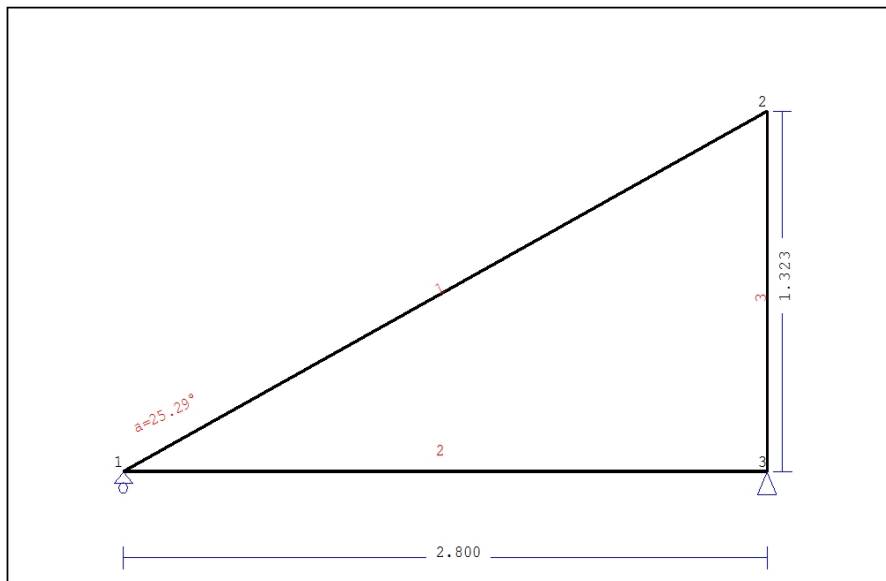


1. MEZZA CAP-01

Tetto con capriate monofalda



1.1. Descrizione tecnica

1.1.1. Tipologia costruttiva

Tetto in legno C24. La tipologia della capriata è illustrata nel disegno soprastante.

Luce della capriata 2.800m, altezza 1.323m, inclinazione 25.29°, interasse delle capriate 2.900m

Assito costituito da legno di classe C22, spessore 20 mm

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

Sezione degli elementi della capriata BxH [mm]

Elementi 1, sezione 75x225 [mm]

Elementi 2, sezione 58x150 [mm]

Elementi 3, sezione 58x150 [mm]

Volume della capriata = 0.088 m³, peso proprio della capriata = 0.303 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)

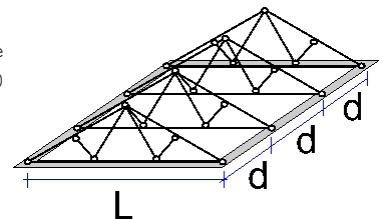
Classe del legno : C24

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** $f_{mk} = 24.0 \text{ MPa}$, $f_{t0k} = 14.0 \text{ MPa}$, $f_{t90k} = 0.4 \text{ MPa}$ $f_{c0k} = 21.0 \text{ MPa}$, $f_{c90k} = 2.5 \text{ MPa}$, $f_{vk} = 4.0 \text{ MPa}$ $E_{0m} = 11000 \text{ MPa}$, $E_{005} = 7400 \text{ MPa}$, $E_{90m} = 370 \text{ MPa}$ $G_m = 690 \text{ MPa}$, $\rho_k = 350 \text{ Kg/m}^3$ **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

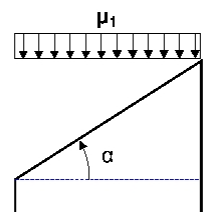
Classe di servizio : Classe 1, umidità $\leq 12\%$ (DM2008 §4.4.5)Coefficiente del materiale $\gamma_M=1.50$ (DM2008 T.4.4.III)**Valori caratteristici del legname** $f_{mk} = 22.0 \text{ MPa}$, $f_{t0k} = 13.0 \text{ MPa}$, $f_{t90k} = 0.4 \text{ MPa}$ $f_{c0k} = 20.0 \text{ MPa}$, $f_{c90k} = 2.4 \text{ MPa}$, $f_{vk} = 3.8 \text{ MPa}$ $E_{0m} = 10000 \text{ MPa}$, $E_{005} = 6700 \text{ MPa}$, $E_{90m} = 330 \text{ MPa}$ $G_m = 630 \text{ MPa}$, $\rho_k = 340 \text{ Kg/m}^3$ **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 : $\alpha = 25.291^\circ$ Coefficiente di esposizione : $C_e = 1.000$ (DM2008 §5.2(7))Coefficiente termico : $C_t = 1.000$ (DM2008 §5.2(8))Fattori di forma, $\alpha = 25.29^\circ$, $\mu_1 = 0.800$ (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)

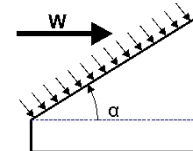
Pressione del vento sulla superficie verticale: $Q_{\text{ref}} \cdot C_e = 0.001 \times (25.00^2 / 1.6) \times 1.929 = 0.754 \text{ kN/m}^2$

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 $\alpha = 25.29^\circ$, $C_p = -0.24$

Pressione del vento $p_f = -0.182 \text{ kN/m}^2$

**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

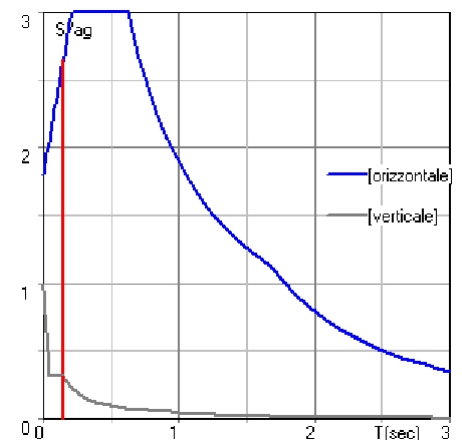
$\psi_2 = 0.30$

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

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

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

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

1.5. Finitura del tetto

Sistema strutturale dell'assito

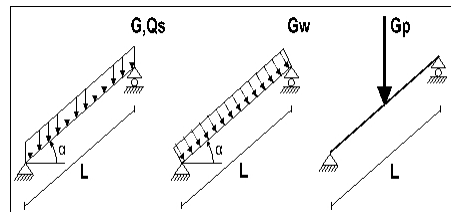
L'assito è progettato come trave semplicemente appoggiata con luce interasse tra i travetti $L=0.300\text{m}$, e larghezza 1.00m .

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 $\alpha=25.29^\circ$, 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 $Q_w = -0.182 \text{ kN/m}^2$
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	0.073	0.077	0.006
(Qk1) Neve	$Q_{ks} = 1.200 [\text{kN/m}]$	Breve	0.00	1.50	0.70	0.139	0.147	0.011
(Qk2) Vento	$Q_{kw} = -0.182 [\text{kN/m}]$	Breve	0.00	1.50	0.60	0.000	-0.027	-0.002
(Qk3) Carpentiere	$Q_{kp} = 1.200 [\text{kN}]$	Istantaneo	0.00	1.00	0.00	0.513	0.542	0.081

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

Deformazione a flessione (EC5 §7.2)

Carico	[kN/m]	$u [\text{mm}]$	Azione	ψ_0	ψ_1	ψ_2	K_{def}	
(Gk) Permanente	$G_k = 0.567 [\text{kN/m}]$	0.003	Permanente	1.00	1.00	1.00	0.60	
(Qk1) Neve	$Q_{ks} = 1.200 [\text{kN/m}]$	0.006	Breve	0.70	0.50	0.20	0.60	
(Qk2) Vento	$Q_{kw} = -0.182 [\text{kN/m}]$	-0.001	Breve	0.60	0.20	0.00	0.60	

Combinazione di carico	w_{inst}	$w_{fin} [\text{mm}]$
1 Gk	0.003	0.005
2 Gk + Qk1	0.010	0.013
3 Gk + Qk2	0.003	0.005
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	-0.157	0.167	0.012
2	yg.Gk + yq.Qk1	Breve	0.90	-0.337	0.356	0.027
3	yg.Gk + yq.Qk2	Breve	0.90	-0.105	0.111	0.008
4	yg.Gk + yq.Qk3	Istantaneo	1.00	-0.607	0.642	0.089
5	yg.Gk + yq.Qk1 + yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-0.337	0.356	0.027
6	yg.Gk + yq.Qk2 + yq.ψo.Qk1	Breve	0.90	-0.267	0.283	0.021
	Valori massimi			-0.607	0.642	0.089

Assito, combinazione di carico No 4**Compressione parallela alla fibratura, Fc0d=-0.607 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=-0.607 kN, σc0d=Fc0d/Anetto=1000x0.607/20000=0.03N/mm² < 13.33N/mm²=fc0d (Eq.6.2)

La verifica è soddisfatta

Assito, combinazione di carico No 4**Taglio, Fv=0.642 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=0.642 kN, τv0d=1.50Fv0d/Anetto=1000x1.50x0.642/13400=0.07N/mm² < 2.53N/mm²=fv0d (Eq.6.13)

La verifica è soddisfatta

Assito, combinazione di carico No 4**Flessione, Myd=0.089 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+06x0.089/6.667E+004= 1.33 N/mm²σmzd=Mzd/Wmz,netto=1E+06x0.000/3.333E+006= 0.00 N/mm²

σmyd/fmyd+Km.σmzd/fmzd=0.091+0.000= 0.09 < 1 (EC5 Eq.6.11)

Km.σmyd/fmyd+σmzd/fmzd=0.064+0.000= 0.06 < 1 (EC5 Eq.6.12)

La verifica è soddisfatta

Assito, combinazione di carico No 4**Flessione e compressione assiale combinate, Fc0d=-0.607kN, Myd=0.089kNm, 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=1000x0.607/20000= 0.03 N/mm²σmyd=Myd/Wmy,netto=1E+06x0.089/6.667E+004= 1.33 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+0.091+0.000= 0.09 < 1 (EC5 Eq.6.19)(σc0d/fc0d)²+Km.σmyd/fmyd+σmzd/fmzd=0.000+0.064+0.000= 0.06 < 1 (EC5 Eq.6.20)

La verifica è soddisfatta

Assito, combinazione di carico No 4**Stabilità a pressoflessione, $F_{c0d} = -0.607 \text{ kN}$, $M_{yd} = 0.089 \text{ kNm}$, $M_{zd} = 0.000 \text{ kNm}$** (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)) $\sigma_{c0d} = F_{c0d} / A_{netto} = 1000 \times 0.607 / 20000 = 0.03 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{myd} = M_{yd} / W_{my,netto} = 1 \text{ E}+06 \times 0.089 / 6.667 \text{ E}+004 = 1.33 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{mzd} = M_{zd} / W_{mz,netto} = 1 \text{ E}+06 \times 0.000 / 3.333 \text{ E}+006 = 0.00 \text{ N/mm}^2$ 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) $\sigma_{c0d} / (K_{cy} \cdot f_{c0d}) + \sigma_{myd} / f_{myd} + K_m \cdot \sigma_{mzd} / f_{mzd} = 0.003 + 0.091 + 0.000 = 0.09 < 1$ (EC5 Eq.6.23) $\sigma_{c0d} / (K_{cz} \cdot f_{c0d}) + K_m \cdot \sigma_{myd} / f_{myd} + \sigma_{mzd} / f_{mzd} = 0.002 + 0.064 + 0.000 = 0.07 < 1$ (EC5 Eq.6.24)

La verifica è soddisfatta

1.6. Progettazione dei travetti

Sistema strutturale dei travetti

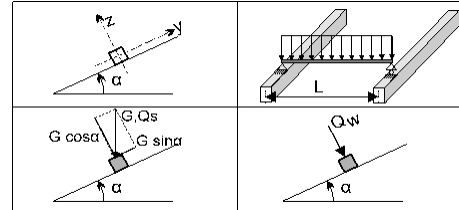
I travetti sono progettati come travi semplicemente appoggiate con luce $L=2.900\text{m}$ che è la distanza tra le capriate. Essi sono sottoposti ad un carico di superficie di larghezza $L_1=0.300\text{m}$ (interasse tra i travetti). L'asse dei travetti ha un'inclinazione $\alpha=25.29^\circ$ sulla verticale. 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 $B \times H$: $75 \times 130\text{mm}$
Interasse dei travetti 0.300m , inclinazione della falda $\alpha=25.29^\circ$, interasse delle capriate 2.900m .

