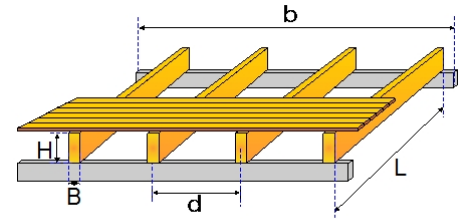


1. SOLAIO-01

Solaio a luce singola

1.1. Descrizione tecnica



1.1.1. Tipologia costruttiva

Solaio in legno di D40.

Interasse tra le travi del solaio 0.600m, Luci libera del

Sezione delle travi di solaio beams BxH=75mmx225mm. Spessore dell'assito 20mm

1.1.2. Normative di calcolo

Norme Tecniche per le Costruzioni (DM2008)

UNI EN1990-1-1:2004 Basi di calcolo

UNI EN1991-1-1:2004 Azioni sulle strutture

UNI EN1995-1-1:2009 Progettazione delle strutture di legno

1.1.3. Metodo di calcolo

Gli sforzi interni sono calcolati per le sezioni terminali e la sezione a metà luce delle travi del solaio, le deformazioni flessionali elastiche sono calcolate a metà luce, per tutte le combinazioni di carico. Tutte le verifiche previste dall'Eurocodice 5 sono eseguite allo stato limite ultimo, (UNI EN1995-1-1:2009, §6). Le deformazioni sono verificate allo stato limite di servizio secondo UNI EN1995-1-1:2009, §7.2. Per la verifica delle vibrazioni delle travi sono applicate le considerazioni del (UNI EN1995-1-1:2009, §7.3.3).

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

Classe del legno : D40

Classe di servizio : Classe 1, umidità $\leq 12\%$ (DM2008 §4.4.5)

Coefficiente del materiale $\gamma_M=1.50$ (DM2008 T.4.4.III)

Valori caratteristici del legname

$f_{mk} = 40.0$ MPa, $f_{t0k} = 24.0$ MPa, $f_{t90k} = 0.6$ MPa

$f_{c0k} = 26.0$ MPa, $f_{c90k} = 8.3$ MPa, $f_{vk} = 4.0$ MPa

$E_{0m} = 13000$ MPa, $E_{005} = 10900$ MPa, $E_{90m} = 860$ MPa

$G_m = 810$ MPa, $\rho_k = 550$ Kg/m³

1.1.5. Carichi distribuiti sul solaio

Assito $G_e = 0.500$ kN/m²

Peso proprio (isolamento-travi) $G_w = 0.100$ kN/m²

Controsoffitto del solaio $G_c = 0.150$ kN/m²

Somma dei carichi permanenti $G_e + G_w + G_c = G_s = 0.750$ kN/m²

Carico di esercizio del solaio $Q_f = 2.000$ kN/m²

1.1.6. Carico lineare (kN/m) delle travi di solaio

Carico permanente $G_k = 0.600 \times 0.750 = 0.450$ kN/m

Carico di esercizio $Q_k = 0.600 \times 2.000 = 1.200$ kN/m

1.1.7. Caratteristiche della sezione delle travi del solaio

Sezione BxH=75mmx225mm, $A=1.688E+004$ mm², $I=1.457E+008$ mm⁴, $W=6.328E+005$ mm³

1.2. Massimi sforzi interni nella trave a flessione (L=3.000m)

Peso proprio carichi $G_k = 0.450$ kN/m, $\max V = 0.68$ kN, $\max M = 0.51$ kNm, $\max \Delta = 0.30$ mm

Azioni carichi $Q_k = 1.200$ kN/m, $\max V = 1.80$ kN, $\max M = 1.35$ kNm, $\max \Delta = 0.79$ mm

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

Carico [kN/m]	u[mm]	Azione	ψ_0	ψ_1	ψ_2	Kdef
(G) Proprio Gk = 0.450		0.295	Permanente	1.00	1.00	1.00
(Qf) di esercizio Qk = 1.200		0.787	Media	0.70	0.50	0.30
						0.60

