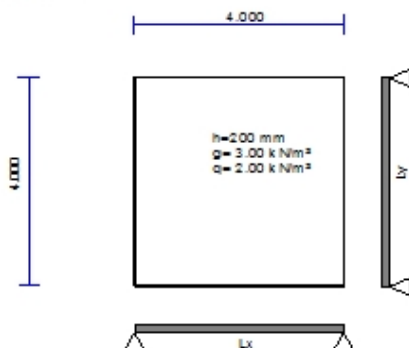


## 1. PIASTRA-01

### Soletta a piastra

(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  $d=h-d_1$ ,  $d_1=C_{nom}+\varnothing/2=30+12/2=36$ mm,  $d=200-36=164$ mm

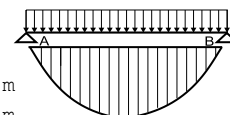
Metodo di analisi: Czerny F., "Tafeln für vierseitig und dreiseitig gelagerte Rechteckplatten", Beton Kalender 1983, Berlin, Ernst Sohn, 1983  
 $L_y/L_x=4.000/4.000=1.00$ , Tabella 2.2.1

### 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

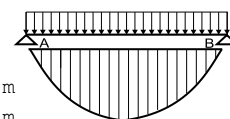
#### 1.2.1. Direzione dell'analisi sulla soletta x-x, $L_x=4.00$ m

Momento all'appoggio  $M_{ed, supA} = M_{ed, supB} = 0$  kNm/m  
 Momento alla luce  $M_{ed, span} = (1.30 \times 8.00 + 1.50 \times 2.00) \times 4.000^2 / 27.20 = 7.88$  kNm/m  
 Reazioni permanente,  $V_{gA} = 8.00 \times 4.000 / 2.19 = 14.61$   $V_{gB} = 8.00 \times 4.000 / 2.19 = 14.61$  kN/m  
 Reazioni variabili,  $V_{qA} = 2.00 \times 4.000 / 2.19 = 3.65$   $V_{qB} = 2.00 \times 4.000 / 2.19 = 3.65$  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  $M_{ed, span} = (1.30 \times 8.00 + 1.50 \times 2.00) \times 4.000^2 / 27.20 = 7.88$  kNm/m  
 Reazioni permanente,  $V_{gA} = 8.00 \times 4.000 / 2.19 = 14.61$   $V_{gB} = 8.00 \times 4.000 / 2.19 = 14.61$  kN/m  
 Reazioni variabili,  $V_{qA} = 2.00 \times 4.000 / 2.19 = 3.65$   $V_{qB} = 2.00 \times 4.000 / 2.19 = 3.65$  kN/m



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

(EC2 EN1992-1-1:2004, §6.1, §9.3.1)

Med= 7.88kNm/m, d=164mm, Kd= 5.84 x/d=0.04  $\epsilon_c/\epsilon_{sl}=-0.8/20.0$  ks=2.59, **As= 1.25cm<sup>2</sup>/m**  
 Med= 7.88kNm/m, d=152mm, Kd= 5.41 x/d=0.04  $\epsilon_c/\epsilon_{sl}=-0.9/20.0$  ks=2.59, **As= 1.35cm<sup>2</sup>/m**

Armatura minima della soletta,  $As \geq 0.26bd \cdot f_{ctm}/f_{yk}$ , (As= 3.07cm<sup>2</sup>/m) (EC2 §9.3.1)  
 minima armatura principale Ø12/36.5 ( 3.10cm<sup>2</sup>/m), secondaria Ø 8/16.0 ( 3.14cm<sup>2</sup>/m)

