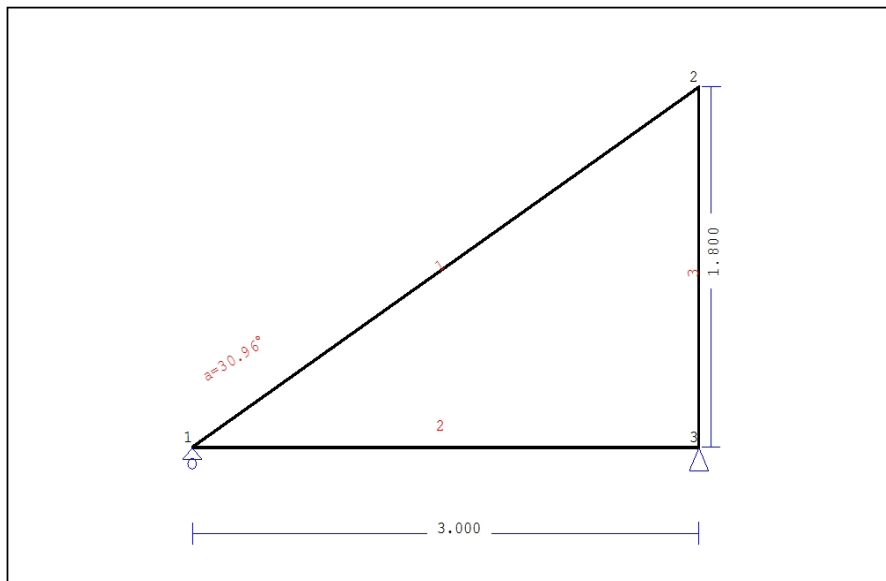


1. PADIGLIONE-01-4

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 3.000m, altezza 1.800m, inclinazione 30.96°, interasse delle capriate 3.000m

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 = 0.140 m³, peso proprio della capriata = 0.756 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)

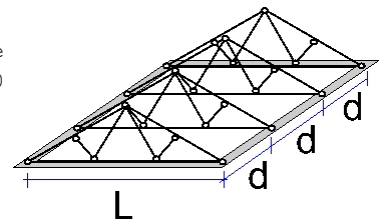
Classe del legno : D40

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 MPa, f_{t0k} = 24.0 MPa, f_{t90k} = 0.6 MPaf_{c0k} = 26.0 MPa, f_{c90k} = 8.3 MPa, f_{vk} = 4.0 MPaE_{0m} = 13000 MPa, E₀₀₅ = 10900 MPa, E_{90m} = 860 MPaG_m = 810 MPa, ρ_k = 550 Kg/m³**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 MPa, f_{t0k} = 13.0 MPa, f_{t90k} = 0.4 MPaf_{c0k} = 20.0 MPa, f_{c90k} = 2.4 MPa, f_{vk} = 3.8 MPaE_{0m} = 10000 MPa, E₀₀₅ = 6700 MPa, E_{90m} = 330 MPaG_m = 630 MPa, ρ_k = 340 Kg/m³**1.1.6. Proprietà dei materiali (legname, travetti) (NTC-DM2008, §4.4)**

Classe del legno : C22

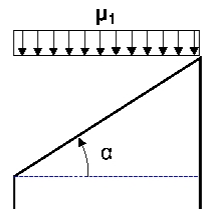
Classe di servizio : Classe 1, umidità $\leq 12\%$ (DM2008 §4.4.5)Coefficiente del materiale $\gamma_M=1.50$ (DM2008 T.4.4.III)**Valori caratteristici del legname**f_{mk} = 22.0 MPa, f_{t0k} = 13.0 MPa, f_{t90k} = 0.4 MPaf_{c0k} = 20.0 MPa, f_{c90k} = 2.4 MPa, f_{vk} = 3.8 MPaE_{0m} = 10000 MPa, E₀₀₅ = 6700 MPa, E_{90m} = 330 MPaG_m = 630 MPa, ρ_k = 340 Kg/m³**1.1.7. Carichi distribuiti sulla copertura**Carico permanente del manto di copertura Ge = 0.500 kN/m² (TegoleTravetti, assito, isolamento G_t = 0.100 kN/m² Ge+G_t=0Peso del controsoffitto del tetto G_c = 0.000 kN/m²Carico della neve sul terreno S_k = 1.500 kN/m²Pressione del vento sulle superfici vert. Q_w = 0.754 kN/m²Carico (categoria H) Q_i = 0.500 kN/m²**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

q_{sk} = 1.500 kN/m² (as=200 <= 200m)Valore di riferimento del carico neve al suolo: s_k=q_{ref}(T)=1.500 kN/m²

Carico neve sulla copertura (DM2008, §3.4.5)

Inclinazione del tetto : $\alpha = 30.964^\circ$ Coefficiente di esposizione : C_e = 1.000 (DM2008 §5.2(7))Coefficiente termico : C_t = 1.000 (DM2008 §5.2(8))Fattori di forma, $\alpha = 30.96^\circ$, $\mu_1 = 0.774$ (Tab. 3.4.II)

Azioni della neve (DM2008, §3.4.8.2)

S₁ = $\mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k = 0.774 \times 1.000 \times 1.000 \times 1.500 = 1.161$ kN/m²

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)

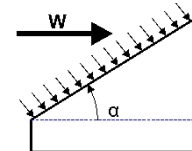
Pressione del vento sulla superficie verticale: $Q_{\text{ref}} \cdot C_e = 0.001 \times (25.00^2/1.6) \times 1.929 = 0.754\text{kN/m}^2$

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 $\alpha=30.96^\circ$, $C_p=-0.07$

Pressione del vento $p_f=-0.054\text{ kN/m}^2$



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

Lunghezza $L=3.000$ m, altezza $H=1.800$ m, interasse capriate $d=3.000$ m
 Inclinazione $=60.00\%$, angolo $\alpha=30.96^\circ$, $\tan\alpha=0.600$, $\sin\alpha=0.514$, $\cos\alpha=0.857$
 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	3.499	1.688E+004	7.119E+007	6.328E+005
2	3.000	1.800		2	1	3	75x225	3.000	1.688E+004	7.119E+007	6.328E+005
3	3.000	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 =0.756 kN
 Interasse delle capriate $d=3.00$ m, peso delle unioni delle capriate =0.076 kN

Carico lineare permanente (kN/m) sulle capriate

Manto di copertura +peso proprio $Gk1= 2.077$ kN/m
 Controsoffitto del tetto $Gk2= 0.000$ kN/m

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

Sovraccario $Qki= 0.50 \times 3.000 = 1.500$ kN/m
 Carico neve $Qk1= 3.484$ kN/m
 Carico da vento $Qk2=-0.161$ 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 $qv=0.006 \times (G+0.20 \times Qk1)$

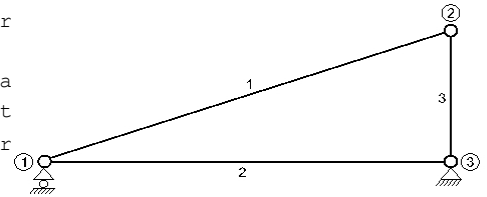
Combinazioni di carico di progetto

($\gamma_g=1.30$, $\gamma_q=1.50$, 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

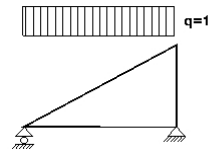
Progettazione di unioni con rigidezza ridotta (fattore 0.20)
 La capriata è progettata come struttura reticolare con una r di rigidezza delle unioni secondo il fattore sopraindicato.
 e la catena sono considerati come aste continue. La capriata viene calcolata dapprima per varie condizioni di carico 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	-0.78	1.29	0.03	0.76	-1.29	0.03
2	1	3	0.01	0.00	0.01	0.01	0.00	0.00
3	3	2	-1.50	0.01	0.00	-1.50	0.01	0.02



