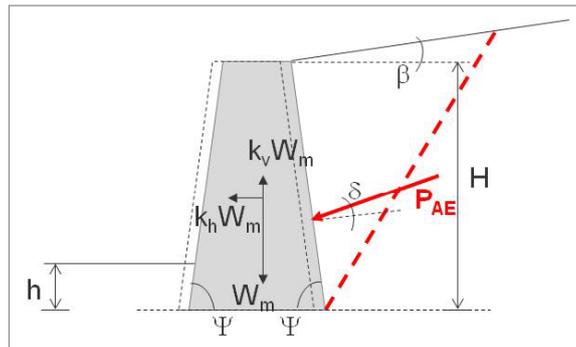




Progettazione geotecnica di muri di sostegno in zona sismica



Prof. Ing. Claudia Madiai



SOMMARIO

1. Generalità
2. Verifiche agli stati limite e approcci progettuali
3. Spinte attiva e passiva in condizioni statiche
4. ESEMPIO: verifiche di sicurezza in condizioni statiche
5. Analisi in condizioni sismiche
 - generalità
 - definizione dell'azione sismica
 - spinte attiva e passiva in condizioni sismiche
6. ESEMPIO: verifiche di sicurezza in condizioni sismiche



Norme Tecniche per le Costruzioni – D.M. 14.01.2008

6.5.1 CRITERI GENERALI DI PROGETTO

(per muri di sostegno)

RIEMPIMENTO A TERGO DEL MURO:

- opportuna tecnica di costipamento
- granulometria idonea a garantire il drenaggio
- eventuale uso di geotessili tra riempimento e terreno in posto
- drenaggio efficace
(se necessario, monitorato)



crollò per innalzamento del livello dell'acqua a tergo

Devono essere prescritte le caratteristiche fisiche e meccaniche del riempimento

3/



Norme Tecniche per le Costruzioni – D.M. 14.01.2008

6.5.2 AZIONI

Si considerano azioni sull'opera di sostegno quelle dovute a:

- peso proprio del terreno e del materiale di riempimento
- sovraccarichi
- acqua*
- eventuali ancoraggi presollecitati
- moto ondoso, urti e collisioni, ...

* Il livello dell'acqua o della falda da assumere in progetto deve essere fissato in base a misure e conoscenza del regime delle pressioni interstiziali.

In assenza di sistemi di drenaggio, la superficie di falda deve essere assunta \equiv con il livello superiore dei terreni con $k < 10^{-6}$ m/s

4/



Norme Tecniche per le Costruzioni – D.M. 14.01.2008

6.5.3 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

.....

È necessario portare in conto la dipendenza della spinta dei terreni dallo spostamento dell'opera

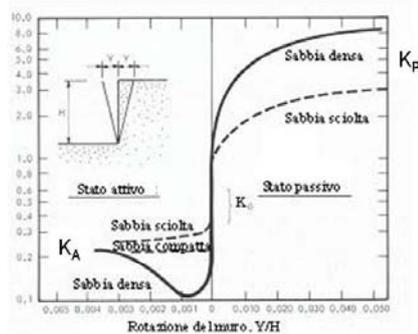
5/



DIPENDENZA DELLA SPINTA DALLO SPOSTAMENTO DELL'OPERA

Il calcolo della spinta deve essere giustificato sulla base dei prevedibili spostamenti manufatto-terreno (eventualmente con analisi di interazione terreno-struttura)

*influenza degli spostamenti
sul regime di spinta*



Per mobilitare la spinta attiva sono sufficienti piccoli spostamenti; per mobilitare la spinta passiva occorrono grandi spostamenti (spesso non compatibili con la funzionalità dell'opera)

NB: La resistenza passiva del terreno antistante il muro può essere considerata al massimo per il 50%; in mancanza di verifiche specifiche tale contributo deve essere trascurato

6/



DIPENDENZA DELLA SPINTA DALLO SPOSTAMENTO DELL'OPERA

influenza degli spostamenti sul regime di spinta in terreni incoerenti (EC7)

Tab. C.1 - Rapporto V_a/h

Kind of wall movement	V_a/h	
	loose soil %	dense soil %
a)	0,4 to 0,5	0,1 to 0,2
b)	0,2	0,05 to 0,1
c)	0,8 to 1,0	0,2 to 0,5
d)	0,4 to 0,5	0,1 to 0,2

V_a movimento per mobilizzare la spinta attiva
h altezza del muro

Tab. C.2 - Rapporto V_p/h

Kind of wall movement	V_p/h	
	loose soil %	dense soil %
a)	7 (1,5) to 25 (4,0)	5 (1,1) to 10 (2,0)
b)	5 (0,9) to 10 (1,8)	3 (0,5) to 6 (1,0)
c)	6 (1,0) to 15 (1,5)	5 (0,5) to 6 (1,3)

V_p movimento per mobilizzare la spinta passiva
h altezza del muro

In parentesi le % di V_p/h necessarie per mobilizzare il 50% di spinta passiva

7/



Norme Tecniche per le Costruzioni – D.M. 14.01.2008

6.5.3.1 Verifiche di sicurezza (SLU)

.....

Gli SLU delle opere di sostegno si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali

6.5.3.2 Verifiche di esercizio (SLE)

.....

nelle condizioni di esercizio, gli spostamenti dell'opera e del terreno circostante devono essere valutati per verificarne la compatibilità con la funzionalità dell'opera e con la sicurezza e funzionalità dei manufatti adiacenti*...

* in presenza di manufatti particolarmente sensibili agli spostamenti deve essere sviluppata una specifica analisi di interazione, tenendo conto delle fasi costruttive

8/



VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI

Per ciascuno dei meccanismi di rottura ipotizzabili (almeno quelli indicati dalle norme) si devono individuare i valori di progetto:

- dell'effetto destabilizzante delle azioni (E_d)
- della corrispondente resistenza (R_d)

e si deve verificare la relazione:

$$E_d \leq R_d \quad (1)$$

simbolicamente:

$$\left. \begin{aligned} E_d &= E \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \\ E_d &= \gamma_E E \left[F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \end{aligned} \right\} \text{sono alternative}$$

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

γ : coefficienti parziali

- γ_F incrementano le azioni caratteristiche
- γ_E incrementa l'effetto finale delle azioni caratteristiche
- γ_M riducono i valori caratteristici dei parametri fisici e meccanici
- γ_R riduce la resistenza globale

a_d : valori di progetto dei dati geometrici

9/



VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI

I coefficienti γ_F (o γ_E) e γ_M si differenziano solo per i diversi **approcci progettuali**

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ^(*)	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(*) per permanenti non strutturali compiutamente definiti si usano i coefficienti dei permanenti. Di norma terreno e acqua si assumono come permanenti strutturali

PARAMETRO	Grandezza a cui applicare il coeff. parziale	Coefficiente Parziale	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	γ_ϕ	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

10/



VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI

I coefficienti γ_R si differenziano anche per le diverse opere geotecniche e, per una stessa opera, per i diversi cinematismi di rottura

Nel caso dei muri di sostegno:

Tabella 6.5.1 – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R=1$	$\gamma_R=1$	$\gamma_R=1,4$
Scorrimento	$\gamma_R=1$	$\gamma_R=1$	$\gamma_R=1,1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R=1$	$\gamma_R=1$	$\gamma_R=1,4$

11/



MURI DI SOSTEGNO - VERIFICHE SLU

Le verifiche devono essere effettuate almeno per i seguenti stati limite:

▪ **SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU)**

stabilità globale (complesso opera di sostegno-terreno)	Approccio 1 Combinazione 2 : (A2+M2+R2)*
scorrimento sul piano di posa	con almeno uno dei due approcci: ▪ Approccio 1
carico limite dell'insieme fondazione-terreno	- Combinazione 1: (A1+M1+R1) - Combinazione 2 : (A2+M2+R2) ▪ Approccio 2: (A1+M1+R3)
Ribaltamento**	EQU + M2

* R2 da tabella di riferimento per opere di materiali sciolti e di fronti di scavo (R2=1,1)

** trattato come stato limite di equilibrio di corpo rigido

▪ **SLU di tipo strutturale (STR)**

raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali

12/



MURI DI SOSTEGNO - VERIFICHE SLU

Osservazioni:

- l'Approccio 1- Combinazione 1 (A1+M1+R1) è generalmente più severo per il dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno
- l'Approccio 1- Combinazione 2 (A2+M2+R2) è generalmente più severo per il dimensionamento geotecnico
- per il dimensionamento strutturale con l'Approccio 2 (A1+M1+R3), γ_R non deve essere portato in conto (ovvero ci si riconduce all'Approccio 1- Combinazione 1)
- per muri di sostegno dotati di ancoraggi al terreno può essere usato solo l'Approccio 1

