

Comune di PRAZZO

Provincia di CUNEO

LAVORI DI:

RESTAURO DI FABBRICATO DI ALPEGGIO

Località Gias Vecchio - San Michele

F. 1 - Mapp. 10-11-12

PROGETTO ESECUTIVO

operazione 7.6.1

CALCOLI DELLE STRUTTURE

Il Tecnico	STUDIO TECNICO PERINO Ing. Daniele Via Antica di Cuneo n. 2 Fraz. San Chiaffredo 12020 - Tarantasca (CN) Tel. 3495021848 @: daniele.perino80@gmail.com	Prazzo, agosto 2018	
		La Committenza	COMUNE DI PRAZZO Sindaco Bonelli Denisia Piazza Municipio n. 1 12028 - Prazzo (CN)

Comune di	PRAZZO
Provincia di	CUNEO
Opere in	LEGNO E METALLO
Lavori di	RESTAURO FABBRICATO DI ALPEGGIO
Sito in	LOCALITA' GIAS VECCHIO – SAN MICHELE foglio catastale n. 1 particelle 10-11-12
Committente	Comune di Prazzo
Prog. strutture	Ing. ir. PERINO Daniele

RELAZIONE DI CALCOLO

*ai sensi delle Norme Tecniche approvate con D.M. 17 gennaio 2018
e del D.P.R. 380 del 06/06/2001*

Ing. ir. PERINO Daniele

NORME DI RIFERIMENTO

La presente relazione di calcolo è stata redatta in base alla legge 5 novembre 1971 n. 1086 "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica", alla relativa circolare illustrativa n. 11951 del 14 febbraio 1974 e del DPR 380 del 06/06/2001.

Il metodo di calcolo adottato e le resistenze dei materiali sono quelli permessi dalle Norme Tecniche approvate con D.M. 17 gennaio 2018.

I valori dei carichi sulle strutture sono dedotti dalle Norme Tecniche approvate con D.M. 17 gennaio 2018.

METODO DI CALCOLO ADOTTATO

Per tutte le aste in progetto sono state eseguite, come indicato nei casi di carico riportati nella relazione, verifiche agli Stati Limite Ultimo e di Esercizio.

In relazione agli Stati Limite utilizzati e relativamente alla probabilità di superamento si precisa quanto segue:

- Per gli stati limite di esercizio è stato considerato lo stato limite di danno (SLD) con probabilità di superamento del periodo di riferimento (Pvr) pari al 63%
- Per gli stati limite ultimi è stato considerato lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) con probabilità di superamento del periodo di riferimento (Pvr) pari al 10%

MODELLO STRUTTURALE E CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

Utilizzo dei metodi della Scienza delle Costruzioni.

Metodo di calcolo delle sollecitazioni: elastico lineare.

COMBINAZIONI DI CARICO

Si utilizzano le combinazioni di carico della normativa italiana per gli stati limite.

CONDIZIONI DI CARICO

Si utilizzano le condizioni di carico della normativa italiana per gli stati limite.

CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MATERIALI

- ✓ Acciaio per piastre
S235 (Fe360) dotato delle seguenti caratteristiche meccaniche (*NTC 2018, par. 11.3.4*):

modulo elastico	$E = 210.000$	N/mm^2
modulo di elasticità trasversale	$G = E / [2 (1 + \nu)]$	N/mm^2
coefficiente di Poisson	$\nu = 0,3$	
coefficiente di espansione termica lineare (per temperature fino a 100 °C)	$\alpha = 12 \times 10^{-6}$	per °C ⁻¹
densità	$\rho = 7850$	kg/m ³

Tabella 11.3.IX – Laminati a caldo con profili a sezione aperta

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale dell'elemento			
	$t \leq 40 \text{ mm}$		$40 \text{ mm} < t \leq 80 \text{ mm}$	
	$f_{yk} [\text{N/mm}^2]$	$f_{tk} [\text{N/mm}^2]$	$f_{yk} [\text{N/mm}^2]$	$f_{tk} [\text{N/mm}^2]$
UNI EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	420	550

✓ **Barre filettate**

Verranno impiegati bulloni per carpenteria ad alta resistenza, aventi le seguenti caratteristiche (NTC 2018, par 11.3.4.6):

Tabella 11.3.XII.a

	Normali			Ad alta resistenza	
Vite	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
Dado	4	5	6	8	10

Le tensioni di snervamento f_{yb} e di rottura f_{tb} delle viti appartenuti alle classi indicate nella precedente tabella 11.3.XII.a sono riportate nella seguente tabella 11.3.XII.b:

Tabella 11.3.XII.b

Classe	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
$f_{yb} (\text{N/mm}^2)$	240	300	480	649	900
$f_{tb} (\text{N/mm}^2)$	400	500	600	800	1000

✓ **Legno**

I vari elementi della struttura saranno realizzati con i seguenti tipi e classi di legno per uso strutturale:

- **legno massiccio classe C24**: orditura principale e secondaria della copertura

dotati delle caratteristiche meccaniche indicate nelle tabella seguente:

Descrizione	Legno massiccio			
Norma	UNI EN 338		Classe	C24
$f_{m,k}$	240	$E_{0,m}$	110000	ρ_k 0.00035
$f_{t,0,k}$	140	$E_{0,05}$	74000	ρ_m 0.00042
$f_{t,90,k}$	4	$E_{90,m}$	3700	
$f_{c,0,k}$	210	G_m	6900	
$f_{c,90,k}$	25	$G_{0,05}$	4641.82	
$f_{v,k}$	40			

- $f_{m,k}$: resistenza caratteristica a flessione
- $f_{t,0,k}$: resistenza caratteristica a trazione - parallela alle fibre
- $f_{t,90,k}$: resistenza caratteristica a trazione - perpendicolare alle fibre
- $f_{c,0,k}$: resistenza caratteristica a compressione - parallela alle fibre
- $f_{c,90,k}$: resistenza caratteristica a compressione - perpendicolare alle fibre
- ρ_k : resistenza caratteristica a taglio
- $E_{0,m}$: modulo elastico parallelo medio
- $E_{0,05}$: modulo elastico parallelo caratteristico
- $E_{90,m}$: modulo elastico perpendicolare medio
- G_m : modulo elastico tangenziale medio
- $G_{0,05}$: modulo elastico tangenziale caratteristico
- $\rho_k = \rho_n$: massa volumica caratteristica
- $\rho_m = \rho_m$: massa volumica media

VERIFICA LEGNI COPERTURA

COSTANA DI RINFORZO 22x22

Tipologia costruttiva

Tetto in legno di classe C24.
Luce 4.000m, altezza 0.000m, inclinazione 0.00°, interasse delle travi 0.800m
Elementi , Sezione 220x220 [mm]
Volume della trave =0.186 m³, peso proprio della trave =0.638 kN
Riduzione della sezione 2.00%
Elementi , Sezione 216x216 [mm]

Normative di calcolo

Norme Tecniche per le Costruzioni (DM2018)
UNI EN1990:2004, Eurocodice 0 Parte 1-1, Basi di calcolo
UNI EN1991-1-1:2004, Eurocodice 1 Parte 1-1, Azioni sulle strutture
DM2018, §3.4, Azioni della neve
DM2018, §3.3, Azioni del vento
UNI EN1995-1-1:2009, Eurocodice 5 Parte 1-1, Progettazione delle strutture di legno

Metodo di calcolo

Tutte le combinazioni di carico previste dall'Eurocodice 5 sono considerate, e le verifiche sono svolte nelle condizioni di carico più sfavorevoli, per le combinazioni di carico, allo stato limite ultimo di progetto, secondo EN1995-1-1, §6. Le giunzioni sono considerate come unioni con bulloni con piastre metalliche e sono dimensionate secondo EN1995-1-1, §8. In aggiunta le deformazioni sono verificate nello stato limite di servizio, secondo UNI EN1995-1-1:2009, §7.

Proprietà dei materiali (trave) (NTC-DM2018, §4.4)

Classe del legno : C24
Classe di servizio : Classe 2, umidità ≤20% (DM2018 §4.4.5)
Coefficiente del materiale $\alpha_M=1.50$ (DM2018 T.4.4.III)

Valori caratteristici del legname

$f_{mk} = 24.0$ MPa, $f_{t0k} = 14.0$ MPa, $f_{t90k} = 0.4$ MPa
 $f_{c0k} = 21.0$ MPa, $f_{c90k} = 5.3$ MPa, $f_{vk} = 2.5$ MPa
 $E_{0m} = 11000$ MPa, $E_{005} = 7400$ MPa, $E_{90m} = 370$ MPa
 $G_m = 690$ MPa, $\rho_k = 350$ Kg/m³

Carichi distribuiti sulla copertura

Carico permanente del manto di copertura	$G_e = 1.800$ kN/m ² (Lose in pietra)
Travetti, assito, isolamento	$G_t = 0.400$ kN/m ² $G_e+G_t = 2.200$ kN/m ²
Peso del controsoffitto del tetto	$G_c = 0.000$ kN/m ²
Carico della neve sul terreno	$S_k = 10.000$ kN/m ²
Pressione del vento sulle superfici vert.	$Q_w = 1.526$ kN/m ²
Carico (categoria H)	$Q_i = 0.500$ kN/m ²

Azioni della neve (DM2018, §3.4)

Valore di riferimento del carico neve al suolo: $s_k = 10.000$ kN/m²

Carico neve sulla copertura (DM2018, §3.4)

Inclinazione del tetto : $\alpha = 0.000^\circ$

Coefficiente di esposizione : $C_e = 1.000$ (DM2018 §5.2(7))

Coefficiente termico : $C_t = 1.000$ (DM2018 §5.2(8))

Fattori di forma, $\alpha = 0.00^\circ$, $\mu_l = 0.800$ (Tab. 3.4.II)

Azioni della neve (DM2018, §3.4.8.2)

$S_l = \mu_l \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k = 0.800 \times 1.000 \times 1.000 \times 10.000 = 8.000$ kN/m²

Azioni del vento (DM2018 §3.3)

Pressione del vento $Q(z) = Q_{ref} \cdot C_e(z)$, $Q_{ref} = V_{ref}^2 / 1.6$ (DM2018 §3.3.6)

Classe di importanza 1, vita utile 50 anni, periodo di ritorno 500 anni (§3.3.2)

Zona: 1, $V_b = 25.00 + 0.012 \times (2000 - 1000) = 37.00$ m/s, $V_b = 25$ m/s, $a_o = 1000$ m, $K_a = 0.012$ (1/s) (Tab. 3.3.I)

Velocità di riferimento, $T_r = 500$ anni (§3.3.2)

Classe di rugosità del terreno = C, distanza costa > 30 km, altitudine di riferimento = 2000 m

Categorie di esposizione del sito: IV, $k_r = 0.22$, $z_o = 0.30$ m, $z_{min} = 8.00$ m (Tab. 3.3.II)

Coefficiente di topografia : $C_t = 1.000$ (§3.3.7)

Coefficiente di esposizione: $C_e = 0.22^2 \times 1.000 \times \ln(8/0.30) \times [7 + 1.000 \times \ln(8/0.30)] = 1.634$ (§3.3.7)

Pressione del vento sulla superficie verticale: $Q_{ref} \cdot C_e = 0.001 \times (37.00^2 / 1.6) \times 1.634 = 1.398$ kN/m²

Pressione del vento $w_e = Q_{ref} \cdot C_e(z) \cdot C_{pe}$ (DM2018 §3.3.7.1)

Coefficiente di forma (DM2018 §3.3.7.1)

Con inclinazione $\alpha = 0.00^\circ$, $C_{pe} = -0.40$

Pressione del vento $w_e = -0.559$ kN/m²

Azione sismico (DM2018, §3)

Accelerazione orizzontale (§3.2.2.2)

$a_g/g = 0.08$

Fattore d'importanza (§3.2.1)

$\gamma_i = 1.00$

Fattore di suolo [orizzontale] (§3.2.2.2)

$S_o = 1.60$

Fattore di suolo [verticale]

$S_v = 1.00$

Fattore di struttura [orizzontale] (§3.2.2.5) $q_o=1.50$
Fattore di struttura [verticale] $q_v=1.50$
Fattore di spettro [orizzontale] (§3.2.2.5) $\beta_o(T)=2.25$
Fattore di spettro [verticale] (§3.2.2.3) $\beta_v(T)=0.94$
Fattore di correzione (§4.3.3.2.2.1) $\lambda=1.00$
Distribuzione della forza $\zeta=Z_i W_i / \sum Z_j W_j$ (§4.3.3.2.3) $\zeta=1.00$
Primo periodo di vibrazione (§4.3.3.2.2.3) $T(\text{sec})=0.14$
Fattore di combinazione carichi accidentali $\psi_2=0.30$
Fattore di combinazione carico da neve $\psi_2=0.20$
Periodi di spettro [orizzontale]: $T_b=0.18\text{sec}$, $T_c=0.54\text{sec}$, $T_d=1.92\text{sec}$
Periodi di spettro [verticale] : $T_b=0.05\text{sec}$, $T_c=0.15\text{sec}$, $T_d=1.00\text{sec}$