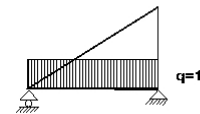
Sforzi alle estremità dell'elemento per carichi unitari (1 kN/m puntone sinistro verso il basso)

elem.	nodo-1	nodo-2	F1x[kN]	F1y[kN]	M1[kNm]	F2x[kN]	F2y[kN]	M2[kNm]
1	1	2	0.01	1.50	0.03	-0.01	1.50	-0.03
2	1	3	-0.01	0.00	0.01	0.01	0.00	0.00
3	3	2	-0.01	1.50	0.00	0.01	-1.50	-0.02

(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	-0.01	0.00	0.01	-0.01	0.00	0.00
2	1	3	0.01	1.50	0.03	0.01	-1.50	0.03
3	3	2	0.00	0.01	-0.01	0.00	0.01	0.00



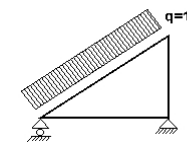
Sforzi alle estremità dell'elemento per carichi unitari (1 kN/m catena verso il basso)

elem.	nodo-1	nodo-2	F1x[kN]	F1y[kN]	M1[kNm]	F2x[kN]	F2y[kN]	M2[kNm]
1	1	2	0.01	0.00	0.01	-0.01	0.00	0.00
2	1	3	-0.01	1.50	0.03	0.01	1.50	-0.03
3	3	2	-0.01	0.00	-0.01	0.01	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	1.04	1.75	0.04	1.04	-1.75	0.04
2	1	3	-1.79	-0.01	0.02	-1.79	-0.01	0.00
3	3	2	-2.03	0.01	0.00	-2.03	0.01	0.02



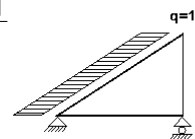
Sforzi alle estremità dell'elemento per carichi unitari (1 kN/m pressione nel puntone sinistro)

elem.	nodo-1	nodo-2	F1x[kN]	F1y[kN]	M1[kNm]	F2x[kN]	F2y[kN]	M2[kNm]
1	1	2	-1.79	0.97	0.04	-0.01	2.03	-0.04
2	1	3	1.79	-0.01	0.02	-1.79	0.01	0.00
3	3	2	-0.01	2.03	0.00	0.01	-2.03	-0.02

(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	3.53	0.90	0.02	0.53	-0.90	0.02
2	1	3	-3.49	0.00	0.01	-3.49	0.00	0.00
3	3	2	-1.05	0.01	0.00	-1.05	0.01	0.01

**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	-3.49	-1.05	0.02	-0.01	1.05	-0.02
2	1	3	3.49	0.00	0.01	-3.49	0.00	0.00
3	3	2	-0.01	1.05	0.00	0.01	-1.05	-0.01

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

1.5.2. Forze interne**Forze interne, Carico, : (Gk) Proprio Gk1 = 2.077, 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	-1.89	3.11	0.08	1.85	-3.12	0.07	-0.02	0.00	2.80
2	1	3	0.02	-0.01	0.03	0.02	-0.01	0.00	0.02	-0.01	0.02
3	3	2	-3.62	0.02	0.00	-3.62	0.02	0.04	-3.62	0.02	0.02

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

Forze interne, Carico, : (Qk1) Neve Qks = 3.484 [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	-2.72	4.48	0.11	2.66	-4.48	0.10	-0.04	0.00	4.03
2	1	3	0.03	-0.01	0.04	0.03	-0.01	0.00	0.03	-0.01	0.02
3	3	2	-5.21	0.03	0.00	-5.21	0.03	0.05	-5.21	0.03	0.03

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

Forze interne, Carico, : (Qk2) Vento Qkw = -0.161 [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	-0.17	-0.28	-0.01	-0.17	0.28	-0.01	-0.17	0.00	-0.25
2	1	3	0.29	0.00	0.00	0.29	0.00	0.00	0.29	0.00	0.00
3	3	2	0.33	0.00	0.00	0.33	0.00	0.00	0.33	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 = 1.500 [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	-1.17	1.93	0.05	1.14	-1.93	0.04	-0.02	0.00	1.73
2	1	3	0.01	-0.01	0.02	0.01	-0.01	0.00	0.01	-0.01	0.01
3	3	2	-2.24	0.01	0.00	-2.24	0.01	0.02	-2.24	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	0.58	0.15	0.00	0.09	-0.15	0.00	0.34	0.00	0.13
2	1	3	-0.58	0.00	0.00	-0.58	0.00	0.00	-0.58	0.00	0.00
3	3	2	-0.17	0.00	0.00	-0.17	0.00	0.00	-0.17	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	-0.02	0.03	0.00	0.02	-0.03	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	-0.03	0.00	0.00	-0.03	0.00	0.00	-0.03	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 = 2.077, 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	3.64	0.08	-0.02	3.62	-0.07
2	1	3	-0.02	-0.01	0.03	0.02	0.01	0.00
3	3	2	-0.02	3.62	0.00	0.02	-3.62	-0.04

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

Sforzi all'estremità dell'elemento, Carico: (Qk1) Neve Qks = 3.484[kN/m]

elem.	nodo-1	nodo-2	Flx[kN]	Fly[kN]	M1[kNm]	F2x[kN]	F2y[kN]	M2[kNm]
1	1	2	0.03	5.24	0.11	-0.03	5.21	-0.10
2	1	3	-0.03	-0.01	0.04	0.03	0.01	0.00
3	3	2	-0.03	5.21	0.00	0.03	-5.21	-0.05

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

Sforzi all'estremità dell'elemento, Carico: (Qk2) Vento Qkw = -0.161[kN/m]

elem.	nodo-1	nodo-2	Flx[kN]	Fly[kN]	M1[kNm]	F2x[kN]	F2y[kN]	M2[kNm]
1	1	2	0.29	-0.16	-0.01	0.00	-0.33	0.01
2	1	3	-0.29	0.00	0.00	0.29	0.00	0.00
3	3	2	0.00	-0.33	0.00	0.00	0.33	0.00

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

Sforzi all'estremità dell'elemento, Carico: (Qki) Sovraccario (H) Qi = 1.500[kN/m]

elem.	nodo-1	nodo-2	Flx[kN]	Fly[kN]	M1[kNm]	F2x[kN]	F2y[kN]	M2[kNm]
1	1	2	0.01	2.26	0.05	-0.01	2.24	-0.04
2	1	3	-0.01	-0.01	0.02	0.01	0.01	0.00
3	3	2	-0.01	2.24	0.00	0.01	-2.24	-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	-0.58	-0.17	0.00	0.00	0.17	0.00
2	1	3	0.58	0.00	0.00	-0.58	0.00	0.00
3	3	2	0.00	0.17	0.00	0.00	-0.17	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	0.03	0.00	0.00	0.03	0.00
2	1	3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	3	2	0.00	0.03	0.00	0.00	-0.03	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	-0.03	-0.04	0.00	-0.02
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	3.63	5.23	-0.15	2.25
3	Fx	0.00	0.00	0.29	0.00
3	Fy	3.63	5.23	-0.33	2.25

1.6. Reazioni agli appoggi combinazione di carichi (kN)

Carico [kN/m]	Azione	γ_g	γ_q	ψ_0	
(Gk) Proprio $G_{k1} = 2.077$, $G_{k2} = 0.000$	Permanente		1.30	0.00	1.00
(Qk1) Neve $Q_{ks} = 3.484$	Breve		0.00	1.50	0.70
(Qk2) Vento $Q_{kw} = -0.161$	Breve		0.00	1.50	0.60
(Qki) Sovraccario (H) $Q_i = 1.500$	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	4.723	0.000	7.872	
2	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{k1}$	Breve	0.90	0.000	12.563	0.000	13.959	
3	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{k2}$	Breve	0.90	0.434	4.231	0.482	4.701	
4	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{ki}$	Breve	0.90	0.000	8.098	0.000	8.998	
5	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{k1} + \gamma_q.\psi_0.Q_{k2}$	Breve	0.90	0.260	12.268	0.289	13.631	
6	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{k2} + \gamma_q.\psi_0.Q_{k1}$	Breve	0.90	0.434	9.719	0.482	10.799	
7	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{ki} + \gamma_q.\psi_0.Q_{k1} + \gamma_q.\psi_0.Q_{k4}$	Breve	0.90	0.260	13.291	0.289	14.768	
8	$G_k + 0.2xQ_{k1} + A_{edX}$	Accidental	1.00	0.487	4.852	0.541	5.391	
9	$G_k + 0.2xQ_{k1} + A_{edY}$	Accidental	1.00	0.000	4.709	0.000	5.232	
	Valori massimi				0.487	13.291	0.541	14.768
10	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{k2} = 0.9G_k + 1.5Q_{k2}$, (EQU)	Breve	0.90	0.434	2.778	0.482	3.087	