Combinazione di carico	w.inst	w.fin [mm]
1 G	0.295	0.472
2 Q1	0.787	0.928
3 G + Q1	1.082	1.400

w.fin,g=w.inst,g(1+kdef), w.fin,q=w.inst,q(1+ $\psi_2 \cdot kdef$) (EC5 §2.2.3, Eq.2.3, Eq.2.4)

Massimi valori della freccia

w.inst = 1.082 mm, w.fin = 1.400 mm

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

w.inst = 1.082 mm < L/300=3000/300= 10.000 mm

w.net,fin = 1.400 mm < L/250=3000/250= 12.000 mm

w.fin = 1.400 mm < L/150=3000/150= 20.000 mm

La verifica è soddisfatta

1.4. Vibrazioni (UNI EN1995-1-1:2009, §7.3.3)

Frequenze naturali di base del solaio $f=(3.14/2L)^2 \sqrt{EI/M}$ (UNI EN1995-1-1:2009 §7.3.3)

L=3.000 m, E=1.300E+010 Nm²/m, I=1.457E-004 m⁴, M=45.87 kg/m², f=35.47 Hz

f=35.47 Hz > 8 Hz. La frequenza naturale di base è accettabile

w/F=0.0208xL³/EI=0.297 <= a=1.5mm/kN (EC5 Eq.7.3)

(EI)l/(EI)b=333, b/l=6.00/3.00=2.00, n40=6.17 (EC5 Eq.7.7)

v=4x(0.4+0.6x6.17)/(45.87x6.00x3.00+200)=0.016 (EC5 Eq.7.6)

$\zeta=0.01$, vlim=100 $(35.47 \times 0.01^{-1})=0.051$, v=0.016<=0.051=vlim, a=1.5mm/kN, b=100m/Ns² (EC5 Eq.7.4)

I requisiti della EN 1995 §7.3.3 per solai residenziali sono soddisfatti

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

Carico [kN/m]	Azione	γ_g	γ_q	ψ_0
(G) Proprio Gk = 0.450	Permanente		1.30	0.00
(Qf) di esercizio Qk = 1.200	Media		0.00	1.50
				0.70

L.C.	Combinazione di carichi	Classe di durata	kmod	V/Kmod	M/Kmod
1	$\gamma_g \cdot G$	Permanente	0.60	1.462	1.097
2	$\gamma_g \cdot G + \gamma_q \cdot Qf$	Media	0.80	4.472	3.354
	Valori massimi			4.472	3.354

Taglio, Fv=3.578 kN (EC5 §6.1.7)

Sezione rettangolare, bef=0.67x75=50 mm, h=225 mm, A= 11 250 mm²

Coefficiente di correzione Kmod=0.80 (Tab.3.1), coefficiente del materiale $\gamma_M=1.50$ (Tab. 2.3)

fvk=4.00 N/mm², fvd=Kmod·fvk/ $\gamma_M=0.80 \times 4.00 / 1.50 = 2.13$ N/mm² (EC5 Eq.2.14)

Fv=3.578 kN, $v_{0d}=1.50 Fv_{0d} / A_{netto} = 1000 \times 1.50 \times 3.578 / 11250 = 0.48$ N/mm² < 2.13 N/mm² =fv0d (Eq.6.13)

La verifica è soddisfatta

Flessione, Myd=2.683 kNm, Mzd=0.000 kNm (EC5 §6.1.6)

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 $K_{mod}=0.80$ (DM2008 T.4.4.IV), coefficiente del materiale $\gamma_M=1.50$ (DM2008)
 $f_{myk}=40.00\text{ N/mm}^2$, $f_{myd}=K_{mod} \cdot f_{myk} / \gamma_M = 0.80 \times 40.00 / 1.50 = 21.33\text{N/mm}^2$
 $f_{mzk}=40.00\text{ N/mm}^2$, $f_{mzd}=K_{mod} \cdot f_{mzk} / \gamma_M = 0.80 \times 40.00 / 1.50 = 21.33\text{N/mm}^2$

