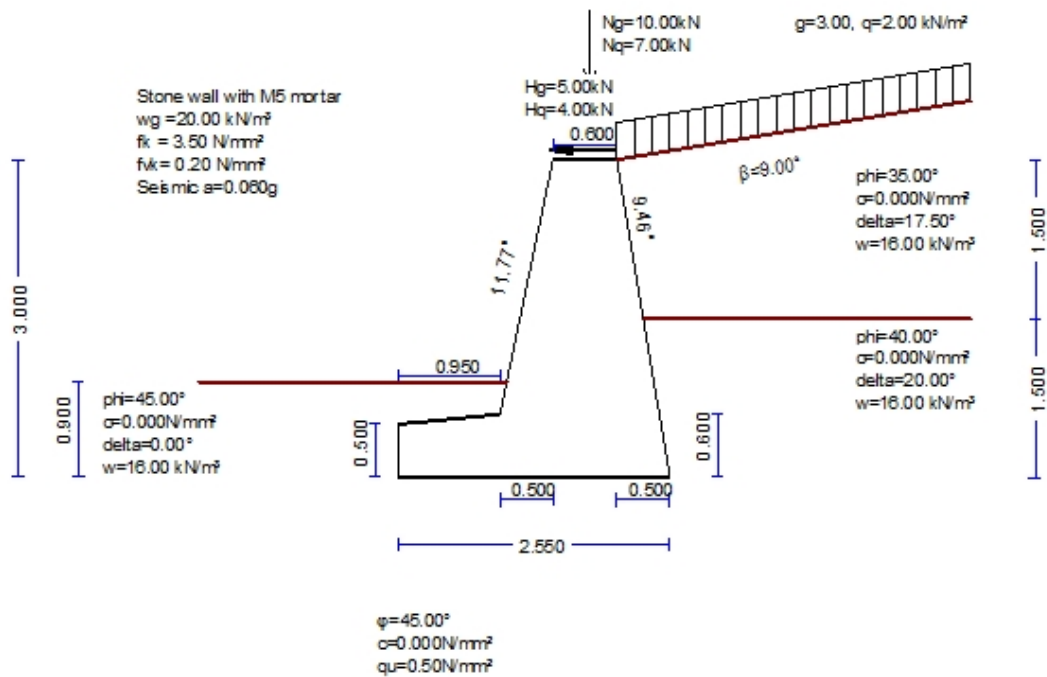


1. MURO GR-B1

Muro a retta a gravità

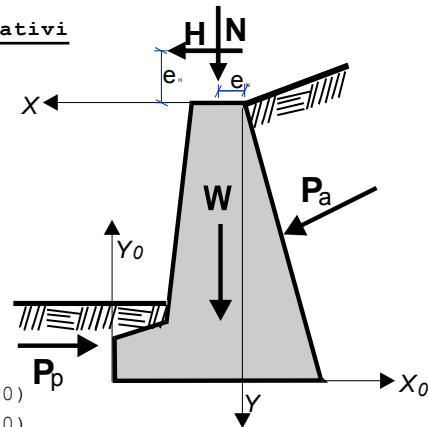
(EC2 EN1992-1-1:2004, UNI EN1990-1-1:2004, EC7 EN1997-1-1:2004, EC8 EN1998-5:2004,)



1.1. Caratteristiche del muro-Parametri-Requisiti normativi

Dimensioni

Altezza del muro	$h = 3.000 \text{ m}$
Lunghezza trasversale del muro	$L = 10.000 \text{ m}$
Spessore superiore del muro	$B1 = 0.600 \text{ m}$
Spessore inferiore del muro	$B2 = 1.500 \text{ m}$
Larghezza della base del muro	$B = 2.550 \text{ m}$
Larghezza della fondazione a valle	0.950 m
Altezza della parete	2.400 m
Spessore della fondazione del muro	0.600 m
Spessore della fondazione a valle	0.500 m
Pendenza (inclinazione) a valle	$11.768^\circ (1:4.80)$
Pendenza (inclinazione) a monte	$9.462^\circ (1:6.00)$



Carichi

Verticale carico permanente	$N_g = 10.00 \text{ kN/m}$
Verticale carico variabile	$N_q = 7.00 \text{ kN/m}$
Eccentricità del carico verticale	$e_N = 0.25 \text{ m}$
Orizzontale carico permanente	$H_g = 5.00 \text{ kN/m}$
Orizzontale carico variabile	$H_q = 4.00 \text{ kN/m}$
Eccentricità del carico orizzontale	$e_H = 0.05 \text{ m}$

Peso del muro

Peso unitario del materiale del muro	$\gamma_g = 20.000 \text{ kN/m}^3$
Area della sezione del muro	$A = 3.972 \text{ m}^2$
Peso proprio per metro di muro	$W = 3.972 \times 20.000 = 79.44 \text{ kN/m}$
Centro di gravità del muro a	$x = 0.490 \text{ m}, y = 1.861 \text{ m} (x_0 = 1.560 \text{ m}, y_0 = 1.139 \text{ m})$

Materiali del muro

Resistenza a compressione	3.50 N/mm ²
Resistenza a taglio	0.20 N/mm ²

1.2. Fattori parziali sulle azioni e le proprietà del terreno

(EC7 Tab.s A.1-A.4, EC8-5 §3.1)

Stato limite d'equilibrio (EQU), Stato limite strutturale (STR), Stato limite geotecnico (GEO)

			(EQU)	(STR)	(GEO)	(SEISMIC)
Azioni	Permanenti Sfavorevoli	γ_{Gdst}	1.10	1.30	1.00	1.00
	Permanenti Favorevoli	γ_{Gstb}	0.90	1.00	1.00	1.00
	Variabili Sfavorevoli	γ_{Qdst}	1.50	1.50	1.30	1.00
	Variabili Favorevoli	γ_{Qstb}	0.00	0.00	0.00	0.00
Parametri del terreno	Angolo di resistenza a taglio	γ_{ϕ}	1.25	1.00	1.25	1.25
	Coesione effettiva	γ_c	1.25	1.00	1.25	1.25
	Resistenza a taglio non drenata	γ_{cu}	1.40	1.00	1.40	1.40
	Resistenza non confinata	γ_{qu}	1.40	1.00	1.40	1.40
	Peso specifico	γ_w	1.00	1.00	1.00	1.00

1.3. Caratteristiche del suolo di fondazione

Portata del suolo di fondazione	$q_u = 0.50$ N/mm ²
Angolo di attrito tra fondazione del muro e terreno	$\phi = 45.00^\circ$, coeff. di attrito $\tan(\phi) = 1.000$
Coesione tra fondazione del muro e terreno	$c = 0.000$ N/mm ²

1.4. Coefficienti sismici

(EC8 EN1998-5:2004, §7.3.2)

Rapporto di accelerazione del terreno, di progetto	$g_h = a_{xg}$, $a = 0.06$	(EC8-5 §7.3.2)
Fattore di suolo	$S = 1.00$	(DM2008 §3.2.3.2.1)
Fattore d'importanza	$\gamma_I = 1.00$	(DM2008 §3.2.1)
Fattore riduttivo del coefficiente sismico	$r = 1.50$	(EC8-5 Tab. 7.1)
Coefficiente per l'azione sismica orizzontale	$k_h = 1.00 \times 0.06 \times 1.00 / 1.500 = 0.040$	(EC8-5 Eq.7.1)
Coefficiente per l'azione sismica verticale	$k_v = 0.50 \times 0.040 = 0.020$	(EC8-5 Eq.7.2)

Forze dovute all'azione sismica (eccettuato la pressione del terreno)

Forza sismica orizzontale dovuta al peso proprio	$F_{wx} = 79.44 \times 0.040 = 3.18$ kN/m
Forza sismica verticale dovuta al peso proprio	$F_{wy} = 79.44 \times 0.020 = 1.59$ kN/m
Forza sismica orizzontale dovuta al carico in sommità N_g	$F_{gx} = 10.00 \times 0.040 = 0.40$ kN/m
Forza sismica verticale dovuta al carico in sommità N_g	$F_{gy} = 10.00 \times 0.020 = 0.20$ kN/m
Forza sismica orizzontale dovuta al carico in sommità N_q	$F_{qx} = 7.00 \times 0.040 = 0.28$ kN/m
Forza sismica verticale dovuta al carico in sommità N_q	$F_{qy} = 7.00 \times 0.020 = 0.14$ kN/m

1.5. Calcolo della spinta attiva del terreno (teoria di Coulomb)**1.5.1. Parte di parete da $y=0.000$ m a $y=1.500$ m, $H_s=1.500$ m**