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	4.723	0.000	7.872	
2	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{k1}$	Breve	0.90	0.000	12.563	0.000	13.959	
3	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{k2}$	Breve	0.90	0.000	4.492	0.000	4.991	
4	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{ki}$	Breve	0.90	0.000	8.098	0.000	8.998	
5	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{k1} + \gamma_q.\psi_0.Q_{k2}$	Breve	0.90	0.000	12.424	0.000	13.805	
6	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{k2} + \gamma_q.\psi_0.Q_{k1}$	Breve	0.90	0.000	9.980	0.000	11.088	
7	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{ki} + \gamma_q.\psi_0.Q_{k1} + \gamma_q.\psi_0.Q_{k4}$	Breve	0.90	0.000	13.447	0.000	14.941	
8	$G_k + 0.2xQ_{k1} + A_{edX}$	Accidental	1.00	0.000	4.852	0.000	5.391	
9	$G_k + 0.2xQ_{k1} + A_{edY}$	Accidental	1.00	0.000	4.709	0.000	5.232	
	Valori massimi				0.000	13.447	0.000	14.941
10	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{k2} = 0.9G_k + 1.5Q_{k2}$, (EQU)	Breve	0.90	0.000	3.038	0.000	3.376	

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	Gk1 = 2.077, Gk2 = 0.000	3.754	Permanente	1.00	1.00	1.00	0.60	
(Qk1) Neve	Qks = 3.484	6.298	Breve		0.70	0.50	0.20	0.00
(Qk2) Vento	Qkw = -0.161	0.000	Breve		0.60	0.20	0.00	0.00

Combinazione di carico	w.inst	w.fin [mm]
1 Gk	3.754	6.007
2 Gk + Qk1	10.052	13.060
3 Gk + Qk2	3.754	6.007
4 Gk + Qk1 + $\psi_0 \cdot Qk2$	10.052	13.060
5 Gk + Qk2 + $\psi_0 \cdot Qk1$	8.163	11.171

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

Massimi valori della freccia a metà asta 1

$w_{inst} = 10.052$ mm, $w_{fin} = 13.060$ mm

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

$w_{inst} = 10.052$ mm < $L/300 = 3499/300 = 11.662$ mm

$w_{net,fin} = 13.060$ mm < $L/250 = 3499/250 = 13.994$ mm

$w_{fin} = 13.060$ mm < $L/150 = 3499/150 = 23.324$ 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 = 2.077, Gk2 = 0.000		0.000	Permanente	1.00	1.00	1.00	0.60
(Qk1) Neve	Qks = 3.484		0.000	Breve	0.70	0.50	0.20	0.00
(Qk2) Vento	Qkw = -0.161		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 < $L/300 = 3000/300 = 10.000$ mm

$w_{net,fin} = 0.000$ mm < $L/250 = 3000/250 = 12.000$ mm

$w_{fin} = 0.000$ mm < $L/150 = 3000/150 = 20.000$ 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	17.02165	0.05875
2	44.08305	0.02268
3	53.82413	0.01858

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

Carico [kN/m]	Azione	γ_g	γ_q	ψ_0	
(Gk) Proprio Gk1 = 2.077, Gk2 = 0.000	Permanente		1.30	0.00	1.00
(Qk1) Neve Qks = 3.484	Breve		0.00	1.50	0.70
(Qk2) Vento Qkw = -0.161	Breve		0.00	1.50	0.60
(Qki) Sovraccario (H) Qi = 1.500	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	$\gamma_g \cdot G_k$	Permanente	0.60	-4.101	4.000	6.755	6.065	
2	$\gamma_g \cdot G_k + \gamma_q \cdot Q_{k1}$	Breve	0.90	-7.271	7.093	11.977	10.755	
3	$\gamma_g \cdot G_k + \gamma_q \cdot Q_{k2}$	Breve	0.90	-2.734	2.667	4.503	4.044	
4	$\gamma_g \cdot G_k + \gamma_q \cdot Q_{ki}$	Breve	0.90	-4.687	4.572	7.721	6.933	
5	$\gamma_g \cdot G_k + \gamma_q \cdot Q_{k1} + \gamma_q \cdot \psi_0 \cdot Q_{k2}$	Breve	0.90	-7.271	7.093	11.977	10.755	
6	$\gamma_g \cdot G_k + \gamma_q \cdot Q_{k2} + \gamma_q \cdot \psi_0 \cdot Q_{k1}$	Breve	0.90	-5.910	5.765	9.735	8.742	
7	$\gamma_g \cdot G_k + \gamma_q \cdot Q_{ki} + \gamma_q \cdot \psi_0 \cdot Q_{k1} + \gamma_q \cdot \psi_0 \cdot Q_{k4}$	Breve	0.90	-7.863	7.670	12.953	11.631	
8	$G_k + 0.2 \cdot x \cdot Q_{k1} + A_{edX}$	Accidental	1.00	-1.235	1.644	2.776	2.492	
9	$G_k + 0.2 \cdot x \cdot Q_{k1} + A_{edY}$	Accidental	1.00	-1.635	1.595	2.693	2.419	
	Valori massimi				-7.863	7.670	12.953	11.631

1.8.2. Verifica della sezione Puntone, elementi: 1**Puntone, elementi: 1 , combinazione di carico No 7****Trazione parallela alla fibratura, Ft0d=6.903 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=6.903 kN, $\sigma_{t0d} = Ft0d / A_{netto} = 1000 \times 6.903 / 16875 = 0.41$ 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=-7.077 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=-7.077 kN, $\sigma_{c0d} = Fc0d / A_{netto} = 1000 \times 7.077 / 16875 = 0.42$ N/mm² < 15.60 N/mm² = fc0d (Eq.6.2)

La verifica è soddisfatta

Puntone, elementi: 1 , combinazione di carico No 7**Taglio, Fv=11.657 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=11.657 kN, $\tau_{v0d} = 1.50 Fv0d / A_{netto} = 1000 \times 1.50 \times 11.657 / 11250 = 1.55$ N/mm² < 2.40 N/mm² = fv0d (Eq.6.13)

La verifica è soddisfatta

Puntone, elementi: 1 , combinazione di carico No 7**Flessione, Myd=10.468 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))
 $\sigma_{myd} = M_{yd}/W_{my,netto} = 1E+06 \times 10.468 / 6.328E+005 = 16.54 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{mzd} = M_{zd}/W_{mz,netto} = 1E+06 \times 0.000 / 2.109E+005 = 0.00 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{myd}/f_{myd} + K_m \cdot \sigma_{mzd}/f_{mzd} = 0.689 + 0.000 = 0.69 < 1$ (EC5 Eq.6.11)

$K_m \cdot \sigma_{myd}/f_{myd} + \sigma_{mzd}/f_{mzd} = 0.482 + 0.000 = 0.48 < 1$ (EC5 Eq.6.12)

La verifica è soddisfatta

Puntone, elementi: 1 , combinazione di carico No 7

Flessione e compressione assiale combinate, $F_{c0d} = -7.077 \text{ kN}$, $M_{yd} = 10.468 \text{ kNm}$, $M_{zd} = 0.000 \text{ kNm}$ (§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))

