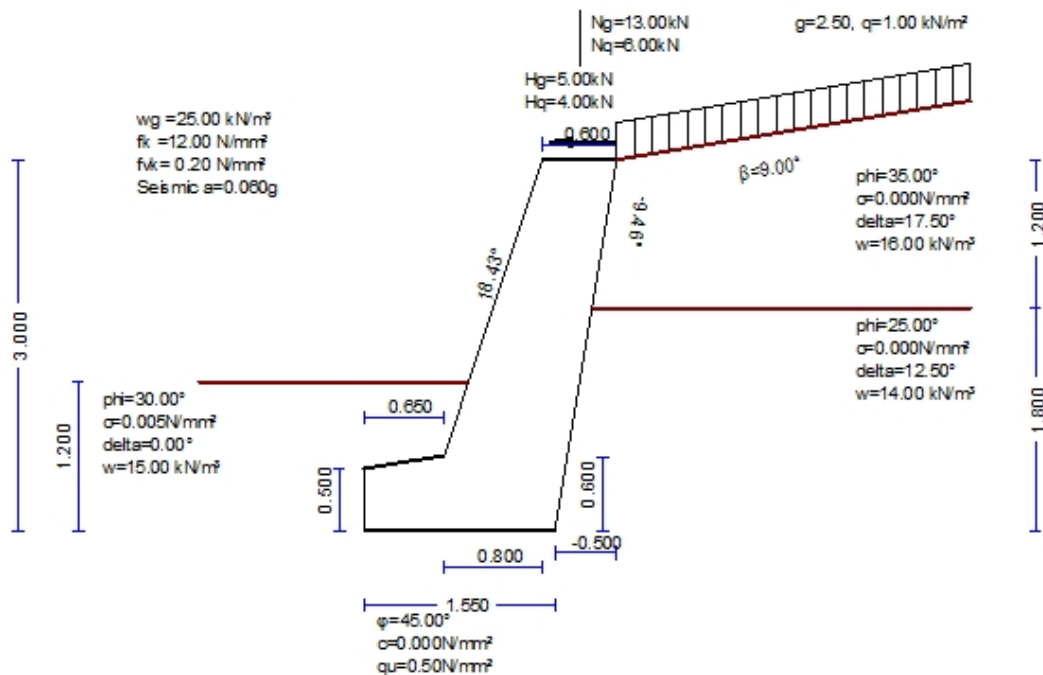


1. MURO GR-C1

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

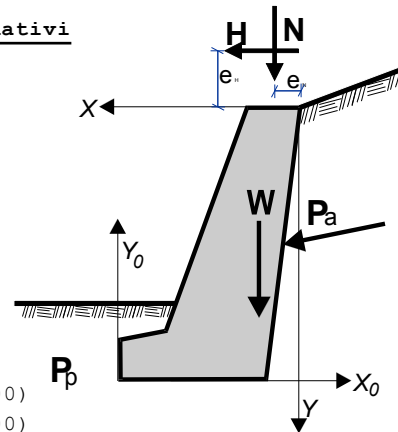
Altezza del muro	$h = 3.000 \text{ m}$
Lunghezza trasversale del muro	$L = 10.000 \text{ m}$
Spessore superiore del muro	$B_1 = 0.600 \text{ m}$
Spessore inferiore del muro	$B_2 = 1.000 \text{ m}$
Larghezza della base del muro	$B = 1.550 \text{ m}$
Larghezza della fondazione a valle	0.650 m
Altezza della parete	2.400 m
Spessore della fondazione del muro	0.600 m
Spessore della fondazione a valle	0.500 m
Pendenza (inclinazione) a valle	$18.435^\circ (1:3.00)$
Pendenza (inclinazione) a monte	$-9.462^\circ (1:6.00)$

Carichi

Verticale carico permanente	$N_g = 13.00 \text{ kN/m}$
Verticale carico variabile	$N_q = 6.00 \text{ kN/m}$
Eccentricità del carico verticale	$e_N = 0.30 \text{ m}$
Orizzontale carico permanente	$H_g = 5.00 \text{ kN/m}$
Orizzontale carico variabile	$H_q = 4.00 \text{ kN/m}$
Eccentricità del carico orizzontale	$e_H = 0.10 \text{ m}$

Peso del muro

Peso unitario del materiale del muro	$\gamma_g = 25.000 \text{ kN/m}^3$
Area della sezione del muro	$A = 2.848 \text{ m}^2$
Peso proprio per metro di muro	$W = 2.848 \times 25.000 = 71.20 \text{ kN/m}$
Centro di gravità del muro a	$x = 0.822 \text{ m}$, $y = 1.758 \text{ m}$ ($x_0 = 1.228 \text{ m}$, $y_0 = 1.242 \text{ m}$)



Materiali del muro

Resistenza a compressione 12.00 N/mm²
 Resistenza a taglio 0.20 N/mm²

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/mm²
 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/mm²

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 $F_{wx} = 71.20 \times 0.040 = 2.85$ kN/m
 Forza sismica verticale dovuta al peso proprio $F_{wy} = 71.20 \times 0.020 = 1.42$ kN/m
 Forza sismica orizzontale dovuta al carico in sommità $F_{gx} = 13.00 \times 0.040 = 0.52$ kN/m
 Forza sismica verticale dovuta al carico in sommità $F_{gy} = 13.00 \times 0.020 = 0.26$ kN/m
 Forza sismica orizzontale dovuta al carico in sommità $F_{qx} = 6.00 \times 0.040 = 0.24$ kN/m
 Forza sismica verticale dovuta al carico in sommità $F_{qy} = 6.00 \times 0.020 = 0.12$ 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 $y = 1.200$ m, $H_s = 1.200$ m**

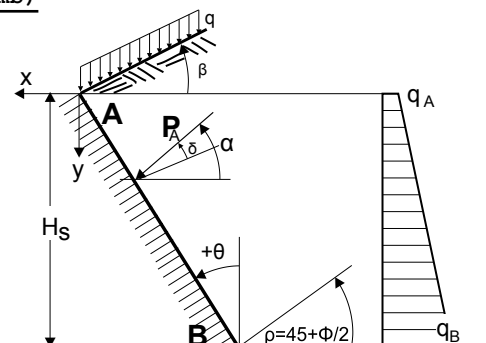
Punto superiore A $x = 0.000$ m $y = 0.000$ m
 Punto inferiore B $x = 0.200$ m $y = 1.200$ m

Caratteristiche del terreno

Tipo di terreno : Ghiaia fina
 Peso specifico del terreno $\gamma = 16.00$ kN/m³
 Peso specifico del terreno (saturato) $\gamma_s = 20.00$ kN/m³
 Peso specifico dell'acqua $\gamma_w = 10.00$ kN/m³
 Angolo di attrito interno del terreno $\phi = 35.00^\circ$
 Coesione del terreno $c = 0.000$ N/mm²
 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 $g = 2.50$ kN/m²
 Carico uniforme variabile $q = 1.00$ kN/m²