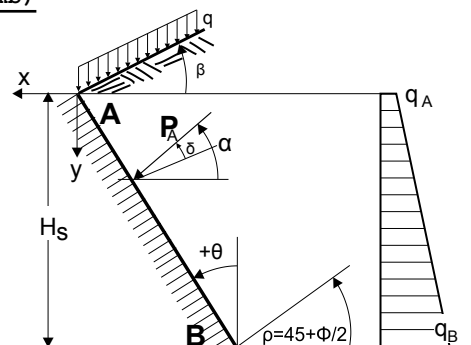
Punto superiore A $x = 0.000$ m $y = 0.000$ m
 Punto inferiore B $x = -0.250$ m $y = 1.500$ m

Caratteristiche del terreno

Tipo di terreno	Ghiaia fina
Peso specifico del terreno	$\gamma = 16.00$ kN/m ³
Peso specifico del terreno (saturato)	$\gamma_s = 20.00$ kN/m ³
Peso specifico dell'acqua	$\gamma_w = 10.00$ kN/m ³
Angolo di attrito interno del terreno	$\phi = 35.00^\circ$
Coesione del terreno	$c = 0.000$ N/mm ²
Angolo di inclinazione del terreno	$\beta = 9.00^\circ$
Angolo di inclinazione del retro del muro	$\theta = 9.46^\circ$
Angolo di attrito interno tra terreno e muro	$\delta = 17.50^\circ$

Carichi sulla superficie del terreno

Carico uniforme permanente	$g = 3.00$ kN/m ²
Carico uniforme variabile	$q = 2.00$ kN/m ²



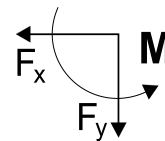
Spinta del terreno secondo la teoria di Coulomb

Angolo del piano di rottura $\rho=45^\circ+\varphi/2=59.00$ EQU STR GEO
 Coefficiente di spinta attiva $K_a = 0.455$ 0.356 0.455
 Pressione del terreno $q(y)=q_A+\gamma \cdot y \cdot K_a$

$$K_A = \frac{\cos^2(\varphi-\theta)}{\cos^2\theta \cos(\theta+\delta)} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi+\delta)\sin(\varphi-\beta)}{\cos(\theta+\delta)\cos(\theta-\beta)}} \right]^2$$

Azioni permanenti

Pressione del terreno alla sommità ($y=y_A$) $q_A = 1.33$ EQU STR GEO 1.04 1.33 kN/m²
 Pressione del terreno in basso ($y=y_A+1.50$ m) $q_B = 12.25$ 9.58 12.25 kN/m²
 Azione del terreno $P_a = \frac{1}{2}(q_A+q_B)H$ $P_a = 10.19$ 7.97 10.19 kN/m
 Angolo dell'azione del terreno $\alpha = 21.57$ 26.96 21.57 °
 Azione del terreno in direzione x $P_{ax} = 9.08$ 7.10 9.08 kN/m
 Azione del terreno in direzione y $P_{ay} = 4.62$ 3.61 4.62 kN/m
 Momento dell'azione alla sommità ($x=0, y=0$) $M = -9.37$ -7.33 -9.37 kNm/m
 Punto di applicazione dell'azione $x = -0.159$ m, $y = 0.951$ m



Azioni variabili

Pressione del terreno alla sommità ($y=y_A$) $q_A = 0.89$ EQU STR GEO 0.69 0.89 kN/m²
 Pressione del terreno in basso ($y=y_A+1.50$ m) $q_B = 0.89$ 0.69 0.89 kN/m²
 Azione del terreno $P_a = \frac{1}{2}(q_A+q_B)H$ $P_a = 1.34$ 1.03 1.34 kN/m
 Angolo dell'azione del terreno $\alpha = 21.57$ 26.96 21.57 °
 Azione del terreno in direzione x $P_{ax} = 1.19$ 0.92 1.19 kN/m
 Azione del terreno in direzione y $P_{ay} = 0.61$ 0.47 0.61 kN/m
 Momento dell'azione alla sommità ($x=0, y=0$) $M = -0.97$ -0.75 -0.97 kNm/m
 Punto di applicazione dell'azione $x = -0.125$ m, $y = 0.750$ m

Azioni e momenti totali

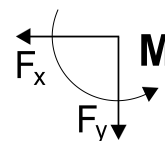
Azioni e momenti nel punto inferiore B ($x=-0.250$ m, $y=1.500$ m)

Azioni permanenti

Azione totale orizzontale del terreno $F_{sx} = 9.08$ EQU STR GEO 7.10 9.08 kN/m
 Azione totale verticale del terreno $F_{sy} = 4.62$ 3.61 4.62 kN/m
 Momento totale dell'azione del terreno $M_s = 5.41$ 4.23 5.41 kNm/m

Azioni variabili

Azione totale orizzontale del terreno $F_{sx} = 1.19$ EQU STR GEO 0.92 1.19 kN/m
 Azione totale verticale del terreno $F_{sy} = 0.61$ 0.47 0.61 kN/m
 Momento totale dell'azione del terreno $M_s = 0.97$ 0.75 0.97 kNm/m



Carico sismico

(DM2008, §7.3, Annessi E)

Coefficiente sismico orizzontale $k_h = 1.00 \times 0.06 \times 1.00 / 1.500 = 0.040$ (DM2008 Eq.7.1, T.7.1)
 Coefficiente sismico verticale $k_v = 0.50 \times 0.040 = 0.020$ (DM2008 Eq.7.1)
 Terreno sopra la falda (DM2008 Annessi E.5)
 $\tan(\omega) = k_h / (1 - k_v) = 0.040 / (1 - 0.020) = 0.041$, $\omega = 2.34^\circ$

Metodo Mononobe-Okabe (DM2008 Annex E.4)

per la forza attiva del terreno durante l'azione sismica
 Coefficiente di pressione attiva del terreno, $K_{e*} = 0.485$
 Pressione addizionale del terreno dovuta all'azione sismica
 oltre il caso di carico STR $\xi = (K_{e*}/K_e - 1) = (0.485/0.356 - 1) = 0.362$

$$K_E = \frac{\cos^2(\varphi-\omega-\theta)}{\cos\omega \cos^2\theta \cos(\delta+\theta+\omega)} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi+\delta)\sin(\varphi-\omega-\beta)}{\cos(\theta+\omega+\delta)\cos(\theta-\beta)}} \right]^2$$

Azione del terreno dovuta all'azione sismica (Azioni permanenti) $F_x = 1.362 \times 7.10 = 9.67$ kN/m
 Azione del terreno dovuta all'azione sismica (Azioni variabili) $F_x = 1.362 \times 0.92 = 1.25$ kN/m

1.5.2. Parte di parete da y=1.500 m a y=3.000 m, Hs=1.500 m

Punto superiore A x=-0.250 m y= 1.500 m

Punto inferiore B x=-0.500 m y= 3.000 m

Caratteristiche del terreno

Tipo di terreno : Ghiaia media

Peso specifico del terreno

$\gamma = 16.00 \text{ kN/m}^3$

Peso specifico del terreno (saturato)

$\gamma_s = 20.00 \text{ kN/m}^3$

Peso specifico dell'acqua

$\gamma_w = 10.00 \text{ kN/m}^3$

Angolo di attrito interno del terreno

$\varphi = 40.00^\circ$

Coesione del terreno

$c = 0.000 \text{ N/mm}^2$

Angolo di inclinazione del terreno

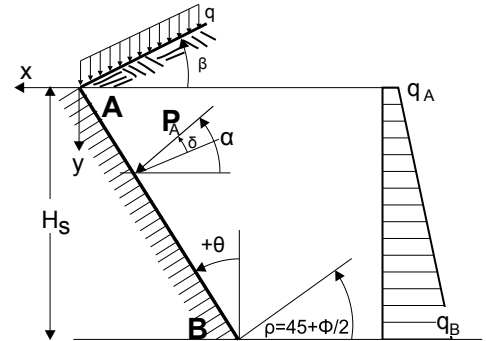
$\beta = 0.00^\circ$

Angolo di inclinazione del retro del muro

$\theta = 9.46^\circ$

Angolo di attrito interno tra terreno e muro

$\delta = 20.00^\circ$

**Carichi sulla superficie del terreno**Carico uniforme permanente $g = 27.00 \text{ kN/m}^2$ Carico uniforme variabile $q = 2.00 \text{ kN/m}^2$ **Spinta del terreno secondo la teoria di Coulomb**

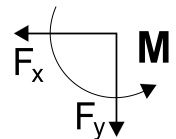
EQU STR GEO

Angolo del piano di rottura $\rho = 45^\circ + \varphi/2 = 61.00 \quad 65.00 \quad 61.00^\circ$ Coefficiente di spinta attiva $K_a = 0.350 \quad 0.269 \quad 0.350$ Pressione del terreno $q(y) = q_A + \gamma \cdot y \cdot K_a$

$$K_A = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\theta + \delta)} \left[1 + \frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\theta + \delta) \cos(\theta - \beta)} \right]^2$$