Orizzontale : $F_o = a_g \cdot \gamma_i \cdot S_o \cdot \beta_o(T) \cdot \lambda \cdot \zeta / q_o$
 $F_o = g \times 0.08 \times 1.00 \times 1.60 \times 2.25 \times 1.00 \times 1.00 / 1.50 = 0.192 \text{ xg}$ (DM2018 §3.2.2.2)
Verticale : $F_v = a_g \cdot \gamma_i \cdot S_v \cdot \beta_v(T) \cdot \lambda \cdot \zeta / q_v$
 $F_v = g \times 0.08 \times 1.00 \times 1.00 \times 0.94 \times 1.00 \times 1.00 / 1.50 = 0.050 \text{ xg}$ (DM2018 §3.2.2.3)

Progettazione della trave

Caratteristiche geometriche della trave

Lunghezza $L=4.000$ m, altezza $H=0.000$ m, interasse travi $d=0.800$ m
Inclinazione $=0.00\%$, angolo $\alpha=0.00^\circ$, $\tan\alpha=0.000$, $\sin\alpha=0.000$, $\cos\alpha=1.000$
Numero dei nodi = 3, numero degli elementi =2, numero degli appoggi =2

Coordinate dei nodi			Caratteristiche degli elementi della trave							
Nodo	x[m]	y[m]	Sup.	Element	K1	K2 bxbh[mm]	L[m]	A[mm²]	Iy[mm4]	Wy[mm³]
1	0.000	0.000	11	1	1	3 216x216	2.000	4.648E+004	1.801E+008	1.670E+006
2	4.000	0.000	01	2	3	2 216x216	2.000	4.648E+004	1.801E+008	1.670E+006
3	2.000	0.000								

Carico lineare per trave

Massa volumica del legname $=350.00$ kg/m³, peso proprio della trave $=0.638$ kN
Interasse delle travi $d=0.80$ m, peso delle unioni delle trave $=0.064$ kN

Carico lineare permanente (kN/m) sulle trave

Manto di copertura +peso proprio $G_{k1}= 1.936$ kN/m
Controsoffitto del tetto $G_{k2}= 0.000$ kN/m

Carichi lineari variabili di breve durata (kN/m) sulla trave

Sovraccario $Q_{ki}= 0.50 \times 0.800 = 0.400$ kN/m
Carico neve $Q_{k1}= 6.400$ kN/m
Carico da vento $Q_{k2}=-0.488$ kN/m

Azioni sismiche dovute alle azioni accidentali (kN/m), sulla trave

Sismica $A_e X_{qh}=0.192 \times (G+0.20 \times Q_{k1})$
Sismica $A_e Y_{qv}=0.050 \times (G+0.20 \times Q_{k1})$

Combinazioni di carico di progetto

$(\gamma_g=1.30, \gamma_q=1.50, \psi_o(\text{di Esercizio } Q_f)=0.70, \psi_o(\text{Neve } Q_1)=0.70, \psi_o(\text{Vento } Q_2)=0.60)$

L.C.	Azioni permanenti-Variabili	Classe di durata
1	$\gamma_g \cdot G_k$	Permanente
2	$\gamma_g \cdot G_k + \gamma_q \cdot Q_{k1}$	Breve
3	$\gamma_g \cdot G_k + \gamma_q \cdot Q_{k2}$	Breve
4	$\gamma_g \cdot G_k + \gamma_q \cdot Q_{ki}$	Breve
5	$\gamma_g \cdot G_k + \gamma_q \cdot Q_{k1} + \gamma_q \cdot \psi_o \cdot Q_{k2}$	Breve
6	$\gamma_g \cdot G_k + \gamma_q \cdot Q_{k2} + \gamma_q \cdot \psi_o \cdot Q_{k1}$	Breve
7	$\gamma_g \cdot G_k + \gamma_q \cdot Q_{ki} + \gamma_q \cdot \psi_o \cdot Q_{k1} + \gamma_q \cdot \psi_o \cdot Q_{k2}$	Breve
8	$G_k + \psi_2 \cdot Q_{k1} + A_{ex}$	Accidentale
9	$G_k + \psi_2 \cdot Q_{k1} + A_{ey}$	Accidentale

Analisi statica della trave

La struttura del tetto è una trave continua.
Gli sforzi interni sono calcolati per condizioni di carico separate (permanente-di esercizio-neve-vento) e successivamente dalle loro combinazioni vengono calcolati gli sforzi interni per le combinazioni di carico più sfavorevoli.
Numero dei nodi = 3, numero degli elementi =2, numero degli appoggi =2

Forze interne

Forze interne,, Carico: (G_k) Proprio $G_{k1} = 1.936$, $G_{k2} = 0.000$ [kN/m]

Elem.	Nodo-1	Nodo-2	N1[kN]	V1[kN]	M1[kNm]	N2[kN]	V2[kN]	M2[kNm]	Nm[kN]	Vm[kN]	Mm[kNm]
1	1	3	0.00	3.87	0.00	0.00	0.00	3.87	0.00	0.00	3.87
2	3	2	0.00	0.00	3.87	0.00	-3.87	0.00	0.00	0.00	3.87

(m punto del momento massimo per il carico permanente, o punto medio dell'elemento)

Forze interne,, Carico: (Q_{k1}) Neve $Q_{ks} = 6.400$ [kN/m]

Elem.	Nodo-1	Nodo-2	N1[kN]	V1[kN]	M1[kNm]	N2[kN]	V2[kN]	M2[kNm]	Nm[kN]	Vm[kN]	Mm[kNm]
1	1	3	0.00	12.80	0.00	0.00	0.00	12.80	0.00	0.00	12.80
2	3	2	0.00	0.00	12.80	0.00	-12.80	0.00	0.00	0.00	12.80

(m punto del momento massimo per il carico permanente, o punto medio dell'elemento)

Forze interne,, Carico: (Q_{k2}) Vento $Q_{kw} = -0.488$ [kN/m]

Elem.	Nodo-1	Nodo-2	N1[kN]	V1[kN]	M1[kNm]	N2[kN]	V2[kN]	M2[kNm]	Nm[kN]	Vm[kN]	Mm[kNm]
1	1	3	0.00	-0.98	0.00	0.00	0.00	-0.98	0.00	0.00	-0.98
2	3	2	0.00	0.00	-0.98	0.00	0.98	0.00	0.00	0.00	-0.98

(m punto del momento massimo per il carico permanente, o punto medio dell'elemento)

Forze interne,, Carico: (Qki) Sovraccario (H) Qi = 0.400 [kN/m]

Elem.	Nodo-1	Nodo-2	N1[kN]	V1[kN]	M1[kNm]	N2[kN]	V2[kN]	M2[kNm]	Nm[kN]	Vm[kN]	Mm[kNm]
1	1	3	0.00	0.80	0.00	0.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.80
2	3	2	0.00	0.00	0.80	0.00	-0.80	0.00	0.00	0.00	0.80

(m punto del momento massimo per il carico permanente, o punto medio dell'elemento)

Forze interne,, Carico: (Aex) Sismica AeX qh=0.192x(G+0.20xQk1) [kN/m]

Elem.	Nodo-1	Nodo-2	N1[kN]	V1[kN]	M1[kNm]	N2[kN]	V2[kN]	M2[kNm]	Nm[kN]	Vm[kN]	Mm[kNm]
1	1	3	2.47	0.00	0.00	1.23	0.00	0.00	1.23	0.00	0.00
2	3	2	1.23	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.23	0.00	0.00

(m punto del momento massimo per il carico permanente, o punto medio dell'elemento)

Forze interne,, Carico: (Aey) Sismica AeY qv=0.050x(G+0.20xQk1) [kN/m]

Elem.	Nodo-1	Nodo-2	N1[kN]	V1[kN]	M1[kNm]	N2[kN]	V2[kN]	M2[kNm]	Nm[kN]	Vm[kN]	Mm[kNm]
1	1	3	0.00	0.32	0.00	0.00	0.00	0.32	0.00	0.00	0.32
2	3	2	0.00	0.00	0.32	0.00	-0.32	0.00	0.00	0.00	0.32

(m punto del momento massimo per il carico permanente, o punto medio dell'elemento)

Spostamenti verticali dei nodi (mm)

Nodo	Gk	Qk1	Qk2	Qki
1	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	0.00	0.00	0.00
3	-3.26	-10.77	0.82	-0.67

Reazioni agli appoggi (kN)

Nodo	Reaz.	Gk	Qk1	Qk2	Qki
1	Fx	0.00	0.00	0.00	0.00
1	Fy	3.87	12.80	-0.98	0.80
2	Fx	0.00	0.00	0.00	0.00
2	Fy	3.87	12.80	-0.98	0.80

Stato limite ultimo (UNI EN1995-1-1:2009, §6)

Puntone, elementi: 1, 2

Carico	[kN/m]	Azione	yg	yq	ψo
(Gk) Proprio Gk1 = 1.936, Gk2 = 0.000		Permanente	1.30	0.00	1.00
(Qk1) Neve Qks = 6.400		Breve	0.00	1.50	0.70
(Qk2) Vento Qkw = -0.488		Breve	0.00	1.50	0.60
(Qki) Sovraccario (H) Qi = 0.400		Breve	0.00	1.50	0.00
(Aex) Sismica AeX qh=0.192x(G+0.20xQk1)		Accidentale			
(Aey) Sismica AeY qv=0.050x(G+0.20xQk1)		Accidentale			

L.C.	Combinazione di cari	Classe di durata	kmod	-N/Kmod	+N/Kmod	V/Kmod	M/Kmod
1	yg.Gk	Permanente	0.60	0.000	0.000	8.387	8.387
2	yg.Gk+yq.Qk1	Breve	0.90	0.000	0.000	26.925	26.925
3	yg.Gk+yq.Qk2	Breve	0.90	0.000	0.000	5.592	5.592
4	yg.Gk+yq.Qki	Breve	0.90	0.000	0.000	6.925	6.925
5	yg.Gk+yq.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	0.000	0.000	26.925	26.925
6	yg.Gk+yq.Qk2+yq.ψo.Qk1	Breve	0.90	0.000	0.000	20.525	20.525
7	yg.Gk+yq.Qki+yq.ψo.Qk1+yq.ψo.Qk4	Breve	0.90	0.000	0.000	21.858	21.858
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidentale	1.00	0.000	1.646	4.287	4.287
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidentale	1.00	0.000	0.000	4.502	4.502
	Valori massimi			0.000	1.646	26.925	26.925

Verifica della sezione Puntone, elementi: 1, 2

Puntone, elementi: 1, 2, Combinazione di carico No 8

Trazione parallela alla fibratura, Ft0d=2.470 kN (EC5 §6.1.2)

Sezione rettangolare, b=216 mm, h=216 mm, A= 46 656 mm²

Coefficiente di correzione Kmod=1.00 (T.4.4.IV), Coefficiente del materiale ām=1.00 (T.4.4.III)

ft0k=14.00 N/mm², ft0d=Kmod·ft0k/γM=1.00x14.00/1.00=14.00N/mm² (EC5 Eq.2.14)

Ft0d=2.470 kN, σt0d=Ft0d/Anetto=1000x2.470/46656=0.05N/mm² < 14.00N/mm²=ft0d (Eq.6.1)

La verifica è soddisfatta

Puntone, elementi: 1, 2, Combinazione di carico No 5

Taglio, Fv=24.232 kN (EC5 §6.1.7)

Sezione rettangolare, bef=0.67x216=145 mm, h=216 mm, A= 31 320 mm²

Coefficiente di correzione Kmod=0.90 (T.4.4.IV), Coefficiente del materiale ām=1.50 (T.4.4.III)

fvk=2.50 N/mm², fvd=Kmod·fvk/γM=0.90x2.50/1.50=1.50N/mm² (EC5 Eq.2.14)

Fv=24.232 kN, tv0d=1.50Fv0d/Anetto=1000x1.50x24.232/31320=1.16N/mm² < 1.50N/mm²=fv0d (Eq.6.13)

La verifica è soddisfatta

Puntone, elementi: 1, 2, Combinazione di carico No 5

Flessione, Myd=24.232 kNm, Mzd=0.000 kNm (EC5 §6.1.6)

Sezione rettangolare, b=216mm, h=216mm, A=4.666E+004mm², Wy=1.680E+006mm³, Wz=1.680E+006mm³

Coefficiente di correzione Kmod=0.90 (T.4.4.IV), Coefficiente del materiale ām=1.50 (T.4.4.III)

fmyk=24.00 N/mm², fmyd=Kmod·fmyk/γM=0.90x24.00/1.50=14.40N/mm²

fmzk=24.00 N/mm², fmzd=Kmod·fmzk/γM=0.90x24.00/1.50=14.40N/mm²

Sezione rettangolare Km=0.70 (EC5 §6.1.6.(2))

omyd=Myd/Wmy,netto=1E+06x24.232/1.680E+006=14.43 N/mm²

omzd=Mzd/Wmz,netto=1E+06x0.000/1.680E+006= 0.00 N/mm²

omyd/fmyd+Km.omzd/fmzd=1.002+0.000= 1.00 <= 1 (EC5 Eq.6.11)