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 $Q_w = -0.182 \text{ kN/m}^2$
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 $G_k = 0.180 \text{ kN/m}$, $G_{kz} = 0.163 \text{ kN/m}$, $G_{kez} = 0.077 \text{ kN/m}$
Carico neve $Q_{ks} = 0.360 \text{ kN/m}$, $Q_{ksz} = 0.325 \text{ kN/m}$, $Q_{ksy} = 0.154 \text{ kN/m}$
Carico da vento $Q_{kw} = -0.055 \text{ kN/m}$, $Q_{kwz} = -0.055 \text{ kN/m}$, $Q_{kwy} = 0.000 \text{ kN/m}$
Peso del carpentiere $Q_{kp} = 1.200 \text{ kN}$, $Q_{kpz} = 1.085 \text{ kN}$, $Q_{kpy} = 0.513 \text{ kN}$

Sforzi interni nei travetti (luce $L=2.900 \text{ m}$, $B \times H$: $75 \times 130 \text{ mm}$)

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	0.236	0.112	0.171	0.000
(Qk1) Neve	$Q_{ks} = 0.360 [\text{kN/m}]$	Breve	0.00	1.50	0.70	0.472	0.223	0.342	0.000
(Qk2) Vento	$Q_{kw} = -0.055 [\text{kN/m}]$	Breve	0.00	1.50	0.60	-0.079	0.000	-0.057	0.000
(Qk3) Carpentiere	$Q_{kp} = 1.200 [\text{kN}]$	Istantaneo	0.00	1.00	0.00	0.542	0.256	0.787	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	$G_k = 0.163 [\text{kN/m}]$	1.092	Permanente	1.00	1.00	1.00	0.60
(Qk1) Neve	$Q_{ks} = 0.325 [\text{kN/m}]$	2.183	Breve	0.70	0.50	0.20	0.60
(Qk2) Vento	$Q_{kw} = -0.055 [\text{kN/m}]$	-0.366	Breve	0.60	0.20	0.00	0.60

Combinazione di carico	w.inst	w.fin [mm]
1 Gk	1.092	1.746
2 Gk + Qk1	3.275	4.191
3 Gk + Qk2	1.092	1.746
4 Gk + Qk1 + $\psi_0 \cdot Qk2$	3.275	4.191
5 Gk + Qk2 + $\psi_0 \cdot Qk1$	2.620	3.537

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

Massimi valori della freccia

$w_{inst} = 3.275 \text{ mm}$, $w_{fin} = 4.191 \text{ mm}$

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

$w_{inst} = 3.275 \text{ mm} < L/300 = 2900/300 = 9.667 \text{ mm}$

$w_{net,fin} = 4.191 \text{ mm} < L/250 = 2900/250 = 11.600 \text{ mm}$

$w_{fin} = 4.191 \text{ mm} < L/150 = 2900/150 = 19.333 \text{ mm}$

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	0.511	0.242	0.371	0.000
2	yg.Gk + yq.Qk1	Breve	0.90	1.127	0.533	0.817	0.000
3	yg.Gk + yq.Qk2	Breve	0.90	0.341	0.161	0.247	0.000
4	yg.Gk + yq.Qk3	Istantaneo	1.00	0.849	0.401	1.009	0.000
5	yg.Gk + yq.Qk1 + yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	1.127	0.533	0.817	0.000
6	yg.Gk + yq.Qk2 + yq.ψo.Qk1	Breve	0.90	0.891	0.421	0.646	0.000
	Valori massimi			1.127	0.533	1.009	0.000

Travetto, combinazione di carico No 5**Taglio, Fv=1.015 kN** (EC5 §6.1.7)

Sezione rettangolare, $b_{ef}=0.67 \times 75=50 \text{ mm}$, $h=130 \text{ mm}$, $A=6500 \text{ mm}^2$

Coefficiente di correzione $K_{mod}=0.90$ (Tab.3.1), coefficiente del materiale $\gamma_M=1.50$ (Tab. 2.3)

$f_{vk}=3.80 \text{ N/mm}^2$, $f_{vd}=K_{mod} \cdot f_{vk} / \gamma_M = 0.90 \times 3.80 / 1.50 = 2.28 \text{ N/mm}^2$ (EC5 Eq.2.14)

$F_v=1.015 \text{ kN}$, $\tau_{v0d}=1.50 F_{v0d} / A_{netto} = 1000 \times 1.50 \times 1.015 / 6500 = 0.23 \text{ N/mm}^2 < 2.28 \text{ N/mm}^2 = f_{vd}$ (Eq.6.13)

La verifica è soddisfatta

Travetto, combinazione di carico No 5**Taglio, Fv=0.479 kN** (EC5 §6.1.7)

Sezione rettangolare, $b_{ef}=0.67 \times 130=87 \text{ mm}$, $h=75 \text{ mm}$, $A=6525 \text{ mm}^2$

Coefficiente di correzione $K_{mod}=0.90$ (Tab.3.1), coefficiente del materiale $\gamma_M=1.50$ (Tab. 2.3)

$f_{vk}=3.80 \text{ N/mm}^2$, $f_{vd}=K_{mod} \cdot f_{vk} / \gamma_M = 0.90 \times 3.80 / 1.50 = 2.28 \text{ N/mm}^2$ (EC5 Eq.2.14)

$F_v=0.479 \text{ kN}$, $\tau_{v0d}=1.50 F_{v0d} / A_{netto} = 1000 \times 1.50 \times 0.479 / 6525 = 0.11 \text{ N/mm}^2 < 2.28 \text{ N/mm}^2 = f_{vd}$ (Eq.6.13)

La verifica è soddisfatta

Travetto, combinazione di carico No 4**Flessione, Myd=1.009 kNm, Mzd=0.000 kNm** (EC5 §6.1.6)

Sezione rettangolare, $b=75 \text{ mm}$, $h=130 \text{ mm}$, $A=9.750 \text{ E}+003 \text{ mm}^2$, $W_y=2.113 \text{ E}+005 \text{ mm}^3$, $W_z=1.219 \text{ E}+005 \text{ mm}^3$

Coefficiente di correzione $K_{mod}=1.00$ (DM2008 T.4.4.IV), coefficiente del materiale $\gamma_M=1.50$ (DM2008)

$f_{myk}=22.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{myd}=K_{mod} \cdot f_{myk} / \gamma_M = 1.00 \times 22.00 / 1.50 = 14.67 \text{ N/mm}^2$

$f_{mzk}=22.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{mzd}=K_{mod} \cdot f_{mzk} / \gamma_M = 1.00 \times 22.00 / 1.50 = 14.67 \text{ N/mm}^2$

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

$\sigma_{myd}=M_{yd}/W_{my,netto}=1 \text{ E}+06 \times 1.009 / 2.113 \text{ E}+005 = 4.78 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{mzd}=M_{zd}/W_{mz,netto}=1 \text{ E}+06 \times 0.000 / 1.219 \text{ E}+005 = 0.00 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{myd}/f_{myd} + K_m \cdot \sigma_{mzd}/f_{mzd} = 0.326 + 0.000 = 0.33 < 1$ (EC5 Eq.6.11)

$K_m \cdot \sigma_{myd}/f_{myd} + \sigma_{mzd}/f_{mzd} = 0.228 + 0.000 = 0.23 < 1$ (EC5 Eq.6.12)

La verifica è soddisfatta

Travetto, combinazione di carico No 4**Stabilità laterale, Myd=1.009 kNm, Mzd=0.000 kNm** (EC5 §6.3.3)

Sezione rettangolare, $b=75 \text{ mm}$, $h=130 \text{ mm}$, $A=9.750 \text{ E}+003 \text{ mm}^2$, $W_y=2.113 \text{ E}+005 \text{ mm}^3$, $W_z=1.219 \text{ E}+005 \text{ mm}^3$

Coefficiente di correzione $K_{mod}=1.00$ (DM2008 T.4.4.IV), coefficiente del materiale $\gamma_M=1.50$ (DM2008)

$f_{c0k}=20.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{c0d}=K_{mod} \cdot f_{c0k} / \gamma_M = 1.00 \times 20.00 / 1.50 = 13.33 \text{ N/mm}^2$

$f_{myk}=22.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{myd}=K_{mod} \cdot f_{myk} / \gamma_M = 1.00 \times 22.00 / 1.50 = 14.67 \text{ N/mm}^2$

$f_{mzk}=22.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{mzd}=K_{mod} \cdot f_{mzk} / \gamma_M = 1.00 \times 22.00 / 1.50 = 14.67 \text{ N/mm}^2$

Sezione rettangolare $K_m=0.70$ (EC5 §6.1.6.(2))
 $\sigma_{myd} = M_{yd}/W_{my, netto} = 1E+06 \times 1.009 / 2.113E+005 = 4.78 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{mzd} = M_{zd}/W_{mz, netto} = 1E+06 \times 0.000 / 1.219E+005 = 0.00 \text{ N/mm}^2$

Lunghezza libera di inflessione S_k

$S_{ky} = 1.00 \times 2.900 = 2.900 \text{ m} = 2900 \text{ mm}$

$S_{kz} = 0.00 \times 2.900 = 0.000 \text{ m} = 0 \text{ mm}$

Snellezza

$i_y = \sqrt{I_y/A} = 0.289 \times 130 = 38 \text{ mm}$, $\lambda_y = 2900 / 38 = 76.32$

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

$\sigma_{m, crit} = 0.78 \cdot b^2 \cdot E_{005} / (h \cdot L_{ef}) = 0.78 \times 75^2 \times 6700 / (130 \times 2610) = 86.64 \text{ N/mm}^2$ (EC5 Eq.6.32)

Tensioni critiche

$\sigma_{m, crity} = 86.64 \text{ N/mm}^2$, $\lambda_{rel, my} = \sqrt{f_{myk} / \sigma_{m, crity}} = 0.50$ (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)

$\lambda_{rel, my} = 0.50$, ($\lambda_{rel} \leq 0.75$), $K_{crity} = 1.00$ (EC5 Eq.6.34)

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

$\sigma_{myd} / (K_{crity} \cdot f_{myd}) + K_m \cdot \sigma_{mzd} / (K_{critz} \cdot f_{mzd}) = 0.326 + 0.000 = 0.33 < 1$ (EC5 Eq.6.33)

$K_m \cdot \sigma_{myd} / (K_{crity} \cdot f_{myd}) + \sigma_{mzd} / (K_{critz} \cdot f_{mzd}) = 0.228 + 0.000 = 0.23 < 1$ (EC5 Eq.6.33)

La verifica è soddisfatta

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

Lunghezza $L=2.800$ m, altezza $H=1.323$ m, interasse capriate $d=2.900$ m
 Inclinazione $=47.25\%$, angolo $\alpha=25.29^\circ$, $\tan\alpha=0.472$, $\sin\alpha=0.427$, $\cos\alpha=0.904$
 Numero dei nodi = 3, numero degli elementi =3, numero degli appoggi =2

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

Nodo	x[m]	y[m]	Sup.	Elemento	K1	K2	b x h [mm]	L [m]	A [mm ²]	I _y [mm ⁴]	W _y [mm ³]
1	0.000	0.000	01	1	1	2	75x225	3.097	1.688E+004	7.119E+007	6.328E+005
2	2.800	1.323		2	1	3	58x150	2.800	8.700E+003	1.631E+007	2.175E+005
3	2.800	0.000	11	3	3	2	58x150	1.323	8.700E+003	1.631E+007	2.175E+005

Carico lineare per capriata

Massa volumica del legname =350.00 kg/m³, peso proprio della capriata =0.303 kN
 Interasse delle capriate $d=2.90$ m, peso delle unioni delle capriate =0.030 kN

