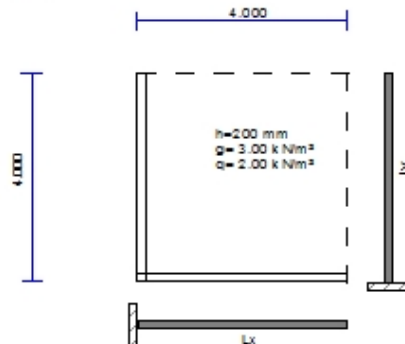


1. PIASTRA-04

Soletta a piastra appoggiata su 2 lati

(EC2 EN1992-1-1:2004, UNI EN1990-1-1:2004,)

C40/50 - B450C



Classe del CA : C40/50-B450C (EC2 §3)
 Classe di esposizione ambientale : XC2 (EC2 §4.4.1)
 Copriferro : Cnom=30 mm (EC2 §4.4.1)
 Peso CLS : 25.0 kN/m³
 $\gamma_c=1.50$, $\gamma_s=1.15$ (EC2 Tabella 2.1N)
 $f_{cd}=\alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \times 40 / 1.50 = 22.67$ MPa (EC2 §3.1.6)
 $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 450 / 1.15 = 391$ MPa (EC2 §3.2.7)



1.1. Dimensioni e carichi

Spessore della soletta $h=0.200$ m, Luci $L_x=4.000$ m, $L_y=4.000$ m
 Carichi sulla soletta: permanente $g=(5.00+3.00)=8.00$ kN/m², variabile $q=2.00$ kN/m²
 Fattori parziali di sicurezza per l'azioni: $\gamma_G=1.30$, $\gamma_Q=1.50$ (EC0 Annessi A1)
 Combinazioni delle azioni variabili : $\psi_0=0.70$, $\psi_1=0.60$, $\psi_2=0.30$
 Spessore efficace della sezione $d=h-d_1$, $d_1=C_{nom}+\varnothing/2=30+10/2=35$ mm, $d=200-35=165$ mm

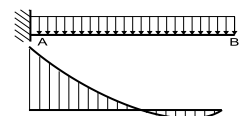
Metodo di analisi: Czerny F., "Tafeln für vierseitig und dreiseitig gelagerte Rechteckplatten", Beton Kalender 1983, Berlin, Ernst Sohn, 1983

1.2. Stato limite ultimo (SLU), Progettazione per flessione (EC2 EN1992-1-1:2004, §6.1, §9.3.1)

Carico (STR) $q_{ed}=\gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot q = 1.30g + 1.50q = 1.30 \times 8.00 + 1.50 \times 2.00 = 13.40$ kN/m

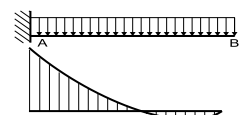
1.2.1. Direzione dell'analisi sulla soletta x-x, $L_x=4.00$ m

Momento alla luce $M_{edsp}=0.0320 \times (1.30 \times 8.00 + 1.50 \times 2.00) \times 4.000^2 = 6.86$ kNm/m
 Momento all'appoggio $M_{edsup}=-0.2350 \times (1.30 \times 8.00 + 1.50 \times 2.00) \times 4.000^2 = -50.38$ kNm/m
 Reazioni $V_{sg}=0.500 \times 8.00 \times 4.000 = 16.00$, $V_{sq}=0.500 \times 2.00 \times 4.000 = 4.00$ kN/m



1.2.2. Direzione dell'analisi sulla soletta y-y, $L_y=4.00$ m

Momento alla luce $M_{edsp}=0.0320 \times (1.30 \times 8.00 + 1.50 \times 2.00) \times 4.000^2 = 6.86$ kNm/m
 Momento all'appoggio $M_{edsup}=-0.2350 \times (1.30 \times 8.00 + 1.50 \times 2.00) \times 4.000^2 = -50.38$ kNm/m
 Reazioni $V_{sg}=0.500 \times 8.00 \times 4.000 = 16.00$, $V_{sq}=0.500 \times 2.00 \times 4.000 = 4.00$ kN/m



1.3. Stato limite ultimo (SLU), Progettazione per flessione

(EC2 EN1992-1-1:2004, §6.1, §9.3.1)

