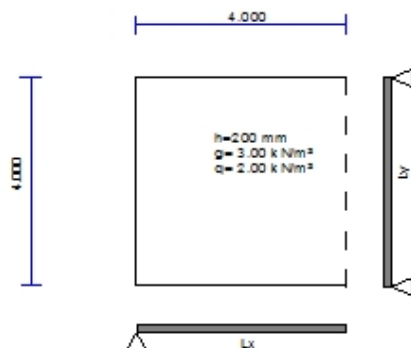


1. PIASTRA-03

Soletta a piastra appoggiata su 3 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

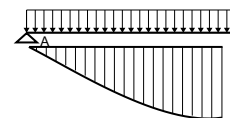
Metodo di analisi: Czerny F., "Tafeln für vierseitig und dreiseitig gelagerte Rechteckplatten", Beton Kalender 1983, Berlin, Ernst Sohn, 1983
 $L_y/L_x=4.000/4.000=1.00$, Tabella 3.2.1

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

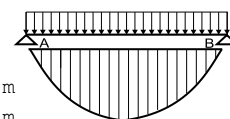
1.2.1. Direzione dell'analisi sulla soletta x-x, $L_x=4.00$ m

Momento all'appoggio $M_{ed, supA} = M_{ed, supB} = 0$ kNm/m
 Momento alla luce $M_{ed, span} = (1.30 \times 8.00 + 1.50 \times 2.00) \times 4.000^2 / 54.48 = 3.94$ kNm/m
 Reazioni permanente, $V_{gA} = 8.00 \times 4.000 / 2.72 = 11.76$ $V_{gB} = 0.00$ kN/m
 Reazioni variabili, $V_{qA} = 2.00 \times 4.000 / 2.72 = 2.94$ $V_{qB} = 0.00$ kN/m



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

Momento all'appoggio $M_{ed, supA} = M_{ed, supB} = 0$ kNm/m
 Momento alla luce $M_{ed, span} = (1.30 \times 8.00 + 1.50 \times 2.00) \times 4.000^2 / 9.77 = 21.94$ kNm/m
 Reazioni permanente, $V_{gA} = 8.00 \times 4.000 / 2.10 = 15.24$ $V_{gB} = 8.00 \times 4.000 / 2.10 = 15.24$ kN/m
 Reazioni variabili, $V_{qA} = 2.00 \times 4.000 / 2.10 = 3.81$ $V_{qB} = 2.00 \times 4.000 / 2.10 = 3.81$ kN/m



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

(EC2 EN1992-1-1:2004, §6.1, §9.3.1)

Med= 3.94kNm/m, d=155mm, Kd= 7.81 x/d=0.03 $\epsilon_c/\epsilon_{sl}=-0.6/20.0$ ks=2.58, **As= 0.66cm²/m**
 Med= 21.94kNm/m, d=165mm, Kd= 3.52 x/d=0.07 $\epsilon_c/\epsilon_{sl}=-1.4/20.0$ ks=2.62, **As= 3.49cm²/m**

Armatura minima della soletta, $A_s \geq 0.26bd \cdot f_{ctm}/f_{yk}$, (As= 3.13cm²/m) (EC2 §9.3.1)
 minima armatura principale Ø10/25.0 (3.14cm²/m), secondaria Ø 8/16.0 (3.14cm²/m)

Armatura della luce: **x-x** Ø10/25.0 (3.14cm²/m)
y-y Ø10/22.5 (3.49cm²/m), (strato inferiore)
Armatura sui supporti: **Sinistra** Ø 8/45.0 (1.12cm²/m)
Destra Ø 8/45.0 (1.12cm²/m)
Basso Ø 8/45.0 (1.12cm²/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=24.42 kN/m
 Resistenza a taglio senza armatura a taglio V_{rdc} (EC2 §6.2.2)
 $V_{rdc} = [Cr_{dc} \cdot k \cdot (100\rho_l \cdot f_{ck})^{0.33} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$ (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)
 $Cr_{dc} = 0.18/\gamma_c = 0.18/1.50 = 0.120$, $f_{ck} = 40.00\text{MPa}$, $b_w = 1000\text{mm}$, $d = 165\text{mm}$
 $k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2$, $k = 2.00$, $k_1 = 0.15$
 $\rho_l = A_{sl}/(b_w \cdot d) = 175/(1000 \times 165) = 0.0011$
 $v_{min} = 0.035 \cdot k^{1.50} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0.63\text{N/mm}^2$ (EC2 Eq.6.3N)
 $V_{rdc}(\min) = 0.001 \times (0.63) \times 1000 \times 165 = 103.95\text{kN/m}$
 $V_{rdc} = 0.001 \times [0.120 \times 2.00 \times (0.11 \times 40.00)^{0.33}] \times 1000 \times 165 = 64.89$, $V_{rdc} = V_{rdc}(\min) = 103.95\text{kN/m}$
 $V_{ed} = 24.42\text{ kN/m} \leq V_{rdc} = 103.95\text{ kN/m}$, **Ved <= Vrdc armatura a taglio non necessaria**

