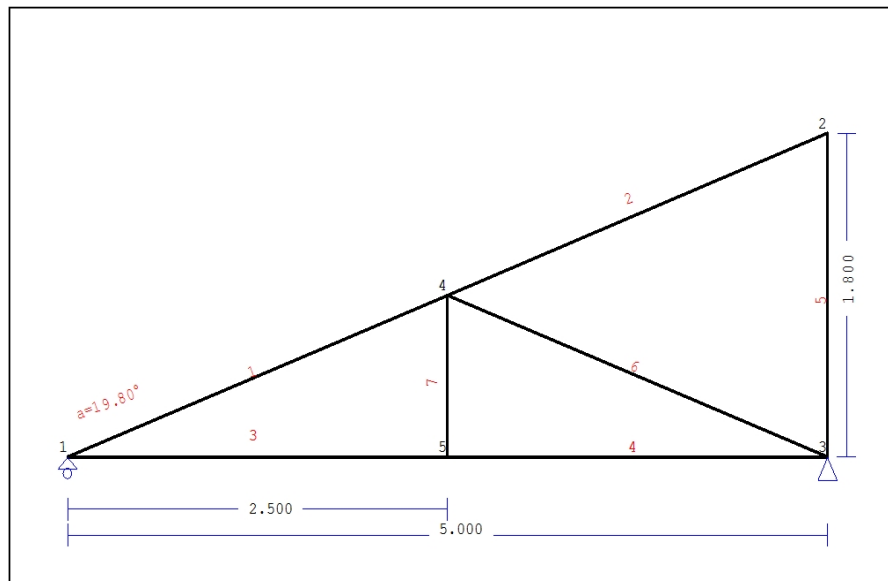


1. MEZZA CAP-03

Tetto con capriate di tipo N (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 5.000m, altezza 1.800m, inclinazione 19.80°, interasse delle capriate 2.700m

Assito costituito da legno di classe C22, spessore 20 mm

Travetti in legno di classe C22, con dimensioni 75x100 mm, ad interasse 0.300 m

Sezione degli elementi della capriata BxH [mm]

Elementi 1, 2, sezione 58x200 [mm]

Elementi 3, 4, sezione 58x150 [mm]

Elementi 5, sezione 58x150 [mm]

Elementi 6, 7, sezione 63x225 [mm]

Volume della capriata = 0.171 m³, peso proprio della capriata = 0.924 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 bulloni con piastre metalliche e sono dimensionate secondo EN1995-1-1, §8. In aggiunta le deformazioni sono verificate nello stato limite di servizio, secondo UNI EN1995-1-1:2009, §7.

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

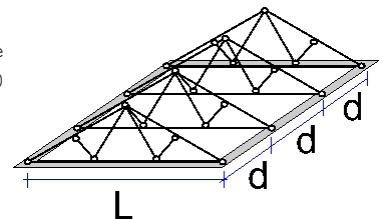
Classe del legno : D40

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

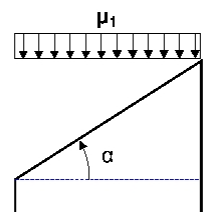
Classe di servizio : Classe 1, umidità $\leq 12\%$ (DM2008 §4.4.5)Coefficiente del materiale $\gamma_M=1.50$ (DM2008 T.4.4.III)**Valori caratteristici del legname** $f_{mk} = 22.0 \text{ MPa}$, $f_{t0k} = 13.0 \text{ MPa}$, $f_{t90k} = 0.4 \text{ MPa}$ $f_{c0k} = 20.0 \text{ MPa}$, $f_{c90k} = 2.4 \text{ MPa}$, $f_{vk} = 3.8 \text{ MPa}$ $E_{0m} = 10000 \text{ MPa}$, $E_{005} = 6700 \text{ MPa}$, $E_{90m} = 330 \text{ MPa}$ $G_m = 630 \text{ MPa}$, $\rho_k = 340 \text{ Kg/m}^3$ **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 $G_c = 0.100 \text{ kN/m}^2$ 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 : $\alpha = 19.799^\circ$ Coefficiente di esposizione : $C_e = 1.000$ (DM2008 §5.2(7))Coefficiente termico : $C_t = 1.000$ (DM2008 §5.2(8))Fattori di forma, $\alpha = 19.80^\circ$, $\mu_1 = 0.800$ (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 1, vita utile 50 anni, periodo di ritorno 500 anni (§3.3.2)

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

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)

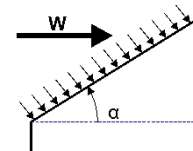
Pressione del vento sulla superficie verticale: $Q_{\text{ref}} \cdot C_e = 0.001 \times (25.00^2 / 1.6) \times 1.929 = 0.754 \text{ kN/m}^2$

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 $\alpha = 19.80^\circ$, $C_p = -0.40$

Pressione del vento $p_f = -0.302 \text{ kN/m}^2$

**1.4. Azione sismica (DM2008, §3.2)**

Accelerazione orizzontale (§3.2.3.2.1)

$a_g/g = 0.02$

Fattore d'importanza (§3.2.1)

$\gamma_i = 1.00$

Fattore di suolo [orizzontale] (§3.2.3.2.1)

$S_o = 1.80$

Fattore di suolo [verticale]

$S_v = 1.00$

Fattore di struttura [orizzontale] (§7.3.1)

$q_o = 1.50$

Fattore di struttura [verticale]

$q_v = 1.50$

Fattore di spettro [orizzontale] (§3.2.3.1)

$\beta_o(T) = 2.21$

Fattore di spettro [verticale] (§3.2.3.2.2)

$\beta_v(T) = 0.48$

Fattore di correzione (§7.3.3.2)

$\lambda = 1.00$

Distribuzione della forza $\zeta = z_i W_i / \sum z_j W_j$ (§7.3.3.2)

$\zeta = 1.00$

Primo periodo di vibrazione (§7.3.3.2)

$T(\text{sec}) = 0.15$

Fattore di combinazione carichi accidentali

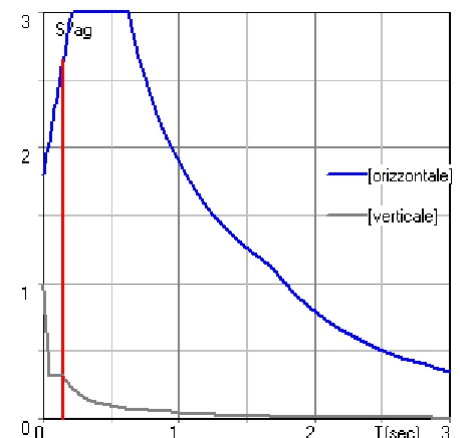
$\psi_2 = 0.30$

Fattore di combinazione carico da neve

$\psi_2 = 0.20$

Periodi di spettro [orizzontale]: $T_b = 0.21 \text{ sec}$, $T_c = 0.63 \text{ sec}$, $T_d = 1.68 \text{ sec}$

Periodi di spettro [verticale]: $T_b = 0.05 \text{ sec}$, $T_c = 0.15 \text{ sec}$, $T_d = 1.00 \text{ sec}$



Orizzontale: $F_o = a_g \cdot \gamma_i \cdot S_o \cdot \beta_o(T) \cdot \lambda \cdot \zeta / q_o$

$F_o = g \times 0.02 \times 1.00 \times 1.80 \times 2.21 \times 1.00 \times 1.00 / 1.50 = 0.053 \times g$ (DM2008 §3.2.3.2.1)

Verticale: $F_v = a_g \cdot \gamma_i \cdot S_v \cdot \beta_v(T) \cdot \lambda \cdot \zeta / q_v$

$F_v = g \times 0.02 \times 1.00 \times 1.00 \times 0.48 \times 1.00 \times 1.00 / 1.50 = 0.006 \times g$ (DM2008 §3.2.3.2.2)

1.5. Finitura del tetto

Sistema strutturale dell'assito

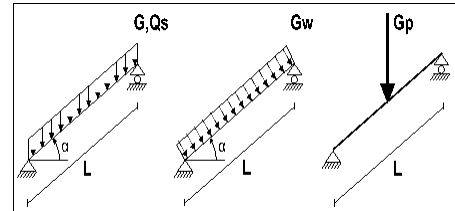
L'assito è progettato come trave semplicemente appoggiata con luce interasse tra i travetti $L=0.300\text{m}$, e larghezza 1.00m .

Dimensioni del materiale dell'assito

Specie legnosa dell'assito: C22, classe di servizio: Classe 1, umidità $\leq 12\%$
 Interasse dei travetti $L=0.300\text{m}$, inclinazione del tetto $\alpha=19.80^\circ$, spessore dell'assito 20mm

Carico sull'assito

Manto di copertura $G_e = 0.500 \text{ kN/m}^2$
 Peso proprio $G_l = 0.067 \text{ kN/m}^2$
 Carico neve $Q_s = 1.200 \text{ kN/m}^2$
 Carico da vento $Q_w = -0.302 \text{ kN/m}^2$
 Peso del carpentiere $Q_p = 1.200 \text{ kN}$



Sforzi interni dell'assito (luce $L=0.300 \text{ m}$, larghezza $=1.00 \text{ m}$)

Carico	Azione	γ_g	γ_q	ψ_0	$\max N [\text{kN}]$	$\max V [\text{kN}]$	$\max M [\text{kNm}]$	
(Gk) Permanente	$G_k = 0.567 [\text{kN/m}]$	Permanente	1.30	0.00	1.00	0.058	0.080	0.006
(Qk1) Neve	$Q_{ks} = 1.200 [\text{kN/m}]$	Breve	0.00	1.50	0.70	0.115	0.159	0.012
(Qk2) Vento	$Q_{kw} = -0.302 [\text{kN/m}]$	Breve	0.00	1.50	0.60	0.000	-0.045	-0.003
(Qk3) Carpentiere	$Q_{kp} = 1.200 [\text{kN}]$	Istantaneo	0.00	1.00	0.00	0.406	0.565	0.085

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

Deformazione a flessione (EC5 §7.2)

Carico	$[\text{kN/m}]$	$u [\text{mm}]$	Azione	ψ_0	ψ_1	ψ_2	K_{def}	
(Gk) Permanente	$G_k = 0.567 [\text{kN/m}]$	0.004	Permanente	1.00	1.00	1.00	0.60	
(Qk1) Neve	$Q_{ks} = 1.200 [\text{kN/m}]$	0.007	Breve	0.70	0.50	0.20	0.60	
(Qk2) Vento	$Q_{kw} = -0.302 [\text{kN/m}]$	-0.002	Breve	0.60	0.20	0.00	0.60	

Combinazione di carico	w_{inst}	$w_{fin} [\text{mm}]$
1 Gk	0.004	0.006
2 Gk + Qk1	0.010	0.013
3 Gk + Qk2	0.004	0.006
4 Gk + Qk1 + $\psi_0 \cdot Qk2$	0.010	0.013
5 Gk + Qk2 + $\psi_0 \cdot Qk1$	0.008	0.011

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

Massimi valori della freccia

$w_{inst} = 0.010 \text{ mm}$, $w_{fin} = 0.013 \text{ mm}$

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

Deformazioni finali

$w_{inst} = 0.010 \text{ mm} < L/300 = 300/300 = 1.000 \text{ mm}$

$w_{net, fin} = 0.013 \text{ mm} < L/250 = 300/250 = 1.200 \text{ mm}$

$w_{fin} = 0.013 \text{ mm} < L/150 = 300/150 = 2.000 \text{ mm}$

La verifica è soddisfatta

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

L.C.	Combinazione di carichi	Classe di durata	kmod	N/Kmod	V/Kmod	M/Kmod
1	yg.Gk	Permanente	0.60	-0.125	0.173	0.013
2	yg.Gk + yq.Qk1	Breve	0.90	-0.274	0.381	0.029
3	yg.Gk + yq.Qk2	Breve	0.90	-0.083	0.116	0.009
4	yg.Gk + yq.Qk3	Istantaneo	1.00	-0.481	0.669	0.092
5	yg.Gk + yq.Qk1 + yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-0.274	0.381	0.029
6	yg.Gk + yq.Qk2 + yq.ψo.Qk1	Breve	0.90	-0.217	0.301	0.023
	Valori massimi			-0.481	0.669	0.092

Assito, combinazione di carico No 4**Compressione parallela alla fibratura, Fc0d=-0.481 kN** (EC5 §6.1.4)Sezione rettangolare, b=1000 mm, h=20 mm, A= 20 000 mm²

Coefficiente di correzione Kmod=1.00 (Tab.3.1), coefficiente del materiale γM=1.50 (Tab. 2.3)

fc0k=20.00 N/mm², fc0d=Kmod·fc0k/γM=1.00x20.00/1.50=13.33N/mm² (EC5 Eq.2.14)Fc0d=-0.481 kN, σc0d=Fc0d/Anetto=1000x0.481/20000=0.02N/mm² < 13.33N/mm²=fc0d (Eq.6.2)

La verifica è soddisfatta

Assito, combinazione di carico No 4**Taglio, Fv=0.669 kN** (EC5 §6.1.7)Sezione rettangolare, bef=0.67x1000=670 mm, h=20 mm, A= 13 400 mm²

Coefficiente di correzione Kmod=1.00 (Tab.3.1), coefficiente del materiale γM=1.50 (Tab. 2.3)

fvk=3.80 N/mm², fvd=Kmod·fvk/γM=1.00x3.80/1.50=2.53N/mm² (EC5 Eq.2.14)Fv=0.669 kN, τv0d=1.50Fv0d/Anetto=1000x1.50x0.669/13400=0.07N/mm² < 2.53N/mm²=fv0d (Eq.6.13)

La verifica è soddisfatta

Assito, combinazione di carico No 4**Flessione, Myd=0.092 kNm, Mzd=0.000 kNm** (EC5 §6.1.6)Sezione rettangolare, b=1000mm, h=20mm, A=2.000E+004mm², Wy=6.667E+004mm³, Wz=3.333E+006mm³

Coefficiente di correzione Kmod=1.00 (DM2008 T.4.4.IV), coefficiente del materiale γM=1.50 (DM2008)

fmyk=22.00 N/mm², fmyd=Kmod·fmyk/γM=1.00x22.00/1.50=14.67N/mm²fmzk=22.00 N/mm², fmzd=Kmod·fmzk/γM=1.00x22.00/1.50=14.67N/mm²

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

σmyd=Myd/Wmy,netto=1E+06x0.092/6.667E+004= 1.39 N/mm²σmzd=Mzd/Wmz,netto=1E+06x0.000/3.333E+006= 0.00 N/mm²

σmyd/fmyd+Km.σmzd/fmzd=0.095+0.000= 0.09 < 1 (EC5 Eq.6.11)

Km.σmyd/fmyd+σmzd/fmzd=0.066+0.000= 0.07 < 1 (EC5 Eq.6.12)

La verifica è soddisfatta

Assito, combinazione di carico No 4**Flessione e compressione assiale combinate, Fc0d=-0.481kN, Myd=0.092kNm, Mzd=0.000kNm** (§6.2.4)Sezione rettangolare, b=1000mm, h=20mm, A=2.000E+004mm², Wy=6.667E+004mm³, Wz=3.333E+006mm³

Coefficiente di correzione Kmod=1.00 (DM2008 T.4.4.IV), coefficiente del materiale γM=1.50 (DM2008)

fc0k=20.00 N/mm², fc0d=Kmod·fc0k/γM=1.00x20.00/1.50=13.33N/mm²fmyk=22.00 N/mm², fmyd=Kmod·fmyk/γM=1.00x22.00/1.50=14.67N/mm²fmzk=22.00 N/mm², fmzd=Kmod·fmzk/γM=1.00x22.00/1.50=14.67N/mm²

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

σc0d=Fc0d/Anetto=1000x0.481/20000= 0.02 N/mm²σmyd=Myd/Wmy,netto=1E+06x0.092/6.667E+004= 1.39 N/mm²σmzd=Mzd/Wmz,netto=1E+06x0.000/3.333E+006= 0.00 N/mm²(σc0d/fc0d)²+σmyd/fmyd+Km.σmzd/fmzd=0.000+0.095+0.000= 0.09 < 1 (EC5 Eq.6.19)(σc0d/fc0d)²+Km.σmyd/fmyd+σmzd/fmzd=0.000+0.066+0.000= 0.07 < 1 (EC5 Eq.6.20)

