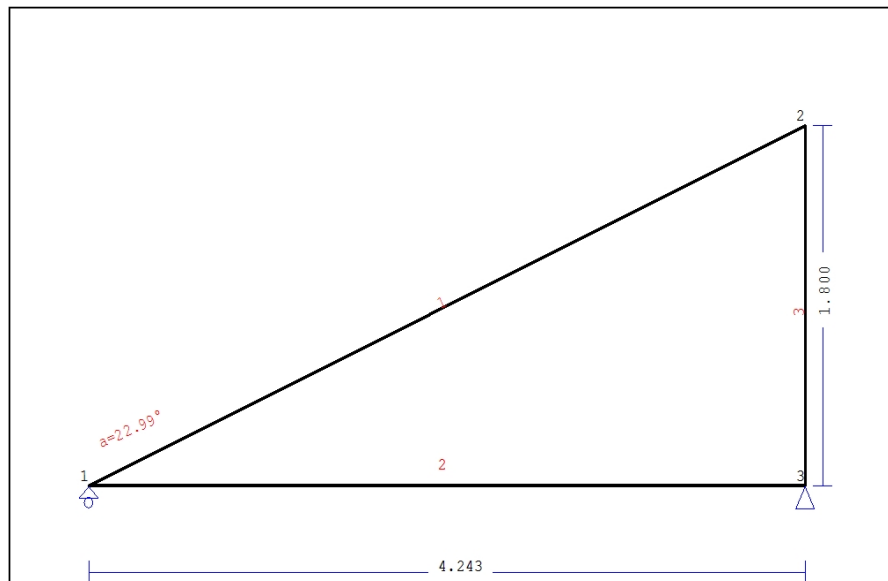


1. PADIGLIONE-01-3

Tetto con capriate monofalda



1.1. Descrizione tecnica

1.1.1. Tipologia costruttiva

Tetto in legno D40. La tipologia della capriata è illustrata nel disegno soprastante.

Luce della capriata 4.243m, altezza 1.800m, inclinazione 22.99°, interasse delle capriate 1.061m

Assito costituito da legno di classe C22, spessore 20 mm

Travetti in legno di classe C22, con dimensioni 75x130 mm, ad interasse 0.300 m

Sezione degli elementi della capriata BxH [mm]

Elementi 1, sezione 75x225 [mm]

Elementi 2, sezione 75x225 [mm]

Elementi 3, sezione 75x225 [mm]

Volume della capriata =0.180 m³, peso proprio della capriata =0.970 kN

1.1.2. Normative di calcolo

Norme Tecniche per le Costruzioni (DM2008)

UNI EN1990-1-1:2004, Eurocodice 0 Parte 1-1, Basi di calcolo

UNI EN1991-1-1:2004, Eurocodice 1 Parte 1-1, Azioni sulle strutture

DM2008, §3.4, Azioni della neve

DM2008, §3.3, Azioni del vento

UNI EN1995-1-1:2009, Eurocodice 5 Parte 1-1, Progettazione delle strutture di legno

1.1.3. Metodo di calcolo

Gli sforzi interni alla capriata sono calcolati mediante analisi ad elementi finiti. La capriata è considerata come un elemento trave reticolare a due dimensioni. La rigidità delle unioni è modulata secondo il grado desiderato di rigidità. Per calcolare il valore di progetto degli sforzi interni, gli sforzi interni sono dapprima calcolati come sforzi unitari e successivamente, dalle loro combinazioni si ottengono gli sforzi interni nelle varie condizioni di carico. 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 viti 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.

1.1.4. Proprietà dei materiali (capriata) (NTC-DM2008, §4.4)

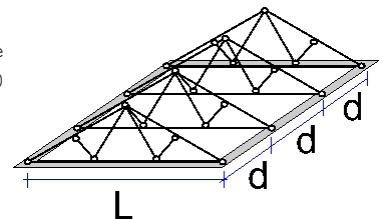
Classe del legno : D40

Classe di servizio : Classe 1, umidità $\leq 12\%$ (DM2008 §4.4.5)Coefficiente del materiale $\gamma_M=1.50$ (DM2008 T.4.4.III)**Valori caratteristici del legname** $f_{mk} = 40.0 \text{ MPa}$, $f_{t0k} = 24.0 \text{ MPa}$, $f_{t90k} = 0.6 \text{ MPa}$ $f_{c0k} = 26.0 \text{ MPa}$, $f_{c90k} = 8.3 \text{ MPa}$, $f_{vk} = 4.0 \text{ MPa}$ $E_{0m} = 13000 \text{ MPa}$, $E_{005} = 10900 \text{ MPa}$, $E_{90m} = 860 \text{ MPa}$ $G_m = 810 \text{ MPa}$, $\rho_k = 550 \text{ Kg/m}^3$ **1.1.5. Proprietà dei materiali (legname, finitura) (NTC-DM2008, §4.4)**

Classe del legno : C22

Classe di servizio : Classe 1, umidità $\leq 12\%$ (DM2008 §4.4.5)Coefficiente del materiale $\gamma_M=1.50$ (DM2008 T.4.4.III)**Valori caratteristici del legname** $f_{mk} = 22.0 \text{ MPa}$, $f_{t0k} = 13.0 \text{ MPa}$, $f_{t90k} = 0.4 \text{ MPa}$ $f_{c0k} = 20.0 \text{ MPa}$, $f_{c90k} = 2.4 \text{ MPa}$, $f_{vk} = 3.8 \text{ MPa}$ $E_{0m} = 10000 \text{ MPa}$, $E_{005} = 6700 \text{ MPa}$, $E_{90m} = 330 \text{ MPa}$ $G_m = 630 \text{ MPa}$, $\rho_k = 340 \text{ Kg/m}^3$ **1.1.6. Proprietà dei materiali (legname, travetti) (NTC-DM2008, §4.4)**

Classe del legno : C22

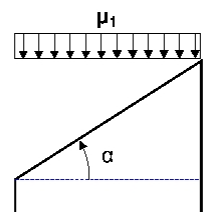
Classe di servizio : Classe 1, umidità $\leq 12\%$ (DM2008 §4.4.5)Coefficiente del materiale $\gamma_M=1.50$ (DM2008 T.4.4.III)**Valori caratteristici del legname** $f_{mk} = 22.0 \text{ MPa}$, $f_{t0k} = 13.0 \text{ MPa}$, $f_{t90k} = 0.4 \text{ MPa}$ $f_{c0k} = 20.0 \text{ MPa}$, $f_{c90k} = 2.4 \text{ MPa}$, $f_{vk} = 3.8 \text{ MPa}$ $E_{0m} = 10000 \text{ MPa}$, $E_{005} = 6700 \text{ MPa}$, $E_{90m} = 330 \text{ MPa}$ $G_m = 630 \text{ MPa}$, $\rho_k = 340 \text{ Kg/m}^3$ **1.1.7. Carichi distribuiti sulla copertura**Carico permanente del manto di copertura $G_e = 0.500 \text{ kN/m}^2$ (Tegole)Travetti, assito, isolamento $G_t = 0.100 \text{ kN/m}^2$ $G_e + G_t = 0$ Peso del controsoffitto del tetto $G_c = 0.000 \text{ kN/m}^2$ Carico della neve sul terreno $S_k = 1.500 \text{ kN/m}^2$ Pressione del vento sulle superfici vert. $Q_w = 0.754 \text{ kN/m}^2$ Carico (categoria H) $Q_i = 0.500 \text{ kN/m}^2$ **1.2. Azioni della neve (DM2008, §3.4)**Carico neve al suolo S_k (DM2008, §3.4.2)

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

Zona climatica : I , altitudine del suolo sul livello del mare = 200 m

 $s_{sk} = 1.500 \text{ kN/m}^2$ ($s = 200 \leq 200 \text{ m}$)Valore di riferimento del carico neve al suolo: $s_k = q_{ref}(T) = 1.500 \text{ kN/m}^2$

Carico neve sulla copertura (DM2008, §3.4.5)

Inclinazione del tetto : $\alpha = 22.988^\circ$ Coefficiente di esposizione : $C_e = 1.000$ (DM2008 §5.2(7))Coefficiente termico : $C_t = 1.000$ (DM2008 §5.2(8))Fattori di forma, $\alpha = 22.99^\circ$, $\mu_1 = 0.800$ (Tab. 3.4.II)

Azioni della neve (DM2008, §3.4.8.2)

 $S_1 = \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k = 0.800 \times 1.000 \times 1.000 \times 1.500 = 1.200 \text{ kN/m}^2$

1.3. Azioni del vento (DM2008 §3.3)

Pressione del vento $q_b(z)=C_e(z) \cdot V_b^2/1.6$ (DM2008 §3.3.6)

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

Zona: I, $V_b=25.00\text{m/s}$ ($a_s=500 < a_o=1000\text{m}$), $V_b=25\text{m/s}$, $a_o=1000\text{m}$, $K_a=0.012(1/\text{s})$ (Tab. 3.3.I)

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

Classe di rugosità del terreno= D, $10\text{km} < \text{distanza costa} \leq 30\text{km}$, altitudine di riferimento=500m

Categorie di esposizione del sito: II, $k_r=0.19$, $z_o=0.05\text{m}$, $z_{\min}=4.00\text{m}$ (Tab.3.3.II)

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

Coefficiente di esposizione: $C_e=0.19^2 \times 1.000 \times \ln(5/0.05) \times [7 + 1.000 \times \ln(5/0.05)] = 1.929$ (§3.3.7)

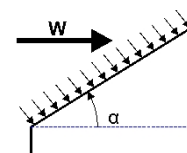
Pressione del vento sulla superficie verticale: $Q_{\text{ref}} \cdot C_e = 0.001 \times (25.00^2/1.6) \times 1.929 = 0.754\text{kN/m}^2$

Pressione del vento $p_f=C_p \cdot q_b$ (DM2008, §3.3.7.1)

Coefficiente di forma C_p (DM2008 §3.3.7.1)

Con inclinazione $\alpha=22.99^\circ$, $C_p=-0.31$

Pressione del vento $p_f=-0.234\text{ kN/m}^2$



1.4. Progettazione della capriata**Caratteristiche geometriche della capriata**

Lunghezza $L=4.243$ m, altezza $H=1.800$ m, interasse capriate $d=1.061$ m
 Inclinazione $=42.42\%$, angolo $\alpha=22.99^\circ$, $\tan\alpha=0.424$, $\sin\alpha=0.391$, $\cos\alpha=0.921$
 Numero dei nodi = 3, numero degli elementi =3, numero degli appoggi =2

Coordinate dei nodi**Caratteristiche degli elementi della capriata**

Nodo	x[m]	y[m]	Sup.	Elemento	K1	K2	b x h [mm]	L [m]	A [mm ²]	I _y [mm ⁴]	W _y [mm ³]
1	0.000	0.000	01	1	1	2	75x225	4.609	1.688E+004	7.119E+007	6.328E+005
2	4.243	1.800		2	1	3	75x225	4.243	1.688E+004	7.119E+007	6.328E+005
3	4.243	0.000	11	3	3	2	75x225	1.800	1.688E+004	7.119E+007	6.328E+005

Carico lineare per capriata

Massa volumica del legname =550.00 kg/m³, peso proprio della capriata =0.970 kN
 Interasse delle capriate $d=1.06$ m, peso delle unioni delle capriate =0.097 kN

Carico lineare permanente (kN/m) sulle capriate

Manto di copertura +peso proprio $Gk1= 0.888$ kN/m
 Controsoffitto del tetto $Gk2= 0.000$ kN/m

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

Sovraccario $Qki= 0.50 \times 1.061 = 0.530$ kN/m
 Carico neve $Qk1= 1.273$ kN/m
 Carico da vento $Qk2=-0.248$ kN/m

Azioni sismiche dovute alle azioni accidentali (kN/m), sulle capriate

AeX Sismica $qh=0.053 \times (G+0.20 \times Qk1)$
 AeY Sismica $qv=0.006 \times (G+0.20 \times Qk1)$