13/



CONDIZIONI STATICHE SPINTA ATTIVA E RESISTENZA PASSIVA

Soluzione di Coulomb

γ : peso di volume del terreno
 ϕ' : angolo di resistenza al taglio
 c' : coesione ($=0$)
 δ : angolo di attrito muro-terreno

generalmente si trascura a favore di sicurezza



SPINTA ATTIVA

$$P_A = K_A q H + \frac{1}{2} K_A \gamma H^2$$

$$K_A = \frac{\sin^2(\psi + \phi')}{\sin^2 \psi \sin(\psi - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta) \sin(\phi' - \beta)}{\sin(\psi - \delta) \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$K_P = \frac{\sin^2(\psi - \phi')}{\sin^2 \psi \sin(\psi + \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta) \sin(\phi' + \beta)}{\sin(\psi + \delta) \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

RESISTENZA PASSIVA

$$P_P = \frac{1}{2} K_P \gamma h^2$$

14/



ESEMPIO

Verifiche di sicurezza SLU di tipo geotecnico - condizioni statiche -

15/



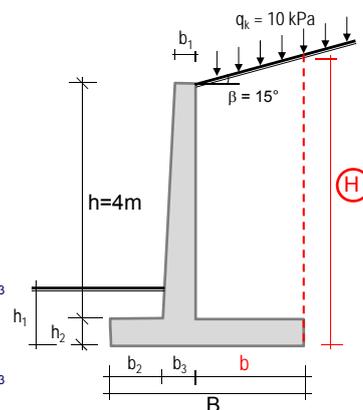
Caratteristiche geometriche e parametri geotecnici

dati geometrici:

altezza paramento	$h =$	4 m
profondità piano di fondazione	$h_1 =$	1.2 m
spessore soletta di fondazione	$h_2 =$	0.6 m
spessore paramento in sommità	$b_1 =$	0.4 m
spessore paramento alla base	$b_3 =$	0.6 m
lunghezza scarpa anteriore	$b_2 =$	1 m
lunghezza scarpa posteriore*	$b =$	2.2 m
angolo di pendio	$\beta =$	15°
Lunghezza base	$B = b_2 + b_3 + b =$	3.8 m
Altezza parete virtuale spinta attiva	$H = h_2 + h + b \tan \beta =$	5.19 m

valori caratteristici dei parametri materiali e delle azioni:

peso di volume del terreno	$\gamma'_k = \gamma_k =$	19 kN/m ³
angolo di resistenza al taglio del terreno	$\phi'_k =$	32°
angolo di attrito fondazione-terreno	$\delta_{k, \text{fond}} = \phi'_k =$	32°
peso di volume del c.a.	$\gamma_{bk} =$	25 kN/m ³
sovraccarico (variabile) sul terrapieno:	$q_k =$	10 kPa



*per utilizzare lo schema di spinta attiva sulla parete H deve essere: $b_{\min} = h \tan(45^\circ - \phi'/2) = 2.2 \text{ m}$

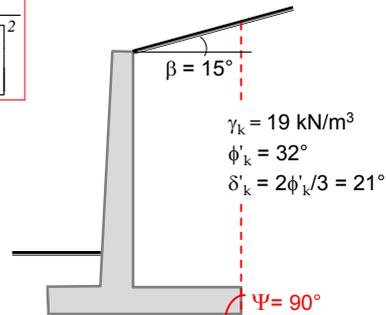
16/



Condizioni statiche - Coefficienti di spinta attiva

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

	valori caratteristici ($\gamma_M=1,0$)	valori di progetto ($\gamma_M \neq 1,0$)	
$\Psi=90^\circ =$	1.5708	1.5708	rad
$\beta=15^\circ =$	0.2618	0.2618	rad
$\phi' =$	0.5585	0.4636	rad ($\gamma_\phi=1.25$)
$\delta=2\phi'/3 =$	0.3723	0.3028	rad
$\text{sen}^2(\psi) =$	1	1	
$\text{sen}^2(\psi+\phi) =$	0.7192	0.8001	
$\text{sen}(\psi-\delta) =$	0.9315	0.9545	
$\text{sen}(\phi+\delta) =$	0.8021	0.6935	
$\text{sen}(\phi-\beta) =$	0.2924	0.2004	
$\text{sen}(\psi+\beta) =$	0.9659	0.9659	



$K_{A,k} = 0.3384$ con i valori caratteristici

$K_{A,d} = 0.4349$ con i valori di progetto

Le spinte attive si considerano applicate alla parete virtuale, inclinate di δ sull'orizzontale

17/



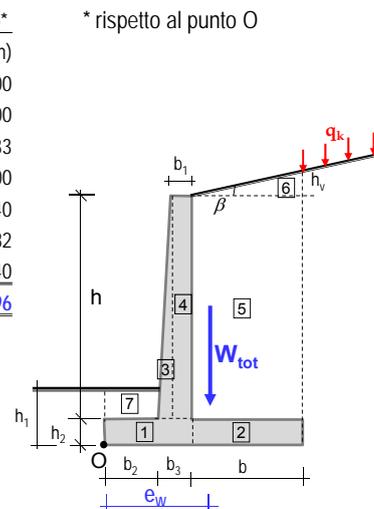
Condizioni statiche - Azioni dovute al peso del muro e del terreno

	peso (kN/m)	braccio* (m)		momento* (kNm/m)
1) $\gamma_{bk} (b_2+b_3)h_2 =$	24.00	0.800	$(b_2+b_3)/2$	19.200
2) $\gamma_{bk} b h_2 =$	33.00	2.700	$b_2+b_3+b/2$	89.100
3) $\gamma_{bk} (b_3-b_1)h/2 =$	10.00	1.133	$b_2+2(b_3-b_1)/3$	11.333
4) $\gamma_{bk} b_1 h =$	40.00	1.400	$b_2+b_3-b_1/2$	56.000
5) $\gamma_k b h =$	167.20	2.700	$b_2+b_3+b/2$	451.440
6) $\gamma_k b h_v/2 =$	12.32	3.067	$b_2+b_3+2b/3$	37.782
7) $\gamma_k b_2(h_1-h_2) \cong$	0.60	0.500	$\cong b_2/2$	1.840

$$W_{tot} = 287.12$$

$$M_W = 666.696$$

$$e_W = M_W/W_{tot} = 2.322 \text{ m}$$

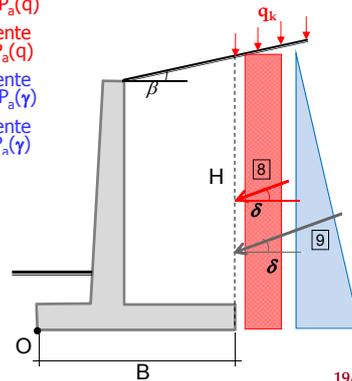


18/



Condizioni statiche - Calcolo delle spinte

Spinte:	$P_{a,k}$	$P_{a,d}$	
8) $P_a(q) = K_A q H =$	17.56	22.57	kN/m dovuta al sovraccarico
9) $P_a(\gamma) = 0.5 K_A \gamma H^2 =$	86.57	111.27	kN/m dovuta al peso del terreno
8h) $P_a(q)_h = P_a(q) \cos\delta =$	16.36	21.54	kN/m componente orizz. di $P_a(q)$
8v) $P_a(q)_v = P_a(q) \sin\delta =$	6.39	6.73	kN/m componente vert. di $P_a(q)$
9h) $P_a(\gamma)_h = P_a(\gamma) \cos\delta =$	80.64	106.21	kN/m componente orizz. di $P_a(\gamma)$
9v) $P_a(\gamma)_v = P_a(\gamma) \sin\delta =$	31.49	33.18	kN/m componente vert. di $P_a(\gamma)$



Distanza delle spinte dal punto O

Spinta	x (m)	z (m)
$P_a(q)$	B=3.80	H/2=2.595 (sovraccarico)
$P_a(\gamma)$	B=3.80	H/3=1.730 (peso del terreno)

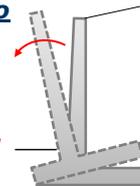
19/



Condizioni statiche - Stato limite di ribaltamento

Non si mobilita la resistenza del terreno di fondazione
⇒ stato limite di equilibrio come corpo rigido (EQU)

Per il calcolo delle azioni: coefficienti parziali EQU (Tab. 6.2.I),
calcolando le spinte con i coefficienti M2 (Tab. 6.2.II) ($\gamma_M \neq 1.0$)