La verifica è soddisfatta

Assito, combinazione di carico No 4**Stabilità a pressoflessione, $F_{c0d}=-0.481\text{kN}$, $M_{yd}=0.092\text{kNm}$, $M_{zd}=0.000\text{kNm}$ (EC5 §6.3.2)**Sezione rettangolare, $b=1000\text{mm}$, $h=20\text{mm}$, $A=2.000\text{E}+004\text{mm}^2$, $W_y=6.667\text{E}+004\text{mm}^3$, $W_z=3.333\text{E}+006\text{mm}^3$ Coefficiente di correzione $K_{mod}=1.00$, coefficiente del materiale $\gamma_M=1.50$, $E_{005}=6700\text{N/mm}^2$ $f_{c0k}=20.00\text{ N/mm}^2$, $f_{c0d}=K_{mod} \cdot f_{c0k} / \gamma_M = 1.00 \times 20.00 / 1.50 = 13.33\text{N/mm}^2$ $f_{myk}=22.00\text{ N/mm}^2$, $f_{myd}=K_{mod} \cdot f_{myk} / \gamma_M = 1.00 \times 22.00 / 1.50 = 14.67\text{N/mm}^2$ $f_{mk}=22.00\text{ N/mm}^2$, $f_{mzd}=K_{mod} \cdot f_{mk} / \gamma_M = 1.00 \times 22.00 / 1.50 = 14.67\text{N/mm}^2$ Sezione rettangolare $K_m=0.70$ (EC5 §6.1.6.(2)) $\sigma_{c0d}=F_{c0d}/A_{netto}=1000 \times 0.481 / 20000 = 0.02\text{ N/mm}^2$ $\sigma_{myd}=M_{yd}/W_{my,netto}=1\text{E}+06 \times 0.092 / 6.667\text{E}+004 = 1.39\text{ N/mm}^2$ $\sigma_{mzd}=M_{zd}/W_{mz,netto}=1\text{E}+06 \times 0.000 / 3.333\text{E}+006 = 0.00\text{ N/mm}^2$ Lunghezza libera di inflessione S_k $S_{ky}=1.00 \times 0.300 = 0.300\text{ m} = 300\text{ mm}$ $S_{kz}=0.00 \times 0.300 = 0.000\text{ m} = 0\text{ mm}$ Snellezza $i_y = \sqrt{I_y/A} = 0.289 \times 20 = 6\text{ mm}$, $\lambda_y = 300 / 6 = 50.00$ $i_z = \sqrt{I_z/A} = 0.289 \times 1000 = 289\text{ mm}$, $\lambda_z = 0 / 289 = 0.00$ Tensioni critiche $\sigma_{c,crity} = \pi^2 E_{005} / \lambda_y^2 = 26.45\text{ N/mm}^2$, $\lambda_{rel,y} = \sqrt{f_{c0k} / \sigma_{c,crity}} = 0.87$ (EC5 Eq.6.21) $\sigma_{c,critz} = \pi^2 E_{005} / \lambda_z^2 = 2000.00\text{ N/mm}^2$, $\lambda_{rel,z} = \sqrt{f_{c0k} / \sigma_{c,critz}} = 0.00$ (EC5 Eq.6.22) $\beta_c=0.20$ (legno massiccio) $k_y = 0.5[1 + \beta_c(\lambda_{rel,y} - 0.3) + \lambda_{rel,y}^2] = 0.94$, $K_{cy} = 1 / (k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}) = 0.782$ (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) $\sigma_{c0d} / (K_{cy} \cdot f_{c0d}) + \sigma_{myd} / f_{myd} + K_m \cdot \sigma_{mzd} / f_{mzd} = 0.002 + 0.095 + 0.000 = 0.10 < 1$ (EC5 Eq.6.23) $\sigma_{c0d} / (K_{cz} \cdot f_{c0d}) + K_m \cdot \sigma_{myd} / f_{myd} + \sigma_{mzd} / f_{mzd} = 0.002 + 0.066 + 0.000 = 0.07 < 1$ (EC5 Eq.6.24)

La verifica è soddisfatta

1.6. Progettazione dei travetti

Sistema strutturale dei travetti

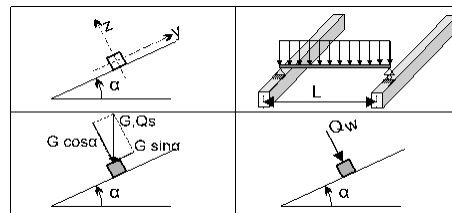
I travetti sono progettati come travi semplicemente appoggiate con luce $L=2.700\text{m}$ che è la distanza tra le capriate. Essi sono sottoposti ad un carico di superficie di larghezza $L_1=0.300\text{m}$ (interasse tra i travetti). L'asse dei travetti ha un'inclinazione $\alpha=19.80^\circ$ sulla verticale. I carichi verticali (peso proprio, neve, peso del carpentiere) sono scomposti in due componenti nelle direzioni z-z $P \cdot \cos\alpha$, e y-y $P \cdot \sin\alpha$, la pressione del vento agisce nella direzione z-z.

Dimensioni dei travetti

Specie legnosa dei travetti: C22, Classe 1, umidità $\leq 12\%$, sezione dei travetti BxH: 75x100mm
Interasse dei travetti 0.300m, inclinazione della falda $\alpha=19.80^\circ$, interasse delle capriate 2.700m.

Carico uniformemente distribuito sui travetti kN/m^2

Manto di copertura $G_e = 0.500 \text{ kN/m}^2$
Assito+peso proprio $G_l = 0.100 \text{ kN/m}^2$
Carico neve $Q_s = 1.200 \text{ kN/m}^2$
Carico da vento $Q_w = -0.302 \text{ kN/m}^2$
Peso del carpentiere $Q_p = 1.200 \text{ kN}$



Carico lineare sui travetti (kN/m) in z-z e y-y

Manto di copertura+peso proprio $G_k = 0.180 \text{ kN/m}$, $G_{kz} = 0.169 \text{ kN/m}$, $G_{kez} = 0.061 \text{ kN/m}$
Carico neve $Q_{ks} = 0.360 \text{ kN/m}$, $Q_{ksz} = 0.339 \text{ kN/m}$, $Q_{ksy} = 0.122 \text{ kN/m}$
Carico da vento $Q_{kw} = -0.090 \text{ kN/m}$, $Q_{kwz} = -0.090 \text{ kN/m}$, $Q_{kwy} = 0.000 \text{ kN/m}$
Peso del carpentiere $Q_{kp} = 1.200 \text{ kN}$, $Q_{kpz} = 1.129 \text{ kN}$, $Q_{kpy} = 0.406 \text{ kN}$

Sforzi interni nei travetti (luce $L=2.700 \text{ m}$, BxH: 75x100 mm)

Carico	Azione	γ_g	γ_q	ψ_0	$Q_z [\text{kN}]$	$Q_y [\text{kN}]$	$M_y [\text{kNm}]$	$M_z [\text{kNm}]$	
(Gk) Permanente	$G_k = 0.180 [\text{kN/m}]$	Permanente	1.30	0.00	1.00	0.229	0.082	0.154	0.000
(Qk1) Neve	$Q_{ks} = 0.360 [\text{kN/m}]$	Breve	0.00	1.50	0.70	0.457	0.165	0.309	0.000
(Qk2) Vento	$Q_{kw} = -0.090 [\text{kN/m}]$	Breve	0.00	1.50	0.60	-0.122	0.000	-0.082	0.000
(Qk3) Carpentiere	$Q_{kp} = 1.200 [\text{kN}]$	Istantaneo	0.00	1.00	0.00	0.565	0.203	0.762	0.000

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

Deformazione a flessione (EC5 §7.2)

Carico $[\text{kN/m}]$	$u [\text{mm}]$	Azione	ψ_0	ψ_1	ψ_2	K_{def}
(Gk) Permanente $G_k = 0.169 [\text{kN/m}]$	1.875	Permanente	1.00	1.00	1.00	0.60
(Qk1) Neve $Q_{ks} = 0.339 [\text{kN/m}]$	3.750	Breve	0.70	0.50	0.20	0.60
(Qk2) Vento $Q_{kw} = -0.090 [\text{kN/m}]$	-1.002	Breve	0.60	0.20	0.00	0.60

Combinazione di carico	w.inst	w.fin [mm]
1 Gk	1.875	3.000
2 Gk + Qk1	5.625	7.200
3 Gk + Qk2	1.875	3.000
4 Gk + Qk1 + $\psi_0 \cdot Qk2$	5.625	7.200
5 Gk + Qk2 + $\psi_0 \cdot Qk1$	4.500	6.075

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

Massimi valori della freccia

$w_{inst} = 5.625 \text{ mm}$, $w_{fin} = 7.200 \text{ mm}$

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

w.inst = 5.625 mm < L/300=2700/300= 9.000 mm

w.net,fin = 7.200 mm < L/250=2700/250= 10.800 mm

w.fin = 7.200 mm < L/150=2700/150= 18.000 mm

La verifica è soddisfatta

1.6.2. Verifica dei travetti, Stato limite ultimo di progetto (UNI EN1995-1-1:2009, §6)

L.C.	Combinazione di carichi	classe di durata	kmod	Qz/Kmod	Qy/Kmod	My/Kmod	Mz/Kmod
1	yg.Gk	Permanente	0.60	0.495	0.178	0.334	0.000
2	yg.Gk + yq.Qk1	Breve	0.90	1.092	0.393	0.737	0.000
3	yg.Gk + yq.Qk2	Breve	0.90	0.330	0.119	0.223	0.000
4	yg.Gk + yq.Qk3	Istantaneo	1.00	0.862	0.310	0.963	0.000
5	yg.Gk + yq.Qk1 + yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	1.092	0.393	0.737	0.000
6	yg.Gk + yq.Qk2 + yq.ψo.Qk1	Breve	0.90	0.864	0.311	0.583	0.000
	Valori massimi			1.092	0.393	0.963	0.000

Travetto, combinazione di carico No 5**Taglio, Fv=0.983 kN** (EC5 §6.1.7)

Sezione rettangolare, bef=0.67x75=50 mm, h=100 mm, A= 5 000 mm²

Coefficiente di correzione Kmod=0.90 (Tab.3.1), coefficiente del materiale γM=1.50 (Tab. 2.3)

fvk=3.80 N/mm², fvd=Kmod·fvk/γM=0.90x3.80/1.50=2.28N/mm² (EC5 Eq.2.14)

Fv=0.983 kN, τv0d=1.50Fv0d/Anetto=1000x1.50x0.983/5000=0.29N/mm² < 2.28N/mm²=fv0d (Eq.6.13)

La verifica è soddisfatta

Travetto, combinazione di carico No 5**Taglio, Fv=0.354 kN** (EC5 §6.1.7)

Sezione rettangolare, bef=0.67x100=67 mm, h=75 mm, A= 5 025 mm²

Coefficiente di correzione Kmod=0.90 (Tab.3.1), coefficiente del materiale γM=1.50 (Tab. 2.3)

fvk=3.80 N/mm², fvd=Kmod·fvk/γM=0.90x3.80/1.50=2.28N/mm² (EC5 Eq.2.14)

Fv=0.354 kN, τv0d=1.50Fv0d/Anetto=1000x1.50x0.354/5025=0.11N/mm² < 2.28N/mm²=fv0d (Eq.6.13)

La verifica è soddisfatta

Travetto, combinazione di carico No 4**Flessione, Myd=0.963 kNm, Mzd=0.000 kNm** (EC5 §6.1.6)

Sezione rettangolare, b=75mm, h=100mm, A=7.500E+003mm², Wy=1.250E+005mm³, Wz=9.375E+004mm³

Coefficiente di correzione Kmod=1.00 (DM2008 T.4.4.IV), coefficiente del materiale γM=1.50 (DM2008

fmyk=22.00 N/mm², fmyd=Kmod·fmyk/γM=1.00x22.00/1.50=14.67N/mm²

fmzk=22.00 N/mm², fmzd=Kmod·fmzk/γM=1.00x22.00/1.50=14.67N/mm²

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

omyd=Myd/Wmy,netto=1E+06x0.963/1.250E+005= 7.70 N/mm²

omzd=Mzd/Wmz,netto=1E+06x0.000/9.375E+004= 0.00 N/mm²

omyd/fmyd+Km.omyd/fmzd=0.525+0.000= 0.53 < 1 (EC5 Eq.6.11)

Km.omyd/fmyd+omzd/fmzd=0.368+0.000= 0.37 < 1 (EC5 Eq.6.12)

La verifica è soddisfatta

Travetto, combinazione di carico No 4**Stabilità laterale, Myd=0.963 kNm, Mzd=0.000 kNm** (EC5 §6.3.3)

Sezione rettangolare, b=75mm, h=100mm, A=7.500E+003mm², Wy=1.250E+005mm³, Wz=9.375E+004mm³

Coefficiente di correzione Kmod=1.00 (DM2008 T.4.4.IV), coefficiente del materiale γM=1.50 (DM2008

fc0k=20.00 N/mm², fc0d=Kmod·fc0k/γM=1.00x20.00/1.50=13.33N/mm²

fmyk=22.00 N/mm², fmyd=Kmod·fmyk/γM=1.00x22.00/1.50=14.67N/mm²

fmzk=22.00 N/mm², fmzd=Kmod·fmzk/γM=1.00x22.00/1.50=14.67N/mm²

Sezione rettangolare $K_m=0.70$ (EC5 §6.1.6.(2))
 $\sigma_{myd} = M_{yd}/W_{my, netto} = 1E+06 \times 0.963 / 1.250E+005 = 7.70 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{mzd} = M_{zd}/W_{mz, netto} = 1E+06 \times 0.000 / 9.375E+004 = 0.00 \text{ N/mm}^2$

Lunghezza libera di inflessione S_k

$S_{ky} = 1.00 \times 2.700 = 2.700 \text{ m} = 2700 \text{ mm}$

$S_{kz} = 0.00 \times 2.700 = 0.000 \text{ m} = 0 \text{ mm}$

Snellezza

$i_y = \sqrt{I_y/A} = 0.289 \times 100 = 29 \text{ mm}$, $\lambda_y = 2700 / 29 = 93.10$

$i_z = \sqrt{I_z/A} = 0.289 \times 75 = 22 \text{ mm}$, $\lambda_z = 0 / 22 = 0.00$

$\sigma_{m, crit} = 0.78 \cdot b^2 \cdot E_{005} / (h \cdot L_{ef}) = 0.78 \times 75^2 \times 6700 / (100 \times 2430) = 120.97 \text{ N/mm}^2$ (EC5 Eq.6.32)

Tensioni critiche

$\sigma_{m, crity} = 120.97 \text{ N/mm}^2$, $\lambda_{rel, my} = \sqrt{f_{myk} / \sigma_{m, crity}} = 0.43$ (EC5 Eq.6.30)

$\sigma_{m, critz} = 200.00 \text{ N/mm}^2$, $\lambda_{rel, mz} = \sqrt{f_{mzk} / \sigma_{m, critz}} = 0.00$ (EC5 Eq.6.30)

$\lambda_{rel, my} = 0.43$, ($\lambda_{rel} \leq 0.75$), $K_{crity} = 1.00$ (EC5 Eq.6.34)

$\lambda_{rel, mz} = 0.00$, ($\lambda_{rel} \leq 0.75$), $K_{critz} = 1.00$ (EC5 Eq.6.34)

$\sigma_{myd} / (K_{crity} \cdot f_{myd}) + K_m \cdot \sigma_{mzd} / (K_{critz} \cdot f_{mzd}) = 0.525 + 0.000 = 0.53 < 1$ (EC5 Eq.6.33)

$K_m \cdot \sigma_{myd} / (K_{crity} \cdot f_{myd}) + \sigma_{mzd} / (K_{critz} \cdot f_{mzd}) = 0.368 + 0.000 = 0.37 < 1$ (EC5 Eq.6.33)

La verifica è soddisfatta

1.7. Progettazione della capriata**Caratteristiche geometriche della capriata**

Lunghezza $L=5.000$ m, altezza $H=1.800$ m, interasse capriate $d=2.700$ m
 Inclinazione $=36.00\%$, angolo $\alpha=19.80^\circ$, $\tan\alpha=0.360$, $\sin\alpha=0.339$, $\cos\alpha=0.941$
 Numero dei nodi = 5, numero degli elementi = 7, 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	4	58x200	2.657	1.160E+004	3.867E+007	3.867E+005
2	5.000	1.800		2	4	2	58x200	2.657	1.160E+004	3.867E+007	3.867E+005
3	5.000	0.000	11	3	1	5	58x150	2.500	8.700E+003	1.631E+007	2.175E+005
4	2.500	0.900		4	5	3	58x150	2.500	8.700E+003	1.631E+007	2.175E+005
5	2.500	0.000		5	3	2	58x150	1.800	8.700E+003	1.631E+007	2.175E+005
				6	4	3	63x225	2.657	1.418E+004	5.980E+007	5.316E+005
				7	5	4	63x225	0.900	1.418E+004	5.980E+007	5.316E+005

Carico lineare per capriata

Massa volumica del legname $=550.00$ kg/m³, peso proprio della capriata $=0.924$ kN
 Interasse delle capriate $d=2.70$ m, peso delle unioni delle capriate $=0.092$ kN

Carico lineare permanente (kN/m) sulle capriate

Manto di copertura + peso proprio $G_{k1} = 1.823$ kN/m
 Controsoffitto del tetto $G_{k2} = 0.270$ kN/m

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

Sovraccario $Q_{ki} = 0.50 \times 2.700 = 1.350$ kN/m
 Carico neve $Q_{k1} = 3.240$ kN/m
 Carico da vento $Q_{k2} = -0.814$ kN/m

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

AeX Sismica $q_h = 0.053 \times (G + 0.20 \times Q_{k1})$
 AeY Sismica $q_v = 0.006 \times (G + 0.20 \times Q_{k1})$

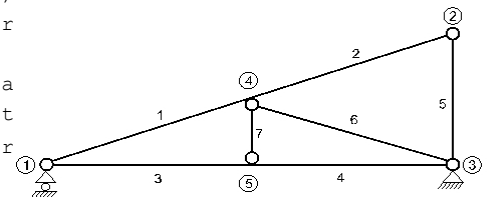
Combinazioni di carico di progetto

($\gamma_g=1.30$, $\gamma_q=1.50$, ψ_0 (di esercizio Q_f) $=0.70$, ψ_0 (neve Q_1) $=0.70$, ψ_0 (vento Q_2) $=0.60$)