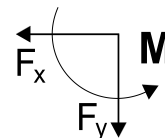
Spinta del terreno secondo la teoria di Coulomb

	EQU	STR	GEO
Angolo del piano di rottura $\rho=45^\circ+\varphi/2=$	59.00	62.50	59.00°
Coefficiente di spinta attiva K_a	= 0.297	0.204	0.297
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

	EQU	STR	GEO
Pressione del terreno alla sommità ($y=y_A$)	$q_A=$ 0.76	0.52	0.76 kN/m ²
Pressione del terreno in basso ($y=y_A+1.20$ m)	$q_B=$ 6.46	4.44	6.46 kN/m ²
Azione del terreno $P_a=\frac{1}{2}(q_A+q_B)H$	$P_a=$ 4.33	2.98	4.33 kN/m
Angolo dell'azione del terreno $\alpha =$	6.43	8.04	6.43 °
Azione del terreno in direzione x	$P_{ax}=$ 4.29	2.95	4.29 kN/m
Azione del terreno in direzione y	$P_{ay}=$ 0.61	0.42	0.61 kN/m
Momento dell'azione alla sommità ($x=0, y=0$)	$M =$ -3.17	-2.18	-3.17 kNm/m
Punto di applicazione dell'azione $x=0.126$ m, $y=0.758$ m			



Azioni variabili

	EQU	STR	GEO
Pressione del terreno alla sommità ($y=y_A$)	$q_A=$ 0.31	0.21	0.31 kN/m ²
Pressione del terreno in basso ($y=y_A+1.20$ m)	$q_B=$ 0.31	0.21	0.31 kN/m ²
Azione del terreno $P_a=\frac{1}{2}(q_A+q_B)H$	$P_a=$ 0.37	0.25	0.37 kN/m
Angolo dell'azione del terreno $\alpha =$	6.43	8.04	6.43 °
Azione del terreno in direzione x	$P_{ax}=$ 0.37	0.25	0.37 kN/m
Azione del terreno in direzione y	$P_{ay}=$ 0.05	0.03	0.05 kN/m
Momento dell'azione alla sommità ($x=0, y=0$)	$M =$ -0.22	-0.15	-0.22 kNm/m
Punto di applicazione dell'azione $x=0.100$ m, $y=0.600$ m			

Azioni e momenti totali

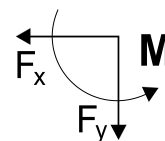
Azioni e momenti nel punto inferiore B ($x=0.200$ m, $y=1.200$ m)

Azioni permanenti

	EQU	STR	GEO
Azione totale orizzontale del terreno $F_{sx}=$	4.29	2.95	4.29 kN/m
Azione totale verticale del terreno $F_{sy}=$	0.61	0.42	0.61 kN/m
Momento totale dell'azione del terreno $M_s =$	1.85	1.27	1.85 kNm/m

Azioni variabili

	EQU	STR	GEO
Azione totale orizzontale del terreno $F_{sx}=$	0.37	0.25	0.37 kN/m
Azione totale verticale del terreno $F_{sy}=$	0.05	0.03	0.05 kN/m
Momento totale dell'azione del terreno $M_s =$	0.22	0.15	0.22 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, $K_e^* = 0.322$

Pressione addizionale del terreno dovuta all'azione sismica

oltre il caso di carico STR $\xi=(K_e^*/K_e-1)=(0.322/0.204-1)=0.578$

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

Azione del terreno dovuta all'azione sismica (Azioni permanenti) $F_x=1.578 \times 2.95 = 4.66$ kN/m

Azione del terreno dovuta all'azione sismica (Azioni variabili) $F_x=1.578 \times 0.25 = 0.39$ kN/m

1.5.2. Parte di parete da $y=1.200$ m a $y=3.000$ m, $H_s=1.800$ m

Punto superiore A $x= 0.200$ m $y= 1.200$ m

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

Caratteristiche del terreno

Tipo di terreno : Sabbia sciolta

Peso specifico del terreno

$$\gamma = 14.00 \text{ kN/m}^3$$

Peso specifico del terreno (saturato)

$$\gamma_s = 18.00 \text{ kN/m}^3$$

Peso specifico dell'acqua

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

Angolo di attrito interno del terreno

$$\varphi = 25.00^\circ$$

Coesione del terreno

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

Angolo di inclinazione del terreno

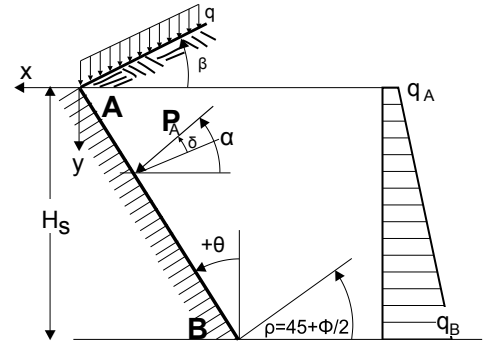
$$\beta = 0.00^\circ$$

Angolo di inclinazione del retro del muro

$$\theta = -9.46^\circ$$

Angolo di attrito interno tra terreno e muro

$$\delta = 12.50^\circ$$



Carichi sulla superficie del terreno

Carico uniforme permanente

$$q = 21.70 \text{ kN/m}^2$$

Carico uniforme variabile

$$q = 1.00 \text{ kN/m}^2$$

Spinta del terreno secondo la teoria di Coulomb

EQU STR GEO

Angolo del piano di rottura $\rho = 45^\circ + \varphi/2 = 55.00$ 57.50 55.00°

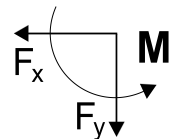
Coefficiente di spinta attiva $K_a = 0.388$ 0.306 0.388

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 ($y=y_A$)	$q_A = 8.42$	6.64	8.42 kN/m^2
Pressione del terreno in basso ($y=y_A + 1.80\text{m}$)	$q_B = 18.20$	14.35	18.20 kN/m^2
Azione del terreno $P_a = \frac{1}{2}(q_A + q_B)H$	$P_a = 23.96$	18.89	23.96 kN/m
Angolo dell'azione del terreno	$\alpha = 2.43$	3.04	2.43°
Azione del terreno in direzione x	$P_{ax} = 23.93$	18.86	23.93 kN/m
Azione del terreno in direzione y	$P_{ay} = 1.27$	1.00	1.27 kN/m
Momento dell'azione alla sommità ($x=0, y=0$)	$M = -52.42$	-41.31	-52.42 kNm/m
Punto di applicazione dell'azione $x=0.368$ m, $y=2.210$ m			