Carico lineare permanente (kN/m) sulle capriate

Manto di copertura +peso proprio $Gk1= 1.859$ kN/m
 Controsoffitto del tetto $Gk2= 0.290$ kN/m

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

Sovraccario $Qki= 0.50 \times 2.900 = 1.450$ kN/m
 Carico neve $Qk1= 3.480$ kN/m
 Carico da vento $Qk2=-0.528$ kN/m

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

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

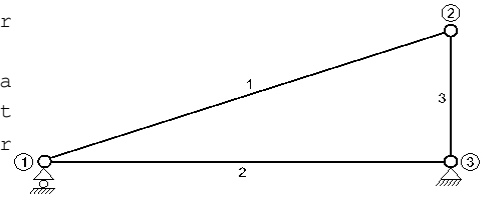
Combinazioni di carico di progetto

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

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

1.8. Analisi statica della capriata

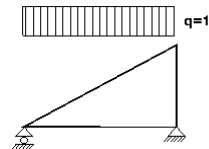
Progettazione di unioni con rigidezza ridotta (fattore 0.20)
 La capriata è progettata come struttura reticolare con una r di rigidezza delle unioni secondo il fattore sopraindicato.
 e la catena sono considerati come aste continue. La capriata viene calcolata dapprima per varie condizioni di carico unit e sulla base di questi sono calcolati gli sforzi interni per le varie condizioni di carico e combinazioni di carichi.
 Numero dei nodi = 3, numero degli elementi = 3, 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	2	-0.60	1.26	0.03	0.59	-1.27	0.03
2	1	3	0.01	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00
3	3	2	-1.40	0.01	0.00	-1.40	0.01	0.01



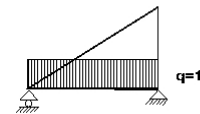
Sforzi alle estremità dell'elemento per carichi unitari (1 kN/m puntone sinistro verso il basso)

elem.	nodo-1	nodo-2	F1x [kN]	F1y [kN]	M1 [kNm]	F2x [kN]	F2y [kN]	M2 [kNm]
1	1	2	0.01	1.40	0.03	-0.01	1.40	-0.03
2	1	3	-0.01	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00
3	3	2	-0.01	1.40	0.00	0.01	-1.40	-0.01

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

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

elem.	nodo-1	nodo-2	N1 [kN]	V1 [kN]	M1 [kNm]	N2 [kN]	V2 [kN]	M2 [kNm]
1	1	2	-0.01	-0.01	0.02	-0.01	-0.01	0.00
2	1	3	0.01	1.40	0.02	0.01	-1.40	0.03
3	3	2	0.00	0.01	-0.01	0.00	0.01	0.00



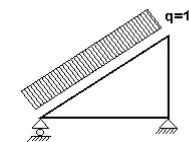
Sforzi alle estremità dell'elemento per carichi unitari (1 kN/m catena verso il basso)

elem.	nodo-1	nodo-2	F1x [kN]	F1y [kN]	M1 [kNm]	F2x [kN]	F2y [kN]	M2 [kNm]
1	1	2	0.01	0.00	0.02	-0.01	0.00	0.00
2	1	3	-0.01	1.40	0.02	0.01	1.40	-0.03
3	3	2	-0.01	0.00	-0.01	0.01	0.00	0.00

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

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

elem.	nodo-1	nodo-2	N1 [kN]	V1 [kN]	M1 [kNm]	N2 [kN]	V2 [kN]	M2 [kNm]
1	1	2	0.72	1.55	0.04	0.72	-1.55	0.04
2	1	3	-1.32	0.00	0.01	-1.32	0.00	0.00
3	3	2	-1.71	0.01	0.00	-1.71	0.01	0.01



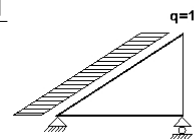
Sforzi alle estremità dell'elemento per carichi unitari (1 kN/m pressione nel puntone sinistro)

elem.	nodo-1	nodo-2	F1x [kN]	F1y [kN]	M1 [kNm]	F2x [kN]	F2y [kN]	M2 [kNm]
1	1	2	-1.32	1.09	0.04	-0.01	1.71	-0.04
2	1	3	1.32	0.00	0.01	-1.32	0.00	0.00
3	3	2	-0.01	1.71	0.00	0.01	-1.71	-0.01

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

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

elem.	nodo-1	nodo-2	N1 [kN]	V1 [kN]	M1 [kNm]	N2 [kN]	V2 [kN]	M2 [kNm]
1	1	2	3.11	0.66	0.02	0.31	-0.66	0.02
2	1	3	-3.09	0.00	0.00	-3.09	0.00	0.00
3	3	2	-0.73	0.00	0.00	-0.73	0.00	0.00

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

elem.	nodo-1	nodo-2	F1x [kN]	F1y [kN]	M1 [kNm]	F2x [kN]	F2y [kN]	M2 [kNm]
1	1	2	-3.09	-0.73	0.02	0.00	0.73	-0.02
2	1	3	3.09	0.00	0.00	-3.09	0.00	0.00
3	3	2	0.00	0.73	0.00	0.00	-0.73	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 = 1.859, Gk2 = 0.290 [kN/m]**

elem.	nodo-1	nodo-2	N1[kN]	V1[kN]	M1[kNm]	N2[kN]	V2[kN]	M2[kNm]	Nm[kN]	VQm[kN]	Mm[kNm]
1	1	2	-1.24	2.60	0.08	1.22	-2.61	0.07	-0.02	0.00	2.09
2	1	3	0.01	0.40	0.02	0.01	-0.41	0.01	0.01	0.00	0.30
3	3	2	-2.88	0.01	0.00	-2.88	0.01	0.01	-2.88	0.01	0.01

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

Forze interne, Carico, : (Qk1) Neve Qks = 3.480 [kN/m]

elem.	nodo-1	nodo-2	N1[kN]	V1[kN]	M1[kNm]	N2[kN]	V2[kN]	M2[kNm]	Nm[kN]	VQm[kN]	Mm[kNm]
1	1	2	-2.10	4.40	0.12	2.06	-4.41	0.11	-0.02	0.00	3.53
2	1	3	0.02	-0.01	0.01	0.02	-0.01	0.00	0.02	-0.01	0.01
3	3	2	-4.87	0.02	0.00	-4.87	0.02	0.03	-4.87	0.02	0.01

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

Forze interne, Carico, : (Qk2) Vento Qkw = -0.528 [kN/m]

elem.	nodo-1	nodo-2	N1[kN]	V1[kN]	M1[kNm]	N2[kN]	V2[kN]	M2[kNm]	Nm[kN]	VQm[kN]	Mm[kNm]
1	1	2	-0.38	-0.82	-0.02	-0.38	0.82	-0.02	-0.38	0.00	-0.65
2	1	3	0.69	0.00	0.00	0.69	0.00	0.00	0.69	0.00	0.00
3	3	2	0.90	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00	0.90	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 = 1.450 [kN/m]

elem.	nodo-1	nodo-2	N1[kN]	V1[kN]	M1[kNm]	N2[kN]	V2[kN]	M2[kNm]	Nm[kN]	VQm[kN]	Mm[kNm]
1	1	2	-0.88	1.83	0.05	0.86	-1.84	0.05	-0.01	0.00	1.47
2	1	3	0.01	0.00	0.01	0.01	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00
3	3	2	-2.03	0.01	0.00	-2.03	0.01	0.01	-2.03	0.01	0.01

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

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

elem.	nodo-1	nodo-2	N1[kN]	V1[kN]	M1[kNm]	N2[kN]	V2[kN]	M2[kNm]	Nm[kN]	VQm[kN]	Mm[kNm]
1	1	2	0.45	0.10	0.00	0.05	-0.10	0.00	0.25	0.00	0.08
2	1	3	-0.45	0.00	0.00	-0.45	0.00	0.00	-0.45	0.00	0.00
3	3	2	-0.11	0.00	0.00	-0.11	0.00	0.00	-0.11	0.00	0.00

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

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

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

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

1.8.3. Sforzi all'estremità dell'elemento

Sforzi all'estremità dell'elemento, Carico: (Gk) Proprio Gk1 = 1.859, Gk2 = 0.290[kN/m]

elem.	nodo-1	nodo-2	Flx[kN]	Fly[kN]	M1[kNm]	F2x[kN]	F2y[kN]	M2[kNm]
1	1	2	0.01	2.88	0.08	-0.01	2.88	-0.07
2	1	3	-0.01	0.40	0.02	0.01	0.41	-0.01
3	3	2	-0.01	2.88	0.00	0.01	-2.88	-0.01

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

Sforzi all'estremità dell'elemento, Carico: (Qk1) Neve Qks = 3.480[kN/m]

elem.	nodo-1	nodo-2	Flx[kN]	Fly[kN]	M1[kNm]	F2x[kN]	F2y[kN]	M2[kNm]
1	1	2	0.02	4.88	0.12	-0.02	4.87	-0.11
2	1	3	-0.02	-0.01	0.01	0.02	0.01	0.00
3	3	2	-0.02	4.87	0.00	0.02	-4.87	-0.03

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

Sforzi all'estremità dell'elemento, Carico: (Qk2) Vento Qkw = -0.528[kN/m]

elem.	nodo-1	nodo-2	Flx[kN]	Fly[kN]	M1[kNm]	F2x[kN]	F2y[kN]	M2[kNm]
1	1	2	0.69	-0.57	-0.02	0.00	-0.90	0.02
2	1	3	-0.69	0.00	0.00	0.69	0.00	0.00
3	3	2	0.00	-0.90	0.00	0.00	0.90	0.00

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

Sforzi all'estremità dell'elemento, Carico: (Qki) Sovraccario (H) Qi = 1.450[kN/m]

elem.	nodo-1	nodo-2	Flx[kN]	Fly[kN]	M1[kNm]	F2x[kN]	F2y[kN]	M2[kNm]
1	1	2	0.01	2.03	0.05	-0.01	2.03	-0.05
2	1	3	-0.01	0.00	0.01	0.01	0.00	0.00
3	3	2	-0.01	2.03	0.00	0.01	-2.03	-0.01

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

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

elem.	nodo-1	nodo-2	Flx[kN]	Fly[kN]	M1[kNm]	F2x[kN]	F2y[kN]	M2[kNm]
1	1	2	-0.45	-0.11	0.00	0.00	0.11	0.00
2	1	3	0.45	0.00	0.00	-0.45	0.00	0.00
3	3	2	0.00	0.11	0.00	0.00	-0.11	0.00

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

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

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

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

1.8.4. spostamenti verticali dei nodi (in mm)

nodo	Gk	Qk1	Qk2	Qki
1	0.00	0.00	0.00	0.00
2	-0.04	-0.07	0.01	-0.03
3	0.00	0.00	0.00	0.00

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	3.28	4.87	-0.57	2.03
3	Fx	0.00	0.00	0.70	0.00
3	Fy	3.28	4.87	-0.90	2.03

1.9. Reazioni agli appoggi combinazione di carichi (kN)

Carico [kN/m]	Azione	γ_g	γ_q	ψ_0	
(Gk) Proprio $G_{k1} = 1.859$, $G_{k2} = 0.290$	Permanente		1.30	0.00	1.00
(Qk1) Neve $Q_{ks} = 3.480$	Breve		0.00	1.50	0.70
(Qk2) Vento $Q_{kw} = -0.528$	Breve		0.00	1.50	0.60
(Qki) Sovraccario (H) $Q_i = 1.450$	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	4.269	0.000	7.116	
2	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{k1}$	Breve	0.90	0.001	11.577	0.001	12.864	
3	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{k2}$	Breve	0.90	1.047	2.914	1.163	3.238	
4	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{ki}$	Breve	0.90	0.000	7.314	0.001	8.127	
5	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{k1} + \gamma_q.\psi_0.Q_{k2}$	Breve	0.90	0.629	10.764	0.699	11.960	
6	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{k2} + \gamma_q.\psi_0.Q_{k1}$	Breve	0.90	1.048	8.030	1.164	8.922	
7	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{ki} + \gamma_q.\psi_0.Q_{k1} + \gamma_q.\psi_0.Q_{k4}$	Breve	0.90	0.629	11.617	0.699	12.907	
8	$G_k + 0.2xQ_{k1} + A_{edX}$	Accidental	1.00	0.418	4.365	0.465	4.850	
9	$G_k + 0.2xQ_{k1} + A_{edY}$	Accidental	1.00	0.000	4.286	0.000	4.762	
	Valori massimi				1.048	11.617	1.164	12.907
10	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{k2} = 0.9G_k + 1.5Q_{k2}$, (EQU)	Breve	0.90	1.047	1.601	1.163	1.778	