Km.omyd/fmyd+omzd/fmzd=0.701+0.000= 0.70 < 1 (EC5 Eq.6.12)

La verifica è soddisfatta

Puntone, elementi: 1, 2, Combinazione di carico No 5

Stabilità laterale, Myd=24.232 kNm, Mzd=0.000 kNm (EC5 §6.3.3)

Sezione rettangolare, b=216mm, h=216mm, A=4.666E+004mm², Wy=1.680E+006mm³, Wz=1.680E+006mm³
Coefficiente di correzione Kmod=0.90 (T.4.4.IV), Coefficiente del materiale $\alpha_M=1.50$ (T.4.4.III)
 $f_{c0k}=21.00$ N/mm², $f_{c0d}=K_{mod} \cdot f_{c0k} / \gamma_M = 0.90 \times 21.00 / 1.50 = 12.60$ N/mm²
 $f_{myk}=24.00$ N/mm², $f_{myd}=K_{mod} \cdot f_{myk} / \gamma_M = 0.90 \times 24.00 / 1.50 = 14.40$ N/mm²
 $f_{mk}=24.00$ N/mm², $f_{mzd}=K_{mod} \cdot f_{mk} / \gamma_M = 0.90 \times 24.00 / 1.50 = 14.40$ N/mm²
Sezione rettangolare $K_m=0.70$ (EC5 §6.1.6.(2))
 $\sigma_{myd}=Myd/W_{my}, netto=1E+06 \times 24.232 / 1.680E+006 = 14.43$ N/mm²
 $\sigma_{mzd}=Mzd/W_{mz}, netto=1E+06 \times 0.000 / 1.680E+006 = 0.00$ N/mm²

Lunghezza libera di inflessione

$S_{ky} = 1.00 \times 4.000 = 4.000$ m = 4000 mm (più sfavorevole)
 $S_{kz} = 0.08 \times 4.000 = 0.300$ m = 300 mm (lunghezza efficace/lunghezza totale = 0.30/4.00 = 0.08)

Snellezza

$i_y = (I_y/A)^{1/2} = 0.289 \times 216 = 62$ mm, $\lambda_y = 4000 / 62 = 64.52$
 $i_z = (I_z/A)^{1/2} = 0.289 \times 216 = 62$ mm, $\lambda_z = 300 / 62 = 4.84$
 $\sigma_{m, crit} = 0.78 \cdot b^2 \cdot E_{005} / (h \cdot L_{ef}) = 0.78 \times 216^2 \times 7400 / (216 \times 3600) = 346.32$ N/mm² (EC5 Eq.6.32)
 $\sigma_{m, crit} = 0.78 \cdot b^2 \cdot E_{005} / (h \cdot L_{ef}) = 0.78 \times 216^2 \times 7400 / (216 \times 300) = 4155.84$ N/mm² (EC5 Eq.6.32)

Tensioni critiche

$\sigma_{m, crit_y} = 346.32$ N/mm², $\lambda_{rel, my} = (f_{myk} / \sigma_{m, crit_y})^{1/2} = 0.26$ (EC5 Eq.6.30)
 $\sigma_{m, crit_z} = 4155.84$ N/mm², $\lambda_{rel, mz} = (f_{mk} / \sigma_{m, crit_z})^{1/2} = 0.08$ (EC5 Eq.6.30)
 $\lambda_{rel, my} = 0.26$, ($\lambda_{rel} \leq 0.75$), $K_{crit_y} = 1.00$ (EC5 Eq.6.34)
 $\lambda_{rel, mz} = 0.08$, ($\lambda_{rel} \leq 0.75$), $K_{crit_z} = 1.00$ (EC5 Eq.6.34)
 $\sigma_{myd} / (K_{crit_y} \cdot f_{myd}) + K_m \cdot \sigma_{mzd} / (K_{crit_z} \cdot f_{mzd}) = 1.002 + 0.000 = 1.00 \leq 1$ (EC5 Eq.6.33)
 $K_m \cdot \sigma_{myd} / (K_{crit_y} \cdot f_{myd}) + \sigma_{mzd} / (K_{crit_z} \cdot f_{mzd}) = 0.701 + 0.000 = 0.70 < 1$ (EC5 Eq.6.33)
La verifica è soddisfatta

Tensione di traz. trascurabile, verifica flessi.-trazione combinate non necessaria (EC5 §6.2.3)

Puntoni 14x14

Tipologia costruttiva

Tetto in legno di classe C24.
Luce 1.550m, altezza 0.759m, inclinazione 26.09°, interasse delle travi 0.900m
Assito costituito da legno di classe C24, spessore 25 mm
Elementi, Sezione 140x140 [mm]
Volume della trave = 0.032 m³, peso proprio della trave = 0.109 kN
Riduzione della sezione 3.00%
Elementi, Sezione 136x136 [mm]

Normative di calcolo

Norme Tecniche per le Costruzioni (DM2018)
UNI EN1990:2004, Eurocodice 0 Parte 1-1, Basi di calcolo
UNI EN1991-1-1:2004, Eurocodice 1 Parte 1-1, Azioni sulle strutture
DM2018, §3.4, Azioni della neve
DM2018, §3.3, Azioni del vento
UNI EN1995-1-1:2009, Eurocodice 5 Parte 1-1, Progettazione delle strutture di legno

Metodo di calcolo

Tutte le combinazioni di carico previste dall'Eurocodice 5 sono considerate, e le verifiche sono svolte nelle condizioni di carico più sfavorevoli, per le combinazioni di carico, allo stato limite ultimo di progetto, secondo EN1995-1-1, §6. Le giunzioni sono considerate come unioni con bulloni con piastre metalliche e sono dimensionate secondo EN1995-1-1, §8. In aggiunta le deformazioni sono verificate nello stato limite di servizio, secondo UNI EN1995-1-1:2009, §7.

Proprietà dei materiali (trave) (NTC-DM2018, §4.4)

Classe del legno : C24
Classe di servizio : Classe 2, umidità $\leq 20\%$ (DM2018 §4.4.5)
Coefficiente del materiale $\alpha_M=1.50$ (DM2018 T.4.4.III)

Valori caratteristici del legname

$f_{mk} = 24.0$ MPa, $f_{t0k} = 14.0$ MPa, $f_{t90k} = 0.4$ MPa
 $f_{c0k} = 21.0$ MPa, $f_{c90k} = 5.3$ MPa, $f_{vk} = 2.5$ MPa
 $E_{0m} = 11000$ MPa, $E_{005} = 7400$ MPa, $E_{90m} = 370$ MPa
 $G_m = 690$ MPa, $\rho_k = 350$ Kg/m³

Proprietà dei materiali (legname, finitura) (NTC-DM2018, §4.4)

Classe del legno : C24
Classe di servizio : Classe 2, umidità $\leq 20\%$ (DM2018 §4.4.5)
Coefficiente del materiale $\alpha_M=1.50$ (DM2018 T.4.4.III)

Valori caratteristici del legname

$f_{mk} = 24.0$ MPa, $f_{t0k} = 14.0$ MPa, $f_{t90k} = 0.4$ MPa
 $f_{c0k} = 21.0$ MPa, $f_{c90k} = 5.3$ MPa, $f_{vk} = 2.5$ MPa
 $E_{0m} = 11000$ MPa, $E_{005} = 7400$ MPa, $E_{90m} = 370$ MPa
 $G_m = 690$ MPa, $\rho_k = 350$ Kg/m³

Carichi distribuiti sulla copertura

Carico permanente del manto di copertura	$G_e = 1.800$ kN/m ² (Lose in pietra)
Travetti, assito, isolamento	$G_t = 0.300$ kN/m ² $G_e + G_t = 2.100$ kN/m ²
Peso del controsoffitto del tetto	$G_c = 0.000$ kN/m ²
Carico della neve sul terreno	$S_k = 10.000$ kN/m ²
Pressione del vento sulle superfici vert.	$Q_w = 1.398$ kN/m ²
Carico (categoria H)	$Q_i = 0.500$ kN/m ²

Azioni della neve (DM2018, §3.4)

Valore di riferimento del carico neve al suolo: $s_k = 10.000$ kN/m²

Carico neve sulla copertura (DM2018, §3.4)

Inclinazione del tetto : $\alpha = 26.090^\circ$

Coefficiente di esposizione : $C_e=1.000$ (DM2018 §5.2(7))
Coefficiente termico : $C_t=1.000$ (DM2018 §5.2(8))
Fattori di forma, $\alpha=26.09^\circ$, $\mu_l=0.800$ (Tab. 3.4.II)
Azioni della neve (DM2018, §3.4.8.2)
 $S_l=\mu_l \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k=0.800 \times 1.000 \times 1.000 \times 10.000=8.000 \text{ kN/m}^2$

Azioni del vento (DM2018 §3.3)

Pressione del vento $Q(z)=Q_{ref} \cdot C_e(z)$, $Q_{ref}=V_{ref}^2/1.6$ (DM2018 §3.3.6)
Classe di importanza I, vita utile 50 anni, periodo di ritorno 500 anni (§3.3.2)
Zona: I, $V_b=25.00+0.012 \times (2000-1000)=37.00 \text{ m/s}$, $V_b=25 \text{ m/s}$, $a_o=1000 \text{ m}$, $K_a=0.012(1/s)$ (Tab. 3.3.I)
Velocità di riferimento, $T_r=500$ anni (§3.3.2)
Classe di rugosità del terreno= C, distanza costa > 30 km, altitudine di riferimento=2000 m
Categorie di esposizione del sito: IV, $k_r=0.22$, $z_o=0.30 \text{ m}$, $z_{min}=8.00 \text{ m}$ (Tab. 3.3.II)
Coefficiente di topografia : $C_t=1.000$ (§3.3.7)
Coefficiente di esposizione: $C_e=0.22^2 \times 1.000 \times \ln(8/0.30) \times [7+1.000 \times \ln(8/0.30)]=1.634$ (§3.3.7)
Pressione del vento sulla superficie verticale: $Q_{ref} \cdot C_e=0.001 \times (37.00^2/1.6) \times 1.634=1.398 \text{ kN/m}^2$
Pressione del vento $w_e=Q_{ref} \cdot C_e(z) \cdot C_{pe}$ (DM2018 §3.3.7.1)
Coefficiente di forma (DM2018 §3.3.7.1)
Con inclinazione $\alpha=26.09^\circ$, $C_{pe}=-0.22$
Pressione del vento $w_e=-0.304 \text{ kN/m}^2$

Azione sismica (DM2018, §3)

Accelerazione orizzontale (§3.2.2.2) $a_g/g=0.08$
Fattore d'importanza (§3.2.1) $\gamma_i=1.00$
Fattore di suolo [orizzontale] (§3.2.2.2) $S_o=1.57$
Fattore di suolo [verticale] $S_v=1.00$
Fattore di struttura [orizzontale] (§3.2.2.5) $q_o=1.50$
Fattore di struttura [verticale] $q_v=1.50$
Fattore di spettro [orizzontale] (§3.2.2.5) $\beta_o(T)=2.25$
Fattore di spettro [verticale] (§3.2.2.3) $\beta_v(T)=0.94$
Fattore di correzione (§4.3.3.2.2.1) $\lambda=1.00$
Distribuzione della forza $\zeta=z_i w_i / \sum z_j w_j$ (§4.3.3.2.3) $\zeta=1.00$
Primo periodo di vibrazione (§4.3.3.2.2.3) $T(\text{sec})=0.14$
Fattore di combinazione carichi accidentali $\psi_2=0.30$
Fattore di combinazione carico da neve $\psi_2=0.20$
Periodi di spettro [orizzontale]: $T_b=0.18 \text{ sec}$, $T_c=0.54 \text{ sec}$, $T_d=2.24 \text{ sec}$
Periodi di spettro [verticale] : $T_b=0.05 \text{ sec}$, $T_c=0.15 \text{ sec}$, $T_d=1.00 \text{ sec}$

Orizzontale : $F_o=a_g \cdot \gamma_i \cdot S_o \cdot \beta_o(T) \cdot \lambda \cdot \zeta / q_o$
 $F_o=g \times 0.08 \times 1.00 \times 1.57 \times 2.25 \times 1.00 \times 1.00 / 1.50=0.188 \text{ xg}$ (DM2018 §3.2.2.2)
Verticale : $F_v=a_g \cdot \gamma_i \cdot S_v \cdot \beta_v(T) \cdot \lambda \cdot \zeta / q_v$
 $F_v=g \times 0.08 \times 1.00 \times 1.00 \times 0.94 \times 1.00 \times 1.00 / 1.50=0.050 \text{ xg}$ (DM2018 §3.2.2.3)