Azioni variabili

	EQU	STR	GEO
Pressione del terreno alla sommità ($y=y_A$)	$q_A = 0.39$	0.31	0.39 kN/m^2
Pressione del terreno in basso ($y=y_A + 1.80\text{m}$)	$q_B = 0.39$	0.31	0.39 kN/m^2
Azione del terreno $P_a = \frac{1}{2}(q_A + q_B)H$	$P_a = 0.70$	0.56	0.70 kN/m
Angolo dell'azione del terreno	$\alpha = 2.43$	3.04	2.43°
Azione del terreno in direzione x	$P_{ax} = 0.70$	0.56	0.70 kN/m
Azione del terreno in direzione y	$P_{ay} = 0.04$	0.03	0.04 kN/m
Momento dell'azione alla sommità ($x=0, y=0$)	$M = -1.46$	-1.17	-1.46 kNm/m
Punto di applicazione dell'azione $x=0.350$ m, $y=2.100$ m			

Azioni e momenti totali

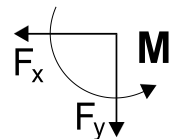
Azioni e momenti nel punto inferiore B ($x=0.500$ m, $y=3.000$ m)

Azioni permanenti

	EQU	STR	GEO
Azione totale orizzontale del terreno	$F_{sx} = 28.22$	21.81	28.22 kN/m
Azione totale verticale del terreno	$F_{sy} = 1.88$	1.42	1.88 kN/m
Momento totale dell'azione del terreno	$M_s = 28.13$	21.22	28.13 kNm/m

Azioni variabili

	EQU	STR	GEO
Azione totale orizzontale del terreno	$F_{sx} = 1.07$	0.81	1.07 kN/m
Azione totale verticale del terreno	$F_{sy} = 0.09$	0.06	0.09 kN/m
Momento totale dell'azione del terreno	$M_s = 1.50$	1.09	1.50 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, $K_e = 0.414$

Pressione addizionale del terreno dovuta all'azione sismica

oltre il caso di carico STR $\xi = (K_e / K_{e0} - 1) = (0.414 / 0.306 - 1) = 0.353$

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

Azione del terreno dovuta all'azione sismica (Azioni permanenti) $F_x = 1.353 \times 18.86 = 25.52 \text{ kN/m}$

Azione del terreno dovuta all'azione sismica (Azioni variabili) $F_x = 1.353 \times 0.56 = 0.76 \text{ kN/m}$

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

1.6.1. Parte di parete da $y=1.800 \text{ m}$ a $y=3.000 \text{ m}$, $H_s=1.200 \text{ m}$

Punto superiore A $x=2.050 \text{ m}$ $y=1.800 \text{ m}$

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

Caratteristiche del terreno

Tipo di terreno : Sabbia

Peso specifico del terreno

$\gamma = 15.00 \text{ kN/m}^3$

Peso specifico del terreno (saturato)

$\gamma_s = 19.00 \text{ kN/m}^3$

Peso specifico dell'acqua

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

Angolo di attrito interno del terreno

$\varphi = 30.00^\circ$

Coesione del terreno

$c = 0.005 \text{ N/mm}^2$

Angolo di inclinazione del terreno

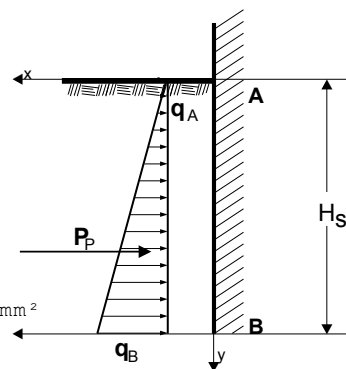
$\beta = 0.00^\circ$

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 $\rho = 45^\circ - \varphi/2 = 33.00$ 30.00 33.00°

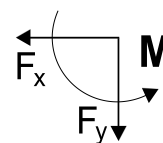
Coefficiente di spinta passiva $K_p = 2.371$ 3.000 2.371

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 ($y=y_A + 1.20 \text{ m}$)	$q_B = -42.68$	-54.00	-42.68 kN/m^2
Azione del terreno $P_a = \frac{1}{2}(q_A + q_B)H$	$P_p = 25.61$	32.40	25.61 kN/m
Angolo dell'azione del terreno	$\alpha = 0.00$	0.00	0.00°
Azione del terreno in direzione x	$P_{px} = -25.61$	-32.40	-25.61 kN/m
Azione del terreno in direzione y	$P_{py} = 0.00$	0.00	0.00 kN/m
Momento dell'azione alla sommità ($x=0, y=0$)	$M = 66.59$	84.24	66.59 kNm/m
Punto di applicazione dell'azione $x=2.050 \text{ m}$, $y=2.600 \text{ m}$			

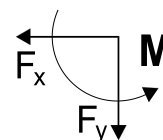


Azioni e momenti totali

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

Azioni permanenti

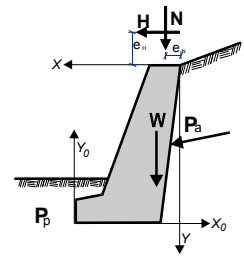
	EQU	STR	GEO
Azione totale orizzontale del terreno	$F_{sx} = -25.61$	-32.40	-25.61 kN/m
Azione totale verticale del terreno	$F_{sy} = 0.00$	0.00	0.00 kN/m
Momento totale dell'azione del terreno	$M_s = -10.24$	-12.96	-10.24 kNm/m



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- 1.20	4.29	0.61	0.126	0.758
Sovracc. riempimen. accid.	Pq	0.00- 1.20	0.37	0.05	0.100	0.600
Spinta attiva del terreno	Pa	1.20- 3.00	23.93	1.27	0.368	2.210
Sovracc. riempimen. accid.	Pq	1.20- 3.00	0.70	0.04	0.350	2.100
Spinta passiva del terreno	Pp	1.80- 3.00	-25.61	0.00	2.050	2.600
Peso del muro	W		0.00	71.20	0.822	1.758
Carico vert. sommit. perm.	Ng		0.00	13.00	0.300	0.000
Carico vert. sommit. var.	Nq		0.00	6.00	0.300	0.000
Carico orizz. sommit. perm.	Hg		5.00	0.00	0.300	-0.100
Carico orizz. sommit. var.	Hq		4.00	0.00	0.300	-0.100

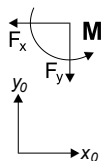


1.7.2. Verifica della capacità portante del terreno (EQU)

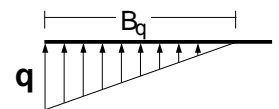
(EC7 EN1997-1-1:2004, §6.5.2)