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	4.270	0.000	7.116	
2	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{k1}$	Breve	0.90	0.000	11.578	0.000	12.864	
3	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{k2}$	Breve	0.90	0.000	3.409	0.000	3.788	
4	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{ki}$	Breve	0.90	0.000	7.315	0.000	8.127	
5	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{k1} + \gamma_q.\psi_0.Q_{k2}$	Breve	0.90	0.000	11.061	0.000	12.290	
6	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{k2} + \gamma_q.\psi_0.Q_{k1}$	Breve	0.90	0.000	8.525	0.000	9.472	
7	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{ki} + \gamma_q.\psi_0.Q_{k1} + \gamma_q.\psi_0.Q_{k4}$	Breve	0.90	0.000	11.914	0.000	13.238	
8	$G_k + 0.2xQ_{k1} + A_{edX}$	Accidental	1.00	0.000	4.366	0.000	4.851	
9	$G_k + 0.2xQ_{k1} + A_{edY}$	Accidental	1.00	0.000	4.286	0.000	4.762	
	Valori massimi				0.000	11.914	0.000	13.238
10	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{k2} = 0.9G_k + 1.5Q_{k2}$, (EQU)	Breve	0.90	0.000	2.095	0.000	2.328	

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 a metà asta 1** (EC5 §7.2)

Carico [kN/m]		u[mm]	Azione	ψ_0	ψ_1	ψ_2	Kdef	
(Gk) Proprio	Gk1 = 1.859, Gk2 = 0.290	2.570	Permanente	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60
(Qk1) Neve	Qks = 3.480	4.812	Breve		0.70	0.50	0.20	0.00
(Qk2) Vento	Qkw = -0.528	0.000	Breve		0.60	0.20	0.00	0.00

Combinazione di carico	w.inst	w.fin [mm]
1 Gk	2.570	4.112
2 Gk + Qk1	7.382	9.502
3 Gk + Qk2	2.570	4.112
4 Gk + Qk1 + $\psi_0 \cdot Qk2$	7.382	9.502
5 Gk + Qk2 + $\psi_0 \cdot Qk1$	5.939	8.058

 $w_{fin,g} = w_{inst,g}(1+k_{def}), w_{fin,q} = w_{inst,q}(1+\psi_2 \cdot k_{def})$ (EC5 §2.2.3, Eq.2.3, Eq.2.4)
Massimi valori della freccia a metà asta 1
 $w_{inst} = 7.382 \text{ mm}, w_{fin} = 9.502 \text{ mm}$
Verifica secondo UNI EN1995-1-1:2009 §7.2, Tab.7.2Deformazioni finali a metà asta 1
 $w_{inst} = 7.382 \text{ mm} < L/300 = 3097/300 = 10.323 \text{ mm}$
 $w_{net,fin} = 9.502 \text{ mm} < L/250 = 3097/250 = 12.387 \text{ mm}$
 $w_{fin} = 9.502 \text{ mm} < L/150 = 3097/150 = 20.646 \text{ mm}$

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 = 1.859, Gk2 = 0.290		1.293	Permanente	1.00	1.00	1.00	0.60
(Qk1) Neve	Qks = 3.480		0.000	Breve	0.70	0.50	0.20	0.00
(Qk2) Vento	Qkw = -0.528		0.000	Breve	0.60	0.20	0.00	0.00

Combinazione di carico	w.inst	w.fin [mm]
1 Gk	1.293	2.070
2 Gk + Qk1	1.293	2.070
3 Gk + Qk2	1.293	2.070
4 Gk + Qk1 + $\psi_0 \cdot Qk2$	1.293	2.070
5 Gk + Qk2 + $\psi_0 \cdot Qk1$	1.293	2.070

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

Massimi valori della freccia a metà asta 2

$w_{inst} = 1.293 \text{ mm}$, $w_{fin} = 2.070 \text{ mm}$

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

$w_{inst} = 1.293 \text{ mm} < L/300 = 2800/300 = 9.333 \text{ mm}$

$w_{net,fin} = 2.070 \text{ mm} < L/250 = 2800/250 = 11.200 \text{ mm}$

$w_{fin} = 2.070 \text{ mm} < L/150 = 2800/150 = 18.667 \text{ mm}$

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	14.32655	0.06980
2	37.72577	0.02651
3	40.30775	0.02481

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

Carico [kN/m]	Azione	γ_g	γ_q	ψ_0	
(Gk) Proprio Gk1 = 1.859, Gk2 = 0.290	Permanente		1.30	0.00	1.00
(Qk1) Neve Qks = 3.480	Breve		0.00	1.50	0.70
(Qk2) Vento Qkw = -0.528	Breve		0.00	1.50	0.60
(Qki) Sovraccario (H) Qi = 1.450	Breve		0.00	1.50	0.00
(Aex) AeX Sismica qh=0.053x(G+0.20xQk1)	Accidental				
(Aey) AeY Sismica qv=0.006x(G+0.20xQk1)	Accidental				

L.C.	Combinazione di carichi	Classe di durata	kmod	-N/Kmod	+N/Kmod	V/Kmod	M/Kmod	
1	$\gamma_g \cdot G_k$	Permanente	0.60	-2.695	2.633	5.646	4.520	
2	$\gamma_g \cdot G_k + \gamma_q \cdot Q_{k1}$	Breve	0.90	-5.299	5.192	11.111	8.891	
3	$\gamma_g \cdot G_k + \gamma_q \cdot Q_{k2}$	Breve	0.90	-1.797	1.756	3.764	3.013	
4	$\gamma_g \cdot G_k + \gamma_q \cdot Q_{ki}$	Breve	0.90	-3.256	3.187	6.826	5.462	
5	$\gamma_g \cdot G_k + \gamma_q \cdot Q_{k1} + \gamma_q \cdot \psi_0 \cdot Q_{k2}$	Breve	0.90	-5.299	5.192	11.111	8.891	
6	$\gamma_g \cdot G_k + \gamma_q \cdot Q_{k2} + \gamma_q \cdot \psi_0 \cdot Q_{k1}$	Breve	0.90	-4.248	4.161	8.907	7.128	
7	$\gamma_g \cdot G_k + \gamma_q \cdot Q_{ki} + \gamma_q \cdot \psi_0 \cdot Q_{k1} + \gamma_q \cdot \psi_0 \cdot Q_{k4}$	Breve	0.90	-5.707	5.593	11.969	9.577	
8	$G_k + 0.2 \cdot x \cdot Q_{k1} + A_{edX}$	Accidental	1.00	-0.807	1.115	2.390	1.912	
9	$G_k + 0.2 \cdot x \cdot Q_{k1} + A_{edY}$	Accidental	1.00	-1.117	1.092	2.340	1.873	
	Valori massimi				-5.707	5.593	11.969	9.577

1.11.2. Verifica della sezione Puntone, elementi: 1**Puntone, elementi: 1 , combinazione di carico No 7****Trazione parallela alla fibratura, Ft0d=5.033 kN** (EC5 §6.1.2)Sezione rettangolare, b=75 mm, h=225 mm, A= 16 875 mm²Coefficiente di correzione Kmod=0.90 (Tab.3.1), coefficiente del materiale $\gamma_M=1.50$ (Tab. 2.3)ft0k=14.00 N/mm², ft0d=Kmod·ft0k/ $\gamma_M=0.90 \times 14.00 / 1.50 = 8.40$ N/mm² (EC5 Eq.2.14)Ft0d=5.033 kN, $\sigma_{t0d} = Ft0d / A_{netto} = 1000 \times 5.033 / 16875 = 0.30$ N/mm² < 8.40 N/mm² = ft0d (Eq.6.1)

La verifica è soddisfatta

Puntone, elementi: 1 , combinazione di carico No 7**Compressione parallela alla fibratura, Fc0d=-5.136 kN** (EC5 §6.1.4)Sezione rettangolare, b=75 mm, h=225 mm, A= 16 875 mm²Coefficiente di correzione Kmod=0.90 (Tab.3.1), coefficiente del materiale $\gamma_M=1.50$ (Tab. 2.3)fc0k=21.00 N/mm², fc0d=Kmod·fc0k/ $\gamma_M=0.90 \times 21.00 / 1.50 = 12.60$ N/mm² (EC5 Eq.2.14)Fc0d=-5.136 kN, $\sigma_{c0d} = Fc0d / A_{netto} = 1000 \times 5.136 / 16875 = 0.30$ N/mm² < 12.60 N/mm² = fc0d (Eq.6.2)

La verifica è soddisfatta

Puntone, elementi: 1 , combinazione di carico No 7**Taglio, Fv=10.772 kN** (EC5 §6.1.7)Sezione rettangolare, bef=0.67x75=50 mm, h=225 mm, A= 11 250 mm²Coefficiente di correzione Kmod=0.90 (Tab.3.1), coefficiente del materiale $\gamma_M=1.50$ (Tab. 2.3)fvk=4.00 N/mm², fvd=Kmod·fvk/ $\gamma_M=0.90 \times 4.00 / 1.50 = 2.40$ N/mm² (EC5 Eq.2.14)Fv=10.772 kN, $\tau_{v0d} = 1.50 Fv0d / A_{netto} = 1000 \times 1.50 \times 10.772 / 11250 = 1.44$ N/mm² < 2.40 N/mm² = fv0d (Eq.6.13)

La verifica è soddisfatta

Puntone, elementi: 1 , combinazione di carico No 7**Flessione, Myd=8.619 kNm, Mzd=0.000 kNm** (EC5 §6.1.6)Sezione rettangolare, b=75mm, h=225mm, A=1.688E+004mm², Wy=6.328E+005mm³, Wz=2.109E+005mm³Coefficiente di correzione Kmod=0.90 (DM2008 T.4.4.IV), coefficiente del materiale $\gamma_M=1.50$ (DM2008fmyk=24.00 N/mm², fmyd=Kmod·fmyk/ $\gamma_M=0.90 \times 24.00 / 1.50 = 14.40$ N/mm²fmzk=24.00 N/mm², fmzd=Kmod·fmzk/ $\gamma_M=0.90 \times 24.00 / 1.50 = 14.40$ N/mm²

Sezione rettangolare $K_m=0.70$ (EC5 §6.1.6.(2))
 $\sigma_{myd} = M_{yd}/W_{my,netto} = 1E+06 \times 8.619 / 6.328E+005 = 13.62 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{mzd} = M_{zd}/W_{mz,netto} = 1E+06 \times 0.000 / 2.109E+005 = 0.00 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{myd}/f_{myd} + K_m \cdot \sigma_{mzd}/f_{mzd} = 0.946 + 0.000 = 0.95 < 1$ (EC5 Eq.6.11)

$K_m \cdot \sigma_{myd}/f_{myd} + \sigma_{mzd}/f_{mzd} = 0.662 + 0.000 = 0.66 < 1$ (EC5 Eq.6.12)

La verifica è soddisfatta

Puntone, elementi: 1 , combinazione di carico No 7

Flessione e compressione assiale combinate, $F_{c0d} = -5.136 \text{ kN}$, $M_{yd} = 8.619 \text{ kNm}$, $M_{zd} = 0.000 \text{ kNm}$ (§6.2.4)

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

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

$f_{c0k} = 21.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{c0d} = K_{mod} \cdot f_{c0k} / \gamma_M = 0.90 \times 21.00 / 1.50 = 12.60 \text{ N/mm}^2$