Finitura del tetto

Sistema strutturale dell'assito

L'assito è progettato come trave semplicemente appoggiata con luce
Interasse dei capriate $L=0.900 \text{ m}$, e larghezza 1.00 m

Dimensioni del materiale dell'assito

Specie legnosa dell'assito: C24, classe di servizio: Classe 2, umidità $\leq 20\%$
Interasse dei travi $L=0.900 \text{ m}$, inclinazione del tetto $\alpha=26.09^\circ$, spessore dell'assito 25 mm

Carico sull'assito

Manto di copertura $G_e=1.800 \text{ kN/m}^2$
Peso proprio $G_l=0.086 \text{ kN/m}^2$
Carico neve $Q_s=8.000 \text{ kN/m}^2$
Carico da vento $Q_w=-0.304 \text{ kN/m}^2$
Peso del carpentiere $Q_p=1.200 \text{ kN}$

Sforzi interni dell'assito (luce $L=0.900 \text{ m}$, larghezza $=1.00 \text{ m}$)

Carico	Azione	γ_g	γ_q	ψ_o	$\max N [\text{kN}]$	$\max Q [\text{kN}]$	$\max M [\text{kNm}]$
(Gk) Permanente $G_k=1.886 [\text{kN/m}]$	Permanente	1.30	0.00	1.00	0.000	0.762	0.171
(Qk1) Neve $Q_{ks}=8.000 [\text{kN/m}]$	Breve	0.00	1.50	0.70	0.000	2.904	0.653
(Qk2) Vento $Q_{kw}=-0.304 [\text{kN/m}]$	Breve	0.00	1.50	0.60	0.000	-0.137	-0.031
(Qk3) Carpentiere $Q_{kp}=1.200 [\text{kN}]$	Istantaneo	0.00	1.00	0.00	0.000	0.539	0.242

Stato limite di servizio (UNI EN1995-1-1:2009, §2.2.3, §7)

Deformazione a flessione (EC5 §7.2)

Carico	[kN/m]	u [mm]	Azione	ψ_0	ψ_1	ψ_2	Kdef
(Gk) Permanente $G_k=0.000 [\text{kN/m}]$		0.419	Permanente	1.00	1.00	1.00	0.80
(Qk1) Neve $Q_{ks}=0.000 [\text{kN/m}]$		1.598	Breve	0.70	0.50	0.20	0.80
(Qk2) Vento $Q_{kw}=0.000 [\text{kN/m}]$		-0.075	Breve	0.60	0.20	0.00	0.80

Combinazione di cari	w.inst	w.fin [mm]
1 Gk	0.419	0.755
2 Gk + Qk1	2.017	2.608
3 Gk + Qk2	0.419	0.755
4 Gk + Qk1 + $\psi_o \cdot Qk2$	2.017	2.608
5 Gk + Qk2 + $\psi_o \cdot Qk1$	1.538	2.129

$w_{fin,g}=w_{inst,g}(1+k_{def})$, $w_{fin,q}=w_{inst,q}(1+\psi_2 \cdot k_{def})$ (EC5 §2.2.3, Eq.2.3, Eq.2.4)

Massimi valori della freccia

$w_{inst} = 2.017 \text{ mm}$, $w_{fin} = 2.608 \text{ mm}$

Verifica secondo UNI EN1995-1-1:2009 §7.2, Tab.7.2

Deformazioni finali

w.inst = 2.017 mm < L/300=900/300= 3.000 mm
w.net,fin = 2.608 mm < L/250=900/250= 3.600 mm
w.fin = 2.608 mm < L/150=900/150= 6.000 mm

La verifica è soddisfatta

Verifica dell'assito, Stato limite ultimo di progetto (UNI EN1995-1-1:2009, §6)

L.C.	Combinazione di carichi	Classe di durata	kmod	N/Kmod	V/Kmod	M/Kmod
1	yg.Gk	Permanente	0.60	0.000	1.651	0.372
2	yg.Gk + yq.Qk1	Breve	0.90	0.000	5.941	1.337
3	yg.Gk + yq.Qk2	Breve	0.90	0.000	1.101	0.248
4	yg.Gk + yq.Qk3	Istantaneo	1.00	0.000	1.530	0.465
5	yg.Gk + yq.Qk1 + yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	0.000	5.941	1.337
6	yg.Gk + yq.Qk2 + yq.ψo.Qk1	Breve	0.90	0.000	4.489	1.010
	Valori massimi			0.000	5.941	1.337

Assito, Combinazione di carico No 5

Taglio, Fv=5.346 kN (EC5 §6.1.7)

Sezione rettangolare, b=1000mm, h=25mm, A= 16 750 mm²

Coefficiente di correzione Kmod=0.90 (T.4.4.IV), Coefficiente del materiale αM=1.50 (T.4.4.III)

fvk=2.50 N/mm², fvd=Kmod·fvk/γM=0.90x2.50/1.50=1.50N/mm² (EC5 Eq.2.14)

Fv=5.346 kN, tv0d=1.50Fv0d/Anetto=1000x1.50x5.346/16750=0.48N/mm² < 1.50N/mm²=fv0d (Eq.6.13)

La verifica è soddisfatta

Assito, Combinazione di carico No 5

Flessione, Myd=1.203 kNm, Mzd=0.000 kNm (EC5 §6.1.6)

Sezione rettangolare, b=1000mm, h=25mm, A=2.500E+004mm², Wy=1.042E+005mm³, Wz=4.167E+006mm³

Coefficiente di correzione Kmod=0.90 (T.4.4.IV), Coefficiente del materiale αM=1.50 (T.4.4.III)

fmyk=24.00 N/mm², fmyd=Kmod·fmyk/γM=0.90x24.00/1.50=14.40N/mm²

fmzk=24.00 N/mm², fmzd=Kmod·fmzk/γM=0.90x24.00/1.50=14.40N/mm²

Sezione rettangolare Km=0.70 (EC5 §6.1.6.(2))

omyd=Myd/Wmy,netto=1E+06x1.203/1.042E+005=11.55 N/mm²

omzd=Mzd/Wmz,netto=1E+06x0.000/4.167E+006= 0.00 N/mm²

omyd/fmyd+Km.omzd/fmzd=0.802+0.000= 0.80 < 1 (EC5 Eq.6.11)

Km.omyd/fmyd+omzd/fmzd=0.561+0.000= 0.56 < 1 (EC5 Eq.6.12)

La verifica è soddisfatta

Progettazione della trave

Caratteristiche geometriche della trave

Lunghezza L=1.550 m, altezza H=0.759 m, interasse travi d=0.900 m

Inclinazione =48.97%, angolo α=26.09 °, tanα=0.490, sinα=0.440, cosα=0.898

Numero dei nodi = 3, numero degli elementi =2, numero degli appoggi =3

Coordinate dei nodi

			Caratteristiche degli elementi della trave							
Nodo	x[m]	y[m]	Sup.	Element	K1	K2 bxbh[mm]	L[m]	A[mm²]	Iy[mm4]	Wy[mm³]
1	0.000	0.000	11	1	1	3 136x136	1.058	1.844E+004	2.834E+007	4.174E+005
2	1.550	0.759	01	2	3	2 136x136	0.668	1.844E+004	2.834E+007	4.174E+005
3	0.950	0.465	01							

Carico lineare per trave

Massa volumica del legname =350.00 kg/m³, peso proprio della trave =0.109 kN

Interasse delle travi d=0.90 m, peso delle unioni delle trave =0.011 kN

Carico lineare permanente (kN/m) sulle trave

Manto di copertura +peso proprio Gk1= 1.968 kN/m

Controsoffitto del tetto Gk2= 0.000 kN/m

Carichi lineari variabili di breve durata (kN/m) sulla trave

Sovraccario Qki= 0.50x0.900= 0.450 kN/m

Carico neve Qk1= 7.200 kN/m

Carico da vento Qk2=-0.273 kN/m

Azioni sismiche dovute alle azioni accidentali (kN/m), sulla trave

Sismica AeX qh=0.188x(G+0.20xQk1)

Sismica AeY qv=0.050x(G+0.20xQk1)

Combinazioni di carico di progetto

(yg=1.30, yq=1.50, ψo(di Esercizio Qf)=0.70, ψo(Neve Q1)=0.70, ψo(Vento Q2)=0.60)

L.C.	Azioni permanenti-Variabili	Classe di durata
1	yg.Gk	Permanente
2	yg.Gk+yq.Qk1	Breve
3	yg.Gk+yq.Qk2	Breve
4	yg.Gk+yq.Qki	Breve
5	yg.Gk+yq.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve
6	yg.Gk+yq.Qk2+yq.ψo.Qk1	Breve
7	yg.Gk+yq.Qki+yq.ψo.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve
8	Gk +ψ2.Qk1 +Aex	Accidentale
9	Gk +ψ2.Qk1 +Aey	Accidentale

Analisi statica della trave

La struttura del tetto è una trave continua.

Gli sforzi interni sono calcolati per condizioni di carico separate

(permanente-di esercizio-neve-vento) e successivamente dalle loro combinazioni

vengono calcolati gli sforzi interni per le combinazioni di carico più sfavorevoli.

Numero dei nodi = 3, numero degli elementi =2, numero degli appoggi =3

Forze interne

Forze interne,, Carico: (Gk) Proprio Gk1 = 1.968, Gk2 = 0.000 [kN/m]

Elem.	Nodo-1	Nodo-2	N1[kN]	V1[kN]	M1[kNm]	N2[kN]	V2[kN]	M2[kNm]	Nm[kN]	Vm[kN]	Mm[kNm]
1	1	3	-0.37	0.76	0.00	0.55	-1.11	-0.19	0.00	0.00	0.16
2	3	2	-0.43	0.87	-0.19	0.15	-0.31	0.00	0.00	0.00	0.03

(m punto del momento massimo per il carico permanente, o punto medio dell'elemento)

Forze interne,, Carico: (Qk1) Neve Qks = 7.200 [kN/m]

Elem.	Nodo-1	Nodo-2	N1[kN]	V1[kN]	M1[kNm]	N2[kN]	V2[kN]	M2[kNm]	Nm[kN]	Vm[kN]	Mm[kNm]
1	1	3	-1.22	2.48	0.00	1.79	-3.66	-0.62	0.00	0.00	0.53
2	3	2	-1.41	2.87	-0.62	0.49	-1.01	0.00	0.00	0.00	0.09

(m punto del momento massimo per il carico permanente, o punto medio dell'elemento)

Forze interne,, Carico: (Qk2) Vento Qkw = -0.273 [kN/m]

Elem.	Nodo-1	Nodo-2	N1[kN]	V1[kN]	M1[kNm]	N2[kN]	V2[kN]	M2[kNm]	Nm[kN]	Vm[kN]	Mm[kNm]
1	1	3	-0.17	-0.12	0.00	-0.17	0.17	0.03	-0.17	0.00	-0.03
2	3	2	-0.02	-0.13	0.03	-0.02	0.05	0.00	-0.02	0.00	0.00

(m punto del momento massimo per il carico permanente, o punto medio dell'elemento)

Forze interne,, Carico: (Qki) Sovraccario (H) Qi = 0.450 [kN/m]

Elem.	Nodo-1	Nodo-2	N1[kN]	V1[kN]	M1[kNm]	N2[kN]	V2[kN]	M2[kNm]	Nm[kN]	Vm[kN]	Mm[kNm]
1	1	3	-0.08	0.17	0.00	0.12	-0.25	-0.04	0.00	0.00	0.04
2	3	2	-0.10	0.20	-0.04	0.03	-0.07	0.00	0.00	0.00	0.01

(m punto del momento massimo per il carico permanente, o punto medio dell'elemento)

Forze interne,, Carico: (Aex) Sismica Aex qh=0.188x(G+0.20xQk1) [kN/m]

Elem.	Nodo-1	Nodo-2	N1[kN]	V1[kN]	M1[kNm]	N2[kN]	V2[kN]	M2[kNm]	Nm[kN]	Vm[kN]	Mm[kNm]
1	1	3	1.25	0.13	0.00	0.60	-0.19	-0.03	0.99	0.00	0.03
2	3	2	0.44	0.15	-0.03	0.03	-0.05	0.00	0.13	0.00	0.00

(m punto del momento massimo per il carico permanente, o punto medio dell'elemento)

Forze interne,, Carico: (Aey) Sismica Aey qv=0.050x(G+0.20xQk1) [kN/m]

Elem.	Nodo-1	Nodo-2	N1[kN]	V1[kN]	M1[kNm]	N2[kN]	V2[kN]	M2[kNm]	Nm[kN]	Vm[kN]	Mm[kNm]
1	1	3	-0.03	0.07	0.00	0.05	-0.10	-0.02	0.00	0.00	0.01
2	3	2	-0.04	0.08	-0.02	0.01	-0.03	0.00	0.00	0.00	0.00