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]	[kN/m]	[m]	[m]	[kNm/m]
Spinta attiva del terreno	Pax1.10	0.00- 1.20	4.72	0.67	1.924	2.242	9.30	
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.50	0.00- 1.20	0.56	0.08	1.950	2.400	1.19	
Spinta attiva del terreno	Pax1.10	1.20- 3.00	26.32	1.40	1.682	0.790	18.44	
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.50	1.20- 3.00	1.05	0.06	1.700	0.900	0.84	
Peso del muro	W x0.90		0.00	64.08	1.228	1.242	-78.69	
Carico vert. sommit. perm.	Ngx0.90		0.00	11.70	1.750	3.000	-20.47	
Carico orizz. sommit. perm.	Hgx1.10		5.50	0.00	1.750	3.100	17.05	
Carico orizz. sommit. var.	Hqx1.50		6.00	0.00	1.750	3.100	18.60	
Somma=					77.99		-33.74	



Somma delle forze verticali = 77.99 kN/m
 Somma dei momenti sulla fondazione a valle = -33.74 kNm/m
 Somma dei momenti a metà della base = 26.70 kNm/m
 Eccentricità $ec = 26.70 / 77.99 = 0.342\text{m}$, $ec > 1.550 / 6 = 0.258\text{m}$
 Pressione sul terreno $q = 0.120 \text{ N/mm}^2$ $Bq = 1.298 \text{ m}$
 Fondazione effettiva $L = 1.550 - 2 \times 0.342 = 0.865 \text{ m}$
 Portata del terreno $Rd = L \cdot qu / \gamma M = 0.865 \times (1000 \times 0.50) / 1.40 = 308.93 \text{ kN/m}$
 Verifica della portata $Vd = 77.99 < Rd = 308.93 \text{ kN/m}$, La verifica è soddisfatta (EC7 Eq.2.2, Eq.6.1)

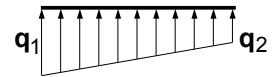


(EC7 Annessi D)

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]	[kN/m]	[m]	[m]	[kNm/m]
Spinta attiva del terreno	Pax1.10	0.00- 1.20	4.72	0.67	1.924	2.242	9.30	
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.50	0.00- 1.20	0.56	0.08	1.950	2.400	1.19	
Spinta attiva del terreno	Pax1.10	1.20- 3.00	26.32	1.40	1.682	0.790	18.44	
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.50	1.20- 3.00	1.05	0.06	1.700	0.900	0.84	
Peso del muro	W x1.10		0.00	78.32	1.228	1.242	-96.17	
Carico vert. sommit. perm.	Ngx1.10		0.00	14.30	1.750	3.000	-25.03	
Carico vert. sommit. var.	Nqx1.50		0.00	9.00	1.750	3.000	-15.75	
Carico orizz. sommit. perm.	Hgx1.10		5.50	0.00	1.750	3.100	17.05	
Carico orizz. sommit. var.	Hqx1.50		6.00	0.00	1.750	3.100	18.60	
Somma=					103.83		-71.53	

Somma delle forze verticali = 103.83 kN/m
 Somma dei momenti sulla fondazione a valle = -71.53 kNm/m
 Somma dei momenti a metà della base = 8.94 kNm/m
 Eccentricità $ec = 8.94 / 103.83 = 0.086\text{m}$, $ec \leq 1.550 / 6 = 0.258\text{m}$
 Pressione sul terreno $q_1 = 0.089\text{ N/mm}^2$ $q_2 = 0.045\text{ N/mm}^2$
 Fondazione effettiva $L = 1.550 - 2 \times 0.086 = 1.378\text{ m}$ (EC7 Annessi D)
 Portata del terreno $R_d = L \cdot q_u / \gamma_M = 1.378 \times (1000 \times 0.50) / 1.40 = 492.14\text{ kN/m}$
 Verifica della portata $V_d = 103.83 < R_d = 492.14\text{ kN/m}$, 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- 1.20	4.72	0.67	1.924	2.242	10.58	1.29	
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.50	0.00- 1.20	0.56	0.08	1.950	2.400	1.34	0.15	
Spinta attiva del terreno	Pax1.10	1.20- 3.00	26.32	1.40	1.682	0.790	20.79	2.35	
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.50	1.20- 3.00	1.05	0.06	1.700	0.900	0.94	0.10	
Peso del muro	W x0.90		0.00	64.08	1.228	1.242	0.00	78.69	
Carico vert. sommit. perm.	Ngx0.90		0.00	11.70	1.750	3.000	0.00	20.47	
Carico orizz. sommit. perm.	Hgx1.10		5.50	0.00	1.750	3.100	17.05	0.00	
Carico orizz. sommit. var.	Hqx1.50		6.00	0.00	1.750	3.100	18.60	0.00	
Somma=								69.30	103.05

Somma dei momenti ribaltanti = 69.30 kNm/m

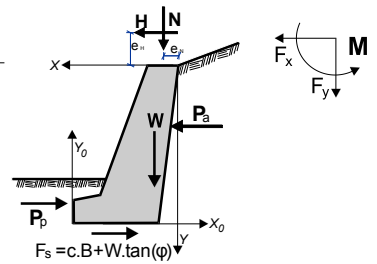
Somma dei momenti stabilizzanti = 103.05 kNm/m

Verifica del ribaltamento $M_{ed} = 69.30 < M_{rd} = 103.05\text{ kNm/m}$, 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- 1.20	4.72	0.00	0.67
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.50	0.00- 1.20	0.56	0.00	0.08
Spinta attiva del terreno	Pax1.10	1.20- 3.00	26.32	0.00	1.40
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.50	1.20- 3.00	1.05	0.00	0.06
Spinta passiva del terreno	Ppx0.90	1.80- 3.00	0.00	23.05	0.00
Peso del muro	W x0.90		0.00	0.00	64.08
Carico vert. sommit. perm.	Ngx0.90		0.00	0.00	11.70
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=			44.15	23.05	77.99



Attrito del terreno $R_d = V_d \cdot \tan \phi / \gamma_M = 77.99 \times \tan(45.00^\circ) / 1.25 = 62.39\text{ kN/m}$

(le forze resistenti dovute alla coesione sono ignorate)

(EC7 §6.5.3. 10)

Somma delle forze agenti = 44.15 kN/m

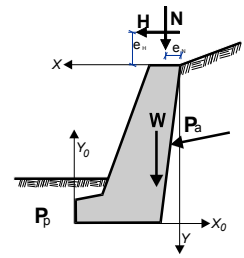
Somma delle forze resistenti $(23.05 + 62.39) = 85.44\text{ kN/m}$