$f_{myk} = 24.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{myd} = K_{mod} \cdot f_{myk} / \gamma_M = 0.90 \times 24.00 / 1.50 = 14.40 \text{ N/mm}^2$

$f_{mzk} = 24.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{mzd} = K_{mod} \cdot f_{mzk} / \gamma_M = 0.90 \times 24.00 / 1.50 = 14.40 \text{ N/mm}^2$

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

$\sigma_{c0d} = F_{c0d}/A_{netto} = 1000 \times 5.136 / 16875 = 0.30 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{myd} = M_{yd}/W_{my,netto} = 1E+06 \times 8.619 / 6.328E+005 = 13.62 \text{ N/mm}^2$

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

$(\sigma_{c0d}/f_{c0d})^2 + \sigma_{myd}/f_{myd} + K_m \cdot \sigma_{mzd}/f_{mzd} = 0.001 + 0.946 + 0.000 = 0.95 < 1$ (EC5 Eq.6.19)

$(\sigma_{c0d}/f_{c0d})^2 + K_m \cdot \sigma_{myd}/f_{myd} + \sigma_{mzd}/f_{mzd} = 0.001 + 0.662 + 0.000 = 0.66 < 1$ (EC5 Eq.6.20)

La verifica è soddisfatta

Puntone, elementi: 1 , combinazione di carico No 7

Stabilità a pressoflessione, $F_{c0d} = -5.136 \text{ kN}$, $M_{yd} = 8.619 \text{ kNm}$, $M_{zd} = 0.000 \text{ kNm}$ (EC5 §6.3.2)

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

Coefficiente di correzione $K_{mod}=0.90$, coefficiente del materiale $\gamma_M=1.50$, $E_{005}=7400 \text{ N/mm}^2$

$f_{c0k} = 21.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{c0d} = K_{mod} \cdot f_{c0k} / \gamma_M = 0.90 \times 21.00 / 1.50 = 12.60 \text{ N/mm}^2$

$f_{myk} = 24.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{myd} = K_{mod} \cdot f_{myk} / \gamma_M = 0.90 \times 24.00 / 1.50 = 14.40 \text{ N/mm}^2$

$f_{mzk} = 24.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{mzd} = K_{mod} \cdot f_{mzk} / \gamma_M = 0.90 \times 24.00 / 1.50 = 14.40 \text{ N/mm}^2$

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

$\sigma_{c0d} = F_{c0d}/A_{netto} = 1000 \times 5.136 / 16875 = 0.30 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{myd} = M_{yd}/W_{my,netto} = 1E+06 \times 8.619 / 6.328E+005 = 13.62 \text{ N/mm}^2$

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

Lunghezza libera di inflessione S_k

$S_{ky} = 1.00 \times 3.097 = 3.097 \text{ m} = 3097 \text{ mm}$ (più sfavorevole)

$S_{kz} = 0.10 \times 3.097 = 0.300 \text{ m} = 300 \text{ mm}$ (lunghezza efficace/lunghezza totale = $0.30/3.10 = 0.10$)

Snellezza

$i_y = \sqrt{I_y/A} = 0.289 \times 225 = 65 \text{ mm}$, $\lambda_y = 3097 / 65 = 47.64$

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

Tensioni critiche

$\sigma_{c,crity} = \pi^2 E_{005} / \lambda_y^2 = 32.18 \text{ N/mm}^2$, $\lambda_{rel,y} = \sqrt{f_{c0k}/\sigma_{c,crity}} = 0.81$ (EC5 Eq.6.21)

$\sigma_{c,critz} = \pi^2 E_{005} / \lambda_z^2 = 392.56 \text{ N/mm}^2$, $\lambda_{rel,z} = \sqrt{f_{c0k}/\sigma_{c,critz}} = 0.23$ (EC5 Eq.6.22)

$\beta_c = 0.20$ (legno massiccio)

$k_y = 0.5 [1 + \beta_c (\lambda_{rel,y} - 0.3) + \lambda_{rel,y}^2] = 0.88$, $K_{cy} = 1 / (k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}) = 0.821$ (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)

$\sigma_{c0d} / (K_{cy} \cdot f_{c0d}) + \sigma_{myd} / f_{myd} + K_m \cdot \sigma_{mzd} / f_{mzd} = 0.029 + 0.946 + 0.000 = 0.98 < 1$ (EC5 Eq.6.23)

$\sigma_{c0d} / (K_{cz} \cdot f_{c0d}) + K_m \cdot \sigma_{myd} / f_{myd} + \sigma_{mzd} / f_{mzd} = 0.024 + 0.662 + 0.000 = 0.69 < 1$ (EC5 Eq.6.24)

La verifica è soddisfatta

Puntone, elementi: 1 , combinazione di carico No 7**Stabilità laterale, Myd=8.619 kNm, Mzd=0.000 kNm** (EC5 §6.3.3)

Sezione rettangolare, $b=75\text{mm}$, $h=225\text{mm}$, $A=1.688\text{E}+004\text{mm}^2$, $W_y=6.328\text{E}+005\text{mm}^3$, $W_z=2.109\text{E}+005\text{mm}^3$
 Coefficiente di correzione $K_{mod}=0.90$ (DM2008 T.4.4.IV), coefficiente del materiale $\gamma_M=1.50$ (DM2008)
 $f_{c0k}=21.00\text{ N/mm}^2$, $f_{c0d}=K_{mod}\cdot f_{c0k}/\gamma_M=0.90\times 21.00/1.50=12.60\text{N/mm}^2$
 $f_{myk}=24.00\text{ N/mm}^2$, $f_{myd}=K_{mod}\cdot f_{myk}/\gamma_M=0.90\times 24.00/1.50=14.40\text{N/mm}^2$
 $f_{mk}=24.00\text{ N/mm}^2$, $f_{mzd}=K_{mod}\cdot f_{mk}/\gamma_M=0.90\times 24.00/1.50=14.40\text{N/mm}^2$

Sezione rettangolare $K_m=0.70$ (EC5 §6.1.6.(2))
 $\sigma_{myd}=\text{Myd}/W_{my,\text{netto}}=1\text{E}+06\times 8.619/6.328\text{E}+005=13.62\text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{mzd}=\text{Mzd}/W_{mz,\text{netto}}=1\text{E}+06\times 0.000/2.109\text{E}+005=0.00\text{ N/mm}^2$

Lunghezza libera di inflessione S_k $S_{ky}=1.00\times 3.097=3.097\text{ m}=3097\text{ mm}$ (più sfavorevole) $S_{kz}=0.10\times 3.097=0.300\text{ m}=300\text{ mm}$ (lunghezza efficace/lunghezza totale=0.30/3.10=0.10)Snellezza $i_y=\sqrt{I_y/A}=0.289\times 225=65\text{ mm}$, $\lambda_y=3097/65=47.64$ $i_z=\sqrt{I_z/A}=0.289\times 75=22\text{ mm}$, $\lambda_z=300/22=13.64$ $\sigma_{m,\text{crit}}=0.78\cdot b^2\cdot E_{005}/(h\cdot L_{ef})=0.78\times 75^2\times 7400/(225\times 2787)=51.77\text{N/mm}^2$ (EC5 Eq.6.32) $\sigma_{m,\text{crit}}=0.78\cdot b^2\cdot E_{005}/(h\cdot L_{ef})=0.78\times 225^2\times 7400/(75\times 300)=12987.00\text{N/mm}^2$ (EC5 Eq.6.32)Tensioni critiche $\sigma_{m,\text{crit}y}=51.77\text{ N/mm}^2$, $\lambda_{rel,my}=\sqrt{f_{myk}/\sigma_{m,\text{crit}y}}=0.68$ (EC5 Eq.6.30) $\sigma_{m,\text{crit}z}=12987.00\text{ N/mm}^2$, $\lambda_{rel,mz}=\sqrt{f_{mzk}/\sigma_{m,\text{crit}z}}=0.04$ (EC5 Eq.6.30) $\lambda_{rel,my}=0.68$, ($\lambda_{rel}\leq 0.75$), $K_{crity}=1.00$ (EC5 Eq.6.34) $\lambda_{rel,mz}=0.04$, ($\lambda_{rel}\leq 0.75$), $K_{critz}=1.00$ (EC5 Eq.6.34) $\sigma_{myd}/(K_{crity}\cdot f_{myd})+K_m\cdot \sigma_{mzd}/(K_{critz}\cdot f_{mzd})=0.946+0.000=0.95 < 1$ (EC5 Eq.6.33) $K_m\cdot \sigma_{myd}/(K_{crity}\cdot f_{myd})+\sigma_{mzd}/(K_{critz}\cdot f_{mzd})=0.662+0.000=0.66 < 1$ (EC5 Eq.6.33)

La verifica è soddisfatta

Puntone, elementi: 1 , combinazione di carico No 7**Flessione e trazione assiale combinate, Ft0d=5.033kN, Myd=8.619kNm, Mzd=0.000kNm** (EC5 §6.2.3)

Sezione rettangolare, $b=75\text{mm}$, $h=225\text{mm}$, $A=1.688\text{E}+004\text{mm}^2$, $W_y=6.328\text{E}+005\text{mm}^3$, $W_z=2.109\text{E}+005\text{mm}^3$
 Coefficiente di correzione $K_{mod}=0.90$ (DM2008 T.4.4.IV), coefficiente del materiale $\gamma_M=1.50$ (DM2008)
 $f_{t0k}=14.00\text{ N/mm}^2$, $f_{t0d}=K_{mod}\cdot f_{t0k}/\gamma_M=0.90\times 14.00/1.50=8.40\text{N/mm}^2$
 $f_{myk}=24.00\text{ N/mm}^2$, $f_{myd}=K_{mod}\cdot f_{myk}/\gamma_M=0.90\times 24.00/1.50=14.40\text{N/mm}^2$
 $f_{mk}=24.00\text{ N/mm}^2$, $f_{mzd}=K_{mod}\cdot f_{mk}/\gamma_M=0.90\times 24.00/1.50=14.40\text{N/mm}^2$

Sezione rettangolare $K_m=0.70$ (EC5 §6.1.6.(2)) $\sigma_{t0d}=\text{Ft0d}/A_{\text{netto}}=1000\times 5.033/16875=0.30\text{ N/mm}^2$ $\sigma_{myd}=\text{Myd}/W_{my,\text{netto}}=1\text{E}+06\times 8.619/6.328\text{E}+005=13.62\text{ N/mm}^2$ $\sigma_{mzd}=\text{Mzd}/W_{mz,\text{netto}}=1\text{E}+06\times 0.000/2.109\text{E}+005=0.00\text{ N/mm}^2$ $\sigma_{t0d}/f_{t0d}+\sigma_{myd}/f_{myd}+K_m\cdot \sigma_{mzd}/f_{mzd}=0.036+0.946+0.000=0.98 < 1$ (EC5 Eq.6.17) $\sigma_{t0d}/f_{t0d}+K_m\cdot \sigma_{myd}/f_{myd}+\sigma_{mzd}/f_{mzd}=0.036+0.662+0.000=0.70 < 1$ (EC5 Eq.6.18)

La verifica è soddisfatta

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

Carico [kN/m]	Azione	γ_g	γ_q	ψ_0	
(Gk) Proprio Gk1 = 1.859, Gk2 = 0.290	Permanente		1.30	0.00	1.00
(Qk1) Neve Qks = 3.480	Breve		0.00	1.50	0.70
(Qk2) Vento Qkw = -0.528	Breve		0.00	1.50	0.60
(Qki) Sovraccario (H) Qi = 1.450	Breve		0.00	1.50	0.00
(Aex) AeX Sismica qh=0.053x(G+0.20xQk1)	Accidental				
(Aey) AeY Sismica qv=0.006x(G+0.20xQk1)	Accidental				