$\sigma_{c0d} = F_{c0d}/A_{netto} = 1000 \times 7.077 / 16875 = 0.42 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{myd} = M_{yd}/W_{my,netto} = 1E+06 \times 10.468 / 6.328E+005 = 16.54 \text{ N/mm}^2$

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

$(\sigma_{c0d}/f_{c0d})^2 + \sigma_{myd}/f_{myd} + K_m \cdot \sigma_{mzd}/f_{mzd} = 0.001 + 0.689 + 0.000 = 0.69 < 1$ (EC5 Eq.6.19)

$(\sigma_{c0d}/f_{c0d})^2 + K_m \cdot \sigma_{myd}/f_{myd} + \sigma_{mzd}/f_{mzd} = 0.001 + 0.482 + 0.000 = 0.48 < 1$ (EC5 Eq.6.20)

La verifica è soddisfatta

Puntone, elementi: 1 , combinazione di carico No 7

Stabilità a pressoflessione, $F_{c0d} = -7.077 \text{ kN}$, $M_{yd} = 10.468 \text{ kNm}$, $M_{zd} = 0.000 \text{ kNm}$ (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))

$\sigma_{c0d} = F_{c0d}/A_{netto} = 1000 \times 7.077 / 16875 = 0.42 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{myd} = M_{yd}/W_{my,netto} = 1E+06 \times 10.468 / 6.328E+005 = 16.54 \text{ N/mm}^2$

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

Lunghezza libera di inflessione S_k

$S_{ky} = 1.00 \times 3.499 = 3.499 \text{ m} = 3499 \text{ mm}$ (più sfavorevole)

$S_{kz} = 0.09 \times 3.499 = 0.300 \text{ m} = 300 \text{ mm}$ (lunghezza efficace/lunghezza totale = $0.30/3.50 = 0.09$)

Snellezza

$i_y = \sqrt{I_y/A} = 0.289 \times 225 = 65 \text{ mm}$, $\lambda_y = 3499 / 65 = 53.82$

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

Tensioni critiche

$\sigma_{c,crity} = \pi^2 E_{005} / \lambda_y^2 = 37.14 \text{ N/mm}^2$, $\lambda_{rel,y} = \sqrt{f_{c0k}/\sigma_{c,crity}} = 0.84$ (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)

$k_y = 0.5 [1 + \beta_c (\lambda_{rel,y} - 0.3) + \lambda_{rel,y}^2] = 0.90$, $K_{cy} = 1 / (k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}) = 0.803$ (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)

$\sigma_{c0d} / (K_{cy} \cdot f_{c0d}) + \sigma_{myd} / f_{myd} + K_m \cdot \sigma_{mzd} / f_{mzd} = 0.033 + 0.689 + 0.000 = 0.72 < 1$ (EC5 Eq.6.23)

$\sigma_{c0d} / (K_{cz} \cdot f_{c0d}) + K_m \cdot \sigma_{myd} / f_{myd} + \sigma_{mzd} / f_{mzd} = 0.027 + 0.482 + 0.000 = 0.51 < 1$ (EC5 Eq.6.24)

La verifica è soddisfatta

Puntone, elementi: 1 , combinazione di carico No 7**Stabilità laterale, Myd=10.468 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)
 $f_{c0k}=26.00\text{ N/mm}^2$, $f_{c0d}=K_{mod} \cdot f_{c0k} / \gamma_M = 0.90 \times 26.00 / 1.50 = 15.60\text{ N/mm}^2$
 $f_{myk}=40.00\text{ N/mm}^2$, $f_{myd}=K_{mod} \cdot f_{myk} / \gamma_M = 0.90 \times 40.00 / 1.50 = 24.00\text{ N/mm}^2$
 $f_{mk}=40.00\text{ N/mm}^2$, $f_{md}=K_{mod} \cdot f_{mk} / \gamma_M = 0.90 \times 40.00 / 1.50 = 24.00\text{ N/mm}^2$

Sezione rettangolare $K_m=0.70$ (EC5 §6.1.6.(2))
 $\sigma_{myd} = M_{yd} / W_{my, netto} = 1\text{E}+06 \times 10.468 / 6.328\text{E}+005 = 16.54\text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{mzd} = M_{zd} / W_{mz, netto} = 1\text{E}+06 \times 0.000 / 2.109\text{E}+005 = 0.00\text{ N/mm}^2$

Lunghezza libera di inflessione S_k $S_{ky} = 1.00 \times 3.499 = 3.499\text{ m} = 3499\text{ mm}$ (più sfavorevole) $S_{kz} = 0.09 \times 3.499 = 0.300\text{ m} = 300\text{ mm}$ (lunghezza efficace/lunghezza totale = $0.30/3.50 = 0.09$)Snellezza $i_y = \sqrt{I_y/A} = 0.289 \times 225 = 65\text{ mm}$, $\lambda_y = 3499 / 65 = 53.82$ $i_z = \sqrt{I_z/A} = 0.289 \times 75 = 22\text{ mm}$, $\lambda_z = 300 / 22 = 13.64$ $\sigma_{m, crit} = M_{ycrit} / W_y = n \cdot \sqrt{(E_{005} \cdot I_z \cdot G_{005} \cdot I_{tor}) / (L_{ef} \cdot W_y)} = 60.42\text{ N/mm}^2$ (EC5 Eq.6.31) $\sigma_{m, crit} = M_{ycrit} / W_y = n \cdot \sqrt{(E_{005} \cdot I_z \cdot G_{005} \cdot I_{tor}) / (L_{ef} \cdot W_y)} = 5707.56\text{ N/mm}^2$ (EC5 Eq.6.31)Tensioni critiche $\sigma_{m, crity} = 60.42\text{ N/mm}^2$, $\lambda_{rel, my} = \sqrt{f_{myk} / \sigma_{m, crity}} = 0.81$ (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) $\lambda_{rel, my} = 0.81$, ($0.75 < \lambda_{rel} \leq 1.40$, $K_{crit} = 1.56 - 0.75 \lambda_{relm}$), $K_{crity} = 0.95$ (EC5 Eq.6.34) $\lambda_{rel, mz} = 0.08$, ($\lambda_{rel} \leq 0.75$), $K_{critz} = 1.00$ (EC5 Eq.6.34) $\sigma_{myd} / (K_{crity} \cdot f_{myd}) + K_m \cdot \sigma_{mzd} / (K_{critz} \cdot f_{mzd}) = 0.726 + 0.000 = 0.73 < 1$ (EC5 Eq.6.33) $K_m \cdot \sigma_{myd} / (K_{crity} \cdot f_{myd}) + \sigma_{mzd} / (K_{critz} \cdot f_{mzd}) = 0.508 + 0.000 = 0.51 < 1$ (EC5 Eq.6.33)

La verifica è soddisfatta

Puntone, elementi: 1 , combinazione di carico No 7**Flessione e trazione assiale combinate, Ft0d=6.903kN, Myd=10.468kNm, 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)
 $f_{t0k}=24.00\text{ N/mm}^2$, $f_{t0d}=K_{mod} \cdot f_{t0k} / \gamma_M = 0.90 \times 24.00 / 1.50 = 14.40\text{ N/mm}^2$
 $f_{myk}=40.00\text{ N/mm}^2$, $f_{myd}=K_{mod} \cdot f_{myk} / \gamma_M = 0.90 \times 40.00 / 1.50 = 24.00\text{ N/mm}^2$
 $f_{mk}=40.00\text{ N/mm}^2$, $f_{md}=K_{mod} \cdot f_{mk} / \gamma_M = 0.90 \times 40.00 / 1.50 = 24.00\text{ N/mm}^2$