Verifica della resistenza allo scorrimento $H_d = 44.15 < R_d = 85.44\text{ kN/m}$, 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- 1.20	2.95	0.42	0.126	0.758
Sovracc. riempimen. accid.	Pq	0.00- 1.20	0.25	0.03	0.100	0.600
Spinta attiva del terreno	Pa	1.20- 3.00	18.86	1.00	0.368	2.210
Sovracc. riempimen. accid.	Pq	1.20- 3.00	0.56	0.03	0.350	2.100
Spinta passiva del terreno	Pp	1.80- 3.00	-32.40	0.00	2.050	2.600
Peso del muro	W		0.00	71.20	0.822	1.758
Carico vert. sommit. perm.	Ng		0.00	13.00	0.300	0.000
Carico vert. sommit. var.	Nq		0.00	6.00	0.300	0.000
Carico orizz. sommit. perm.	Hg		5.00	0.00	0.300	-0.100
Carico orizz. sommit. var.	Hq		4.00	0.00	0.300	-0.100

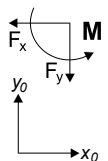


1.8.2. Verifica della capacità portante del terreno (STR)

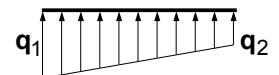
(EC7 EN1997-1-1:2004, §6.5.2)

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- 1.20	3.83	0.55	1.924	2.242	7.54	
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.50	0.00- 1.20	0.38	0.04	1.950	2.400	0.81	
Spinta attiva del terreno	Pax1.30	1.20- 3.00	24.52	1.30	1.682	0.790	17.19	
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.50	1.20- 3.00	0.84	0.04	1.700	0.900	0.67	
Peso del muro	W x1.00		0.00	71.20	1.228	1.242	-87.43	
Carico vert. sommit. perm.	Ngx1.00		0.00	13.00	1.750	3.000	-22.75	
Carico orizz. sommit. perm.	Hgx1.30		6.50	0.00	1.750	3.100	20.15	
Carico orizz. sommit. var.	Hqx1.50		6.00	0.00	1.750	3.100	18.60	
Somma=					86.13		-45.22	



Somma delle forze verticali = 86.13 kN/m
 Somma dei momenti sulla fondazione a valle = -45.22 kNm/m
 Somma dei momenti a metà della base = 21.53 kNm/m
 Eccentricità $ec = 21.53 / 86.13 = 0.250\text{m}$, $ec \leq 1.550 / 6 = 0.258\text{m}$
 Pressione sul terreno $q1 = 0.109 \text{ N/mm}^2$ $q2 = 0.002 \text{ N/mm}^2$
 Fondazione effettiva $L = 1.550 - 2 \times 0.250 = 1.050 \text{ m}$



Portata del terreno $Rd = L \cdot qu / \gamma M = 1.050 \times (1000 \times 0.50) / 1.00 = 525.00 \text{ kN/m}$

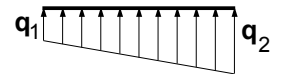
(EC7 Annessi D)

Verifica della portata $Vd = 86.13 < Rd = 525.00 \text{ kN/m}$, La verifica è soddisfatta (EC7 Eq.2.2, Eq.6.1)

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- 1.20	3.83	0.55	1.924	2.242	7.54	
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.50	0.00- 1.20	0.38	0.04	1.950	2.400	0.81	
Spinta attiva del terreno	Pax1.30	1.20- 3.00	24.52	1.30	1.682	0.790	17.19	
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.50	1.20- 3.00	0.84	0.04	1.700	0.900	0.67	
Peso del muro	W x1.30		0.00	92.56	1.228	1.242	-113.66	
Carico vert. sommit. perm.	Ngx1.30		0.00	16.90	1.750	3.000	-29.57	
Carico vert. sommit. var.	Nqx1.50		0.00	9.00	1.750	3.000	-15.75	
Carico orizz. sommit. perm.	Hgx1.30		6.50	0.00	1.750	3.100	20.15	
Carico orizz. sommit. var.	Hqx1.50		6.00	0.00	1.750	3.100	18.60	
Somma=					120.39		-94.02	

Somma delle forze verticali = 120.39 kN/m
 Somma dei momenti sulla fondazione a valle = -94.02 kNm/m
 Somma dei momenti a metà della base = -0.72 kNm/m
 Eccentricità $ec = -0.72/120.39 = -0.006\text{m}$, $ec \leq 1.550/6 = 0.258\text{m}$
 Pressione sul terreno $q_1 = 0.076\text{ N/mm}^2$ $q_2 = 0.079\text{ N/mm}^2$
 Fondazione effettiva $L = 1.550 - 2 \times 0.006 = 1.538\text{ m}$ (EC7 Annessi D)
 Portata del terreno $R_d = L \cdot q_u / \gamma M = 1.538 \times (1000 \times 0.50) / 1.00 = 769.00\text{ kN/m}$
 Verifica della portata $V_d = 120.39 < R_d = 769.00\text{ kN/m}$, La verifica è soddisfatta (EC7 Eq.2.2, Eq.6.1)



1.8.3. Verifica di rottura dovuta al ribaltamento (STR)

(EC7 EN1997-1-1:2004, §9.7.4)

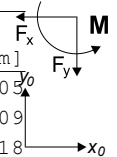
Ribaltamento rispetto alla fondazione a valle ($x_0=0, y_0=0$) ($x=2.050, y=3.000\text{ m}$)

Azione	(γ)	y1 - y2	Fx	Fy	xo	yo	Mo+	Mo-	Fx	Fy
			[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]
Spinta attiva del terreno	Pax1.30	0.00- 1.20	3.83	0.55	1.924	2.242	8.59	1.05		
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.50	0.00- 1.20	0.38	0.04	1.950	2.400	0.90	0.09		
Spinta attiva del terreno	Pax1.30	1.20- 3.00	24.52	1.30	1.682	0.790	19.37	2.18		
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.50	1.20- 3.00	0.84	0.04	1.700	0.900	0.75	0.08		
Peso del muro	W x1.00		0.00	71.20	1.228	1.242	0.00	87.43		
Carico vert. sommit. perm.	Ngx1.00		0.00	13.00	1.750	3.000	0.00	22.75		
Carico orizz. sommit. perm.	Hgx1.30		6.50	0.00	1.750	3.100	20.15	0.00		
Carico orizz. sommit. var.	Hqx1.50		6.00	0.00	1.750	3.100	18.60	0.00		
Somma=								68.36	113.58	

Somma dei momenti ribaltanti = 68.36 kNm/m

Somma dei momenti stabilizzanti = 113.58 kNm/m

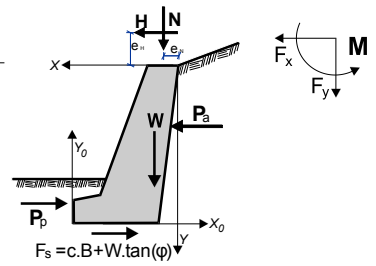
Verifica del ribaltamento $Med = 68.36 < Mrd = 113.58\text{ kNm/m}$, La verifica è soddisfatta



1.8.4. Verifica di rottura rispetto allo scorrimento (STR)

(EC7 EN1997-1-1:2004, §9.7.3, §6.5.3)