(m punto del momento massimo per il carico permanente, o punto medio dell'elemento)

Spostamenti verticali dei nodi (mm)

Nodo	Gk	Qk1	Qk2	Qki
1	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0.00	0.00	0.00

Reazioni agli appoggi (kN)

Nodo	Reaz.	Gk	Qk1	Qk2	Qki
1	Fx	0.00	0.00	0.21	0.00
1	Fy	0.84	2.76	-0.03	0.19
2	Fx	0.00	0.00	0.00	0.00
2	Fy	0.34	1.12	-0.05	0.08
3	Fx	0.00	0.00	0.00	0.00
3	Fy	2.21	7.27	-0.34	0.51

Stato limite di servizio

Stato limite di servizio (UNI EN1995-1-1:2009, §2.2.3, §7)

Deformazione a flessione a metà asta 1 (EC5 §7.2)

Carico	[kN/m]	u[mm]	Azione	ψ0	ψ1	ψ2	Kdef
(Gk) Proprio Gk1 = 1.968, Gk2 = 0.000		0.038	Permanente	1.00	1.00	1.00	0.80
(Qk1) Neve Qks = 7.200		0.141	Breve	0.70	0.50	0.20	0.00
(Qk2) Vento Qkw = -0.273		0.000	Breve	0.60	0.20	0.00	0.00

Combinazione di cari	w.inst	w.fin [mm]
1 Gk	0.038	0.069
2 Gk + Qk1	0.179	0.232
3 Gk + Qk2	0.038	0.069
4 Gk + Qk1 + ψ0.Qk2	0.179	0.232
5 Gk + Qk2 + ψ0.Qk1	0.137	0.190

w.fin,q=w.inst,q(1+kdef), w.fin,q=w.inst,q(1+ψ2·kdef) (EC5 §2.2.3, Eq.2.3, Eq.2.4)

Massimi valori della freccia a metà asta 1

w.inst = 0.179 mm, w.fin = 0.232 mm

Verifica secondo UNI EN1995-1-1:2009 §7.2, Tab.7.2

Deformazioni finali a metà asta 1

w.inst = 0.179 mm < L/300=1058/300= 3.526 mm

w.net,fin = 0.232 mm < L/250=1058/250= 4.231 mm

w.fin = 0.232 mm < L/150=1058/150= 7.051 mm

La verifica è soddisfatta

Frequenze strutturali naturali caratteristiche (peso proprio + carichi permanenti)

Dopo un'analisi dinamica vengono calcolate le frequenze naturali di base della struttura. Per il calcolo delle frequenze naturali si considera una massa corrispondente al peso proprio più i carichi permanenti.

No.	Frequenza[Hz]	Periodo[sec]
1	78.65174	0.01271
2	128.89674	0.00776
3	208.21709	0.00480

Stato limite ultimo (UNI EN1995-1-1:2009, §6)

Puntone, elementi: 1

Carico	[kN/m]	Azione	yg	yq	ψo
(Gk) Proprio Gk1 = 1.968, Gk2 = 0.000		Permanente	1.30	0.00	1.00
(Qk1) Neve Qks = 7.200		Breve	0.00	1.50	0.70
(Qk2) Vento Qkw = -0.273		Breve	0.00	1.50	0.60
(Qki) Sovraccario (H) Qi = 0.450		Breve	0.00	1.50	0.00
(Aex) Sismica AeX qh=0.188x(G+0.20xQk1)		Accidentale			
(Aey) Sismica AeY qv=0.050x(G+0.20xQk1)		Accidentale			

L.C.	Combinazione di cari	Classe di durata	kmod	-N/Kmod	+N/Kmod	V/Kmod	M/Kmod
1	yg.Gk	Permanente	0.60	-0.801	1.181	2.413	0.410
2	yg.Gk+yq.Qk1	Breve	0.90	-2.560	3.773	7.708	1.311
3	yg.Gk+yq.Qk2	Breve	0.90	-0.534	0.787	1.609	0.273
4	yg.Gk+yq.Qki	Breve	0.90	-0.675	0.995	2.033	0.346
5	yg.Gk+yq.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-2.560	3.773	7.708	1.311
6	yg.Gk+yq.Qk2+yq.ψo.Qk1	Breve	0.90	-1.952	2.877	5.878	0.999
7	yg.Gk+yq.Qki+yq.ψo.Qk1+yq.ψo.Qk4	Breve	0.90	-2.093	3.085	6.303	1.072
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidentale	1.00	0.000	1.003	1.356	0.230
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidentale	1.00	-0.431	0.636	1.299	0.221
	Valori massimi			-2.560	3.773	7.708	1.311

Verifica della sezione Puntone, elementi: 1

Puntone, elementi: 1 , Combinazione di carico No 5

Trazione parallela alla fibratura, Ft0d=3.396 kN (EC5 §6.1.2)

Sezione rettangolare, b=136 mm, h=136 mm, A= 18 496 mm²

Coefficiente di correzione Kmod=0.90 (T.4.4.IV), Coefficiente del materiale $\alpha_m=1.50$ (T.4.4.III)

$f_{t0k}=14.00$ N/mm², $f_{t0d}=Kmod \cdot f_{t0k} / \gamma_M = 0.90 \times 14.00 / 1.50 = 8.40$ N/mm² (EC5 Eq.2.14)

$F_{t0d}=3.396$ kN, $\sigma_{t0d}=F_{t0d} / A_{netto} = 1000 \times 3.396 / 18496 = 0.18$ N/mm² < 8.40 N/mm² = f_{t0d} (Eq.6.1)

La verifica è soddisfatta

Puntone, elementi: 1 , Combinazione di carico No 5

Compressione parallela alla fibratura, Fc0d=-2.304 kN (EC5 §6.1.4)

Sezione rettangolare, b=136 mm, h=136 mm, A= 18 496 mm²

Coefficiente di correzione Kmod=0.90 (T.4.4.IV), Coefficiente del materiale $\alpha_m=1.50$ (T.4.4.III)

$f_{c0k}=21.00$ N/mm², $f_{c0d}=Kmod \cdot f_{c0k} / \gamma_M = 0.90 \times 21.00 / 1.50 = 12.60$ N/mm² (EC5 Eq.2.14)

$F_{c0d}=-2.304$ kN, $\sigma_{c0d}=F_{c0d} / A_{netto} = 1000 \times 2.304 / 18496 = 0.12$ N/mm² < 12.60 N/mm² = f_{c0d} (Eq.6.2)

La verifica è soddisfatta

Puntone, elementi: 1 , Combinazione di carico No 5

Taglio, Fv=6.937 kN (EC5 §6.1.7)

Sezione rettangolare, b=136 mm, h=136 mm, A= 18 496 mm²

Coefficiente di correzione Kmod=0.90 (T.4.4.IV), Coefficiente del materiale $\alpha_m=1.50$ (T.4.4.III)

$f_{vk}=2.50$ N/mm², $f_{vd}=Kmod \cdot f_{vk} / \gamma_M = 0.90 \times 2.50 / 1.50 = 1.50$ N/mm² (EC5 Eq.2.14)

$F_v=6.937$ kN, $\tau_{vd}=1.50 F_v / A_{netto} = 1000 \times 1.50 \times 6.937 / 18496 = 0.56$ N/mm² < 1.50 N/mm² = f_{vd} (Eq.6.13)

La verifica è soddisfatta

Puntone, elementi: 1 , Combinazione di carico No 5

Flessione, Myd=1.179 kNm, Mzd=0.000 kNm (EC5 §6.1.6)

Sezione rettangolare, b=136 mm, h=136 mm, A=1.850E+004 mm², Wy=4.192E+005 mm³, Wz=4.192E+005 mm³

Coefficiente di correzione Kmod=0.90 (T.4.4.IV), Coefficiente del materiale $\alpha_m=1.50$ (T.4.4.III)

$f_{yk}=24.00$ N/mm², $f_{yd}=Kmod \cdot f_{yk} / \gamma_M = 0.90 \times 24.00 / 1.50 = 14.40$ N/mm²

$f_{mk}=24.00$ N/mm², $f_{md}=Kmod \cdot f_{mk} / \gamma_M = 0.90 \times 24.00 / 1.50 = 14.40$ N/mm²

Sezione rettangolare Km=0.70 (EC5 §6.1.6.(2))

$\sigma_{myd}=Myd/W_{my}, netto=1E+06 \times 1.179 / 4.192E+005 = 2.81$ N/mm²

$\sigma_{mzd}=Mzd/W_{mz}, netto=1E+06 \times 0.000 / 4.192E+005 = 0.00$ N/mm²

$\sigma_{myd}/f_{yd} + \sigma_{mzd}/f_{md} = 0.195 + 0.000 = 0.195 < 1$ (EC5 Eq.6.11)

$K_m \cdot \sigma_{myd}/f_{yk} + \sigma_{mzd}/f_{mk} = 0.137 + 0.000 = 0.137 < 1$ (EC5 Eq.6.12)

La verifica è soddisfatta

Tensione di compress. trascurabile, verifica fless.-compress. combinate non necessaria (EC5 §6.2.4)

Puntone, elementi: 1 , Combinazione di carico No 5

Stabilità a pressoflessione, Fc0d=-2.304kN, Myd=1.179kNm, Mzd=0.000kNm (EC5 §6.3.2)

Sezione rettangolare, b=136 mm, h=136 mm, A=1.850E+004 mm², Wy=4.192E+005 mm³, Wz=4.192E+005 mm³

Coefficiente di correzione Kmod=0.90 , Coefficiente del materiale $\gamma_M=1.50$, $E=7400$ MPa)

$f_{c0k}=21.00$ N/mm², $f_{c0d}=Kmod \cdot f_{c0k} / \gamma_M = 0.90 \times 21.00 / 1.50 = 12.60$ N/mm²

$f_{yk}=24.00$ N/mm², $f_{yd}=Kmod \cdot f_{yk} / \gamma_M = 0.90 \times 24.00 / 1.50 = 14.40$ N/mm²

$f_{mk}=24.00$ N/mm², $f_{md}=Kmod \cdot f_{mk} / \gamma_M = 0.90 \times 24.00 / 1.50 = 14.40$ N/mm²

Sezione rettangolare Km=0.70 (EC5 §6.1.6.(2))

$\sigma_{c0d}=F_{c0d} / A_{netto} = 1000 \times 2.304 / 18496 = 0.12$ N/mm²

$\sigma_{myd}=Myd/W_{my}, netto=1E+06 \times 1.179 / 4.192E+005 = 2.81$ N/mm²

$\sigma_{mzd}=Mzd/W_{mz}, netto=1E+06 \times 0.000 / 4.192E+005 = 0.00$ N/mm²

Lunghezza libera di inflessione

$S_{ky} = 1.00 \times 1.058 = 1.058$ m= 1058 mm (più sfavorevole)

$S_{kz} = 0.28 \times 1.058 = 0.300$ m= 300 mm (lunghezza efficace/lunghezza totale=0.30/1.06=0.28)

Snellezza

$i_y = (I_y/A)^{1/2} = 0.289 \times 136 = 39$ mm, $\lambda_y = 1058 / 39 = 27.12$

$i_z = (I_z/A)^{1/2} = 0.289 \times 136 = 39$ mm, $\lambda_z = 300 / 39 = 7.69$

Tensioni critiche

$\sigma_{c, crity} = \pi^2 E I_y / \lambda_y^2 = 99.30$ N/mm², $\lambda_{rel,y} = (f_{c0k} / \sigma_{c, crity})^{1/2} = 0.46$ (EC5 Eq.6.21)

$\sigma_{c, critz} = \pi^2 E I_z / \lambda_z^2 = 1235.03$ N/mm², $\lambda_{rel,z} = (f_{c0k} / \sigma_{c, critz})^{1/2} = 0.13$ (EC5 Eq.6.22)

$\beta_c = 0.20$ (legno massiccio)
 $k_y = 0.5[1 + \beta_c(\lambda_{rel,y} - 0.3) + \lambda_{rel,y}^2] = 0.62$, $K_{cy} = 1/(k_y + (k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2)^{1/2}) = 0.961$ (Eq.6.27 6.25)
 $k_z = 0.5[1 + \beta_c(\lambda_{rel,z} - 0.3) + \lambda_{rel,z}^2] = 0.50$, $K_{cz} = 1/(k_z + (k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2)^{1/2}) = 1.000$ (Eq.6.28 6.26)
 $\sigma_{c0d}/(K_{cy} \cdot f_{c0d}) + \sigma_{myd}/f_{myd} + K_{mz} \cdot \sigma_{mzd}/f_{mzd} = 0.010 + 0.195 + 0.000 = 0.21 < 1$ (EC5 Eq.6.23)
 $\sigma_{c0d}/(K_{cz} \cdot f_{c0d}) + K_{my} \cdot \sigma_{myd}/f_{myd} + \sigma_{mzd}/f_{mzd} = 0.010 + 0.137 + 0.000 = 0.15 < 1$ (EC5 Eq.6.24)
La verifica è soddisfatta