Sezione rettangolare $K_m=0.70$ (EC5 §6.1.6.(2)) $\sigma_{t0d} = F_{t0d} / A_{netto} = 1000 \times 6.903 / 16875 = 0.41\text{ N/mm}^2$ $\sigma_{myd} = M_{yd} / W_{my, netto} = 1\text{E}+06 \times 10.468 / 6.328\text{E}+005 = 16.54\text{ N/mm}^2$ $\sigma_{mzd} = M_{zd} / W_{mz, netto} = 1\text{E}+06 \times 0.000 / 2.109\text{E}+005 = 0.00\text{ N/mm}^2$ $\sigma_{t0d} / f_{t0d} + \sigma_{myd} / f_{myd} + K_m \cdot \sigma_{mzd} / f_{mzd} = 0.028 + 0.689 + 0.000 = 0.72 < 1$ (EC5 Eq.6.17) $\sigma_{t0d} / f_{t0d} + K_m \cdot \sigma_{myd} / f_{myd} + \sigma_{mzd} / f_{mzd} = 0.028 + 0.482 + 0.000 = 0.51 < 1$ (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_o	
(Gk) Proprio Gk1 = 2.077, Gk2 = 0.000	Permanente		1.30	0.00	1.00
(Qk1) Neve Qks = 3.484	Breve		0.00	1.50	0.70
(Qk2) Vento Qkw = -0.161	Breve		0.00	1.50	0.60
(Qki) Sovraccario (H) Qi = 1.500	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	0.045	0.022	0.067
2	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk1$	Breve	0.90	0.000	0.081	0.039	0.118
3	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk2$	Breve	0.90	0.000	0.030	0.015	0.044
4	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qki$	Breve	0.90	0.000	0.052	0.025	0.076
5	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk1 + \gamma_q \cdot \psi_o \cdot Qk2$	Breve	0.90	0.000	0.081	0.039	0.118
6	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk2 + \gamma_q \cdot \psi_o \cdot Qk1$	Breve	0.90	0.000	0.065	0.032	0.096
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	0.000	0.087	0.043	0.128
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-0.367	0.000	0.009	0.027
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	0.000	0.018	0.009	0.027
	Valori massimi			-0.367	0.087	0.043	0.128

1.8.4. Verifica della sezione Catena, elementi: 2**Catena, elementi: 2 , combinazione di carico No 7****Trazione parallela alla fibratura, Ft0d=0.078 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=0.078 kN, $\sigma_{t0d} = Ft0d / A_{netto} = 1000 \times 0.078 / 16875 = 0.0046$ 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=-0.551 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=-0.551 kN, $\sigma_{c0d} = Fc0d / A_{netto} = 1000 \times -0.551 / 16875 = -0.0326$ 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)**Catena, elementi: 2 , combinazione di carico No 7****Flessione, Myd=0.115 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 Km=0.70 (EC5 §6.1.6.(2))

 $\sigma_{myd} = Myd / W_{my,netto} = 1E+06 \times 0.115 / 6.328E+005 = 0.18$ N/mm² $\sigma_{mzd} = Mzd / W_{mz,netto} = 1E+06 \times 0.000 / 2.109E+005 = 0.00$ 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

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

Catena, elementi: 2 , combinazione di carico No 8

Stabilità a pressoflessione, $F_{c0d}=-0.551kN$, $M_{yd}=0.041kNm$, $M_{zd}=0.000kNm$ (EC5 §6.3.2)

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

Coefficiente di correzione $K_{mod}=1.00$, coefficiente del materiale $\gamma_M=1.00$, $E_{005}=10900N/mm^2$

$f_{c0k}=26.00 N/mm^2$, $f_{c0d}=K_{mod} \cdot f_{c0k} / \gamma_M = 1.00 \times 26.00 / 1.00 = 26.00 N/mm^2$

$f_{myk}=40.00 N/mm^2$, $f_{myd}=K_{mod} \cdot f_{myk} / \gamma_M = 1.00 \times 40.00 / 1.00 = 40.00 N/mm^2$

$f_{mk}=40.00 N/mm^2$, $f_{mzd}=K_{mod} \cdot f_{mk} / \gamma_M = 1.00 \times 40.00 / 1.00 = 40.00 N/mm^2$

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

$\sigma_{c0d}=F_{c0d}/A_{netto}=1000 \times 0.551 / 16875 = 0.03 N/mm^2$

$\sigma_{myd}=M_{yd}/W_{my,netto}=1E+06 \times 0.041 / 6.328E+005 = 0.06 N/mm^2$

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

Lunghezza libera di inflessione S_k

$S_{ky}=1.00 \times 3.000 = 3.000 m = 3000 mm$ (più sfavorevole)

$S_{kz}=0.10 \times 3.000 = 0.300 m = 300 mm$ (lunghezza efficace/lunghezza totale $= 0.30 / 3.00 = 0.10$)

Snellezza

$i_y = \sqrt{I_y/A} = 0.289 \times 225 = 65 mm$, $\lambda_y = 3000 / 65 = 46.15$

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

Tensioni critiche

$\sigma_{c,crity} = \pi^2 E_{005} / \lambda_y^2 = 50.51 N/mm^2$, $\lambda_{rel,y} = \sqrt{f_{c0k} / \sigma_{c,crity}} = 0.72$ (EC5 Eq.6.21)

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

$\beta_c = 0.20$ (legno lamellare)

$k_y = 0.5 [1 + \beta_c (\lambda_{rel,y} - 0.3) + \lambda_{rel,y}^2] = 0.80$, $K_{cy} = 1 / (k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}) = 0.869$ (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)

$\sigma_{c0d} / (K_{cy} \cdot f_{c0d}) + \sigma_{myd} / f_{myd} + K_m \cdot \sigma_{mzd} / f_{mzd} = 0.001 + 0.002 + 0.000 = 0.00 < 1$ (EC5 Eq.6.23)

$\sigma_{c0d} / (K_{cz} \cdot f_{c0d}) + K_m \cdot \sigma_{myd} / f_{myd} + \sigma_{mzd} / f_{mzd} = 0.001 + 0.001 + 0.000 = 0.00 < 1$ (EC5 Eq.6.24)

La verifica è soddisfatta

Tensione di traz. 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 = 2.077, Gk2 = 0.000	Permanente		1.30	0.00	1.00
(Qk1) Neve Qks = 3.484	Breve		0.00	1.50	0.70
(Qk2) Vento Qkw = -0.161	Breve		0.00	1.50	0.60
(Qki) Sovraccario (H) Qi = 1.500	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	-7.850	0.000	0.045	0.082
2	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk1$	Breve	0.90	-13.920	0.000	0.081	0.145
3	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk2$	Breve	0.90	-5.233	0.000	0.030	0.055
4	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qki$	Breve	0.90	-8.973	0.000	0.052	0.093
5	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk1 + \gamma_q \cdot \psi_0 \cdot Qk2$	Breve	0.90	-13.920	0.000	0.081	0.145
6	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk2 + \gamma_q \cdot \psi_0 \cdot Qk1$	Breve	0.90	-11.314	0.000	0.065	0.118
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	-15.053	0.000	0.087	0.157
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-3.226	0.000	0.019	0.034
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-3.130	0.000	0.018	0.033
	Valori massimi			-15.053	0.000	0.087	0.157

