

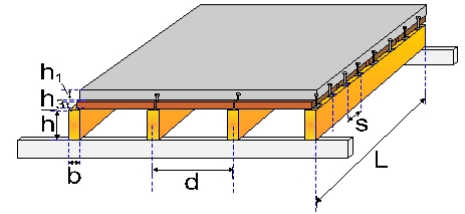
1. SOLAIO-03

Solaio legno-calcestruzzo

1.1. Descrizione tecnica

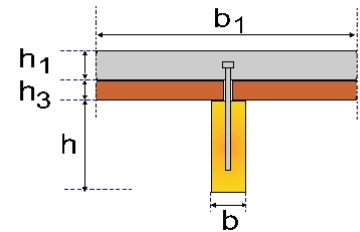
1.1.1. Tipologia costruttiva

Solaio misto legno-cemento
 Classe del legno : C24
 Classe del calcestruzzo: C25/30
 Luce delle travi : $L = 3.000\text{m}$
 Spessore soletta : $h_1 = 40\text{mm}$.
 Sezione delle travi : $B \times H = 63\text{mm} \times 200\text{mm}$.
 Interasse travi : 0.600 m



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
 EN1992-1-1:2004 Progettazione delle strutture di calcestruzzo
 EN1994-1-1:2000 Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo



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).

Le proprietà della sezione composita legno-cemento sono valutate secondo:
 UNI EN1995-1-1:2009, Allegato B

1.1.4. Proprietà dei materiali

Valori caratteristici del legname (NTC-DM2008, §4.4)

Classe del legno : C24
 Classe di servizio : Classe 1, umidità $\leq 12\%$ (NTC-DM2008, §4.4.5)
 $f_{mk} = 24.0\text{ MPa}$, $f_{t0k} = 14.0\text{ MPa}$, $f_{t90k} = 0.4\text{ MPa}$
 $f_{c0k} = 21.0\text{ MPa}$, $f_{c90k} = 2.5\text{ MPa}$, $f_{vk} = 4.0\text{ MPa}$
 $E_{0m} = 11000\text{ MPa}$, $E_{005} = 7400\text{ MPa}$, $E_{90m} = 370\text{ MPa}$
 $G_m = 690\text{ MPa}$, $\rho_k = 350\text{ Kg/m}^3$

Valori caratteristici del calcestruzzo (EC2 EN1992-1-1:2004, §3.1)

Classe del cls: C25/30, $f_{ck} = 25\text{ N/mm}^2$, $f_{cm} = 2.60\text{ N/mm}^2$, $E_{cm} = 30500\text{ N/mm}^2$
 $f_{cd} = 0.85 \times 25 / 1.50 = 14.17\text{ N/mm}^2$, $f_{ctmd} = 0.85 \times 3 / 1.50 = 1.47\text{ N/mm}^2$ (EC4 EN1994-1-1:2000, §4.4.1.4)
 Classe dell' acciaio: B450C

Valori caratteristici dei connettori

Diametro dei connettori $= 10.0\text{ mm}$, Resistenza a trazione $f_u = 500\text{ N/mm}^2$
 Interasse tra i connettori: $s_{min} = 100\text{ mm}$ ($0 - L/4$, $3L/4 - L$), $s_{max} = 300\text{ mm}$ ($L/4 - 3L/4$)
 $s_{ef} = 0.75 \times 100 + 0.25 \times 300 = 150\text{ mm}$ (UNI EN1995-1-1:2009, §9.1.3(2))

1.1.5. Carichi distribuiti sul solaio

Assito $G_e = 0.500 \text{ kN/m}^2$
 Peso proprio della soletta $G_b = 0.960 \text{ kN/m}^2$
 Peso proprio (isolamento-travi) $G_w = 0.100 \text{ kN/m}^2$
 Controsoffitto del solaio $G_c = 0.100 \text{ kN/m}^2$
 Somma dei carichi permanenti $G_e + G_b + G_w + G_c = G_s = 1.660 \text{ kN/m}^2$
 Carico di esercizio del solaio $Q_f = 2.000 \text{ kN/m}^2$