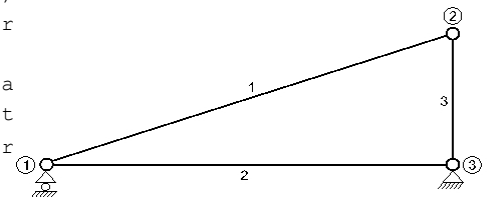
Combinazioni di carico di progetto

($\gamma_g=1.30$, $\gamma_q=1.50$, ψ_0 (di esercizio Qf)=0.70, ψ_0 (neve $Q1$)=0.70, ψ_0 (vento $Q2$)=0.60)

L.C.	Azioni permanenti-Variabili	Classe di durata
1	$\gamma_g.Gk$	Permanente
2	$\gamma_g.Gk+\gamma_q.Qk1$	Breve
3	$\gamma_g.Gk+\gamma_q.Qk2$	Breve
4	$\gamma_g.Gk+\gamma_q.Qki$	Breve
5	$\gamma_g.Gk+\gamma_q.Qk1+\gamma_q.\psi_0.Qk2$	Breve
6	$\gamma_g.Gk+\gamma_q.Qk2+\gamma_q.\psi_0.Qk1$	Breve
7	$\gamma_g.Gk+\gamma_q.Qki+\gamma_q.\psi_0.Qk1+\gamma_q.\psi_0.Qk2$	Breve
8	$Gk + \psi_2.Qk1 + AeX$	Accidental
9	$Gk + \psi_2.Qk1 + AeY$	Accidental

1.5. Analisi statica della capriata

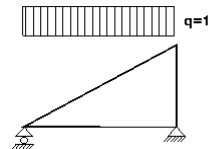
Progettazione di unioni con rigidezza ridotta (fattore 0.20)
 La capriata è progettata come struttura reticolare con una r di rigidezza delle unioni secondo il fattore sopraindicato.
 e la catena sono considerati come aste continue. La capriata viene calcolata dapprima per varie condizioni di carico unit e sulla base di questi sono calcolati gli sforzi interni per le varie condizioni di carico e combinazioni di carichi.
 Numero dei nodi = 3, numero degli elementi = 3, numero degli



1.5.1. Analisi statica per carichi unitari

Sforzi interni per carichi unitari (1 kN/m puntone sinistro verso il basso)

elem.	nodo-1	nodo-2	N1 [kN]	V1 [kN]	M1 [kNm]	N2 [kN]	V2 [kN]	M2 [kNm]
1	1	2	-0.85	1.95	0.07	0.81	-1.96	0.06
2	1	3	0.02	-0.01	0.02	0.02	-0.01	0.00
3	3	2	-2.12	0.02	0.00	-2.12	0.02	0.03



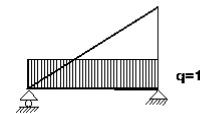
Sforzi alle estremità dell'elemento per carichi unitari (1 kN/m puntone sinistro verso il basso)

elem.	nodo-1	nodo-2	F1x [kN]	F1y [kN]	M1 [kNm]	F2x [kN]	F2y [kN]	M2 [kNm]
1	1	2	0.02	2.13	0.07	-0.02	2.12	-0.06
2	1	3	-0.02	-0.01	0.02	0.02	0.01	0.00
3	3	2	-0.02	2.12	0.00	0.02	-2.12	-0.03

(sforzi alle estremità dell'elemento nel sistema di coordinate globali x-y)

Sforzi interni per carichi unitari (1 kN/m catena verso il basso)

elem.	nodo-1	nodo-2	N1 [kN]	V1 [kN]	M1 [kNm]	N2 [kN]	V2 [kN]	M2 [kNm]
1	1	2	-0.02	0.00	0.02	-0.02	0.00	0.00
2	1	3	0.02	2.12	0.07	0.02	-2.12	0.06
3	3	2	0.00	0.02	-0.03	0.00	0.02	0.00



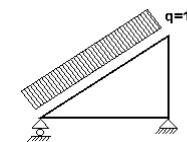
Sforzi alle estremità dell'elemento per carichi unitari (1 kN/m catena verso il basso)

elem.	nodo-1	nodo-2	F1x [kN]	F1y [kN]	M1 [kNm]	F2x [kN]	F2y [kN]	M2 [kNm]
1	1	2	0.02	0.00	0.02	-0.02	0.00	0.00
2	1	3	-0.02	2.12	0.07	0.02	2.12	-0.06
3	3	2	-0.02	0.00	-0.03	0.02	0.00	0.00

(sforzi alle estremità dell'elemento nel sistema di coordinate globali x-y)

Sforzi interni per carichi unitari (1 kN/m pressione nel puntone sinistro)

elem.	nodo-1	nodo-2	N1 [kN]	V1 [kN]	M1 [kNm]	N2 [kN]	V2 [kN]	M2 [kNm]
1	1	2	0.95	2.30	0.08	0.95	-2.31	0.07
2	1	3	-1.78	-0.01	0.03	-1.78	-0.01	0.00
3	3	2	-2.50	0.02	0.00	-2.50	0.02	0.04



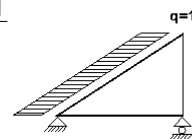
Sforzi alle estremità dell'elemento per carichi unitari (1 kN/m pressione nel puntone sinistro)

elem.	nodo-1	nodo-2	F1x [kN]	F1y [kN]	M1 [kNm]	F2x [kN]	F2y [kN]	M2 [kNm]
1	1	2	-1.78	1.75	0.08	-0.02	2.50	-0.07
2	1	3	1.78	-0.01	0.03	-1.78	0.01	0.00
3	3	2	-0.02	2.50	0.00	0.02	-2.50	-0.04

(sforzi alle estremità dell'elemento nel sistema di coordinate globali x-y)

Sforzi interni per carichi unitari (1 kN/m seismic load)

elem.	nodo-1	nodo-2	N1 [kN]	V1 [kN]	M1 [kNm]	N2 [kN]	V2 [kN]	M2 [kNm]
1	1	2	4.62	0.90	0.03	0.37	-0.90	0.03
2	1	3	-4.60	0.00	0.01	-4.60	0.00	0.00
3	3	2	-0.98	0.01	0.00	-0.98	0.01	0.02

**Sforzi alle estremità dell'elemento per carichi unitari (1 kN/m seismic load)**

elem.	nodo-1	nodo-2	F1x [kN]	F1y [kN]	M1 [kNm]	F2x [kN]	F2y [kN]	M2 [kNm]
1	1	2	-4.60	-0.97	0.03	-0.01	0.97	-0.03
2	1	3	4.60	0.00	0.01	-4.60	0.00	0.00
3	3	2	-0.01	0.98	0.00	0.01	-0.98	-0.02

(sforzi alle estremità dell'elemento nel sistema di coordinate globali x-y)

1.5.2. Forze interne**Forze interne, Carico, : (Gk) Proprio Gk1 = 0.888, Gk2 = 0.000 [kN/m]**

elem.	nodo-1	nodo-2	N1[kN]	V1[kN]	M1[kNm]	N2[kN]	V2[kN]	M2[kNm]	Nm[kN]	VQm[kN]	Mm[kNm]
1	1	2	-0.82	1.88	0.06	0.78	-1.89	0.05	-0.02	0.00	2.23
2	1	3	0.02	-0.01	0.02	0.02	-0.01	0.00	0.02	-0.01	0.01
3	3	2	-2.04	0.02	0.00	-2.04	0.02	0.03	-2.04	0.02	0.02

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

Forze interne, Carico, : (Qk1) Neve Qks = 1.273 [kN/m]

elem.	nodo-1	nodo-2	N1[kN]	V1[kN]	M1[kNm]	N2[kN]	V2[kN]	M2[kNm]	Nm[kN]	VQm[kN]	Mm[kNm]
1	1	2	-1.08	2.48	0.08	1.03	-2.49	0.07	-0.03	0.00	2.94
2	1	3	0.02	-0.01	0.03	0.02	-0.01	0.00	0.02	-0.01	0.02
3	3	2	-2.69	0.02	0.00	-2.69	0.02	0.04	-2.69	0.02	0.02

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

Forze interne, Carico, : (Qk2) Vento Qkw = -0.248 [kN/m]

elem.	nodo-1	nodo-2	N1[kN]	V1[kN]	M1[kNm]	N2[kN]	V2[kN]	M2[kNm]	Nm[kN]	VQm[kN]	Mm[kNm]
1	1	2	-0.24	-0.57	-0.02	-0.24	0.57	-0.02	-0.24	0.00	-0.68
2	1	3	0.44	0.00	-0.01	0.44	0.00	0.00	0.44	0.00	0.00
3	3	2	0.62	-0.01	0.00	0.62	-0.01	-0.01	0.62	-0.01	0.00

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

Forze interne, Carico, : (Qki) Sovraccario (H) Qi = 0.530 [kN/m]

elem.	nodo-1	nodo-2	N1[kN]	V1[kN]	M1[kNm]	N2[kN]	V2[kN]	M2[kNm]	Nm[kN]	VQm[kN]	Mm[kNm]
1	1	2	-0.45	1.04	0.03	0.43	-1.04	0.03	-0.01	0.00	1.23
2	1	3	0.01	0.00	0.01	0.01	0.00	0.00	0.01	0.00	0.01
3	3	2	-1.12	0.01	0.00	-1.12	0.01	0.02	-1.12	0.01	0.01

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

Forze interne, Carico, : (Aex) AeX Sismica qh=0.053x(G+0.20xQk1) [kN/m]

elem.	nodo-1	nodo-2	N1[kN]	V1[kN]	M1[kNm]	N2[kN]	V2[kN]	M2[kNm]	Nm[kN]	VQm[kN]	Mm[kNm]
1	1	2	0.30	0.06	0.00	0.02	-0.06	0.00	0.16	0.00	0.07
2	1	3	-0.30	0.00	0.00	-0.30	0.00	0.00	-0.30	0.00	0.00
3	3	2	-0.06	0.00	0.00	-0.06	0.00	0.00	-0.06	0.00	0.00

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

Forze interne, Carico, : (Aey) AeY Sismica qv=0.006x(G+0.20xQk1) [kN/m]

elem.	nodo-1	nodo-2	N1[kN]	V1[kN]	M1[kNm]	N2[kN]	V2[kN]	M2[kNm]	Nm[kN]	VQm[kN]	Mm[kNm]
1	1	2	-0.01	0.02	0.00	0.01	-0.02	0.00	0.00	0.00	0.02
2	1	3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	3	2	-0.02	0.00	0.00	-0.02	0.00	0.00	-0.02	0.00	0.00

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

1.5.3. Sforzi all'estremità dell'elemento

Sforzi all'estremità dell'elemento, Carico: (Gk) Proprio Gk1 = 0.888, Gk2 = 0.000[kN/m]

elem.	nodo-1	nodo-2	Flx[kN]	Fly[kN]	M1[kNm]	F2x[kN]	F2y[kN]	M2[kNm]
1	1	2	0.02	2.05	0.06	-0.02	2.04	-0.05
2	1	3	-0.02	-0.01	0.02	0.02	0.01	0.00
3	3	2	-0.02	2.04	0.00	0.02	-2.04	-0.03

(sforzi alle estremità dell'elemento nel sistema di coordinate globali x-y)

Sforzi all'estremità dell'elemento, Carico: (Qk1) Neve Qks = 1.273[kN/m]

elem.	nodo-1	nodo-2	Flx[kN]	Fly[kN]	M1[kNm]	F2x[kN]	F2y[kN]	M2[kNm]
1	1	2	0.02	2.71	0.08	-0.02	2.69	-0.07
2	1	3	-0.02	-0.01	0.03	0.02	0.01	0.00
3	3	2	-0.02	2.69	0.00	0.02	-2.69	-0.04

(sforzi alle estremità dell'elemento nel sistema di coordinate globali x-y)

Sforzi all'estremità dell'elemento, Carico: (Qk2) Vento Qkw = -0.248[kN/m]

elem.	nodo-1	nodo-2	Flx[kN]	Fly[kN]	M1[kNm]	F2x[kN]	F2y[kN]	M2[kNm]
1	1	2	0.44	-0.43	-0.02	0.01	-0.62	0.02
2	1	3	-0.44	0.00	-0.01	0.44	0.00	0.00
3	3	2	0.01	-0.62	0.00	-0.01	0.62	0.01