Per le spinte: il sovraccarico è un carico variabile sfavorevole → $\gamma_F = \gamma_{Q1} = 1.5$
il terreno è un carico permanente sfavorevole → $\gamma_F = \gamma_{G1} = 1.1$

Momento della spinta dovuta al sovraccarico:

$$1.5 (P_{a,d}(q)_h H/2 - P_{a,d}(q)_v B) = 1.5 (21.54 \cdot 2.595 - 6.73 \cdot 3.80) = 45.5 \text{ kNm/m}$$

Momento della spinta dovuta al peso del terreno:

$$1.1 (P_{a,d}(\gamma)_h H/3 - P_{a,d}(\gamma)_v B) = 1.1 (106.21 \cdot 1.73 - 33.18 \cdot 3.80) = 63.4 \text{ kNm/m}$$

$$\text{Momento totale ribaltante } E_d = M_{rib} = 45.5 + 63.4 = 108.9 \text{ kNm/m}$$

Il momento stabilizzante è dovuto al peso proprio del muro e del terreno sovrastante (carico permanente favorevole → $\gamma_F = \gamma_{G1} = 0.9$)

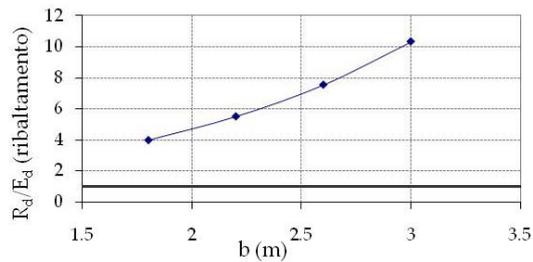
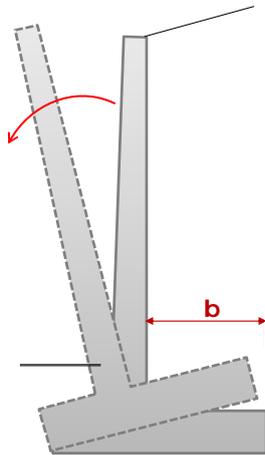
$$\text{Momento totale stabilizzante } R_d = 0.9 M_w = 0.9 \cdot 666.7 = 600.03 \text{ kNm/m}$$

$$R_d/E_d = 5.51 > 1 \text{ verifica soddisfatta}$$

20/



Condizioni statiche - Stato limite di ribaltamento



b (m)	R _d / E _d
1.8	3.99
2.2	5.51
2.6	7.55
3.0	10.33

21/



Condizioni statiche - Stato limite di scorrimento

A1 C2 (A2+M2+R2)

E_d : componente della risultante delle forze parallela al piano di scorrimento (fondazione)

R_d : forza di attrito sul piano di scorrimento

- A2** { Coefficiente da applicare alle spinte dovute al sovraccarico: $\gamma_{Q1} = 1.3$
 Coefficiente da applicare alle spinte dovute al peso del terreno: $\gamma_{G1} = 1.0$
- M2** Coefficienti da applicare ai parametri geotecnici: $\gamma_{\phi'} = 1.25$, $\gamma_{\gamma} = 1.0$
- R2** Coefficiente da applicare alla resistenza allo scorrimento: $\gamma_R = 1.0$

Azione di progetto:

$$E_d = 1.3 P_{a,d}(q)_h + 1.0 P_{a,d}(\gamma)_h = 1.3 \cdot 21.54 + 1.0 \cdot 106.21 = 134.2 \text{ kN/m}$$

coefficiente caratteristico d'attrito fondazione-terreno: $\tan \delta_k = \tan \phi'_k = 0.625$
 coefficiente di progetto d'attrito fondazione-terreno: $\tan \delta_d = 0.625 / 1.25 = 0.5$

Resistenza di progetto:

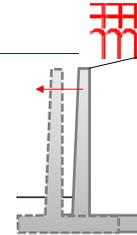
$$R_d = \{ [W_{tot} + 1.3 P_{a,d}(q)_v + 1.0 P_{a,d}(\gamma)_v] \tan \delta_d \} / \gamma_R = \{ [287.12 + 8.75 + 33.18] \cdot 0.5 \} / 1 = 164.5 \text{ kN/m}$$

$$R_d / E_d = 1.23 > 1 \text{ verifica soddisfatta}$$

22/



Condizioni statiche - Stato limite di scorrimento A2 (A1+M1+R3)



- A1** Coefficiente da applicare alle spinte dovute al sovraccarico: $\gamma_{Qi} = 1.5$
Coefficiente da applicare alle spinte dovute al peso del terreno: $\gamma_{G1} = 1.3$
- M1** Coefficienti da applicare ai parametri geotecnici: $\gamma_{\psi} = 1$, $\gamma_{\gamma} = 1.0$
- R3** Coefficiente da applicare alla resistenza allo scorrimento: $\gamma_R = 1.1$

Azione di progetto:

$$E_d = 1.5 P_{a,k}(q)_h + 1.3 P_{a,k}(\gamma)_h = 1.5 \cdot 16.36 + 1.3 \cdot 80.64 = 129.4 \text{ kN/m}$$

coefficiente di progetto d'attrito fondazione-terreno = coefficiente caratteristico d'attrito fondazione-terreno ($\gamma_{\psi} = 1$): $\tan \delta_d = \tan \delta_k / \gamma_{\psi} = 0.625$

Resistenza di progetto:

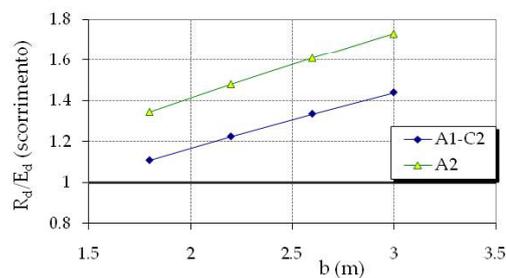
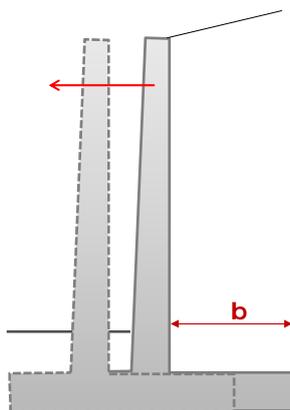
$$R_d = \{ [W_{tot} + 1.5 P_{a,k}(q)_v + 1.3 P_{a,k}(\gamma)_v] \tan \delta_d \} / \gamma_R = \{ [287.12 + 1.5 \cdot 6.39 + 1.3 \cdot 31.49] \cdot 0.625 \} / 1.1 = 191.8 \text{ kN/m}$$

$$R_d / E_d = 1.48 > 1 \text{ verifica soddisfatta}$$

23/



Condizioni statiche - Stato limite di scorrimento

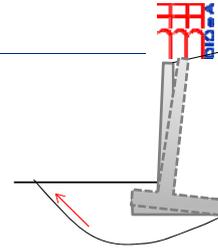


b (m)	R _d / E _d	
	A1-C2	A2
1.8	1.11	1.35
2.2	1.23	1.48
2.6	1.34	1.61
3.0	1.44	1.73

24/



Condizioni statiche - Stato limite di collasso per carico limite - A1 C2 (A2+M2+R2)



E_d : risultante delle forze in direzione normale al piano di fondazione
 R_d : valore limite della forza normale al piano di fondazione (capacità portante)

Coefficienti da applicare ai parametri geotecnici : $\gamma_\psi = 1.25$, $\gamma_\gamma = 1.0$
 Coefficiente da applicare alle azioni dovute al sovraccarico : $\gamma_{Qi} = 1.3$
 Coefficiente da applicare alle azioni dovute al peso del terreno : $\gamma_{G1} = 1.0$
 Coefficiente da applicare alla capacità portante : $\gamma_R = 1.0$

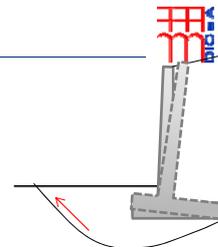
➔ Aniché applicare il coefficiente parziale γ_{Qi} all'effetto dell'azione (spinta), si può applicare γ_{Qi} a q_k e poi calcolare la spinta:

$q_d = 1.3 q_k = 13 \text{ kPa}$ ➔ $P_{a,d}(q) = K_{A,d} q_d H = 29.34 \text{ kN/m}$
 $P_{a,d}(q)_h = P_{a,d}(q) \cos\delta_d = 28.01 \text{ kN/m}$ componente orizz.
 $P_{a,d}(q)_v = P_{a,d}(q) \sin\delta_d = 8.75 \text{ kN/m}$ componente vert.