Puntone, elementi: 1, Combinazione di carico No 5

Stabilità laterale, Myd=1.179 kNm, Mzd=0.000 kNm (EC5 §6.3.3)

Sezione rettangolare, $b=136\text{mm}$, $h=136\text{mm}$, $A=1.850\text{E}+004\text{mm}^2$, $W_y=4.192\text{E}+005\text{mm}^3$, $W_z=4.192\text{E}+005\text{mm}^3$
Coefficiente di correzione $K_{mod}=0.90$ (T.4.4.IV), Coefficiente del materiale $\bar{\alpha}_m=1.50$ (T.4.4.III)
 $f_{c0k}=21.00\text{ N/mm}^2$, $f_{c0d}=K_{mod} \cdot f_{c0k}/\gamma_M=0.90 \times 21.00/1.50=12.60\text{N/mm}^2$
 $f_{myk}=24.00\text{ N/mm}^2$, $f_{myd}=K_{mod} \cdot f_{myk}/\gamma_M=0.90 \times 24.00/1.50=14.40\text{N/mm}^2$
 $f_{mzk}=24.00\text{ N/mm}^2$, $f_{mzd}=K_{mod} \cdot f_{mzk}/\gamma_M=0.90 \times 24.00/1.50=14.40\text{N/mm}^2$
Sezione rettangolare $K_m=0.70$ (EC5 §6.1.6.(2))
 $\sigma_{myd}=Myd/W_{my}, \text{netto}=1\text{E}+06 \times 1.179/4.192\text{E}+005= 2.81\text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{mzd}=Mzd/W_{mz}, \text{netto}=1\text{E}+06 \times 0.000/4.192\text{E}+005= 0.00\text{ N/mm}^2$

Lunghezza libera di inflessione

$S_{ky} = 1.00 \times 1.058 = 1.058\text{ m} = 1058\text{ mm}$ (più sfavorevole)
 $S_{kz} = 0.28 \times 1.058 = 0.300\text{ m} = 300\text{ mm}$ (lunghezza efficace/lunghezza totale $= 0.30/1.06 = 0.28$)

Snellezza

$i_y = (I_y/A)^{1/2} = 0.289 \times 136 = 39\text{ mm}$, $\lambda_y = 1058/39 = 27.12$
 $i_z = (I_z/A)^{1/2} = 0.289 \times 136 = 39\text{ mm}$, $\lambda_z = 300/39 = 7.69$
 $\sigma_{m, \text{crit}} = 0.78 \cdot b^2 \cdot E_{005}/(h \cdot L_{ef}) = 0.78 \times 136^2 \times 7400/(136 \times 952) = 824.63\text{N/mm}^2$ (EC5 Eq.6.32)
 $\sigma_{m, \text{crit}} = 0.78 \cdot b^2 \cdot E_{005}/(h \cdot L_{ef}) = 0.78 \times 136^2 \times 7400/(136 \times 300) = 2616.64\text{N/mm}^2$ (EC5 Eq.6.32)

Tensioni critiche

$\sigma_{m, \text{crit}, y} = 824.63\text{ N/mm}^2$, $\lambda_{rel, my} = (f_{myk}/\sigma_{m, \text{crit}, y})^{1/2} = 0.17$ (EC5 Eq.6.30)
 $\sigma_{m, \text{crit}, z} = 2616.64\text{ N/mm}^2$, $\lambda_{rel, mz} = (f_{mzk}/\sigma_{m, \text{crit}, z})^{1/2} = 0.10$ (EC5 Eq.6.30)
 $\lambda_{rel, my} = 0.17$, ($\lambda_{rel} \leq 0.75$), $K_{c, \text{rity}} = 1.00$ (EC5 Eq.6.34)
 $\lambda_{rel, mz} = 0.10$, ($\lambda_{rel} \leq 0.75$), $K_{c, \text{ritz}} = 1.00$ (EC5 Eq.6.34)
 $\sigma_{myd}/(K_{c, \text{rity}} \cdot f_{myd}) + K_{mz} \cdot \sigma_{mzd}/(K_{c, \text{ritz}} \cdot f_{mzd}) = 0.195 + 0.000 = 0.20 < 1$ (EC5 Eq.6.33)
 $K_{my} \cdot \sigma_{myd}/(K_{c, \text{rity}} \cdot f_{myd}) + \sigma_{mzd}/(K_{c, \text{ritz}} \cdot f_{mzd}) = 0.137 + 0.000 = 0.14 < 1$ (EC5 Eq.6.33)
La verifica è soddisfatta

Puntone, elementi: 1, Combinazione di carico No 5

Flessione e trazione assiale combinate, Ft0d=3.396kN, Myd=1.179kNm, Mzd=0.000kNm (EC5 §6.2.3)

Sezione rettangolare, $b=136\text{mm}$, $h=136\text{mm}$, $A=1.850\text{E}+004\text{mm}^2$, $W_y=4.192\text{E}+005\text{mm}^3$, $W_z=4.192\text{E}+005\text{mm}^3$
Coefficiente di correzione $K_{mod}=0.90$ (T.4.4.IV), Coefficiente del materiale $\bar{\alpha}_m=1.50$ (T.4.4.III)
 $f_{t0k}=14.00\text{ N/mm}^2$, $f_{t0d}=K_{mod} \cdot f_{t0k}/\gamma_M=0.90 \times 14.00/1.50=8.40\text{N/mm}^2$
 $f_{myk}=24.00\text{ N/mm}^2$, $f_{myd}=K_{mod} \cdot f_{myk}/\gamma_M=0.90 \times 24.00/1.50=14.40\text{N/mm}^2$
 $f_{mzk}=24.00\text{ N/mm}^2$, $f_{mzd}=K_{mod} \cdot f_{mzk}/\gamma_M=0.90 \times 24.00/1.50=14.40\text{N/mm}^2$
Sezione rettangolare $K_m=0.70$ (EC5 §6.1.6.(2))
 $\sigma_{t0d}=F_{t0d}/A_{\text{netto}}=1000 \times 3.396/18496= 0.18\text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{myd}=Myd/W_{my}, \text{netto}=1\text{E}+06 \times 1.179/4.192\text{E}+005= 2.81\text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{mzd}=Mzd/W_{mz}, \text{netto}=1\text{E}+06 \times 0.000/4.192\text{E}+005= 0.00\text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{t0d}/f_{t0d} + \sigma_{myd}/f_{myd} + K_{mz} \cdot \sigma_{mzd}/f_{mzd} = 0.022 + 0.195 + 0.000 = 0.22 < 1$ (EC5 Eq.6.17)
 $\sigma_{t0d}/f_{t0d} + K_{my} \cdot \sigma_{myd}/f_{myd} + \sigma_{mzd}/f_{mzd} = 0.022 + 0.137 + 0.000 = 0.16 < 1$ (EC5 Eq.6.18)
La verifica è soddisfatta

Stato limite ultimo (UNI EN1995-1-1:2009, §6)

Puntone, elementi: 2

Carico [kN/m]	Azione	γ_g	γ_q	ψ_o
(Gk) Proprio Gk1 = 1.968, Gk2 = 0.000	Permanente	1.30	0.00	1.00
(Qk1) Neve Qks = 7.200	Breve	0.00	1.50	0.70
(Qk2) Vento Qkw = -0.273	Breve	0.00	1.50	0.60
(Qki) Sovraccario (H) Qi = 0.450	Breve	0.00	1.50	0.00
(Aex) Sismica AeX qh=0.188x(G+0.20xQk1)	Accidentale			
(Aey) Sismica AeY qv=0.050x(G+0.20xQk1)	Accidentale			

L.C.	Combinazione di cari	Classe di durata	k_{mod}	$-N/K_{mod}$	$+N/K_{mod}$	V/K_{mod}	M/K_{mod}
1	$\gamma_g \cdot Gk$	Permanente	0.60	-0.927	0.326	1.893	0.410
2	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk1$	Breve	0.90	-2.963	1.041	6.047	1.311
3	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk2$	Breve	0.90	-0.618	0.217	1.262	0.273
4	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qki$	Breve	0.90	-0.782	0.275	1.595	0.346
5	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk1 + \gamma_q \cdot \psi_o \cdot Qk2$	Breve	0.90	-2.963	1.041	6.047	1.311
6	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk2 + \gamma_q \cdot \psi_o \cdot Qk1$	Breve	0.90	-2.260	0.794	4.612	0.999
7	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qki + \gamma_q \cdot \psi_o \cdot Qk1 + \gamma_q \cdot \psi_o \cdot Qk4$	Breve	0.90	-2.423	0.851	4.945	1.072
8	$Gk + 0.2 \times Qk1 + AedX$	Accidentale	1.00	-0.182	0.184	1.064	0.230
9	$Gk + 0.2 \times Qk1 + AedY$	Accidentale	1.00	-0.499	0.175	1.019	0.221
	Valori massimi			-2.963	1.041	6.047	1.311

Verifica della sezione Puntone, elementi: 2

Puntone, elementi: 2, Combinazione di carico No 5

Trazione parallela alla fibratura, Ft0d=0.937 kN (EC5 §6.1.2)

Sezione rettangolare, $b=136\text{ mm}$, $h=136\text{ mm}$, $A= 18\ 496\text{ mm}^2$
Coefficiente di correzione $K_{mod}=0.90$ (T.4.4.IV), Coefficiente del materiale $\bar{\alpha}_m=1.50$ (T.4.4.III)
 $f_{t0k}=14.00\text{ N/mm}^2$, $f_{t0d}=K_{mod} \cdot f_{t0k}/\gamma_M=0.90 \times 14.00/1.50=8.40\text{N/mm}^2$ (EC5 Eq.2.14)
 $F_{t0d}=0.937\text{ kN}$, $\sigma_{t0d}=F_{t0d}/A_{\text{netto}}=1000 \times 0.937/18496=0.05\text{N/mm}^2 < 8.40\text{N/mm}^2=f_{t0d}$ (Eq.6.1)
La verifica è soddisfatta

Puntone, elementi: 2, Combinazione di carico No 5

Compressione parallela alla fibratura, Fc0d=-2.667 kN (EC5 §6.1.4)

Sezione rettangolare, $b=136\text{ mm}$, $h=136\text{ mm}$, $A= 18\ 496\text{ mm}^2$
Coefficiente di correzione $K_{mod}=0.90$ (T.4.4.IV), Coefficiente del materiale $\bar{\alpha}_m=1.50$ (T.4.4.III)
 $f_{c0k}=21.00\text{ N/mm}^2$, $f_{c0d}=K_{mod} \cdot f_{c0k}/\gamma_M=0.90 \times 21.00/1.50=12.60\text{N/mm}^2$ (EC5 Eq.2.14)
 $F_{c0d}=-2.667\text{ kN}$, $\sigma_{c0d}=F_{c0d}/A_{\text{netto}}=1000 \times 2.667/18496=0.14\text{N/mm}^2 < 12.60\text{N/mm}^2=f_{c0d}$ (Eq.6.2)

La verifica è soddisfatta

Puntone, elementi: 2 , Combinazione di carico No 5

Taglio, Fv=5.442 kN (EC5 §6.1.7)

Sezione rettangolare, bef=0.67x136=91 mm, h=136 mm, A= 12 376 mm²

Coefficiente di correzione Kmod=0.90 (T.4.4.IV), Coefficiente del materiale $\bar{\alpha}_m=1.50$ (T.4.4.III)

f_{vk}=2.50 N/mm², f_{vd}=Kmod·f_{vk}/γ_M=0.90x2.50/1.50=1.50N/mm² (EC5 Eq.2.14)

Fv=5.442 kN, v_{0d}=1.50Fv_{0d}/A_{netto}=1000x1.50x5.442/12376=0.66N/mm² < 1.50N/mm²=f_{v0d} (Eq.6.13)

La verifica è soddisfatta

Puntone, elementi: 2 , Combinazione di carico No 5

Flessione, Myd=1.179 kNm, Mzd=0.000 kNm (EC5 §6.1.6)

Sezione rettangolare, b=136mm, h=136mm, A=1.850E+004mm², Wy=4.192E+005mm³, Wz=4.192E+005mm³

Coefficiente di correzione Kmod=0.90 (T.4.4.IV), Coefficiente del materiale $\bar{\alpha}_m=1.50$ (T.4.4.III)

f_{myk}=24.00 N/mm², f_{myd}=Kmod·f_{myk}/γ_M=0.90x24.00/1.50=14.40N/mm²

f_{mzk}=24.00 N/mm², f_{mzd}=Kmod·f_{mzk}/γ_M=0.90x24.00/1.50=14.40N/mm²

Sezione rettangolare Km=0.70 (EC5 §6.1.6.(2))

o_{myd}=Myd/W_{my}, netto=1E+06x1.179/4.192E+005= 2.81 N/mm²

o_{mzd}=Mzd/W_{mz}, netto=1E+06x0.000/4.192E+005= 0.00 N/mm²

o_{myd}/f_{myd}+K_m·o_{mzd}/f_{mzd}=0.195+0.000= 0.20 < 1 (EC5 Eq.6.11)