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

Carico permanente $G_k = 0.600 \times 1.660 = 0.996 \text{ kN/m}$
 Carico di esercizio $Q_k = 0.600 \times 2.000 = 1.200 \text{ kN/m}$

1.2. Resistenza di progetto dei connettori**1.2.1. Calcestruzzo, (EC4 EN1994-1-1:2000, §6.3.2.1)**

Rottura a taglio, $R_d = 0.8 f_u (n d^2 / 4) / \gamma_v = 25.13 \text{ kN}$ (EC4 EN1994-1-1:2000, Eq.6.13)
 Schiacciamento localizzato, $R_d = 0.23 d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm} / \gamma_v} = 17.96 \text{ kN}$ (EC4 EN1994-1-1:2000, Eq.6.14)
 $d = 10.0 \text{ mm}$, $f_u = 500 \text{ N/mm}^2$, $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$, $E_{cm} = 30500 \text{ N/mm}^2$, $\gamma_v = 1.25$

1.2.2. Legno, (UNI EN1995-1-1:2009, Eq.8.10.d)

$f_{hk} = 0.082 (1 - 0.01 d) p_k = 25.83 \text{ N/mm}^2$, ($p_k = 350 \text{ kg/m}^3$, $d = 10.0 \text{ mm}$) (EN1995-1-1 Eq.8.32)
 $M_{yrk} = 0.30 f_{uk} \cdot d^{2.6} = 0.30 \times 500 \times 10.0^{2.6} = 59716 \text{ Nmm}$ ($f_{uk} = 500 \text{ N/mm}^2$) (EN1995-1-1 Eq.8.30)
 $F_{vrk} = 2.30 \sqrt{M_{yrk} \cdot f_{hk} \cdot d} = 9.033 \text{ kN}$ (UNI EN1995-1-1:2009 Eq.8.10.d)

Classe di durata del carico: Permanente, $k_{mod} = 0.60$ $R_d = K_{mod} \cdot F_{vrk} / \gamma_M = 0.60 \times 9.033 / 1.50 = 3.613 \text{ kN}$
 Classe di durata del carico: Lunga, $k_{mod} = 0.70$ $R_d = K_{mod} \cdot F_{vrk} / \gamma_M = 0.70 \times 9.033 / 1.50 = 4.215 \text{ kN}$
 Classe di durata del carico: Media, $k_{mod} = 0.80$ $R_d = K_{mod} \cdot F_{vrk} / \gamma_M = 0.80 \times 9.033 / 1.50 = 4.818 \text{ kN}$

1.3. Stato limite ultimo (UNI EN1995-1-1:2009, §6)**1.3.1. Proprietà della sezione composita (UNI EN1995-1-1:2009 Allegato B)**

Largh. eff. flange, $b_1 = 2L/8 = 2 \times 3000/8 = 750 \text{ mm}$ e $b_1 \leq 600 \text{ mm}$. $b_1 = 600 \text{ mm}$ (EN1994-1-1, §2.2.21)
 $K_u = (2/3) \cdot K_{ser} = (2/3) (p_k)^{1.5} (d/23) = (2/3) \times (350)^{1.5} \times (10/23) = 8333 \text{ N/mm}$ (Tab. 4.2)
 Interasse effettivo tra i connettori $s_{ef} = 150 \text{ mm}$

$A_1 = 600 \times 40 = 24000 \text{ mm}^2$ $A_2 = 63 \times 200 = 12600 \text{ mm}^2$
 $I_1 = 600 \times 40^3 / 12 = 3.20 \text{ E}+006 \text{ mm}^4$ $I_2 = 63 \times 200^3 / 12 = 4.20 \text{ E}+007 \text{ mm}^4$
 $E_1 = 30500 \text{ N/mm}^2$ $E_2 = 11000 \text{ N/mm}^2$
 $\gamma_1 = 0.06$ $\gamma_2 = 1.00$
 $\alpha_1 = 104.3 \text{ mm}$ $\alpha_2 = 35.7 \text{ mm}$
 $E I_{ef} = 1.25 \text{ E}+012 \text{ Nmm}^2$

