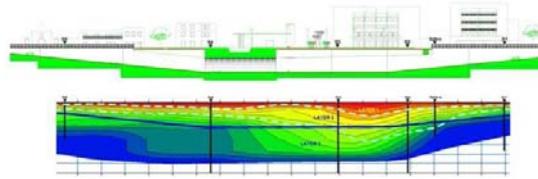




ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI PISTOIA

Corso di aggiornamento professionale
**“Progettazione geotecnica
secondo le NTC 2008”**

Pistoia, 13 maggio-24 giugno 2011



Ordine degli Ingegneri della Provincia di Pistoia
Via Panciatichi, 11 - 51100 Pistoia
Tel. 0573 25931 - fax: 0573 24383
info@ordineingegneri.pistoia.it www.ordineingegneri.pistoia.it



Corso di aggiornamento professionale
Progettazione geotecnica secondo le NTC 2008



Prof. Ing. Claudia Madiai
Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale, Università di Firenze

Muri di sostegno in c.a.

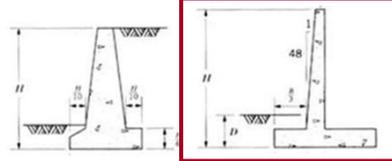
Pistoia, 20 Maggio 2011



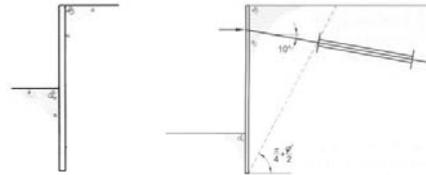
Norme Tecniche per le Costruzioni – D.M. 14.01.2008

6.5 - 7.11.6 OPERE DI SOSTEGNO

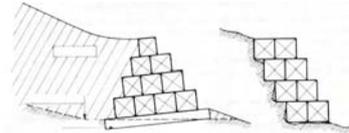
- muri
(a gravità, a mensola, ...)



- paratie



- strutture miste
(terre rinforzate, muri cellulari, ...)



3/



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)



crolli per innalzamento del livello dell'acqua a tergo

Devono essere prescritte le caratteristiche fisiche e meccaniche del riempimento

4/



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

5/



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

6.5.3.1 Verifiche di sicurezza (SLU)

.....

Gli SLU 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

6/



VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI

Per ciascuno dei meccanismi di rottura ipotizzabili (almeno quelli indicati dalle norme) si devono individuare una sollecitazione instabilizzante dovuta alle azioni di progetto (effetto E_d) e una corrispondente resistenza di progetto (R_d) e si deve verificare la relazione:

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

simbolicamente:

$$\left. \begin{aligned} E_d &= E \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \\ E_d &= \gamma_E E \left[F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \\ R_d &= \frac{1}{\gamma_R} R \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \end{aligned} \right\} \text{sono alternative}$$

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

7/



VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI

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

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

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

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

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

8/



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

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	$\gamma_R=1$	$\gamma_R=1$	$\gamma_R=1,4$

9/



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 - Combinazione 1: (A1+M1+R1) - Combinazione 2 : (A2+M2+R2) ■ Approccio 2: (A1+M1+R3)
carico limite dell'insieme fondazione-terreno	
Ribaltamento**	EQU + M2

*la tabella di riferimento per R2 è quella relativa alle opere di materiali sciolti e di fronti di scavo (R2=1,1)

**il ribaltamento è trattato come stato limite di equilibrio di corpo rigido

- SLU di tipo strutturale (STR)
raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali

10/



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, γ_R non deve essere portato in conto
- per muri di sostegno dotati di ancoraggi al terreno può essere usato solo l'Approccio 1

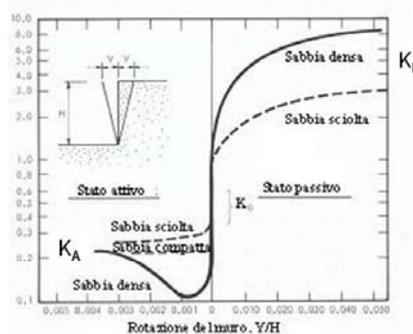
11/



MURI DI SOSTEGNO - CALCOLO DELLE SPINTE

Deve essere giustificato sulla base dei prevedibili spostamenti manufatto-terreno (eventualmente con un'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