Med= 6.86kNm/m, d=165mm, Kd= 6.30 x/d=0.04 $\epsilon_c/\epsilon_{sl}=-0.7/20.0$ ks=2.59, **As= 1.08cm²/m**
 Med= 6.86kNm/m, d=155mm, Kd= 5.92 x/d=0.04 $\epsilon_c/\epsilon_{sl}=-0.8/20.0$ ks=2.59, **As= 1.15cm²/m**
 Med=-50.38kNm/m, d=165mm, Kd= 2.32 x/d=0.11 $\epsilon_c/\epsilon_{sl}=-2.6/20.0$ ks=2.68, **As= 8.18cm²/m**
 Med=-50.38kNm/m, d=165mm, Kd= 2.32 x/d=0.11 $\epsilon_c/\epsilon_{sl}=-2.6/20.0$ ks=2.68, **As= 8.18cm²/m**

Armatura minima della soletta, $A_s \geq 0.26bd \cdot f_{ctm}/f_{yk}$, ($A_s = 3.34\text{cm}^2/\text{m}$) (EC2 §9.3.1)
 minima armatura principale Ø10/23.5 (3.34cm²/m), secondaria Ø 8/15.0 (3.35cm²/m)

Armatura della luce: x-x Ø10/23.5 (3.34cm²/m), (strato inferiore)
 y-y Ø10/23.5 (3.34cm²/m)
Armatura sui supporti: Sinistra Ø10/9.5 (8.26cm²/m)
 Destra Ø 8/45.0 (1.12cm²/m)
 Basso Ø10/9.5 (8.26cm²/m)
 Alto Ø 8/45.0 (1.12cm²/m)

1.4. Stato limite ultimo (SLU), Progettazione per rottura a tagli

(EC2 EN1992-1-1:2004, §6.2, §9.2.2)

Forze di taglio massime alla distanza d dalla sezione di appoggio maxV=25.69 kN/m
Resistenza a taglio senza armatura a taglio V_{rdc} (EC2 §6.2.2)
 $V_{rdc} = [C_{rdc} \cdot k \cdot (100\rho_l \cdot f_{ck})^{0.33} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$ (EC2 Eq.6.2.a)
 $V_{rdc} \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$ (EC2 Eq.6.2.b)
 $C_{rdc} = 0.18/\gamma_c = 0.18/1.50 = 0.120$, $f_{ck} = 40.00\text{MPa}$, $b_w = 1000\text{mm}$, $d = 165\text{mm}$
 $k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2$, $k = 2.00$, $k_1 = 0.15$
 $\rho_l = A_{s1}/(b_w \cdot d) = 826/(1000 \times 165) = 0.0050$
 $v_{min} = 0.035 \cdot k^{1.50} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0.63\text{N/mm}^2$ (EC2 Eq.6.3N)
 $V_{rd,c(min)} = 0.001 \times (0.63) \times 1000 \times 165 = 103.95\text{kN/m}$
 $V_{rdc} = 0.001 \times [0.120 \times 2.00 \times (0.50 \times 40.00)^{0.33}] \times 1000 \times 165 = 107.49\text{kN/m}$
 $V_{ed} = 25.69\text{ kN/m} \leq V_{rdc} = 107.49\text{ kN/m}$, **V_{ed} < V_{rdc} armatura a taglio non necessaria**

1.5. Stato limite di Esercizio (SLE)

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7)

$L = 4.000\text{m}$, $b = 1.000\text{m}$, $h = 0.200\text{m}$, $d = 0.165\text{m}$
 Carico (combinazione quasi-permanente) $q_{ed} = g + \psi_2 \cdot q = 8.00 + 0.30 \times 2.00 = 8.60\text{ kN/m}$
 $L_x = L_y$, $L_{eff} = 4.000\text{m}$, $Med = (8.60/13.40) \times 50.38 = 32.34\text{ kNm/m}$, $Med(SLS) = 32.34\text{ kNm/m}$
 Coefficiente di deformazione finale $\phi(\infty, t_0) = 1.68$ (EC2 §3.1.4, Annessi B)
 Tensione di ritiro totale $\epsilon_{cs} = -0.30 \sigma_o / \sigma_o$
 $\gamma_c = 1.00$, $\gamma_s = 1.00$ (EC2 §2.4.2.4.2)
 Modulo elasticità del calcestruzzo $E_{cm} = 35\text{GPa}$, $E_{c,eff} = 35/(1+1.68) = 13.06\text{GPa} = 13060\text{MPa}$ (EC2 Eq.7.20)
 Modulo elasticità dell'acciaio $E_s = 200\text{GPa} = 200000\text{MPa}$
 Rapporto modulare $\alpha_e = E_s/E_c = 200/35.00 = 5.71$, effettivo $\alpha_e = E_s/E_{c,eff} = 200/13.06 = 15.31$
 Armatura di tensione: Ø10/95
 Rapporto di armature $\rho = A_{s1}/(b \cdot d) = 826/(1000 \times 165) = 0.005$