Azioni permanenti

	EQU	STR	GEO
Pressione del terreno alla sommità ($y=y_A$)	$q_A = 9.45$	7.26	9.45 kN/m ²
Pressione del terreno in basso ($y=y_A + 1.50\text{m}$)	$q_B = 17.85$	13.72	17.85 kN/m ²
Azione del terreno $P_a = \frac{1}{2}(q_A + q_B)H$	$P_a = 20.48$	15.74	20.48 kN/m
Angolo dell'azione del terreno	$\alpha = 23.57$	29.46	23.57 °
Azione del terreno in direzione x	$P_{ax} = 17.83$	13.70	17.83 kN/m
Azione del terreno in direzione y	$P_{ay} = 10.07$	7.74	10.07 kN/m
Momento dell'azione alla sommità ($x=0, y=0$)	$M = -45.40$	-34.88	-45.40 kNm/m
Punto di applicazione dell'azione $x = -0.388 \text{ m}, y = 2.327 \text{ m}$			

**Azioni variabili**

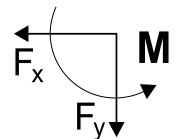
	EQU	STR	GEO
Pressione del terreno alla sommità ($y=y_A$)	$q_A = 0.70$	0.54	0.70 kN/m ²
Pressione del terreno in basso ($y=y_A + 1.50\text{m}$)	$q_B = 0.70$	0.54	0.70 kN/m ²
Azione del terreno $P_a = \frac{1}{2}(q_A + q_B)H$	$P_a = 1.05$	0.81	1.05 kN/m
Angolo dell'azione del terreno	$\alpha = 23.57$	29.46	23.57 °
Azione del terreno in direzione x	$P_{ax} = 0.91$	0.71	0.91 kN/m
Azione del terreno in direzione y	$P_{ay} = 0.52$	0.40	0.52 kN/m
Momento dell'azione alla sommità ($x=0, y=0$)	$M = -2.24$	-1.75	-2.24 kNm/m
Punto di applicazione dell'azione $x = -0.375 \text{ m}, y = 2.250 \text{ m}$			

Azioni e momenti totaliAzioni e momenti nel punto inferiore B ($x = -0.500 \text{ m}, y = 3.000 \text{ m}$)**Azioni permanenti**

	EQU	STR	GEO
Azione totale orizzontale del terreno	$F_{sx} = 26.91$	20.80	26.91 kN/m
Azione totale verticale del terreno	$F_{sy} = 14.69$	11.35	14.69 kN/m
Momento totale dell'azione del terreno	$M_s = 33.31$	25.87	33.31 kNm/m

Azioni variabili

	EQU	STR	GEO
Azione totale orizzontale del terreno	$F_{sx} = 2.10$	1.63	2.10 kN/m
Azione totale verticale del terreno	$F_{sy} = 1.13$	0.87	1.13 kN/m
Momento totale dell'azione del terreno	$M_s = 3.66$	2.83	3.66 kNm/m



Carico sismico

(DM2008, §7.3, Annessi E)

Coefficiente sismico orizzontale $k_h=1.00 \times 0.06 \times 1.00 / 1.500 = 0.040$

(DM2008 Eq.7.1, T.7.1)

Coefficiente sismico verticale $k_v=0.50 \times 0.040 = 0.020$

(DM2008 Eq.7.1)

Terreno sopra la falda

(DM2008 Annessi E.5)

$\tan(\omega) = k_h / (1 - k_v) = 0.040 / (1 - 0.020) = 0.041$, $\omega = 2.34^\circ$

Metodo Mononobe-Okabe (DM2008 Annex E.4)

per la forza attiva del terreno durante l'azione sismica

Coefficiente di pressione attiva del terreno, $K_e = 0.371$

Pressione addizionale del terreno dovuta all'azione sismica

oltre il caso di carico STR $\xi = (K_e / K_e - 1) = (0.371 / 0.269 - 1) = 0.379$

$$K_E = \frac{\cos^2(\varphi - \omega)}{\cos \omega \cos^2 \theta \cos(\delta + \theta + \omega)} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \omega - \beta)}{\cos(\theta + \omega + \delta) \cos(\theta - \beta)}} \right]^2$$

Azione del terreno dovuta all'azione sismica (Azioni permanenti) $F_x = 1.379 \times 13.70 = 18.89 \text{ kN/m}$

Azione del terreno dovuta all'azione sismica (Azioni variabili) $F_x = 1.379 \times 0.71 = 0.98 \text{ kN/m}$

1.6. Calcolo della spinta passiva del terreno (teoria di Rankine)

1.6.1. Parte di parete da $y=2.100 \text{ m}$ a $y=3.000 \text{ m}$, $H_s=0.900 \text{ m}$

Punto superiore A $x=2.050 \text{ m}$ $y=2.100 \text{ m}$

Punto inferiore B $x=2.050 \text{ m}$ $y=3.000 \text{ m}$

Caratteristiche del terreno

Tipo di terreno : Ghiaia grossolan

Peso specifico del terreno

$\gamma = 16.00 \text{ kN/m}^3$

Peso specifico del terreno (saturato)

$\gamma_s = 20.00 \text{ kN/m}^3$

Peso specifico dell'acqua

$\gamma_w = 10.00 \text{ kN/m}^3$

Angolo di attrito interno del terreno

$\varphi = 45.00^\circ$

Coesione del terreno

$c = 0.000 \text{ N/mm}^2$

Angolo di inclinazione del terreno

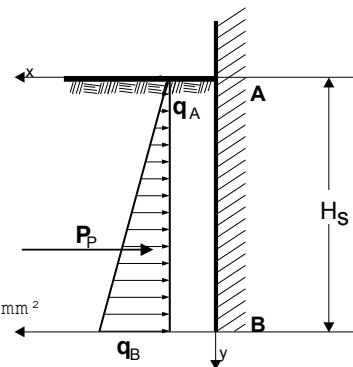
$\beta = 0.00^\circ$

Pressione del terreno sulla superficie verticale

$\theta = 0.00^\circ$

Angolo di attrito interno tra terreno e muro

$\delta = 0.00^\circ$



Spinta del terreno secondo la teoria di Coulomb

EQU STR GEO

Angolo del piano di rottura $\rho = 45^\circ - \varphi/2 = 27.00^\circ$ 22.50 27.00°

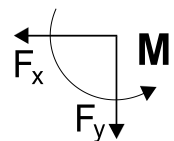
Coefficiente di spinta passiva $K_p = 3.852$ 5.828 3.852

Pressione del terreno $q(y) = q_A + \gamma \cdot y \cdot K_p$

$$K_p = \frac{\cos^2(\varphi + \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\theta - \delta)} \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi + \beta)}{\cos(\theta - \delta) \cos(\theta - \beta)}} \right]^2$$

Azioni permanenti

	EQU	STR	GEO
Pressione del terreno alla sommità ($y=y_A$)	$q_A = 0.00$	0.00	0.00 kN/m^2
Pressione del terreno in basso ($y=y_A + 0.90 \text{ m}$)	$q_B = -55.47$	-83.92	-55.47 kN/m^2
Azione del terreno $P_a = \frac{1}{2}(q_A + q_B)H$	$P_p = 24.96$	37.76	24.96 kN/m
Angolo dell'azione del terreno	$\alpha = 0.00$	0.00	0.00°
Azione del terreno in direzione x	$P_{px} = -24.96$	-37.76	-24.96 kN/m
Azione del terreno in direzione y	$P_{py} = 0.00$	0.00	0.00 kN/m
Momento dell'azione alla sommità ($x=0, y=0$)	$M = 67.39$	101.95	67.39 kNm/m
Punto di applicazione dell'azione $x=2.050 \text{ m}$, $y=2.700 \text{ m}$			

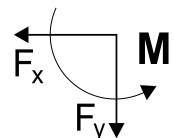


Azioni e momenti totali

Azioni e momenti nel punto inferiore B ($x=2.050 \text{ m}$, $y=3.000 \text{ m}$)

Azioni permanenti

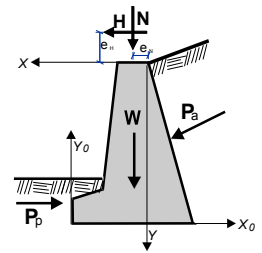
	EQU	STR	GEO
Azione totale orizzontale del terreno	$F_{sx} = -24.96$	-37.76	-24.96 kN/m
Azione totale verticale del terreno	$F_{sy} = 0.00$	0.00	0.00 kN/m
Momento totale dell'azione del terreno	$M_s = -7.49$	-11.33	-7.49 kNm/m



