

9.3.4 Muri di sostegno in calcestruzzo armato

ESEMPIO SVOLTO

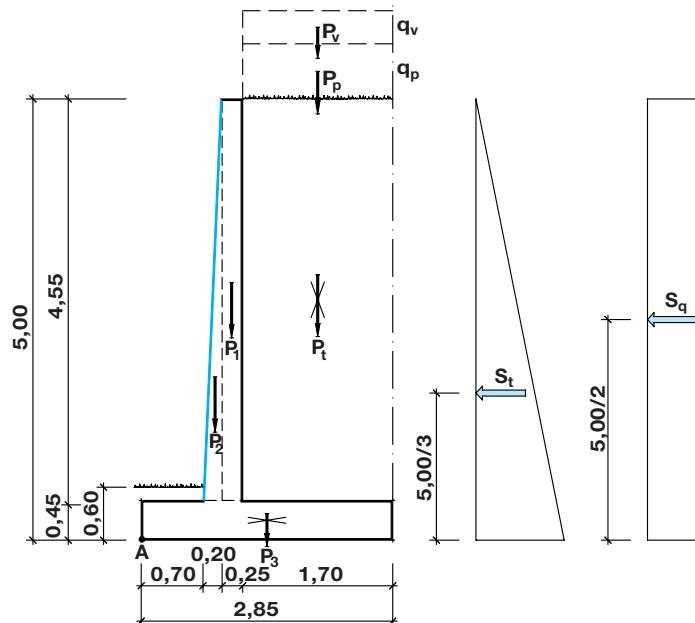
1

Seguendo le prescrizioni delle N.T.C. 2008 effettuare le verifiche agli SLU di ribaltamento, di scorrimento sul piano di posa e di collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno per il muro di sostegno in c.a. riportato in **figura**. Sul terrapieno gravano i carichi permanente portato non strutturale $q_p = 6,00 \text{ kN/m}^2$ (completamente definito) e variabile $q_v = 4,00 \text{ kN/m}^2$.

Il piano di fondazione è stato individuato alla profondità $D = 0,60 \text{ m}$.

I valori caratteristici dei parametri geotecnici del terreno sono:

- angolo di attrito interno $\varphi = 35^\circ$;
- peso per unità di volume $\gamma = 18,00 \text{ kN/m}^3$;
- coesione $c = 0$.



Essendo il carico permanente portato q_p non strutturale completamente definito, la normativa stabilisce che si possono adottare per questa tipologia gli stessi coefficienti parziali delle azioni permanenti.

Verifica allo SLU di ribaltamento (tipo EQU)

Questo stato limite viene trattato come uno stato limite di equilibrio di corpo rigido e si deve applicare la Combinazione (EQU + M2 + R2).

1. Momento spingente di calcolo $M_{sd} = E_d$ (sfavorevole)

Ai valori caratteristici dei parametri geotecnici vengono applicati i coefficienti parziali γ_M (M2) [tab. 5, paragrafo 8.1.2], per ottenere i relativi valori di calcolo con i quali vengono calcolate le spinte; queste devono essere moltiplicate per i coefficienti parziali γ_F (EQU) [tab. 4, paragrafo 8.1.2], per ottenere le spinte di calcolo e quindi si determinano i relativi momenti spingenti rispetto al punto A; si ha:

$$\text{angolo di attrito interno: } \varphi' = \arctg \frac{\tan \varphi}{\gamma_{\varphi'}} = \arctg \frac{\tan 35^\circ}{1,25} \approx 29^\circ,26$$

$$\text{peso per unità di volume del terreno: } \gamma' = \frac{\gamma}{\gamma_y} = \frac{18,00}{1,0} = 18,00 \text{ kN/m}^3$$

9.3.4 Muri di sostegno in calcestruzzo armato

Valori caratteristici delle spinte S (kN)	Coefficienti parziali γ_F (sfavorevoli)	Valori di calcolo delle spinte S_d (kN)	Distanze dal punto A (m)	Momenti spingenti (kN m)
Spinta del terreno $S_t = \frac{1}{2} \cdot \gamma'_t \cdot h^2 \cdot \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\Phi'}{2}\right) =$ $= \frac{1}{2} \times 18 \times 5,00^2 \cdot \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{29,26}{2}\right) =$	77,26	$\gamma_{G1} = 1,1$	84,99	$\frac{5,00}{3}$ 141,65
Spinta del carico permanente q_p $S_{q_p} = q_p \cdot h \cdot \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\Phi'}{2}\right) =$ $= 6,00 \times 5,00 \cdot \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{29,26}{2}\right) =$	10,30	$\gamma_{G1} = 1,1$	11,33	$\frac{5,00}{2}$ 28,33
Spinta del carico variabile q_v $S_{q_v} = q_v \cdot h \cdot \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\Phi'}{2}\right) =$ $= 4,00 \times 5,00 \cdot \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{29,26}{2}\right) =$	6,87	$\gamma_Q = 1,5$	10,31	$\frac{5,00}{2}$ 25,78
				$M_{sd} = E_d = 195,76$