12/



MURI DI SOSTEGNO – CALCOLO DELLE SPINTE

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

Tab. C.1 - Rapporto V_a/h

Kind of wall movement	v/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/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 (1,5)	3 (0,5) to 6 (1,0)
c)	6 (1,0) to 15 (1,5)	5 (0,5) to 6 (1,0)

V_p movimento per mobilizzare la spinta passiva
 h altezza del muro

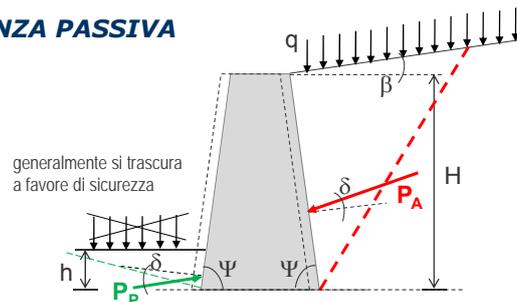
In parentesi le % di V_p/h necessarie per mobilizzare il 50% della spinta

13/



CONDIZIONI STATICHE - SPINTA ATTIVA E RESISTENZA PASSIVA

Soluzione di Coulomb



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

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

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

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

14/



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)**

15/



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

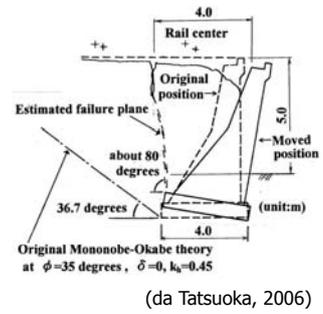
**È un problema complesso di interazione che nella pratica viene di norma affrontato con metodi semplificati: METODI PSEUDOSTATICI
METODI PSEUDODINAMICI (spostamenti)**

16/



CONDIZIONI SISMICHE

Collasso di muri di sostegno in condizioni sismiche

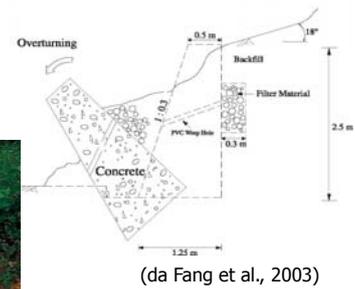


17/



CONDIZIONI SISMICHE

Collasso di muri di sostegno in condizioni sismiche

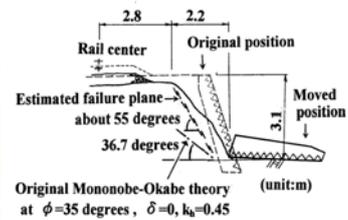


18/



CONDIZIONI SISMICHE

Collasso di muri di sostegno in condizioni sismiche



(da Tatsuoka, 2006)

19/



CONDIZIONI SISMICHE

Collasso di muri di sostegno in condizioni sismiche



(da Vojoudi, 2003)

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

20/



CONDIZIONI SISMICHE

Collasso di muri di sostegno in condizioni sismiche



(da Vojoudi, 2003)

Terremoto di Kobe, 1995 (M=6.9)

21/



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

22/



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

23/



SPINTA DELL'ACQUA IN CONDIZIONI SISMICHE

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

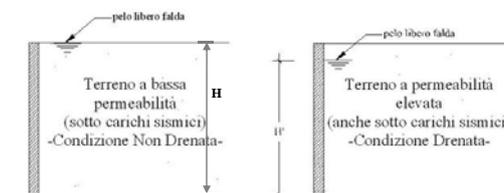
Per opere con terrapieno in falda (es. opere marittime) si devono distinguere due condizioni in relazione alla permeabilità del terreno:

- $k < 5 \cdot 10^{-4} \text{ m/s} \Rightarrow$ 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