K_m·o_{myd}/f_{myd}+o_{mzd}/f_{mzd}=0.137+0.000= 0.14 < 1 (EC5 Eq.6.12)

La verifica è soddisfatta

Puntone, elementi: 2 , Combinazione di carico No 5

Flessione e compressione assiale combinate, Fc0d=-2.667kN, Myd=1.179kNm, Mzd=0.000kNm (§6.2.4)

Sezione rettangolare, b=136mm, h=136mm, A=1.850E+004mm², Wy=4.192E+005mm³, Wz=4.192E+005mm³

Coefficiente di correzione Kmod=0.90 (T.4.4.IV), Coefficiente del materiale $\bar{\alpha}_m=1.50$ (T.4.4.III)

f_{c0k}=21.00 N/mm², f_{c0d}=Kmod·f_{c0k}/γ_M=0.90x21.00/1.50=12.60N/mm²

f_{myk}=24.00 N/mm², f_{myd}=Kmod·f_{myk}/γ_M=0.90x24.00/1.50=14.40N/mm²

f_{mzk}=24.00 N/mm², f_{mzd}=Kmod·f_{mzk}/γ_M=0.90x24.00/1.50=14.40N/mm²

Sezione rettangolare Km=0.70 (EC5 §6.1.6.(2))

o_{c0d}=F_{c0d}/A_{netto}=1000x2.667/18496= 0.14 N/mm²

o_{myd}=Myd/W_{my}, netto=1E+06x1.179/4.192E+005= 2.81 N/mm²

o_{mzd}=Mzd/W_{mz}, netto=1E+06x0.000/4.192E+005= 0.00 N/mm²

(o_{c0d}/f_{c0d})²+o_{myd}/f_{myd}+K_m·o_{mzd}/f_{mzd}=0.000+0.195+0.000= 0.20 < 1 (EC5 Eq.6.19)

(o_{c0d}/f_{c0d})²+K_m·o_{myd}/f_{myd}+o_{mzd}/f_{mzd}=0.000+0.137+0.000= 0.14 < 1 (EC5 Eq.6.20)

La verifica è soddisfatta

Puntone, elementi: 2 , Combinazione di carico No 5

Stabilità a pressoflessione, Fc0d=-2.667kN, Myd=1.179kNm, Mzd=0.000kNm (EC5 §6.3.2)

Sezione rettangolare, b=136mm, h=136mm, A=1.850E+004mm², Wy=4.192E+005mm³, Wz=4.192E+005mm³

Coefficiente di correzione Kmod=0.90 , Coefficiente del materiale γ_M=1.50, E005=7400MPa)

f_{c0k}=21.00 N/mm², f_{c0d}=Kmod·f_{c0k}/γ_M=0.90x21.00/1.50=12.60N/mm²

f_{myk}=24.00 N/mm², f_{myd}=Kmod·f_{myk}/γ_M=0.90x24.00/1.50=14.40N/mm²

f_{mzk}=24.00 N/mm², f_{mzd}=Kmod·f_{mzk}/γ_M=0.90x24.00/1.50=14.40N/mm²

Sezione rettangolare Km=0.70 (EC5 §6.1.6.(2))

o_{c0d}=F_{c0d}/A_{netto}=1000x2.667/18496= 0.14 N/mm²

o_{myd}=Myd/W_{my}, netto=1E+06x1.179/4.192E+005= 2.81 N/mm²

o_{mzd}=Mzd/W_{mz}, netto=1E+06x0.000/4.192E+005= 0.00 N/mm²

Lunghezza libera di inflessione

S_{ky}= 1.00x0.668=0.668 m= 668 mm (più sfavorevole)

S_{kz}= 0.45x0.668=0.300 m= 300 mm(lunghezza efficace/lunghezza totale=0.30/0.67=0.45)

Snellezza

i_y=(I_y/A)^{1/2}=0.289x 136= 39 mm, λ_y= 668/ 39= 17.13

i_z=(I_z/A)^{1/2}=0.289x 136= 39 mm, λ_z= 300/ 39= 7.69

Tensioni critiche

o_c,crit_y=π²E005/λ_y²= 248.90 N/mm², λ_{rel,y}=(f_{c0k}/o_c,crit_y)^{1/2}= 0.29 (EC5 Eq.6.21)

o_c,crit_z=π²E005/λ_z²= 1235.03 N/mm², λ_{rel,z}=(f_{c0k}/o_c,crit_z)^{1/2}= 0.13 (EC5 Eq.6.22)

β_c=0.20 (legno massiccio)

k_y=0.5[1+β_c(λ_{rel,y}-0.3)+λ_{rel,y}]= 0.50, K_{c,y}=1/(k_y+(k_y²-λ_{rel,y}²)^{1/2})=1.000 (Eq.6.27 6.25)

k_z=0.5[1+β_c(λ_{rel,z}-0.3)+λ_{rel,z}]= 0.50, K_{c,z}=1/(k_z+(k_z²-λ_{rel,z}²)^{1/2})=1.000 (Eq.6.28 6.26)

(o_{c0d}/f_{c0d})²+o_{myd}/f_{myd}+K_m·o_{mzd}/f_{mzd}=0.000+0.195+0.000= 0.20 < 1

(o_{c0d}/f_{c0d})²+K_m·o_{myd}/f_{myd}+o_{mzd}/f_{mzd}=0.000+0.137+0.000= 0.14 < 1

o_{c0d}/(K_{c,y}·f_{c0d})+o_{myd}/f_{myd}+K_m·o_{mzd}/f_{mzd}=0.011+0.195+0.000= 0.21 < 1 (EC5 Eq.6.23)

o_{c0d}/(K_{c,z}·f_{c0d})+K_m·o_{myd}/f_{myd}+o_{mzd}/f_{mzd}=0.011+0.137+0.000= 0.15 < 1 (EC5 Eq.6.24)

La verifica è soddisfatta

Puntone, elementi: 2 , Combinazione di carico No 5

Stabilità laterale, Myd=1.179 kNm, Mzd=0.000 kNm (EC5 §6.3.3)

Sezione rettangolare, b=136mm, h=136mm, A=1.850E+004mm², Wy=4.192E+005mm³, Wz=4.192E+005mm³

Coefficiente di correzione Kmod=0.90 (T.4.4.IV), Coefficiente del materiale $\bar{\alpha}_m=1.50$ (T.4.4.III)

f_{c0k}=21.00 N/mm², f_{c0d}=Kmod·f_{c0k}/γ_M=0.90x21.00/1.50=12.60N/mm²

f_{myk}=24.00 N/mm², f_{myd}=Kmod·f_{myk}/γ_M=0.90x24.00/1.50=14.40N/mm²

f_{mzk}=24.00 N/mm², f_{mzd}=Kmod·f_{mzk}/γ_M=0.90x24.00/1.50=14.40N/mm²

Sezione rettangolare Km=0.70 (EC5 §6.1.6.(2))

o_{myd}=Myd/W_{my}, netto=1E+06x1.179/4.192E+005= 2.81 N/mm²

o_{mzd}=Mzd/W_{mz}, netto=1E+06x0.000/4.192E+005= 0.00 N/mm²

Lunghezza libera di inflessione

S_{ky}= 1.00x0.668=0.668 m= 668 mm (più sfavorevole)

S_{kz}= 0.45x0.668=0.300 m= 300 mm(lunghezza efficace/lunghezza totale=0.30/0.67=0.45)

Snellezza

i_y=(I_y/A)^{1/2}=0.289x 136= 39 mm, λ_y= 668/ 39= 17.13

i_z=(I_z/A)^{1/2}=0.289x 136= 39 mm, λ_z= 300/ 39= 7.69

o_m,crit=0.78.b²·E005/(h·L_{ef})=0.78x136²x 7400/(136x668)=1174.86N/mm² (EC5 Eq.6.32)

o_m,crit=0.78.b²·E005/(h·L_{ef})=0.78x136²x 7400/(136x300)=2616.64N/mm² (EC5 Eq.6.32)

Tensioni critiche

o_m,crit_y= 1174.86 N/mm², λ_{rel,my}=(f_{myk}/o_m,crit_y)^{1/2}= 0.14 (EC5 Eq.6.30)

o_m,crit_z= 2616.64 N/mm², λ_{rel,mz}=(f_{mzk}/o_m,crit_z)^{1/2}= 0.10 (EC5 Eq.6.30)

λ_{rel,my}=0.14, (λ_{rel}≤0.75), K_{crit,y}=1.00 (EC5 Eq.6.34)

λ_{rel,mz}=0.10, (λ_{rel}≤0.75), K_{crit,z}=1.00 (EC5 Eq.6.34)

$$\sigma_{myd} / (K_{crity} \cdot f_{myd}) + K_m \cdot \sigma_{mzd} / (K_{critz} \cdot f_{mzd}) = 0.195 + 0.000 = 0.20 < 1 \quad (\text{EC5 Eq.6.33})$$

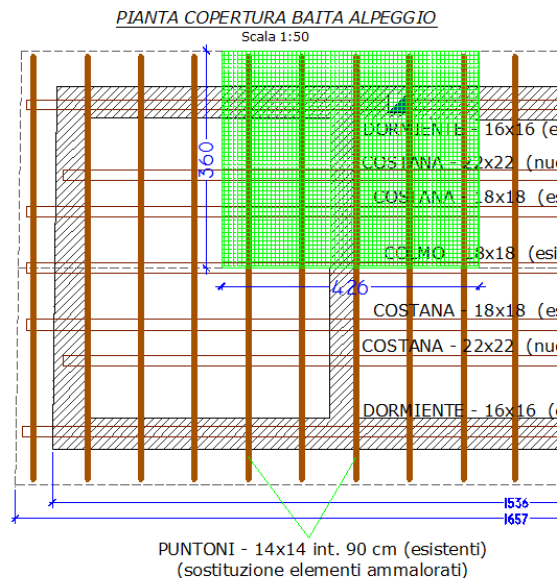
$$K_m \cdot \sigma_{myd} / (K_{crity} \cdot f_{myd}) + \sigma_{mzd} / (K_{critz} \cdot f_{mzd}) = 0.137 + 0.000 = 0.14 < 1 \quad (\text{EC5 Eq.6.33})$$

La verifica è soddisfatta

Tensione di traz. trascurabile, verifica flessi.-trazione combinate non necessaria (EC5 §6.2.3)

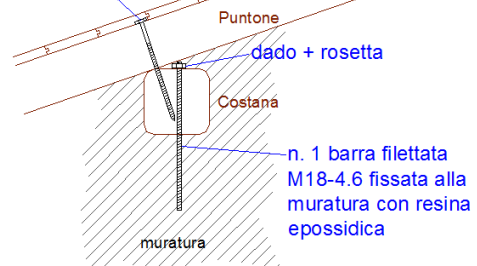
VERIFICA NODI

VERIFICA ANCORAGGIO NUOVA COSTANA - MURO



COLLEGAMENTO PUNTONE - NUOVA COSTANA - MURO

Collegamento tramite
n. 2 viti strutturali da
legno ø 8



TAGLIO MASSIMO AGENTE SULLA BARRA FILETTATA:

Masse agenti:

Orditura	60 kg/mq
Lose	180 kg/mq
Neve	800 kg/mq
Totale	1040 kg/mq

Massa agente =

$$= 3.60 \times 4.26 \text{ mq} \times 1040 \text{ kg/mq} \times 1.5 \text{ (coeff. variabili)} = 23.924,00 \text{ Kg}$$

Forza sismica di taglio agente = $F = m \times a =$

$$= 23.924,00 \times 1,2459 \text{ (9,81/10)} = \mathbf{29.240,00 \text{ N}}$$

TAGLIO MASSIMO SOPPORTATO DALLE BARRE FILETTATE:

Barre filettate classe 4.6

$F_{yb} = 240 \text{ N/mm}^2$ (tensione di snervamento)

$F_{tb} = 400 \text{ N/mm}^2$ (tensione di rottura)

$F_{v,rd}$ = resistenza a taglio delle barre [N]

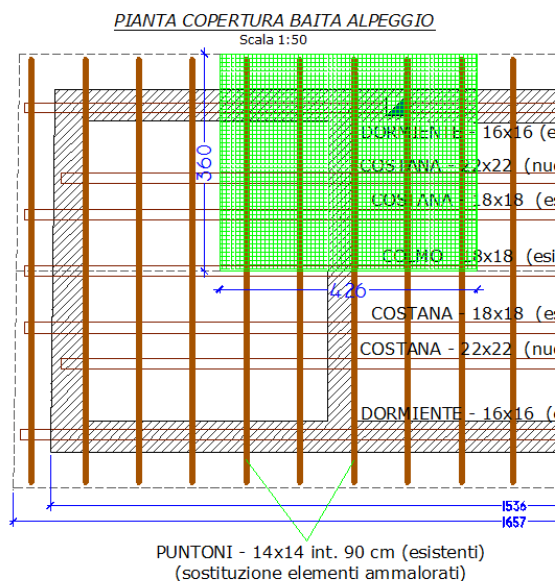
$$F_{v,rd} = 0.6 \times F_{tb} \times A_{res} / \gamma_{M2}$$

