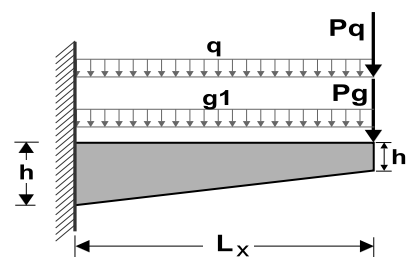


## 1. SBALZO-01

### Soletta monodimensionale a mensola

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

Classe del CA : C25/30-B450C (EC2 §3)  
 Classe di esposizione ambientale : XC2 (EC2 §4.4.1)  
 Copriferro :  $C_{nom}=30$  mm (EC2 §4.4.1)  
 Peso CLS :  $25.0$  kN/m<sup>3</sup>  
 $\gamma_c=1.50$ ,  $\gamma_s=1.15$  (EC2 Tabella 2.1N)  
 $f_{cd}=\alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \times 25 / 1.50 = 14.17$  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

Soletta a mensola, luce libera  $L_x=1.200$  m, lunghezza trasversale  $L_y=1.000$  m  
 Spessore della soletta, all'appoggio  $h=0.200$  m, all'estremità libera  $h_1=0.180$  m  
 Carichi sulla soletta: permanente  $g=(4.75+1.50)=6.25$  kN/m<sup>2</sup>, variabile  $q=2.00$  kN/m<sup>2</sup>  
 carichi concentrati all'estremità libera,  $P_g=1.00$  kN/m,  $P_q=1.20$  kN/m  
 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  $d=h-d_1$ ,  $d_1=C_{nom}+\phi/2=30+10/2=35$ mm,  $d=200-35=165$ mm  
 Carico (STR)  $q_{ed}=\gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot q = 1.30 \times 6.25 + 1.50 \times 2.00 = 11.13$  kN/m

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

Momento agli appoggi  $M = -0.5 \times (1.30 \times 6.25 + 1.50 \times 2.00) \times 1.20^2 - (1.30 \times 1.00 + 1.50 \times 1.20) \times 1.20 = -11.73$  kNm/m  
 Forza di taglio  $V = (1.30 \times 6.25 + 1.50 \times 2.00) \times 1.20 + 1.30 \times 1.00 + 1.50 \times 1.20 = 16.45$  kN/m  
 Reazione  $V_g A = 1.30 \times (6.25 \times 1.20 + 1.00) = 11.05$  kN/m,  $V_q A = 1.50 \times (2.00 \times 1.20 + 1.20) = 5.40$  kN/m

Armatura della soletta (EC2 EN1992-1-1:2004, §6.1, §9.3.1)

$M_{ed} = -11.73$  kNm/m,  $d=165$ mm,  $K_d = 4.82 \times d/0.06 \times \epsilon_{c2}/\epsilon_{s1} = -1.3/20.0$   $k_s = 2.61$ ,  **$A_s = 1.86$  cm<sup>2</sup>/m**  
 Armatura minima della soletta,  $A_s \geq 0.26 b d \cdot f_{ctm} / f_{yk}$ , ( $A_s = 2.48$  cm<sup>2</sup>/m) (EC2 §9.3.1)  
 minima armatura principale  $\phi 10/31.5$  (2.49 cm<sup>2</sup>/m), secondaria  $\phi 8/45.0$  (1.12 cm<sup>2</sup>/m)

**Armatura principale  $\phi 10/31.5$  (2.49 cm<sup>2</sup>/m) (alto), secondario  $\phi 8/45.0$  (1.12 cm<sup>2</sup>/m)**