Azione	(γ)	y1 - y2	Fx+	Fx-	Fy
			[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
Spinta attiva del terreno	Pax1.30	0.00- 1.20	3.83	0.00	0.55
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.50	0.00- 1.20	0.38	0.00	0.04
Spinta attiva del terreno	Pax1.30	1.20- 3.00	24.52	0.00	1.30
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.50	1.20- 3.00	0.84	0.00	0.04
Spinta passiva del terreno	Ppx1.00	1.80- 3.00	0.00	32.40	0.00
Peso del muro	W x1.00		0.00	0.00	71.20
Carico vert. sommit. perm.	Ngx1.00		0.00	0.00	13.00
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=			42.07	32.40	86.13



Attrito del terreno $R_d = V_d \cdot \tan \phi / \gamma M = 86.13 \times \tan(45.00^\circ) / 1.00 = 86.13\text{ kN/m}$

(le forze resistenti dovute alla coesione sono ignorate)

(EC7 §6.5.3. 10)

Somma delle forze agenti = 42.07 kN/m

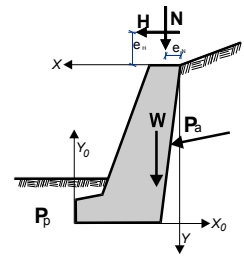
Somma delle forze resistenti $(32.40 + 86.13) = 118.53\text{ kN/m}$

Verifica della resistenza allo scorrimento $H_d = 42.07 < R_d = 118.53\text{ kN/m}$, 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- 1.20	4.29	0.61	0.126	0.758
Sovracc. riempimen. accid.	Pq	0.00- 1.20	0.37	0.05	0.100	0.600
Spinta attiva del terreno	Pa	1.20- 3.00	23.93	1.27	0.368	2.210
Sovracc. riempimen. accid.	Pq	1.20- 3.00	0.70	0.04	0.350	2.100
Spinta passiva del terreno	Pp	1.80- 3.00	-25.61	0.00	2.050	2.600
Peso del muro	W		0.00	71.20	0.822	1.758
Carico vert. sommit. perm.	Ng		0.00	13.00	0.300	0.000
Carico vert. sommit. var.	Nq		0.00	6.00	0.300	0.000
Carico orizz. sommit. perm.	Hg		5.00	0.00	0.300	-0.100
Carico orizz. sommit. var.	Hq		4.00	0.00	0.300	-0.100

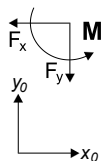


1.9.2. Verifica della capacità portante del terreno (GEO)

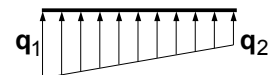
(EC7 EN1997-1-1:2004, §6.5.2)

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	Pax1.00	0.00- 1.20	4.29	0.61	1.924	2.242	8.45	
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.30	0.00- 1.20	0.48	0.06	1.950	2.400	1.03	
Spinta attiva del terreno	Pax1.00	1.20- 3.00	23.93	1.27	1.682	0.790	16.76	
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.30	1.20- 3.00	0.91	0.05	1.700	0.900	0.73	
Peso del muro	W x1.00		0.00	71.20	1.228	1.242	-87.43	
Carico vert. sommit. perm.	Ngx1.00		0.00	13.00	1.750	3.000	-22.75	
Carico orizz. sommit. perm.	Hgx1.00		5.00	0.00	1.750	3.100	15.50	
Carico orizz. sommit. var.	Hqx1.30		5.20	0.00	1.750	3.100	16.12	
Somma=					86.19		-51.59	



Somma delle forze verticali = 86.19 kN/m
 Somma dei momenti sulla fondazione a valle = -51.59 kNm/m
 Somma dei momenti a metà della base = 15.21 kNm/m
 Eccentricità $ec = 15.21 / 86.19 = 0.176m$, $ec \leq 1.550 / 6 = 0.258m$
 Pressione sul terreno $q1 = 0.094 \text{ N/mm}^2$ $q2 = 0.018 \text{ N/mm}^2$
 Fondazione effettiva $L = 1.550 - 2 \times 0.176 = 1.197 \text{ m}$



(EC7 Annessi D)

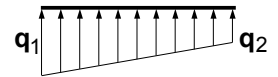
Portata del terreno $Rd = L \cdot qu / \gamma M = 1.197 \times (1000 \times 0.50) / 1.40 = 427.50 \text{ kN/m}$

Verifica della portata $Vd = 86.19 < Rd = 427.50 \text{ kN/m}$, La verifica è soddisfatta (EC7 Eq.2.2, Eq.6.1)

Verifica per $1.00 \times (\text{peso proprio} + \text{carichi verticali perm.}) + 1.30 \times (\text{carichi vert. variab.})$

Azione	(γ)	y1 - y2	Fx	Fy	xo	yo	M	
			[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]	[kNm/m]
Spinta attiva del terreno	Pax1.00	0.00- 1.20	4.29	0.61	1.924	2.242	8.45	
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.30	0.00- 1.20	0.48	0.06	1.950	2.400	1.03	
Spinta attiva del terreno	Pax1.00	1.20- 3.00	23.93	1.27	1.682	0.790	16.76	
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.30	1.20- 3.00	0.91	0.05	1.700	0.900	0.73	
Peso del muro	W x1.00		0.00	71.20	1.228	1.242	-87.43	
Carico vert. sommit. perm.	Ngx1.00		0.00	13.00	1.750	3.000	-22.75	
Carico vert. sommit. var.	Nqx1.30		0.00	7.80	1.750	3.000	-13.65	
Carico orizz. sommit. perm.	Hgx1.00		5.00	0.00	1.750	3.100	15.50	
Carico orizz. sommit. var.	Hqx1.30		5.20	0.00	1.750	3.100	16.12	
Somma=					93.99		-65.24	

Somma delle forze verticali = 93.99 kN/m
 Somma dei momenti sulla fondazione a valle = -65.24 kNm/m
 Somma dei momenti a metà della base = 7.60 kNm/m
 Eccentricità $ec = 7.60/93.99 = 0.081\text{m}$, $ec \leq 1.550/6 = 0.258\text{m}$
 Pressione sul terreno $q_1 = 0.080\text{ N/mm}^2$ $q_2 = 0.042\text{ N/mm}^2$
 Fondazione effettiva $L = 1.550 - 2 \times 0.081 = 1.388\text{ m}$ (EC7 Annessi D)
 Portata del terreno $R_d = L \cdot q_u / \gamma_M = 1.388 \times (1000 \times 0.50) / 1.40 = 495.71\text{ kN/m}$
 Verifica della portata $V_d = 93.99 < R_d = 495.71\text{ kN/m}$, La verifica è soddisfatta (EC7 Eq.2.2, Eq.6.1)