L.C.	Azioni permanenti-Variabili	Classe di durata
1	$\gamma_g \cdot G_k$	Permanente
2	$\gamma_g \cdot G_k + \gamma_q \cdot Q_{k1}$	Breve
3	$\gamma_g \cdot G_k + \gamma_q \cdot Q_{k2}$	Breve
4	$\gamma_g \cdot G_k + \gamma_q \cdot Q_{ki}$	Breve
5	$\gamma_g \cdot G_k + \gamma_q \cdot Q_{k1} + \gamma_q \cdot \psi_0 \cdot Q_{k2}$	Breve
6	$\gamma_g \cdot G_k + \gamma_q \cdot Q_{k2} + \gamma_q \cdot \psi_0 \cdot Q_{k1}$	Breve
7	$\gamma_g \cdot G_k + \gamma_q \cdot Q_{ki} + \gamma_q \cdot \psi_0 \cdot Q_{k1} + \gamma_q \cdot \psi_0 \cdot Q_{k2}$	Breve
8	$G_k + \psi_2 \cdot Q_{k1} + A_{ex}$	Accidentale
9	$G_k + \psi_2 \cdot Q_{k1} + A_{ey}$	Accidentale

1.8. Analisi statica della capriata

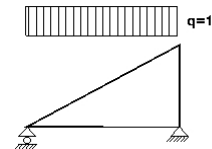
Progettazione di unioni con rigidezza ridotta (fattore 0.20)
 La capriata è progettata come struttura reticolare con una r di rigidezza delle unioni secondo il fattore sopraindicato.
 e la catena sono considerati come aste continue. La capriata viene calcolata dapprima per varie condizioni di carico unit e sulla base di questi sono calcolati gli sforzi interni per le varie condizioni di carico e combinazioni di carichi.
 Numero dei nodi = 5, numero degli elementi = 7, numero degli



1.8.1. 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	4	-4.87	0.89	0.02	-4.03	-1.46	-0.75
2	4	2	-0.53	1.46	-0.75	0.32	-0.89	0.02
3	1	5	4.29	0.01	0.00	4.29	0.01	0.04
4	5	3	4.29	-0.02	0.04	4.29	-0.02	0.00
5	3	2	-0.94	0.00	0.00	-0.94	0.00	0.00
6	4	3	-4.55	0.00	0.00	-4.55	0.00	0.00
7	5	4	-0.03	0.00	0.00	-0.03	0.00	0.00



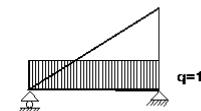
Sforzi alle estremità dell'elemento per carichi unitari (1 kN/m puntone sinistro verso il basso)

elem.	nodo-1	nodo-2	F1x[kN]	F1y[kN]	M1[kNm]	F2x[kN]	F2y[kN]	M2[kNm]
1	1	4	4.29	2.49	0.02	-4.29	0.01	0.75
2	4	2	0.00	1.56	-0.75	0.00	0.94	-0.02
3	1	5	-4.29	0.01	0.00	4.29	-0.01	-0.04
4	5	3	-4.29	-0.02	0.04	4.29	0.02	0.00
5	3	2	0.00	0.94	0.00	0.00	-0.94	0.00
6	4	3	4.28	-1.54	0.00	-4.28	1.54	0.00
7	5	4	0.00	0.03	0.00	0.00	-0.03	0.00

(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	4	-4.55	0.03	0.01	-4.55	0.03	0.08
2	4	2	0.01	-0.03	0.08	0.01	-0.03	0.00
3	1	5	4.27	0.93	0.02	4.27	-1.57	-0.77
4	5	3	4.27	1.56	-0.77	4.27	-0.94	0.01
5	3	2	-0.03	0.00	0.00	-0.03	0.00	0.00
6	4	3	-4.53	0.00	0.00	-4.53	0.00	0.01
7	5	4	3.13	0.00	0.00	3.13	0.00	0.00



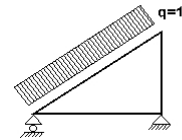
Sforzi alle estremità dell'elemento per carichi unitari (1 kN/m catena verso il basso)

elem.	nodo-1	nodo-2	F1x[kN]	F1y[kN]	M1[kNm]	F2x[kN]	F2y[kN]	M2[kNm]
1	1	4	4.27	1.57	0.01	-4.27	-1.57	-0.08
2	4	2	0.00	-0.03	0.08	0.00	0.03	0.00
3	1	5	-4.27	0.93	0.02	4.27	1.57	0.77
4	5	3	-4.27	1.56	-0.77	4.27	0.94	-0.01
5	3	2	0.00	0.03	0.00	0.00	-0.03	0.00
6	4	3	4.27	-1.53	0.00	-4.27	1.53	-0.01
7	5	4	0.00	-3.13	0.00	0.00	3.13	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	4	-3.64	0.99	0.02	-3.64	-1.67	-0.87
2	4	2	0.35	1.67	-0.87	0.35	-0.99	0.02
3	1	5	3.09	0.01	0.00	3.09	0.01	0.03
4	5	3	3.09	-0.01	0.03	3.09	-0.01	0.00
5	3	2	-1.05	0.00	0.00	-1.05	0.00	0.01
6	4	3	-5.19	0.00	0.00	-5.19	0.00	0.00
7	5	4	-0.02	0.00	0.00	-0.02	0.00	0.00

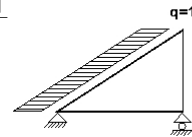
**Sforzi alle estremità dell'elemento per carichi unitari (1 kN/m pressione nel puntone sinistro)**

elem.	nodo-1	nodo-2	Flx [kN]	Fly [kN]	M1 [kNm]	F2x [kN]	F2y [kN]	M2 [kNm]
1	1	4	3.09	2.17	0.02	-3.99	0.33	0.87
2	4	2	-0.90	1.45	-0.87	0.00	1.05	-0.02
3	1	5	-3.09	0.01	0.00	3.09	-0.01	-0.03
4	5	3	-3.09	-0.01	0.03	3.09	0.01	0.00
5	3	2	0.00	1.05	0.00	0.00	-1.05	-0.01
6	4	3	4.89	-1.76	0.00	-4.89	1.76	0.00
7	5	4	0.00	0.02	0.00	0.00	-0.02	0.00

(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	4	3.64	0.31	0.01	1.14	-0.59	-0.38
2	4	2	2.61	0.59	-0.38	0.11	-0.31	0.01
3	1	5	-3.53	-0.01	0.00	-3.53	-0.01	-0.03
4	5	3	-3.53	0.01	-0.03	-3.53	0.01	0.00
5	3	2	-0.33	0.00	0.00	-0.33	0.00	0.00
6	4	3	-1.90	0.00	0.00	-1.90	0.00	0.00
7	5	4	0.02	0.00	0.00	0.02	0.00	0.00

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

elem.	nodo-1	nodo-2	Flx [kN]	Fly [kN]	M1 [kNm]	F2x [kN]	F2y [kN]	M2 [kNm]
1	1	4	-3.53	-0.95	0.01	0.87	0.95	0.38
2	4	2	-2.66	-0.33	-0.38	0.00	0.33	-0.01
3	1	5	3.53	-0.01	0.00	-3.53	0.01	0.03
4	5	3	3.53	0.01	-0.03	-3.53	-0.01	0.00
5	3	2	0.00	0.33	0.00	0.00	-0.33	0.00
6	4	3	1.78	-0.64	0.00	-1.78	0.64	0.00
7	5	4	0.00	-0.02	0.00	0.00	0.02	0.00

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

1.8.2. Forze interne**Forze interne, Carico, : (Gk) Proprio Gk1 = 1.823, Gk2 = 0.270 [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	4	-10.67	1.73	0.04	-9.03	-2.83	-1.42	-10.05	0.00	0.91
2	4	2	-1.02	2.83	-1.42	0.62	-1.73	0.04	-0.01	0.00	0.91
3	1	5	9.46	0.28	0.01	9.46	-0.40	-0.14	9.46	0.00	0.16
4	5	3	9.46	0.39	-0.13	9.46	-0.28	0.00	9.46	0.00	0.15
5	3	2	-1.84	0.01	0.00	-1.84	0.01	0.01	-1.84	0.01	0.00
6	4	3	-10.04	0.00	0.00	-10.04	0.00	0.00	-10.04	0.00	0.00
7	5	4	0.79	0.00	0.00	0.79	0.00	0.00	0.79	0.00	0.00

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

Forze interne, Carico, : (Qk1) Neve Qks = 3.240 [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	4	-15.79	2.88	0.06	-13.05	-4.74	-2.42	-14.75	-0.01	1.51
2	4	2	-1.72	4.74	-2.42	1.03	-2.88	0.06	-0.01	0.01	1.51
3	1	5	13.88	0.04	0.01	13.88	0.04	0.12	13.88	0.04	0.06
4	5	3	13.88	-0.05	0.12	13.88	-0.05	0.00	13.88	-0.05	0.05
5	3	2	-3.06	0.01	0.00	-3.06	0.01	0.02	-3.06	0.01	0.01
6	4	3	-14.75	0.00	0.00	-14.75	0.00	0.00	-14.75	0.00	0.00
7	5	4	-0.09	0.00	0.00	-0.09	0.00	0.00	-0.09	0.00	0.00

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

Forze interne, Carico, : (Qk2) Vento Qkw = -0.814 [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	4	2.96	-0.81	-0.02	2.96	1.36	0.71	2.96	0.01	-0.42
2	4	2	-0.29	-1.36	0.71	-0.29	0.81	-0.02	-0.29	-0.01	-0.42
3	1	5	-2.52	-0.01	0.00	-2.52	-0.01	-0.02	-2.52	-0.01	-0.01
4	5	3	-2.52	0.01	-0.02	-2.52	0.01	0.00	-2.52	0.01	-0.01
5	3	2	0.86	0.00	0.00	0.86	0.00	0.00	0.86	0.00	0.00
6	4	3	4.23	0.00	0.00	4.23	0.00	0.00	4.23	0.00	0.00
7	5	4	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)

Forze interne, Carico, : (Qki) Sovraccario (H) Qi = 1.350 [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	4	-6.58	1.20	0.03	-5.44	-1.98	-1.01	-6.15	-0.01	0.63
2	4	2	-0.72	1.98	-1.01	0.43	-1.20	0.03	-0.01	0.01	0.63
3	1	5	5.79	0.02	0.01	5.79	0.02	0.05	5.79	0.02	0.02
4	5	3	5.79	-0.02	0.05	5.79	-0.02	0.00	5.79	-0.02	0.02
5	3	2	-1.27	0.00	0.00	-1.27	0.00	0.01	-1.27	0.00	0.00
6	4	3	-6.14	0.00	0.00	-6.14	0.00	0.00	-6.14	0.00	0.00
7	5	4	-0.04	0.00	0.00	-0.04	0.00	0.00	-0.04	0.00	0.00

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

Forze interne, Carico, : (Aex) AeX Sismica $q_h=0.053x(G+0.20xQ_k1)$ [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	4	0.50	0.04	0.00	0.16	-0.08	-0.05	0.37	0.00	0.02
2	4	2	0.36	0.08	-0.05	0.01	-0.04	0.00	0.15	0.00	0.02
3	1	5	-0.48	0.00	0.00	-0.48	0.00	0.00	-0.48	0.00	0.00
4	5	3	-0.48	0.00	0.00	-0.48	0.00	0.00	-0.48	0.00	0.00
5	3	2	-0.04	0.00	0.00	-0.04	0.00	0.00	-0.04	0.00	0.00
6	4	3	-0.26	0.00	0.00	-0.26	0.00	0.00	-0.26	0.00	0.00
7	5	4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

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

Forze interne, Carico, : (Aey) AeY Sismica $q_v=0.006x(G+0.20xQ_k1)$ [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	4	-0.09	0.01	0.00	-0.07	-0.02	-0.01	-0.08	0.00	0.01
2	4	2	-0.01	0.02	-0.01	0.01	-0.01	0.00	0.00	0.00	0.01
3	1	5	0.08	0.00	0.00	0.08	0.00	0.00	0.08	0.00	0.00
4	5	3	0.08	0.00	0.00	0.08	0.00	0.00	0.08	0.00	0.00
5	3	2	-0.02	0.00	0.00	-0.02	0.00	0.00	-0.02	0.00	0.00
6	4	3	-0.08	0.00	0.00	-0.08	0.00	0.00	-0.08	0.00	0.00
7	5	4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

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

1.8.3. Sforzi all'estremità dell'elemento**Sforzi all'estremità dell'elemento, Carico: (Gk) Proprio $G_{k1} = 1.823$, $G_{k2} = 0.270$ [kN/m]**

elem.	nodo-1	nodo-2	Flx [kN]	Fly [kN]	M1 [kNm]	F2x [kN]	F2y [kN]	M2 [kNm]
1	1	4	9.46	5.24	0.04	-9.46	-0.40	1.42
2	4	2	0.01	3.01	-1.42	-0.01	1.84	-0.04
3	1	5	-9.46	0.28	0.01	9.46	0.40	0.14
4	5	3	-9.46	0.39	-0.13	9.46	0.28	0.00
5	3	2	-0.01	1.84	0.00	0.01	-1.84	-0.01
6	4	3	9.45	-3.40	0.00	-9.45	3.40	0.00
7	5	4	0.00	-0.79	0.00	0.00	0.79	0.00

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

Sforzi all'estremità dell'elemento, Carico: (Qk1) Neve $Q_{ks} = 3.240$ [kN/m]

elem.	nodo-1	nodo-2	Flx [kN]	Fly [kN]	M1 [kNm]	F2x [kN]	F2y [kN]	M2 [kNm]
1	1	4	13.88	8.06	0.06	-13.88	0.04	2.42
2	4	2	0.01	5.04	-2.42	-0.01	3.06	-0.06
3	1	5	-13.88	0.04	0.01	13.88	-0.04	-0.12
4	5	3	-13.88	-0.05	0.12	13.88	0.05	0.00
5	3	2	-0.01	3.06	0.00	0.01	-3.06	-0.02
6	4	3	13.88	-5.00	0.00	-13.88	5.00	0.00
7	5	4	0.00	0.09	0.00	0.00	-0.09	0.00

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

Sforzi all'estremità dell'elemento, Carico: (Qk2) Vento $Q_{kw} = -0.814$ [kN/m]

elem.	nodo-1	nodo-2	Flx [kN]	Fly [kN]	M1 [kNm]	F2x [kN]	F2y [kN]	M2 [kNm]
1	1	4	-2.52	-1.76	-0.02	3.25	-0.27	-0.71
2	4	2	0.73	-1.18	0.71	0.00	-0.86	0.02
3	1	5	2.52	-0.01	0.00	-2.52	0.01	0.02
4	5	3	2.52	0.01	-0.02	-2.52	-0.01	0.00
5	3	2	0.00	-0.86	0.00	0.00	0.86	0.00
6	4	3	-3.98	1.43	0.00	3.98	-1.43	0.00
7	5	4	0.00	-0.02	0.00	0.00	0.02	0.00

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

Sforzi all'estremità dell'elemento, Carico: (Qki) Sovraccario (H) Qi = 1.350 [kN/m]

elem.	nodo-1	nodo-2	Flx [kN]	Fly [kN]	M1 [kNm]	F2x [kN]	F2y [kN]	M2 [kNm]
1	1	4	5.79	3.36	0.03	-5.79	0.02	1.01
2	4	2	0.00	2.10	-1.01	0.00	1.27	-0.03
3	1	5	-5.79	0.02	0.01	5.79	-0.02	-0.05
4	5	3	-5.79	-0.02	0.05	5.79	0.02	0.00
5	3	2	0.00	1.27	0.00	0.00	-1.27	-0.01
6	4	3	5.78	-2.08	0.00	-5.78	2.08	0.00
7	5	4	0.00	0.04	0.00	0.00	-0.04	0.00

(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	4	-0.48	-0.13	0.00	0.12	0.13	0.05
2	4	2	-0.36	-0.04	-0.05	0.00	0.04	0.00
3	1	5	0.48	0.00	0.00	-0.48	0.00	0.00
4	5	3	0.48	0.00	0.00	-0.48	0.00	0.00
5	3	2	0.00	0.04	0.00	0.00	-0.04	0.00
6	4	3	0.24	-0.09	0.00	-0.24	0.09	0.00
7	5	4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	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	4	0.08	0.04	0.00	-0.08	0.00	0.01
2	4	2	0.00	0.03	-0.01	0.00	0.02	0.00
3	1	5	-0.08	0.00	0.00	0.08	0.00	0.00
4	5	3	-0.08	0.00	0.00	0.08	0.00	0.00
5	3	2	0.00	0.02	0.00	0.00	-0.02	0.00
6	4	3	0.08	-0.03	0.00	-0.08	0.03	0.00
7	5	4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

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

1.8.4. spostamenti verticali dei nodi (in mm)

nodo	Gk	Qk1	Qk2	Qki
1	0.00	0.00	0.00	0.00
2	-0.03	-0.05	0.01	-0.02
3	0.00	0.00	0.00	0.00
4	-1.06	-1.56	0.33	-0.65
5	-1.07	-1.56	0.33	-0.65