Le componenti di spinta $P_{a,d}(\gamma)_h$ e $P_{a,d}(\gamma)_v$ dovute al peso del terreno restano invariate ($\gamma_{G1} = 1.0$)



Condizioni statiche - Stato limite di collasso per carico limite - A1 C2 (A2+M2+R2)

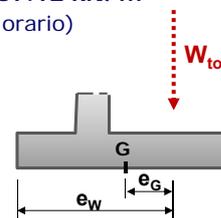


Lo schema di carico è quello con massima eccentricità e massima componente orizzontale della risultante

Peso proprio del muro e del terreno sovrastante : $W_{tot} = 287.12 \text{ kN/m}$
 Eccentricità dei pesi: $e_G = e_w - B/2 = 0.422 \text{ m}$ (momento orario)

Distanza delle spinte dalla mezzeria della fondazione:

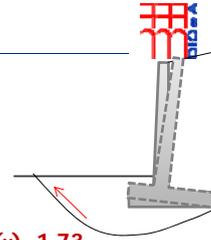
Spinta	x (m)	z (m)	
$P_a(q)$	$B/2 = 1.90$	$H/2 = 2.595$	(sovraccarico)
$P_a(\gamma)$	$B/2 = 1.90$	$H/3 = 1.730$	(peso del terreno)



Componente verticale della risultante di progetto :
 $V = W_{tot} + P_{a,d}(q)_v + P_{a,d}(\gamma)_v = 287.12 + 8.75 + 33.18 = 329.1 \text{ kN/m}$
 Componente orizzontale della risultante di progetto :
 $H = P_{a,d}(q)_h + P_{a,d}(\gamma)_h = 28.01 + 106.21 = 134.2 \text{ kN/m}$
 Inclinazione della risultante rispetto alla verticale :
 $i = \arctan (H/V) = 0.387 \text{ rad} = 22.19^\circ$



**Condizioni statiche - Stato limite di collasso
per carico limite - A1 C2 (A2+M2+R2)**



Momento rispetto alla mezzzeria della fondazione:

$$M = -W_{tot} \cdot (0.422) - P_{a,d}(q)_v \cdot (1.9) - P_{a,d}(\gamma)_v \cdot (1.9) + P_{a,d}(q)_h \cdot 2.595 + P_{a,d}(\gamma)_h \cdot 1.73$$

$$= -121.17 - 16.63 - 63.05 + 72.67 + 183.72 = 55.55 \text{ kNm/m}$$

Eccentricità : $e = M/V = 0.169 \text{ m} (< B/6 = 0.633 \text{ m})$

$$q_{lim} = c N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q N_q s_q d_q i_q b_q g_q + 0,5 \gamma B' N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma = 179.73 \text{ kPa}$$

$c =$	0	$N_q = \exp(\pi \tan \phi'_d) \tan^2(\pi/4 + \phi'_d/2) =$	12.588
$q = \gamma_k h_1 =$	22.8 kPa	$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \phi'_d =$	11.585
$B' = B - 2e =$	3.462 m	$i_q = (1 - H/V)^m =$	0.351
$\phi'_d = \arctan(\tan \phi'_k / \gamma_\phi) =$	26.56°	$i_\gamma = (1 - H/V)^{m+1} =$	0.208
$\tan \phi'_d = \tan \phi'_k / \gamma_\phi =$	0.5	$m = (2 + B/L) / (1 + B/L) =$	2
$s_q = d_q = b_q = g_q = s_\gamma = d_\gamma = b_\gamma = g_\gamma =$	1	<i>(Vesic, 1975)</i>	

Azione di progetto: $E_d = V = 329.1 \text{ kN/m}$

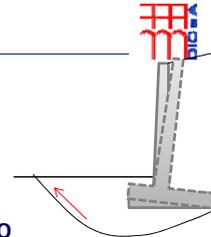
Resistenza di progetto : $R_d = q_{lim} B' / \gamma_R = 622.2 \text{ kN/m}$

$R_d / E_d = 1.89 > 1$

27/



**Condizioni statiche - Stato limite di collasso
per carico limite - A2 (A1+M1+R3)**



Coefficienti da applicare ai parametri geotecnici : $\gamma_\phi = 1.0, \gamma_\gamma = 1.0$

Coefficiente da applicare alle azioni dovute al sovraccarico : $\gamma_{Qi} = 1.5$

Coefficiente da applicare alle azioni dovute al peso del terreno : $\gamma_{G1} = 1.3$

Coefficiente da applicare alla capacità portante: $\gamma_R = 1.4$

Spinta dovuta al sovraccarico calcolata applicando $\gamma_{Qi} (= 1.5)$ a q_k :

$$q_d = 1.5 q_k = 15 \text{ kPa}$$

$P_{a,d}(q) = K_{A,k} q_d H =$	26.34 kN/m	
$P_{a,d}(q)_h = P_{a,d}(q) \cos \delta_{d=k} =$	24.54 kN/m	componente orizz.
$P_{a,d}(q)_v = P_{a,d}(q) \sin \delta_{d=k} =$	9.58 kN/m	componente vert.

Spinta dovuta al peso proprio del terreno ($\gamma_{G1} = 1.3$) :

$P_{a,d}(\gamma) = 1.3 P_{a,k}(\gamma) =$	112.54 kN/m	
$P_{a,d}(\gamma)_h = P_{a,d}(\gamma) \cos \delta_{d=k} =$	104.83 kN/m	componente orizz.
$P_{a,d}(\gamma)_v = P_{a,d}(\gamma) \sin \delta_{d=k} =$	40.94 kN/m	componente vert.

28/



**Condizioni statiche - Stato limite di collasso
per carico limite - A2 (A1+M1+R3)**

Peso proprio del muro e del terreno sovrastante:

$1.3 W_{tot} = 373.26 \text{ kN/m}$

Eccentricità dei pesi: $e_G = e_w - B/2 = 0.422 \text{ m}$ (momento orario)

Componente verticale della risultante di progetto :

$V = 1.3W_{tot} + P_{a,d}(q)_v + P_{a,d}(\gamma)_v = 373.26 + 9.58 + 40.94 = 423.78 \text{ kN/m}$

Componente orizzontale della risultante di progetto :

$H = P_{a,d}(q)_h + P_{a,d}(\gamma)_h = 24.54 + 104.83 = 129.37 \text{ kN/m}$

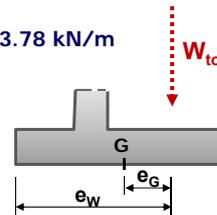
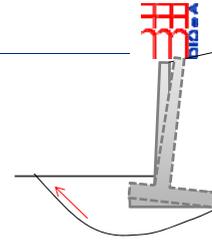
Inclinazione della risultante rispetto alla verticale :

$i = \arctan (H/V) = 0.296 \text{ rad} = 16.98^\circ$

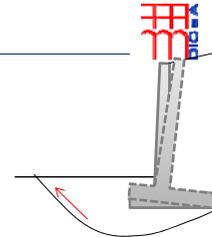
Momento rispetto alla mezzeria della fondazione:

$M = -373.26 \cdot (0.442) - 9.58 \cdot (1.9) - 40.94 \cdot (1.9) + 24.54 \cdot 2.595 + 104.83 \cdot 1.73$
 $= -157.52 - 18.21 - 77.79 + 63.67 + 181.35 = -8.51 \text{ kNm/m}$

Eccentricità : $e = M/V = -0.020 \text{ m} (< B/6 = 0.633 \text{ m})$



**Condizioni statiche - Stato limite di collasso
per carico limite - A2 (A1+M1+R3)**



$q_{lim} = c N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q N_q s_q d_q i_q b_q g_q + 0,5 \gamma B' N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma = 586.99 \text{ kPa}$

$c =$	0	$N_q = \exp(\pi \tan \phi'_d) \tan^2(\pi/4 + \phi'_d/2) =$	23.177
$q = \gamma_k h_1 =$	22.8 kPa	$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \phi'_d =$	27.715
$B' = B - 2e =$	3.760 m	$i_q = (1 - H/V)^m =$	0.483
$\phi'_d = \arctan(\tan \phi'_k / \gamma_\phi) =$	32°	$i_\gamma = (1 - H/V)^{m+1} =$	0.335
$\tan \phi'_d = \tan \phi'_k / \gamma_\phi =$	0.625	$m = (2 + B/L) / (1 + B/L) =$	2
$s_q = d_q = b_q = g_q = s_\gamma = d_\gamma = b_\gamma = g_\gamma =$	1	<i>(Vesic, 1975)</i>	