2. Momento resistente di calcolo M_{Rd} (favorevole)

Le azioni resistenti sono rappresentate dai pesi del muro P_m e del terreno P_t sulla mensola a monte, e dei carichi permanenti q_p (che viene trattato come un'azione permanente essendo compiutamente definito) e variabile q_v . I valori nominali di queste azioni vengono moltiplicati per i coefficienti parziali γ_F (EQU) per ottenere i valori di calcolo, dei quali si calcolano i momenti resistenti rispetto al punto A.

Valori nominali delle azioni (kN)	Coefficiente parziale γ_F (favorevoli)	Valori di calcolo delle azioni (kN)	Distanze dal punto A (m)	Momenti resistenti (kN m)
$P_1 = 0,25 \times 4,55 \times 1,00 \times 25 =$	22,75	$\gamma_{G1} = 0,9$	20,48	$\frac{0,25}{2} + 0,90$ 20,29
$P_2 = \frac{1}{2} \times 0,20 \times 4,55 \times 1,00 \times 25 =$	11,38	$\gamma_{G1} = 0,9$	10,24	$\frac{2}{3} \times 0,20 + 0,70$ 8,53
$P_3 = 2,85 \times 0,45 \times 1,00 \times 25 =$	32,06	$\gamma_{G1} = 0,9$	28,85	$\frac{2,85}{2}$ 41,11
$P_p = 6,00 \times 1,70 =$	10,20	$\gamma_{G1} = 0,9$	9,18	$\frac{1,70}{2} + 1,15$ 18,36
$P_v = 4,00 \times 1,70 =$	6,80	$\gamma_Q = 0,0$	0,00	$\frac{1,70}{2} + 1,15$ 0,00
$P_t = 1,70 \times 4,55 \times 1,00 \times 18 =$	139,23	$\gamma_{G1} = 0,9$	125,31	$\frac{1,70}{2} + 1,15$ 250,62
				$M_{Rd} = 339,61$

Questo valore deve essere diviso per il coefficiente parziale $\gamma_R(R2)$ per ottenere la resistenza di progetto:

$$R_d = \frac{M_{Rd}}{\gamma_R} = \frac{339,61}{1,0} = 339,61 \text{ kN m}$$

9.3.4 Muri di sostegno in calcestruzzo armato

3. Verifica

$$\frac{R_d}{E_d} = \frac{339,61}{195,76} \approx 1,74 > 1$$

ossia $R_d > E_d$ e quindi la verifica è positiva.

Verifica allo SLU di scorrimento sul piano di posa

È determinato dalle componenti orizzontali delle forze agenti (ossia dalle spinte) e viene utilizzata la Combinazione (A1 + M1 + R3) dell'Approccio 2.

1. Spinte di calcolo $S_d = E_d$ (sfavorevoli)

I valori di calcolo dei parametri geotecnici coincidono con quelli caratteristici in quanto i coefficienti parziali da applicare $\gamma_M(M1)$ [tab. 5, paragrafo 8.1.2], sono tutti uguali all'unità; i valori caratteristici delle spinte devono essere moltiplicati per i coefficienti parziali γ_F (A1) per ottenere i valori di calcolo.

Valori caratteristici delle spinte S (kN)	Coefficienti parziali γ_F (sfavorevoli)	Valori di calcolo delle spinte (kN)
Spinta del terreno $S_t = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot h^2 \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) =$ $= \frac{1}{2} \times 18 \times 5,00^2 \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{35^\circ}{2} \right) =$	60,97	$\gamma_{G1} = 1,3$
Spinta del carico permanente q_p $S_{q_p} = q_p \cdot h \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) =$ $= 6,00 \times 5,00 \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{35^\circ}{2} \right) =$	8,13	$\gamma_{G1} = 1,3$
Spinta del carico variabile q_v $S_{q_v} = q_v \cdot h \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) =$ $= 4,00 \times 5,00 \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{35^\circ}{2} \right) =$	5,42	$\gamma_Q = 1,5$
		$S_d = E_d = 97,96$

2. Azione resistente di progetto R_d (favorevole)

È dovuta ai pesi (o azioni) del muro, del terreno e dei sovraccarichi che gravano sulla mensola a monte. I relativi valori nominali, già calcolati per la verifica a ribaltamento, devono essere moltiplicati per i coefficienti parziali γ_F (A1) [tab. 4, paragrafo 8.1.2], per ottenere i valori di calcolo.