1.8.5. Reazioni agli appoggi (kN)

nodo	reaz.	Gk	Qk1	Qk2	Qki
1	Fx	0.00	0.00	0.00	0.00
1	Fy	5.52	8.10	-1.77	3.38
3	Fx	0.00	0.00	1.47	0.00
3	Fy	5.52	8.10	-2.30	3.38

1.9. Reazioni agli appoggi combinazione di carichi (kN)

Carico [kN/m]	Azione	γ_g	γ_q	ψ_0	
(Gk) Proprio $G_{k1} = 1.823$, $G_{k2} = 0.270$	Permanente		1.30	0.00	1.00
(Qk1) Neve $Q_{ks} = 3.240$	Breve		0.00	1.50	0.70
(Qk2) Vento $Q_{kw} = -0.814$	Breve		0.00	1.50	0.60
(Qki) Sovraccario (H) $Q_i = 1.350$	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				

1.9.1. 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	7.175	0.000	11.959	
2	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{k1}$	Breve	0.90	0.000	19.326	0.000	21.473	
3	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{k2}$	Breve	0.90	2.199	3.726	2.443	4.140	
4	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{ki}$	Breve	0.90	0.000	12.238	0.000	13.598	
5	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{k1} + \gamma_q.\psi_0.Q_{k2}$	Breve	0.90	1.319	17.256	1.466	19.173	
6	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{k2} + \gamma_q.\psi_0.Q_{k1}$	Breve	0.90	2.199	12.231	2.443	13.590	
7	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{ki} + \gamma_q.\psi_0.Q_{k1} + \gamma_q.\psi_0.Q_{k4}$	Breve	0.90	1.319	18.673	1.466	20.748	
8	$G_k + 0.2xQ_{k1} + A_{edX}$	Accidental	1.00	0.679	7.271	0.754	8.079	
9	$G_k + 0.2xQ_{k1} + A_{edY}$	Accidental	1.00	0.000	7.185	0.000	7.984	
	Valori massimi				2.199	19.326	2.443	21.473
10	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{k2} = 0.9G_k + 1.5Q_{k2}$, (EQU)	Breve	0.90	2.199	1.518	2.443	1.687	

1.9.2. 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	7.175	0.000	11.959	
2	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{k1}$	Breve	0.90	0.001	19.325	0.001	21.473	
3	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{k2}$	Breve	0.90	0.000	4.517	0.000	5.019	
4	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{ki}$	Breve	0.90	0.000	12.238	0.000	13.598	
5	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{k1} + \gamma_q.\psi_0.Q_{k2}$	Breve	0.90	0.001	17.731	0.001	19.701	
6	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{k2} + \gamma_q.\psi_0.Q_{k1}$	Breve	0.90	0.001	13.022	0.001	14.469	
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	19.148	0.001	21.276	
8	$G_k + 0.2xQ_{k1} + A_{edX}$	Accidental	1.00	0.000	7.271	0.000	8.079	
9	$G_k + 0.2xQ_{k1} + A_{edY}$	Accidental	1.00	0.000	7.185	0.000	7.984	
	Valori massimi				0.001	19.325	0.001	21.473
10	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{k2} = 0.9G_k + 1.5Q_{k2}$, (EQU)	Breve	0.90	0.000	2.310	0.000	2.566	

1.10. Stato limite di servizio**1.10.1. Stato limite di servizio** (UNI EN1995-1-1:2009, §2.2.3, §7)**Deformazione a flessione nel nodo 5** (EC5 §7.2)

Carico [kN/m]		u[mm]	Azione	ψ_0	ψ_1	ψ_2	Kdef		
(Gk) Proprio	Gk1 = 1.823, Gk2 = 0.270	-1.067	Permanente	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	
(Qk1) Neve	Qks = 3.240	-1.560	Breve		0.70	0.50	0.20	0.00	
(Qk2) Vento	Qkw = -0.814	0.326	Breve		0.60	0.20	0.00	0.00	

Combinazione di carico	w.inst	w.fin [mm]
1 Gk	1.067	1.708
2 Gk + Qk1	2.627	3.455
3 Gk + Qk2	1.067	1.708
4 Gk + Qk1 + $\psi_0 \cdot Qk2$	2.627	3.455
5 Gk + Qk2 + $\psi_0 \cdot Qk1$	2.159	2.987

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

Massimi valori della freccia nel nodo 5

w.inst = 2.627 mm, w.fin = 3.455 mm

Verifica secondo UNI EN1995-1-1:2009 §7.2, Tab.7.2Deformazioni finali nel nodo 5

w.inst = 2.627 mm < $L/300 = 5000/300 = 16.667$ mm

w.net,fin = 3.455 mm < $L/250 = 5000/250 = 20.000$ mm

w.fin = 3.455 mm < $L/150 = 5000/150 = 33.333$ mm

La verifica è soddisfatta

1.10.2. 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 = 1.823, Gk2 = 0.270	0.921	Permanente	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60
(Qk1) Neve	Qks = 3.240	1.637	Breve		0.70	0.50	0.20	0.00
(Qk2) Vento	Qkw = -0.814	0.000	Breve		0.60	0.20	0.00	0.00

Combinazione di carico	w.inst	w.fin [mm]
1 Gk	0.921	1.474
2 Gk + Qk1	2.559	3.308
3 Gk + Qk2	0.921	1.474
4 Gk + Qk1 + $\psi_0 \cdot Qk2$	2.559	3.308
5 Gk + Qk2 + $\psi_0 \cdot Qk1$	2.068	2.817

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

Massimi valori della freccia a metà asta 2

$w_{inst} = 2.559$ mm, $w_{fin} = 3.308$ mm

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

$w_{inst} = 2.559$ mm < $L/300 = 2657/300 = 8.857$ mm

$w_{net,fin} = 3.308$ mm < $L/250 = 2657/250 = 10.628$ mm

$w_{fin} = 3.308$ mm < $L/150 = 2657/150 = 17.714$ mm

La verifica è soddisfatta

1.11. 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	17.06143	0.05861
2	22.33659	0.04477
3	26.05126	0.03839
4	58.56891	0.01707
5	65.76948	0.01520

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

Carico [kN/m]	Azione	γ_g	γ_q	ψ_0	
(Gk) Proprio Gk1 = 1.823, Gk2 = 0.270	Permanente		1.30	0.00	1.00
(Qk1) Neve Qks = 3.240	Breve		0.00	1.50	0.70
(Qk2) Vento Qkw = -0.814	Breve		0.00	1.50	0.60
(Qki) Sovraccario (H) Qi = 1.350	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	-23.123	1.336	6.132	3.084
2	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk1$	Breve	0.90	-41.736	2.602	11.995	6.084
3	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk2$	Breve	0.90	-15.416	0.891	4.088	2.056
4	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qki$	Breve	0.90	-26.382	1.604	7.383	3.735
5	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk1 + \gamma_q \cdot \psi_0 \cdot Qk2$	Breve	0.90	-41.736	2.602	11.995	6.084
6	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk2 + \gamma_q \cdot \psi_0 \cdot Qk1$	Breve	0.90	-33.840	2.089	9.623	4.876
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	-44.807	2.802	12.918	6.554
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-8.888	0.558	2.574	1.306
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-9.280	0.552	2.535	1.279
	Valori massimi			-44.807	2.802	12.918	6.554

1.11.2. Verifica della sezione Puntone, elementi: 1, 2**Puntone, elementi: 1, 2, combinazione di carico No 7****Trazione parallela alla fibratura, Ft0d=2.522 kN** (EC5 §6.1.2)Sezione rettangolare, b=58 mm, h=200 mm, A= 11 600 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=2.522 kN, $\sigma_{t0d} = Ft0d / A_{netto} = 1000 \times 2.522 / 11600 = 0.22$ N/mm² < 14.40 N/mm² = ft0d (Eq.6.1)

La verifica è soddisfatta

Puntone, elementi: 1, 2, combinazione di carico No 7**Compressione parallela alla fibratura, Fc0d=-40.326 kN** (EC5 §6.1.4)Sezione rettangolare, b=58 mm, h=200 mm, A= 11 600 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=-40.326 kN, $\sigma_{c0d} = Fc0d / A_{netto} = 1000 \times 40.326 / 11600 = 3.48$ N/mm² < 15.60 N/mm² = fc0d (Eq.6.2)

La verifica è soddisfatta

Puntone, elementi: 1, 2, combinazione di carico No 7**Taglio, Fv=11.626 kN** (EC5 §6.1.7)Sezione rettangolare, bef=0.67x58=39 mm, h=200 mm, A= 7 800 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=11.626 kN, $\tau_{v0d} = 1.50 Fv0d / A_{netto} = 1000 \times 1.50 \times 11.626 / 7800 = 2.24$ N/mm² < 2.40 N/mm² = fv0d (Eq.6.13)

La verifica è soddisfatta

Puntone, elementi: 1, 2, combinazione di carico No 7**Flessione, Myd=5.899 kNm, Mzd=0.000 kNm** (EC5 §6.1.6)Sezione rettangolare, b=58mm, h=200mm, A=1.160E+004mm², Wy=3.867E+005mm³, Wz=1.121E+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))
 $\sigma_{myd} = M_{yd}/W_{my, netto} = 1E+06 \times 5.898 / 3.867E+005 = 15.26 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{mzd} = M_{zd}/W_{mz, netto} = 1E+06 \times 0.000 / 1.121E+005 = 0.00 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{myd}/f_{myd} + K_m \cdot \sigma_{mzd}/f_{mzd} = 0.636 + 0.000 = 0.64 < 1$ (EC5 Eq.6.11)

$K_m \cdot \sigma_{myd}/f_{myd} + \sigma_{mzd}/f_{mzd} = 0.445 + 0.000 = 0.44 < 1$ (EC5 Eq.6.12)

La verifica è soddisfatta

Puntone, elementi: 1, 2, combinazione di carico No 7

Flessione e compressione assiale combinate, $F_{c0d} = -40.326 \text{ kN}$, $M_{yd} = 5.898 \text{ kNm}$, $M_{zd} = 0.000 \text{ kNm}$ (§6.2.4)

Sezione rettangolare, $b=58 \text{ mm}$, $h=200 \text{ mm}$, $A=1.160E+004 \text{ mm}^2$, $W_y=3.867E+005 \text{ mm}^3$, $W_z=1.121E+005 \text{ mm}^3$

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))

$\sigma_{c0d} = F_{c0d}/A_{netto} = 1000 \times 40.326 / 11600 = 3.48 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{myd} = M_{yd}/W_{my, netto} = 1E+06 \times 5.898 / 3.867E+005 = 15.25 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{mzd} = M_{zd}/W_{mz, netto} = 1E+06 \times 0.000 / 1.121E+005 = 0.00 \text{ N/mm}^2$

$(\sigma_{c0d}/f_{c0d})^2 + \sigma_{myd}/f_{myd} + K_m \cdot \sigma_{mzd}/f_{mzd} = 0.050 + 0.636 + 0.000 = 0.69 < 1$ (EC5 Eq.6.19)

$(\sigma_{c0d}/f_{c0d})^2 + K_m \cdot \sigma_{myd}/f_{myd} + \sigma_{mzd}/f_{mzd} = 0.050 + 0.445 + 0.000 = 0.49 < 1$ (EC5 Eq.6.20)

La verifica è soddisfatta

Puntone, elementi: 1, 2, combinazione di carico No 7

Stabilità a pressoflessione, $F_{c0d} = -40.326 \text{ kN}$, $M_{yd} = 5.898 \text{ kNm}$, $M_{zd} = 0.000 \text{ kNm}$ (EC5 §6.3.2)

Sezione rettangolare, $b=58 \text{ mm}$, $h=200 \text{ mm}$, $A=1.160E+004 \text{ mm}^2$, $W_y=3.867E+005 \text{ mm}^3$, $W_z=1.121E+005 \text{ mm}^3$

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))

$\sigma_{c0d} = F_{c0d}/A_{netto} = 1000 \times 40.326 / 11600 = 3.48 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{myd} = M_{yd}/W_{my, netto} = 1E+06 \times 5.898 / 3.867E+005 = 15.25 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{mzd} = M_{zd}/W_{mz, netto} = 1E+06 \times 0.000 / 1.121E+005 = 0.00 \text{ N/mm}^2$

Lunghezza libera di inflessione S_k

$S_{ky} = 1.00 \times 2.657 = 2.657 \text{ m} = 2657 \text{ mm}$ (più sfavorevole)

$S_{kz} = 0.11 \times 2.657 = 0.300 \text{ m} = 300 \text{ mm}$ (lunghezza efficace/lunghezza totale = $0.30/2.66 = 0.11$)

Snellezza

$i_y = \sqrt{I_y/A} = 0.289 \times 200 = 58 \text{ mm}$, $\lambda_y = 2657 / 58 = 45.81$

$i_z = \sqrt{I_z/A} = 0.289 \times 58 = 17 \text{ mm}$, $\lambda_z = 300 / 17 = 17.65$

Tensioni critiche

$\sigma_{c, crity} = \pi^2 E_{005} / \lambda_y^2 = 51.26 \text{ N/mm}^2$, $\lambda_{rel, y} = \sqrt{f_{c0k} / \sigma_{c, crity}} = 0.71$ (EC5 Eq.6.21)

$\sigma_{c, critz} = \pi^2 E_{005} / \lambda_z^2 = 345.33 \text{ N/mm}^2$, $\lambda_{rel, z} = \sqrt{f_{c0k} / \sigma_{c, critz}} = 0.27$ (EC5 Eq.6.22)

$\beta_c = 0.20$ (legno lamellare)

$k_y = 0.5 [1 + \beta_c (\lambda_{rel, y} - 0.3) + \lambda_{rel, y}^2] = 0.79$, $K_{cy} = 1 / (k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel, y}^2}) = 0.871$ (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)

$\sigma_{c0d} / (K_{cy} \cdot f_{c0d}) + \sigma_{myd} / f_{myd} + K_m \cdot \sigma_{mzd} / f_{mzd} = 0.256 + 0.636 + 0.000 = 0.89 < 1$ (EC5 Eq.6.23)

$\sigma_{c0d} / (K_{cz} \cdot f_{c0d}) + K_m \cdot \sigma_{myd} / f_{myd} + \sigma_{mzd} / f_{mzd} = 0.223 + 0.445 + 0.000 = 0.67 < 1$ (EC5 Eq.6.24)

La verifica è soddisfatta

Puntone, elementi: 1, 2, combinazione di carico No 7**Stabilità laterale, Myd=5.899 kNm, Mzd=0.000 kNm (EC5 §6.3.3)**

Sezione rettangolare, b=58mm, h=200mm, A=1.160E+004mm², Wy=3.867E+005mm³, Wz=1.121E+005mm³
 Coefficiente di correzione Kmod=0.90 (DM2008 T.4.4.IV), coefficiente del materiale γM=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 Km=0.70 (EC5 §6.1.6.(2))
 $\sigma_{myd} = M_{yd} / W_{my, netto} = 1E+06 \times 5.899 / 3.867E+005 = 15.26 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{mzd} = M_{zd} / W_{mz, netto} = 1E+06 \times 0.000 / 1.121E+005 = 0.00 \text{ N/mm}^2$

Lunghezza libera di inflessione Sk

$S_{ky} = 1.00 \times 2.657 = 2.657 \text{ m} = 2657 \text{ mm}$ (più sfavorevole)
 $S_{kz} = 0.11 \times 2.657 = 0.300 \text{ m} = 300 \text{ mm}$ (lunghezza efficace/lunghezza totale=0.30/2.66=0.11)

Snellezza

$i_y = \sqrt{I_y / A} = 0.289 \times 200 = 58 \text{ mm}$, $\lambda_y = 2657 / 58 = 45.81$
 $i_z = \sqrt{I_z / A} = 0.289 \times 58 = 17 \text{ mm}$, $\lambda_z = 300 / 17 = 17.65$

$\sigma_{m, crit} = M_{ycrit} / W_y = n \sqrt{(E_{005} \cdot I_z \cdot G_{005} \cdot I_{tor}) / (L_{ef} \cdot W_y)} = 54.44 \text{ N/mm}^2$ (EC5 Eq.6.31)
 $\sigma_{m, crit} = M_{ycrit} / W_y = n \sqrt{(E_{005} \cdot I_z \cdot G_{005} \cdot I_{tor}) / (L_{ef} \cdot W_y)} = 5159.94 \text{ N/mm}^2$ (EC5 Eq.6.31)

Tensioni critiche

$\sigma_{m, crity} = 54.44 \text{ N/mm}^2$, $\lambda_{rel, my} = \sqrt{f_{myk} / \sigma_{m, crity}} = 0.86$ (EC5 Eq.6.30)
 $\sigma_{m, critz} = 5159.94 \text{ N/mm}^2$, $\lambda_{rel, mz} = \sqrt{f_{mk} / \sigma_{m, critz}} = 0.09$ (EC5 Eq.6.30)

$\lambda_{rel, my} = 0.86$, ($0.75 < \lambda_{rel} \leq 1.40$, $K_{crit} = 1.56 - 0.75 \lambda_{relm}$), $K_{crity} = 0.92$ (EC5 Eq.6.34)
 $\lambda_{rel, mz} = 0.09$, ($\lambda_{rel} \leq 0.75$), $K_{critz} = 1.00$ (EC5 Eq.6.34)