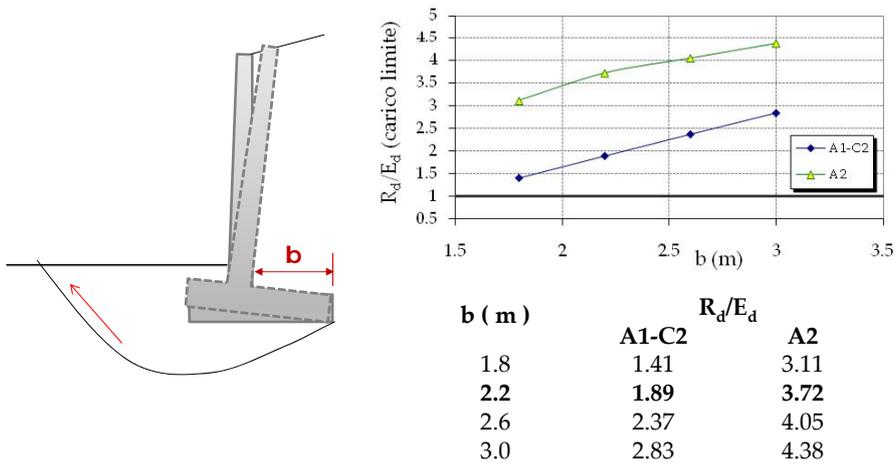
Azione di progetto: $E_d = V = 423.78 \text{ kN/m}$

$R_d / E_d = 3.72 > 1$

Resistenza di progetto : $R_d = q_{lim} B' / \gamma_R = 1576.42 \text{ kN/m}$



Condizioni statiche - Stato limite di collasso per carico limite



31/



CONDIZIONI SISMICHE

- In condizioni sismiche il problema reale è molto complesso per la sovrapposizione di movimenti traslativi e rotazionali il cui rapporto relativo dipende dalle caratteristiche:
 - dell'opera
 - del terreno
 - del terremoto
- Durante il terremoto l'entità e la distribuzione delle pressioni trasmesse dal terreno variano nel tempo
- Il punto di applicazione della spinta si sposta verso l'alto o verso il basso a seconda che l'opera tenda ad avvicinarsi o allontanarsi dal terreno
- Il moto è amplificato in corrispondenza delle frequenze naturali dell'opera e del deposito che possono muoversi anche in opposizione di fase
- Al termine della scossa sismica possono permanere per un certo periodo sovrappressioni interstiziali in eccesso a tergo dell'opera

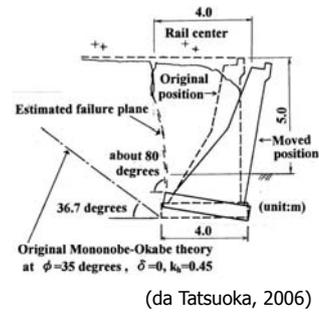
È un problema complesso di interazione che nella pratica viene di norma affrontato con metodi semplificati: METODI PSEUDOSTATICI
METODI PSEUDODINAMICI (spostamenti)

32/



CONDIZIONI SISMICHE

Collasso di muri di sostegno in condizioni sismiche

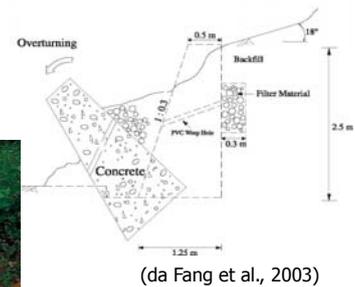


33/



CONDIZIONI SISMICHE

Collasso di muri di sostegno in condizioni sismiche

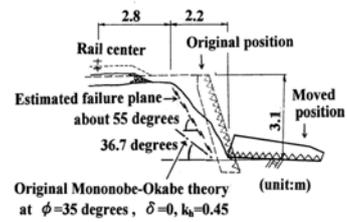


34/



CONDIZIONI SISMICHE

Collasso di muri di sostegno in condizioni sismiche



(da Tatsuoka, 2006)

35/



CONDIZIONI SISMICHE

Collasso di muri di sostegno in condizioni sismiche



(da Vojoudi, 2003)

Diga di Shin-Kang – Terremoto di Taiwan, 1999 (M=7.6)

36/



CONDIZIONI SISMICHE

Collasso di muri di sostegno in condizioni sismiche



(da Vojoudi, 2003)

Terremoto di El Salvador, 2001 (M=7.7)

37/



CONDIZIONI SISMICHE

Norme Tecniche per le Costruzioni – D.M. 14.01.2008

7.11.6.1 REQUISITI GENERALI

(per muri di sostegno)

La sicurezza deve essere garantita prima, durante e dopo il terremoto di progetto

Sono ammissibili spostamenti permanenti che non alterino la resistenza dell'opera, compatibili con la funzionalità dell'opera e dei manufatti interagenti con essa

È comunque necessario portare in conto i seguenti aspetti:

- effetti inerziali nel terreno, nelle strutture di sostegno e negli eventuali carichi aggiuntivi presenti
- comportamento anelastico e non lineare del terreno
- effetto della distribuzione delle pressioni interstiziali, se presenti, sulle azioni scambiate fra il terreno e l'opera di sostegno
- condizioni di drenaggio
- influenza degli spostamenti dell'opera sulla mobilitazione delle condizioni di equilibrio limite

38/



CONDIZIONI SISMICHE

Norme Tecniche per le Costruzioni – D.M. 14.01.2008

7.11.6.1 REQUISITI GENERALI

(segue)

Devono essere considerati almeno gli stessi stati limite delle condizioni statiche

I sistemi di drenaggio devono essere in grado di tollerare gli spostamenti indotti dal sisma, senza che sia pregiudicata la loro funzionalità (in terreni non coesivi il drenaggio a tergo del muro deve essere efficace fino ad una profondità superiore a quella della superficie che delimita il cuneo di rottura)

Si deve verificare preliminarmente l'esistenza di un adeguato margine di sicurezza a liquefazione dei terreni interagenti con il muro

39/



SPINTA DELL'ACQUA IN CONDIZIONI SISMICHE

(Norme Tecniche per le Costruzioni – D.M. 14.01.2008)

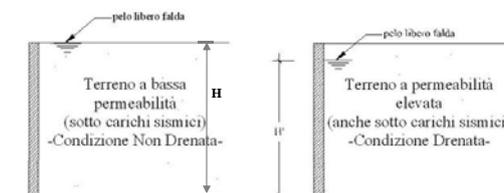
Per opere con terrapieno in falda (es. opere marittime) si devono distinguere due condizioni in relazione alla permeabilità del terreno:

- $k < 5 \cdot 10^{-4} \text{ m/s} \Rightarrow$ l'acqua interstiziale si muove insieme allo scheletro solido
- $k > 5 \cdot 10^{-4} \text{ m/s} \Rightarrow$ l'acqua interstiziale si muove rispetto allo scheletro solido

EC 8 – Parte 5

$$E_d = 0.5 \gamma^* (1 \pm k_v) K H^2 + E_{ws} + E_{wd}$$

- γ^* peso di volume del terreno (immerso)
- γ_w peso di volume dell'acqua
- γ peso di volume del terreno (saturo)
- k_h coefficiente sismico orizzontale
- k_v coefficiente sismico verticale
- K coefficiente di spinta del terreno (statico+ dinamico, funzione anche di θ)
- E_{ws} spinta dell'acqua in condizioni statiche
- E_{wd} incremento della spinta dell'acqua in condizioni sismiche



$$\gamma^* = \gamma - \gamma_w = \gamma'$$

$$\tan \varnothing = \frac{\gamma}{\gamma - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \mp k_v}$$

$$E_{wd} = 0$$

$$\gamma^* = \gamma - \gamma_w = \gamma'$$

$$\tan \varnothing = \frac{\gamma_d}{\gamma - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \mp k_v}$$

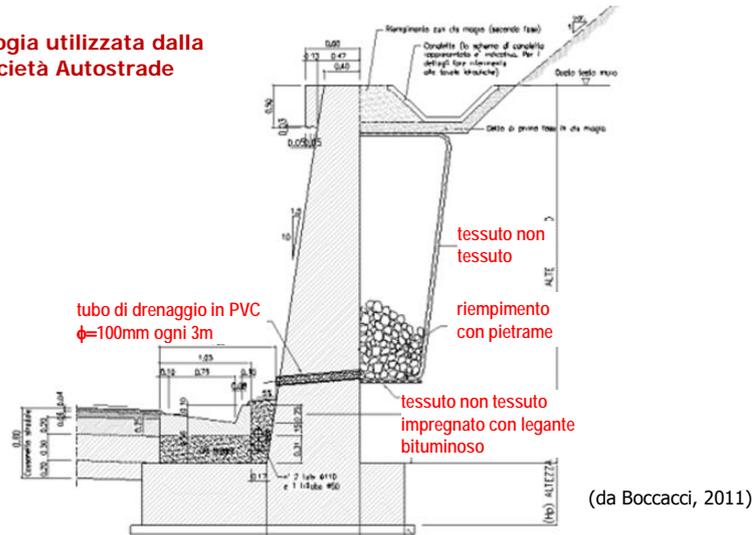
$$E_{wd} = \frac{7}{12} k_h \cdot \gamma_w \cdot H^2$$