L'azione resistente è rappresentata dalla forza di attrito terra-muro F_a ; assumendo il coefficiente di attrito $f = \operatorname{tg} \varphi$, si ha:

$$F_a = P_{m,d} \cdot f = P_{m,d} \cdot \operatorname{tg} \varphi = 215,62 \cdot \operatorname{tg} 35^\circ \approx 150,98 \text{ kN.}$$

valore che deve essere diviso per il coefficiente parziale $\gamma_R(R3) = 1,1$ per avere il valore di progetto:

$$R_d = \frac{F_a}{\gamma_R} = \frac{150,98}{1,1} \approx 137,25 \text{ kN}$$

Valori nominali delle azioni S (kN)	Coefficienti parziali γ_F (favorevoli)	Valori di calcolo delle azioni (kN)
$P_1 = 22,75$		22,75
$P_2 = 11,38$	$\gamma_{G1} = 1,0$	11,38
$P_3 = 32,06$		32,06
$P_p = 10,20$	$\gamma_{G1} = 1,0$	10,20
$P_v = 6,80$	$\gamma_Q = 0,0$	0,00
$P_t = 139,23$	$\gamma_{G1} = 1,0$	139,23
		$P_{m,d} = 215,62$

9.3.4 Muri di sostegno in calcestruzzo armato

3. Verifica

$$\frac{R_d}{E_d} = \frac{137,25}{97,96} \approx 1,40 > 1$$

ossia: $R_d > E_d$ per cui la verifica è positiva.

Verifica allo SLU di collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno

L'azione di progetto è dovuta ai carichi verticali che agiscono a livello del piano di fondazione; viene adottata la Combinazione ($A1 + M1 + R3$).

1. Momento spingente di calcolo M_{sd} (sfavorevole)

I valori di calcolo delle spinte sono uguali a quelli determinati per la verifica a scorrimento in quanto i coefficienti parziali da applicare ai parametri geotecnici e ai valori caratteristici delle spinte coincidono.

Valori di calcolo delle spinte S_d (kN)	Distanze dal punto A (m)	Momenti spingenti (kN m)
$S_{t,d} = 79,26$	$\frac{5,00}{3}$	132,10
$S_{q_{p,d}} = 8,13$	$\frac{5,00}{2}$	20,33
$S_{q_{v,d}} = 5,42$	$\frac{5,00}{2}$	13,55
$S_d = 92,81$		$M_{sd} = 165,98$

2. Calcolo del momento resistente M_{rd} (sfavorevole)

I valori nominali delle azioni (pesi), già calcolati per la verifica a ribaltamento, vengono moltiplicati per i coefficienti parziali γ_f ($A1$) [tab. 4, paragrafo 8.1.2], per ottenere i valori di calcolo, con i quali si calcolano i relativi momenti resistenti rispetto al punto A.

Valori nominali delle azioni (kN)	Coefficienti parziali γ_f (sfavorevoli)	Valori di calcolo delle azioni (kN)	Distanze dal punto A (m)	Momenti resistenti (kN m)
$P_1 = 22,75$	$\gamma_{G1} = 1,3$	29,58	$\frac{0,25}{2} + 0,90$	30,32
$P_2 = 11,38$		14,19	$\frac{2}{3} \times 0,20 + 0,70$	11,38
$P_3 = 32,06$		41,68	$\frac{2,85}{2}$	59,39
$P_p = 10,20$	$\gamma_{G1} = 1,3$	13,26	$\frac{1,70}{2} + 1,15$	26,52
$P_v = 6,80$	$\gamma_Q = 1,5$	10,20	$\frac{1,70}{2} + 1,15$	20,40
$P_t = 139,23$	$\gamma_{G1} = 1,3$	181,00	$\frac{1,70}{2} + 1,15$	362,00
		$P_d = E_d = 289,91$		$M_{rd} = 510,46$