(sforzi alle estremità dell'elemento nel sistema di coordinate globali x-y)

Sforzi all'estremità dell'elemento, Carico: (Qki) Sovraccario (H) Qi = 0.530[kN/m]

elem.	nodo-1	nodo-2	Flx[kN]	Fly[kN]	M1[kNm]	F2x[kN]	F2y[kN]	M2[kNm]
1	1	2	0.01	1.13	0.03	-0.01	1.12	-0.03
2	1	3	-0.01	0.00	0.01	0.01	0.00	0.00
3	3	2	-0.01	1.12	0.00	0.01	-1.12	-0.02

(sforzi alle estremità dell'elemento nel sistema di coordinate globali x-y)

Sforzi all'estremità dell'elemento, Carico: (Aex) AeX Sismica qh=0.053x(G+0.20xQk1) [kN/m]

elem.	nodo-1	nodo-2	Flx[kN]	Fly[kN]	M1[kNm]	F2x[kN]	F2y[kN]	M2[kNm]
1	1	2	-0.30	-0.06	0.00	0.00	0.06	0.00
2	1	3	0.30	0.00	0.00	-0.30	0.00	0.00
3	3	2	0.00	0.06	0.00	0.00	-0.06	0.00

(sforzi alle estremità dell'elemento nel sistema di coordinate globali x-y)

Sforzi all'estremità dell'elemento, Carico: (Aey) AeY Sismica qv=0.006x(G+0.20xQk1) [kN/m]

elem.	nodo-1	nodo-2	Flx[kN]	Fly[kN]	M1[kNm]	F2x[kN]	F2y[kN]	M2[kNm]
1	1	2	0.00	0.02	0.00	0.00	0.02	0.00
2	1	3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	3	2	0.00	0.02	0.00	0.00	-0.02	0.00

(sforzi alle estremità dell'elemento nel sistema di coordinate globali x-y)

1.5.4. spostamenti verticali dei nodi (in mm)

nodo	Gk	Qk1	Qk2	Qki
1	0.00	0.00	0.00	0.00
2	-0.02	-0.02	0.01	-0.01
3	0.00	0.00	0.00	0.00

1.5.5. Reazioni agli appoggi (kN)

nodo	reaz.	Gk	Qk1	Qk2	Qki
1	Fx	0.00	0.00	0.00	0.00
1	Fy	2.05	2.70	-0.43	1.13
3	Fx	0.00	0.00	0.45	0.00
3	Fy	2.05	2.70	-0.62	1.13

1.6. Reazioni agli appoggi combinazione di carichi (kN)

Carico [kN/m]	Azione	γ_g	γ_q	ψ_0	
(Gk) Proprio $G_{k1} = 0.888$, $G_{k2} = 0.000$	Permanente		1.30	0.00	1.00
(Qk1) Neve $Q_{ks} = 1.273$	Breve		0.00	1.50	0.70
(Qk2) Vento $Q_{kw} = -0.248$	Breve		0.00	1.50	0.60
(Qki) Sovraccario (H) $Q_i = 0.530$	Breve		0.00	1.50	0.00
(Aex) AeX Sismica $q_h = 0.053x(G + 0.20xQ_{k1})$	Accidental				
(Aey) AeY Sismica $q_v = 0.006x(G + 0.20xQ_{k1})$	Accidental				

1.6.1. Reazioni nel nodo : 3 (kN)

L.C.	Combinazione di carichi	classe di	durata	kmod	Fx	Fy	Fx/Kmod	Fy/Kmod
1	$\gamma_g.G_k$	Permanente	0.60	0.000	2.661	0.000	4.434	
2	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{k1}$	Breve	0.90	0.000	6.712	0.000	7.458	
3	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{k2}$	Breve	0.90	0.670	1.728	0.745	1.920	
4	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{ki}$	Breve	0.90	0.000	4.349	0.000	4.832	
5	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{k1} + \gamma_q.\psi_0.Q_{k2}$	Breve	0.90	0.402	6.153	0.446	6.837	
6	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{k2} + \gamma_q.\psi_0.Q_{k1}$	Breve	0.90	0.670	4.564	0.745	5.072	
7	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{ki} + \gamma_q.\psi_0.Q_{k1} + \gamma_q.\psi_0.Q_{k4}$	Breve	0.90	0.402	6.626	0.446	7.362	
8	$G_k + 0.2xQ_{k1} + A_{edX}$	Accidental	1.00	0.285	2.650	0.316	2.944	
9	$G_k + 0.2xQ_{k1} + A_{edY}$	Accidental	1.00	0.000	2.603	0.000	2.893	
	Valori massimi				0.670	6.712	0.745	7.458
10	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{k2} = 0.9G_k + 1.5Q_{k2}$, (EQU)	Breve	0.90	0.670	0.910	0.745	1.011	

1.6.2. Reazioni nel nodo : 1 (kN)

L.C.	Combinazione di carichi	classe di	durata	kmod	Fx	Fy	Fx/Kmod	Fy/Kmod
1	$\gamma_g.G_k$	Permanente	0.60	0.000	2.661	0.000	4.434	
2	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{k1}$	Breve	0.90	0.001	6.712	0.001	7.458	
3	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{k2}$	Breve	0.90	0.000	2.013	0.000	2.236	
4	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{ki}$	Breve	0.90	0.000	4.349	0.000	4.832	
5	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{k1} + \gamma_q.\psi_0.Q_{k2}$	Breve	0.90	0.001	6.324	0.001	7.026	
6	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{k2} + \gamma_q.\psi_0.Q_{k1}$	Breve	0.90	0.000	4.849	0.001	5.388	
7	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{ki} + \gamma_q.\psi_0.Q_{k1} + \gamma_q.\psi_0.Q_{k4}$	Breve	0.90	0.001	6.796	0.001	7.551	
8	$G_k + 0.2xQ_{k1} + A_{edX}$	Accidental	1.00	0.000	2.650	0.000	2.944	
9	$G_k + 0.2xQ_{k1} + A_{edY}$	Accidental	1.00	0.000	2.603	0.000	2.893	
	Valori massimi				0.001	6.796	0.001	7.551
10	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{k2} = 0.9G_k + 1.5Q_{k2}$, (EQU)	Breve	0.90	0.000	1.194	0.000	1.327	

1.7. Stato limite di servizio**1.7.1. 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	ψ_0	ψ_1	ψ_2	Kdef	
(Gk) Proprio	$G_{k1} = 0.888$, $G_{k2} = 0.000$	5.190	Permanente	1.00	1.00	1.00	0.60	
(Qk1) Neve	$Q_{ks} = 1.273$	7.442	Breve		0.70	0.50	0.20	0.00
(Qk2) Vento	$Q_{kw} = -0.248$	0.000	Breve		0.60	0.20	0.00	0.00

Combinazione di carico	w.inst	w.fin [mm]
1 Gk	5.190	8.305
2 Gk + Qk1	12.632	16.639
3 Gk + Qk2	5.190	8.305
4 Gk + Qk1 + $\psi_0 \cdot Q_{k2}$	12.632	16.639
5 Gk + Qk2 + $\psi_0 \cdot Q_{k1}$	10.399	14.407

 $w_{fin,g} = w_{inst,g}(1+k_{def})$, $w_{fin,q} = w_{inst,q}(1+\psi_2 \cdot k_{def})$ (EC5 §2.2.3, Eq.2.3, Eq.2.4)
Massimi valori della freccia a metà asta 1
 $w_{inst} = 12.632 \text{ mm}$, $w_{fin} = 16.639 \text{ mm}$
Verifica secondo UNI EN1995-1-1:2009 §7.2, Tab.7.2Deformazioni finali a metà asta 1
 $w_{inst} = 12.632 \text{ mm} < L/300 = 4609/300 = 15.363 \text{ mm}$
 $w_{net,fin} = 16.639 \text{ mm} < L/250 = 4609/250 = 18.436 \text{ mm}$
 $w_{fin} = 16.639 \text{ mm} < L/150 = 4609/150 = 30.727 \text{ mm}$

La verifica è soddisfatta

1.7.2. Stato limite di servizio (UNI EN1995-1-1:2009, §2.2.3, §7)**Deformazione a flessione a metà asta 2** (EC5 §7.2)

Carico [kN/m]		u[mm]	Azione	ψ_0	ψ_1	ψ_2	Kdef	
(Gk) Proprio	Gk1 = 0.888, Gk2 = 0.000		0.000	Permanente	1.00	1.00	1.00	0.60
(Qk1) Neve	Qks = 1.273		0.000	Breve	0.70	0.50	0.20	0.00
(Qk2) Vento	Qkw = -0.248		0.000	Breve	0.60	0.20	0.00	0.00

Combinazione di carico	w.inst	w.fin [mm]
1 Gk	0.000	0.000
2 Gk + Qk1	0.000	0.000
3 Gk + Qk2	0.000	0.000
4 Gk + Qk1 + $\psi_0 \cdot Qk2$	0.000	0.000
5 Gk + Qk2 + $\psi_0 \cdot Qk1$	0.000	0.000

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

Massimi valori della freccia a metà asta 2

$w_{inst} = 0.000$ mm, $w_{fin} = 0.000$ mm

Verifica secondo UNI EN1995-1-1:2009 §7.2, Tab.7.2Deformazioni finali a metà asta 2

$w_{inst} = 0.000$ mm < $L/300 = 4243/300 = 14.143$ mm

$w_{net,fin} = 0.000$ mm < $L/250 = 4243/250 = 16.972$ mm

$w_{fin} = 0.000$ mm < $L/150 = 4243/150 = 28.287$ mm

La verifica è soddisfatta

1.8. 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

No.	Frequenza[Hz]	Periodo[sec]
1	15.46505	0.06466
2	40.63019	0.02461
3	51.72368	0.01933

1.8.1. Stato limite ultimo (UNI EN1995-1-1:2009, §6)**Puntone, elementi: 1**

Carico [kN/m]	Azione	γ_g	γ_q	ψ_o	
(Gk) Proprio Gk1 = 0.888, Gk2 = 0.000	Permanente		1.30	0.00	1.00
(Qk1) Neve Qks = 1.273	Breve		0.00	1.50	0.70
(Qk2) Vento Qkw = -0.248	Breve		0.00	1.50	0.60
(Qki) Sovraccario (H) Qi = 0.530	Breve		0.00	1.50	0.00
(Aex) AeX Sismica qh=0.053x(G+0.20xQk1)	Accidental				
(Aey) AeY Sismica qv=0.006x(G+0.20xQk1)	Accidental				

L.C.	Combinazione di carichi	Classe di durata	kmod	-N/Kmod	+N/Kmod	V/Kmod	M/Kmod
1	$\gamma_g \cdot Gk$	Permanente	0.60	-1.772	1.691	4.086	4.830
2	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk1$	Breve	0.90	-2.981	2.844	6.873	8.124
3	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk2$	Breve	0.90	-1.182	1.127	2.724	3.220
4	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qki$	Breve	0.90	-1.931	1.843	4.453	5.263
5	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk1 + \gamma_q \cdot \psi_o \cdot Qk2$	Breve	0.90	-2.981	2.844	6.873	8.124
6	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk2 + \gamma_q \cdot \psi_o \cdot Qk1$	Breve	0.90	-2.441	2.329	5.628	6.652
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	-3.191	3.044	7.357	8.696
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-0.490	0.674	1.628	1.924
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-0.694	0.662	1.599	1.890
	Valori massimi			-3.191	3.044	7.357	8.696

1.8.2. Verifica della sezione Puntone, elementi: 1**Puntone, elementi: 1, combinazione di carico No 7****Trazione parallela alla fibratura, Ft0d=2.740 kN** (EC5 §6.1.2)Sezione rettangolare, b=75 mm, h=225 mm, A= 16 875 mm²Coefficiente di correzione Kmod=0.90 (Tab.3.1), coefficiente del materiale $\gamma_M=1.50$ (Tab. 2.3)ft0k=24.00 N/mm², ft0d=Kmod·ft0k/ $\gamma_M=0.90 \times 24.00 / 1.50 = 14.40$ N/mm² (EC5 Eq.2.14)Ft0d=2.740 kN, $\sigma_{t0d}=Ft0d/A_{netto}=1000 \times 2.740 / 16875 = 0.16$ N/mm² < 14.40 N/mm²=ft0d (Eq.6.1)