40/



ESEMPIO DI SISTEMA DI DRENAGGIO

Tipologia utilizzata dalla
Società Autostrade



41/



Norme Tecniche per le Costruzioni – D.M. 14.01.2008

CONDIZIONI SISMICHE - METODI DI ANALISI

L'analisi della sicurezza dei muri di sostegno in condizioni sismiche può essere eseguita mediante :

- ANALISI DINAMICHE AVANZATE
- METODI PSEUDOSTATICI
- METODI DEGLI SPOSTAMENTI (con valori caratteristici delle azioni statiche e dei parametri di resistenza)

L'analisi **pseudostatica** si effettua mediante metodi all'equilibrio limite

Il modello deve comprendere:

- l'opera di sostegno
- il cuneo di terreno a tergo dell'opera
- gli eventuali sovraccarichi agenti sul cuneo

Nei metodi pseudostatici l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente, prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico

42/



Norme Tecniche per le Costruzioni – D.M. 14.01.2008

CONDIZIONI SISMICHE – METODO PSEUDOSTATICO

I coefficienti sismici **orizzontale** e **verticale**, k_h e k_v , sono valutati mediante le seguenti espressioni:

$$k_h = \beta_m \cdot a_{max} / g \quad k_v = \pm 0.5 k_h$$

$a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$ *accelerazione orizzontale massima al sito*
 a_g *accelerazione orizzontale massima al sito su terreno rigido*
 S_S e S_T *coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica*
 g *accelerazione di gravità*

β_m si ricava dalla

Tabella 7.11.II

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_m	β_m
$0.2 < a_g(g) \leq 0.4$	0.31	0.31
$0.1 < a_g(g) \leq 0.2$	0.29	0.24
$a_g(g) \leq 0.1$	0.20	0.18

NB: per muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi $\beta_m = 1$

Punto di applicazione dell'incremento di spinta dovuto al sisma:

- muro libero di ruotare o traslare → stesso punto di applicazione della spinta statica
- altri casi, in assenza di studi specifici → a metà altezza del muro

43/



ESEMPIO

**Verifiche di sicurezza SLU di tipo geotecnico
- condizioni sismiche -**

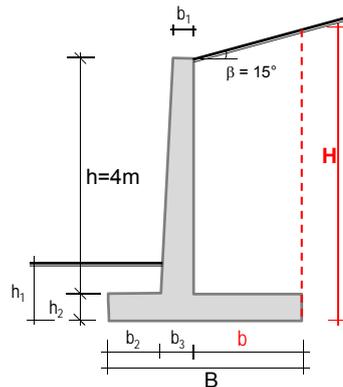
44/



Caratteristiche geometriche e parametri geotecnici

dati geometrici:

altezza paramento	$h =$	4 m
profondità piano di fondazione	$h_1 =$	1.2 m
spessore soletta di fondazione	$h_2 =$	0.6 m
spessore paramento in sommità	$b_1 =$	0.4 m
spessore paramento alla base	$b_3 =$	0.6 m
lunghezza scarpa anteriore	$b_2 =$	1 m
lunghezza scarpa posteriore	$b =$	2.2 m
angolo di pendio	$\beta =$	15°
Lunghezza base	$B =$	3.8 m
Altezza parete virtuale spinta attiva	$H = h_2 + h + b \tan \beta =$	5.19 m



valori caratteristici dei parametri materiali e delle azioni:

peso di volume del terreno	$\gamma'_k = \gamma_k =$	19 kN/m ³
angolo di resistenza al taglio del terreno	$\phi'_k =$	32°
angolo di attrito fondazione-terreno	$\delta'_k = \phi'_k =$	32°
peso di volume del c.a.	$\gamma_{bk} =$	25 kN/m ³

45/



AZIONE SISMICA

Località: Siena

Vita nominale : $V_N \geq 50$ anni

Classe d'uso : II ($C_U=1$)

Periodo di riferimento : $V_R = V_N C_U = 50$ anni

Stato limite ultimo : SLV ($P_{VR}=10\%$)

Periodo di ritorno : $T_R = -V_R / \ln(1-P_{VR})$
=475 anni

T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_c^- [s]
30	0.047	2.514	0.247
50	0.058	2.537	0.256
72	0.068	2.508	0.262
101	0.078	2.510	0.265
140	0.089	2.483	0.270
201	0.102	2.476	0.271
475	0.139	2.481	0.278
975	0.174	2.514	0.283
2475	0.225	2.564	0.293

Categoria di sottosuolo: B \rightarrow coefficiente $S_S = 1,40 - 0,4 \cdot F_o \cdot a_g / g = 1,26 \rightarrow S_S = 1,20$

Coefficiente di amplificazione topografica $S_T = 1$

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g = 1.20 \cdot 1 \cdot 0.139 = 0.167 \text{ g}$$

$$\beta_m = 0.24$$

$$k_h = \beta_m \cdot a_{max} / g = 0.04$$

$$k_v = \pm 0.02$$

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_m	β_m
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0.31	0.31
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0.29	0.24
$a_g(g) \leq 0,1$	0.20	0.18

46/

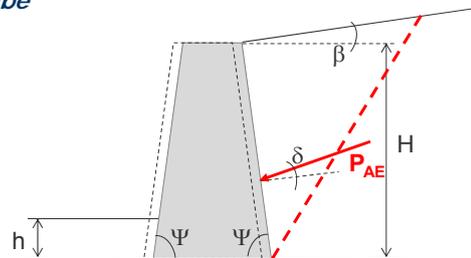


CONDIZIONI SISMICHE - SPINTA ATTIVA

Soluzione di Mononobe-Okabe

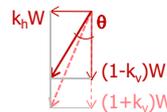
$$P_{AE} = \frac{1}{2} (1 \pm k_v) \gamma H^2 K_{AE}$$

segno - per forze dirette verso l'alto



$$K_{AE} = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$\tan \theta = \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$



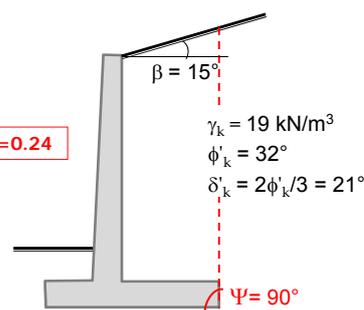
47/



Condizioni sismiche - Coefficienti di spinta attiva

	valori caratteristici ($\gamma_m=1,0$)	valori di progetto ($\gamma_m \neq 1,0$)	
$\theta (-)$	0.0408	0.0408	rad
$\theta (+)$	0.0392	0.0392	rad
$\psi=90^\circ$	1.5708	1.5708	rad
$\beta=15^\circ$	0.2618	0.2618	rad
ϕ'	0.5585	0.4636	rad
$\delta=2\phi'/3$	0.3723	0.3028	rad
$\text{sen}^2(\psi)$	1	1	
$\text{sen}^2(\psi+\phi-\theta)$	0.7551	0.8317	
$\text{sen}(\psi-\theta-\delta)$	0.9159	0.9415	
$\text{sen}(\phi+\delta)$	0.8021	0.6935	
$\text{sen}(\phi-\beta-\theta)$	0.2531	0.1603	
$\text{sen}(\psi+\beta)$	0.9659	0.9659	
$\text{cos}(\theta)$	0.9992	0.9992	

con $\beta_m=0.24$



$$(-)K_{AE,k} = 0.3772 \text{ con i valori caratteristici}$$

$$(-)K_{AE,d} = 0.4854 \text{ con i valori di progetto}$$

$$(+)K_{AE,k} = 0.3755 \text{ con i valori caratteristici}$$

$$(+)K_{AE,d} = 0.4832 \text{ con i valori di progetto}$$

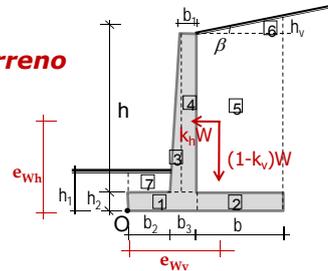
Le spinte attive si considerano applicate alla parete virtuale, inclinate di δ sull'orizzontale