$\sigma_{myd} / (K_{crity} \cdot f_{myd}) + K_{m, \sigma_{mzd}} / (K_{critz} \cdot f_{mzd}) = 0.693 + 0.000 = 0.69 < 1$ (EC5 Eq.6.33)
 $K_{m, \sigma_{myd}} / (K_{crity} \cdot f_{myd}) + \sigma_{mzd} / (K_{critz} \cdot f_{mzd}) = 0.485 + 0.000 = 0.49 < 1$ (EC5 Eq.6.33)
 La verifica è soddisfatta

Puntone, elementi: 1, 2, combinazione di carico No 7**Flessione e trazione assiale combinate, Ft0d=2.522kN, Myd=5.898kNm, Mzd=0.000kNm (EC5 §6.2.3)**

Sezione rettangolare, b=58mm, h=200mm, A=1.160E+004mm², Wy=3.867E+005mm³, Wz=1.121E+005mm³
 Coefficiente di correzione Kmod=0.90 (DM2008 T.4.4.IV), coefficiente del materiale γM=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 Km=0.70 (EC5 §6.1.6.(2))
 $\sigma_{t0d} = F_{t0d} / A_{netto} = 1000 \times 2.522 / 11600 = 0.22 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{myd} = M_{yd} / W_{my, netto} = 1E+06 \times 5.898 / 3.867E+005 = 15.25 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{mzd} = M_{zd} / W_{mz, netto} = 1E+06 \times 0.000 / 1.121E+005 = 0.00 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{t0d} / f_{t0d} + \sigma_{myd} / f_{myd} + K_{m, \sigma_{mzd}} / f_{mzd} = 0.015 + 0.636 + 0.000 = 0.65 < 1$ (EC5 Eq.6.17)
 $\sigma_{t0d} / f_{t0d} + K_{m, \sigma_{myd}} / f_{myd} + \sigma_{mzd} / f_{mzd} = 0.015 + 0.445 + 0.000 = 0.46 < 1$ (EC5 Eq.6.18)
 La verifica è soddisfatta

1.11.3. Stato limite ultimo (UNI EN1995-1-1:2009, §6)**Catena, elementi: 3, 4**

Carico [kN/m]	Azione	γ_g	γ_q	ψ_o	
(Gk) Proprio Gk1 = 1.823, Gk2 = 0.270	Permanente		1.30	0.00	1.00
(Qk1) Neve Qks = 3.240	Breve		0.00	1.50	0.70
(Qk2) Vento Qkw = -0.814	Breve		0.00	1.50	0.60
(Qki) Sovraccario (H) Qi = 1.350	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	20.488	0.859	0.337
2	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk1$	Breve	0.90	0.000	36.799	0.499	0.322
3	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk2$	Breve	0.90	0.000	13.659	0.572	0.225
4	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qki$	Breve	0.90	0.000	23.301	0.542	0.265
5	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk1 + \gamma_q \cdot \psi_o \cdot Qk2$	Breve	0.90	0.000	36.799	0.499	0.322
6	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk2 + \gamma_q \cdot \psi_o \cdot Qk1$	Breve	0.90	0.000	29.857	0.521	0.293
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	39.499	0.499	0.334
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	0.000	7.833	0.259	0.111
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	0.000	8.208	0.260	0.112
	Valori massimi				0.000	39.499	0.859 0.337

1.11.4. Verifica della sezione Catena, elementi: 3, 4**Catena, elementi: 3, 4, combinazione di carico No 7****Trazione parallela alla fibratura, Ft0d=35.549 kN** (EC5 §6.1.2)Sezione rettangolare, b=58 mm, h=150 mm, A= 8 700 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=35.549 kN, $\sigma_{t0d} = Ft0d / A_{netto} = 1000 \times 35.549 / 8700 = 4.09$ N/mm² < 14.40 N/mm² = ft0d (Eq.6.1)

La verifica è soddisfatta

Catena, elementi: 3, 4, combinazione di carico No 1**Taglio, Fv=0.515 kN** (EC5 §6.1.7)Sezione rettangolare, bef=0.67x58=39 mm, h=150 mm, A= 5 850 mm²Coefficiente di correzione Kmod=0.60 (Tab.3.1), coefficiente del materiale $\gamma_M=1.50$ (Tab. 2.3)fvk=4.00 N/mm², fvd=Kmod·fvk/ $\gamma_M=0.60 \times 4.00 / 1.50 = 1.60$ N/mm² (EC5 Eq.2.14)Fv=0.515 kN, $\tau_{v0d} = 1.50 Fv0d / A_{netto} = 1000 \times 1.50 \times 0.515 / 5850 = 0.13$ N/mm² < 1.60 N/mm² = fv0d (Eq.6.13)

La verifica è soddisfatta

Catena, elementi: 3, 4, combinazione di carico No 1**Flessione, Myd=0.202 kNm, Mzd=0.000 kNm** (EC5 §6.1.6)Sezione rettangolare, b=58mm, h=150mm, A=8.700E+003mm², Wy=2.175E+005mm³, Wz=8.410E+004mm³Coefficiente di correzione Kmod=0.60 (DM2008 T.4.4.IV), coefficiente del materiale $\gamma_M=1.50$ (DM2008)fmyk=40.00 N/mm², fmyd=Kmod·fmyk/ $\gamma_M=0.60 \times 40.00 / 1.50 = 16.00$ N/mm²fmzk=40.00 N/mm², fmzd=Kmod·fmzk/ $\gamma_M=0.60 \times 40.00 / 1.50 = 16.00$ N/mm²

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

 $\sigma_{myd} = Myd / W_{my, netto} = 1E+06 \times 0.202 / 2.175E+005 = 0.93$ N/mm² $\sigma_{mzd} = Mzd / W_{mz, netto} = 1E+06 \times 0.000 / 8.410E+004 = 0.00$ N/mm² $\sigma_{myd} / f_{myd} + K_m \cdot \sigma_{mzd} / f_{mzd} = 0.058 + 0.000 = 0.06 < 1$ (EC5 Eq.6.11) $K_m \cdot \sigma_{myd} / f_{myd} + \sigma_{mzd} / f_{mzd} = 0.041 + 0.000 = 0.04 < 1$ (EC5 Eq.6.12)

La verifica è soddisfatta

Catena, elementi: 3, 4, combinazione di carico No 7**Flessione e trazione assiale combinate, Ft0d=35.549kN, Myd=0.300kNm, Mzd=0.000kNm** (EC5 §6.2.3)Sezione rettangolare, b=58mm, h=150mm, A=8.700E+003mm², Wy=2.175E+005mm³, Wz=8.410E+004mm³

Coefficiente di correzione Kmod=0.90 (DM2008 T.4.4.IV), coefficiente del materiale γM=1.50 (DM2008

ft0k=24.00 N/mm², ft0d=Kmod·ft0k/γM=0.90x24.00/1.50=14.40N/mm²fmyk=40.00 N/mm², fmyd=Kmod·fmyk/γM=0.90x40.00/1.50=24.00N/mm²fmzk=40.00 N/mm², fmzd=Kmod·fmzk/γM=0.90x40.00/1.50=24.00N/mm²

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

σt0d=Ft0d/Anetto=1000x35.549/8700= 4.09 N/mm²σmyd=Myd/Wmy,netto=1E+06x0.300/2.175E+005= 1.38 N/mm²σmzd=Mzd/Wmz,netto=1E+06x0.000/8.410E+004= 0.00 N/mm²

σt0d/ft0d+σmyd/fmyd+Km.σmzd/fmzd=0.284+0.058+0.000= 0.34 < 1 (EC5 Eq.6.17)

σt0d/ft0d+Km.σmyd/fmyd+σmzd/fmzd=0.284+0.040+0.000= 0.32 < 1 (EC5 Eq.6.18)

La verifica è soddisfatta

Catena, elementi: 3, 4, combinazione di carico No 1**Flessione e trazione assiale combinate, Ft0d=12.293kN, Myd=0.202kNm, Mzd=0.000kNm** (EC5 §6.2.3)Sezione rettangolare, b=58mm, h=150mm, A=8.700E+003mm², Wy=2.175E+005mm³, Wz=8.410E+004mm³

Coefficiente di correzione Kmod=0.60 (DM2008 T.4.4.IV), coefficiente del materiale γM=1.50 (DM2008

ft0k=24.00 N/mm², ft0d=Kmod·ft0k/γM=0.60x24.00/1.50=9.60N/mm²fmyk=40.00 N/mm², fmyd=Kmod·fmyk/γM=0.60x40.00/1.50=16.00N/mm²fmzk=40.00 N/mm², fmzd=Kmod·fmzk/γM=0.60x40.00/1.50=16.00N/mm²

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

σt0d=Ft0d/Anetto=1000x12.293/8700= 1.41 N/mm²σmyd=Myd/Wmy,netto=1E+06x0.202/2.175E+005= 0.93 N/mm²σmzd=Mzd/Wmz,netto=1E+06x0.000/8.410E+004= 0.00 N/mm²

σt0d/ft0d+σmyd/fmyd+Km.σmzd/fmzd=0.147+0.058+0.000= 0.21 < 1 (EC5 Eq.6.17)

σt0d/ft0d+Km.σmyd/fmyd+σmzd/fmzd=0.147+0.041+0.000= 0.19 < 1 (EC5 Eq.6.18)

La verifica è soddisfatta

1.11.5. Stato limite ultimo (UNI EN1995-1-1:2009, §6)**Elementi: 5**

Carico [kN/m]	Azione	γ_g	γ_q	ψ_0	
(Gk) Proprio Gk1 = 1.823, Gk2 = 0.270	Permanente		1.30	0.00	1.00
(Qk1) Neve Qks = 3.240	Breve		0.00	1.50	0.70
(Qk2) Vento Qkw = -0.814	Breve		0.00	1.50	0.60
(Qki) Sovraccario (H) Qi = 1.350	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	-3.978	0.000	0.012	0.020
2	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk1$	Breve	0.90	-7.745	0.000	0.022	0.038
3	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk2$	Breve	0.90	-2.652	0.000	0.008	0.013
4	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qki$	Breve	0.90	-4.774	0.000	0.014	0.024
5	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk1 + \gamma_q \cdot \psi_0 \cdot Qk2$	Breve	0.90	-7.745	0.000	0.022	0.038
6	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk2 + \gamma_q \cdot \psi_0 \cdot Qk1$	Breve	0.90	-6.217	0.000	0.018	0.031
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	-8.339	0.000	0.024	0.041
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-1.661	0.000	0.005	0.008
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-1.642	0.000	0.005	0.008
	Valori massimi			-8.339	0.000	0.024	0.041

1.11.6. Verifica della sezione Elementi: 5**Elementi: 5 , combinazione di carico No 7****Compressione parallela alla fibratura, $F_{c0d} = -7.505$ kN** (EC5 §6.1.4)Sezione rettangolare, b=58 mm, h=150 mm, A= 8 700 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) $F_{c0d} = -7.505$ kN, $\sigma_{c0d} = F_{c0d} / A_{netto} = 1000 \times 7.505 / 8700 = 0.86$ 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: 5 , combinazione di carico No 7****Flessione, $M_{yd} = 0.037$ kNm, $M_{zd} = 0.000$ kNm** (EC5 §6.1.6)Sezione rettangolare, b=58mm, h=150mm, A=8.700E+003mm², $W_y = 2.175E+005$ mm³, $W_z = 8.410E+004$ 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))

 $\sigma_{myd} = M_{yd} / W_{my,netto} = 1E+06 \times 0.037 / 2.175E+005 = 0.17$ N/mm² $\sigma_{mzd} = M_{zd} / W_{mz,netto} = 1E+06 \times 0.000 / 8.410E+004 = 0.00$ N/mm² $\sigma_{myd} / f_{myd} + K_m \cdot \sigma_{mzd} / f_{mzd} = 0.007 + 0.000 = 0.01 < 1$ (EC5 Eq.6.11) $K_m \cdot \sigma_{myd} / f_{myd} + \sigma_{mzd} / f_{mzd} = 0.005 + 0.000 = 0.00 < 1$ (EC5 Eq.6.12)

La verifica è soddisfatta

Elementi: 5 , combinazione di carico No 7**Flessione e compressione assiale combinate, $F_{c0d} = -7.505$ kN, $M_{yd} = 0.037$ kNm, $M_{zd} = 0.000$ kNm** (§6.2.4)Sezione rettangolare, b=58mm, h=150mm, A=8.700E+003mm², $W_y = 2.175E+005$ mm³, $W_z = 8.410E+004$ 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))
 $\sigma_{c0d} = F_{c0d}/A_{netto} = 1000 \times 7.505/8700 = 0.86 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{myd} = M_{yd}/W_{my,netto} = 1E+06 \times 0.037/2.175E+005 = 0.17 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{mzd} = M_{zd}/W_{mz,netto} = 1E+06 \times 0.000/8.410E+004 = 0.00 \text{ N/mm}^2$

$$(\sigma_{c0d}/f_{c0d})^2 + \sigma_{myd}/f_{myd} + K_m \cdot \sigma_{mzd}/f_{mzd} = 0.003 + 0.007 + 0.000 = 0.01 < 1 \quad (\text{EC5 Eq.6.19})$$

$$(\sigma_{c0d}/f_{c0d})^2 + K_m \cdot \sigma_{myd}/f_{myd} + \sigma_{mzd}/f_{mzd} = 0.003 + 0.005 + 0.000 = 0.01 < 1 \quad (\text{EC5 Eq.6.20})$$

La verifica è soddisfatta

Elementi: 5 , combinazione di carico No 7

Stabilità a pressoflessione, $F_{c0d} = -7.505 \text{ kN}$, $M_{yd} = 0.037 \text{ kNm}$, $M_{zd} = 0.000 \text{ kNm}$ (EC5 §6.3.2)

Sezione rettangolare, $b=58 \text{ mm}$, $h=150 \text{ mm}$, $A=8.700E+003 \text{ mm}^2$, $W_y=2.175E+005 \text{ mm}^3$, $W_z=8.410E+004 \text{ mm}^3$
 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))
 $\sigma_{c0d} = F_{c0d}/A_{netto} = 1000 \times 7.505/8700 = 0.86 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{myd} = M_{yd}/W_{my,netto} = 1E+06 \times 0.037/2.175E+005 = 0.17 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{mzd} = M_{zd}/W_{mz,netto} = 1E+06 \times 0.000/8.410E+004 = 0.00 \text{ N/mm}^2$

Lunghezza libera di inflessione S_k

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

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

Snellezza

$$i_y = \sqrt{(I_y/A)} = 0.289 \times 150 = 43 \text{ mm}, \lambda_y = 1800/43 = 41.86$$

$$i_z = \sqrt{(I_z/A)} = 0.289 \times 58 = 17 \text{ mm}, \lambda_z = 1800/17 = 105.88$$

Tensioni critiche

$$\sigma_{c,crity} = \pi^2 E_{005} / \lambda_y^2 = 61.39 \text{ N/mm}^2, \lambda_{rel,y} = \sqrt{(f_{c0k}/\sigma_{c,crity})} = 0.65 \quad (\text{EC5 Eq.6.21})$$

$$\sigma_{c,critz} = \pi^2 E_{005} / \lambda_z^2 = 9.60 \text{ N/mm}^2, \lambda_{rel,z} = \sqrt{(f_{c0k}/\sigma_{c,critz})} = 1.65 \quad (\text{EC5 Eq.6.22})$$

$\beta_c = 0.20$ (legno lamellare)

$$k_y = 0.5[1 + \beta_c(\lambda_{rel,y} - 0.3) + \lambda_{rel,y}^2] = 0.75, K_{cy} = 1/(k_y + \sqrt{(k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2)}) = 0.898 \quad (\text{Eq.6.27 6.25})$$

$$k_z = 0.5[1 + \beta_c(\lambda_{rel,z} - 0.3) + \lambda_{rel,z}^2] = 1.99, K_{cz} = 1/(k_z + \sqrt{(k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2)}) = 0.322 \quad (\text{Eq.6.28 6.26})$$

$$\sigma_{c0d}/(K_{cy} \cdot f_{c0d}) + \sigma_{myd}/f_{myd} + K_m \cdot \sigma_{mzd}/f_{mzd} = 0.062 + 0.007 + 0.000 = 0.07 < 1 \quad (\text{EC5 Eq.6.23})$$

$$\sigma_{c0d}/(K_{cz} \cdot f_{c0d}) + K_m \cdot \sigma_{myd}/f_{myd} + \sigma_{mzd}/f_{mzd} = 0.172 + 0.005 + 0.000 = 0.18 < 1 \quad (\text{EC5 Eq.6.24})$$