### 1.3. 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  $\max V = 14.61$  kN/m  
 Resistenza a taglio senza armatura a taglio  $V_{rdc}$  (EC2 §6.2.2)  
 $V_{rdc} = [C_{rdc} \cdot k \cdot (100 \rho_1 \cdot f_{ck})^{0.33} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$  (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)  
 $C_{rdc} = 0.18 / \gamma_c = 0.18 / 1.50 = 0.120$ ,  $f_{ck} = 25.00$  MPa,  $b_w = 1000$  mm,  $d = 165$  mm  
 $k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2$ ,  $k = 2.00$ ,  $k_1 = 0.15$   
 $\rho_1 = A_{s1} / (b_w \cdot d) = 249 / (1000 \times 165) = 0.0015$   
 $v_{min} = 0.035 \cdot k^{1.50} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0.49$  N/mm<sup>2</sup> (EC2 Eq.6.3N)  
 $V_{rd,c(min)} = 0.001 \times (0.49) \times 1000 \times 165 = 80.85$  kN/m  
 $V_{rdc} = 0.001 \times [0.120 \times 2.00 \times (0.15 \times 25.00)^{0.33}] \times 1000 \times 165 = 61.52$ ,  $V_{rdc} = V_{rdc(min)} = 80.85$  kN/m  
 $V_{ed} = 14.61$  kN/m  $\leq V_{rdc} = 80.85$  kN/m,  **$V_{ed} \leq V_{rdc}$  armatura a taglio non necessaria**

#### 1.4. Stato limite di Esercizio (SLE)

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7)

$L=1.200\text{m}$ ,  $b=1.000\text{m}$ ,  $h=0.200\text{m}$ ,  $d=0.165\text{m}$   
 Carico (combinazione quasi-permanente)  $q_{ed}=g+\psi_2 \cdot q=6.25+0.30 \times 2.00=6.85 \text{ kN/m}$   
 $L_{eff}=1.200\text{m}$ ,  $M_{ed}=(6.85/11.13) \times 11.73=-7.22 \text{ kNm/m}$ ,  $M_{ed}(SLS)=-7.22 \text{ kNm/m}$   
 Coefficiente di deformazione finale  $\phi(\infty, t_0)=2.70$  (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  $E_{cm}=31\text{GPa}$ ,  $E_{c,eff}=31/(1+2.70)=8.24\text{GPa}=8240\text{MPa}$  (EC2 Eq.7.20)  
 Modulo elasticità dell'acciaio  $E_s=200\text{GPa}=200000\text{MPa}$   
 Rapporto modulare  $\alpha_e=E_s/E_c=200/30.50=6.56$ , effettivo  $\alpha_{e,eff}=E_s/E_{c,eff}=200/8.24=24.27$   
 Armatura di tensione:  $\emptyset 10/315$   
 Rapporto di armature  $\rho=A_s/(b \cdot d)=249/(1000 \times 165)=0.002$

##### 1.4.1. Stato I (sezione non fessurata) (SLE)

Rigidezza flessionale della sezione non fessurata,  $EI=(200/24.27) \times (0.001 \times 0.667)=5494 \text{ kNm}^2$   
 $S=A_s \cdot z_{sl}=(0.001)^2 \times 249 \times 0.065=(0.001) \times 0.016 \text{ m}^3$  (EC2 Eq.7.21)  
 Curvatura dovuta al momento  $1/r_M=7.223/5494=(0.001) \times 1.315 \text{ (1/m)}$   
 Curvatura dovuta al ritiro  $1/r_{cs}=(0.001 \times 0.30) \times 24.270 \times (0.016/0.667)=(0.001) \times 0.177 \text{ (1/m)}$   
 Curvatura totale  $1/r=(0.001) \times 1.315+(0.001) \times 0.177=(0.001) \times 1.491 \text{ (1/m)}$   
 Momento di fessurazione,  $M_{cr}=f_{ctm} \cdot (I/y_2)=2.6 \times (0.667/0.100)=17.33 \text{ kNm}$