La verifica è soddisfatta

Puntone, elementi: 1, combinazione di carico No 7**Compressione parallela alla fibratura, Fc0d=-2.872 kN** (EC5 §6.1.4)Sezione rettangolare, b=75 mm, h=225 mm, A= 16 875 mm²Coefficiente di correzione Kmod=0.90 (Tab.3.1), coefficiente del materiale $\gamma_M=1.50$ (Tab. 2.3)fc0k=26.00 N/mm², fc0d=Kmod·fc0k/ $\gamma_M=0.90 \times 26.00 / 1.50 = 15.60$ N/mm² (EC5 Eq.2.14)Fc0d=-2.872 kN, $\sigma_{c0d}=Fc0d/A_{netto}=1000 \times 2.872 / 16875 = 0.17$ N/mm² < 15.60 N/mm²=fc0d (Eq.6.2)

La verifica è soddisfatta

Puntone, elementi: 1, combinazione di carico No 7**Taglio, Fv=6.621 kN** (EC5 §6.1.7)Sezione rettangolare, bef=0.67x75=50 mm, h=225 mm, A= 11 250 mm²Coefficiente di correzione Kmod=0.90 (Tab.3.1), coefficiente del materiale $\gamma_M=1.50$ (Tab. 2.3)fvk=4.00 N/mm², fvd=Kmod·fvk/ $\gamma_M=0.90 \times 4.00 / 1.50 = 2.40$ N/mm² (EC5 Eq.2.14)Fv=6.621 kN, $\tau_{v0d}=1.50 Fv0d/A_{netto}=1000 \times 1.50 \times 6.621 / 11250 = 0.88$ N/mm² < 2.40 N/mm²=fv0d (Eq.6.13)

La verifica è soddisfatta

Puntone, elementi: 1, combinazione di carico No 7**Flessione, Myd=7.826 kNm, Mzd=0.000 kNm** (EC5 §6.1.6)Sezione rettangolare, b=75mm, h=225mm, A=1.688E+004mm², Wy=6.328E+005mm³, Wz=2.109E+005mm³Coefficiente di correzione Kmod=0.90 (DM2008 T.4.4.IV), coefficiente del materiale $\gamma_M=1.50$ (DM2008fmyk=40.00 N/mm², fmyd=Kmod·fmyk/ $\gamma_M=0.90 \times 40.00 / 1.50 = 24.00$ N/mm²fmzk=40.00 N/mm², fmzd=Kmod·fmzk/ $\gamma_M=0.90 \times 40.00 / 1.50 = 24.00$ N/mm²

Sezione rettangolare $K_m=0.70$ (EC5 §6.1.6.(2))
 $\sigma_{myd} = M_{yd}/W_{my,netto} = 1E+06 \times 7.826 / 6.328E+005 = 12.37 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{mzd} = M_{zd}/W_{mz,netto} = 1E+06 \times 0.000 / 2.109E+005 = 0.00 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{myd}/f_{myd} + K_m \cdot \sigma_{mzd}/f_{mzd} = 0.515 + 0.000 = 0.52 < 1$ (EC5 Eq.6.11)

$K_m \cdot \sigma_{myd}/f_{myd} + \sigma_{mzd}/f_{mzd} = 0.361 + 0.000 = 0.36 < 1$ (EC5 Eq.6.12)

La verifica è soddisfatta

Puntone, elementi: 1 , combinazione di carico No 7

Flessione e compressione assiale combinate, $F_{c0d} = -2.872 \text{ kN}$, $M_{yd} = 7.826 \text{ kNm}$, $M_{zd} = 0.000 \text{ kNm}$ (§6.2.4)

Sezione rettangolare, $b=75 \text{ mm}$, $h=225 \text{ mm}$, $A=1.688E+004 \text{ mm}^2$, $W_y=6.328E+005 \text{ mm}^3$, $W_z=2.109E+005 \text{ mm}^3$

Coefficiente di correzione $K_{mod}=0.90$ (DM2008 T.4.4.IV), coefficiente del materiale $\gamma_M=1.50$ (DM2008)

$f_{c0k} = 26.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{c0d} = K_{mod} \cdot f_{c0k} / \gamma_M = 0.90 \times 26.00 / 1.50 = 15.60 \text{ N/mm}^2$

$f_{myk} = 40.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{myd} = K_{mod} \cdot f_{myk} / \gamma_M = 0.90 \times 40.00 / 1.50 = 24.00 \text{ N/mm}^2$

$f_{mzk} = 40.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{mzd} = K_{mod} \cdot f_{mzk} / \gamma_M = 0.90 \times 40.00 / 1.50 = 24.00 \text{ N/mm}^2$

Sezione rettangolare $K_m=0.70$ (EC5 §6.1.6.(2))

$\sigma_{c0d} = F_{c0d}/A_{netto} = 1000 \times 2.872 / 16875 = 0.17 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{myd} = M_{yd}/W_{my,netto} = 1E+06 \times 7.826 / 6.328E+005 = 12.37 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{mzd} = M_{zd}/W_{mz,netto} = 1E+06 \times 0.000 / 2.109E+005 = 0.00 \text{ N/mm}^2$

$(\sigma_{c0d}/f_{c0d})^2 + \sigma_{myd}/f_{myd} + K_m \cdot \sigma_{mzd}/f_{mzd} = 0.000 + 0.515 + 0.000 = 0.52 < 1$ (EC5 Eq.6.19)

$(\sigma_{c0d}/f_{c0d})^2 + K_m \cdot \sigma_{myd}/f_{myd} + \sigma_{mzd}/f_{mzd} = 0.000 + 0.361 + 0.000 = 0.36 < 1$ (EC5 Eq.6.20)

La verifica è soddisfatta

Puntone, elementi: 1 , combinazione di carico No 7

Stabilità a pressoflessione, $F_{c0d} = -2.872 \text{ kN}$, $M_{yd} = 7.826 \text{ kNm}$, $M_{zd} = 0.000 \text{ kNm}$ (EC5 §6.3.2)

Sezione rettangolare, $b=75 \text{ mm}$, $h=225 \text{ mm}$, $A=1.688E+004 \text{ mm}^2$, $W_y=6.328E+005 \text{ mm}^3$, $W_z=2.109E+005 \text{ mm}^3$

Coefficiente di correzione $K_{mod}=0.90$, coefficiente del materiale $\gamma_M=1.50$, $E_{005}=10900 \text{ N/mm}^2$

$f_{c0k} = 26.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{c0d} = K_{mod} \cdot f_{c0k} / \gamma_M = 0.90 \times 26.00 / 1.50 = 15.60 \text{ N/mm}^2$

$f_{myk} = 40.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{myd} = K_{mod} \cdot f_{myk} / \gamma_M = 0.90 \times 40.00 / 1.50 = 24.00 \text{ N/mm}^2$

$f_{mzk} = 40.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{mzd} = K_{mod} \cdot f_{mzk} / \gamma_M = 0.90 \times 40.00 / 1.50 = 24.00 \text{ N/mm}^2$

Sezione rettangolare $K_m=0.70$ (EC5 §6.1.6.(2))

$\sigma_{c0d} = F_{c0d}/A_{netto} = 1000 \times 2.872 / 16875 = 0.17 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{myd} = M_{yd}/W_{my,netto} = 1E+06 \times 7.826 / 6.328E+005 = 12.37 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{mzd} = M_{zd}/W_{mz,netto} = 1E+06 \times 0.000 / 2.109E+005 = 0.00 \text{ N/mm}^2$

Lunghezza libera di inflessione S_k

$S_{ky} = 1.00 \times 4.609 = 4.609 \text{ m} = 4609 \text{ mm}$ (più sfavorevole)

$S_{kz} = 0.07 \times 4.609 = 0.300 \text{ m} = 300 \text{ mm}$ (lunghezza efficace/lunghezza totale = $0.30/4.61 = 0.07$)

Snellezza

$i_y = \sqrt{I_y/A} = 0.289 \times 225 = 65 \text{ mm}$, $\lambda_y = 4609 / 65 = 70.91$

$i_z = \sqrt{I_z/A} = 0.289 \times 75 = 22 \text{ mm}$, $\lambda_z = 300 / 22 = 13.64$

Tensioni critiche

$\sigma_{c,crity} = \pi^2 E_{005} / \lambda_y^2 = 21.39 \text{ N/mm}^2$, $\lambda_{rel,y} = \sqrt{f_{c0k}/\sigma_{c,crity}} = 1.10$ (EC5 Eq.6.21)

$\sigma_{c,critz} = \pi^2 E_{005} / \lambda_z^2 = 578.23 \text{ N/mm}^2$, $\lambda_{rel,z} = \sqrt{f_{c0k}/\sigma_{c,critz}} = 0.21$ (EC5 Eq.6.22)

$\beta_c = 0.20$ (legno lamellare)

$k_y = 0.5 [1 + \beta_c (\lambda_{rel,y} - 0.3) + \lambda_{rel,y}^2] = 1.19$, $K_{cy} = 1 / (k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}) = 0.613$ (Eq.6.27 6.25)

$k_z = 0.5 [1 + \beta_c (\lambda_{rel,z} - 0.3) + \lambda_{rel,z}^2] = 0.50$, $K_{cz} = 1 / (k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}) = 1.000$ (Eq.6.28 6.26)

$\sigma_{c0d}/(K_{cy} \cdot f_{c0d}) + \sigma_{myd}/f_{myd} + K_m \cdot \sigma_{mzd}/f_{mzd} = 0.018 + 0.515 + 0.000 = 0.53 < 1$ (EC5 Eq.6.23)

$\sigma_{c0d}/(K_{cz} \cdot f_{c0d}) + K_m \cdot \sigma_{myd}/f_{myd} + \sigma_{mzd}/f_{mzd} = 0.011 + 0.361 + 0.000 = 0.37 < 1$ (EC5 Eq.6.24)

La verifica è soddisfatta

Puntone, elementi: 1 , combinazione di carico No 7**Stabilità laterale, Myd=7.826 kNm, Mzd=0.000 kNm** (EC5 §6.3.3)

Sezione rettangolare, $b=75\text{mm}$, $h=225\text{mm}$, $A=1.688\text{E}+004\text{mm}^2$, $W_y=6.328\text{E}+005\text{mm}^3$, $W_z=2.109\text{E}+005\text{mm}^3$
 Coefficiente di correzione $K_{mod}=0.90$ (DM2008 T.4.4.IV), coefficiente del materiale $\gamma_M=1.50$ (DM2008)
 $f_{c0k}=26.00\text{ N/mm}^2$, $f_{c0d}=K_{mod} \cdot f_{c0k} / \gamma_M = 0.90 \times 26.00 / 1.50 = 15.60\text{ N/mm}^2$
 $f_{myk}=40.00\text{ N/mm}^2$, $f_{myd}=K_{mod} \cdot f_{myk} / \gamma_M = 0.90 \times 40.00 / 1.50 = 24.00\text{ N/mm}^2$
 $f_{mk}=40.00\text{ N/mm}^2$, $f_{mzd}=K_{mod} \cdot f_{mk} / \gamma_M = 0.90 \times 40.00 / 1.50 = 24.00\text{ N/mm}^2$

Sezione rettangolare $K_m=0.70$ (EC5 §6.1.6.(2))
 $\sigma_{myd} = M_{yd} / W_{my, netto} = 1\text{E}+06 \times 7.826 / 6.328\text{E}+005 = 12.37\text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{mzd} = M_{zd} / W_{mz, netto} = 1\text{E}+06 \times 0.000 / 2.109\text{E}+005 = 0.00\text{ N/mm}^2$