1.8.6. Verifica della sezione Elementi: 3**Elementi: 3 , combinazione di carico No 7****Compressione parallela alla fibratura, $F_{c0d} = -13.548$ kN** (EC5 §6.1.4)Sezione rettangolare, $b=75$ mm, $h=225$ mm, $A=16\,875$ mm²Coefficiente di correzione $K_{mod}=0.90$ (Tab.3.1), coefficiente del materiale $\gamma_M=1.50$ (Tab. 2.3) $f_{c0k}=26.00$ N/mm², $f_{c0d}=K_{mod} \cdot f_{c0k} / \gamma_M = 0.90 \times 26.00 / 1.50 = 15.60$ N/mm² (EC5 Eq.2.14) $F_{c0d} = -13.548$ kN, $\sigma_{c0d} = F_{c0d} / A_{netto} = 1000 \times 13.548 / 16875 = 0.80$ 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, $M_{yd}=0.141$ kNm, $M_{zd}=0.000$ kNm** (EC5 §6.1.6)Sezione rettangolare, $b=75$ mm, $h=225$ mm, $A=1.688E+004$ mm², $W_y=6.328E+005$ mm³, $W_z=2.109E+005$ mm³Coefficiente di correzione $K_{mod}=0.90$ (DM2008 T.4.4.IV), coefficiente del materiale $\gamma_M=1.50$ (DM2008 $f_{yk}=40.00$ N/mm², $f_{myd}=K_{mod} \cdot f_{yk} / \gamma_M = 0.90 \times 40.00 / 1.50 = 24.00$ N/mm² $f_{mk}=40.00$ N/mm², $f_{mzd}=K_{mod} \cdot f_{mk} / \gamma_M = 0.90 \times 40.00 / 1.50 = 24.00$ N/mm²Sezione rettangolare $K_m=0.70$ (EC5 §6.1.6.(2)) $\sigma_{myd} = M_{yd} / W_{my,netto} = 1E+06 \times 0.141 / 6.328E+005 = 0.22$ N/mm² $\sigma_{mzd} = M_{zd} / W_{mz,netto} = 1E+06 \times 0.000 / 2.109E+005 = 0.00$ N/mm² $\sigma_{myd} / f_{myd} + K_m \cdot \sigma_{mzd} / f_{mzd} = 0.009 + 0.000 = 0.01 < 1$ (EC5 Eq.6.11) $K_m \cdot \sigma_{myd} / f_{myd} + \sigma_{mzd} / f_{mzd} = 0.007 + 0.000 = 0.01 < 1$ (EC5 Eq.6.12)

La verifica è soddisfatta

Elementi: 3 , combinazione di carico No 7**Flessione e compressione assiale combinate, $F_{c0d} = -13.548$ kN, $M_{yd}=0.141$ kNm, $M_{zd}=0.000$ kNm** (§6.2.4)Sezione rettangolare, $b=75$ mm, $h=225$ mm, $A=1.688E+004$ mm², $W_y=6.328E+005$ mm³, $W_z=2.109E+005$ mm³Coefficiente di correzione $K_{mod}=0.90$ (DM2008 T.4.4.IV), coefficiente del materiale $\gamma_M=1.50$ (DM2008 $f_{c0k}=26.00$ N/mm², $f_{c0d}=K_{mod} \cdot f_{c0k} / \gamma_M = 0.90 \times 26.00 / 1.50 = 15.60$ N/mm² $f_{yk}=40.00$ N/mm², $f_{myd}=K_{mod} \cdot f_{yk} / \gamma_M = 0.90 \times 40.00 / 1.50 = 24.00$ N/mm² $f_{mk}=40.00$ N/mm², $f_{mzd}=K_{mod} \cdot f_{mk} / \gamma_M = 0.90 \times 40.00 / 1.50 = 24.00$ N/mm²

Sezione rettangolare $K_m=0.70$ (EC5 §6.1.6.(2))
 $\sigma_{c0d} = F_{c0d}/A_{netto} = 1000 \times 13.548 / 16875 = 0.80 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{myd} = M_{yd}/W_{my,netto} = 1E+06 \times 0.141 / 6.328E+005 = 0.22 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{mzd} = M_{zd}/W_{mz,netto} = 1E+06 \times 0.000 / 2.109E+005 = 0.00 \text{ N/mm}^2$

$$(\sigma_{c0d}/f_{c0d})^2 + \sigma_{myd}/f_{myd} + K_m \cdot \sigma_{mzd}/f_{mzd} = 0.003 + 0.009 + 0.000 = 0.01 < 1 \quad (\text{EC5 Eq.6.19})$$

$$(\sigma_{c0d}/f_{c0d})^2 + K_m \cdot \sigma_{myd}/f_{myd} + \sigma_{mzd}/f_{mzd} = 0.003 + 0.007 + 0.000 = 0.01 < 1 \quad (\text{EC5 Eq.6.20})$$

La verifica è soddisfatta

Elementi: 3 , combinazione di carico No 7

Stabilità a pressoflessione, $F_{c0d} = -13.548 \text{ kN}$, $M_{yd} = 0.141 \text{ kNm}$, $M_{zd} = 0.000 \text{ kNm}$ (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))
 $\sigma_{c0d} = F_{c0d}/A_{netto} = 1000 \times 13.548 / 16875 = 0.80 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{myd} = M_{yd}/W_{my,netto} = 1E+06 \times 0.141 / 6.328E+005 = 0.22 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{mzd} = M_{zd}/W_{mz,netto} = 1E+06 \times 0.000 / 2.109E+005 = 0.00 \text{ N/mm}^2$

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)

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

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

$$\sigma_{c0d} / (K_{cy} \cdot f_{c0d}) + \sigma_{myd} / f_{myd} + K_m \cdot \sigma_{mzd} / f_{mzd} = 0.053 + 0.009 + 0.000 = 0.06 < 1 \quad (\text{EC5 Eq.6.23})$$

$$\sigma_{c0d} / (K_{cz} \cdot f_{c0d}) + K_m \cdot \sigma_{myd} / f_{myd} + \sigma_{mzd} / f_{mzd} = 0.103 + 0.007 + 0.000 = 0.11 < 1 \quad (\text{EC5 Eq.6.24})$$

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 $t=2.0 \leq 0.5d=0.5 \times 5.0=2.5\text{mm}$

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

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

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

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 $t=2.0 \leq 0.5d=0.5 \times 5.0=2.5\text{mm}$

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

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

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

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 $t=2.0 \leq 0.5d=0.5 \times 5.0=2.5\text{mm}$

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

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

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

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=185mmx145mm, e di spessore 2.0mm

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

6 viti su ogni elemento collegato

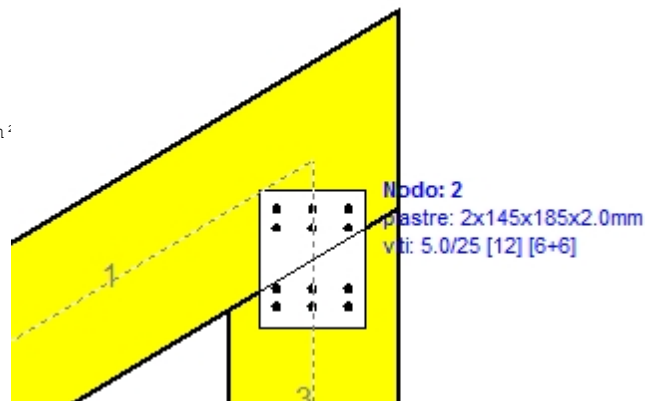
Distanza tra i viti a1=70 mm, a2=25 mm

Res. snervamento piastre in acciaio $f_y=240\text{N/mm}^2$ Superficie netta piastra $A_{net}=(0.75) \cdot b \cdot t$ F_a = forza al centro dell'unione M_a = momento al centro dell'unioneSforzo max viti d'angolo $F_n=F_a/n+M_a/W_p$

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= 6, ($k_{ef}=1.0$, $n_{eff}=n$), $A=118\text{mm}^2$, $r=33\text{mm}$, $W_p=4650\text{mm}^3$ σ e σ_d tens. normale e di esercizio piastra N/mm^2 **Sforzi nel nodo 2 ,dall'elemento 1, al centro della unioni F(forza) M(momento)****Verifica resistenza della unione**