La verifica è soddisfatta

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

Carico [kN/m]	Azione	γ_g	γ_q	ψ_0	
(Gk) Proprio Gk1 = 1.823, Gk2 = 0.270	Permanente		1.30	0.00	1.00
(Qk1) Neve Qks = 3.240	Breve		0.00	1.50	0.70
(Qk2) Vento Qkw = -0.814	Breve		0.00	1.50	0.60
(Qki) Sovraccario (H) Qi = 1.350	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	-21.762	0.000	0.001	0.005
2	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk1$	Breve	0.90	-39.086	0.000	0.001	0.003
3	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk2$	Breve	0.90	-14.508	0.000	0.001	0.003
4	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qki$	Breve	0.90	-24.749	0.000	0.001	0.003
5	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk1 + \gamma_q \cdot \psi_0 \cdot Qk2$	Breve	0.90	-39.086	0.000	0.001	0.003
6	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk2 + \gamma_q \cdot \psi_0 \cdot Qk1$	Breve	0.90	-31.713	0.000	0.001	0.003
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	-41.954	0.000	0.001	0.004
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-8.836	0.000	0.000	0.001
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-8.718	0.000	0.000	0.001
	Valori massimi			-41.954	0.000	0.001	0.005

1.11.8. Verifica della sezione Elementi: 6**Elementi: 6 , combinazione di carico No 7****Compressione parallela alla fibratura, Fc0d=-37.758 kN** (EC5 §6.1.4)Sezione rettangolare, b=63 mm, h=225 mm, A= 14 175 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=-37.758 kN, $\sigma_{c0d} = Fc0d / A_{netto} = 1000 \times 37.758 / 14175 = 2.66$ N/mm² < 15.60 N/mm² = fc0d (Eq.6.2)

La verifica è soddisfatta

Elementi: 6 , combinazione di carico No 7**Stabilità, Fc0d=-37.758 kN** (EC5 §6.3.2)Sezione rettangolare, b=63mm, h=225mm, A=1.418E+004mm², Wy=5.316E+005mm³, Wz=1.488E+005mm³Coefficiente di correzione Kmod=0.90 , coefficiente del materiale $\gamma_M=1.50$, E005=10900N/mm²)fc0k=26.00 N/mm², fc0d=Kmod·fc0k/ $\gamma_M=0.90 \times 26.00 / 1.50 = 15.60$ N/mm²fmyk=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))

 $\sigma_{c0d} = Fc0d / A_{netto} = 1000 \times 37.758 / 14175 = 2.66$ N/mm²

Lunghezza libera di inflessione Sk

Sky= 1.00x2.657=2.657 m= 2657 mm (più sfavorevole)

Skz= 1.00x2.657=2.657 m= 2657 mm (più sfavorevole)

Snellezzaiy= $\sqrt{I_y/A} = 0.289 \times 225 = 65$ mm, $\lambda_y = 2657 / 65 = 40.88$ iz= $\sqrt{I_z/A} = 0.289 \times 63 = 18$ mm, $\lambda_z = 2657 / 18 = 147.62$ Tensioni critiche $\sigma_{c,crity} = \pi^2 E005 / \lambda_y^2 = 64.37$ N/mm², $\lambda_{rel,y} = \sqrt{fc0k / \sigma_{c,crity}} = 0.64$ (EC5 Eq.6.21) $\sigma_{c,critz} = \pi^2 E005 / \lambda_z^2 = 4.94$ N/mm², $\lambda_{rel,z} = \sqrt{fc0k / \sigma_{c,critz}} = 2.29$ (EC5 Eq.6.22)

$\beta_c=0.20$ (legno lamellare)

$k_y=0.5[1+\beta_c(\lambda_{rel,y}-0.3)+\lambda_{rel,y}^2]=0.74$, $K_{cy}=1/(k_y+\sqrt{k_y^2-\lambda_{rel,y}^2})=0.904$ (Eq. 6.27 6.25)

$k_z=0.5[1+\beta_c(\lambda_{rel,z}-0.3)+\lambda_{rel,z}^2]=3.33$, $K_{cz}=1/(k_z+\sqrt{k_z^2-\lambda_{rel,z}^2})=0.174$ (Eq. 6.28 6.26)

$\sigma_{c0d}/(K_{cy} \cdot f_{c0d})=0.19 < 1$ (EC5 Eq. 6.23)

$\sigma_{c0d}/(K_{cz} \cdot f_{c0d})=0.98 < 1$ (EC5 Eq. 6.24)

La verifica è soddisfatta

1.11.9. Stato limite ultimo (UNI EN1995-1-1:2009, §6)**Elementi:** 7

Carico [kN/m]	Azione	γ_g	γ_q	ψ_o	
(Gk) Proprio Gk1 = 1.823, Gk2 = 0.270	Permanente		1.30	0.00	1.00
(Qk1) Neve Qks = 3.240	Breve		0.00	1.50	0.70
(Qk2) Vento Qkw = -0.814	Breve		0.00	1.50	0.60
(Qki) Sovraccario (H) Qi = 1.350	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	1.710	0.000	0.000
2	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk1$	Breve	0.90	0.000	0.985	0.001	0.001
3	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk2$	Breve	0.90	0.000	1.140	0.000	0.000
4	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qki$	Breve	0.90	0.000	1.075	0.001	0.000
5	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk1 + \gamma_q \cdot \psi_o \cdot Qk2$	Breve	0.90	0.000	0.985	0.001	0.001
6	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk2 + \gamma_q \cdot \psi_o \cdot Qk1$	Breve	0.90	0.000	1.031	0.001	0.001
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	0.967	0.001	0.001
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	0.000	0.516	0.000	0.000
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	0.000	0.517	0.000	0.000
	Valori massimi				0.000	1.710	0.001 0.001

1.11.10. Verifica della sezione Elementi: 7**Elementi:** 7 , **combinazione di carico No 1****Trazione parallela alla fibratura, Ft0d=1.026 kN** (EC5 §6.1.2)Sezione rettangolare, b=63 mm, h=225 mm, A= 14 175 mm²Coefficiente di correzione Kmod=0.60 (Tab.3.1), coefficiente del materiale $\gamma_M=1.50$ (Tab. 2.3)ft0k=24.00 N/mm², ft0d=Kmod·ft0k/ $\gamma_M=0.60 \times 24.00 / 1.50 = 9.60$ N/mm² (EC5 Eq.2.14)Ft0d=1.026 kN, $\sigma_{t0d} = Ft0d / A_{netto} = 1000 \times 1.026 / 14175 = 0.07$ N/mm² < 9.60 N/mm² = ft0d (Eq.6.1)

La verifica è soddisfatta

1.12. Progetto delle unioni

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

Bulloni del giunto e piastre del giunto

Diametro dei bulloni $d=4.0$ mm. Piastre del giunto $t=2.0$ 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 $d=58.0$ mm, spessore della piastra in acciaio $t=2.0$ mm

Proprietà dei bulloni (EC5 §8.5.1)

Diametro dei bulloni $d=4.0$ mm, diametro rondella ≥ 12.0 mm spessore ≥ 1.2 mm.

Distanza tra i bulloni (EC5 Table 8.4)

come maggiormente sfavorevole viene scelta $a_1=7d=7 \times 4.0=28$ mm, $a_2=4d=16$ mm

Momento caratteristico di snervamento (EC5 §8.5.1.1)

$M_{yk}=0.30 f_{yk} \cdot d^{2.6}=0.30 \times 400 \times 4.0^{2.6}=4411$ Nmm ($f_{yk}=400\text{N/mm}^2$) (EN1995-1-1 Eq.8.30)

Valori caratteristici della resistenza a rifollamento (EC5 §8.3.1.1)

$f_{hk}=0.082(1-0.01d) \rho_k=43.30\text{N/mm}^2$, ($\rho_k=550\text{kg/m}^3$, $d=4.0$ mm) (EN1995-1-1 Eq.8.32)

Azione permanente

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

$t_2=58.0$ mm, Spessore della piastra in acciaio $t=2.0 \leq 0.5d=0.5 \times 4.0=2.0$ mm

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

$0.50 f_{hk} \cdot t_2 \cdot d=5.023$ kN

$1.15 \sqrt{2 M_{yk} \cdot f_{hk} \cdot d}=1.422$ kN

Resistenza di progetto del bullone $R_d=2 K_{mod} \cdot F_{vrk} / \gamma_M=2 \times 0.60 \times 1.422 / 1.50=1.137$ kN

Azione di lunga durata

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

$t_2=58.0$ mm, Spessore della piastra in acciaio $t=2.0 \leq 0.5d=0.5 \times 4.0=2.0$ mm

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

$0.50 f_{hk} \cdot t_2 \cdot d=5.023$ kN

$1.15 \sqrt{2 M_{yk} \cdot f_{hk} \cdot d}=1.422$ kN

Resistenza di progetto del bullone $R_d=2 K_{mod} \cdot F_{vrk} / \gamma_M=2 \times 0.80 \times 1.422 / 1.50=1.516$ kN

Azione di breve durata

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

$t_2=58.0$ mm, Spessore della piastra in acciaio $t=2.0 \leq 0.5d=0.5 \times 4.0=2.0$ mm

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

$0.50 f_{hk} \cdot t_2 \cdot d=5.023$ kN

$1.15 \sqrt{2 M_{yk} \cdot f_{hk} \cdot d}=1.422$ kN

Resistenza di progetto del bullone $R_d=2 K_{mod} \cdot F_{vrk} / \gamma_M=2 \times 0.90 \times 1.422 / 1.50=1.706$ kN

Azione Accidentale

Resistenza di progetto del bullone $R_d=2 K_{mod} \cdot F_{vrk} / \gamma_M=2 \times 1.00 \times 1.422 / 1.00=2.843$ kN

Ipotesi per la progettazione di unioni con bulloni

La progettazione dell'unione è basata sull'analisi plastica. Gli sforzi sui bullone 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 $0.50 \times F_d$

1.12.2. Stato limite ultimo**Progettazione di unione con bulloni al nodo : 2** (UNI EN1995-1-1:2009, §8.5)

Unione con due (2) piastre metalliche.

Verifica dell'unione tra gli elementi 2 e 5, al nodo 2

Caratteristiche della ferramenta:

Due(2) piastre metalliche 2.0 mm delle dimensioni

BxH=110mmx75mm, e di spessore 2.0mm

Diametro dei bulloni d=4.0mm,

6 bulloni su ogni elemento collegato

Distanza tra i bulloni a1=28 mm, a2=16 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

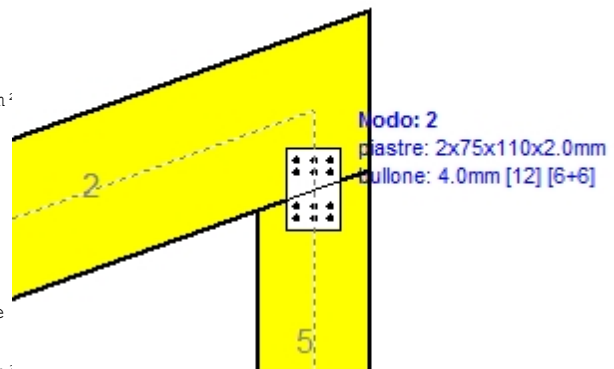
Ma= momento al centro dell'unione

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

n: numero di bulloni, a: sezione del bullone

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

r :distanza bullone d'angolo dal centro unione

 W_p : modulo di resistenza del collegamenton= 6, ($n_{ef}=1.30n$), $A=75\text{mm}^2$, $r=25\text{mm}$, $W_p=1485\text{mm}^3$ σ e σ_d tens. normale e di esercizio piastra N/mm^2 **Sforzi nel nodo 2 ,dall'elemento 2, 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	-2.387	-0.067	0.441 <	1.137
2	yg.Gk+yg.Qk1	Breve	0.90	-6.970	-0.196	1.289 <	1.706
3	yg.Gk+yg.Qk2	Breve	0.90	-2.387	-0.067	0.441 <	1.706
4	yg.Gk+yg.Qki	Breve	0.90	-4.297	-0.121	0.794 <	1.706
5	yg.Gk+yg.Qk1+yg.ψo.Qk2	Breve	0.90	-6.970	-0.196	1.289 <	1.706
6	yg.Gk+yg.Qk2+yg.ψo.Qk1	Breve	0.90	-5.595	-0.157	1.034 <	1.706
7	yg.Gk+yg.Qki+yg.ψo.Qk1+yg.ψo.Qk2	Breve	0.90	-7.505	-0.211	1.388 <	1.706
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-2.492	-0.070	0.461 <	2.843
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-2.463	-0.069	0.455 <	2.843

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	-2.387	-0.067	13 <	131
2	yg.Gk+yg.Qk1	Breve	0.90	-6.970	-0.196	39 <	196
3	yg.Gk+yg.Qk2	Breve	0.90	-2.387	-0.067	13 <	196
4	yg.Gk+yg.Qki	Breve	0.90	-4.297	-0.121	24 <	196
5	yg.Gk+yg.Qk1+yg.ψo.Qk2	Breve	0.90	-6.970	-0.196	39 <	196
6	yg.Gk+yg.Qk2+yg.ψo.Qk1	Breve	0.90	-5.595	-0.157	31 <	196
7	yg.Gk+yg.Qki+yg.ψo.Qk1+yg.ψo.Qk2	Breve	0.90	-7.505	-0.211	42 <	196
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-2.492	-0.070	14 <	240
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-2.463	-0.069	14 <	240

1.12.3. Stato limite ultimo**Progettazione di unione con bulloni al nodo : 1** (UNI EN1995-1-1:2009, §8.5)

Unione con due (2) piastre metalliche.

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

Caratteristiche della ferramenta:

Due(2) piastre metalliche 2.0 mm delle dimensioni

BxH=135mmx130mm, e di spessore 2.0mm

Diametro dei bulloni d=4.0mm,

17 bulloni su ogni elemento collegato

Distanza tra i bulloni a1=28 mm, a2=16 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

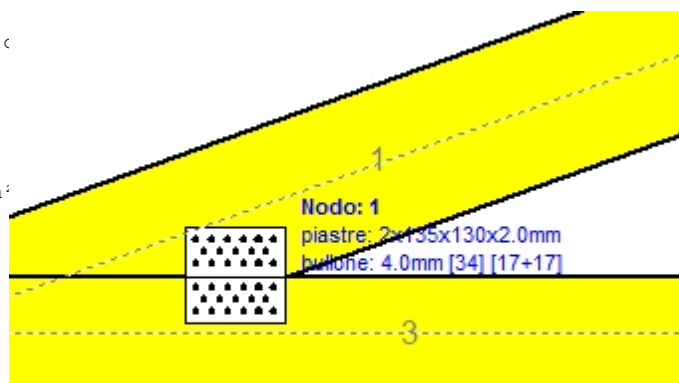
Ma= momento al centro dell'unione

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

n: numero di bulloni, a: sezione del bullone

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

r :distanza bullone d'angolo dal centro unione

 W_p : modulo di resistenza del collegamento $n=17$, ($n_{ef}=1.40n$), $A=214\text{mm}^2$, $r=56\text{mm}$, $W_p=8869\text{mm}^3$ 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	-14.055	-0.143	0.514 <	1.137
2	yg.Gk+yq.Qk1	Breve	0.90	-38.131	-0.380	1.390 <	1.706
3	yg.Gk+yq.Qk2	Breve	0.90	-14.055	-0.143	0.514 <	1.706
4	yg.Gk+yq.Qki	Breve	0.90	-24.086	-0.242	0.879 <	1.706
5	yg.Gk+yq.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-38.131	-0.380	1.390 <	1.706
6	yg.Gk+yq.Qk2+yq.ψo.Qk1	Breve	0.90	-30.908	-0.309	1.127 <	1.706
7	yg.Gk+yq.Qki+yq.ψo.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-40.940	-0.407	1.492 <	1.706
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-13.536	-0.133	0.492 <	2.843
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-14.111	-0.143	0.516 <	2.843

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	-14.055	-0.143	23 <	131
2	yg.Gk+yq.Qk1	Breve	0.90	-38.131	-0.380	61 <	196
3	yg.Gk+yq.Qk2	Breve	0.90	-14.055	-0.143	23 <	196
4	yg.Gk+yq.Qki	Breve	0.90	-24.086	-0.242	39 <	196
5	yg.Gk+yq.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-38.131	-0.380	61 <	196
6	yg.Gk+yq.Qk2+yq.ψo.Qk1	Breve	0.90	-30.908	-0.309	49 <	196
7	yg.Gk+yq.Qki+yq.ψo.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-40.940	-0.407	65 <	196
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-13.536	-0.133	22 <	240
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-14.111	-0.143	23 <	240

1.12.4. Stato limite ultimo**Progettazione di unione con bulloni al nodo : 4 (UNI EN1995-1-1:2009, §8.5)**

Unione con due (2) piastre metalliche.