Lunghezza libera di inflessione S_k $S_{ky} = 1.00 \times 4.609 = 4.609\text{ m} = 4609\text{ mm}$ (più sfavorevole) $S_{kz} = 0.07 \times 4.609 = 0.300\text{ m} = 300\text{ mm}$ (lunghezza efficace/lunghezza totale = $0.30 / 4.61 = 0.07$)Snellezza $i_y = \sqrt{I_y / A} = 0.289 \times 225 = 65\text{ mm}$, $\lambda_y = 4609 / 65 = 70.91$ $i_z = \sqrt{I_z / A} = 0.289 \times 75 = 22\text{ mm}$, $\lambda_z = 300 / 22 = 13.64$ $\sigma_{m, crit} = M_{ycrit} / W_y = n \sqrt{(E_{005} \cdot I_z \cdot G_{005} \cdot I_{tor}) / (L_{ef} \cdot W_y)} = 45.86\text{ N/mm}^2$ (EC5 Eq.6.31) $\sigma_{m, crit} = M_{ycrit} / W_y = n \sqrt{(E_{005} \cdot I_z \cdot G_{005} \cdot I_{tor}) / (L_{ef} \cdot W_y)} = 5707.56\text{ N/mm}^2$ (EC5 Eq.6.31)Tensioni critiche $\sigma_{m, crity} = 45.86\text{ N/mm}^2$, $\lambda_{rel, my} = \sqrt{f_{myk} / \sigma_{m, crity}} = 0.93$ (EC5 Eq.6.30) $\sigma_{m, critz} = 5707.56\text{ N/mm}^2$, $\lambda_{rel, mz} = \sqrt{f_{mk} / \sigma_{m, critz}} = 0.08$ (EC5 Eq.6.30) $\lambda_{rel, my} = 0.93$, ($0.75 < \lambda_{rel} \leq 1.40$, $K_{crit} = 1.56 - 0.75 \lambda_{relm}$), $K_{crity} = 0.86$ (EC5 Eq.6.34) $\lambda_{rel, mz} = 0.08$, ($\lambda_{rel} \leq 0.75$), $K_{critz} = 1.00$ (EC5 Eq.6.34) $\sigma_{myd} / (K_{crity} \cdot f_{myd}) + K_m \cdot \sigma_{mzd} / (K_{critz} \cdot f_{mzd}) = 0.599 + 0.000 = 0.60 < 1$ (EC5 Eq.6.33) $K_m \cdot \sigma_{myd} / (K_{crity} \cdot f_{myd}) + \sigma_{mzd} / (K_{critz} \cdot f_{mzd}) = 0.420 + 0.000 = 0.42 < 1$ (EC5 Eq.6.33)

La verifica è soddisfatta

Puntone, elementi: 1 , combinazione di carico No 7**Flessione e trazione assiale combinate, Ft0d=2.740kN, Myd=7.826kNm, Mzd=0.000kNm** (EC5 §6.2.3)

Sezione rettangolare, $b=75\text{mm}$, $h=225\text{mm}$, $A=1.688\text{E}+004\text{mm}^2$, $W_y=6.328\text{E}+005\text{mm}^3$, $W_z=2.109\text{E}+005\text{mm}^3$
 Coefficiente di correzione $K_{mod}=0.90$ (DM2008 T.4.4.IV), coefficiente del materiale $\gamma_M=1.50$ (DM2008)
 $f_{t0k}=24.00\text{ N/mm}^2$, $f_{t0d}=K_{mod} \cdot f_{t0k} / \gamma_M = 0.90 \times 24.00 / 1.50 = 14.40\text{ N/mm}^2$
 $f_{myk}=40.00\text{ N/mm}^2$, $f_{myd}=K_{mod} \cdot f_{myk} / \gamma_M = 0.90 \times 40.00 / 1.50 = 24.00\text{ N/mm}^2$
 $f_{mk}=40.00\text{ N/mm}^2$, $f_{mzd}=K_{mod} \cdot f_{mk} / \gamma_M = 0.90 \times 40.00 / 1.50 = 24.00\text{ N/mm}^2$

Sezione rettangolare $K_m=0.70$ (EC5 §6.1.6.(2)) $\sigma_{t0d} = F_{t0d} / A_{netto} = 1000 \times 2.740 / 16875 = 0.16\text{ N/mm}^2$ $\sigma_{myd} = M_{yd} / W_{my, netto} = 1\text{E}+06 \times 7.826 / 6.328\text{E}+005 = 12.37\text{ N/mm}^2$ $\sigma_{mzd} = M_{zd} / W_{mz, netto} = 1\text{E}+06 \times 0.000 / 2.109\text{E}+005 = 0.00\text{ N/mm}^2$ $\sigma_{t0d} / f_{t0d} + \sigma_{myd} / f_{myd} + K_m \cdot \sigma_{mzd} / f_{mzd} = 0.011 + 0.515 + 0.000 = 0.53 < 1$ (EC5 Eq.6.17) $\sigma_{t0d} / f_{t0d} + K_m \cdot \sigma_{myd} / f_{myd} + \sigma_{mzd} / f_{mzd} = 0.011 + 0.361 + 0.000 = 0.37 < 1$ (EC5 Eq.6.18)

La verifica è soddisfatta

1.8.3. Stato limite ultimo (UNI EN1995-1-1:2009, §6)**Catena, elementi: 2**

Carico [kN/m]	Azione	γ_g	γ_q	ψ_0	
(Gk) Proprio Gk1 = 0.888, Gk2 = 0.000	Permanente		1.30	0.00	1.00
(Qk1) Neve Qks = 1.273	Breve		0.00	1.50	0.70
(Qk2) Vento Qkw = -0.248	Breve		0.00	1.50	0.60
(Qki) Sovraccario (H) Qi = 0.530	Breve		0.00	1.50	0.00
(Aex) AeX Sismica qh=0.053x(G+0.20xQk1)	Accidental				
(Aey) AeY Sismica qv=0.006x(G+0.20xQk1)	Accidental				

L.C.	Combinazione di carichi	Classe di durata	kmod	-N/Kmod	+N/Kmod	V/Kmod	M/Kmod
1	$\gamma_g \cdot Gk$	Permanente	0.60	0.000	0.039	0.012	0.051
2	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk1$	Breve	0.90	0.000	0.066	0.020	0.086
3	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk2$	Breve	0.90	0.000	0.026	0.008	0.034
4	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qki$	Breve	0.90	0.000	0.043	0.013	0.056
5	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk1 + \gamma_q \cdot \psi_0 \cdot Qk2$	Breve	0.90	0.000	0.066	0.020	0.086
6	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk2 + \gamma_q \cdot \psi_0 \cdot Qk1$	Breve	0.90	0.000	0.054	0.017	0.071
7	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qki + \gamma_q \cdot \psi_0 \cdot Qk1 + \gamma_q \cdot \psi_0 \cdot Qk4$	Breve	0.90	0.000	0.070	0.022	0.092
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-0.183	0.000	0.005	0.020
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	0.000	0.015	0.005	0.020
	Valori massimi			-0.183	0.070	0.022	0.092

1.8.4. Verifica della sezione Catena, elementi: 2**Catena, elementi: 2 , combinazione di carico No 7****Trazione parallela alla fibratura, Ft0d=0.063 kN** (EC5 §6.1.2)Sezione rettangolare, b=75 mm, h=225 mm, A= 16 875 mm²Coefficiente di correzione Kmod=0.90 (Tab.3.1), coefficiente del materiale $\gamma_M=1.50$ (Tab. 2.3)ft0k=24.00 N/mm², ft0d=Kmod·ft0k/ $\gamma_M=0.90 \times 24.00 / 1.50 = 14.40$ N/mm² (EC5 Eq.2.14)Ft0d=0.063 kN, $\sigma_{t0d} = Ft0d / A_{netto} = 1000 \times 0.063 / 16875 = 0.0037$ N/mm² < 14.40 N/mm² = ft0d (Eq.6.1)

La verifica è soddisfatta

Catena, elementi: 2 , combinazione di carico No 8**Compressione parallela alla fibratura, Fc0d=-0.275 kN** (EC5 §6.1.4)Sezione rettangolare, b=75 mm, h=225 mm, A= 16 875 mm²Coefficiente di correzione Kmod=1.00 (Tab.3.1), coefficiente del materiale $\gamma_M=1.00$ (Tab. 2.3)fc0k=26.00 N/mm², fc0d=Kmod·fc0k/ $\gamma_M=1.00 \times 26.00 / 1.00 = 26.00$ N/mm² (EC5 Eq.2.14)Fc0d=-0.275 kN, $\sigma_{c0d} = Fc0d / A_{netto} = 1000 \times -0.275 / 16875 = -0.0163$ N/mm² < 26.00 N/mm² = fc0d (Eq.6.2)

La verifica è soddisfatta

Tensione di taglio trascurabile, verifica a taglio non necessaria (EC5 §6.1.7)**Momento flessionale trascurabile, verifica a flessione non necessaria** (EC5 §6.1.6)**Tensione di compress. trascurabile, verifica fless.-compress. combinate non necessaria** (EC5 §6.2.4)**Catena, elementi: 2 , combinazione di carico No 8****Stabilità, Fc0d=-0.275 kN** (EC5 §6.3.2)Sezione rettangolare, b=75mm, h=225mm, A=1.688E+004mm², Wy=6.328E+005mm³, Wz=2.109E+005mm³Coefficiente di correzione Kmod=1.00 , coefficiente del materiale $\gamma_M=1.00$, E005=10900N/mm²)fc0k=26.00 N/mm², fc0d=Kmod·fc0k/ $\gamma_M=1.00 \times 26.00 / 1.00 = 26.00$ N/mm²fmyk=40.00 N/mm², fmyd=Kmod·fmyk/ $\gamma_M=1.00 \times 40.00 / 1.00 = 40.00$ N/mm²fmzk=40.00 N/mm², fmzd=Kmod·fmzk/ $\gamma_M=1.00 \times 40.00 / 1.00 = 40.00$ N/mm²

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

 $\sigma_{c0d} = Fc0d / A_{netto} = 1000 \times -0.275 / 16875 = -0.0163$ N/mm²

Lunghezza libera di inflessione S_k

$S_{ky} = 1.00 \times 4.243 = 4.243 \text{ m} = 4243 \text{ mm}$ (più sfavorevole)

$S_{kz} = 0.07 \times 4.243 = 0.300 \text{ m} = 300 \text{ mm}$ (lunghezza efficace/lunghezza totale = $0.30/4.24 = 0.07$)

Snellezza

$i_y = \sqrt{(I_y/A)} = 0.289 \times 225 = 65 \text{ mm}$, $\lambda_y = 4243/65 = 65.28$

$i_z = \sqrt{(I_z/A)} = 0.289 \times 75 = 22 \text{ mm}$, $\lambda_z = 300/22 = 13.64$

Tensioni critiche

$\sigma_{c,crity} = \pi^2 E_{005} / \lambda_y^2 = 25.24 \text{ N/mm}^2$, $\lambda_{rel,y} = \sqrt{(f_{c0k} / \sigma_{c,crity})} = 1.01$ (EC5 Eq.6.21)

$\sigma_{c,critz} = \pi^2 E_{005} / \lambda_z^2 = 578.23 \text{ N/mm}^2$, $\lambda_{rel,z} = \sqrt{(f_{c0k} / \sigma_{c,critz})} = 0.21$ (EC5 Eq.6.22)

$\beta_c = 0.20$ (legno lamellare)

$k_y = 0.5 [1 + \beta_c (\lambda_{rel,y} - 0.3) + \lambda_{rel,y}^2] = 1.09$, $K_{cy} = 1 / (k_y + \sqrt{(k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2)}) = 0.678$ (Eq.6.27 6.25)

$k_z = 0.5 [1 + \beta_c (\lambda_{rel,z} - 0.3) + \lambda_{rel,z}^2] = 0.50$, $K_{cz} = 1 / (k_z + \sqrt{(k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2)}) = 1.000$ (Eq.6.28 6.26)

$\sigma_{c0d} / (K_{cy} \cdot f_{c0d}) = 0.00 < 1$ (EC5 Eq.6.23)

$\sigma_{c0d} / (K_{cz} \cdot f_{c0d}) = 0.00 < 1$ (EC5 Eq.6.24)

La verifica è soddisfatta

Momento flessionale trascurabile, verifica di stabilità laterale non necessaria (EC5 §6.3.3)