48/



Condizioni sismiche
Azioni dovute al peso del muro e del terreno

$\beta_m = 0.24 \Rightarrow k_h = 0.04 \quad k_v = 0.02$



	W _v		M _v	W _h		M _h
	W _i	(1-k _v)W _i	braccio	momento	k _h W _i	braccio
	(kN/m)	(kN/m)	(m)	(kN m/m)	(kN/m)	(m)
	24.00	23.520	0.800	18.816	0.960	0.300
	33.00	32.340	2.700	87.318	1.320	0.300
	10.00	9.800	1.133	11.107	0.400	1.933
	40.00	39.200	1.400	54.880	1.600	2.600
	167.20	163.856	2.700	442.411	6.688	2.600
	12.32	12.074	3.067	37.027	0.493	4.796
	0.60	0.588	0.500	0.294	0.024	0.900
Σ		281.378		651.852	11.485	25.392
		$e_{Wv} = Mv/Wv = 2.317m$			$e_{Wh} = Mh/Wh = 2.211m$	

49/

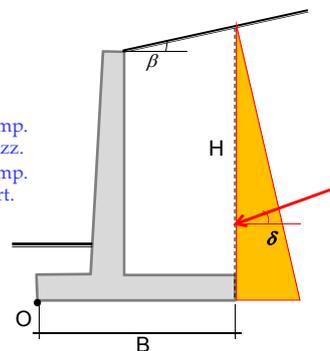


Condizioni sismiche - Calcolo delle spinte

$\beta_m = 0.24 \Rightarrow k_h = 0.04 \quad k_v = 0.02$

Spinte:

	P_{a,k}	P_{a,d}	
$P_a(\gamma) = 0.5 K_{AE} (1-k_v)\gamma_k H^2 =$	94.567	121.690 kN/m	
$P_a(\gamma)_h = P_a(\gamma_k) \cos\delta =$	88.088	116.152 kN/m	comp. orizz.
$P_a(\gamma)_v = P_a(\gamma_k) \sin\delta =$	34.403	36.291 kN/m	comp. vert.



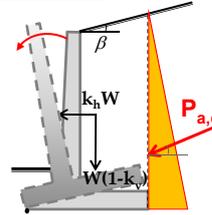
PER LE VERIFICHE SISMICHE:
 $\gamma_E = \gamma_F = 1$

50/



Condizioni sismiche - Stato limite di ribaltamento

Trattandosi di un meccanismo di 'rottura' fragile e osservando che la maggior parte dei crolli in condizioni sismiche avvengono per ribaltamento è preferibile assumere $\beta_m = 1$
Coefficienti da applicare ai materiali: **M2 (Tabella 6.2.II)**
Coefficienti da applicare alle azioni: $\gamma_E = 1$



Per $\beta_m = 1 \Rightarrow k_h = 0.167 \quad k_v = 0.084 \Rightarrow \theta^{(-)} = 0.1803 \text{ rad}$
 $\hookrightarrow K_{AE,d} = 0.8261 \rightarrow P_{a,d}(\gamma) = 193.60 \text{ kN/m} \rightarrow P_{a,d}(\gamma)_h = 184.79 \text{ kN/m} \quad P_{a,d}(\gamma)_v = 57.74 \text{ kN/m}$

Momento totale ribaltante (dovuto alla spinta $\gamma_E = 1.0$)

$$E_d = M_{rib} = 1.0 (P_{a,d}(\gamma)_h H/3 - P_{a,d}(\gamma)_v B) = 1.0 (184.79 \cdot 1.73 - 57.74 \cdot 3.80) = 100.26 \text{ kNm/m}$$

Momento totale stabilizzante (dovuto al peso proprio del muro e del terreno sovrastante, incluse le f. d'inerzia $\rightarrow \gamma_E = 1.0$)

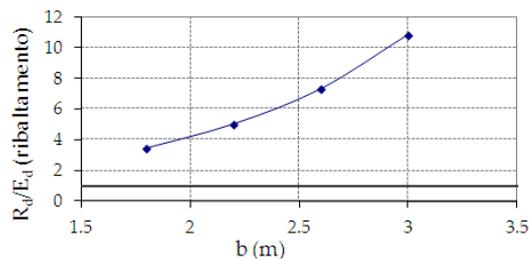
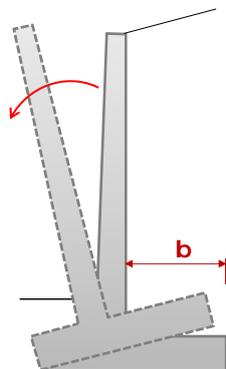
$$R_d = M_W = M_v - M_h = 609.28 - 106.010 = 503.27 \text{ kNm/m}$$

$$R_d/E_d = 5.02 > 1 \text{ verifica soddisfatta}$$

51/



Condizioni sismiche - Stato limite di ribaltamento

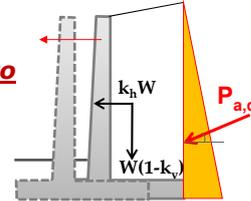


b (m)	R_d/E_d
1.8	3.45
2.2	5.02
2.6	7.30
3	10.81

52/



Condizioni sismiche - Stato limite di scorrimento
A1 C2 (A2+M2+R2)



Coefficienti da applicare ai parametri geotecnici : $\gamma_{\phi'} = 1.25$, $\gamma_{\gamma} = 1.0$
Coefficiente da applicare alle spinte dovute al peso del terreno : $\gamma_{G1} = 1.0$
Coefficiente da applicare alla resistenza allo scorrimento : $\gamma_R = 1.0$

Azione di progetto:

$$E_d = 1.0 [P_{a,d}(\gamma)_h] + k_h W = 1.0 \cdot (116.15) + 11.49 = 127.6 \text{ kN/m}$$

coefficiente caratteristico d'attrito fondazione-terreno: $\tan \delta_k = \tan \phi'_k = 0.625$
coefficiente di progetto d'attrito fondazione-terreno: $\tan \delta_k / \gamma_{\phi'} = 0.625 / 1.25 = 0.5$

Resistenza di progetto:

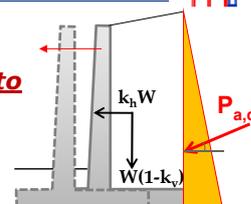
$$R_d = [(W(1-k_v) + 1.0 P_{a,d}(\gamma)_v) \tan \delta_k / \gamma_{\phi'}] / \gamma_R = [(281.38 + 36.29) \cdot 0.5] / 1 = 158.8 \text{ kN/m}$$

$$R_d / E_d = 1.24 > 1 \text{ verifica soddisfatta}$$

53/



Condizioni sismiche - Stato limite di scorrimento
A2 (A1+M1+R3)



Coefficienti parziali da applicare ai parametri geotecnici : $\gamma_{\phi'} = 1$, $\gamma_{\gamma} = 1.0$
Coefficiente parziale da applicare alle spinte dovute al peso del terreno : $\gamma_{G1} = 1.0$
Coefficiente parziale da applicare alla resistenza allo scorrimento : $\gamma_R = 1.1$

Azione di progetto:

$$E_d = 1.0 P_{a,k}(\gamma)_h + k_h W = 88.09 + 11.49 = 99.6 \text{ kN/m}$$

coefficiente caratteristico d'attrito fondazione-terreno = coefficiente di progetto d'attrito fondazione-terreno ($\gamma_{\phi'} = 1$) : $\tan \delta_k / \gamma_{\phi'} = 0.625$

Resistenza di progetto:

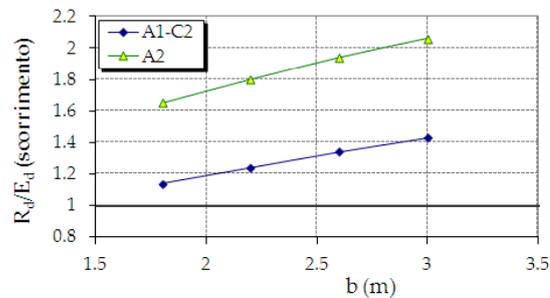
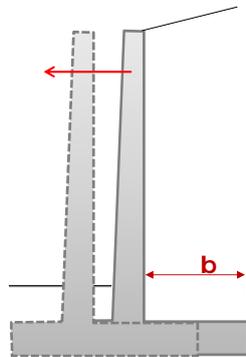
$$R_d = [(W(1-k_v) + 1.0 P_{a,k}(\gamma)_v) \tan \delta_k / \gamma_{\phi'}] / \gamma_R = [(281.38 + 34.40) \cdot 0.625] / 1.1 = 179.4 \text{ kN/m}$$

$$R_d / E_d = 1.80 > 1 \text{ verifica soddisfatta}$$

54/



Condizioni sismiche - Stato limite di scorrimento



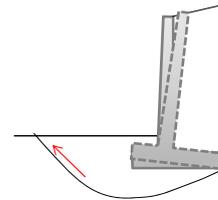
I risultati di A2 sono molto meno conservativi
⇒ in base alla Circolare meglio usare A1-C2

b (m)	R _d / E _d	
	A1-C2	A2
1.8	1.14	1.65
2.2	1.24	1.80
2.6	1.34	1.94
3	1.43	2.06