3. Calcolo dell'eccentricità

$$u = \frac{M_{Rd} - M_{Sd}}{P_d} = \frac{510,46 - 165,98}{289,91} \approx 1,19 \text{ m};$$

$$e = \frac{B}{2} - u = \frac{2,85}{2} - 1,19 = 0,235 \text{ m}$$

4. Calcolo del carico limite del terreno

La risultante dei carichi risulta eccentrica per cui è necessario applicare l'espressione di Brinch-Hansen:

$$q_{\lim} = (\gamma_t \cdot D \cdot N_q \cdot d_q \cdot i_q) + \left(\frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot B^* \cdot N_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \right)$$

■ larghezza efficace della fondazione:

$$B^* = B - 2 \cdot e = 2,85 - 2 \times 0,235 = 2,38 \text{ m}$$

■ fattori di capacità portante: $N_q = 33,30$; $N_\gamma = 33,92$

■ coefficienti di profondità:

$$\begin{aligned} d_q &= 1 + 2 \cdot \frac{D}{B} \cdot \operatorname{tg}\phi \cdot (1 - \operatorname{sen}\phi)^2 = \\ &= 1 + 2 \times \frac{0,60}{2,85} \cdot \operatorname{tg}35^\circ \cdot (1 - \operatorname{sen}35^\circ)^2 \approx 1,0536 \end{aligned}$$

$$d_\gamma = 1$$

9.3.4 Muri di sostegno in calcestruzzo armato

■ coefficienti di倾inazione:

$$i_q = \left(1 - \frac{S_d}{P_d} \right)^2 = \left(1 - \frac{92,81}{289,91} \right)^2 \approx 0,4662$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{S_d}{P_d} \right)^3 = \left(1 - \frac{92,81}{289,91} \right)^3 \approx 0,3142$$

Sostituendo si ottiene:

$$\begin{aligned} q_{\lim} &= (18,00 \times 0,60 \times 33,30 \times 1,0536 \times 0,4662) + \\ &+ (0,5 \times 18,00 \times 2,38 \times 33,92 \times 1 \times 0,3142) \approx \\ &\approx 403,42 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

che si considera distribuito sulla larghezza efficace B^* :

$$Q_{\lim} = q_{\lim} \cdot B^* = 403,42 \times 2,38 \approx 960,14 \text{ kN/m}$$

Questo valore deve essere diviso per il coefficiente parziale di resistenza $\gamma_R(R3) = 1,4$ per ottenere il valore della capacità portante del terreno:

$$R_d = \frac{Q_{\lim}}{\gamma_R} = \frac{960,14}{1,4} \approx 685,81 \text{ kN/m}$$

5. Verifica:

$$\frac{R_d}{E_d} = \frac{685,81}{289,91} \approx 2,37 > 1$$

ossia $R_d > E_d$ e quindi la verifica è positiva.

2

Calcolare le armature metalliche per il muro di sostegno in c.a. [fig. a], per il quale verrà impiegato calcestruzzo classe C20/25.

L'opera di sostegno è già stata verificata positivamente in base alle prescrizioni delle N.T.C. 2008.

I parametri geotecnici del terreno sono:

- angolo di attrito interno $\phi = 35^\circ$;
- peso volumico del terreno $\gamma_t = 18,00 \text{ kN/m}^3$.

Sul terrapieno grava il carico variabile uniforme $q_k = 6,00 \text{ kN/m}^2$.

Per il calcolo delle armature la struttura si considera costituita da:

- mensola verticale incastrata in corrispondenza della sezione 1-1;
- mensola orizzontale esterna incastrata in corrispondenza della sezione 2-2;
- mensola orizzontale interna incastrata in corrispondenza della sezione 3-3.

Viene applicata la Combinazione (A1 + M1 + R3) dell'Approccio 2.

Mensola verticale

È soggetta, per l'altezza $h_1 = 4,60 \text{ m}$, alle spinte S_t del terrapieno e S_q del carico variabile; i valori del calcolo dei parame-