Verifica dell'unione tra gli elementi 1 e 2, con gli elementi 6 e 7, al nodo 4

Caratteristiche della ferramenta:

Due(2) piastre metalliche 2.0 mm delle dimensioni

BxH=340mmx190mm, e di spessore 2.0mm

Diametro dei bulloni d=4.0mm,

15 bulloni su ogni elemento collegato

Distanza tra i bulloni a1=28 mm, a2=16 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

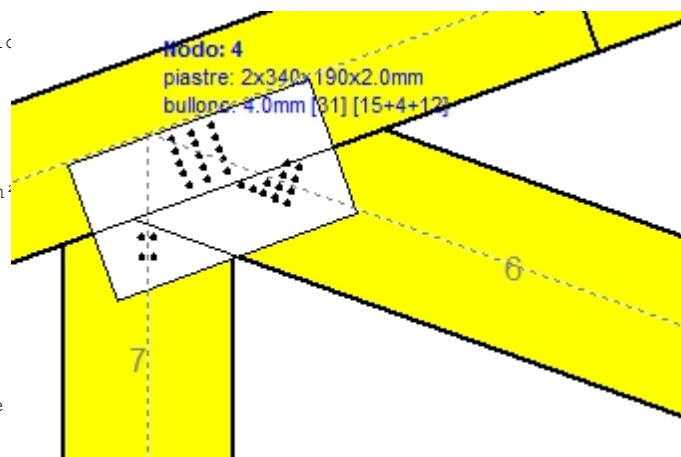
Ma= momento al centro dell'unione

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

n: numero di bulloni, a: sezione del bullone

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

r :distanza bullone d'angolo dal centro unione

 W_p : modulo di resistenza del collegamenton=15, ($n_{ef}=1.30n$), $A=188\text{mm}^2$, $r=49\text{mm}$, $W_p=7579\text{mm}^3$ σ e σ_d tens. normale e di esercizio piastra N/mm^2 **Sforzi nel nodo 4 ,dagli elementi 6, 7, al centro della unioni 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	-12.746	0.167	0.460	< 1.137
2	yg.Gk+yg.Qk1	Breve	0.90	-34.888	0.440	1.237	< 1.706
3	yg.Gk+yg.Qk2	Breve	0.90	-12.746	0.167	0.460	< 1.706
4	yg.Gk+yg.Qki	Breve	0.90	-21.965	0.281	0.783	< 1.706
5	yg.Gk+yg.Qk1+yg.ψo.Qk2	Breve	0.90	-34.888	0.440	1.237	< 1.706
6	yg.Gk+yg.Qk2+yg.ψo.Qk1	Breve	0.90	-28.241	0.358	1.003	< 1.706
7	yg.Gk+yg.Qki+yg.ψo.Qk1+yg.ψo.Qk2	Breve	0.90	-37.473	0.472	1.327	< 1.706
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-13.012	0.168	0.467	< 2.843
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-12.835	0.166	0.460	< 2.843

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	-12.746	0.167	7	< 131
2	yg.Gk+yg.Qk1	Breve	0.90	-34.888	0.440	20	< 196
3	yg.Gk+yg.Qk2	Breve	0.90	-12.746	0.167	7	< 196
4	yg.Gk+yg.Qki	Breve	0.90	-21.965	0.281	12	< 196
5	yg.Gk+yg.Qk1+yg.ψo.Qk2	Breve	0.90	-34.888	0.440	20	< 196
6	yg.Gk+yg.Qk2+yg.ψo.Qk1	Breve	0.90	-28.241	0.358	16	< 196
7	yg.Gk+yg.Qki+yg.ψo.Qk1+yg.ψo.Qk2	Breve	0.90	-37.473	0.472	21	< 196
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-13.012	0.168	7	< 240
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-12.835	0.166	7	< 240

Verifica dell'unione dell'elemento 6, con gli elementi 1, 2 e 7, al nodo 4

Caratteristiche della ferramenta:

Due(2) piastre metalliche 2.0 mm delle dimensioni

BxH=340mmx190mm, e di spessore 2.0mm

Diametro dei bulloni d=4.0mm,

12 bulloni su ogni elemento collegato

Distanza tra i bulloni a1=28 mm, a2=16 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

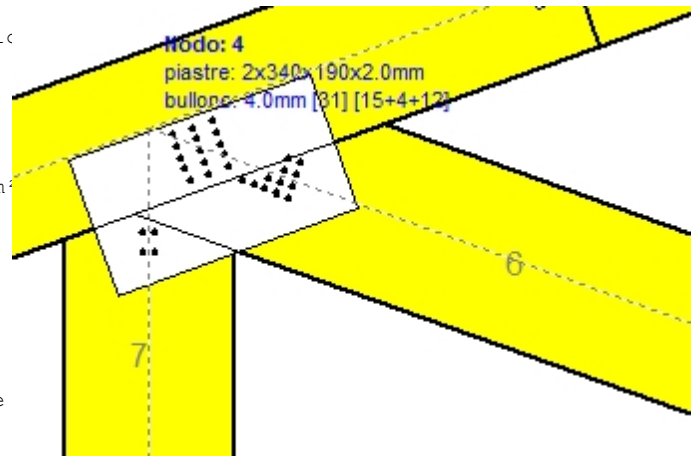
Sforzo max bullone d'angolo $F_n=Fa/n+Ma/W_p$

n: numero di bulloni, a: sezione del bullone

A=nxa: area totale bullone

r :distanza bullone d'angolo dal centro unione

Wp: modulo di resistenza del collegamento

n=12, ($n_{ef}=1.30n$), $A=151\text{mm}^2$, $r=33\text{mm}$, $W_p=3958\text{mm}^3$ σ e σ_d tens. normale e di esercizio piastra N/mm^2 **Sforzi nel nodo 4 ,dall'elemento 6, al centro della unioni 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	-13.057	0.000	0.545	< 1.137
2	yg.Gk+yq.Qk1	Breve	0.90	-35.178	0.001	1.467	< 1.706
3	yg.Gk+yq.Qk2	Breve	0.90	-13.057	0.000	0.545	< 1.706
4	yg.Gk+yq.Qki	Breve	0.90	-22.274	0.001	0.929	< 1.706
5	yg.Gk+yq.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-35.178	0.001	1.467	< 1.706
6	yg.Gk+yq.Qk2+yq.ψo.Qk1	Breve	0.90	-28.541	0.001	1.191	< 1.706
7	yg.Gk+yq.Qki+yq.ψo.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-37.758	0.001	1.575	< 1.706
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-13.253	0.000	0.553	< 2.843
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-13.076	0.000	0.545	< 2.843

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	-13.057	0.000	6	< 131
2	yg.Gk+yq.Qk1	Breve	0.90	-35.178	0.001	17	< 196
3	yg.Gk+yq.Qk2	Breve	0.90	-13.057	0.000	6	< 196
4	yg.Gk+yq.Qki	Breve	0.90	-22.274	0.001	11	< 196
5	yg.Gk+yq.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-35.178	0.001	17	< 196
6	yg.Gk+yq.Qk2+yq.ψo.Qk1	Breve	0.90	-28.541	0.001	14	< 196
7	yg.Gk+yq.Qki+yq.ψo.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-37.758	0.001	19	< 196
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-13.253	0.000	6	< 240
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-13.076	0.000	6	< 240

Verifica dell'unione dell'elemento 7, con gli elementi 1, 2 e 6, al nodo 4

Caratteristiche della ferramenta:

Due(2) piastre metalliche 2.0 mm delle dimensioni

BxH=340mmx190mm, e di spessore 2.0mm

Diametro dei bulloni d=4.0mm,

4 bulloni su ogni elemento collegato

Distanza tra i bulloni a1=28 mm, a2=16 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

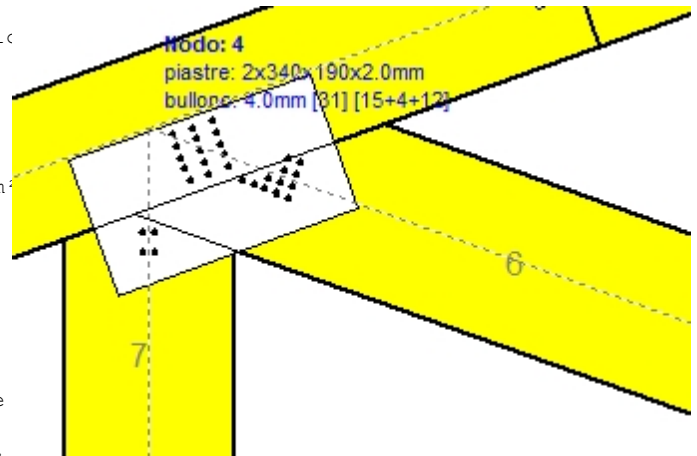
Sforzo max bullone d'angolo $F_n=Fa/n+Ma/W_p$

n: numero di bulloni, a: sezione del bullone

A=nxa: area totale bullone

r :distanza bullone d'angolo dal centro unione

Wp: modulo di resistenza del collegamento

n= 4, ($n_{ef}=1.00n$), $A=50\text{mm}^2$, $r=18\text{mm}$, $W_p=811\text{mm}^3$ σ e σ_d tens. normale e di esercizio piastra N/mm^2 **Sforzi nel nodo 4 ,dall'elemento 7, al centro della unioni 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	1.026	0.000	0.257 < 1.137	
2	yg.Gk+yq.Qk1	Breve	0.90	0.886	0.000	0.222 < 1.706	
3	yg.Gk+yq.Qk2	Breve	0.90	1.026	0.000	0.257 < 1.706	
4	yg.Gk+yq.Qki	Breve	0.90	0.968	0.000	0.242 < 1.706	
5	yg.Gk+yq.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	0.886	0.000	0.222 < 1.706	
6	yg.Gk+yq.Qk2+yq.ψo.Qk1	Breve	0.90	0.928	0.000	0.232 < 1.706	
7	yg.Gk+yq.Qki+yq.ψo.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	0.870	0.000	0.218 < 1.706	
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	0.774	0.000	0.194 < 2.843	
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	0.776	0.000	0.194 < 2.843	

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	1.026	0.000	2 < 131	
2	yg.Gk+yq.Qk1	Breve	0.90	0.886	0.000	2 < 196	
3	yg.Gk+yq.Qk2	Breve	0.90	1.026	0.000	2 < 196	
4	yg.Gk+yq.Qki	Breve	0.90	0.968	0.000	2 < 196	
5	yg.Gk+yq.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	0.886	0.000	2 < 196	
6	yg.Gk+yq.Qk2+yq.ψo.Qk1	Breve	0.90	0.928	0.000	2 < 196	
7	yg.Gk+yq.Qki+yq.ψo.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	0.870	0.000	2 < 196	
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	0.774	0.000	1 < 240	
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	0.776	0.000	1 < 240	

1.12.5. Stato limite ultimo**Progettazione di unione con bulloni al nodo : 5 (UNI EN1995-1-1:2009, §8.5)**

Unione con due (2) piastre metalliche.

Verifica dell'unione dell'elemento 7, con gli elementi 3 e 4, al nodo 5

Caratteristiche della ferramenta:

Due(2) piastre metalliche 2.0 mm delle dimensioni

BxH=45mmx125mm, e di spessore 2.0mm

Diametro dei bulloni d=4.0mm,

4 bulloni su ogni elemento collegato

Distanza tra i bulloni a1=28 mm, a2=16 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

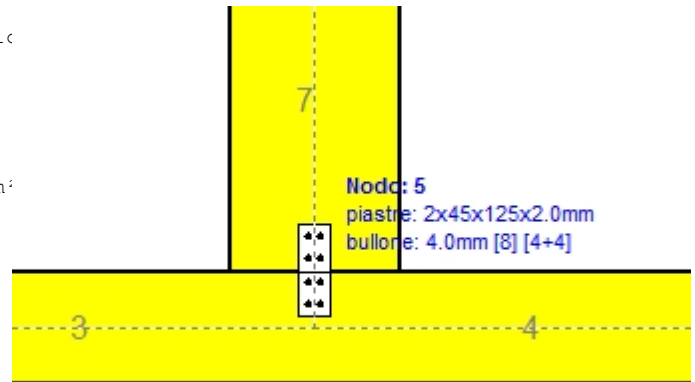
Ma= momento al centro dell'unione

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

n: numero di bulloni, a: sezione del bullone

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

r :distanza bullone d'angolo dal centro unione

 W_p : modulo di resistenza del collegamenton= 4, ($n_{ef}=1.00n$), $A=50\text{mm}^2$, $r=18\text{mm}$, $W_p=811\text{mm}^3$ σ e σ_d tens. normale e di esercizio piastra N/mm^2 **Sforzi nel nodo 5 ,dall'elemento 7, al centro della unioni 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	1.026	0.000	0.259 < 1.137	
2	yg.Gk+yq.Qk1	Breve	0.90	0.886	-0.001	0.230 < 1.706	
3	yg.Gk+yq.Qk2	Breve	0.90	1.026	0.000	0.259 < 1.706	
4	yg.Gk+yq.Qki	Breve	0.90	0.968	0.000	0.247 < 1.706	
5	yg.Gk+yq.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	0.886	-0.001	0.230 < 1.706	
6	yg.Gk+yq.Qk2+yq.ψo.Qk1	Breve	0.90	0.928	-0.001	0.239 < 1.706	
7	yg.Gk+yq.Qki+yq.ψo.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	0.870	-0.001	0.227 < 1.706	
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	0.774	0.000	0.197 < 2.843	
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	0.776	0.000	0.197 < 2.843	

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	1.026	0.000	8 < 131	
2	yg.Gk+yq.Qk1	Breve	0.90	0.886	-0.001	7 < 196	
3	yg.Gk+yq.Qk2	Breve	0.90	1.026	0.000	8 < 196	
4	yg.Gk+yq.Qki	Breve	0.90	0.968	0.000	7 < 196	
5	yg.Gk+yq.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	0.886	-0.001	7 < 196	
6	yg.Gk+yq.Qk2+yq.ψo.Qk1	Breve	0.90	0.928	-0.001	7 < 196	
7	yg.Gk+yq.Qki+yq.ψo.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	0.870	-0.001	7 < 196	
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	0.774	0.000	6 < 240	
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	0.776	0.000	6 < 240	

1.12.6. Stato limite ultimo**Progettazione di unione con bulloni al nodo : 3 (UNI EN1995-1-1:2009, §8.5)**

Unione con due (2) piastre metalliche.

Verifica dell'unione dell'elementor 5 e 6, con gli elemento 4, al nodo 3

Caratteristiche della ferramenta:

Due(2) piastre metalliche 2.0 mm delle dimensioni

BxH=410mmx140mm, e di spessore 2.0mm

Diametro dei bulloni d=4.0mm,

20 bulloni su ogni elemento collegato

Distanza tra i bulloni a1=28 mm, a2=16 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

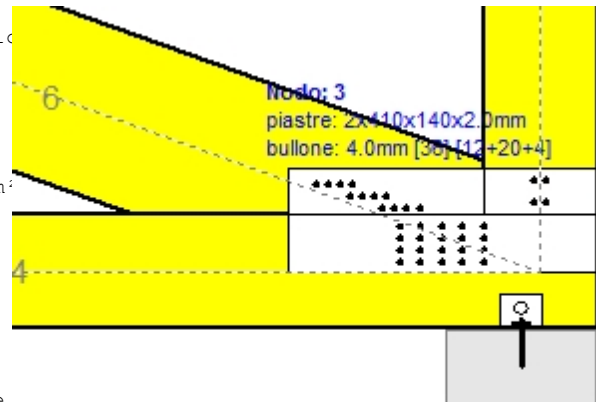
Ma= momento al centro dell'unione

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

n: numero di bulloni, a: sezione del bullone

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

r :distanza bullone d'angolo dal centro unione

 W_p : modulo di resistenza del collegamento $n=20$, ($n_{ef}=1.37n$), $A=251\text{mm}^2$, $r=70\text{mm}$, $W_p=10832\text{mm}^3$ σ e σ_d tens. normale e di esercizio piastra N/mm^2 **Sforzi nel nodo 3 ,dagli elementi 5, 6, al centro della unioni 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	-14.052	0.291	0.474 < 1.137	
2	yg.Gk+yq.Qk1	Breve	0.90	-38.125	0.790	1.283 < 1.706	
3	yg.Gk+yq.Qk2	Breve	0.90	-14.052	0.291	0.474 < 1.706	
4	yg.Gk+yq.Qki	Breve	0.90	-24.082	0.499	0.811 < 1.706	
5	yg.Gk+yq.Qk1+yq. ψ_0 .Qk2	Breve	0.90	-38.125	0.790	1.283 < 1.706	
6	yg.Gk+yq.Qk2+yq. ψ_0 .Qk1	Breve	0.90	-30.903	0.641	1.040 < 1.706	
7	yg.Gk+yq.Qki+yq. ψ_0 .Qk1+yq. ψ_0 .Qk2	Breve	0.90	-40.933	0.849	1.377 < 1.706	
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-14.297	0.296	0.482 < 2.843	
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-14.109	0.292	0.476 < 2.843	

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	-14.052	0.291	7 < 131	
2	yg.Gk+yq.Qk1	Breve	0.90	-38.125	0.790	19 < 196	
3	yg.Gk+yq.Qk2	Breve	0.90	-14.052	0.291	7 < 196	
4	yg.Gk+yq.Qki	Breve	0.90	-24.082	0.499	12 < 196	
5	yg.Gk+yq.Qk1+yq. ψ_0 .Qk2	Breve	0.90	-38.125	0.790	19 < 196	
6	yg.Gk+yq.Qk2+yq. ψ_0 .Qk1	Breve	0.90	-30.903	0.641	15 < 196	
7	yg.Gk+yq.Qki+yq. ψ_0 .Qk1+yq. ψ_0 .Qk2	Breve	0.90	-40.933	0.849	20 < 196	
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-14.297	0.296	7 < 240	
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-14.109	0.292	7 < 240	

Verifica dell'unione dell'elemento 6, con gli elementi 4 e 5, al nodo 3

Caratteristiche della ferramenta:

Due(2) piastre metalliche 2.0 mm delle dimensioni

BxH=410mmx140mm, e di spessore 2.0mm

Diametro dei bulloni d=4.0mm,

12 bulloni su ogni elemento collegato

Distanza tra i bulloni a1=28 mm, a2=16 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