**Armatura della luce:** **x-x** Ø12/36.5 ( 3.10cm<sup>2</sup>/m), (strato inferiore)  
**y-y** Ø12/36.5 ( 3.10cm<sup>2</sup>/m)  
**Armatura sui supporti:** **Sinistra** Ø 8/45.0 ( 1.12cm<sup>2</sup>/m)  
**Destra** Ø 8/45.0 ( 1.12cm<sup>2</sup>/m)  
**Basso** Ø 8/45.0 ( 1.12cm<sup>2</sup>/m)  
**Alto** Ø 8/45.0 ( 1.12cm<sup>2</sup>/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=23.38 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)  
 $Cr_{dc} = 0.18/\gamma_c = 0.18/1.50 = 0.120$ ,  $f_{ck} = 40.00\text{MPa}$ ,  $b_w = 1000\text{mm}$ ,  $d = 164\text{mm}$   
 $k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2$ ,  $k = 2.00$ ,  $k_1 = 0.15$   
 $\rho_l = A_{sl}/(b_w \cdot d) = 155/(1000 \times 164) = 0.0009$   
 $v_{min} = 0.035 \cdot k^{1.50} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0.63\text{N/mm}^2$  (EC2 Eq.6.3N)  
 $V_{rd, c(min)} = 0.001 \times (0.63) \times 1000 \times 164 = 103.32\text{kN/m}$   
 $V_{rdc} = 0.001 \times [0.120 \times 2.00 \times (0.09 \times 40.00)^{0.33}] \times 1000 \times 164 = 60.32$ ,  $V_{rdc} = V_{rdc(min)} = 103.32\text{kN/m}$   
 $V_{ed} = 23.38\text{ kN/m} \leq V_{rdc} = 103.32\text{ kN/m}$ , **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=0.164m  
 Carico (combinazione quasi-permanente)  $q_{ed} = g + \psi_2 \cdot q = 8.00 + 0.30 \times 2.00 = 8.60\text{ kN/m}$   
 $L_x = L_y$ ,  $L_{eff} = 4.000\text{m}$ ,  $Med = (8.60/13.40) \times 7.88 = 5.06\text{ kNm/m}$ ,  $Med(SLS) = 5.06\text{ kNm/m}$   
 Coefficiente di deformazione finale  $\phi(\infty, to) = 1.90$  (EC2 §3.1.4, Annessi B)  
 Tensione di ritiro totale  $\epsilon_{cs} = -0.30\text{‰}$   
 $\gamma_c = 1.00$ ,  $\gamma_s = 1.00$  (EC2 §2.4.2.4.2)  
 Modulo elasticità del calcestruzzo  $E_{cm} = 35\text{GPa}$ ,  $E_{c, eff} = 35/(1+1.90) = 12.07\text{GPa} = 12070\text{MPa}$  (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  $\alpha_e = E_s/E_{c, eff} = 200/12.07 = 16.57$   
 Armatura di tensione: Ø12/365  
 Rapporto di armature  $\rho = A_{sl}/(b \cdot d) = 310/(1000 \times 164) = 0.002$

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

Rigidezza flessionale della sezione non fessurata,  $EI = (200/16.57) \times (0.001 \times 0.667) = 8047\text{ kNm}^2$   
 $S = A_{sl} \cdot z_{sl} = (0.001)^2 \times 310 \times 0.064 = (0.001) \times 0.020\text{ m}^3$  (EC2 Eq.7.21)  
 Curvatura dovuta al momento  $1/r_M = 5.059/8047 = (0.001) \times 0.629\text{ (1/m)}$   
 Curvatura dovuta al ritiro  $1/r_{cs} = (0.001 \times 0.30) \times 16.570 \times (0.020/0.667) = (0.001) \times 0.148\text{ (1/m)}$   
 Curvatura totale  $1/r = (0.001) \times 0.629 + (0.001) \times 0.148 = (0.001) \times 0.777\text{ (1/m)}$   
 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)**

$\rho = A_{sl}/(b \cdot d) = 0.002$ ,  $n = \alpha_e = 16.57$ ,  $n \cdot \rho = 0.033$ ,  $\xi = 0.715$ ,  $\alpha = 0.226$ ,  $x = \alpha \cdot d = 0.037\text{m}$   
 Rigidezza flessionale della sezione completamente fessurata,  $EI = \xi \cdot E_s \cdot A_{sl} \cdot d^2 = 0.715 \times 200 \times 310 \times 0.164^2 = 11$   
 $S = A_{sl} \cdot z_{sl} = (0.001)^2 \times 310 \times 0.127 = (0.001) \times 0.039\text{ m}^3$  (EC2 Eq.7.21)  
 Curvatura dovuta al momento  $1/r_M = 5.059/1193 = (0.001) \times 4.242\text{ (1/m)}$   
 Curvatura dovuta al ritiro  $1/r_{cs} = (0.001 \times 0.30) \times 16.570 \times (0.039/0.099) = (0.001) \times 0.293\text{ (1/m)}$   
 Curvatura totale  $1/r = (0.001) \times 4.242 + (0.001) \times 0.293 = (0.001) \times 4.535\text{ (1/m)}$   
 $Med = 5.06\text{ kNm}$ ,  $\epsilon_c/\epsilon_s = 0.16/0.54$ ,  $x = 37\text{mm}$ ,  $\sigma_s = 108\text{ N/mm}^2$

**1.5.3. Verifica deformazione senza calcolo (SLE)**

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.4.2)

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

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

$$l/d = (310/\sigma_s) \times (l/d), \sigma_s = 108 \text{ N/mm}^2, l/d = (310/108) \times 105.35 = 303.44 \quad (\text{EC2 Eq.7.17})$$

$$l_{eff}/d = 4.000/0.164 = 24.39 \leq 303.44, \quad \text{Luce/profondità entro i limiti}$$