L.C.	Combinazione di carichi	Classe di durata	kmod	-N/Kmod	+N/Kmod	V/Kmod	M/Kmod
1	$\gamma_g \cdot G_k$	Permanente	0.60	0.000	0.031	0.886	0.640
2	$\gamma_g \cdot G_k + \gamma_q \cdot Q_{k1}$	Breve	0.90	0.000	0.053	0.599	0.439
3	$\gamma_g \cdot G_k + \gamma_q \cdot Q_{k2}$	Breve	0.90	0.000	0.021	0.591	0.427
4	$\gamma_g \cdot G_k + \gamma_q \cdot Q_{ki}$	Breve	0.90	0.000	0.034	0.594	0.432
5	$\gamma_g \cdot G_k + \gamma_q \cdot Q_{k1} + \gamma_q \cdot \psi_0 \cdot Q_{k2}$	Breve	0.90	0.000	0.053	0.599	0.439
6	$\gamma_g \cdot G_k + \gamma_q \cdot Q_{k2} + \gamma_q \cdot \psi_0 \cdot Q_{k1}$	Breve	0.90	0.000	0.043	0.597	0.435
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	0.90	0.000	0.057	0.600	0.440
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-0.289	0.000	0.273	0.198
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	0.000	0.012	0.275	0.199
	Valori massimi			-0.289	0.057	0.886	0.640

1.11.4. Verifica della sezione Catena, elementi: 2**Catena, elementi: 2 , combinazione di carico No 7****Trazione parallela alla fibratura, $F_{t0d}=0.051$ 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) $f_{t0k}=14.00$ N/mm², $f_{t0d}=K_{mod} \cdot f_{t0k} / \gamma_M = 0.90 \times 14.00 / 1.50 = 8.40$ N/mm² (EC5 Eq.2.14) $F_{t0d}=0.051$ kN, $\sigma_{t0d}=F_{t0d}/A_{netto}=1000 \times 0.051 / 8700 = 0.01$ N/mm² < 8.40 N/mm² = f_{t0d} (Eq.6.1)

La verifica è soddisfatta

Catena, elementi: 2 , combinazione di carico No 8**Compressione parallela alla fibratura, $F_{c0d}=-0.433$ kN** (EC5 §6.1.4)Sezione rettangolare, b=58 mm, h=150 mm, A= 8 700 mm²Coefficiente di correzione Kmod=1.00 (Tab.3.1), coefficiente del materiale $\gamma_M=1.00$ (Tab. 2.3) $f_{c0k}=21.00$ N/mm², $f_{c0d}=K_{mod} \cdot f_{c0k} / \gamma_M = 1.00 \times 21.00 / 1.00 = 21.00$ N/mm² (EC5 Eq.2.14) $F_{c0d}=-0.433$ kN, $\sigma_{c0d}=F_{c0d}/A_{netto}=1000 \times 0.433 / 8700 = 0.05$ N/mm² < 21.00 N/mm² = f_{c0d} (Eq.6.2)

La verifica è soddisfatta

Catena, elementi: 2 , combinazione di carico No 1**Taglio, $F_v=0.531$ kN** (EC5 §6.1.7)Sezione rettangolare, b_{ef}=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) $f_{vk}=4.00$ N/mm², $f_{vd}=K_{mod} \cdot f_{vk} / \gamma_M = 0.60 \times 4.00 / 1.50 = 1.60$ N/mm² (EC5 Eq.2.14) $F_v=0.531$ kN, $\tau_{v0d}=1.50 F_{v0d} / A_{netto}=1000 \times 1.50 \times 0.531 / 5850 = 0.14$ N/mm² < 1.60 N/mm² = f_{v0d} (Eq.6.13)

La verifica è soddisfatta

Catena, elementi: 2 , combinazione di carico No 1**Flessione, $M_{yd}=0.384$ kNm, $M_{zd}=0.000$ kNm** (EC5 §6.1.6)Sezione rettangolare, b=58mm, h=150mm, A=8.700E+003mm², W_y=2.175E+005mm³, W_z=8.410E+004mm³Coefficiente di correzione Kmod=0.60 (DM2008 T.4.4.IV), coefficiente del materiale $\gamma_M=1.50$ (DM2008 $f_{myk}=24.00$ N/mm², $f_{myd}=K_{mod} \cdot f_{myk} / \gamma_M = 0.60 \times 24.00 / 1.50 = 9.60$ N/mm² $f_{mzk}=24.00$ N/mm², $f_{mzd}=K_{mod} \cdot f_{mzk} / \gamma_M = 0.60 \times 24.00 / 1.50 = 9.60$ N/mm²

Sezione rettangolare $K_m=0.70$ (EC5 §6.1.6.(2))
 $\sigma_{myd} = M_{yd}/W_{my,netto} = 1E+06 \times 0.384 / 2.175E+005 = 1.77 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{mzd} = M_{zd}/W_{mz,netto} = 1E+06 \times 0.000 / 8.410E+004 = 0.00 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{myd}/f_{myd} + K_m \cdot \sigma_{mzd}/f_{mzd} = 0.184 + 0.000 = 0.18 < 1$ (EC5 Eq.6.11)

$K_m \cdot \sigma_{myd}/f_{myd} + \sigma_{mzd}/f_{mzd} = 0.129 + 0.000 = 0.13 < 1$ (EC5 Eq.6.12)

La verifica è soddisfatta

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

Catena, elementi: 2, combinazione di carico No 8

Stabilità a pressoflessione, $F_{c0d} = -0.433 \text{ kN}$, $M_{yd} = 0.297 \text{ kNm}$, $M_{zd} = 0.000 \text{ kNm}$ (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 $K_{mod}=1.00$, coefficiente del materiale $\gamma_M=1.00$, $E_{005}=7400 \text{ N/mm}^2$

$f_{c0k}=21.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{c0d}=K_{mod} \cdot f_{c0k}/\gamma_M = 1.00 \times 21.00 / 1.00 = 21.00 \text{ N/mm}^2$

$f_{myk}=24.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{myd}=K_{mod} \cdot f_{myk}/\gamma_M = 1.00 \times 24.00 / 1.00 = 24.00 \text{ N/mm}^2$

$f_{mzk}=24.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{mzd}=K_{mod} \cdot f_{mzk}/\gamma_M = 1.00 \times 24.00 / 1.00 = 24.00 \text{ N/mm}^2$

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

$\sigma_{c0d} = F_{c0d}/A_{netto} = 1000 \times 0.433 / 8700 = 0.05 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{myd} = M_{yd}/W_{my,netto} = 1E+06 \times 0.297 / 2.175E+005 = 1.37 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{mzd} = M_{zd}/W_{mz,netto} = 1E+06 \times 0.000 / 8.410E+004 = 0.00 \text{ N/mm}^2$

Lunghezza libera di inflessione S_k

$S_{ky} = 1.00 \times 2.800 = 2.800 \text{ m} = 2800 \text{ mm}$ (più sfavorevole)

$S_{kz} = 0.11 \times 2.800 = 0.300 \text{ m} = 300 \text{ mm}$ (lunghezza efficace/lunghezza totale = $0.30/2.80 = 0.11$)

Snellezza

$i_y = \sqrt{I_y/A} = 0.289 \times 150 = 43 \text{ mm}$, $\lambda_y = 2800 / 43 = 65.12$

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

Tensioni critiche

$\sigma_{c,crity} = \pi^2 E_{005} / \lambda_y^2 = 17.22 \text{ N/mm}^2$, $\lambda_{rel,y} = \sqrt{f_{c0k}/\sigma_{c,crity}} = 1.10$ (EC5 Eq.6.21)

$\sigma_{c,critz} = \pi^2 E_{005} / \lambda_z^2 = 234.45 \text{ N/mm}^2$, $\lambda_{rel,z} = \sqrt{f_{c0k}/\sigma_{c,critz}} = 0.30$ (EC5 Eq.6.22)

$\beta_c = 0.20$ (legno massiccio)

$k_y = 0.5 [1 + \beta_c (\lambda_{rel,y} - 0.3) + \lambda_{rel,y}^2] = 1.19$, $K_{cy} = 1 / (k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}) = 0.612$ (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)

$\sigma_{c0d} / (K_{cy} \cdot f_{c0d}) + \sigma_{myd} / f_{myd} + K_m \cdot \sigma_{mzd} / f_{mzd} = 0.004 + 0.057 + 0.000 = 0.06 < 1$ (EC5 Eq.6.23)

$\sigma_{c0d} / (K_{cz} \cdot f_{c0d}) + K_m \cdot \sigma_{myd} / f_{myd} + \sigma_{mzd} / f_{mzd} = 0.002 + 0.040 + 0.000 = 0.04 < 1$ (EC5 Eq.6.24)

La verifica è soddisfatta

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

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

Carico [kN/m]	Azione	γ_g	γ_q	ψ_0	
(Gk) Proprio Gk1 = 1.859, Gk2 = 0.290	Permanente		1.30	0.00	1.00
(Qk1) Neve Qks = 3.480	Breve		0.00	1.50	0.70
(Qk2) Vento Qkw = -0.528	Breve		0.00	1.50	0.60
(Qki) Sovraccario (H) Qi = 1.450	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	-6.230	0.000	0.031	0.032
2	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk1$	Breve	0.90	-12.264	0.000	0.052	0.063
3	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk2$	Breve	0.90	-4.153	0.000	0.021	0.021
4	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qki$	Breve	0.90	-7.533	0.000	0.034	0.039
5	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk1 + \gamma_q \cdot \psi_0 \cdot Qk2$	Breve	0.90	-12.264	0.000	0.052	0.063
6	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk2 + \gamma_q \cdot \psi_0 \cdot Qk1$	Breve	0.90	-9.831	0.000	0.043	0.051
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	-13.211	0.000	0.056	0.068
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-2.637	0.000	0.012	0.014
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-2.582	0.000	0.012	0.013
	Valori massimi			-13.211	0.000	0.056	0.068

1.11.6. Verifica della sezione Elementi: 3**Elementi: 3 , combinazione di carico No 7****Compressione parallela alla fibratura, Fc0d=-11.890 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)fc0k=21.00 N/mm², fc0d=Kmod·fc0k/ $\gamma_M=0.90 \times 21.00 / 1.50 = 12.60$ N/mm² (EC5 Eq.2.14)Fc0d=-11.890 kN, $\sigma_{0d} = Fc0d / A_{netto} = 1000 \times 11.890 / 8700 = 1.37$ N/mm² < 12.60 N/mm² = fc0d (Eq.6.2)

La verifica è soddisfatta

Tensione di taglio trascurabile, verifica a taglio non necessaria (EC5 §6.1.7)**Elementi: 3 , combinazione di carico No 7****Flessione, Myd=0.061 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=0.90 (DM2008 T.4.4.IV), coefficiente del materiale $\gamma_M=1.50$ (DM2008fmyk=24.00 N/mm², fmyd=Kmod·fmyk/ $\gamma_M=0.90 \times 24.00 / 1.50 = 14.40$ N/mm²fmzk=24.00 N/mm², fmzd=Kmod·fmzk/ $\gamma_M=0.90 \times 24.00 / 1.50 = 14.40$ N/mm²

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

 $\sigma_{myd} = Myd / W_{my, netto} = 1E+06 \times 0.061 / 2.175E+005 = 0.28$ N/mm² $\sigma_{mzd} = Mzd / W_{mz, netto} = 1E+06 \times 0.000 / 8.410E+004 = 0.00$ N/mm² $\sigma_{myd} / f_{myd} + K_m \cdot \sigma_{mzd} / f_{mzd} = 0.020 + 0.000 = 0.02 < 1$ (EC5 Eq.6.11) $K_m \cdot \sigma_{myd} / f_{myd} + \sigma_{mzd} / f_{mzd} = 0.014 + 0.000 = 0.01 < 1$ (EC5 Eq.6.12)