1.7. Verifiche di stabilità del muro (EQU)

1.7.1. Forze (agenti e resistenti) sulla parete (EQU)

Azione		y1 - y2	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	x [m]	y [m]
Spinta attiva del terreno	Pa	0.00- 1.50	9.08	4.62	-0.159	0.951
Sovracc. riempimen. accid.	Pq	0.00- 1.50	1.19	0.61	-0.125	0.750
Spinta attiva del terreno	Pa	1.50- 3.00	17.83	10.07	-0.388	2.327
Sovracc. riempimen. accid.	Pq	1.50- 3.00	0.91	0.52	-0.375	2.250
Spinta passiva del terreno	Pp	2.10- 3.00	-24.96	0.00	2.050	2.700
Peso del muro	W		0.00	79.44	0.490	1.861
Carico vert. sommit. perm.	Ng		0.00	10.00	0.250	0.000
Carico vert. sommit. var.	Nq		0.00	7.00	0.250	0.000
Carico orizz. sommit. perm.	Hg		5.00	0.00	0.300	-0.050
Carico orizz. sommit. var.	Hq		4.00	0.00	0.300	-0.050

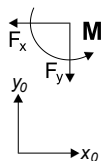


1.7.2. Verifica della capacità portante del terreno (EQU)

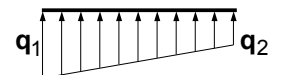
(EC7 EN1997-1-1:2004, §6.5.2)

Verifica per $0.90 \times (\text{peso proprio} + \text{carichi verticali perm.}) + 0.00 \times (\text{carichi vert. variab.})$

Azione	(γ)	y1 - y2	Fx	Fy	xo	yo	M	
				[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]	[kNm/m]
Spinta attiva del terreno	Pax1.10	0.00- 1.50		9.99	5.08	2.209	2.049	9.23
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.50	0.00- 1.50		1.79	0.92	2.175	2.250	2.03
Spinta attiva del terreno	Pax1.10	1.50- 3.00		19.61	11.08	2.438	0.673	-13.81
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.50	1.50- 3.00		1.36	0.78	2.425	0.750	-0.87
Peso del muro	W x0.90			0.00	71.50	1.560	1.139	-111.54
Carico vert. sommit. perm.	Ngx0.90			0.00	9.00	1.800	3.000	-16.20
Carico orizz. sommit. perm.	Hgx1.10			5.50	0.00	1.750	3.050	16.78
Carico orizz. sommit. var.	Hqx1.50			6.00	0.00	1.750	3.050	18.30
Somma=					98.36			-96.08



Somma delle forze verticali = 98.36 kN/m
 Somma dei momenti sulla fondazione a valle = -96.08 kNm/m
 Somma dei momenti a metà della base = 29.33 kNm/m
 Eccentricità $ec = 29.33 / 98.36 = 0.298\text{m}$, $ec \leq 2.550 / 6 = 0.425\text{m}$
 Pressione sul terreno $q1 = 0.066 \text{ N/mm}^2$ $q2 = 0.012 \text{ N/mm}^2$
 Fondazione effettiva $L = 2.550 - 2 \times 0.298 = 1.954 \text{ m}$
 Portata del terreno $Rd = L \cdot qu / \gamma M = 1.954 \times (1000 \times 0.50) / 1.40 = 697.86 \text{ kN/m}$
 Verifica della portata $Vd = 98.36 < Rd = 697.86 \text{ kN/m}$, La verifica è soddisfatta

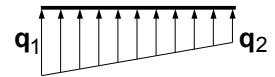


(EC7 Annessi D)

Verifica per $1.10 \times (\text{peso proprio} + \text{carichi verticali perm.}) + 1.50 \times (\text{carichi vert. variab.})$

Azione	(γ)	y1 - y2	Fx	Fy	xo	yo	M	
				[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]	[kNm/m]
Spinta attiva del terreno	Pax1.10	0.00- 1.50		9.99	5.08	2.209	2.049	9.23
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.50	0.00- 1.50		1.79	0.92	2.175	2.250	2.03
Spinta attiva del terreno	Pax1.10	1.50- 3.00		19.61	11.08	2.438	0.673	-13.81
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.50	1.50- 3.00		1.36	0.78	2.425	0.750	-0.87
Peso del muro	W x1.10			0.00	87.38	1.560	1.139	-136.32
Carico vert. sommit. perm.	Ngx1.10			0.00	11.00	1.800	3.000	-19.80
Carico vert. sommit. var.	Nqx1.50			0.00	10.50	1.800	3.000	-18.90
Carico orizz. sommit. perm.	Hgx1.10			5.50	0.00	1.750	3.050	16.78
Carico orizz. sommit. var.	Hqx1.50			6.00	0.00	1.750	3.050	18.30
Somma=					126.74			-143.36

Somma delle forze verticali = 126.74 kN/m
 Somma dei momenti sulla fondazione a valle = -143.36 kNm/m
 Somma dei momenti a metà della base = 18.23 kNm/m
 Eccentricità $ec = 18.23/126.74 = 0.144\text{m}$, $ec \leq 2.550/6 = 0.425\text{m}$
 Pressione sul terreno $q_1 = 0.067\text{ N/mm}^2$ $q_2 = 0.033\text{ N/mm}^2$
 Fondazione effettiva $L = 2.550 - 2 \times 0.144 = 2.262\text{ m}$ (EC7 Annessi D)
 Portata del terreno $R_d = L \cdot q_u / \gamma_M = 2.262 \times (1000 \times 0.50) / 1.40 = 807.86\text{ kN/m}$
 Verifica della portata $V_d = 126.74 < R_d = 807.86\text{ kN/m}$, La verifica è soddisfatta (EC7 Eq.2.2, Eq.6.1)



1.7.3. Verifica di rottura dovuta al ribaltamento (EQU)

(EC7 EN1997-1-1:2004, §9.7.4)

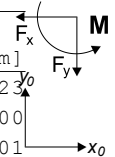
Ribaltamento rispetto alla fondazione a valle ($x_0=0, y_0=0$) ($x=2.050, y=3.000\text{ m}$)

Azione	(γ)	$y_1 - y_2$	F_x	F_y	x_0	y_0	M_{o+}	M_{o-}		
			[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	
Spinta attiva del terreno	Pax1.10	0.00- 1.50	9.99	5.08	2.209	2.049	20.46	11.23		
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.50	0.00- 1.50	1.79	0.92	2.175	2.250	4.02	2.00		
Spinta attiva del terreno	Pax1.10	1.50- 3.00	19.61	11.08	2.438	0.673	13.20	27.01		
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.50	1.50- 3.00	1.36	0.78	2.425	0.750	1.02	1.89		
Peso del muro	W x0.90		0.00	71.50	1.560	1.139	0.00	111.54		
Carico vert. sommit. perm.	Ngx0.90		0.00	9.00	1.800	3.000	0.00	16.20		
Carico orizz. sommit. perm.	Hgx1.10		5.50	0.00	1.750	3.050	16.78	0.00		
Carico orizz. sommit. var.	Hqx1.50		6.00	0.00	1.750	3.050	18.30	0.00		
Somma=								73.78	169.87	

Somma dei momenti ribaltanti = 73.78 kNm/m

Somma dei momenti stabilizzanti = 169.87 kNm/m

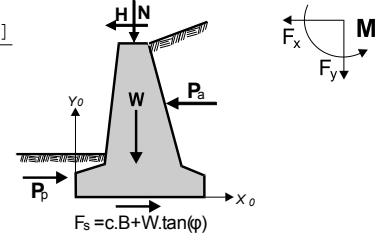
Verifica del ribaltamento $M_{ed} = 73.78 < M_{rd} = 169.87\text{ kNm/m}$, La verifica è soddisfatta



1.7.4. Verifica di rottura rispetto allo scorrimento (EQU)

(EC7 EN1997-1-1:2004, §9.7.3, §6.5.3)

Azione	(γ)	$y_1 - y_2$	F_{x+}	F_{x-}	F_y	
			[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	
Spinta attiva del terreno	Pax1.10	0.00- 1.50	9.99	0.00	5.08	
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.50	0.00- 1.50	1.79	0.00	0.92	
Spinta attiva del terreno	Pax1.10	1.50- 3.00	19.61	0.00	11.08	
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.50	1.50- 3.00	1.36	0.00	0.78	
Spinta passiva del terreno	Ppx0.90	2.10- 3.00	0.00	22.46	0.00	
Peso del muro	W x0.90		0.00	0.00	71.50	
Carico vert. sommit. perm.	Ngx0.90		0.00	0.00	9.00	
Carico orizz. sommit. perm.	Hgx1.10		5.50	0.00	0.00	
Carico orizz. sommit. var.	Hqx1.50		6.00	0.00	0.00	
Somma=			44.25	22.46	98.36	



Attrito del terreno $R_d = V_d \cdot \tan \phi / \gamma_M = 98.36 \times \tan(45.00^\circ) / 1.25 = 78.69\text{ kN/m}$

(le forze resistenti dovute alla coesione sono ignorate)

(EC7 §6.5.3. 10)

Somma delle forze agenti = 44.25 kN/m

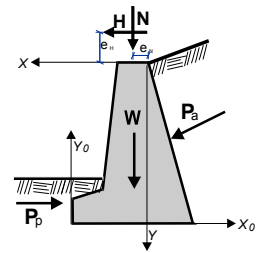
Somma delle forze resistenti $(22.46 + 78.69) = 101.15\text{ kN/m}$