$A_{res} \text{ } \phi 18 \text{ mm} = 192 \text{ mm}^2$ (parte filettata)

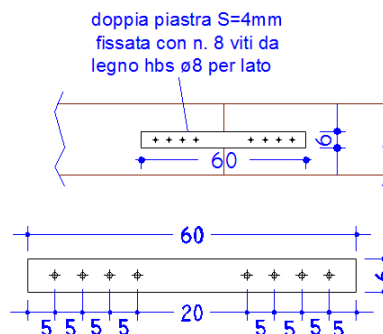
$\gamma_{M2} = 1.25$ (tab. 4.2.XII)

$$F_{v,rd} = 0.6 \times 400 \times 192 / 1.25 = \mathbf{36.864,00 \text{ N} > 29.240,00 \text{ N} - \text{VERIFICATO} -}$$

VERIFICA UNIONE COSTANE



COLLEGAMENTI: UNIONE COLMI, COSTANE e DORMIENTI



TRAZIONE MASSIMA AGENTE:

Masse agenti:

Orditura	60 kg/mq
Lose	180 kg/mq
Neve	800 kg/mq
Totale	1040 kg/mq

Massa agente =

$$= 3.60 \times 4.26 \text{ mq} \times 1040 \text{ kg/mq} \times 1.5 \text{ (coeff. variabili)} = 23.924,00 \text{ Kg}$$

Forza sismica di trazione agente = $F = m \times a =$

$$= 23.924,00 \times 1,2459 \text{ (9,81/10)} = \mathbf{29.240,00 \text{ N}}$$

TRAZIONE MASSIMA SOPPORTATA DALLA PIASTRA:

Piastra S = 4mm - Acciaio S235

$F_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2$ (tensione di snervamento)

$F_{tk} = 360 \text{ N/mm}^2$ (tensione di rottura)

$F_{yd} = F_{yk} / \gamma_M = 235 / 1.25 = 188 \text{ N/mm}^2$ (tensione calcolo di snervamento)

$F_{v,rd}$ = forza resistenza a trazione della piastra [N]

$F_{v,rd} = F_{yd} \times A_{res}$

$A_{res} = 60 \times 4 \text{ mm} = 240 \text{ mm}^2 \times 2 \text{ piastre} = 480 \text{ mm}^2$

$F_{v,rd} = 188 \text{ N/mm}^2 \times 480 \text{ mm}^2 = \mathbf{90.240,00 \text{ N} > 29.240,00 \text{ N} - \text{VERIFICATO} -}$

TAGLIO MASSIMO SOPPORTATO DALLE VITI:

UNIONI CON VITI, Connessioni acciaio-legno doppia sezione resistente
(UNI EN1995-1-1:2009, §8.3.1.4)

Proprietà dei materiali (NTC-DM2018, §4.4)

Classe del legno : C24

Classe di servizio : Classe 1, umidità $\leq 12\%$ (§4.4.5)

Coefficiente del materiale $\gamma_M = 1.50$ (DM2018 T.4.4.III)

Classe di durata del carico: Permanente (Tab.4.4.I)

Proprietà della sezione

Spessore del legname $d=220.0$ mm, spessore della piastra in acciaio $t=4.0$ mm

Profili prestazionali caratteristici del legname (NTC-DM2018, §3)

Coefficiente di correzione $K_{mod}=0.60$ (DM2018 T.4.4.IV)

Coefficiente del materiale $\alpha_M=1.50$ (DM2018 T.4.4.III)

$f_{t0k}=14.00$ N/mm², $f_{t0d}=K_{mod} \cdot f_{t0k} / \gamma_M = 0.60 \times 14.00 / 1.50 = 5.60$ N/mm² (EC5 Eq.2.14)

Proprietà dei viti (UNI EN1995-1-1:2009 §8.7.1)

Diametro dei viti $d=8.0$ mm, lunghezza dei viti $l=100$ mm, $l_{ef}=32$ mm,

diametro rondella ≥ 24.0 mm spessore ≥ 2.4 mm, con preforatura.

Valori caratteristici della resistenza a rifollamento (UNI EN1995-1-1:2009 §8.5.1.1)

$f_{hk2}=0.082(1-0.01d) \rho_k=26.40$ N/mm², ($\rho_k=350$ kg/m³, $d=8.0$ mm) (EN1995-1-1 Eq.8.32)

Momento caratteristico di snervamento (UNI EN1995-1-1:2009 §8.5.1.1)

$M_{yk}=0.30 f_{uk} \cdot d^2 \cdot l = 0.30 \times 400 \times 7.2^2 \cdot 2.6 = 20335$ Nmm ($f_{uk}=400$ N/mm², $d_{ef}=0.9d$) (EN1995-1-1 Eq.8.30)

Resistenza caratteristica a taglio dei viti -Unione a doppia sezione resistente (EC5 §8.2.3)

$t_2=220.0$ mm, Spessore della piastra in acciaio $t=4.0 \leq 0.5d=0.5 \times 8.0=4.0$ mm

F_{vrk} =il minore tra i valori (UNI EN1995-1-1:2009 Eq.8.12(j), 8.12(k))

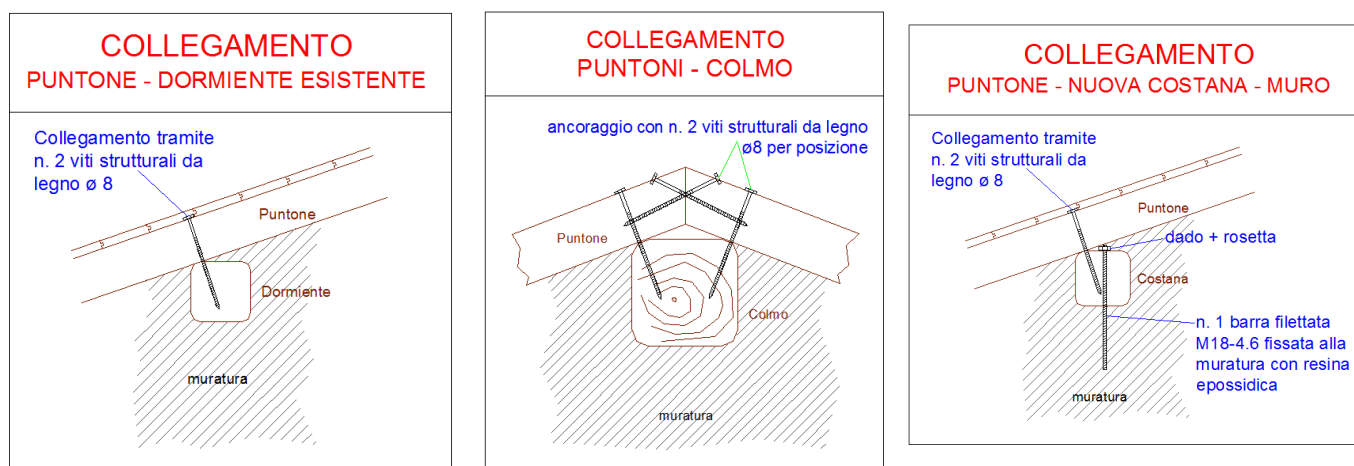
$0.50 f_{hk} \cdot t_2 \cdot d = 23.232$ kN

$1.15 [2 M_{yk} \cdot f_{hk} \cdot d]^{\frac{1}{2}} = 3.370$ kN

Resistenza caratteristica dei viti $R_d = 2 K_{mod} \cdot F_{vrk} / \gamma_M = 2 \times 0.60 \times 3.370 / 1.50 = 2.696$ kN

METTENDO IN OPERA 16 VITI = $2.696,00$ N $\times$ 16 = $43.136,00$ N $>$ $29.240,00$ N - VERIFICATO

CONNESSIONE PUNTONE A DORMIENTE, COLMO E COSTANE



TAGLIO MASSIMO AGENTE SULLE VITI:

Masse agenti:

Orditura 50 kg/mq

Lose 180 kg/mq

Neve 800 kg/mq

Totale 1030 kg/mq

Massa agente =

= 0.90×3.60 mq $\times$ 1030 kg/mq $\times$ 1.5 (coeff. variabili) = 5.006,00 Kg

Forza sismica di taglio agente = $F = m \times a =$

= $5.006,00 \times 1,2459$ (9,81/10) = **6.118,00 N**

TAGLIO MASSIMO SOPPORTATO DALLE VITI:

UNIONI CON VITI, Connessioni legno-legno singola sezione resistente

(UNI EN1995-1-1:2009, §8.3.1.2)

Proprietà dei materiali (NTC-DM2018, §4.4)

Classe del legno : C24
Classe di servizio : Classe 1, umidità $\leq 12\%$ (§4.4.5)
Coefficiente del materiale $\alpha_M = 1.50$ (DM2018 T.4.4.III)
Classe di durata del carico: Permanente (Tab.4.4.I)

Proprietà della sezione

Spessore dell'elemento $t_1 = 140.0$ mm, $d = 180.0$ mm

Profili prestazionali caratteristici del legname (NTC-DM2018, §3)

Coefficiente di correzione $K_{mod} = 0.60$ (DM2018 T.4.4.IV)
Coefficiente del materiale $\alpha_M = 1.50$ (DM2018 T.4.4.III)
 $f_{t0k} = 14.00$ N/mm², $f_{t0d} = K_{mod} \cdot f_{t0k} / \gamma_M = 0.60 \times 14.00 / 1.50 = 5.60$ N/mm² (EC5 Eq.2.14)

Proprietà dei viti (UNI EN1995-1-1:2009 §8.7.1)

Diametro dei viti $d = 8.0$ mm, lunghezza dei viti $l = 250$ mm, $l_{ef} = 32$ mm,
diametro rondella ≥ 24.0 mm spessore ≥ 2.4 mm, con preforatura.

Valori caratteristici della resistenza a rifollamento (UNI EN1995-1-1:2009 §8.5.1.1)

$f_{hk} = 0.082(1 - 0.01d) \rho_k = 26.40$ N/mm², ($\rho_k = 350$ kg/m³, $d = 8.0$ mm) (EN1995-1-1 Eq.8.32)

Momento caratteristico di snervamento (UNI EN1995-1-1:2009 §8.5.1.1)

$M_{yrk} = 0.30 f_{uk} \cdot d^2 \cdot l = 0.30 \times 400 \times 7.2^2 \cdot 250 = 20335$ Nmm ($f_{uk} = 400$ N/mm², $d_{ef} = 0.9d$) (EN1995-1-1 Eq.8.30)

Resistenza caratteristica a taglio dei viti -Unione ad una sezione resistente (EC5 §8.2.2)

$t_1 = 140.0$ mm, t_2 (profondità di viti) $= 110.0$ mm, $\beta = f_{h2d} / f_{h1d} = 26.40 / 26.40 = 1.00$
 $F_{vrk} = \text{il minore tra i valori (UNI EN1995-1-1:2009 Eq.8.6(a) ... 8.6(f))}$
 $f_{hk} \cdot t_1 \cdot d = 0.001 \times 26.40 \times 140.0 \times 8.0 = 29.568$ kN
 $f_{hk} \cdot t_2 \cdot d = 0.001 \times 26.40 \times 110.0 \times 8.0 = 23.232$ kN
 $(f_{hk} \cdot t_1 \cdot d / (1 + \beta)) [(\beta + 2\beta^2 [1 + t_2/t_1 + (t_2/t_1)^2] + \beta^3 (t_2/t_1)^2)^{1/2} - \beta (1 + t_2/t_1)] = 11.069$ kN
 $1.05 (f_{hk} \cdot t_1 \cdot d / (2 + \beta)) [(2\beta (1 + \beta) + 4\beta (2 + \beta) M_{yrk} / (f_{h1d} \cdot d \cdot t_1^2))^{1/2} - \beta] = 10.501$ kN
 $1.05 (f_{hk} \cdot t_2 \cdot d / (1 + 2\beta)) [(2\beta^2 (1 + \beta) + 4\beta (1 + 2\beta) M_{yrk} / (f_{h1d} \cdot d \cdot t_2^2))^{1/2} - \beta] = 8.324$ kN
 $1.15 [2\beta / (1 + \beta)]^{1/2} [2 M_{yrk} \cdot f_{h1d} \cdot d]^{1/2} = 3.370$ kN

Resistenza caratteristica dei viti $R_d = K_{mod} \cdot F_{vrk} / \gamma_M = 0.60 \times 3.370 / 1.50 = 1.348$ kN

N. 8 viti = $1.348,00 \times 8 = 10.784,00$ N > $6.118,00$ N - VERIFICATO