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

Peso proprio carichi $G_k = 0.996 \text{ kN/m}$, $\max V = 1.49 \text{ kN}$, $\max M = 1.12 \text{ kNm}$, $\max \Delta = 0.99 \text{ mm}$
 Azioni carichi $Q_k = 1.200 \text{ kN/m}$, $\max V = 1.80 \text{ kN}$, $\max M = 1.35 \text{ kNm}$, $\max \Delta = 1.20 \text{ mm}$

1.3.3. Azioni di progetto (UNI EN1995-1-1:2009, §6)

Carico [kN/m]	Azione	γ_g	γ_q	ψ_0
(G) Proprio $G_k = 0.996$	Permanente	1.30	0.00	1.00
(Qf) di esercizio $Q_k = 1.200$	Media	0.00	1.50	0.70

L.C.	Combinazione di carichi	Classe di durata	kmod	V/Kmod	M/Kmod
1	yg.G	Permanente	0.60	3.237	2.428
2	yg.G + yg.Qf	Media	0.80	5.803	4.352
	Valori massimi			5.803	4.352

1.3.4. Tensioni di progetto

Momento massimo $M=3.48$ kNm, Taglio massimo $V=4.64$ kN

Calcestruzzo

$\sigma_{cd} = \gamma_1 \cdot E_1 \cdot \alpha_1 \cdot M / (EI)_{ef} = 0.57$ N/mm² (UNI EN1995-1-1:2009, Eq.B.3a)

$\sigma_{md} = 0.5E_1 \cdot h_1 \cdot M_d / (EI)_{ef} = 1.70$ N/mm² (UNI EN1995-1-1:2009, Eq.B.3b)

$\sigma_{cd} = 0.57 + 1.70 = 2.27$ N/mm² < 14.17 N/mm² (compressione)

$\sigma_{td} = 1.70 - 0.57 = 1.12$ N/mm² < 1.47 N/mm² (trazione)

Legno

$\sigma_{cd} = \gamma_2 \cdot E_2 \cdot \alpha_2 \cdot M / (EI)_{ef} = 1.09$ N/mm² (UNI EN1995-1-1:2009, Eq.B.3a)

$\sigma_{md} = 0.5E_2 \cdot h_2 \cdot M_d / (EI)_{ef} = 3.06$ N/mm² (UNI EN1995-1-1:2009, Eq.B.3b)

$\tau_{2max} = 1.50 V_d / (b \cdot h) = 0.55$ N/mm² (UNI EN1995-1-1:2009, Eq.B.4)

$f_{md} = 0.80 \times 24.00 / 1.50 = 12.80$ N/mm²

$f_{td} = 0.80 \times 14.00 / 1.50 = 7.47$ N/mm²

$f_{vd} = 0.80 \times 4.00 / 1.50 = 2.13$ N/mm²

$\sigma_{td} / f_{td} + \sigma_{md} / f_{md} = 1.09 / 7.47 + 3.06 / 12.80 = 0.39$ < 1.00

$\tau_{2max} = 0.55$ N/mm² < 2.13 N/mm²

1.3.5. Progettazione del connettore

Interasse tra i connettori: $s_{min} = 100$ mm (0-L/4, 3L/4-L), $s_{max} = 300$ mm (L/4-3L/4)

$s_{ef} = 0.75 \times 100 + 0.25 \times 300 = 150$ mm (UNI EN1995-1-1:2009, §9.1.3(2))

$F_{ld} = \gamma_1 \cdot E_1 \cdot A_1 \cdot \alpha_1 \cdot s_1 \cdot V_d / (EI)_{ef}$ (UNI EN1995-1-1:2009, Eq.B.4)

$F_{ld} = 0.06 \times 30500 \times 24000 \times 104.33 \times 100.0 \times 4.64 / 1.25E+012 = 1.83$ kN < 4.82 kN