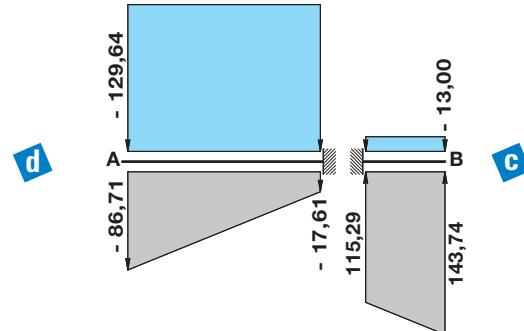
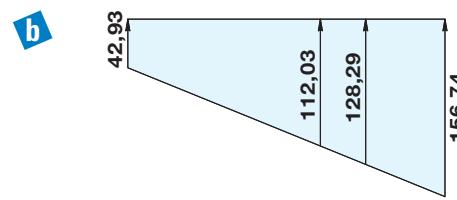
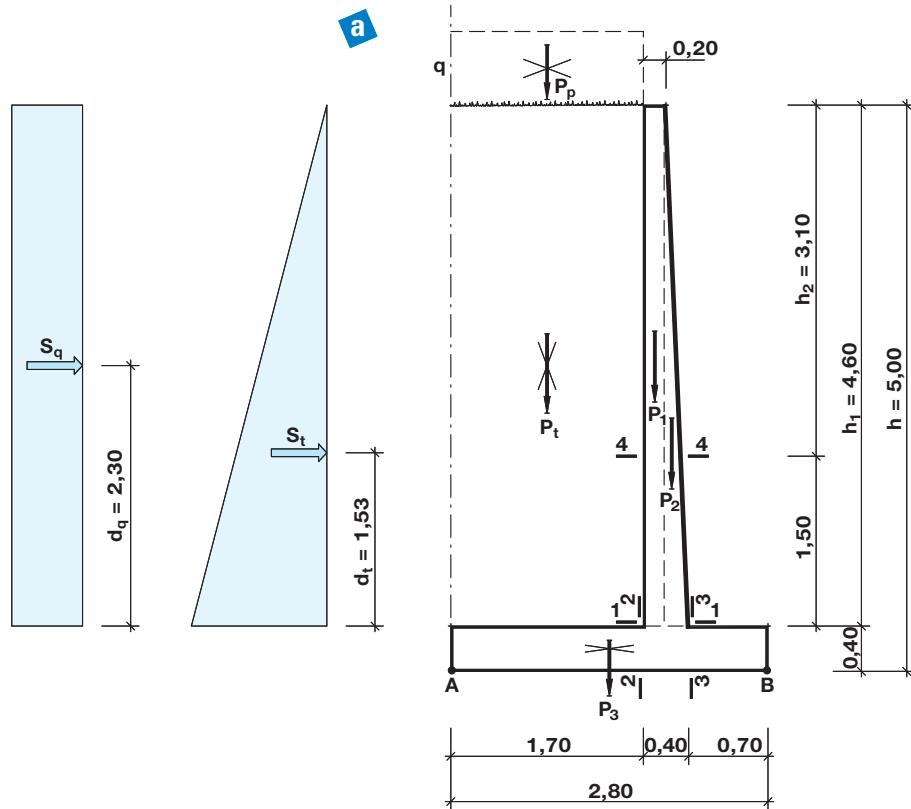
tri geotecnici sono uguali a quelli nominali in quanto $\gamma_{\phi'} = \gamma_\gamma = 1,0$ [tabella 5, paragrafo 8.1.2].

Si ha quindi:

$$\begin{aligned} S_t &= \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot h_1^2 \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\Phi}{2} \right) = \\ &= \frac{1}{2} \times 18,00 \times 4,60^2 \times \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{45^\circ}{2} \right) \approx 51,61 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_q &= q \cdot h_1 \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\Phi}{2} \right) = \\ &= 6,00 \times 4,60 \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{35^\circ}{2} \right) \approx 7,48 \text{ kN} \end{aligned}$$

9.3.4 Muri di sostegno in calcestruzzo armato



Ai valori delle spinte così ottenuti vengono applicati i coefficienti parziali di sicurezza γ_F [tabella 4, paragrafo 8.1.2] per ottenere i relativi valori di progetto delle spinte:

$$S_{t,d} = S_t \cdot \gamma_{G1} = 51,61 \times 1,3 \approx 67,09 \text{ kN}$$

$$S_{q,d} = S_q \cdot \gamma_Q = 7,48 \times 1,5 \approx 11,22 \text{ kN}$$

che sono applicate dalla sezione di incastro 1-1 alle distanze:

$$d_t = \frac{h_1}{3} = \frac{4,60}{3} \approx 1,53 \text{ m} \quad \text{e} \quad d_q = \frac{h_2}{2} = \frac{4,60}{2} = 2,30 \text{ m}$$

Il momento massimo si verifica nella sezione di incastro 1-1 e vale:

$$M_{Ed} = S_{t,d} \cdot d_t + S_{q,d} \cdot d_q = 67,09 \times 1,53 + 11,22 \times 2,30 \approx 128,45 \text{ kNm}$$

Fissando il coprifero $c = 30 \text{ mm}$, l'altezza utile della sezione di incastro è $d = 370 \text{ mm}$ e l'armatura metallica risulta:

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{350,49 \cdot d} = \frac{128,45 \times 10^6}{350,49 \times 370} \approx 990,505 \text{ mm}^2$$

Si dispongono in corrispondenza della parete interna $4\varnothing 12 + 4\varnothing 14 = 1068,141 \text{ mm}^2$.