1.5. Stato limite di Esercizio (SLE)

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7)

L=4.000m, b=1.000m, h=0.200m, d=0.165m
 Carico (combinazione quasi-permanente) $q_{ed} = g + \psi_2 \cdot q = 8.00 + 0.30 \times 2.00 = 8.60\text{ kN/m}$
 $L_{eff} = 4.000\text{m}$, Med=(8.60/13.40) x 21.94=14.08 kNm/m, Med(SLS)=14.08 kNm/m
 Coefficiente di deformazione finale $\phi(\infty, t_0) = 1.88$ (EC2 §3.1.4, Annessi B)
 Tensione di ritiro totale $\epsilon_{cs} = -0.30\text{o/o}$
 $\gamma_c = 1.00$, $\gamma_s = 1.00$ (EC2 §2.4.2.4.2)
 Modulo elasticità del calcestruzzo $E_{cm} = 35\text{GPa}$, $E_{c,eff} = 35/(1+1.88) = 12.15\text{GPa} = 12150\text{MPa}$ (EC2 Eq.7.20)
 Modulo elasticità dell'acciaio $E_s = 200\text{GPa} = 200000\text{MPa}$
 Rapporto modulare $\alpha_e = E_s/E_{c,eff} = 200/12.15 = 5.71$, effettivo $\alpha_e = E_s/E_{c,eff} = 200/12.15 = 16.46$
 Armatura di tensione: Ø10/225
 Rapporto di armature $\rho = A_{sl}/(b \cdot d) = 349/(1000 \times 165) = 0.002$

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

Rigidezza flessionale della sezione non fessurata, $EI = (200/16.46) \times (0.001 \times 0.667) = 8100\text{ kNm}^2$
 $S = A_s \cdot z_{sl} = (0.001)^2 \times 349 \times 0.065 = (0.001) \times 0.023\text{ m}^3$ (EC2 Eq.7.21)
 Curvatura dovuta al momento $1/r_M = 14.084/8100 = (0.001) \times 1.739\text{ (1/m)}$
 Curvatura dovuta al ritiro $1/r_{cs} = (0.001 \times 0.30) \times 16.460 \times (0.023/0.667) = (0.001) \times 0.168\text{ (1/m)}$
 Curvatura totale $1/r = (0.001) \times 1.739 + (0.001) \times 0.168 = (0.001) \times 1.907\text{ (1/m)}$
 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)

$\rho = A_s/(b \cdot d) = 0.002$, $n = \alpha_e = 16.46$, $n \cdot \rho = 0.033$, $\xi = 0.716$, $\alpha = 0.226$, $x = \alpha \cdot d = 0.037\text{m}$
 Rigidezza flessionale della sezione completamente fessurata, $EI = \xi \cdot E_s \cdot A_s \cdot d^2 = 0.716 \times 200 \times 349 \times 0.165^2 = 13$
 $S = A_s \cdot z_{sl} = (0.001)^2 \times 349 \times 0.128 = (0.001) \times 0.045\text{ m}^3$ (EC2 Eq.7.21)
 Curvatura dovuta al momento $1/r_M = 14.084/1361 = (0.001) \times 10.352\text{ (1/m)}$
 Curvatura dovuta al ritiro $1/r_{cs} = (0.001 \times 0.30) \times 16.460 \times (0.045/0.112) = (0.001) \times 0.330\text{ (1/m)}$
 Curvatura totale $1/r = (0.001) \times 10.352 + (0.001) \times 0.330 = (0.001) \times 10.682\text{ (1/m)}$
 Med=14.08 kNm, $\epsilon_c/\epsilon_s = 0.39/1.32$, $x = 37\text{mm}$, $\sigma_s = 264\text{ N/mm}^2$

1.5.3. Verifica deformazione senza calcolo (SLE)

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.4.2)

$$l/d = K[11 + 1.5 \sqrt{f_{ck}(\rho_o/\rho) + 3.2 \sqrt{f_{ck}(\rho_o/\rho - 1)^{3/2}}}] = 105.35 \quad (\text{EC2 Eq.7.16a})$$

$$f_{ck} = 40.00 \text{ N/mm}^2, \rho_o = 0.001x \quad \sqrt{40.00} = 0.006, \rho = 0.002, \rho' = 0.000, \rho \leq \rho_o, K = 1.0$$

$$l/d = (310/\sigma_s) \times (l/d), \sigma_s = 264 \text{ N/mm}^2, l/d = (310/264) \times 105.35 = 123.48 \quad (\text{EC2 Eq.7.17})$$

$$l_{eff}/d = 4.000/0.165 = 24.24 \leq 123.48, \quad \text{Luce/profondità entro i limiti}$$