##### 1.4.2. Stato II (sezione completamente fessurata) (SLE)

$\rho=A_s/(b \cdot d)=0.002$ ,  $n=\alpha_e=24.27$ ,  $n \cdot \rho=0.049$ ,  $\xi=0.668$ ,  $\alpha=0.267$ ,  $x=\alpha \cdot d=0.044\text{m}$   
 Rigidezza flessionale della sezione completamente fessurata,  $EI=\xi \cdot E_s \cdot A_s \cdot d^2=0.668 \times 200 \times 249 \times 0.165^2=90$   
 $S=A_s \cdot z_{sl}=(0.001)^2 \times 249 \times 0.121=(0.001) \times 0.030 \text{ m}^3$  (EC2 Eq.7.21)  
 Curvatura dovuta al momento  $1/r_M=7.223/906=(0.001) \times 7.975 \text{ (1/m)}$   
 Curvatura dovuta al ritiro  $1/r_{cs}=(0.001 \times 0.30) \times 24.270 \times (0.030/0.110)=(0.001) \times 0.329 \text{ (1/m)}$   
 Curvatura totale  $1/r=(0.001) \times 7.975+(0.001) \times 0.329=(0.001) \times 8.304 \text{ (1/m)}$   
 $M_{ed}=7.22 \text{ kNm}$ ,  $\epsilon_c/\epsilon_s=0.35/0.96$ ,  $x=44\text{mm}$ ,  $\sigma_s=193 \text{ N/mm}^2$

##### 1.4.3. Verifica deformazione senza calcolo (SLE)

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.4.2)

$1/d=K[11+1.5 \sqrt{f_{ck}(\rho_0/\rho)}+3.2 \sqrt{f_{ck}(\rho_0/\rho-1)}^{3/2}]=23.66$  (EC2 Eq.7.16a)  
 $f_{ck}=25.00\text{N/mm}^2$ ,  $\rho_0=0.001$ ,  $\sqrt{25.00}=0.005$ ,  $\rho=0.002$ ,  $\rho'=0.000$ ,  $\rho \leq \rho_0$ ,  $K=0.4$   
 $1/d=(310/\sigma_s) \times (1/d)$ ,  $\sigma_s=193 \text{ N/mm}^2$ ,  $1/d=(310/193) \times 23.66=38.01$  (EC2 Eq.7.17)  
 $l_{eff}/d=1.200/0.165=7.27 \leq 38.01$ , **Luce/profondità entro i limiti**

##### 1.4.4. Verifica deformazione da calcolo (SLE)

(EN1992-1-1, §7.4.3)

$M_{ed}=7.22 < 0.70 \times M_{cr}=0.70 \times 17.33=12.13 \text{ kNm}$ ,  $\zeta=0.00$  (Eq.7.19)  
 Curvatura finale  $(1/r)=0.00 \times (0.001 \times 8.304) + (1-0.00) \times (0.001 \times 1.491)=(0.001) \times 1.491 \text{ (1/m)}$  (Eq.7.18)  
 $f=k \cdot L_{eff}^2 \cdot (1/r)=0.2500 \times 1.200^2 \times 1.491=0.5 \text{ mm}$   
 $f=0.54 \leq 1000 \times 1.200/250=4.8 \text{ mm}$ , **Deformazione entro i limiti**

##### 1.4.5. Area minima di armatura (SLE)

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.2)

Aree minime di armatura  $A_{s,min}=k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}/\sigma_s$  (EC2 Eq.7.1)  
 $b=1.000\text{m}$ ,  $b_{eff}=1.000\text{m}$ ,  $h=0.200\text{m}$ ,  $d=0.165\text{m}$ ,  $x=0.044\text{m}$ ,  $\emptyset=10\text{mm}$   
 $N_{ed}=0.00\text{kN}$ ,  $\sigma_c=(N_{ed}/bh)=0.0\text{N/mm}^2$ ,  $\sigma_s=193\text{N/mm}^2$   
 $A_{ct}=(h-x) \cdot b=(200-44) \times 1000=155979 \text{ mm}^2$   
 $\max(h, b_l)=0\text{mm}$ ,  $f_{ctm}=2.60\text{N/mm}^2$ ,  $A_{c,eff}=155979\text{mm}^2$ ,  $k=1.00$ ,  $k_c=0.40$ ,  $k_l=1.50$   
 Armatura minima,  $A_{s,min}=0.40 \times 1.00 \times 2.60 \times 155979/193=841\text{mm}^2/\text{m}$