Considerando che il momento si riduce rapidamente dalla sezione di incastro alla sommità della mensola, viene effettuato il calcolo dell'armatura anche per la sezione 4-4, con spessore di 350 mm , all'altezza $h_2 = \frac{2}{3} \cdot h_1 = \frac{2}{3} \times 4,60 \approx 3,10 \text{ m}$, per la quale le spinte di calcolo risultano:

$$S'_{t,d} = \left[\frac{1}{2} \times 18,00 \times 3,10^2 \cdot \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{35^\circ}{2}\right) \right] \times 1,3 \approx 30,47 \text{ kN}$$

$$S'_{q,d} = \left[6,00 \times 3,10 \cdot \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{35^\circ}{2}\right) \right] \times 1,5 \approx 7,56 \text{ kN}$$

e sono applicate alle distanze:

$$d'_t = \frac{h_2}{3} = \frac{3,10}{3} \approx 1,03 \text{ m} \quad \text{e} \quad d'_q = \frac{h_2}{2} = \frac{3,10}{2} = 1,55 \text{ m}$$

Il momento nella sezione 4-4 vale:

$$M'_{Ed} = S'_{t,d} \cdot d'_t + S'_{q,d} \cdot d'_q = 30,47 \times 1,03 + 7,56 \times 1,55 \approx 43,102 \text{ kNm}$$

per il quale l'armatura metallica necessaria è:

$$A_s = \frac{43,102 \times 10^6}{350,49 \times 320} \approx 384,30 \text{ mm}^2$$

Vengono quindi disposti i ferri:

- a)** $4\varnothing 12 = 452,389 \text{ mm}^2$ per tutta l'altezza del muro;
- b)** $4\varnothing 14 = 615,752 \text{ mm}^2$ interrotti in corrispondenza della sezione 4-4, piegandoli verso la parete compressa.

I ferri **a)** e **b)** vengono posati alternati ogni 125 mm.

9.3.4 Muri di sostegno in calcestruzzo armato

Lungo la parete esterna viene disposta l'armatura longitudinale di $4\varnothing 12 = 452,389 \text{ mm}^2$, ossia $1\varnothing 12$ ogni 250 mm. Viene prevista la seguente armatura di ripartizione per tutta l'altezza delle pareti:

- parete interna: $20\% \times 1068,141 = 213,628 \text{ mm}^2$ e si dispone $1\varnothing 8$ ogni 200 mm;
- parete esterna: $20\% \times 452,389 = 90,478 \text{ mm}^2$ e si dispone $1\varnothing 6$ ogni 250 mm.

1. Verifica a taglio della sezione 1-1

Lo sforzo di taglio di progetto risulta:

$$V_{Ed} = S_{t,d} + S_{q,d} = 67,09 + 11,22 = 78,31 \text{ kN}$$

Resistenza di calcolo del solo calcestruzzo:

$$V_{Rd1} = \frac{0,18 \cdot k \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck}}}{\gamma_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{370}} = 1,735$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{1068,141}{1000 \times 370} \approx 0,00289 < 0,02$$

$$V_{Rd1} = \frac{0,18 \times 1,735 \times \sqrt[3]{100 \times 0,00289 \times 20}}{1,5} \times 1000 \times 370 \approx 13\,824\,7853 \text{ N} \approx 138,248 \text{ kN} > V_{Ed}$$

e quindi non occorrono armature specifiche per il taglio.

Mensole orizzontali

A livello del piano di fondazione AB del muro si ha una sollecitazione di presso-flessione per effetto dell'eccentricità del carico che deve essere calcolata.