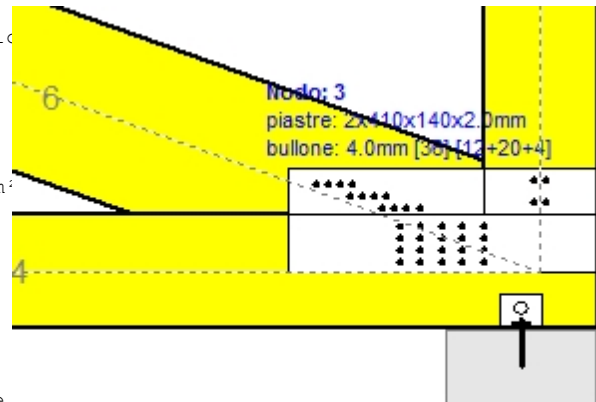
Sforzo max bullone d'angolo $F_n=Fa/n+Ma/W_p$

n: numero di bulloni, a: sezione del bullone

A=nxa: area totale bullone

r :distanza bullone d'angolo dal centro unione

Wp: modulo di resistenza del collegamento

n=12, ($n_{ef}=1.34n$), $A=151\text{mm}^2$, $r=33\text{mm}$, $W_p=3958\text{mm}^3$ σ e σ_d tens. normale e di esercizio piastra N/mm^2 **Sforzi nel nodo 3 ,dall'elemento 6, al centro della unioni 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	-13.057	-0.003	0.546	< 1.137
2	yg.Gk+yq.Qk1	Breve	0.90	-35.178	-0.003	1.468	< 1.706
3	yg.Gk+yq.Qk2	Breve	0.90	-13.057	-0.003	0.546	< 1.706
4	yg.Gk+yq.Qki	Breve	0.90	-22.274	-0.003	0.931	< 1.706
5	yg.Gk+yq.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-35.178	-0.003	1.468	< 1.706
6	yg.Gk+yq.Qk2+yq.ψo.Qk1	Breve	0.90	-28.541	-0.003	1.192	< 1.706
7	yg.Gk+yq.Qki+yq.ψo.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-37.758	-0.003	1.576	< 1.706
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-13.253	-0.002	0.554	< 2.843
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-13.076	-0.002	0.547	< 2.843

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	-13.057	-0.003	16	< 131
2	yg.Gk+yq.Qk1	Breve	0.90	-35.178	-0.003	42	< 196
3	yg.Gk+yq.Qk2	Breve	0.90	-13.057	-0.003	16	< 196
4	yg.Gk+yq.Qki	Breve	0.90	-22.274	-0.003	27	< 196
5	yg.Gk+yq.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-35.178	-0.003	42	< 196
6	yg.Gk+yq.Qk2+yq.ψo.Qk1	Breve	0.90	-28.541	-0.003	34	< 196
7	yg.Gk+yq.Qki+yq.ψo.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-37.758	-0.003	45	< 196
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-13.253	-0.002	16	< 240
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-13.076	-0.002	16	< 240

Verifica dell'unione dell'elemento 5, con gli elementi 4 e 6, al nodo 3

Caratteristiche della ferramenta:

Due(2) piastre metalliche 2.0 mm delle dimensioni

BxH=410mmx140mm, e di spessore 2.0mm

Diametro dei bulloni d=4.0mm,

4 bulloni su ogni elemento collegato

Distanza tra i bulloni a1=28 mm, a2=16 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

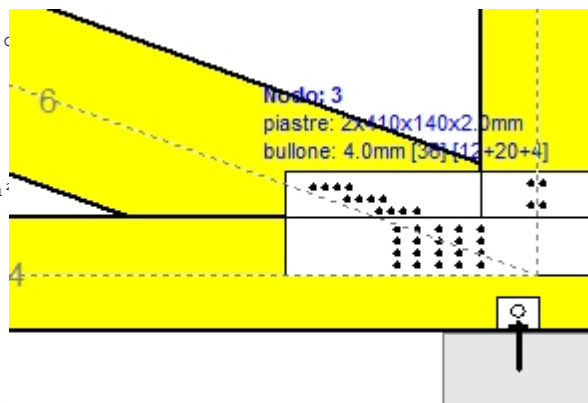
Ma= momento al centro dell'unione

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

n: numero di bulloni, a: sezione del bullone

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

r :distanza bullone d'angolo dal centro unione

 W_p : modulo di resistenza del collegamenton= 4, ($n_{ef}=1.00n$), $A=50\text{mm}^2$, $r=18\text{mm}$, $W_p=811\text{mm}^3$ σ e σ_d tens. normale e di esercizio piastra N/mm^2 **Sforzi nel nodo 3 ,dall'elemento 5, al centro della unioni 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	-2.387	-0.001	0.305 < 1.137	
2	yg.Gk+yq.Qk1	Breve	0.90	-6.971	-0.001	0.877 < 1.706	
3	yg.Gk+yq.Qk2	Breve	0.90	-2.387	-0.001	0.305 < 1.706	
4	yg.Gk+yq.Qki	Breve	0.90	-4.297	-0.001	0.543 < 1.706	
5	yg.Gk+yq.Qk1+yq. ψ_0 .Qk2	Breve	0.90	-6.971	-0.001	0.877 < 1.706	
6	yg.Gk+yq.Qk2+yq. ψ_0 .Qk1	Breve	0.90	-5.596	-0.001	0.706 < 1.706	
7	yg.Gk+yq.Qki+yq. ψ_0 .Qk1+yq. ψ_0 .Qk2	Breve	0.90	-7.506	-0.001	0.944 < 1.706	
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-2.492	-0.001	0.316 < 2.843	
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-2.463	-0.001	0.313 < 2.843	

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	-2.387	-0.001	1 < 131	
2	yg.Gk+yq.Qk1	Breve	0.90	-6.971	-0.001	3 < 196	
3	yg.Gk+yq.Qk2	Breve	0.90	-2.387	-0.001	1 < 196	
4	yg.Gk+yq.Qki	Breve	0.90	-4.297	-0.001	2 < 196	
5	yg.Gk+yq.Qk1+yq. ψ_0 .Qk2	Breve	0.90	-6.971	-0.001	3 < 196	
6	yg.Gk+yq.Qk2+yq. ψ_0 .Qk1	Breve	0.90	-5.596	-0.001	2 < 196	
7	yg.Gk+yq.Qki+yq. ψ_0 .Qk1+yq. ψ_0 .Qk2	Breve	0.90	-7.506	-0.001	3 < 196	
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-2.492	-0.001	1 < 240	
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-2.463	-0.001	1 < 240	

1.12.7. Stato limite ultimo

Progettazione di unione con bulloni dell'elementor : 2 (UNI EN1995-1-1:2009, §8.5)

Unione con due (2) piastre metalliche.

Verifica dell'unione dell'elementor 2

Caratteristiche della ferramenta:

Due(2) piastre metalliche 2.0 mm delle dimensioni

BxH=125mmx50mm, e di spessore 2.0mm

Diametro dei bulloni d=4.0mm,

4 bulloni su ogni elemento collegato

Distanza tra i bulloni a1=28 mm, a2=16 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= forzo al centro dell'unione

Ma= momento al centro dell'unione

Sforzo max bullone d'angolo $F_n=F_a/n+M_a/W_p$

n: numero di bulloni, a: sezione del bullone

$A=n \cdot x \cdot a$: area totale bullone

r :distanza bullone d'angolo dal centro unione

W_p : modulo di resistenza del collegamento

$n= 4$, ($n_{ef}=1.00n$), $A=50\text{mm}^2$, $r=18\text{mm}$, $W_p =811\text{mm}^3$

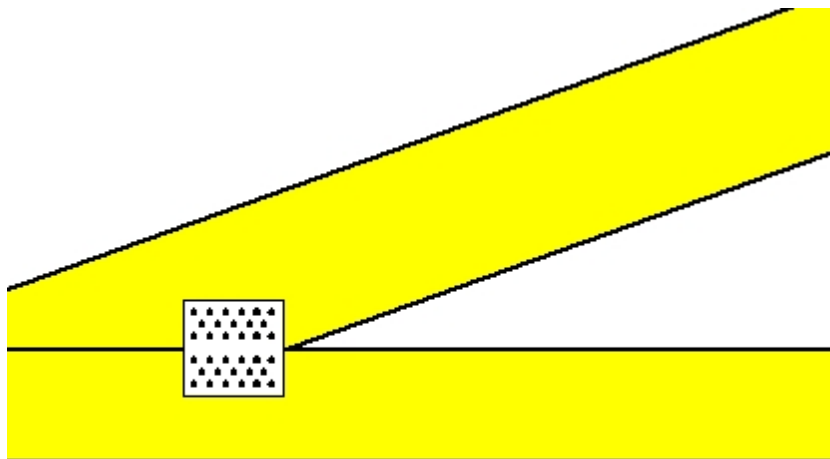
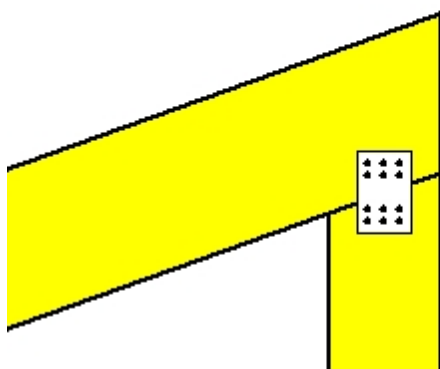
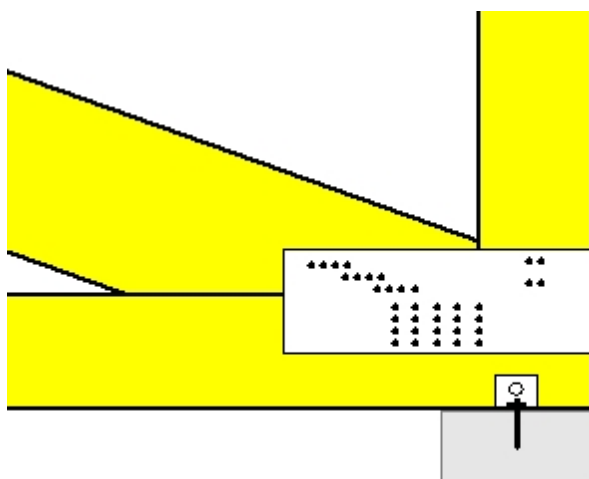
σ e σ_d tens. normale e di esercizio piastra N/mm^2

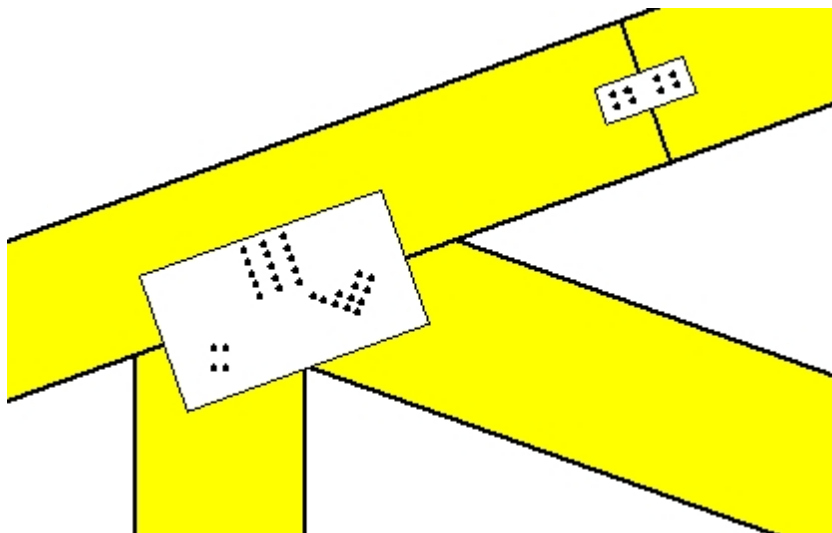
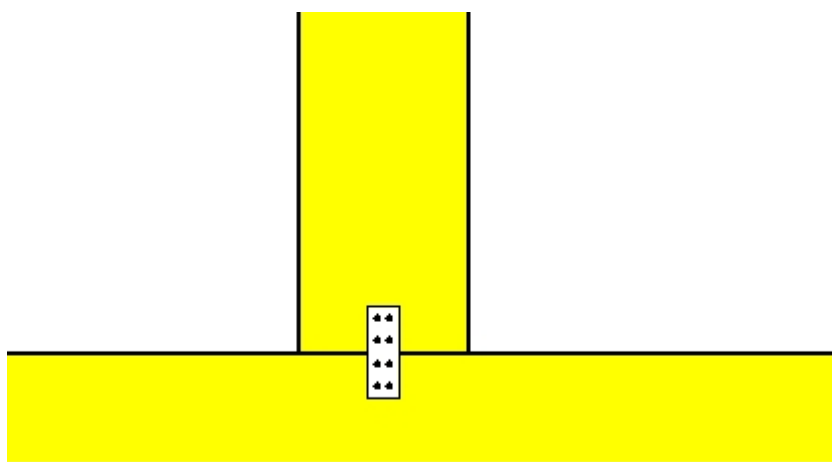
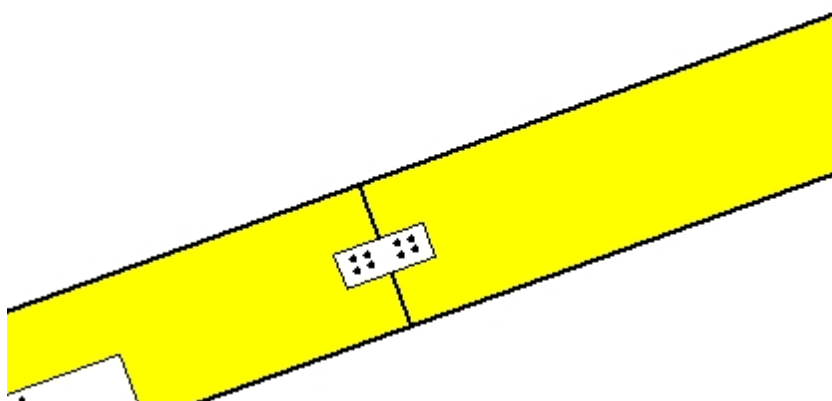
Forze alla giunzione dell'elemento 2 , al centro della unioni F(forza) M(momento)**Verifica resistenza della unione**

L.C.	Combinazione di carichi	Classe di durata	kmod	F_n (kN)	F_v (kN)	M_a (kNm)	F_n	R_d (kN)
1	yg.Gk	Permanente	0.60	-0.850	2.339	-0.046	0.322	<1.137
2	yg.Gk+yq.Qk1	Breve	0.90	-2.496	6.873	-0.176	0.967	<1.706
3	yg.Gk+yq.Qk2	Breve	0.90	-0.850	2.339	-0.046	0.322	<1.706
4	yg.Gk+yq.Qki	Breve	0.90	-1.536	4.228	-0.100	0.574	<1.706
5	yg.Gk+yq.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-2.496	6.873	-0.176	0.967	<1.706
6	yg.Gk+yq.Qk2+yq.ψo.Qk1	Breve	0.90	-2.002	5.513	-0.137	0.764	<1.706
7	yg.Gk+yq.Qki+yq.ψo.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-2.688	7.401	-0.192	1.046	<1.706
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-0.593	2.457	-0.064	0.344	<2.843
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-0.879	2.419	-0.053	0.322	<2.843

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	-2.489	0.006	10 <	131
2	yg.Gk+yq.Qk1	Breve	0.90	-7.312	-0.025	31 <	196
3	yg.Gk+yq.Qk2	Breve	0.90	-2.489	0.006	10 <	196
4	yg.Gk+yq.Qki	Breve	0.90	-4.498	-0.007	17 <	196
5	yg.Gk+yq.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-7.312	-0.025	31 <	196
6	yg.Gk+yq.Qk2+yq.ψo.Qk1	Breve	0.90	-5.865	-0.016	24 <	196
7	yg.Gk+yq.Qki+yq.ψo.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-7.874	-0.029	34 <	196
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-2.528	-0.010	11 <	240
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-2.574	0.000	9 <	240

**Unione chiodata al nodo 1**(nodo a $x=0.436$ m, $y=0.075$ m)**piastre:** 2x135x130x2.0mm**bullone:** 4.0mm [34] [17+17]**Unione chiodata al nodo 2**(nodo a $x=5.000$ m, $y=1.800$ m)**piastre:** 2x75x110x2.0mm**bullone:** 4.0mm [12] [6+6]**Unione chiodata al nodo 3**(nodo a $x=5.000$ m, $y=0.000$ m)**piastre:** 2x410x140x2.0mm**bullone:** 4.0mm [36] [12+20+4]

**Unione chiodata al nodo 4**(nodo a $x=2.619$ m, $y=0.758$ m)**piastre:** 2x340x190x2.0mm**bullone:** 4.0mm [31] [15+4+12]**Unione chiodata al nodo 5**(nodo a $x=2.500$ m, $y=0.075$ m)**piastre:** 2x45x125x2.0mm**bullone:** 4.0mm [8] [4+4]**Giunto nell'elemento**(a $x=3.065$ m, $y=1.103$ m)**piastre:** 2x125x50x2.0mm**bullone:** 4.0mm [8] [4+4]