La verifica è soddisfatta

Elementi: 3 , combinazione di carico No 7**Flessione e compressione assiale combinate, Fc0d=-11.890kN, Myd=0.061kNm, Mzd=0.000kNm** (§6.2.4)Sezione rettangolare, b=58mm, h=150mm, A=8.700E+003mm², Wy=2.175E+005mm³, Wz=8.410E+004mm³Coefficiente di correzione Kmod=0.90 (DM2008 T.4.4.IV), coefficiente del materiale $\gamma_M=1.50$ (DM2008fc0k=21.00 N/mm², fc0d=Kmod·fc0k/ $\gamma_M=0.90 \times 21.00 / 1.50 = 12.60$ N/mm²fmyk=24.00 N/mm², fmyd=Kmod·fmyk/ $\gamma_M=0.90 \times 24.00 / 1.50 = 14.40$ N/mm²fmzk=24.00 N/mm², fmzd=Kmod·fmzk/ $\gamma_M=0.90 \times 24.00 / 1.50 = 14.40$ N/mm²

Sezione rettangolare $K_m=0.70$ (EC5 §6.1.6.(2))
 $\sigma_{c0d} = F_{c0d} / A_{netto} = 1000 \times 11.890 / 8700 = 1.37 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{myd} = M_{yd} / W_{my, netto} = 1 \text{E}+06 \times 0.061 / 2.175 \text{E}+005 = 0.28 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{mzd} = M_{zd} / W_{mz, netto} = 1 \text{E}+06 \times 0.000 / 8.410 \text{E}+004 = 0.00 \text{ N/mm}^2$

$$(\sigma_{c0d} / f_{c0d})^2 + \sigma_{myd} / f_{myd} + K_m \cdot \sigma_{mzd} / f_{mzd} = 0.012 + 0.020 + 0.000 = 0.03 < 1 \quad (\text{EC5 Eq.6.19})$$

$$(\sigma_{c0d} / f_{c0d})^2 + K_m \cdot \sigma_{myd} / f_{myd} + \sigma_{mzd} / f_{mzd} = 0.012 + 0.014 + 0.000 = 0.03 < 1 \quad (\text{EC5 Eq.6.20})$$

La verifica è soddisfatta

Elementi: 3 , combinazione di carico No 7

Stabilità a pressoflessione, $F_{c0d} = -11.890 \text{ kN}$, $M_{yd} = 0.061 \text{ kNm}$, $M_{zd} = 0.000 \text{ kNm}$ (EC5 §6.3.2)

Sezione rettangolare, $b=58 \text{ mm}$, $h=150 \text{ mm}$, $A=8.700 \text{E}+003 \text{ mm}^2$, $W_y=2.175 \text{E}+005 \text{ mm}^3$, $W_z=8.410 \text{E}+004 \text{ mm}^3$
 Coefficiente di correzione $K_{mod}=0.90$, coefficiente del materiale $\gamma_M=1.50$, $E_{005}=7400 \text{ N/mm}^2$
 $f_{c0k}=21.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{c0d}=K_{mod} \cdot f_{c0k} / \gamma_M = 0.90 \times 21.00 / 1.50 = 12.60 \text{ N/mm}^2$
 $f_{myk}=24.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{myd}=K_{mod} \cdot f_{myk} / \gamma_M = 0.90 \times 24.00 / 1.50 = 14.40 \text{ N/mm}^2$
 $f_{mzk}=24.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{mzd}=K_{mod} \cdot f_{mzk} / \gamma_M = 0.90 \times 24.00 / 1.50 = 14.40 \text{ N/mm}^2$

Sezione rettangolare $K_m=0.70$ (EC5 §6.1.6.(2))
 $\sigma_{c0d} = F_{c0d} / A_{netto} = 1000 \times 11.890 / 8700 = 1.37 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{myd} = M_{yd} / W_{my, netto} = 1 \text{E}+06 \times 0.061 / 2.175 \text{E}+005 = 0.28 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{mzd} = M_{zd} / W_{mz, netto} = 1 \text{E}+06 \times 0.000 / 8.410 \text{E}+004 = 0.00 \text{ N/mm}^2$

Lunghezza libera di inflessione S_k

$$S_{ky} = 1.00 \times 1.323 = 1.323 \text{ m} = 1323 \text{ mm} \quad (\text{più sfavorevole})$$

$$S_{kz} = 1.00 \times 1.323 = 1.323 \text{ m} = 1323 \text{ mm} \quad (\text{più sfavorevole})$$

Snellezza

$$i_y = \sqrt{(I_y / A)} = 0.289 \times 150 = 43 \text{ mm}, \lambda_y = 1323 / 43 = 30.77$$

$$i_z = \sqrt{(I_z / A)} = 0.289 \times 58 = 17 \text{ mm}, \lambda_z = 1323 / 17 = 77.82$$

Tensioni critiche

$$\sigma_{c, crity} = \pi^2 E_{005} / \lambda_y^2 = 77.14 \text{ N/mm}^2, \lambda_{rel, y} = \sqrt{(f_{c0k} / \sigma_{c, crity})} = 0.52 \quad (\text{EC5 Eq.6.21})$$

$$\sigma_{c, critz} = \pi^2 E_{005} / \lambda_z^2 = 12.06 \text{ N/mm}^2, \lambda_{rel, z} = \sqrt{(f_{c0k} / \sigma_{c, critz})} = 1.32 \quad (\text{EC5 Eq.6.22})$$

$\beta_c = 0.20$ (legno massiccio)

$$k_y = 0.5 [1 + \beta_c (\lambda_{rel, y} - 0.3) + \lambda_{rel, y}^2] = 0.66, K_{cy} = 1 / (k_y + \sqrt{(k_y^2 - \lambda_{rel, y}^2)}) = 0.944 \quad (\text{Eq.6.27 6.25})$$

$$k_z = 0.5 [1 + \beta_c (\lambda_{rel, z} - 0.3) + \lambda_{rel, z}^2] = 1.47, K_{cz} = 1 / (k_z + \sqrt{(k_z^2 - \lambda_{rel, z}^2)}) = 0.470 \quad (\text{Eq.6.28 6.26})$$

$$\sigma_{c0d} / (K_{cy} \cdot f_{c0d}) + \sigma_{myd} / f_{myd} + K_m \cdot \sigma_{mzd} / f_{mzd} = 0.115 + 0.020 + 0.000 = 0.13 < 1 \quad (\text{EC5 Eq.6.23})$$

$$\sigma_{c0d} / (K_{cz} \cdot f_{c0d}) + K_m \cdot \sigma_{myd} / f_{myd} + \sigma_{mzd} / f_{mzd} = 0.231 + 0.014 + 0.000 = 0.24 < 1 \quad (\text{EC5 Eq.6.24})$$

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)

$M_{yk}=0.30 f_{yk} \cdot d^2 = 0.30 \times 400 \times 4.0^2 = 4411$ 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)

$f_{hk}=0.082(1-0.01d) \rho_k = 27.55\text{N/mm}^2$, ($\rho_k=350\text{kg/m}^3$, $d=4.0$ 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))

$0.50 f_{hk} \cdot t_2 \cdot d = 3.196$ kN

$1.15 \sqrt{2 M_{yk} \cdot f_{hk} \cdot d} = 1.134$ kN

Resistenza di progetto del bullone $R_d = 2 K_{mod} \cdot F_{vrk} / \gamma_M = 2 \times 0.60 \times 1.134 / 1.50 = 0.907$ 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))

$0.50 f_{hk} \cdot t_2 \cdot d = 3.196$ kN

$1.15 \sqrt{2 M_{yk} \cdot f_{hk} \cdot d} = 1.134$ kN

Resistenza di progetto del bullone $R_d = 2 K_{mod} \cdot F_{vrk} / \gamma_M = 2 \times 0.80 \times 1.134 / 1.50 = 1.209$ 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))

$0.50 f_{hk} \cdot t_2 \cdot d = 3.196$ kN

$1.15 \sqrt{2 M_{yk} \cdot f_{hk} \cdot d} = 1.134$ kN

Resistenza di progetto del bullone $R_d = 2 K_{mod} \cdot F_{vrk} / \gamma_M = 2 \times 0.90 \times 1.134 / 1.50 = 1.361$ kN

Azione Accidentale

Resistenza di progetto del bullone $R_d = 2 K_{mod} \cdot F_{vrk} / \gamma_M = 2 \times 1.00 \times 1.134 / 1.00 = 2.268$ 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 1 e 3, al nodo 2

Caratteristiche della ferramenta:

Due(2) piastre metalliche 2.0 mm delle dimensioni

BxH=145mmx90mm, 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

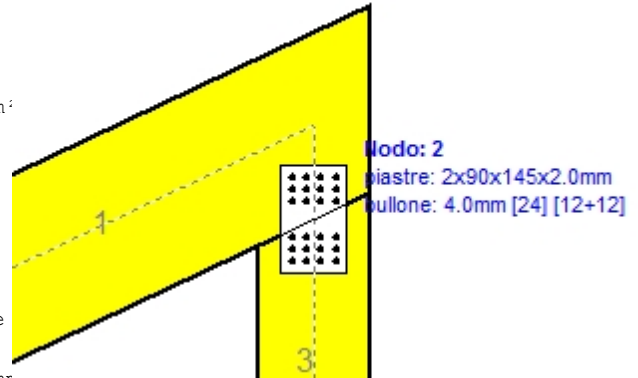
Ma= momento al centro dell'unione

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

n: numero di bulloni, a: sezione del bullone

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

r :distanza bullone d'angolo dal centro unione

 W_p : modulo di resistenza del collegamenton=12, ($n_{ef}=1.34n$), $A=151\text{mm}^2$, $r=39\text{mm}$, $W_p=4668\text{mm}^3$ σ e σ_d tens. normale e di esercizio piastra N/mm^2 **Sforzi nel nodo 2 ,dall'elemento 1, al centro della unione F(forza) M(momento)****Verifica resistenza della unione**

L.C.	Combinazione di carichi	Classe di durata	kmod	Fa (kN)	Ma (kNm)	F_n (kN)	R_d (kN)
1	yg.Gk	Permanente	0.60	-3.738	-0.123	0.305 <	0.907
2	yg.Gk+yg.Qk1	Breve	0.90	-11.038	-0.364	0.902 <	1.361
3	yg.Gk+yg.Qk2	Breve	0.90	-3.738	-0.123	0.305 <	1.361
4	yg.Gk+yg.Qki	Breve	0.90	-6.780	-0.224	0.554 <	1.361
5	yg.Gk+yg.Qk1+yg.ψo.Qk2	Breve	0.90	-11.038	-0.364	0.902 <	1.361
6	yg.Gk+yg.Qk2+yg.ψo.Qk1	Breve	0.90	-8.848	-0.292	0.723 <	1.361
7	yg.Gk+yg.Qki+yg.ψo.Qk1+yg.ψo.Qk2	Breve	0.90	-11.890	-0.392	0.971 <	1.361
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-3.955	-0.131	0.323 <	2.268
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-3.873	-0.128	0.316 <	2.268

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	-3.738	-0.123	17 <	131
2	yg.Gk+yg.Qk1	Breve	0.90	-11.038	-0.364	50 <	196
3	yg.Gk+yg.Qk2	Breve	0.90	-3.738	-0.123	17 <	196
4	yg.Gk+yg.Qki	Breve	0.90	-6.780	-0.224	31 <	196
5	yg.Gk+yg.Qk1+yg.ψo.Qk2	Breve	0.90	-11.038	-0.364	50 <	196
6	yg.Gk+yg.Qk2+yg.ψo.Qk1	Breve	0.90	-8.848	-0.292	40 <	196
7	yg.Gk+yg.Qki+yg.ψo.Qk1+yg.ψo.Qk2	Breve	0.90	-11.890	-0.392	54 <	196
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-3.955	-0.131	18 <	240
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-3.873	-0.128	18 <	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 2, al nodo 1

Caratteristiche della ferramenta:

Due(2) piastre metalliche 2.0 mm delle dimensioni

BxH=70mmx130mm, e di spessore 2.0mm

Diametro dei bulloni d=4.0mm,

8 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

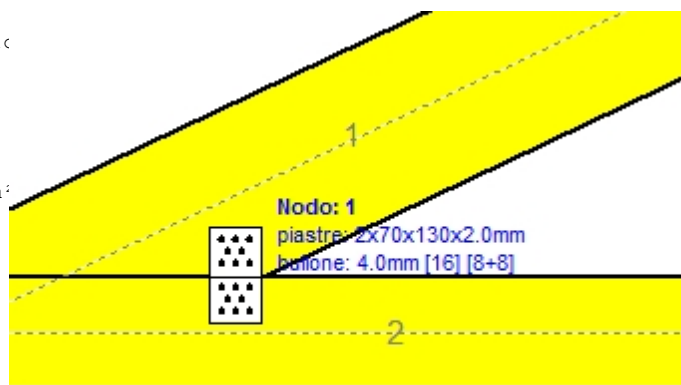
Ma= momento al centro dell'unione

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= 8, ($n_{ef}=1.30n$), $A=101\text{mm}^2$, $r=37\text{mm}$, $W_p=3407\text{mm}^3$ 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	-3.746	0.099	0.404 <	0.907
2	yg.Gk+yq.Qk1	Breve	0.90	-11.062	0.281	1.171 <	1.361
3	yg.Gk+yq.Qk2	Breve	0.90	-3.746	0.099	0.404 <	1.361
4	yg.Gk+yq.Qki	Breve	0.90	-6.794	0.175	0.724 <	1.361
5	yg.Gk+yq.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-11.062	0.281	1.171 <	1.361
6	yg.Gk+yq.Qk2+yq.ψo.Qk1	Breve	0.90	-8.867	0.227	0.941 <	1.361
7	yg.Gk+yq.Qki+yq.ψo.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-11.915	0.303	1.261 <	1.361
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-3.775	0.111	0.418 <	2.268
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-3.881	0.101	0.416 <	2.268

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	-3.746	0.099	22 <	131
2	yg.Gk+yq.Qk1	Breve	0.90	-11.062	0.281	65 <	196
3	yg.Gk+yq.Qk2	Breve	0.90	-3.746	0.099	22 <	196
4	yg.Gk+yq.Qki	Breve	0.90	-6.794	0.175	40 <	196
5	yg.Gk+yq.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-11.062	0.281	65 <	196
6	yg.Gk+yq.Qk2+yq.ψo.Qk1	Breve	0.90	-8.867	0.227	52 <	196
7	yg.Gk+yq.Qki+yq.ψo.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-11.915	0.303	70 <	196
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-3.775	0.111	24 <	240
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-3.881	0.101	23 <	240

1.12.4. 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 tra gli elementi 3 e 2, al nodo 3

Caratteristiche della ferramenta:

Due(2) piastre metalliche 2.0 mm delle dimensioni

BxH=100mmx65mm, 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=nxa: area totale bullone

r :distanza bullone d'angolo dal centro unione

Wp: modulo di resistenza del collegamento

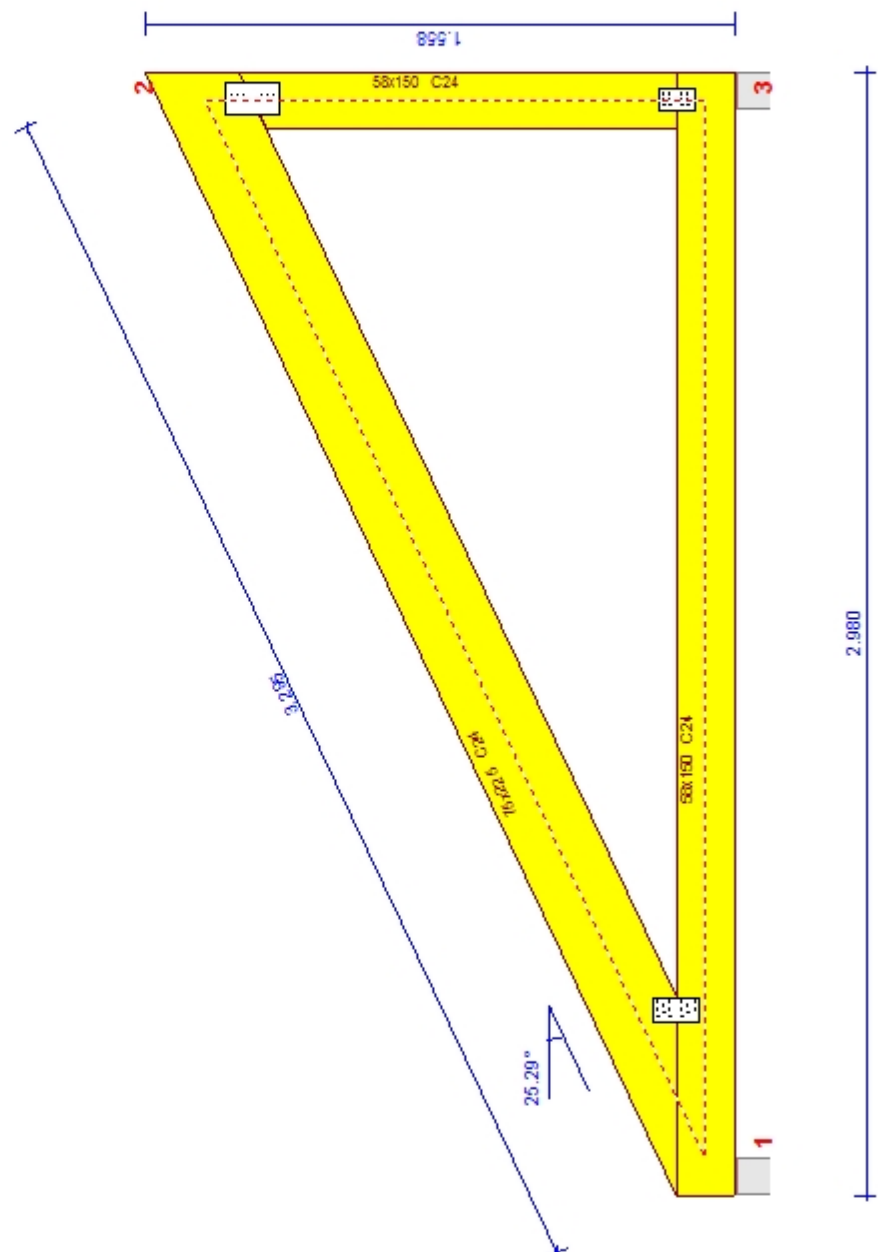
n= 6, ($n_{ef}=1.30n$), $A=75\text{mm}^2$, $r=20\text{mm}$, $W_p=1301\text{mm}^3$ σ e σ_d tens. normale e di esercizio piastra N/mm^2 **Sforzi nel nodo 3 ,dall'elemento 3, al centro della unioni F(forza) M(momento)****Verifica resistenza della unione**

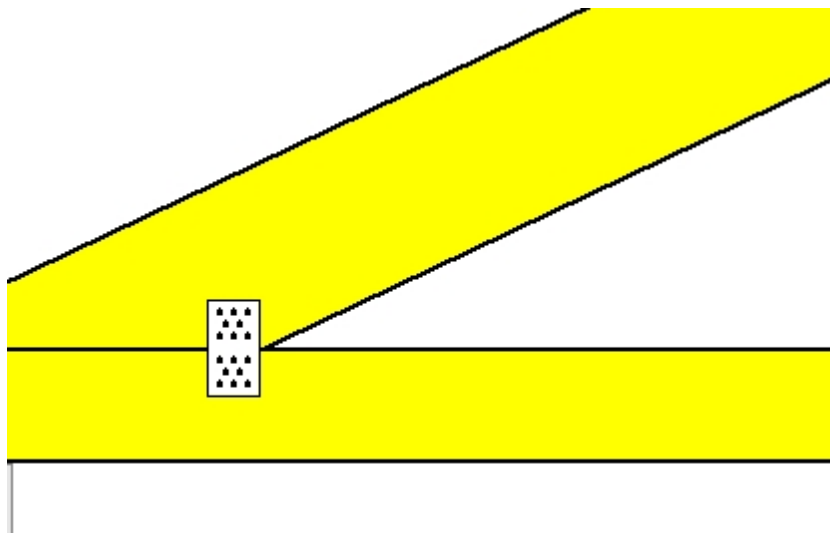
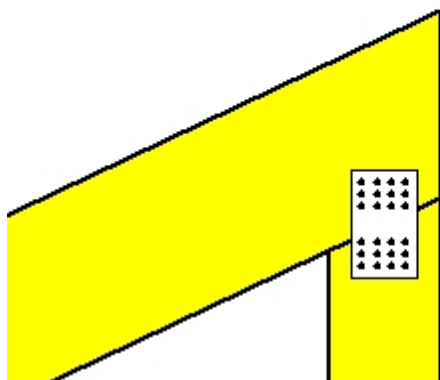
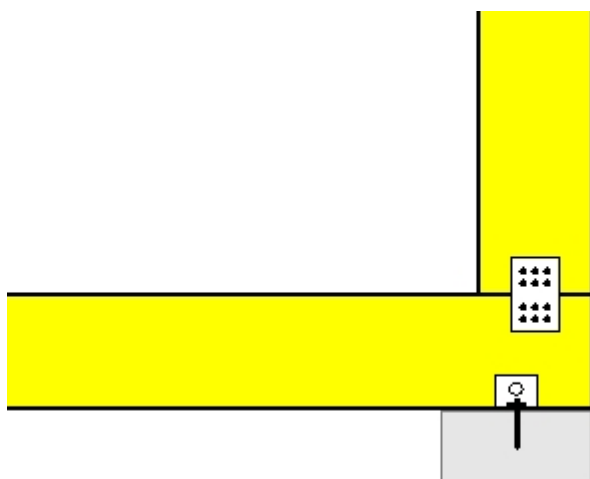
L.C.	Combinazione di carichi	Classe di durata	kmod	Fa (kN)	Ma (kNm)	F _n (kN)	R _d (kN)
1	yg.Gk	Permanente	0.60	-3.738	-0.005	0.322 <	0.907
2	yg.Gk+yq.Qk1	Breve	0.90	-11.038	-0.004	0.929 <	1.361
3	yg.Gk+yq.Qk2	Breve	0.90	-3.738	-0.005	0.322 <	1.361
4	yg.Gk+yq.Qki	Breve	0.90	-6.780	-0.004	0.575 <	1.361
5	yg.Gk+yq.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-11.038	-0.004	0.929 <	1.361
6	yg.Gk+yq.Qk2+yq.ψo.Qk1	Breve	0.90	-8.848	-0.004	0.747 <	1.361
7	yg.Gk+yq.Qki+yq.ψo.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-11.890	-0.004	0.999 <	1.361
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-3.955	-0.004	0.338 <	2.268
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-3.873	-0.004	0.331 <	2.268

Verifica la resistenza della piastra di unione

L.C.	Combinazione di carichi	Classe di durata	kmod	Fa (kN)	Ma (kNm)	σ	$\sigma_d (\text{N/mm}^2)$
1	yg.Gk	Permanente	0.60	-3.738	-0.005	10 <	131
2	yg.Gk+yq.Qk1	Breve	0.90	-11.038	-0.004	29 <	196
3	yg.Gk+yq.Qk2	Breve	0.90	-3.738	-0.005	10 <	196
4	yg.Gk+yq.Qki	Breve	0.90	-6.780	-0.004	18 <	196
5	yg.Gk+yq.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-11.038	-0.004	29 <	196
6	yg.Gk+yq.Qk2+yq.ψo.Qk1	Breve	0.90	-8.848	-0.004	23 <	196
7	yg.Gk+yq.Qki+yq.ψo.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-11.890	-0.004	31 <	196
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-3.955	-0.004	11 <	240
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-3.873	-0.004	10 <	240

Scala 1:20



**Unione chiodata al nodo 1**(nodo a $x=0.387$ m, $y=0.075$ m)**piastre:** 2x70x130x2.0mm**bullone:** 4.0mm [16] [8+8]**Unione chiodata al nodo 2**(nodo a $x=2.800$ m, $y=1.323$ m)**piastre:** 2x90x145x2.0mm**bullone:** 4.0mm [24] [12+12]**Unione chiodata al nodo 3**(nodo a $x=2.800$ m, $y=0.000$ m)**piastre:** 2x65x100x2.0mm**bullone:** 4.0mm [12] [6+6]