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

1.4.1. Proprietà della sezione composita (UNI EN1995-1-1:2009 Allegato B)

Largh. eff. flange, $b_1 = 2L/8 = 2 \times 3000/8 = 750$ mm e $b_1 \leq 600$ mm. $b_1 = 600$ mm (EN1994-1-1, §2.2.21)

$K_{ser} = (\rho_k)^{1.5} (d/23) = (350)^{1.5} (10/23) = 12500$ N/mm (UNI EN1995-1-1:2009, Tab. 4.2)

Interasse effettivo tra i connettori $s_{ef} = 150$ mm

$A_1 = 600 \times 40 = 24000$ mm²

$A_2 = 63 \times 200 = 12600$ mm²

$I_1 = 600 \times 40^3 / 12 = 3.20E+006$ mm⁴

$I_2 = 63 \times 200^3 / 12 = 4.20E+007$ mm⁴

$E_1 = 30500$ N/mm²

$E_2 = 11000$ N/mm²

$\gamma_1 = 0.09$

$\gamma_2 = 1.00$

$\alpha_1 = 93.5$ mm

$\alpha_2 = 46.5$ mm

$E I_{ef} = 1.46E+012$ Nmm²

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

Peso proprio carichi $G_k = 0.996$ kN/m, $\max V = 1.49$ kN, $\max M = 1.12$ kNm, $\max \Delta = 0.87$ mm

Azioni carichi $Q_k = 1.200$ kN/m, $\max V = 1.80$ kN, $\max M = 1.35$ kNm, $\max \Delta = 1.05$ mm

1.4.3. Deformazione a flessione a metà trave (EC5 §7.2)

Carico [kN/m]	u[mm]	Azione	ψ_0	ψ_1	ψ_2	Kdef
(G) Proprio $G_k = 0.996$	0.874	Permanente	1.00	1.00	1.00	0.60
(Qf) di esercizio $Q_k = 1.200$	1.053	Media	0.70	0.50	0.30	0.60

Combinazione di carico	w.inst	w.fin [mm]
1 G	0.874	1.398
2 Q1	1.053	1.242
3 G + Q1	1.926	2.640

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 = 1.926 mm, w.fin = 2.640 mm

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

w.inst = 1.926 mm < L/300=3000/300= 10.000 mm

w.net,fin = 2.640 mm < L/250=3000/250= 12.000 mm

w.fin = 2.640 mm < L/150=3000/150= 20.000 mm

La verifica è soddisfatta

1.5. Stato finale

Modulo elastico finale del calcestruzzo (EC4 EN1994-1-1:2000, §3.1.4.2(4))

$E1,fin=E_{cm}/2=30500/2=15250 \text{ N/mm}^2$

Modulo elastico finale del legno (UNI EN1995-1-1:2009, §2.3.2.2)

$E2,fin=E_o,meam/(1+\psi_2 \cdot Kdef)=11000/(1+0.50 \times 0.60)=8462 \text{ N/mm}^2$

$Kser,fin=Kser/(1+\psi_2 \cdot Kdef)=12500.000/(1+0.50 \times 0.60)=9615.385 \text{ N/mm}$

1.5.1. Proprietà della sezione composita (UNI EN1995-1-1:2009 Allegato B)

Largh. eff. flange, $b1=2L/8=2 \times 3000/8=750 \text{ mm}$ e $b1 \leq 600 \text{ mm}$. $b1=600 \text{ mm}$ (EN1994-1-1, §2.2.21)

$Ku=(2/3) \cdot Kser=(2/3) \times (9615)=6410 \text{ N/mm}$

Interasse effettivo tra i connettori $sef=150 \text{ mm}$

$A1=600 \times 40=24000 \text{ mm}^2$

$A2=63 \times 200=12600 \text{ mm}^2$

$I1=600 \times 40^3/12=3.20E+006 \text{ mm}^4$

$I2=63 \times 200^3/12=4.20E+007 \text{ mm}^4$

$E1=15250 \text{ N/mm}^2$

$E2=8462 \text{ N/mm}^2$

$\gamma1=0.10$

$\gamma2=1.00$

$\alpha1=105.2 \text{ mm}$

$\alpha2=34.8 \text{ mm}$

$EI_{ef}=9.23E+011 \text{ Nmm}^2$

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

Peso proprio carichi $G_k=0.996 \text{ kN/m}$, $\max V=1.49 \text{ kN}$, $\max M=1.12 \text{ kNm}$, $\max \Delta=1.29 \text{ mm}$

