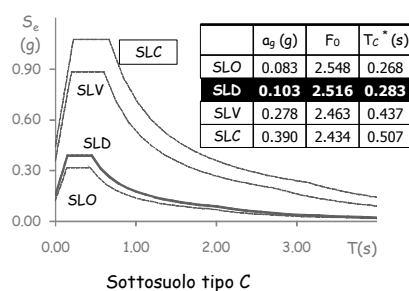
Criteri di Verifiche SLE

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 -

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	15.79	16.50
7	15.55	16.50
6	13.94	16.50
5	12.65	16.50
4	10.82	16.50
3	10.24	16.50
2	9.31	16.50
1	8.12	16.50