1. Momento spingente di calcolo

I valori caratteristici dei parametri geotecnici sono uguali a quelli di calcolo in quanto $\gamma_{\phi'} = \gamma_y = 1$ [tabella 5, paragrafo 8.1.2] e ai valori delle spinte si applicano i coefficienti parziali $\gamma_{G1} = 1,3$ e $\gamma_Q = 1,5$:

$$S_{t,d} = \left[\frac{1}{2} \times 18,00 \times 5,00^2 \cdot \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{35^\circ}{2}\right) \right] \times 1,3 \approx 79,26 \text{ kN}$$

$$S_{q,d} = \left[6,00 \times 5,00 \cdot \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{35^\circ}{2}\right) \right] \times 1,5 \approx 12,20 \text{ kN}$$

e sono applicate alle distanze da B:

$$d_t = \frac{h}{3} = \frac{5,00}{3} \approx 1,67 \text{ m} \quad \text{e} \quad d_q = \frac{h}{2} = \frac{5,00}{2} = 2,50 \text{ m}$$

$$M_{Sd} = S_{t,d} \cdot d_t + S_{q,d} \cdot d_q = 79,26 \times 1,67 + 12,20 \times 2,50 \approx 162,86 \text{ kNm}$$

9.3.4 Muri di sostegno in calcestruzzo armato

2. Momento resistente di calcolo

I valori dei pesi nominali del muro, del terreno e del carico variabile sulla mensola a monte devono essere moltiplicati per i coefficienti parziali γ_F della **tavola 5** per ottenere i valori di calcolo.

$$\begin{aligned}
 P_{1,d} &= [(0,20 \times 4,60 \times 1,00) \text{ m}^3 \cdot 25 \text{ kN/m}^3] \cdot 1,3 (\gamma_{G1}) = & 29,90 \text{ kN} \\
 P_{2,d} &= \left[\left(\frac{1}{2} \times 0,20 \times 4,60 \times 1,00 \right) \text{ m}^3 \cdot 25 \text{ kN/m}^3 \right] \cdot 1,3 (\gamma_{G1}) = & 14,95 \text{ kN} \\
 P_{3,d} &= [(2,80 \times 0,40 \times 1,00) \text{ m}^3 \cdot 25 \text{ kN/m}^3] \cdot 1,3 (\gamma_{G1}) = & 36,40 \text{ kN} \\
 P_{t,d} &= [(1,70 \times 4,60 \times 1,00) \text{ m}^3 \cdot 18 \text{ kN/m}^3] \cdot 1,3 (\gamma_{G1}) = & 182,99 \text{ kN} \\
 P_{q,d} &= [(1,70 \times 1,00) \text{ m}^3 \cdot 6,00 \text{ kN/m}^3] \cdot 1,5 (\gamma_{G1}) = & 15,30 \text{ kN} \\
 P_d &= 279,54 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

e sono applicati alle distanze da B :

$$d_1 = 1,00 \text{ m} \quad d_2 \approx 0,83 \text{ m} \quad d_3 = 1,40 \text{ m} \quad d_t = d_q = 1,95 \text{ m}$$

$$M_{Rd} = 29,90 \times 1,00 + 14,95 \times 0,83 + 36,40 \times 1,40 + 182,99 \times 1,95 + 15,30 \times 1,95 \approx 479,93 \text{ kN m}$$

$$u = \frac{M_{Rd} - M_{Sd}}{P_d} = \frac{479,93 - 162,86}{279,54} \approx 1,134 \text{ m}$$

$$e = \frac{B}{2} - u = \frac{2,80}{2} - 1,134 = 0,266 \text{ m} < \frac{B}{6} = \frac{2,80}{6} \approx 0,467 \text{ m}$$

La reazione del terreno, diretta verso l'alto, in corrispondenza delle estremità A e B assume i seguenti valori:

$$q_i = \frac{P_d}{A} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{279,54}{1,00 \times 2,80} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0,266}{2,80} \right)$$

$$q_{\max} \approx 156,74 \text{ kN/m}^2 \quad q_{\min} \approx 42,93 \text{ kN/m}^2$$

e su 1,00 m di lunghezza:

$$q_{B,\max} = \frac{156,74}{1,00} = 156,74 \text{ kN/m} \quad q_{A,\min} = \frac{42,93}{1,00} = 42,93 \text{ kN/m}$$

con diagramma a trapezio [fig. b], che in corrispondenza delle sezioni di incastro 2-2 e 3-3 delle mensole presenta le intensità:

$$q_2 = \frac{(156,74 - 42,93) \times 1,70}{2,80} + 42,93 \approx 112,03 \text{ kN/m}$$

$$q_3 = \frac{(156,74 - 42,93) \times 2,10}{2,80} + 42,93 \approx 128,29 \text{ kN/m}$$