Azioni carichi $Q_k=1.200 \text{ kN/m}$, $\max V=1.80 \text{ kN}$, $\max M=1.35 \text{ kNm}$, $\max \Delta=1.56 \text{ mm}$

1.5.3. Azioni di progetto (UNI EN1995-1-1:2009, §6)

Carico [kN/m]	Azione	γ_g	γ_q	ψ_0
(G) Proprio $G_k = 0.996$	Permanente	1.30	0.00	1.00
(Qf) di esercizio $Q_k = 1.200$	Media	0.00	1.50	0.70

L.C.	Combinazione di carichi	Classe di durata	kmod	V/Kmod	M/Kmod
1	yg.G	Permanente	0.60	3.237	2.428
2	yg.G + yg.Qf	Media	0.80	5.803	4.352
	Valori massimi			5.803	4.352

1.5.4. Tensioni di progetto

Momento massimo $M=3.48$ kNm, Taglio massimo $V=4.64$ kN

Calcestruzzo

$\sigma_{cd} = \gamma_1 \cdot E_1 \cdot \alpha_1 \cdot M / (EI)_{ef} = 0.58$ N/mm² (UNI EN1995-1-1:2009, Eq.B.3a)

$\sigma_{md} = 0.5 E_1 \cdot h_1 \cdot M_d / (EI)_{ef} = 1.15$ N/mm² (UNI EN1995-1-1:2009, Eq.B.3b)

$\sigma_{cd} = 0.58 + 1.15 = 1.73$ N/mm² < 14.17 N/mm² (compressione)

$\sigma_{td} = 1.15 - 0.58 = 0.57$ N/mm² < 1.47 N/mm² (trazione)

Legno

$\sigma_{cd} = \gamma_2 \cdot E_2 \cdot \alpha_2 \cdot M / (EI)_{ef} = 1.11$ N/mm² (UNI EN1995-1-1:2009, Eq.B.3a)

$\sigma_{md} = 0.5 E_2 \cdot h_2 \cdot M_d / (EI)_{ef} = 3.19$ N/mm² (UNI EN1995-1-1:2009, Eq.B.3b)

$\tau_{2max} = 1.50 \cdot V_d / (b \cdot h) = 0.55$ N/mm² (UNI EN1995-1-1:2009, Eq.B.4)

$f_{md} = 0.80 \times 24.00 / 1.50 = 12.80$ N/mm²

$f_{td} = 0.80 \times 14.00 / 1.50 = 7.47$ N/mm²

$f_{vd} = 0.80 \times 4.00 / 1.50 = 2.13$ N/mm²

$\sigma_{td} / f_{td} + \sigma_{md} / f_{md} = 1.11 / 7.47 + 3.19 / 12.80 = 0.40$ < 1.00

$\tau_{2max} = 0.55$ N/mm² < 2.13 N/mm²

1.5.5. Progettazione del connettore

Interasse tra i connettori: $s_{min} = 100$ mm ($0 < L/4$, $3L/4 < L$), $s_{max} = 300$ mm ($L/4 < L/2$)

$s_{ef} = 0.75 \times 100 + 0.25 \times 300 = 150$ mm (UNI EN1995-1-1:2009, §9.1.3(2))

$F_{ld} = \gamma_1 \cdot E_1 \cdot A_1 \cdot \alpha_1 \cdot s_1 \cdot V_d / (EI)_{ef}$ (UNI EN1995-1-1:2009, Eq.B.4)

$F_{ld} = 0.10 \times 15250 \times 24000 \times 105.24 \times 100.0 \times 4.64 / 9.23 \times 10^{11} = 1.86$ kN < 4.82 kN