Verifica della resistenza allo scorrimento $H_d = 44.25 < R_d = 101.15\text{ kN/m}$, La verifica è soddisfatta

1.8. Verifiche di stabilità del muro (STR)

1.8.1. Forze (agenti e resistenti) sulla parete (STR)

Azione		y1 - y2	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	x [m]	y [m]
Spinta attiva del terreno	Pa	0.00- 1.50	7.10	3.61	-0.159	0.951
Sovracc. riempimen. accid.	Pq	0.00- 1.50	0.92	0.47	-0.125	0.750
Spinta attiva del terreno	Pa	1.50- 3.00	13.70	7.74	-0.388	2.327
Sovracc. riempimen. accid.	Pq	1.50- 3.00	0.71	0.40	-0.375	2.250
Spinta passiva del terreno	Pp	2.10- 3.00	-37.76	0.00	2.050	2.700
Peso del muro	W		0.00	79.44	0.490	1.861
Carico vert. sommit. perm.	Ng		0.00	10.00	0.250	0.000
Carico vert. sommit. var.	Nq		0.00	7.00	0.250	0.000
Carico orizz. sommit. perm.	Hg		5.00	0.00	0.300	-0.050
Carico orizz. sommit. var.	Hq		4.00	0.00	0.300	-0.050

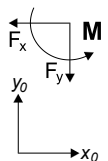


1.8.2. Verifica della capacità portante del terreno (STR)

(EC7 EN1997-1-1:2004, §6.5.2)

Verifica per $1.00 \times (\text{peso proprio} + \text{carichi verticali perm.}) + 0.00 \times (\text{carichi vert. variab.})$

Azione	(γ)	y1 - y2	Fx	Fy	xo	yo	M	
			[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]	[kNm/m]
Spinta attiva del terreno	Pax1.30	0.00- 1.50	9.23	4.69	2.209	2.049	8.55	
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.50	0.00- 1.50	1.38	0.70	2.175	2.250	1.58	
Spinta attiva del terreno	Pax1.30	1.50- 3.00	17.81	10.06	2.438	0.673	-12.54	
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.50	1.50- 3.00	1.06	0.60	2.425	0.750	-0.66	
Peso del muro	W x1.00		0.00	79.44	1.560	1.139	-123.93	
Carico vert. sommit. perm.	Ngx1.00		0.00	10.00	1.800	3.000	-18.00	
Carico orizz. sommit. perm.	Hgx1.30		6.50	0.00	1.750	3.050	19.82	
Carico orizz. sommit. var.	Hqx1.50		6.00	0.00	1.750	3.050	18.30	
			Somma=	105.49				-106.88



Somma delle forze verticali = 105.49 kN/m

Somma dei momenti sulla fondazione a valle = -106.88 kNm/m

Somma dei momenti a metà della base = 27.62 kNm/m

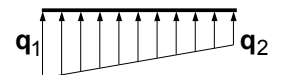
Eccentricità $ec = 27.62 / 105.49 = 0.262\text{m}$, $ec \leq 2.550 / 6 = 0.425\text{m}$

Pressione sul terreno $q1 = 0.067 \text{ N/mm}^2$ $q2 = 0.016 \text{ N/mm}^2$

Fondazione effettiva $L = 2.550 - 2 \times 0.262 = 2.026 \text{ m}$

Portata del terreno $Rd = L \cdot qu / \gamma M = 2.026 \times (1000 \times 0.50) / 1.00 = 1013.00 \text{ kN/m}$

Verifica della portata $Vd = 105.49 < Rd = 1013.00 \text{ kN/m}$, La verifica è soddisfatta (EC7 Eq.2.2, Eq.6.

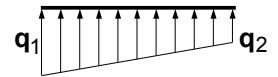


(EC7 Annessi D)

Verifica per $1.30 \times (\text{peso proprio} + \text{carichi verticali perm.}) + 1.50 \times (\text{carichi vert. variab.})$

Azione	(γ)	y1 - y2	Fx	Fy	xo	yo	M	
			[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]	[kNm/m]
Spinta attiva del terreno	Pax1.30	0.00- 1.50	9.23	4.69	2.209	2.049	8.55	
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.50	0.00- 1.50	1.38	0.70	2.175	2.250	1.58	
Spinta attiva del terreno	Pax1.30	1.50- 3.00	17.81	10.06	2.438	0.673	-12.54	
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.50	1.50- 3.00	1.06	0.60	2.425	0.750	-0.66	
Peso del muro	W x1.30		0.00	103.27	1.560	1.139	-161.11	
Carico vert. sommit. perm.	Ngx1.30		0.00	13.00	1.800	3.000	-23.40	
Carico vert. sommit. var.	Nqx1.50		0.00	10.50	1.800	3.000	-18.90	
Carico orizz. sommit. perm.	Hgx1.30		6.50	0.00	1.750	3.050	19.82	
Carico orizz. sommit. var.	Hqx1.50		6.00	0.00	1.750	3.050	18.30	
			Somma=	142.82				-168.36

Somma delle forze verticali = 142.82 kN/m
 Somma dei momenti sulla fondazione a valle = -168.36 kNm/m
 Somma dei momenti a metà della base = 13.74 kNm/m
 Eccentricità $ec = 13.74 / 142.82 = 0.096\text{m}$, $ec \leq 2.550 / 6 = 0.425\text{m}$
 Pressione sul terreno $q_1 = 0.069\text{ N/mm}^2$ $q_2 = 0.043\text{ N/mm}^2$
 Fondazione effettiva $L = 2.550 - 2 \times 0.096 = 2.358\text{ m}$
 Portata del terreno $R_d = L \cdot q_u / \gamma M = 2.358 \times (1000 \times 0.50) / 1.00 = 1179.00\text{ kN/m}$
 Verifica della portata $V_d = 142.82 < R_d = 1179.00\text{ kN/m}$, La verifica è soddisfatta (EC7 Eq.2.2, Eq.6.



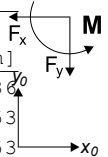
(EC7 Annessi D)

1.8.3. Verifica di rottura dovuta al ribaltamento (STR)

(EC7 EN1997-1-1:2004, §9.7.4)

Ribaltamento rispetto alla fondazione a valle ($x_0=0, y_0=0$) ($x=2.050, y=3.000\text{ m}$)

Azione	(γ)	$y_1 - y_2$	F_x	F_y	x_0	y_0	M_{o+}	M_{o-}		
			[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	
Spinta attiva del terreno	Pax1.30	0.00- 1.50	9.23	4.69	2.209	2.049	18.91	10.36		
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.50	0.00- 1.50	1.38	0.70	2.175	2.250	3.10	1.53		
Spinta attiva del terreno	Pax1.30	1.50- 3.00	17.81	10.06	2.438	0.673	11.99	24.53		
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.50	1.50- 3.00	1.06	0.60	2.425	0.750	0.79	1.46		
Peso del muro	W x1.00		0.00	79.44	1.560	1.139	0.00	123.93		
Carico vert. sommit. perm.	Ngx1.00		0.00	10.00	1.800	3.000	0.00	18.00		
Carico orizz. sommit. perm.	Hgx1.30		6.50	0.00	1.750	3.050	19.82	0.00		
Carico orizz. sommit. var.	Hqx1.50		6.00	0.00	1.750	3.050	18.30	0.00		
Somma=								72.91	179.81	



Somma dei momenti ribaltanti = 72.91 kNm/m

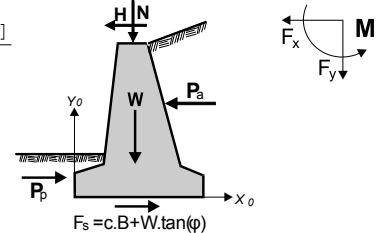
Somma dei momenti stabilizzanti = 179.81 kNm/m

Verifica del ribaltamento $M_{ed} = 72.91 < M_{rd} = 179.81\text{ kNm/m}$, La verifica è soddisfatta

1.8.4. Verifica di rottura rispetto allo scorrimento (STR)

(EC7 EN1997-1-1:2004, §9.7.3, §6.5.3)

Azione	(γ)	$y_1 - y_2$	F_{x+}	F_{x-}	F_y	
			[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	
Spinta attiva del terreno	Pax1.30	0.00- 1.50	9.23	0.00	4.69	
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.50	0.00- 1.50	1.38	0.00	0.70	
Spinta attiva del terreno	Pax1.30	1.50- 3.00	17.81	0.00	10.06	
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.50	1.50- 3.00	1.06	0.00	0.60	
Spinta passiva del terreno	Ppx1.00	2.10- 3.00	0.00	37.76	0.00	
Peso del muro	W x1.00		0.00	0.00	79.44	
Carico vert. sommit. perm.	Ngx1.00		0.00	0.00	10.00	
Carico orizz. sommit. perm.	Hgx1.30		6.50	0.00	0.00	
Carico orizz. sommit. var.	Hqx1.50		6.00	0.00	0.00	
Somma=			41.98	37.76	105.49	