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

1.8.5. Stato limite ultimo (UNI EN1995-1-1:2009, §6)**Elementi: 3**

Carico [kN/m]	Azione	γ_g	γ_q	ψ_0	
(Gk) Proprio Gk1 = 0.888, Gk2 = 0.000	Permanente		1.30	0.00	1.00
(Qk1) Neve Qks = 1.273	Breve		0.00	1.50	0.70
(Qk2) Vento Qkw = -0.248	Breve		0.00	1.50	0.60
(Qki) Sovraccario (H) Qi = 0.530	Breve		0.00	1.50	0.00
(Aex) AeX Sismica qh=0.053x(G+0.20xQk1)	Accidental				
(Aey) AeY Sismica qv=0.006x(G+0.20xQk1)	Accidental				

L.C.	Combinazione di carichi	Classe di durata	kmod	-N/Kmod	+N/Kmod	V/Kmod	M/Kmod
1	$\gamma_g \cdot Gk$	Permanente	0.60	-4.422	0.000	0.039	0.071
2	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk1$	Breve	0.90	-7.438	0.000	0.066	0.119
3	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk2$	Breve	0.90	-2.948	0.000	0.026	0.047
4	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qki$	Breve	0.90	-4.819	0.000	0.043	0.077
5	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk1 + \gamma_q \cdot \psi_0 \cdot Qk2$	Breve	0.90	-7.438	0.000	0.066	0.119
6	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk2 + \gamma_q \cdot \psi_0 \cdot Qk1$	Breve	0.90	-6.091	0.000	0.054	0.098
7	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qki + \gamma_q \cdot \psi_0 \cdot Qk1 + \gamma_q \cdot \psi_0 \cdot Qk4$	Breve	0.90	-7.961	0.000	0.071	0.128
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-1.762	0.000	0.016	0.028
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-1.731	0.000	0.015	0.028
	Valori massimi			-7.961	0.000	0.071	0.128

1.8.6. Verifica della sezione Elementi: 3**Elementi: 3 , combinazione di carico No 7****Compressione parallela alla fibratura, $F_{c0d} = -7.165$ kN** (EC5 §6.1.4)Sezione rettangolare, b=75 mm, h=225 mm, A= 16 875 mm²Coefficiente di correzione Kmod=0.90 (Tab.3.1), coefficiente del materiale $\gamma_M=1.50$ (Tab. 2.3) $f_{c0k}=26.00$ N/mm², $f_{c0d}=Kmod \cdot f_{c0k} / \gamma_M = 0.90 \times 26.00 / 1.50 = 15.60$ N/mm² (EC5 Eq.2.14) $F_{c0d} = -7.165$ kN, $\sigma_{c0d} = F_{c0d} / A_{netto} = 1000 \times 7.165 / 16875 = 0.42$ N/mm² < 15.60 N/mm² = f_{c0d} (Eq.6.2)

La verifica è soddisfatta

Tensione di taglio trascurabile, verifica a taglio non necessaria (EC5 §6.1.7)**Elementi: 3 , combinazione di carico No 7****Flessione, $M_{yd} = 0.115$ kNm, $M_{zd} = 0.000$ kNm** (EC5 §6.1.6)Sezione rettangolare, b=75mm, h=225mm, A=1.688E+004mm², $W_y = 6.328E+005$ mm³, $W_z = 2.109E+005$ mm³Coefficiente di correzione Kmod=0.90 (DM2008 T.4.4.IV), coefficiente del materiale $\gamma_M=1.50$ (DM2008 $f_{yk} = 40.00$ N/mm², $f_{myd} = Kmod \cdot f_{yk} / \gamma_M = 0.90 \times 40.00 / 1.50 = 24.00$ N/mm² $f_{mk} = 40.00$ N/mm², $f_{mzd} = Kmod \cdot f_{mk} / \gamma_M = 0.90 \times 40.00 / 1.50 = 24.00$ N/mm²

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

 $\sigma_{myd} = M_{yd} / W_{my,netto} = 1E+06 \times 0.115 / 6.328E+005 = 0.18$ N/mm² $\sigma_{mzd} = M_{zd} / W_{mz,netto} = 1E+06 \times 0.000 / 2.109E+005 = 0.00$ N/mm² $\sigma_{myd} / f_{myd} + K_m \cdot \sigma_{mzd} / f_{mzd} = 0.008 + 0.000 = 0.01 < 1$ (EC5 Eq.6.11) $K_m \cdot \sigma_{myd} / f_{myd} + \sigma_{mzd} / f_{mzd} = 0.005 + 0.000 = 0.01 < 1$ (EC5 Eq.6.12)

La verifica è soddisfatta

Elementi: 3 , combinazione di carico No 7**Flessione e compressione assiale combinate, $F_{c0d} = -7.165$ kN, $M_{yd} = 0.115$ kNm, $M_{zd} = 0.000$ kNm** (§6.2.4)Sezione rettangolare, b=75mm, h=225mm, A=1.688E+004mm², $W_y = 6.328E+005$ mm³, $W_z = 2.109E+005$ mm³Coefficiente di correzione Kmod=0.90 (DM2008 T.4.4.IV), coefficiente del materiale $\gamma_M=1.50$ (DM2008 $f_{c0k} = 26.00$ N/mm², $f_{c0d} = Kmod \cdot f_{c0k} / \gamma_M = 0.90 \times 26.00 / 1.50 = 15.60$ N/mm² $f_{yk} = 40.00$ N/mm², $f_{myd} = Kmod \cdot f_{yk} / \gamma_M = 0.90 \times 40.00 / 1.50 = 24.00$ N/mm² $f_{mk} = 40.00$ N/mm², $f_{mzd} = Kmod \cdot f_{mk} / \gamma_M = 0.90 \times 40.00 / 1.50 = 24.00$ N/mm²

Sezione rettangolare $K_m=0.70$ (EC5 §6.1.6.(2))
 $\sigma_{c0d} = F_{c0d}/A_{netto} = 1000 \times 7.165 / 16875 = 0.42 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{myd} = M_{yd}/W_{my,netto} = 1E+06 \times 0.115 / 6.328E+005 = 0.18 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{mzd} = M_{zd}/W_{mz,netto} = 1E+06 \times 0.000 / 2.109E+005 = 0.00 \text{ N/mm}^2$

$$(\sigma_{c0d}/f_{c0d})^2 + \sigma_{myd}/f_{myd} + K_m \cdot \sigma_{mzd}/f_{mzd} = 0.001 + 0.008 + 0.000 = 0.01 < 1 \quad (\text{EC5 Eq.6.19})$$

$$(\sigma_{c0d}/f_{c0d})^2 + K_m \cdot \sigma_{myd}/f_{myd} + \sigma_{mzd}/f_{mzd} = 0.001 + 0.005 + 0.000 = 0.01 < 1 \quad (\text{EC5 Eq.6.20})$$

La verifica è soddisfatta

Elementi: 3 , combinazione di carico No 7

Stabilità a pressoflessione, $F_{c0d} = -7.165 \text{ kN}$, $M_{yd} = 0.115 \text{ kNm}$, $M_{zd} = 0.000 \text{ kNm}$ (EC5 §6.3.2)

Sezione rettangolare, $b=75 \text{ mm}$, $h=225 \text{ mm}$, $A=1.688E+004 \text{ mm}^2$, $W_y=6.328E+005 \text{ mm}^3$, $W_z=2.109E+005 \text{ mm}^3$
 Coefficiente di correzione $K_{mod}=0.90$, coefficiente del materiale $\gamma_M=1.50$, $E_{005}=10900 \text{ N/mm}^2$
 $f_{c0k}=26.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{c0d}=K_{mod} \cdot f_{c0k}/\gamma_M = 0.90 \times 26.00 / 1.50 = 15.60 \text{ N/mm}^2$
 $f_{myk}=40.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{myd}=K_{mod} \cdot f_{myk}/\gamma_M = 0.90 \times 40.00 / 1.50 = 24.00 \text{ N/mm}^2$
 $f_{mzk}=40.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{mzd}=K_{mod} \cdot f_{mzk}/\gamma_M = 0.90 \times 40.00 / 1.50 = 24.00 \text{ N/mm}^2$

Sezione rettangolare $K_m=0.70$ (EC5 §6.1.6.(2))
 $\sigma_{c0d} = F_{c0d}/A_{netto} = 1000 \times 7.165 / 16875 = 0.42 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{myd} = M_{yd}/W_{my,netto} = 1E+06 \times 0.115 / 6.328E+005 = 0.18 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{mzd} = M_{zd}/W_{mz,netto} = 1E+06 \times 0.000 / 2.109E+005 = 0.00 \text{ N/mm}^2$

Lunghezza libera di inflessione S_k

$$S_{ky} = 1.00 \times 1.800 = 1.800 \text{ m} = 1800 \text{ mm} \text{ (più sfavorevole)}$$

$$S_{kz} = 1.00 \times 1.800 = 1.800 \text{ m} = 1800 \text{ mm} \text{ (più sfavorevole)}$$

Snellezza

$$i_y = \sqrt{(I_y/A)} = 0.289 \times 225 = 65 \text{ mm}, \lambda_y = 1800 / 65 = 27.69$$

$$i_z = \sqrt{(I_z/A)} = 0.289 \times 75 = 22 \text{ mm}, \lambda_z = 1800 / 22 = 81.82$$

Tensioni critiche

$$\sigma_{c,crity} = \pi^2 E_{005} / \lambda_y^2 = 140.31 \text{ N/mm}^2, \lambda_{rel,y} = \sqrt{(f_{c0k}/\sigma_{c,crity})} = 0.43 \quad (\text{EC5 Eq.6.21})$$

$$\sigma_{c,critz} = \pi^2 E_{005} / \lambda_z^2 = 16.07 \text{ N/mm}^2, \lambda_{rel,z} = \sqrt{(f_{c0k}/\sigma_{c,critz})} = 1.27 \quad (\text{EC5 Eq.6.22})$$

$\beta_c = 0.20$ (legno lamellare)

$$k_y = 0.5 [1 + \beta_c (\lambda_{rel,y} - 0.3) + \lambda_{rel,y}^2] = 0.61, K_{cy} = 1 / (k_y + \sqrt{(k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2)}) = 0.969 \quad (\text{Eq.6.27 6.25})$$

$$k_z = 0.5 [1 + \beta_c (\lambda_{rel,z} - 0.3) + \lambda_{rel,z}^2] = 1.41, K_{cz} = 1 / (k_z + \sqrt{(k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2)}) = 0.499 \quad (\text{Eq.6.28 6.26})$$

$$\sigma_{c0d} / (K_{cy} \cdot f_{c0d}) + \sigma_{myd} / f_{myd} + K_m \cdot \sigma_{mzd} / f_{mzd} = 0.028 + 0.008 + 0.000 = 0.04 < 1 \quad (\text{EC5 Eq.6.23})$$

$$\sigma_{c0d} / (K_{cz} \cdot f_{c0d}) + K_m \cdot \sigma_{myd} / f_{myd} + \sigma_{mzd} / f_{mzd} = 0.055 + 0.005 + 0.000 = 0.06 < 1 \quad (\text{EC5 Eq.6.24})$$

La verifica è soddisfatta

1.9. Progetto delle unioni

1.9.1. Resistenza di giunzioni (UNI EN1995-1-1:2009, §8)

Viti del giunto e piastre del giunto

Viti selezionati 5.0/25 ($d=5.0\text{mm}$, $L=25\text{mm}$, $L_{ef}=20\text{mm}$). Piastre del giunto $t=2.0\text{mm}$.

Res. snervamento piastre in acciaio $f_y=240\text{N/mm}^2$. Superficie netta piastra $A_{net}=(0.75) \cdot b \cdot t$

Proprietà della sezione

Spessore del legname $d=75.0\text{ mm}$, spessore della piastra in acciaio $t=2.0\text{mm}$

Proprietà dei viti (EC5 §8.7.1)

Diametro dei viti $d=5.0\text{ mm}$, lunghezza dei viti $l=25\text{ mm}$, $l_{ef}=20\text{ mm}$,

diametro rondella $\geq 15.0\text{mm}$ spessore $\geq 1.5\text{mm}$, con preforatura.