55/



Condizioni sismiche - Stato limite di collasso per carico limite - A1 C2 (A2+M2+R2)

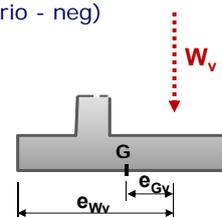


Coefficienti parziali da applicare ai parametri geotecnici : $\gamma_{\phi} = 1.25$, $\gamma_{\gamma} = 1.0$
Coefficiente parziale da applicare alle azioni dovute al peso del terreno : $\gamma_{G1} = 1.0$
Coefficiente parziale da applicare alla capacità portante : $\gamma_R = 1.0$

Peso e f. d'inerzia verticali del muro+terreno sovrastante: $(1-k_v)W = 281.4 \text{ kN/m}$
Eccentricità : $e_{Gv} = e_{Wv} - B/2 = 0.417 \text{ m}$ (momento orario - neg)

Componente verticale della risultante di progetto :
 $V = (1-k_v)W + P_{a,d}(\gamma)_v = 281.38 + 36.29 = 317.7 \text{ kN/m}$
Componente orizzontale della risultante di progetto :
 $H = k_h W + P_{a,d}(\gamma)_h = 11.49 + 116.15 = 127.6 \text{ kN/m}$

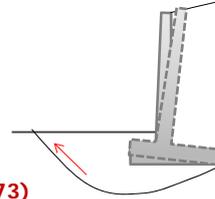
Inclinazione della risultante rispetto alla verticale :
 $i = \arctan (H/V) = 0.382 \text{ rad} = 21.89^\circ$



56/



**Condizioni sismiche - Stato limite di collasso
per carico limite - A1 C2 (A2+M2+R2)**



Momento rispetto alla mezzzeria della fondazione:

$$M = -(1-k_v)W \cdot (0.417) + k_h W \cdot (2.211) - P_{a,d}(\gamma)_v \cdot (1.9) + P_{a,d}(\gamma)_h \cdot (1.73)$$

$$= -117.23 + 25.39 - 68.95 + 200.92 = 40.13 \text{ kNm/m}$$

Eccentricità : $e = M/V = 0.126 \text{ m}$ ($< B/6 = 0.633 \text{ m}$)

$$q_{lim} = c N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q N_q s_q d_q i_q b_q g_q + 0,5 \gamma B' N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma = 186.28 \text{ kPa}$$

$c =$	0	$N_q = \exp(\pi \tan \phi'_d) \tan^2(\pi/4 + \phi'_d/2) =$	12.588
$q = \gamma_k h_1 =$	22.8 kPa	$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \phi'_d =$	11.585
$B' = B - 2e =$	3.547 m	$i_q = (1 - H/V)^m =$	0.358
$\phi'_d = \arctan(\tan \phi'_k / \gamma_\phi) =$	26.56°	$i_\gamma = (1 - H/V)^{m+1} =$	0.214
$\tan \phi'_d = \tan \phi'_k / \gamma_\phi =$	0.5	$m = (2 + B/L) / (1 + B/L) =$	2
$s_q = d_q = b_q = g_q = s_\gamma = d_\gamma = b_\gamma = g_\gamma =$	1	<i>(Vesic, 1975)</i>	

Azione di progetto: $E_d = V = 317.7 \text{ kN/m}$

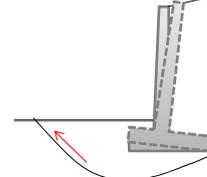
Resistenza di progetto : $R_d = q_{lim} B' / \gamma_R = 660.8 \text{ kN/m}$

$$R_d / E_d = 2.08 > 1$$

57/



**Condizioni sismiche - Stato limite di collasso
per carico limite - A2 (A1+M1+R3)**



Coefficienti da applicare ai parametri geotecnici : $\gamma_\phi = 1.0, \gamma_\gamma = 1.0$

Coefficiente da applicare alle azioni dovute al peso del terreno : $\gamma_{G1} = 1.0$

Coefficiente da applicare alla capacità portante: $\gamma_R = 1.4$

Peso e f. d'inerzia verticali del muro+terreno sovrastante: $1.0(1-k_v)W = 281.4 \text{ kN/m}$

Eccentricità : $e_{Gv} = e_{Wv} - B/2 = 0.417 \text{ m}$ (momento orario - neg)

Forza d'inerzia orizzontale del muro+terreno sovrastante: $k_h W = 11.49 \text{ kN/m}$

Componente verticale della risultante di progetto :

$$V = 1.0 [(1-k_v)W + P_{a,k}(\gamma)_v] = 281.4 + 34.40 = 315.78 \text{ kN/m}$$

Componente orizzontale della risultante di progetto :

$$H = 1.0 [k_h W + P_{a,k}(\gamma)_h] = 11.49 + 88.09 = 99.57 \text{ kN/m}$$

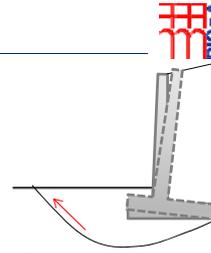
Inclinazione della risultante rispetto alla verticale :

$$i = \arctan (H/V) = 0.272 \text{ rad} = 15.59^\circ$$

58/



Condizioni sismiche - Stato limite di collasso per carico limite - A2 (A1+M1+R3)



Momento rispetto alla mezzeria della fondazione:

$$M = -(1-k_v)W \cdot (0.417) + k_h W \cdot (2.211) - P_{a,k}(\gamma)_v \cdot (1.9) + P_{a,k}(\gamma)_h \cdot (1.73) = -117.23 + 25.39 - 65.37 + 152.38 = -4.83 \text{ kNm/m}$$

$$q_{lim} = c N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q N_q s_q d_q i_q b_q g_q + 0,5 \gamma B' N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma = 646.79 \text{ kPa}$$

$c =$	0	$N_q = \exp(\pi \tan \phi'_d) \tan^2(\pi/4 + \phi'_d/2) =$	23.177
$q = \gamma_k h_1 =$	22.8 kPa	$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \phi'_d =$	27.715
$B' = B - 2e =$	3.792 m	$i_q = (1 - H/V)^m =$	0.520
$\phi'_d = \arctan(\tan \phi'_k / \gamma_\phi) =$	32°	$i_\gamma = (1 - H/V)^{m+1} =$	0.375
$\tan \phi'_d = \tan \phi'_k / \gamma_\phi =$	0.625	$m = (2 + B/L) / (1 + B/L) =$	2
$s_q = d_q = b_q = g_q = s_\gamma = d_\gamma = b_\gamma = g_\gamma =$	1	<i>(Vesic, 1975)</i>	

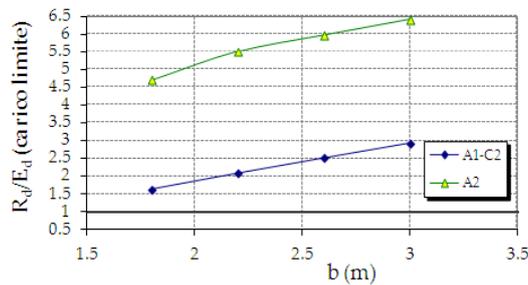
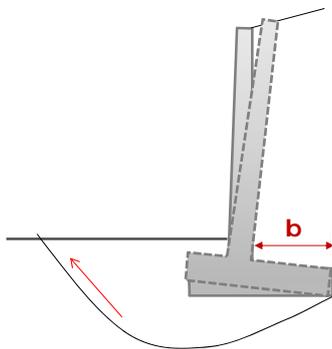
Azione di progetto: $E_d = V = 315.8 \text{ kN/m}$

$R_d/E_d = 5.52 > 1$

Resistenza di progetto: $R_d = q_{lim} B' / \gamma_R = 1741.4 \text{ kN/m}$



Condizioni sismiche - Stato limite di collasso per carico limite



b (m)	A1-C2	A2
1.8	1.63	4.70
2.2	2.08	5.52
2.6	2.51	5.98
3.0	2.93	6.42



E per gli SLE?

(§ 6.5.3.2) Nelle condizioni di esercizio è **necessario valutare gli spostamenti** dell'opera e del terreno circostante per verificarne la compatibilità con la funzionalità dell'opera e la sicurezza e funzionalità dei manufatti adiacenti