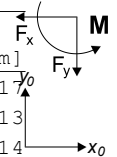


1.9.3. Verifica di rottura dovuta al ribaltamento (GEO)

(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]	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]
Spinta attiva del terreno	Pax1.00	0.00- 1.20	4.29	0.61	1.924	2.242	9.62	1.17	
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.30	0.00- 1.20	0.48	0.06	1.950	2.400	1.16	0.13	
Spinta attiva del terreno	Pax1.00	1.20- 3.00	23.93	1.27	1.682	0.790	18.90	2.14	
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.30	1.20- 3.00	0.91	0.05	1.700	0.900	0.82	0.09	
Peso del muro	W x1.00		0.00	71.20	1.228	1.242	0.00	87.43	
Carico vert. sommit. perm.	Ngx1.00		0.00	13.00	1.750	3.000	0.00	22.75	
Carico orizz. sommit. perm.	Hgx1.00		5.00	0.00	1.750	3.100	15.50	0.00	
Carico orizz. sommit. var.	Hqx1.30		5.20	0.00	1.750	3.100	16.12	0.00	
Somma=								62.12	113.71



Somma dei momenti ribaltanti = 62.12 kNm/m

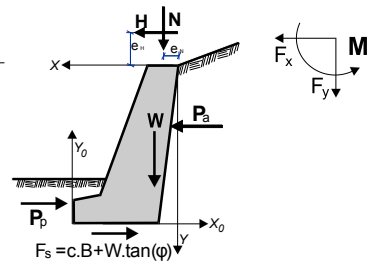
Somma dei momenti stabilizzanti = 113.71 kNm/m

Verifica del ribaltamento $M_{ed} = 62.12 < M_{rd} = 113.71\text{ kNm/m}$, 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- 1.20	4.29	0.00	0.61
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.30	0.00- 1.20	0.48	0.00	0.06
Spinta attiva del terreno	Pax1.00	1.20- 3.00	23.93	0.00	1.27
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.30	1.20- 3.00	0.91	0.00	0.05
Spinta passiva del terreno	Ppx1.00	1.80- 3.00	0.00	25.61	0.00
Peso del muro	W x1.00		0.00	0.00	71.20
Carico vert. sommit. perm.	Ngx1.00		0.00	0.00	13.00
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=			39.81	25.61	86.19



Attrito del terreno $R_d = V_d \cdot \tan \phi / \gamma_M = 86.19 \times \tan(45.00^\circ) / 1.25 = 68.95\text{ kN/m}$

(le forze resistenti dovute alla coesione sono ignorate)

(EC7 §6.5.3. 10)

Somma delle forze agenti = 39.81 kN/m

Somma delle forze resistenti $(25.61 + 68.95) = 94.56\text{ kN/m}$

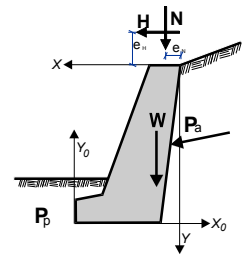
Verifica della resistenza allo scorrimento $H_d = 39.81 < R_d = 94.56\text{ kN/m}$, La verifica è soddisfatta

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- 1.20	2.95	0.42	0.126	0.758
Sovracc. riempimen. accid.	Pq	0.00- 1.20	0.25	0.03	0.100	0.600
Spinta attiva del terreno	Pa	1.20- 3.00	18.86	1.00	0.368	2.210
Sovracc. riempimen. accid.	Pq	1.20- 3.00	0.56	0.03	0.350	2.100
Spinta passiva del terreno	Pp	1.80- 3.00	-32.40	0.00	2.050	2.600
Peso del muro	W		0.00	71.20	0.822	1.758
Carico vert. sommit. perm.	Ng		0.00	13.00	0.300	0.000
Carico vert. sommit. var.	Nq		0.00	6.00	0.300	0.000
Carico orizz. sommit. perm.	Hg		5.00	0.00	0.300	-0.100
Carico orizz. sommit. var.	Hq		4.00	0.00	0.300	-0.100

**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- 1.20	1.71		0.126	0.758
Sovracc. riempimen. accid.	Pq	0.00- 1.20	0.14		0.100	0.600
Spinta attiva del terreno	Pa	1.20- 3.00	6.66		0.368	2.210
Sovracc. riempimen. accid.	Pq	1.20- 3.00	0.20		0.350	2.100
Peso del muro	W		2.85	-1.42	0.822	1.758
Carico vert. sommit. perm.	Ng		0.52	-0.26	0.300	0.000
Carico vert. sommit. var.	Nq		0.24	-0.12	0.300	0.000

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

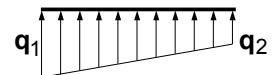
(EC7 §6.5.2)

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- 1.20	4.66	0.42	1.924	2.242	9.62	
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.00	0.00- 1.20	0.39	0.03	1.950	2.400	0.89	
Spinta attiva del terreno	Pax1.00	1.20- 3.00	25.52	1.00	1.682	0.790	18.48	
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.00	1.20- 3.00	0.76	0.03	1.700	0.900	0.63	
Peso del muro	W x1.00		2.85	72.62	1.228	1.242	-82.15	
Carico vert. sommit. perm.	Ngx1.00		0.52	12.74	1.750	3.000	-20.74	
Carico vert. sommit. var.	Nqx1.00		0.24	5.88	1.750	3.000	-9.57	
Carico orizz. sommit. perm.	Hgx1.00		5.00	0.00	1.750	3.100	15.50	
Carico orizz. sommit. var.	Hqx1.00		4.00	0.00	1.750	3.100	12.40	
			Somma=	92.72			-54.94	

Somma delle forze verticali = 92.72 kN/m

Somma dei momenti sulla fondazione a valle = -54.94 kNm/m

Somma dei momenti a metà della base = 16.92 kNm/m

Eccentricità $ec = 16.92 / 92.72 = 0.182m$, $ec \leq 1.550/6 = 0.258m$ Pressione sul terreno $q_1 = 0.102 \text{ N/mm}^2$ $q_2 = 0.018 \text{ N/mm}^2$ Fondazione effettiva $L = 1.550 - 2 \times 0.182 = 1.185 \text{ m}$ Portata del terreno $Rd = L \cdot qu / \gamma M = 1.185 \times (1000 \times 0.50) / 1.00 = 592.50 \text{ kN/m}$ Verifica della portata $Vd = 92.72 < Rd = 592.50 \text{ kN/m}$, La verifica è soddisfatta (EC7 Eq.2.2, Eq.6.1)