Distanza tra i viti (EC5 Table 8.2)

come maggiormente sfavorevole viene scelta $a_1=14d=14 \times 5.0=70\text{ mm}$, $a_2=5d=25\text{ mm}$

Momento caratteristico di snervamento (EC5 §8.3.1.1)

$M_{yk}=0.30 f_{ud} \cdot d^2 = 0.30 \times 400 \times 5^2 = 5991\text{ Nmm}$ ($f_u=400\text{N/mm}^2$, $\text{def}=0.9d$) (EN1995-1-1 Eq.8.14)

Valori caratteristici della resistenza a rifollamento (EC5 §8.3.1.1)

$f_{hk}=0.082(1-0.01d) \rho_k = 42.85\text{N/mm}^2$, ($\rho_k=550\text{kg/m}^3$, $d=5.0\text{mm}$) (EN1995-1-1 Eq.8.32)

Azione permanente

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

$t_2=23.0\text{mm}$ (profondità di viti), Spessore della piastra in acciaio $t=2.0 \leq 0.5d=0.5 \times 5.0=2.5\text{mm}$

R_d =il minore tra i valori (UNI EN1995-1-1:2009 Eq.8.9(a), 8.9(b))

$0.40 f_{hk} \cdot t_2 \cdot d = 1.971\text{ kN}$

$1.15 \sqrt{2 M_{yk} \cdot f_{hk} \cdot d} = 1.843\text{ kN}$

Resistenza caratteristica dei viti $R_d = K_{mod} \cdot F_{vrk} / \gamma_M = 0.60 \times 1.843 / 1.50 = 0.737\text{ kN}$

Azione di lunga durata

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

$t_2=23.0\text{mm}$ (profondità di viti), Spessore della piastra in acciaio $t=2.0 \leq 0.5d=0.5 \times 5.0=2.5\text{mm}$

R_d =il minore tra i valori (UNI EN1995-1-1:2009 Eq.8.9(a), 8.9(b))

$0.40 f_{hk} \cdot t_2 \cdot d = 1.971\text{ kN}$

$1.15 \sqrt{2 M_{yk} \cdot f_{hk} \cdot d} = 1.843\text{ kN}$

Resistenza caratteristica dei viti $R_d = K_{mod} \cdot F_{vrk} / \gamma_M = 0.80 \times 1.843 / 1.50 = 0.983\text{ kN}$

Azione di breve durata

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

$t_2=23.0\text{mm}$ (profondità di viti), Spessore della piastra in acciaio $t=2.0 \leq 0.5d=0.5 \times 5.0=2.5\text{mm}$

R_d =il minore tra i valori (UNI EN1995-1-1:2009 Eq.8.9(a), 8.9(b))

$0.40 f_{hk} \cdot t_2 \cdot d = 1.971\text{ kN}$

$1.15 \sqrt{2 M_{yk} \cdot f_{hk} \cdot d} = 1.843\text{ kN}$

Resistenza caratteristica dei viti $R_d = K_{mod} \cdot F_{vrk} / \gamma_M = 0.90 \times 1.843 / 1.50 = 1.106\text{ kN}$

Azione Accidentale

Resistenza caratteristica dei viti $R_d = K_{mod} \cdot F_{vrk} / \gamma_M = 1.00 \times 1.843 / 1.00 = 1.843\text{ kN}$

Ipotesi per la progettazione di unioni con viti

La progettazione dell'unione è basata sull'analisi plastica. Gli sforzi sui viti raggiungono tutti lo stesso valore limite. La resistenza della piastra metallica è basata sulla sezione resistente plastica. Lo sforzo resistente a compressione è ridotto a $0.50 \times F_d$

1.9.2. Stato limite ultimo**Progettazione di unione con viti al nodo : 2** (UNI EN1995-1-1:2009, §8.7)

Unione con due (2) piastre metalliche.

Verifica dell'unione tra gli elementi 1 e 3, al nodo 2

Caratteristiche della ferramenta:

Due(2) piastre metalliche 2.0 mm delle dimensioni

BxH=175mmx100mm, e di spessore 2.0mm

Viti 5.0/25 (d=5.0mm, L=25mm, Lef=20mm),

4 viti su ogni elemento collegato

Distanza tra i viti a1=70 mm, a2=25 mm

Res. snervamento piastre in acciaio $f_y=240\text{N/mm}^2$ Superficie netta piastra $A_{net}=(0.75) \cdot b \cdot t$

Fa= forza al centro dell'unione

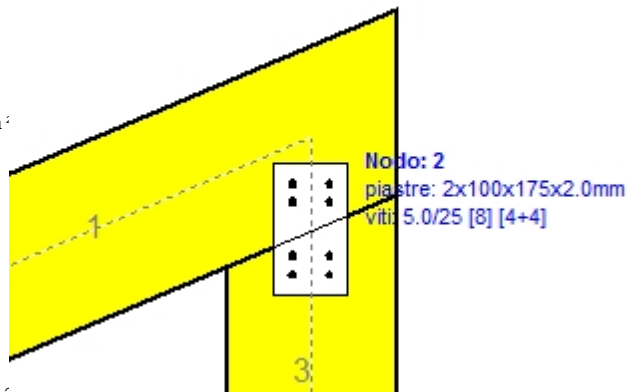
Ma= momento al centro dell'unione

Sforzo max viti d'angolo $F_n=Fa/n+Ma/W_p$

n: numero di viti, a: sezione del viti

 $A=n \cdot a$: area totale viti

r :distanza viti d'angolo dal centro unione

 W_p : modulo di resistenza del collegamenton= 4, ($k_{ef}=1.0$, $n_{eff}=n$), $A=79\text{mm}^2$, $r=20\text{mm}$, $W_p=219\text{mm}^3$ σ e σ_d tens. normale e di esercizio piastra N/mm^2 **Sforzi nel nodo 2 ,dall'elemento 1, al centro della unione F(forza) M(momento)****Verifica resistenza della unione**

L.C.	Combinazione di carichi	Classe di durata	kmod	Fa (kN)	Ma (kNm)	F _n (kN)	R _d (kN)
1	yg.Gk	Permanente	0.60	-1.327	-0.054	0.383 <	0.737
2	yg.Gk+yg.Qk1	Breve	0.90	-3.347	-0.136	0.965 <	1.106
3	yg.Gk+yg.Qk2	Breve	0.90	-1.327	-0.054	0.383 <	1.106
4	yg.Gk+yg.Qki	Breve	0.90	-2.169	-0.088	0.625 <	1.106
5	yg.Gk+yg.Qk1+yg.ψo.Qk2	Breve	0.90	-3.347	-0.136	0.965 <	1.106
6	yg.Gk+yg.Qk2+yg.ψo.Qk1	Breve	0.90	-2.741	-0.112	0.791 <	1.106
7	yg.Gk+yg.Qki+yg.ψo.Qk1+yg.ψo.Qk2	Breve	0.90	-3.583	-0.146	1.033 <	1.106
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-1.321	-0.054	0.381 <	1.843
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-1.298	-0.053	0.374 <	1.843

Verifica la resistenza della piastra di unione

L.C.	Combinazione di carichi	Classe di durata	kmod	Fa (kN)	Ma (kNm)	σ	$\sigma_d (\text{N/mm}^2)$
1	yg.Gk	Permanente	0.60	-1.327	-0.054	12 <	131
2	yg.Gk+yg.Qk1	Breve	0.90	-3.347	-0.136	29 <	196
3	yg.Gk+yg.Qk2	Breve	0.90	-1.327	-0.054	12 <	196
4	yg.Gk+yg.Qki	Breve	0.90	-2.169	-0.088	19 <	196
5	yg.Gk+yg.Qk1+yg.ψo.Qk2	Breve	0.90	-3.347	-0.136	29 <	196
6	yg.Gk+yg.Qk2+yg.ψo.Qk1	Breve	0.90	-2.741	-0.112	24 <	196
7	yg.Gk+yg.Qki+yg.ψo.Qk1+yg.ψo.Qk2	Breve	0.90	-3.583	-0.146	31 <	196
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-1.321	-0.054	12 <	240
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-1.298	-0.053	11 <	240

1.9.3. Stato limite ultimo**Progettazione di unione con viti al nodo : 1** (UNI EN1995-1-1:2009, §8.7)

Unione con due (2) piastre metalliche.

Verifica dell'unione tra gli elementi 1 e 2, al nodo 1

Caratteristiche della ferramenta:

Due(2) piastre metalliche 2.0 mm delle dimensioni

BxH=195mmx100mm, e di spessore 2.0mm

Viti 5.0/25 (d=5.0mm, L=25mm, Lef=20mm),

3 viti su ogni elemento collegato

Distanza tra i viti a1=70 mm, a2=25 mm

Res. snervamento piastre in acciaio $f_y=240\text{N/mm}^2$ Superficie netta piastra $A_{net}=(0.75) \cdot b \cdot t$

Fa= forza al centro dell'unione

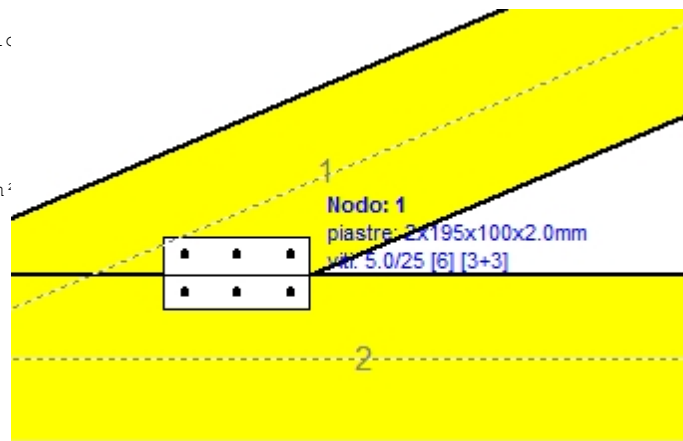
Ma= momento al centro dell'unione

Sforzo max viti d'angolo $F_n=Fa/n+Ma/W_p$

n: numero di viti, a: sezione del viti

 $A=n \cdot a$: area totale viti

r :distanza viti d'angolo dal centro unione

 W_p : modulo di resistenza del collegamenton= 3, ($k_{ef}=1.0$, $n_{eff}=n$), $A=59\text{mm}^2$, $r=18\text{mm}$, $W_p=1903\text{mm}^3$ σ e σ_d tens. normale e di esercizio piastra N/mm^2 **Sforzi nel nodo 1 ,dall'elemento 1, al centro della unione F(forza) M(momento)****Verifica resistenza della unione**

L.C.	Combinazione di carichi	Classe di durata	kmod	Fa (kN)	Ma (kNm)	F_n (kN)	R_d (kN)
1	yg.Gk	Permanente	0.60	-1.334	0.041	0.302 <	0.737
2	yg.Gk+yq.Qk1	Breve	0.90	-3.365	0.102	0.762 <	1.106
3	yg.Gk+yq.Qk2	Breve	0.90	-1.334	0.041	0.302 <	1.106
4	yg.Gk+yq.Qki	Breve	0.90	-2.180	0.066	0.494 <	1.106
5	yg.Gk+yq.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-3.365	0.102	0.762 <	1.106
6	yg.Gk+yq.Qk2+yq.ψo.Qk1	Breve	0.90	-2.756	0.084	0.624 <	1.106
7	yg.Gk+yq.Qki+yq.ψo.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-3.602	0.110	0.816 <	1.106
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-1.273	0.044	0.322 <	1.843
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-1.305	0.040	0.296 <	1.843

Verifica la resistenza della piastra di unione

L.C.	Combinazione di carichi	Classe di durata	kmod	Fa (kN)	Ma (kNm)	σ	σ_d (N/mm ²)
1	yg.Gk	Permanente	0.60	-1.334	0.041	4 <	131
2	yg.Gk+yq.Qk1	Breve	0.90	-3.365	0.102	9 <	196
3	yg.Gk+yq.Qk2	Breve	0.90	-1.334	0.041	4 <	196
4	yg.Gk+yq.Qki	Breve	0.90	-2.180	0.066	6 <	196
5	yg.Gk+yq.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-3.365	0.102	9 <	196
6	yg.Gk+yq.Qk2+yq.ψo.Qk1	Breve	0.90	-2.756	0.084	8 <	196
7	yg.Gk+yq.Qki+yq.ψo.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-3.602	0.110	10 <	196
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-1.273	0.044	4 <	240
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-1.305	0.040	4 <	240

1.9.4. Stato limite ultimo**Progettazione di unione con viti al nodo : 3 (UNI EN1995-1-1:2009, §8.7)**

Unione con due (2) piastre metalliche.