1.5.4. Verifica deformazione da calcolo (SLE)

(EN1992-1-1, §7.4.3)

$$M_{ed} = 14.08 < 0.70 \times M_{cr} = 0.70 \times 23.33 = 16.33 \text{ kNm}, \zeta = 0.00 \quad (\text{Eq.7.19})$$

$$\text{Curvatura finale } (1/r) = 0.00x(0.001 \times 10.682) + (1 - 0.00) \times (0.001 \times 1.907) = (0.001) \times 1.907 (1/m) \quad (\text{Eq.7.18})$$

$$\beta = (M_a + M_b)/M_c = (0.00 + 0.00)/21.94 = 0.00, k = 0.104(1 - 0.00/10) = 0.1040$$

$$f = k \cdot l_{eff}^2 \cdot (1/r) = 0.1040 \times 4.000^2 \times 1.907 = 3.2 \text{ mm}$$

$$f = 3.17 \leq 1000 \times 4.000/250 = 16.0 \text{ mm}, \quad \text{Deformazione entro i limiti}$$

1.5.5. Area minima di armatura (SLE)

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.2)

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

$$b = 1.000 \text{ m}, b_{eff} = 1.000 \text{ m}, h = 0.200 \text{ m}, d = 0.165 \text{ m}, x = 0.037 \text{ m}, \emptyset = 10 \text{ mm}$$

$$N_{ed} = 0.00 \text{ kN}, \sigma_c = (N_{ed}/bh) = 0.0 \text{ N/mm}^2, \sigma_s = 264 \text{ N/mm}^2$$

$$A_{ct} = (h - x) \cdot b = (200 - 37) \times 1000 = 162747 \text{ mm}^2$$

$$\max(h, b) = 0 \text{ mm}, f_{ctm} = 3.50 \text{ N/mm}^2, A_{c,eff} = 162747 \text{ mm}^2, k = 1.00, k_c = 0.40, k_1 = 1.50$$

$$\text{Armatura minima, } A_{s,min} = 0.40 \times 1.00 \times 3.50 \times 162747 / 264 = 861 \text{ mm}^2/\text{m}$$

1.5.6. Controllo delle fessurazioni senza calcolo diretto (SLE)

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.4)

$$\text{larghezza fessura } w_k = 0.3 \text{ mm (XC2)}, \text{ tensione acciaio } \sigma_s = 264 \text{ N/mm}^2, \Phi^* = 14 \text{ mm}, \max s = 169 \text{ mm} \quad (\text{EC2 T.7.2N})$$

$$\emptyset s = \emptyset^* (f_{ctm}/2.9) [k_c \cdot h_{cr} / (2(h-d))] = 10 \text{ mm} \quad (\text{EC2 Eq.7.6N})$$

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

$$\text{Diametro massimo del ferro } \emptyset = 10 \text{ mm}, \text{ passo massimo del ferro } s = 169 \text{ mm}$$

$$\text{Diametro del ferro } \emptyset = 10 \leq 10 \text{ mm}, \quad \text{Diametro del ferro sotto il limite max}$$

1.5.7. Calcolo dell'ampiezza della fessurazione (SLE)

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.3)

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

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

$$\sigma_s = 264 \text{ N/mm}^2, \text{ carico a breve termine: } \alpha_e = 5.71, k_t = 0.6, \text{ carico a lungo termine: } \alpha_e = 16.46, k_t = 0.4$$

$$A_{c,eff} = 0.333(h - x)b = 0.333 \times (200 - 37) \times 1000 = 54195 \text{ mm}^2 \quad (\text{§7.3.2.3})$$

$$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff} = 349 / 54195 = 0.006$$

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [264 - 0.4 \times (3.5/0.006) (1 + 16.46 \times 0.006)] / 200 = 0.12 \text{ o/o} \geq 0.6 \times 264 / 200 = 0.79 \text{ o/o}$$

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

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

$$s_{r,max} = 3.4 \times 30.00 + 0.8 \times 0.5 \times 0.425 \times 10 / 0.006 = 365.99 \text{ mm}$$

$$w_k = s_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = 365.99 \times 0.001 \times 0.79 = 0.29 \text{ mm}$$

$$w_k = 0.29 \text{ mm} \leq 0.30 \text{ mm} = w_{max}, \text{ Classe di esposizione ambientale: XC2}, \quad \text{Ampiezza della fessurazione e}$$

1.6. Distinta barre di armatura

Num	tipo	Barre di armatura [mm]	quant	Ø	g/m [kg/m]	lunghe [m]	peso [kg]
1	①	4320	16	10	0.617	4.320	42.65
2	①	4320	18	10	0.617	4.320	47.98
3	⑨	1180 140 1180	9	8	0.395	2.500	8.89
4	②	2360	9	8	0.395	3.680	13.08
5	②	2360	9	8	0.395	3.680	13.08
6	②	2360	9	8	0.395	3.680	13.08

Peso totale [kg]**138.76**