**1.5.4. Verifica deformazione da calcolo (SLE)**

(EN1992-1-1, §7.4.3)

$$M_{ed} = 5.06 < 0.70 \times M_{cr} = 0.70 \times 23.33 = 16.33 \text{ kNm}, \zeta = 0.00 \quad (\text{Eq.7.19})$$

$$\text{Curvatura finale } (1/r) = 0.00x(0.001 \times 4.535) + (1 - 0.00) \times (0.001 \times 0.777) = (0.001) \times 0.777 \text{ (1/m)} \quad (\text{Eq.7.18})$$

$$\beta = (M_a + M_b)/M_c = (0.00 + 0.00)/7.88 = 0.00, k = 0.104(1 - 0.00/10) = 0.1040$$

$$f = k \cdot l_{eff}^2 \cdot (1/r) = 0.1040 \times 4.000^2 \times 0.777 = 1.3 \text{ mm}$$

$$f = 1.29 \leq 1000 \times 4.000/250 = 16.0 \text{ mm}, \quad \text{Deformazione entro i limiti}$$

**1.5.5. Area minima di armatura (SLE)**

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.2)

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

$$b = 1.000 \text{ m}, b_{eff} = 1.000 \text{ m}, h = 0.200 \text{ m}, d = 0.164 \text{ m}, x = 0.037 \text{ m}, \emptyset = 12 \text{ mm}$$

$$N_{ed} = 0.00 \text{ kN}, \sigma_c = (N_{ed}/bh) = 0.0 \text{ N/mm}^2, \sigma_s = 108 \text{ N/mm}^2$$

$$A_{ct} = (h - x) \cdot b = (200 - 37) \times 1000 = 162865 \text{ mm}^2$$

$$\max(h, b_l) = 0 \text{ mm}, f_{ctm} = 3.50 \text{ N/mm}^2, A_{c,eff} = 162865 \text{ mm}^2, k = 1.00, k_c = 0.40, k_l = 1.50$$

$$\text{Armatura minima, } A_{s,min} = 0.40 \times 1.00 \times 3.50 \times 162865 / 108 = 2119 \text{ mm}^2/\text{m}$$

**1.5.6. Controllo delle fessurazioni senza calcolo diretto (SLE)**

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.4)

$$\text{larghezza fessura } w_k = 0.3 \text{ mm (XC2)}, \text{ tensione acciaio } \sigma_s = 108 \text{ N/mm}^2, \Phi^* = 25 \text{ mm}, \max s = 250 \text{ mm} \quad (\text{EC2 T.7.2N})$$

$$\emptyset s = \emptyset^* (f_{ctm}/2.9) [k_c \cdot h_{cr} / (2(h - d))] = 17 \text{ mm} \quad (\text{EC2 Eq.7.6N})$$

$$f_{ctm} = 3.50 \text{ N/mm}^2, k_c = 0.40, h_{cr} = 0.5 \times 200 = 100 \text{ mm}, h = 200 \text{ mm}, d = 164 \text{ mm}$$

$$\text{Diametro massimo del ferro } \emptyset = 17 \text{ mm}, \text{ passo massimo del ferro } s = 250 \text{ mm}$$

$$\text{Diametro del ferro } \emptyset = 12 \leq 17 \text{ mm}, \quad \text{Diametro del ferro sotto il limite max}$$

**1.5.7. Calcolo dell'ampiezza della fessurazione (SLE)**

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.3)

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

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

$$\sigma_s = 108 \text{ N/mm}^2, \text{ carico a breve termine: } \alpha_e = 5.71, k_t = 0.6, \text{ carico a lungo termine: } \alpha_e = 16.57, k_t = 0.4$$

$$A_{c,eff} = 0.333(h - x)b = 0.333 \times (200 - 37) \times 1000 = 54234 \text{ mm}^2 \quad (\text{§7.3.2.3})$$

$$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff} = 310 / 54234 = 0.006$$

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [108 - 0.4 \times (3.5/0.006) (1 + 16.57 \times 0.006)] / 200 = -0.80 \text{ o/o} \geq 0.6 \times 108 / 200 = 0.32 \text{ o/o}$$

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

$$\emptyset = 12 \text{ mm}, k_1 = 0.8, k_2 = (e_1 + e_2) / 2e_1 = 0.5, k_3 = 3.4, k_4 = 0.425$$

$$s_{r,max} = 3.4 \times 30.00 + 0.8 \times 0.5 \times 0.425 \times 12 / 0.006 = 458.89 \text{ mm}$$

$$w_k = s_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = 458.89 \times 0.001 \times 0.32 = 0.15 \text{ mm}$$

$$w_k = 0.15 \text{ mm} \leq 0.30 \text{ mm} = w_{max}, \text{ Classe di esposizione ambientale: XC2}, \quad \text{Ampiezza della fessurazione e}$$

**1.6. Distinta barre di armatura**

Num	tipo	Barre di armatura [mm]	quant	Ø	g/m [kg/m]	lunghe [m]	peso [kg]
1	①	4380	11	12	0.888	4.380	42.78
2	①	4380	11	12	0.888	4.380	42.78
3	②	2360	9	8	0.395	2.360	8.39
4	②	2360	9	8	0.395	2.360	8.39
5	②	2360	9	8	0.395	2.360	8.39
6	②	2360	9	8	0.395	2.360	8.39

**Peso totale [kg]****119.12**