(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)	y1 - y2	Fx	Fy	xo	yo	Mo+	Mo-
				[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]	[kNm/m]
Spinta attiva del terreno	Pax1.00	0.00- 1.20	4.66	0.42	1.924	2.242	10.43	0.81
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.00	0.00- 1.20	0.39	0.03	1.950	2.400	0.95	0.06
Spinta attiva del terreno	Pax1.00	1.20- 3.00	25.52	1.00	1.682	0.790	20.16	1.68
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.00	1.20- 3.00	0.76	0.03	1.700	0.900	0.68	0.05
Peso del muro	W x1.00		2.85	72.62	1.228	1.242	5.28	87.43*
Carico vert. sommit. perm.	Ngx1.00		0.52	12.74	1.750	3.000	2.01	22.75*
Carico vert. sommit. var.	Nqx1.00		0.24	5.88	1.750	3.000	0.93	10.50*
Carico orizz. sommit. perm.	Hgx1.00		5.00	0.00	1.750	3.100	15.50	0.00
Carico orizz. sommit. var.	Hqx1.00		4.00	0.00	1.750	3.100	12.40	0.00
Somma=							68.34	123.28

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

Somma dei momenti ribaltanti = 68.34 kNm/m

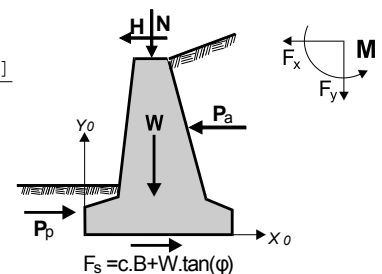
Somma dei momenti stabilizzanti = 123.28 kNm/m

Verifica del ribaltamento $M_{ed}=68.34 < M_{rd}=123.28$ 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)	y1 - y2	Fx+	Fx-	Fy
			[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
Spinta attiva del terreno	Pax1.00	0.00- 1.20	4.66	0.00	0.42
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.00	0.00- 1.20	0.39	0.00	0.03
Spinta attiva del terreno	Pax1.00	1.20- 3.00	25.52	0.00	1.00
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.00	1.20- 3.00	0.76	0.00	0.03
Spinta passiva del terreno	Ppx1.00	1.80- 3.00	0.00	32.40	0.00
Peso del muro	W x1.00		2.85	0.00	69.78
Carico vert. sommit. perm.	Ngx1.00		0.52	0.00	12.74
Carico vert. sommit. var.	Nqx1.00		0.24	0.00	5.88
Carico orizz. sommit. perm.	Hgx1.00		5.00	0.00	0.00
Carico orizz. sommit. var.	Hqx1.00		4.00	0.00	0.00
Somma=			43.94	32.40	89.88



Attrito del terreno $R_d = V_d \cdot \tan \phi / \gamma M = 89.88 \times \tan(45.00^\circ) / 1.00 = 89.88$ kN/m

(le forze resistenti dovute alla coesione sono ignorate)

(EC7 §6.5.3. 10)

Somma delle forze agenti = 43.94 kN/m

Somma delle forze resistenti $(32.40 + 89.88) = 122.28$ kN/m

Verifica della resistenza allo scorrimento $H_d = 43.94 < R_d = 122.28$ 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.)

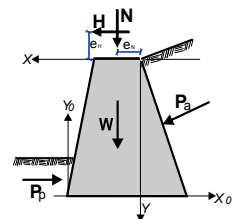
Forze (al baricentro della sezione trasversale) e tensioni nel muro

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

Fx: forza orizzontale, Fy: forza verticale, M: momento, e/b: eccentricità relativa

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

y	x	b	Fx	Fy	M	e/b	σ_1	σ_2	Bq/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	0.420	0.680	13.46	20.81	4.29	-0.303	-0.104	0.000	0.591	0.020
0.96	0.540	0.760	15.39	29.73	6.99	-0.309	-0.137	0.000	0.572	0.020
1.44	0.660	0.840	19.05	39.63	9.76	-0.293	-0.152	0.000	0.620	0.023
1.92	0.780	0.920	24.68	50.49	13.59	-0.292	-0.176	0.000	0.623	0.027
2.40	0.900	1.000	31.60	62.39	19.03	-0.305	-0.213	0.000	0.585	0.032



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 $f_k = 12.00 \text{ N/mm}^2$ 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	0.680	20.81	4.29	0.305	0.390	20.81	1272.96	(Ned≤Nrd)
0.96	0.760	29.73	6.99	0.312	0.376	29.73	1371.65	(Ned≤Nrd)
1.44	0.840	39.63	9.76	0.297	0.406	39.63	1636.99	(Ned≤Nrd)
1.92	0.920	50.49	13.59	0.297	0.406	50.49	1792.90	(Ned≤Nrd)
2.40	1.000	62.39	19.03	0.310	0.380	62.39	1824.00	(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 $\gamma_M = 2.50$

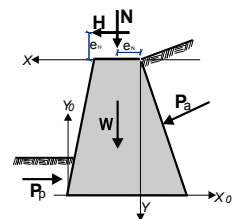
y	t	Fx	σ_d	Ved	Vrd	
[m]	[m]	[kN/m]	[N/mm ²]	[kN/m]	[kN/m]	
0.48	0.680	13.46	0.031	13.46	57.77	(Ved≤Vrd)
0.96	0.760	15.39	0.039	15.39	65.54	(Ved≤Vrd)
1.44	0.840	19.05	0.047	19.05	73.52	(Ved≤Vrd)
1.92	0.920	24.68	0.055	24.68	81.70	(Ved≤Vrd)
2.40	1.000	31.60	0.062	31.60	89.92	(Ved≤Vrd)

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	0.420	0.680	11.20	26.25	3.16	-0.223	-0.074	0.000	0.830	0.016	
0.96	0.540	0.760	13.87	34.92	5.41	-0.239	-0.100	0.000	0.782	0.018	
1.44	0.660	0.840	18.13	44.56	8.03	-0.241	-0.122	0.000	0.776	0.022	
1.92	0.780	0.920	24.38	55.14	12.10	-0.260	-0.153	0.000	0.719	0.027	
2.40	0.900	1.000	32.01	66.72	18.14	-0.291	-0.199	0.000	0.628	0.032	

**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 $f_k = 12.00 \text{ N/mm}^2$ 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	0.680	26.25	3.16	0.225	0.550	26.25	1795.20	(Ned≤Nrd)
0.96	0.760	34.92	5.41	0.242	0.516	34.92	1882.37	(Ned≤Nrd)
1.44	0.840	44.56	8.03	0.245	0.510	44.56	2056.32	(Ned≤Nrd)
1.92	0.920	55.14	12.10	0.265	0.470	55.14	2075.52	(Ned≤Nrd)
2.40	1.000	66.72	18.14	0.296	0.408	66.72	1958.40	(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	0.680	11.20	0.039	11.20	58.64	(Ved≤Vrd)
0.96	0.760	13.87	0.046	13.87	66.39	(Ved≤Vrd)
1.44	0.840	18.13	0.053	18.13	74.32	(Ved≤Vrd)
1.92	0.920	24.38	0.060	24.38	82.43	(Ved≤Vrd)
2.40	1.000	32.01	0.067	32.01	90.72	(Ved≤Vrd)