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

$\sigma_{myd} = M_{yd} / W_{my, netto} = 1\text{E}+06 \times 2.683 / 6.328\text{E}+005 = 4.24\text{ N/mm}^2$

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

$\sigma_{myd} / f_{myd} + K_m \cdot \sigma_{mzd} / f_{mzd} = 0.199 + 0.000 = 0.20 < 1$ (EC5 Eq.6.11)

$K_m \cdot \sigma_{myd} / f_{myd} + \sigma_{mzd} / f_{mzd} = 0.139 + 0.000 = 0.14 < 1$ (EC5 Eq.6.12)

La verifica è soddisfatta

Stabilità laterale, Myd=2.683 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 $K_{mod}=0.80$ (DM2008 T.4.4.IV), coefficiente del materiale $\gamma_M=1.50$ (DM2008)
 $f_{c0k}=26.00\text{ N/mm}^2$, $f_{c0d}=K_{mod} \cdot f_{c0k} / \gamma_M = 0.80 \times 26.00 / 1.50 = 13.87\text{N/mm}^2$
 $f_{myk}=40.00\text{ N/mm}^2$, $f_{myd}=K_{mod} \cdot f_{myk} / \gamma_M = 0.80 \times 40.00 / 1.50 = 21.33\text{N/mm}^2$
 $f_{mzk}=40.00\text{ N/mm}^2$, $f_{mzd}=K_{mod} \cdot f_{mzk} / \gamma_M = 0.80 \times 40.00 / 1.50 = 21.33\text{N/mm}^2$

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

$\sigma_{myd} = M_{yd} / W_{my, netto} = 1\text{E}+06 \times 2.683 / 6.328\text{E}+005 = 4.24\text{ N/mm}^2$

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

Lunghezza libera di inflessione S_k

$S_{ky} = 1.00 \times 3.000 = 3.000\text{ m} = 3000\text{ mm}$

$S_{kz} = 0.10 \times 3.000 = 0.300\text{ m} = 300\text{ mm}$

Snellezza

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

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

$\sigma_{m, crit} = M_{ycrit} / W_y = n \sqrt{(E005 \cdot I_z \cdot G005 \cdot I_{tor}) / (L_{ef} \cdot W_y)} = 70.46\text{N/mm}^2$ (EC5 Eq.6.31)

$\sigma_{m, crit} = M_{ycrit} / W_y = n \sqrt{(E005 \cdot I_z \cdot G005 \cdot I_{tor}) / (L_{ef} \cdot W_y)} = 5707.56\text{N/mm}^2$ (EC5 Eq.6.31)

Tensioni critiche

$\sigma_{m, crity} = 70.46\text{ N/mm}^2$, $\lambda_{rel, my} = \sqrt{(f_{myk} / \sigma_{m, crity})} = 0.75$ (EC5 Eq.6.30)

$\sigma_{m, critz} = 5707.56\text{ N/mm}^2$, $\lambda_{rel, mz} = \sqrt{(f_{mzk} / \sigma_{m, critz})} = 0.08$ (EC5 Eq.6.30)

$\lambda_{rel, my} = 0.75$, ($0.75 < \lambda_{rel} \leq 1.40$, $K_{crit} = 1.56 - 0.75 \lambda_{relm}$), $K_{crity} = 0.99$ (EC5 Eq.6.34)

$\lambda_{rel, mz} = 0.08$, ($\lambda_{rel} \leq 0.75$), $K_{critz} = 1.00$ (EC5 Eq.6.34)

$\sigma_{myd} / (K_{crity} \cdot f_{myd}) + K_m \cdot \sigma_{mzd} / (K_{critz} \cdot f_{mzd}) = 0.200 + 0.000 = 0.20 < 1$ (EC5 Eq.6.33)

$K_m \cdot \sigma_{myd} / (K_{crity} \cdot f_{myd}) + \sigma_{mzd} / (K_{critz} \cdot f_{mzd}) = 0.140 + 0.000 = 0.14 < 1$ (EC5 Eq.6.33)

La verifica è soddisfatta