1.5.1. Stato I (sezione non fessurata) (SLE)

Rigidezza flessionale della sezione non fessurata, $EI = (200/15.31) \times (0.001 \times 0.667) = 8709\text{ kNm}^2$
 $S = A_s \cdot z_{sl} = (0.001)^2 \times 826 \times 0.065 = (0.001) \times 0.054\text{ m}^3$ (EC2 Eq.7.21)
 Curvatura dovuta al momento $1/r_M = 32.336/8709 = (0.001) \times 3.713\text{ (1/m)}$
 Curvatura dovuta al ritiro $1/r_{cs} = (0.001 \times 0.30) \times 15.310 \times (0.054/0.667) = (0.001) \times 0.370\text{ (1/m)}$
 Curvatura totale $1/r = (0.001) \times 3.713 + (0.001) \times 0.370 = (0.001) \times 4.083\text{ (1/m)}$
 Momento di fessurazione, $M_{cr} = f_{ctm} \cdot (I/y_2) = 3.5 \times (0.667/0.100) = 23.33\text{ kNm}$

1.5.2. Stato II (sezione completamente fessurata) (SLE)

$\rho = A_s/(b \cdot d) = 0.005$, $n \cdot \rho = 15.31$, $n \cdot \rho = 0.077$, $\xi = 0.605$, $\alpha = 0.322$, $x = \alpha \cdot d = 0.053\text{m}$
 Rigidezza flessionale della sezione completamente fessurata, $EI = \xi \cdot E_s \cdot A_s \cdot d^2 = 0.605 \times 200 \times 826 \times 0.165^2 = 27$
 $S = A_s \cdot z_{sl} = (0.001)^2 \times 826 \times 0.112 = (0.001) \times 0.092\text{ m}^3$ (EC2 Eq.7.21)
 Curvatura dovuta al momento $1/r_M = 32.336/2721 = (0.001) \times 11.883\text{ (1/m)}$
 Curvatura dovuta al ritiro $1/r_{cs} = (0.001 \times 0.30) \times 15.310 \times (0.092/0.208) = (0.001) \times 0.636\text{ (1/m)}$
 Curvatura totale $1/r = (0.001) \times 11.883 + (0.001) \times 0.636 = (0.001) \times 12.519\text{ (1/m)}$
 $Med = 32.34\text{ kNm}$, $\epsilon_c/\epsilon_s = 0.63/1.33$, $x = 53\text{mm}$, $\sigma_s = 266\text{ N/mm}^2$

1.5.3. Verifica deformazione senza calcolo (SLE)

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.4.2)

$$1/d = K[11 + 1.5 \sqrt{f_{ck}(\rho_o/\rho) + 3.2 \sqrt{f_{ck}(\rho_o/\rho - 1)^{3/2}}}] = 10.30 \quad (\text{EC2 Eq.7.16a})$$

$$f_{ck} = 40.00 \text{ N/mm}^2, \rho_o = 0.001x \quad \sqrt{40.00} = 0.006, \rho = 0.005, \rho' = 0.000, \rho \leq \rho_o, K = 0.4$$

$$1/d = (310/\sigma_s) \times (1/d), \sigma_s = 266 \text{ N/mm}^2, 1/d = (310/266) \times 10.30 = 12.02 \quad (\text{EC2 Eq.7.17})$$

$$l_{eff}/d = 4.000/0.165 = 24.24 > 12.02, \text{ Luce/profondità sopra i limiti}$$

1.5.4. Verifica deformazione da calcolo (SLE)

(EN1992-1-1, §7.4.3)

$$\zeta = 1 - 0.50 \cdot (M_{cr}/M_{ed})^2 = 1 - 0.50 \times (23.33/32.34)^2 = 0.74 \quad (\text{Eq.7.19})$$

$$\text{Curvatura finale } (1/r) = 0.74 \times (0.001 \times 12.519) + (1 - 0.74) \times (0.001 \times 4.083) = (0.001) \times 10.323 \text{ (1/m)} \quad (\text{Eq.7.18})$$

$$f = k \cdot l_{eff}^2 \cdot (1/r) = 0.2500 \times 4.000^2 \times 10.323 = 41.3 \text{ mm}$$

$$f = 41.29 > 1000 \times 4.000 / 250 = 16.0 \text{ mm, Deformazione sopra i limiti}$$