Attrito del terreno $R_d = V_d \cdot \tan \phi / \gamma M = 105.49 \times \tan(45.00^\circ) / 1.00 = 105.49\text{ kN/m}$

(le forze resistenti dovute alla coesione sono ignorate)

(EC7 §6.5.3. 10)

Somma delle forze agenti = 41.98 kN/m

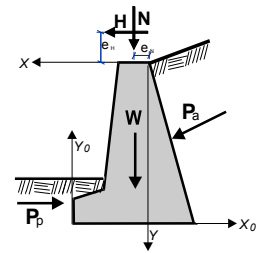
Somma delle forze resistenti $(37.76 + 105.49) = 143.25\text{ kN/m}$

Verifica della resistenza allo scorrimento $H_d = 41.98 < R_d = 143.25\text{ kN/m}$, La verifica è soddisfatta

1.9. Verifiche di stabilità del muro (GEO)

1.9.1. Forze (agenti e resistenti) sulla parete (GEO)

Azione		y1 - y2	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	x [m]	y [m]
Spinta attiva del terreno	Pa	0.00- 1.50	9.08	4.62	-0.159	0.951
Sovracc. riempimen. accid.	Pq	0.00- 1.50	1.19	0.61	-0.125	0.750
Spinta attiva del terreno	Pa	1.50- 3.00	17.83	10.07	-0.388	2.327
Sovracc. riempimen. accid.	Pq	1.50- 3.00	0.91	0.52	-0.375	2.250
Spinta passiva del terreno	Pp	2.10- 3.00	-24.96	0.00	2.050	2.700
Peso del muro	W		0.00	79.44	0.490	1.861
Carico vert. sommit. perm.	Ng		0.00	10.00	0.250	0.000
Carico vert. sommit. var.	Nq		0.00	7.00	0.250	0.000
Carico orizz. sommit. perm.	Hg		5.00	0.00	0.300	-0.050
Carico orizz. sommit. var.	Hq		4.00	0.00	0.300	-0.050

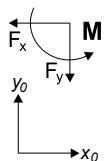


1.9.2. Verifica della capacità portante del terreno (GEO)

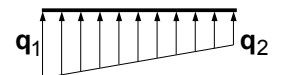
(EC7 EN1997-1-1:2004, §6.5.2)

Verifica per 1.00x(peso proprio+carichi verticali perm.)+0.00x(carichi vert. variab.)

Azione	(γ)	y1 - y2	Fx	Fy	xo	yo	M	
			[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]	[kNm/m]
Spinta attiva del terreno	Pax1.00	0.00- 1.50	9.08	4.62	2.209	2.049	8.39	
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.30	0.00- 1.50	1.55	0.79	2.175	2.250	1.75	
Spinta attiva del terreno	Pax1.00	1.50- 3.00	17.83	10.07	2.438	0.673	-12.55	
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.30	1.50- 3.00	1.18	0.68	2.425	0.750	-0.75	
Peso del muro	W x1.00		0.00	79.44	1.560	1.139	-123.93	
Carico vert. sommit. perm.	Ngx1.00		0.00	10.00	1.800	3.000	-18.00	
Carico orizz. sommit. perm.	Hgx1.00		5.00	0.00	1.750	3.050	15.25	
Carico orizz. sommit. var.	Hqx1.30		5.20	0.00	1.750	3.050	15.86	
			Somma=	105.60			-113.98	



Somma delle forze verticali = 105.60 kN/m
 Somma dei momenti sulla fondazione a valle = -113.98 kNm/m
 Somma dei momenti a metà della base = 20.66 kNm/m
 Eccentricità $ec = 20.66 / 105.60 = 0.196m$, $ec \leq 2.550 / 6 = 0.425m$
 Pressione sul terreno $q1 = 0.060 \text{ N/mm}^2$ $q2 = 0.022 \text{ N/mm}^2$
 Fondazione effettiva $L = 2.550 - 2 \times 0.196 = 2.159 \text{ m}$



(EC7 Annessi D)

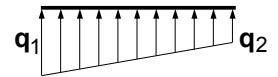
Portata del terreno $Rd = L \cdot qu / \gamma M = 2.159 \times (1000 \times 0.50) / 1.40 = 771.07 \text{ kN/m}$

Verifica della portata $Vd = 105.60 < Rd = 771.07 \text{ kN/m}$, La verifica è soddisfatta (EC7 Eq.2.2, Eq.6.1)

Verifica per 1.00x(peso proprio+carichi verticali perm.)+1.30x(carichi vert. variab.)

Azione	(γ)	y1 - y2	Fx	Fy	xo	yo	M	
			[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]	[kNm/m]
Spinta attiva del terreno	Pax1.00	0.00- 1.50	9.08	4.62	2.209	2.049	8.39	
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.30	0.00- 1.50	1.55	0.79	2.175	2.250	1.75	
Spinta attiva del terreno	Pax1.00	1.50- 3.00	17.83	10.07	2.438	0.673	-12.55	
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.30	1.50- 3.00	1.18	0.68	2.425	0.750	-0.75	
Peso del muro	W x1.00		0.00	79.44	1.560	1.139	-123.93	
Carico vert. sommit. perm.	Ngx1.00		0.00	10.00	1.800	3.000	-18.00	
Carico vert. sommit. var.	Nqx1.30		0.00	9.10	1.800	3.000	-16.38	
Carico orizz. sommit. perm.	Hgx1.00		5.00	0.00	1.750	3.050	15.25	
Carico orizz. sommit. var.	Hqx1.30		5.20	0.00	1.750	3.050	15.86	
			Somma=	114.70			-130.36	

Somma delle forze verticali = 114.70 kN/m
 Somma dei momenti sulla fondazione a valle = -130.36 kNm/m
 Somma dei momenti a metà della base = 15.88 kNm/m
 Eccentricità $ec = 15.88 / 114.70 = 0.138\text{m}$, $ec \leq 2.550 / 6 = 0.425\text{m}$
 Pressione sul terreno $q_1 = 0.060\text{ N/mm}^2$ $q_2 = 0.030\text{ N/mm}^2$
 Fondazione effettiva $L = 2.550 - 2 \times 0.138 = 2.273\text{ m}$ (EC7 Annessi D)
 Portata del terreno $R_d = L \cdot q_u / \gamma M = 2.273 \times (1000 \times 0.50) / 1.40 = 811.79\text{ kN/m}$
 Verifica della portata $V_d = 114.70 < R_d = 811.79\text{ kN/m}$, La verifica è soddisfatta (EC7 Eq.2.2, Eq.6.1)



1.9.3. Verifica di rottura dovuta al ribaltamento (GEO)

(EC7 EN1997-1-1:2004, §9.7.4)

Ribaltamento rispetto alla fondazione a valle ($x_0=0, y_0=0$) ($x=2.050, y=3.000\text{ m}$)

Azione	(γ)	$y_1 - y_2$	F_x	F_y	x_0	y_0	M_{o+}	M_{o-}	
			[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	
Spinta attiva del terreno	Pax1.00	0.00- 1.50	9.08	4.62	2.209	2.049	18.60	10.21	
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.30	0.00- 1.50	1.55	0.79	2.175	2.250	3.48	1.73	
Spinta attiva del terreno	Pax1.00	1.50- 3.00	17.83	10.07	2.438	0.673	12.00	24.55	
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.30	1.50- 3.00	1.18	0.68	2.425	0.750	0.88	1.64	
Peso del muro	W x1.00		0.00	79.44	1.560	1.139	0.00	123.93	
Carico vert. sommit. perm.	Ngx1.00		0.00	10.00	1.800	3.000	0.00	18.00	
Carico orizz. sommit. perm.	Hgx1.00		5.00	0.00	1.750	3.050	15.25	0.00	
Carico orizz. sommit. var.	Hqx1.30		5.20	0.00	1.750	3.050	15.86	0.00	
Somma=								66.07	
								180.06	

Somma dei momenti ribaltanti = 66.07 kNm/m

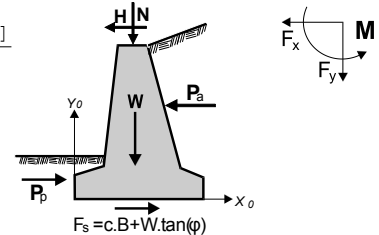
Somma dei momenti stabilizzanti = 180.06 kNm/m

Verifica del ribaltamento $M_{ed} = 66.07 < M_{rd} = 180.06\text{ kNm/m}$, La verifica è soddisfatta

1.9.4. Verifica di rottura rispetto allo scorrimento (GEO)

(EC7 EN1997-1-1:2004, §9.7.3, §6.5.3)