Verifica dell'unione tra gli elementi 3 e 2, al nodo 3

Caratteristiche della ferramenta:

Due(2) piastre metalliche 2.0 mm delle dimensioni

BxH=155mmx75mm, e di spessore 2.0mm

Viti 5.0/25 (d=5.0mm, L=25mm, Lef=20mm),

4 viti su ogni elemento collegato

Distanza tra i viti a1=70 mm, a2=25 mm

Res. snervamento piastre in acciaio $f_y=240\text{N/mm}^2$ Superficie netta piastra $A_{net}=(0.75) \cdot b \cdot t$

Fa= forza al centro dell'unione

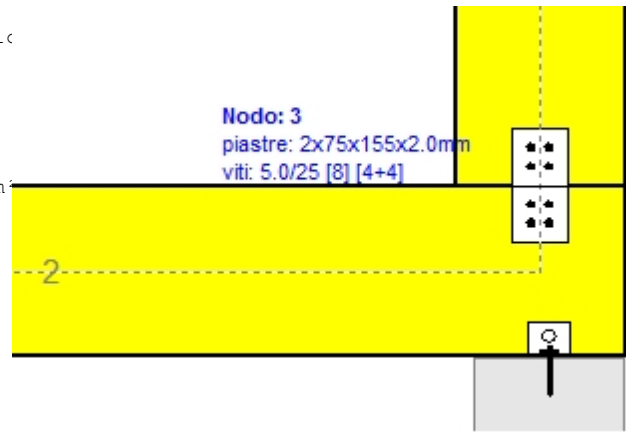
Ma= momento al centro dell'unione

Sforzo max viti d'angolo $F_n=Fa/n+Ma/W_p$

n: numero di viti, a: sezione del viti

 $A=n \cdot a$: area totale viti

r :distanza viti d'angolo dal centro unione

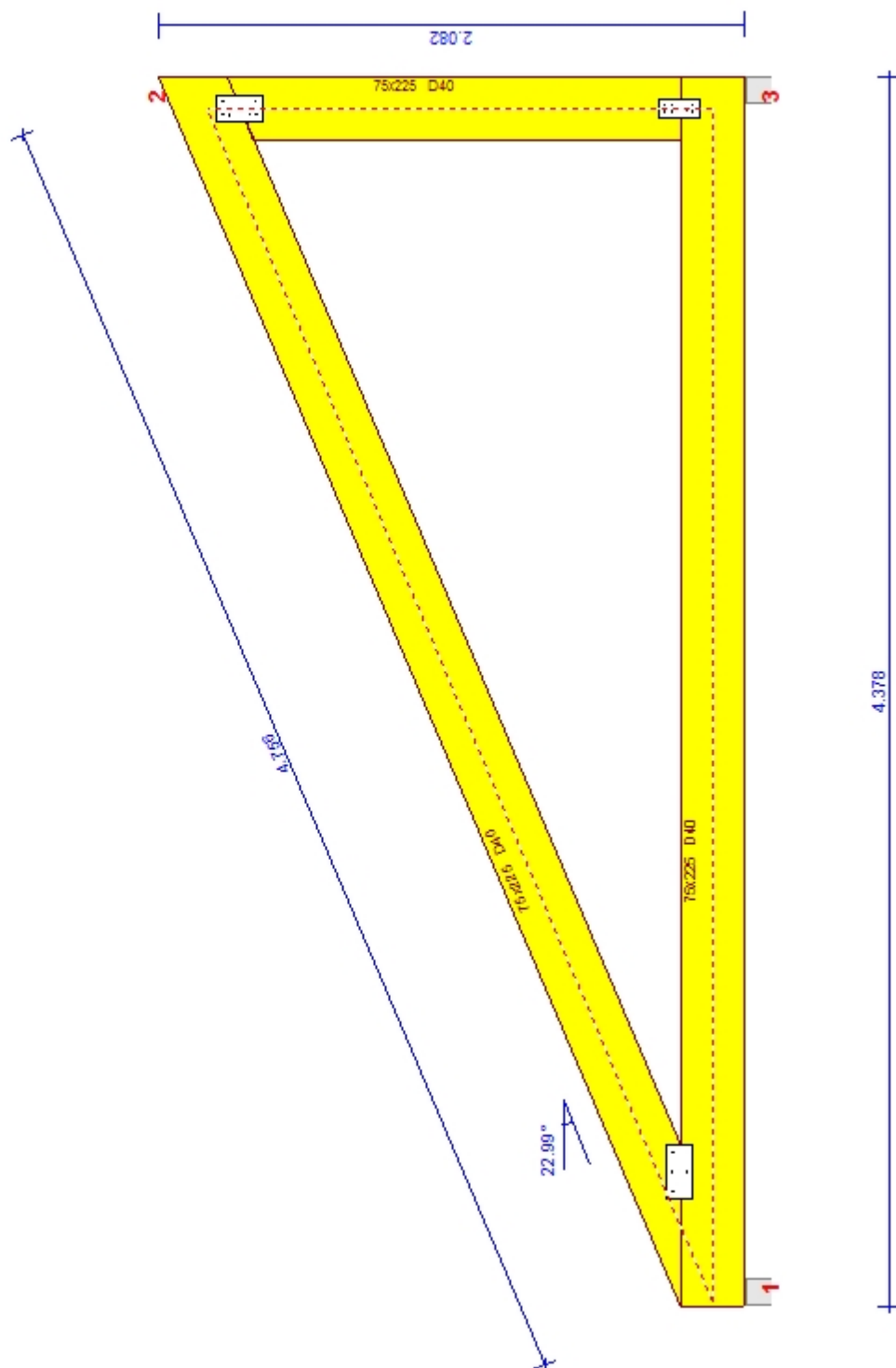
 W_p : modulo di resistenza del collegamenton= 4, ($k_{ef}=1.0$, $n_{eff}=n$), $A=79\text{mm}^2$, $r=13\text{mm}$, $W_p=1500\text{mm}^3$ σ e σ_d tens. normale e di esercizio piastra N/mm^2 **Sforzi nel nodo 3 ,dall'elemento 3, al centro della unione F(forza) M(momento)****Verifica resistenza della unione**

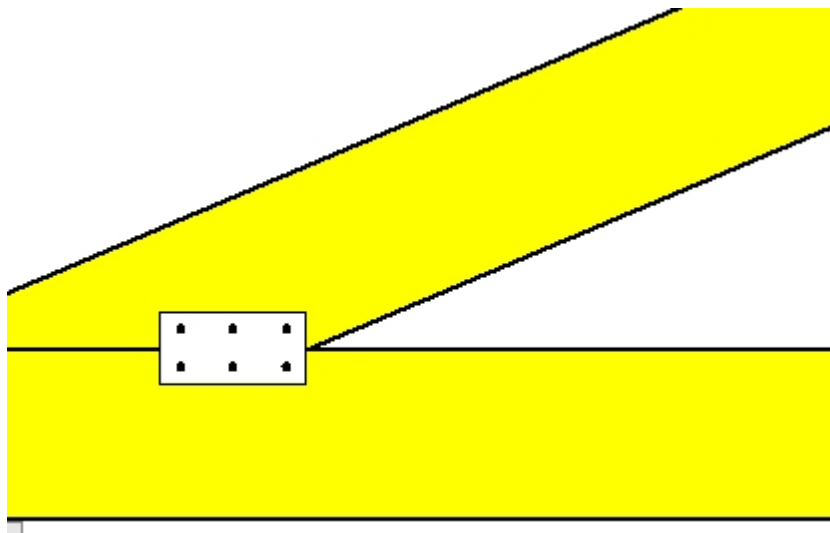
L.C.	Combinazione di carichi	Classe di durata	kmod	Fa (kN)	Ma (kNm)	F _n (kN)	R _d (kN)
1	yg.Gk	Permanente	0.60	-1.327	0.000	0.168 <	0.737
2	yg.Gk+yq.Qk1	Breve	0.90	-3.347	0.001	0.424 <	1.106
3	yg.Gk+yq.Qk2	Breve	0.90	-1.327	0.000	0.168 <	1.106
4	yg.Gk+yq.Qki	Breve	0.90	-2.169	0.001	0.275 <	1.106
5	yg.Gk+yq.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-3.347	0.001	0.424 <	1.106
6	yg.Gk+yq.Qk2+yq.ψo.Qk1	Breve	0.90	-2.741	0.001	0.348 <	1.106
7	yg.Gk+yq.Qki+yq.ψo.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-3.583	0.001	0.454 <	1.106
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-1.321	0.000	0.168 <	1.843
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-1.298	0.000	0.165 <	1.843

Verifica la resistenza della piastra di unione

L.C.	Combinazione di carichi	Classe di durata	kmod	Fa (kN)	Ma (kNm)	σ	σ_d (N/mm ²)
1	yg.Gk	Permanente	0.60	-1.327	0.000	6 <	131
2	yg.Gk+yq.Qk1	Breve	0.90	-3.347	0.001	15 <	196
3	yg.Gk+yq.Qk2	Breve	0.90	-1.327	0.000	6 <	196
4	yg.Gk+yq.Qki	Breve	0.90	-2.169	0.001	10 <	196
5	yg.Gk+yq.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-3.347	0.001	15 <	196
6	yg.Gk+yq.Qk2+yq.ψo.Qk1	Breve	0.90	-2.741	0.001	12 <	196
7	yg.Gk+yq.Qki+yq.ψo.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-3.583	0.001	16 <	196
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-1.321	0.000	6 <	240
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-1.298	0.000	6 <	240

Scala 1:25

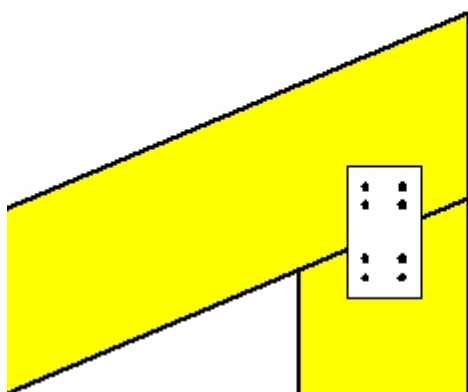


**Unione chiodata al nodo 1**

(nodo a $x=0.456$ m, $y=0.112$ m)

piastre: 2x195x100x2.0mm

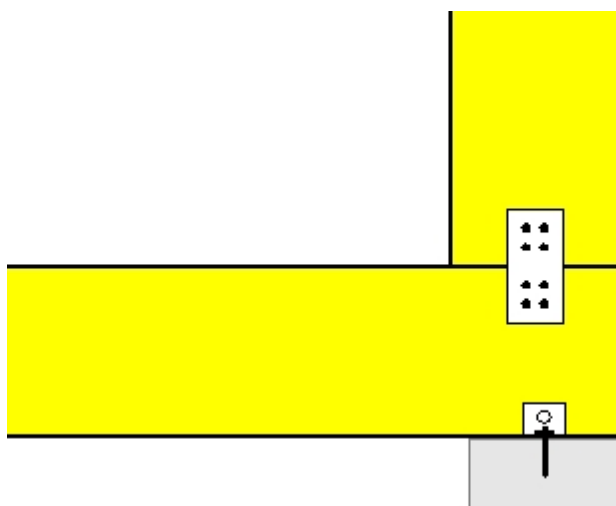
viti: 5.0/25 [6] [3+3]

**Unione chiodata al nodo 2**

(nodo a $x=4.243$ m, $y=1.800$ m)

piastre: 2x100x175x2.0mm

viti: 5.0/25 [8] [4+4]

**Unione chiodata al nodo 3**

(nodo a $x=4.243$ m, $y=0.000$ m)

piastre: 2x75x155x2.0mm

viti: 5.0/25 [8] [4+4]