Mensola esterna

È soggetta al solo peso proprio diretto verso il basso con intensità [fig. c]:

$$P_p = \frac{(0,40 \times 0,70 \times 1,00) \text{ m}^3 \cdot 25 \text{ kN/m}^3}{0,70} \cdot 1,3 (\gamma_{G1}) = 13,00 \text{ kN/m}$$

Le ordinate estreme del diagramma di carico sulla mensola risultano [fig. c]:

$$156,74 - 13,00 = 143,74 \text{ kN/m} \quad 128,29 - 13,00 = 115,29 \text{ kN/m}$$

Momento flettente e sforzo di taglio nella sezione di incastro:

$$M_{Ed} = \frac{115,29 \times 0,70^2}{2} + \frac{(143,74 - 115,29) \times 0,70^2}{3} \approx 32,89 \text{ kN m}$$

$$V_{Ed} = (115,29 \times 0,70) + \frac{(143,74 - 115,29) \times 0,70}{2} \approx 90,66 \text{ kN}$$

9.3.4 Muri di sostegno in calcestruzzo armato

Mensola interna

È soggetta al suo peso proprio, al peso del terreno a monte e al carico variabile gravante su quest'ultimo, tutti diretti verso il basso, con intensità [fig. d]:

$$P_p = \frac{(1,70 \times 0,40 \times 1,00) \text{ m}^3 \cdot 25 \text{ kN/m}^3}{1,70} \cdot 1,3 (\gamma_{G1}) = 13,00 \text{ kN/m}$$

$$P_t = \frac{(1,70 \times 4,60 \times 1,00) \text{ m}^3 \cdot 18 \text{ kN/m}^3}{1,70} \cdot 1,3 (\gamma_{G1}) = 107,64 \text{ kN/m}$$

$$Q_k = \frac{(1,70 \times 1,00) \text{ m}^2 \cdot 6,00 \text{ kN/m}^2}{1,70} \cdot 1,53 (\gamma_Q) = \frac{9,00 \text{ kN/m}}{129,64 \text{ kN/m}}$$

Le ordinate estreme del diagramma relativo al carico gravante sulla mensola risultano:

$$42,93 - 129,64 = - 86,71 \text{ kN/m} \quad 112,03 - 129,64 = - 17,61 \text{ kN/m}$$

Momento flettente e sforzo di taglio nella sezione di incastro:

$$M_{Ed} = \frac{17,61 \times 1,70^2}{2} + \frac{(86,71 - 17,61) \times 1,70^2}{3} \approx 92,01 \text{ kN m}$$

$$V_{Ed} = (17,61 \times 1,70) + \frac{(86,71 - 17,61) \times 1,70}{2} \approx 88,67 \text{ kN}$$

3. Calcolo dell'armatura metallica nelle mensole orizzontali

Viene calcolata per la sola mensola interna e l'armatura risultante viene prolungata anche per quella esterna, che presenta un valore inferiore del momento.

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{350,49 \cdot d} = \frac{92,01 \times 10^6}{350,49 \times 370} \approx 709,509 \text{ mm}^2$$

Si dispongono $5\varnothing 14 = 769,690 \text{ mm}^2$, ossia $1\varnothing 14$ ogni 200 mm superiori in zona tesa, sia inferiori in zona compressa.
Armatura di ripartizione: $20\% \times 769,690 = 143,938 \text{ mm}^2$, realizzata con $4\varnothing 8 = 201,062 \text{ mm}^2$, ossia $1\varnothing 8$ ogni 250 mm.

4. Verifica a taglio

Viene considerata la mensola esterna che presenta il valore maggiore dello sforzo di taglio.

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{370}} = 1,735; \quad \rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{769,690}{1000 \times 370} \approx 0,00208 < 0,02$$

$$V_{Rd1} = \frac{0,18 \cdot k \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck}}}{\gamma_c} \cdot b_w \cdot d = \frac{0,18 \times 1,735 \times \sqrt[3]{100 \times 0,00208 \times 20}}{1,5} \times 1000 \times 370 \approx \\ \approx 123,893 \times 10^3 \text{ N} \approx 123,893 \text{ kN} < V_{Ed} = 90,66 \text{ kN}$$

Per cui non sono necessarie specifiche armature per il taglio.

9.3.4 Muri di sostegno in calcestruzzo armato

Nella **figura e** è riportato lo schema delle armature e la relativa disposizione all'interno del muro.