1.5.5. Area minima di armatura (SLE)

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.2)

$$\text{Aree minime di armatura } A_{s,min} = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct} / \sigma_s \quad (\text{EC2 Eq.7.1})$$

$$b = 1.000 \text{ m, } b_{eff} = 1.000 \text{ m, } h = 0.200 \text{ m, } d = 0.165 \text{ m, } x = 0.053 \text{ m, } \emptyset = 10 \text{ mm}$$

$$N_{ed} = 0.00 \text{ kN, } \sigma_c = (N_{ed}/bh) = 0.0 \text{ N/mm}^2, \sigma_s = 266 \text{ N/mm}^2$$

$$A_{ct} = (h - x) \cdot b = (200 - 53) \times 1000 = 146846 \text{ mm}^2$$

$$\max(h, b_l) = 0 \text{ mm, } f_{ctm} = 3.50 \text{ N/mm}^2, A_{c,eff} = 146846 \text{ mm}^2, k = 1.00, k_c = 0.40, k_l = 1.50$$

$$\text{Armatura minima, } A_{s,min} = 0.40 \times 1.00 \times 3.50 \times 146846 / 266 = 773 \text{ mm}^2/\text{m}$$

1.5.6. Controllo delle fessurazioni senza calcolo diretto (SLE)

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.4)

$$\text{larghezza fessura } w_k = 0.3 \text{ mm (XC2), tensione acciaio } \sigma_s = 266 \text{ N/mm}^2, \Phi^* = 13 \text{ mm, max } s = 168 \text{ mm} \quad (\text{EC2 T.7.2N})$$

$$\emptyset s = \emptyset^* (f_{ctm}/2.9) [k_c \cdot h_{cr} / (2(h-d))] = 9 \text{ mm} \quad (\text{EC2 Eq.7.6N})$$

$$f_{ctm} = 3.50 \text{ N/mm}^2, k_c = 0.40, h_{cr} = 0.5 \times 200 = 100 \text{ mm, } h = 200 \text{ mm, } d = 165 \text{ mm}$$

$$\text{Diametro massimo del ferro } \emptyset = 9 \text{ mm, passo massimo del ferro } s = 168 \text{ mm}$$

$$\text{Passo del ferro } s = 95 \leq 168 \text{ mm, Passo del ferro sotto il limite}$$

1.5.7. Calcolo dell'ampiezza della fessurazione (SLE)

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.3)

$$w_k = s_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) \quad (\text{EC2 Eq.7.8})$$

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [\sigma_s - k_t \cdot (f_{ct,eff}/\rho_{eff}) (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})] / E_s \geq 0.6 \sigma_s / E_s \quad (\text{EC2 Eq.7.9})$$

$$\sigma_s = 266 \text{ N/mm}^2, \text{ carico a breve termine: } \alpha_e = 5.71, k_t = 0.6, \text{ carico a lungo termine: } \alpha_e = 15.31, k_t = 0.4$$

$$A_{c,eff} = 0.333 (h - x) b = 0.333 \times (200 - 53) \times 1000 = 48900 \text{ mm}^2 \quad (\text{§7.3.2.3})$$

$$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff} = 826 / 48900 = 0.017$$

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [266 - 0.4 \times (3.5 / 0.017) (1 + 15.31 \times 0.017)] / 200 = 0.81 \text{ o/o} \geq 0.6 \times 266 / 200 = 0.80 \text{ o/o}$$

$$s_{r,max} = k_3 \cdot C_{nom} + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \emptyset / \rho_{eff} \quad (\text{EC2 Eq.7.11})$$

$$\emptyset = 10 \text{ mm, } k_1 = 0.8, k_2 = (e_1 + e_2) / 2e_1 = 0.5, k_3 = 3.4, k_4 = 0.425$$

$$s_{r,max} = 3.4 \times 30.00 + 0.8 \times 0.5 \times 0.425 \times 10 / 0.017 = 202.64 \text{ mm}$$

$$w_k = s_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = 202.64 \times 0.001 \times 0.81 = 0.16 \text{ mm}$$

$$w_k = 0.16 \text{ mm} \leq 0.30 \text{ mm} = w_{max}, \text{ Classe di esposizione ambientale: XC2, Ampiezza della fessurazione e}$$

1.6. Distinta barre di armatura

Num	tipo	Barre di armatura [mm]	quant	\emptyset	g/m [kg/m]	lunghe [m]	peso [kg]
1	①	4320	17	10	0.617	4.320	45.31
2	①	4320	17	10	0.617	4.320	45.31
3	⑨	1220 140	42	10	0.617	2.580	66.86
4	②	2360	9	8	0.395	3.720	13.22
5	⑨	1220 140	42	10	0.617	2.580	66.86
6	②	2360	9	8	0.395	3.720	13.22

Peso totale [kg]

250.78