Azione	(γ)	$y_1 - y_2$	F_{x+}	F_{x-}	F_y
			[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
Spinta attiva del terreno	Pax1.00	0.00- 1.50	9.08	0.00	4.62
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.30	0.00- 1.50	1.55	0.00	0.79
Spinta attiva del terreno	Pax1.00	1.50- 3.00	17.83	0.00	10.07
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.30	1.50- 3.00	1.18	0.00	0.68
Spinta passiva del terreno	Ppx1.00	2.10- 3.00	0.00	24.96	0.00
Peso del muro	W x1.00		0.00	0.00	79.44
Carico vert. sommit. perm.	Ngx1.00		0.00	0.00	10.00
Carico orizz. sommit. perm.	Hgx1.00		5.00	0.00	0.00
Carico orizz. sommit. var.	Hqx1.30		5.20	0.00	0.00
Somma=			39.84	24.96	105.60



Attrito del terreno $R_d = V_d \cdot \tan \phi / \gamma M = 105.60 \times \tan(45.00^\circ) / 1.25 = 84.48\text{ kN/m}$

(le forze resistenti dovute alla coesione sono ignorate)

(EC7 §6.5.3. 10)

Somma delle forze agenti = 39.84 kN/m

Somma delle forze resistenti $(24.96 + 84.48) = 109.44\text{ kN/m}$

Verifica della resistenza allo scorrimento $H_d = 39.84 < R_d = 109.44\text{ kN/m}$, La verifica è soddisfatta

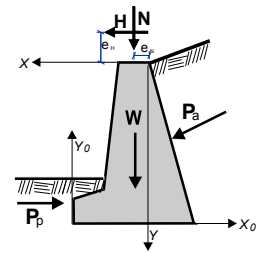
1.10. Progettazione sismica

(DM2008)

Verifiche di stabilità del muro (con carico sismico)

1.10.1. Forze (agenti e resistenti) sulla parete

Azione		y1 - y2	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	x [m]	y [m]
Spinta attiva del terreno	Pa	0.00- 1.50	7.10	3.61	-0.159	0.951
Sovracc. riempimen. accid.	Pq	0.00- 1.50	0.92	0.47	-0.125	0.750
Spinta attiva del terreno	Pa	1.50- 3.00	13.70	7.74	-0.388	2.327
Sovracc. riempimen. accid.	Pq	1.50- 3.00	0.71	0.40	-0.375	2.250
Spinta passiva del terreno	Pp	2.10- 3.00	-37.76	0.00	2.050	2.700
Peso del muro	W		0.00	79.44	0.490	1.861
Carico vert. sommit. perm.	Ng		0.00	10.00	0.250	0.000
Carico vert. sommit. var.	Nq		0.00	7.00	0.250	0.000
Carico orizz. sommit. perm.	Hg		5.00	0.00	0.300	-0.050
Carico orizz. sommit. var.	Hq		4.00	0.00	0.300	-0.050



1.10.2. Forze aggiuntive dovute al carico sismico

Azione		y1 - y2	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	x [m]	y [m]
Spinta attiva del terreno	Pa	0.00- 1.50	2.57		-0.159	0.951
Sovracc. riempimen. accid.	Pq	0.00- 1.50	0.33		-0.125	0.750
Spinta attiva del terreno	Pa	1.50- 3.00	5.19		-0.388	2.327
Sovracc. riempimen. accid.	Pq	1.50- 3.00	0.27		-0.375	2.250
Peso del muro	W		3.18	-1.59	0.490	1.861
Carico vert. sommit. perm.	Ng		0.40	-0.20	0.250	0.000
Carico vert. sommit. var.	Nq		0.28	-0.14	0.250	0.000

1.10.3. Verifica della capacità portante del terreno (con carico sismico)

(EC7 §6.5.2)

Azione	(γ)	y1 - y2	Fx	Fy	xo	yo	M	
				[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]	[kNm/m]
Spinta attiva del terreno	Pax1.00	0.00- 1.50	9.67	3.61	2.209	2.049	11.85	
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.00	0.00- 1.50	1.25	0.47	2.175	2.250	1.80	
Spinta attiva del terreno	Pax1.00	1.50- 3.00	18.89	7.74	2.438	0.673	-6.16	
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.00	1.50- 3.00	0.98	0.40	2.425	0.750	-0.24	
Peso del muro	W x1.00		3.18	81.03	1.560	1.139	-117.83	
Carico vert. sommit. perm.	Ngx1.00		0.40	9.80	1.800	3.000	-16.44	
Carico vert. sommit. var.	Nqx1.00		0.28	6.86	1.800	3.000	-11.51	
Carico orizz. sommit. perm.	Hgx1.00		5.00	0.00	1.750	3.050	15.25	
Carico orizz. sommit. var.	Hqx1.00		4.00	0.00	1.750	3.050	12.20	
Somma=				109.91			-111.08	

Somma delle forze verticali = 109.91 kN/m

Somma dei momenti sulla fondazione a valle = -111.08 kNm/m

Somma dei momenti a metà della base = 29.06 kNm/m

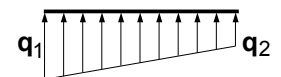
Eccentricità $ec = 29.06 / 109.91 = 0.264m$, $ec \leq 2.550 / 6 = 0.425m$

Pressione sul terreno $q1 = 0.070 N/mm^2$ $q2 = 0.016 N/mm^2$

Fondazione effettiva $L = 2.550 - 2 \times 0.264 = 2.021 m$

Portata del terreno $Rd = L \cdot qu / \gamma M = 2.021 \times (1000 \times 0.50) / 1.00 = 1010.50 kN/m$

Verifica della portata $Vd = 109.91 < Rd = 1010.50 kN/m$, La verifica è soddisfatta (EC7 Eq.2.2, Eq.6.



(EC7 Annessi D)

1.10.4. Verifica di rottura dovuta al ribaltamento (con carico sismico)

(EC7 §9.7.4)

Ribaltamento rispetto alla fondazione a valle ($x_0=0, y_0=0$) ($x=2.050, y=3.000$ m)

Azione	(γ)	$y_1 - y_2$	F_x	F_y	x_0	y_0	M_{o+}	M_{o-}
				[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]	[kNm/m]
Spinta attiva del terreno	Pax1.00	0.00- 1.50	1.50	9.67	3.61	2.209	2.049	19.82
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.00	0.00- 1.50	1.50	1.25	0.47	2.175	2.250	2.82
Spinta attiva del terreno	Pax1.00	1.50- 3.00	3.00	18.89	7.74	2.438	0.673	12.71
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.00	1.50- 3.00	3.00	0.98	0.40	2.425	0.750	0.73
Peso del muro	W x1.00			3.18	81.03	1.560	1.139	6.10
Carico vert. sommit. perm.	Ngx1.00			0.40	9.80	1.800	3.000	1.56
Carico vert. sommit. var.	Nqx1.00			0.28	6.86	1.800	3.000	1.09
Carico orizz. sommit. perm.	Hgx1.00			5.00	0.00	1.750	3.050	15.25
Carico orizz. sommit. var.	Hqx1.00			4.00	0.00	1.750	3.050	12.20
Somma=								72.28
								183.36

(*momenti dei carichi verticali sismici negativi, sono aggiunti ai momenti ribaltanti)

Somma dei momenti ribaltanti = 72.28 kNm/m

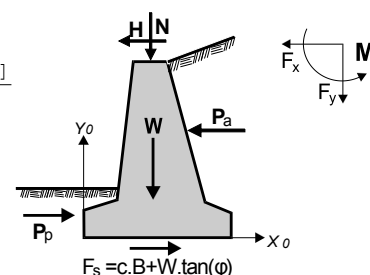
Somma dei momenti stabilizzanti = 183.36 kNm/m

Verifica del ribaltamento $M_{ed}=72.28 < M_{rd}=183.36$ kNm/m, La verifica è soddisfatta

1.10.5. Verifica di rottura rispetto allo scorrimento (con carico sismico)

(EC7 §9.7.3, §6.5.3)

Azione	(γ)	$y_1 - y_2$	F_{x+}	F_{x-}	F_y
			[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
Spinta attiva del terreno	Pax1.00	0.00- 1.50	1.50	9.67	0.00
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.00	0.00- 1.50	1.50	1.25	0.00
Spinta attiva del terreno	Pax1.00	1.50- 3.00	3.00	18.89	0.00
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.00	1.50- 3.00	3.00	0.98	0.00
Spinta passiva del terreno	Ppx1.00	2.10- 3.00	3.00	0.00	37.76
Peso del muro	W x1.00			3.18	0.00
Carico vert. sommit. perm.	Ngx1.00			0.40	0.00
Carico vert. sommit. var.	Nqx1.00			0.28	0.00
Carico orizz. sommit. perm.	Hgx1.00			5.00	0.00
Carico orizz. sommit. var.	Hqx1.00			4.00	0.00
Somma=			43.65	37.76	106.73



Attrito del terreno $R_d = V_d \cdot \tan \phi / \gamma M = 106.73 \times \tan(45.00^\circ) / 1.00 = 106.73$ kN/m