##### 1.4.6. Controllo delle fessurazioni senza calcolo diretto (SLE)

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.4)

larghezza fessura  $w_k=0.3\text{mm}$  (XC2), tensione acciaio  $\sigma_s=193\text{N/mm}^2$ ,  $\Phi^*=25\text{mm}$ ,  $\max s=250\text{mm}$  (EC2 T.7.2N)  
 $\emptyset_s=\emptyset \cdot (f_{ctm}/2.9) [k_c \cdot h_{cr}/(2(h-d))]=13\text{mm}$  (EC2 Eq.7.6N)  
 $f_{ctm}=2.60\text{N/mm}^2$ ,  $k_c=0.40$ ,  $h_{cr}=0.5 \times 200=100\text{mm}$ ,  $h=200\text{mm}$ ,  $d=165\text{mm}$   
 Diametro massimo del ferro  $\emptyset=13 \text{ mm}$ , passo massimo del ferro  $s=250 \text{ mm}$   
 Diametro del ferro  $\emptyset=10 \leq 13 \text{ mm}$ , **Diametro del ferro sotto il limite max**

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

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.3)

$$w_k = s_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

(EC2 Eq.7.8)

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

(EC2 Eq.7.9)

$$\sigma_s = 193 \text{ N/mm}^2, \text{ carico a breve termine: } \alpha_e = 6.56, k_t = 0.6, \text{ carico a lungo termine: } \alpha_e = 24.27, k_t = 0.4$$

$$A_{ceff} = 0.333 (h - x) b = 0.333 \times (200 - 44) \times 1000 = 51941 \text{ mm}^2$$

(\$7.3.2.3)

$$\rho_{eff} = A_s / A_{ceff} = 249 / 51941 = 0.005$$

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [193 - 0.4 \times (2.6 / 0.005) (1 + 24.27 \times 0.005)] / 200 = -0.25 \text{ o/o} \geq -0.6 \times 193 / 200 = -0.58 \text{ o/o}$$

$$s_{r,max} = k_3 \cdot C_{nom} + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \sigma_s / \rho_{eff}$$

(EC2 Eq.7.11)

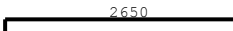
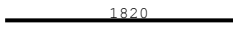
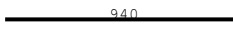
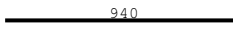
$$\sigma_s = 10 \text{ mm}, k_1 = 0.8, k_2 = (e_1 + e_2) / 2e_1 = 0.5, k_3 = 3.4, k_4 = 0.425$$

$$s_{r,max} = 3.4 \times 30.00 + 0.8 \times 0.5 \times 0.425 \times 10 / 0.005 = 456.62 \text{ mm}$$

$$w_k = s_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = 456.62 \times 0.001 \times 0.58 = 0.26 \text{ mm}$$

$$w_k = 0.26 \text{ mm} \leq 0.30 \text{ mm} = w_{max}, \text{ Classe di esposizione ambientale: XC2, Ampiezza della fessurazione e}$$

**1.5. Distinta barre di armatura**

Num	tipo	Barre di armatura [mm]	quant	Ø	g/m [kg/m]	lunghe [m]	peso [kg]
1	4	120 	2	10	0.617	2.770	3.42
2	2		2	10	0.617	1.820	2.25
3	5		3	8	0.395	0.940	1.11
4	6		3	8	0.395	0.940	1.11
<b>Peso totale [kg]</b>							<b>7.89</b>