L.C.	Combinazione di carichi	Classe di durata	kmod	F_a (kN)	M_a (kNm)	F_n (kN)	R_d (kN)
1	yg.Gk	Permanente	0.60	-2.355	-0.091	0.361 <	0.737
2	yg.Gk+yg.Qk1	Breve	0.90	-6.264	-0.242	0.959 <	1.106
3	yg.Gk+yg.Qk2	Breve	0.90	-2.355	-0.091	0.361 <	1.106
4	yg.Gk+yg.Qki	Breve	0.90	-4.038	-0.156	0.618 <	1.106
5	yg.Gk+yg.Qk1+yg.ψo.Qk2	Breve	0.90	-6.264	-0.242	0.959 <	1.106
6	yg.Gk+yg.Qk2+yg.ψo.Qk1	Breve	0.90	-5.091	-0.197	0.779 <	1.106
7	yg.Gk+yg.Qki+yg.ψo.Qk1+yg.ψo.Qk2	Breve	0.90	-6.774	-0.262	1.037 <	1.106
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-2.419	-0.094	0.370 <	1.843
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-2.348	-0.091	0.359 <	1.843

Verifica la resistenza della piastra di unione

L.C.	Combinazione di carichi	Classe di durata	kmod	F_a (kN)	M_a (kNm)	σ	σ_d (N/mm ²)
1	yg.Gk	Permanente	0.60	-2.355	-0.091	11 <	131
2	yg.Gk+yg.Qk1	Breve	0.90	-6.264	-0.242	30 <	196
3	yg.Gk+yg.Qk2	Breve	0.90	-2.355	-0.091	11 <	196
4	yg.Gk+yg.Qki	Breve	0.90	-4.038	-0.156	19 <	196
5	yg.Gk+yg.Qk1+yg.ψo.Qk2	Breve	0.90	-6.264	-0.242	30 <	196
6	yg.Gk+yg.Qk2+yg.ψo.Qk1	Breve	0.90	-5.091	-0.197	24 <	196
7	yg.Gk+yg.Qki+yg.ψo.Qk1+yg.ψo.Qk2	Breve	0.90	-6.774	-0.262	32 <	196
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-2.419	-0.094	11 <	240
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-2.348	-0.091	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=195mmx155mm, e di spessore 2.0mm

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

5 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

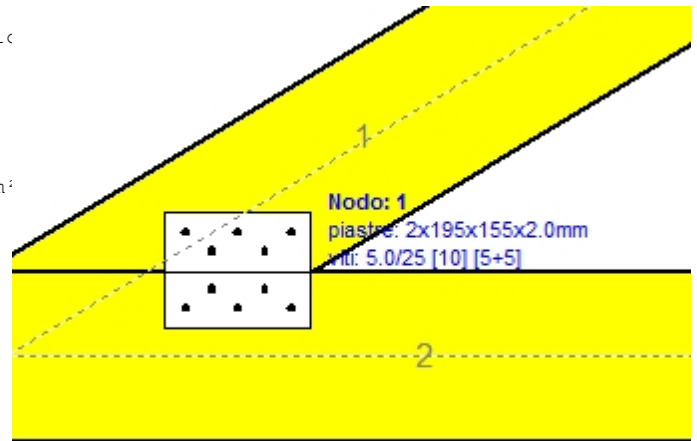
Ma= momento al centro dell'unione

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= 5, ($k_{ef}=1.0$, $n_{eff}=n$), $A=98\text{mm}^2$, $r=31\text{mm}$, $W_p=5100\text{mm}^3$ 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	-2.368	0.050	0.321 <	0.737
2	yg.Gk+yq.Qk1	Breve	0.90	-6.299	0.134	0.853 <	1.106
3	yg.Gk+yq.Qk2	Breve	0.90	-2.368	0.050	0.321 <	1.106
4	yg.Gk+yq.Qki	Breve	0.90	-4.061	0.086	0.550 <	1.106
5	yg.Gk+yq.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-6.299	0.134	0.853 <	1.106
6	yg.Gk+yq.Qk2+yq.ψo.Qk1	Breve	0.90	-5.120	0.109	0.693 <	1.106
7	yg.Gk+yq.Qki+yq.ψo.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-6.812	0.145	0.923 <	1.106
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-2.276	0.059	0.320 <	1.843
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-2.361	0.050	0.320 <	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	-2.368	0.050	6 <	131
2	yg.Gk+yq.Qk1	Breve	0.90	-6.299	0.134	15 <	196
3	yg.Gk+yq.Qk2	Breve	0.90	-2.368	0.050	6 <	196
4	yg.Gk+yq.Qki	Breve	0.90	-4.061	0.086	10 <	196
5	yg.Gk+yq.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-6.299	0.134	15 <	196
6	yg.Gk+yq.Qk2+yq.ψo.Qk1	Breve	0.90	-5.120	0.109	13 <	196
7	yg.Gk+yq.Qki+yq.ψo.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-6.812	0.145	17 <	196
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-2.276	0.059	6 <	240
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-2.361	0.050	6 <	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

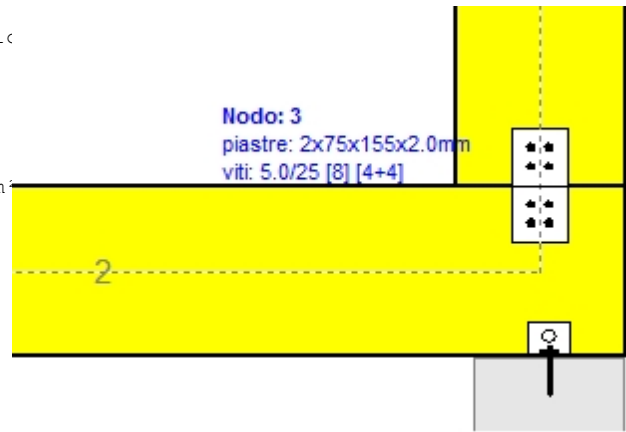
Distanza tra i viti a1=70 mm, a2=25 mm

Res. snervamento piastre in acciaio $f_y=240\text{N/mm}^2$ Superficie netta piastra $A_{net}=(0.75) \cdot b \cdot t$ F_a = forza al centro dell'unione M_a = momento al centro dell'unioneSforzo max viti d'angolo $F_n=F_a/n+M_a/W_p$