(le forze resistenti dovute alla coesione sono ignorate)

(EC7 §6.5.3. 10)

Somma delle forze agenti = 43.65 kN/m

Somma delle forze resistenti $(37.76 + 106.73) = 144.49$ kN/m

Verifica della resistenza allo scorrimento $H_d = 43.65 < R_d = 144.49$ kN/m, La verifica è soddisfatta

1.11. Progettazione del muro

1.11.1. Carico 1.30x(permanente sfavorevole)+1.00x(permanente favorevole)+1.50x(variabile sfav.)

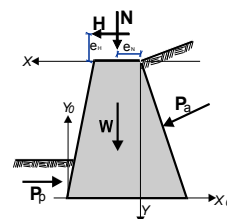
Forze (al baricentro della sezione trasversale) e tensioni nel muro

x, y : baricentro della sezione trasversale, b : larghezza della sezione, e : eccentricità

F_x : forza orizzontale, F_y : forza verticale, M : momento, e/b : eccentricità relativa

σ_1, σ_2 : tensioni normali nella sezione, τ : tensioni di taglio, B_q : larghezza effettiva

y	x	b	F_x	F_y	M	e/b	σ_1	σ_2	B_q/B	τ
[m]	[m]	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
0.48	0.310	0.780	14.27	17.54	5.39	-0.394	-0.142	0.000	0.318	0.018
0.96	0.320	0.960	17.60	27.56	11.96	-0.452	-0.398	0.000	0.144	0.018
1.44	0.330	1.140	22.42	40.10	19.74	-0.432	-0.344	0.000	0.204	0.020
1.92	0.340	1.320	27.30	54.62	29.40	-0.408	-0.299	0.000	0.277	0.021
2.40	0.350	1.500	33.11	71.45	40.79	-0.381	-0.266	0.000	0.358	0.022



1.11.2. Verifica di resistenza secondo EC6 EN1996-1-1:2005Verifica di resistenza per tensioni normali $N_{ed} \leq N_{rd}$

(EC6 §6.1)

Carico resistente verticale $N_{rd} = \Phi \cdot f_k \cdot t / \gamma_M$, Carico di progetto verticale N_{ed}

(EC6 §6.1.2)

 Φ fattore riduttivo della portata per la snellezza e l'eccentricità del carico $\Phi = 1 - 2e/t$ e =eccentricità del carico+ e_s , e_s =eccentricità accidentale= $h/450$, h =altezza del muro) f_k resistenza a compressione caratteristica $f_k = 3.50 \text{ N/mm}^2$ γ_M fattore parziale di sicurezza per il materiale $\gamma_M = 2.50$

y	t	Fy	M	e/t	Φ	Ned	Nrd	
[m]	[m]	[kN/m]	[kNm/m]				[kN/m]	[kN/m]
0.48	0.780	17.54	5.39	0.395	0.210	17.54	229.32	(Ned≤Nrd)
0.96	0.960	27.56	11.96	0.454	0.092	27.56	123.65	(Ned≤Nrd)
1.44	1.140	40.10	19.74	0.435	0.130	40.10	207.48	(Ned≤Nrd)
1.92	1.320	54.62	29.40	0.411	0.178	54.62	328.94	(Ned≤Nrd)
2.40	1.500	71.45	40.79	0.385	0.230	71.45	483.00	(Ned≤Nrd)

Progettazione per la resistenza a taglio $V_{ed} \leq V_{rd}$

(EC6 §6.2.1)

Resistenza a taglio $V_{rd} = f_{vk} \cdot t / \gamma_M$, carico di taglio di progetto V_{ed}

(EC6 §6.2.1)

 $f_{vk} = f_{vko} + 0.40 \sigma_d$, σ_d tensione di compressione di progetto

(EC6 §3.6.2)

 f_{vko} resistenza a taglio con tensione di compressione nulla $f_{vko} = 0.20 \text{ N/mm}^2$ γ_M fattore parziale di sicurezza per il materiale $\gamma_M = 2.50$

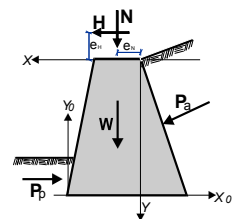
y	t	Fx	σ_d	Ved	Vrd	
[m]	[m]	[kN/m]	[N/mm ²]	[kN/m]	[kN/m]	
0.48	0.780	14.27	0.022	14.27	65.15	(Ved≤Vrd)
0.96	0.960	17.60	0.029	17.60	81.25	(Ved≤Vrd)
1.44	1.140	22.42	0.035	22.42	97.58	(Ved≤Vrd)
1.92	1.320	27.30	0.041	27.30	114.26	(Ved≤Vrd)
2.40	1.500	33.11	0.048	33.11	131.52	(Ved≤Vrd)

1.11.3. Carico 1.00x(permanente sfav.)+1.00x(permanente favor.)+1.00x(variable)+1.00x(sismico)

Forze (al baricentro della sezione trasversale) e tensioni nel muro (con carico sismico)

 x, y : baricentro della sezione trasversale, b : larghezza della sezione, e : eccentricità F_x : forza orizzontale, F_y : forza verticale, M : momento, e/b : eccentricità relativa σ_1, σ_2 : tensioni normali nella sezione, τ : tensioni di taglio, B_q : larghezza effettiva

y	x	b	Fx	Fy	M	e/b	σ_1	σ_2	B_q/B	τ	
[m]	[m]	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]			[N/mm ²]	[N/mm ²]		[N/mm ²]
0.48	0.310	0.780	11.74	23.83	4.24	-0.310	-0.079	0.000	0.569	0.015	
0.96	0.320	0.960	15.50	33.28	9.91	-0.374	-0.152	0.000	0.377	0.016	
1.44	0.330	1.140	20.88	45.02	17.18	-0.376	-0.189	0.000	0.372	0.018	
1.92	0.340	1.320	26.14	58.67	26.34	-0.365	-0.205	0.000	0.404	0.020	
2.40	0.350	1.500	32.81	74.44	37.99	-0.354	-0.218	0.000	0.437	0.022	

**1.11.4. Verifica di resistenza secondo EC6 EN1996-1-1:2005 (con carico sismico)**Verifica di resistenza per tensioni normali $N_{ed} \leq N_{rd}$ (con carico sismico)

(EC6 §6.1)

Carico resistente verticale $N_{rd} = \Phi \cdot f_k \cdot t / \gamma_M$, Carico di progetto verticale N_{ed}

(EC6 §6.1.2)

 Φ fattore riduttivo della portata per la snellezza e l'eccentricità del carico $\Phi = 1 - 2e/t$ e =eccentricità del carico+ e_s , e_s =eccentricità accidentale= $h/450$, h =altezza del muro) f_k resistenza a compressione caratteristica $f_k = 3.50 \text{ N/mm}^2$ γ_M fattore parziale di sicurezza per il materiale $\gamma_M = 2.50$

y	t	Fy	M	e/t	Φ	Ned	Nrd	
[m]	[m]	[kN/m]	[kNm/m]				[kN/m]	[kN/m]
0.48	0.780	23.83	4.24	0.311	0.378	23.83	412.78	(Ned≤Nrd)
0.96	0.960	33.28	9.91	0.376	0.248	33.28	333.31	(Ned≤Nrd)
1.44	1.140	45.02	17.18	0.379	0.242	45.02	386.23	(Ned≤Nrd)
1.92	1.320	58.67	26.34	0.368	0.264	58.67	487.87	(Ned≤Nrd)
2.40	1.500	74.44	37.99	0.358	0.284	74.44	596.40	(Ned≤Nrd)

Progettazione per la resistenza a taglio $V_{ed} \leq V_{rd}$ (con carico sismico)

(EC6 §6.2.1)

Resistenza a taglio $V_{rd} = f_{vk} \cdot t / \gamma_M$, carico di taglio di progetto V_{ed}

(EC6 §6.2.1)

$f_{vk} = f_{vko} + 0.40 \cdot \sigma_d$, σ_d tensione di compressione di progetto

(EC6 §3.6.2)

f_{vko} resistenza a taglio con tensione di compressione nulla $f_{vko} = 0.20 \text{ N/mm}^2$

γ_M fattore parziale di sicurezza per il materiale $\gamma_M = 2.50$

y	t	Fx	σ_d	Ved	Vrd	
[m]	[m]	[kN/m]	[N/mm ²]	[kN/m]	[kN/m]	
0.48	0.780	11.74	0.031	11.74	66.27	(Ved≤Vrd)
0.96	0.960	15.50	0.035	15.50	82.18	(Ved≤Vrd)
1.44	1.140	20.88	0.039	20.88	98.31	(Ved≤Vrd)
1.92	1.320	26.14	0.044	26.14	114.89	(Ved≤Vrd)
2.40	1.500	32.81	0.050	32.81	132.00	(Ved≤Vrd)