n: numero di viti, a: sezione del viti

 A_{nxa} : area totale viti

r :distanza viti d'angolo dal centro unione

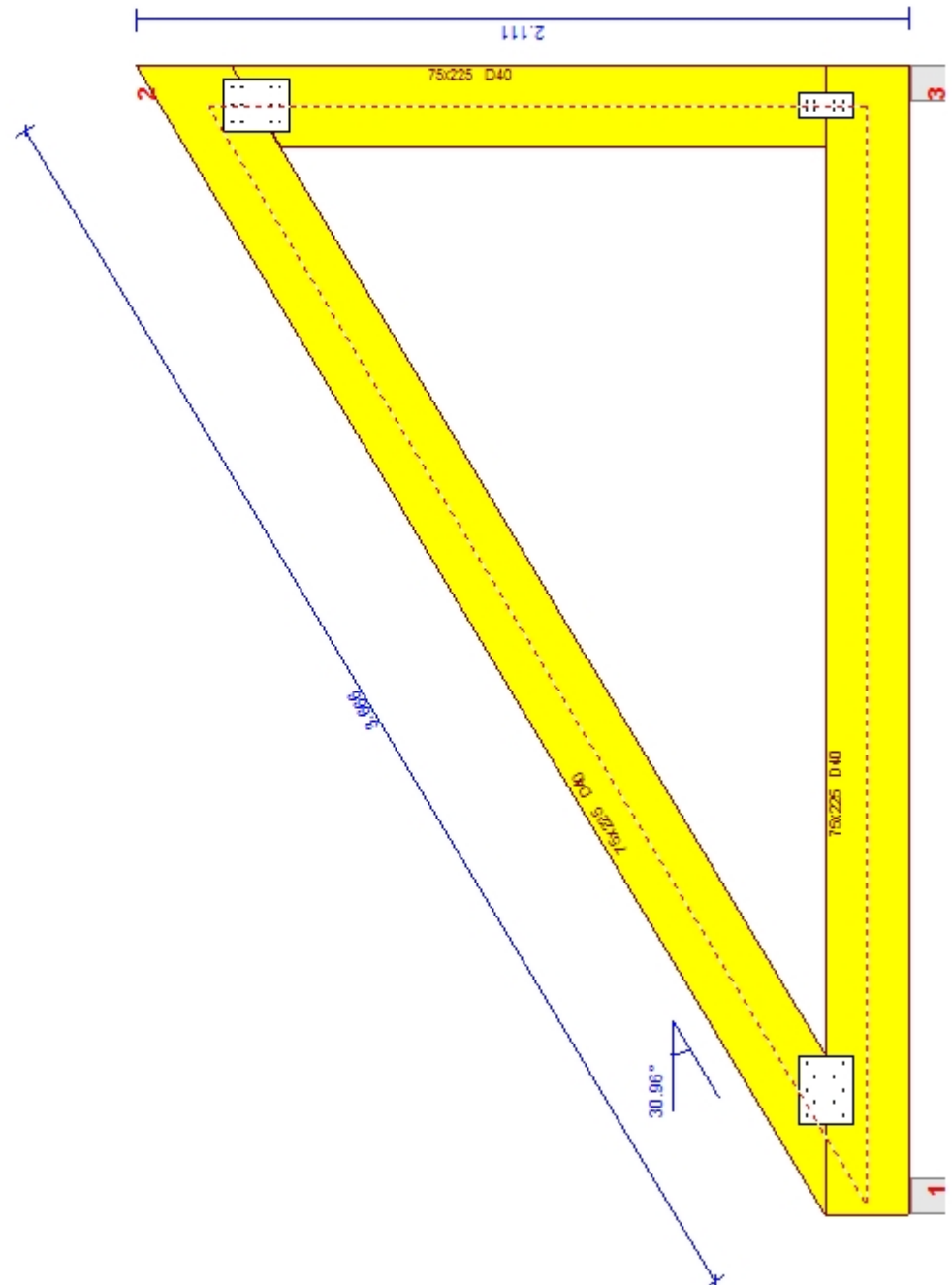
 W_p : modulo di resistenza del collegamenton= 4, ($k_{ef}=1.0$, $n_{eff}=n$), $A=79\text{mm}^2$, $r=13\text{mm}$, $W_p=1300\text{mm}^3$ σ e σ_d tens. normale e di esercizio piastra N/mm^2 **Sforzi nel nodo 3 ,dall'elemento 3, al centro della unione F(forza) M(momento)****Verifica resistenza della unione**

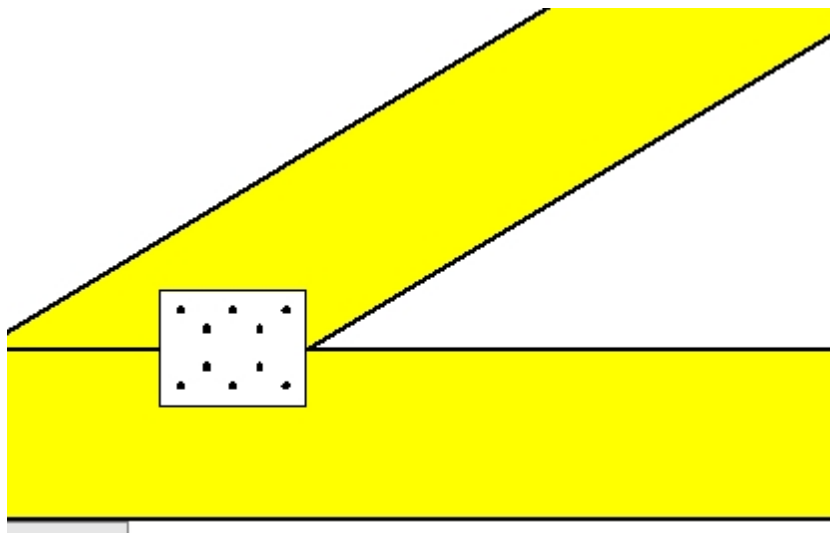
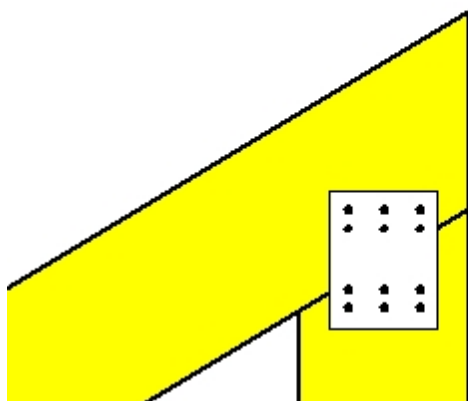
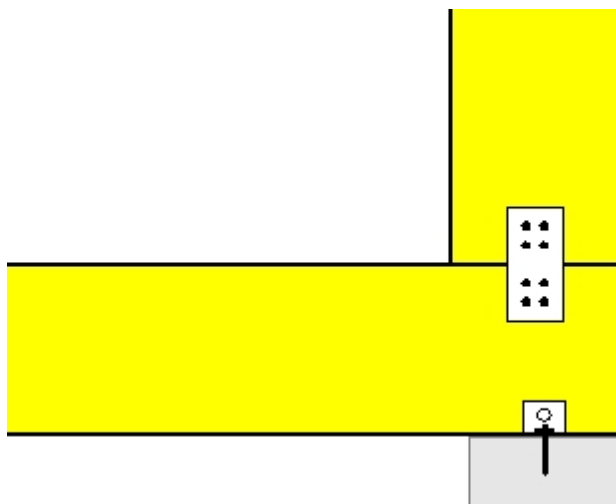
L.C.	Combinazione di carichi	Classe di durata	kmod	F_a (kN)	M_a (kNm)	F_n (kN)	R_d (kN)
1	yg.Gk	Permanente	0.60	-2.355	0.001	0.297 <	0.737
2	yg.Gk+yq.Qk1	Breve	0.90	-6.264	0.001	0.790 <	1.106
3	yg.Gk+yq.Qk2	Breve	0.90	-2.355	0.001	0.297 <	1.106
4	yg.Gk+yq.Qki	Breve	0.90	-4.038	0.001	0.509 <	1.106
5	yg.Gk+yq.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-6.264	0.001	0.790 <	1.106
6	yg.Gk+yq.Qk2+yq.ψo.Qk1	Breve	0.90	-5.091	0.001	0.642 <	1.106
7	yg.Gk+yq.Qki+yq.ψo.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-6.774	0.002	0.854 <	1.106
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-2.419	0.001	0.305 <	1.843
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-2.348	0.001	0.296 <	1.843

Verifica la resistenza della piastra di unione

L.C.	Combinazione di carichi	Classe di durata	kmod	F_a (kN)	M_a (kNm)	σ	σ_d (N/mm ²)
1	yg.Gk	Permanente	0.60	-2.355	0.001	11 <	131
2	yg.Gk+yq.Qk1	Breve	0.90	-6.264	0.001	28 <	196
3	yg.Gk+yq.Qk2	Breve	0.90	-2.355	0.001	11 <	196
4	yg.Gk+yq.Qki	Breve	0.90	-4.038	0.001	18 <	196
5	yg.Gk+yq.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-6.264	0.001	28 <	196
6	yg.Gk+yq.Qk2+yq.ψo.Qk1	Breve	0.90	-5.091	0.001	23 <	196
7	yg.Gk+yq.Qki+yq.ψo.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-6.774	0.002	30 <	196
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-2.419	0.001	11 <	240
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-2.348	0.001	11 <	240

Scala 1:20



**Unione chiodata al nodo 1**(nodo a $x=0.309$ m, $y=0.112$ m)**piastre:** 2x195x155x2.0mm**viti:** 5.0/25 [10] [5+5]**Unione chiodata al nodo 2**(nodo a $x=3.000$ m, $y=1.800$ m)**piastre:** 2x145x185x2.0mm**viti:** 5.0/25 [12] [6+6]**Unione chiodata al nodo 3**(nodo a $x=3.000$ m, $y=0.000$ m)**piastre:** 2x75x155x2.0mm**viti:** 5.0/25 [8] [4+4]