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

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

$$E_{wd} = 0$$

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

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

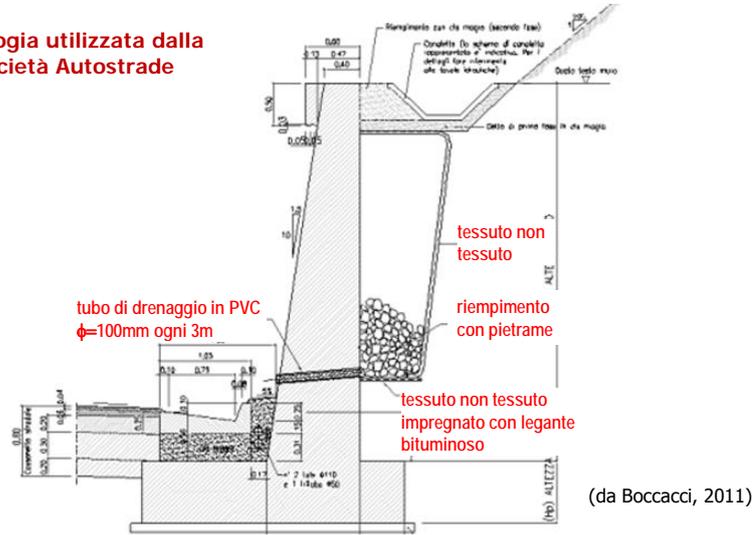
$$E_{wd} = \frac{7}{12} k_h \cdot \gamma_w \cdot H^2$$

24/



ESEMPIO DI SISTEMA DI DRENAGGIO

Tipologia utilizzata dalla
 Società Autostrade



25/



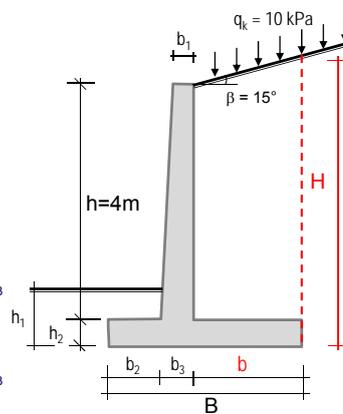
ESEMPIO: verifiche agli SLU secondo le NTC08 Parametri geotecnici e caratteristiche geometriche

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	$\delta_k = \phi'_k =$	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: $b_{min} = h \tan(45^\circ - \phi'/2) = 2.2 \text{ m}$

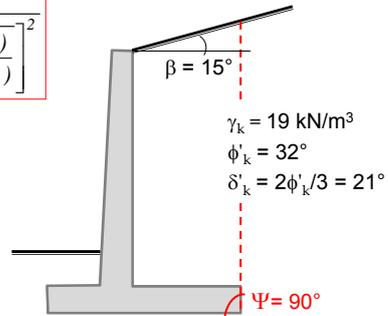
26/



ESEMPIO: verifiche agli SLU secondo le NTC08 Calcolo dei 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	valori di progetto	
$\Psi=90^\circ =$	1.5708	1.5708	rad
$\beta=15^\circ =$	0.2618	0.2618	rad
$\phi' =$	0.5585	0.4636	rad
$\delta=2\phi'/3 =$	0.3723	0.3028	rad
$\text{sen}^2(\psi) =$	1	1	
$\text{sen}^2(\psi+\phi) =$	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

27/



ESEMPIO: verifiche agli SLU secondo le NTC08 Calcolo delle azioni dovute al peso del muro e del terreno

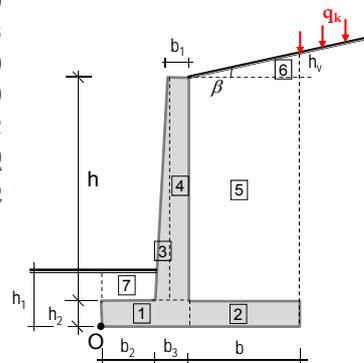
	peso (kN/m)	braccio* (m)	momento* (kNm/m)
1) $\gamma_{bk} (b_2+b_3)h_2 =$	24.00	0.800 $(b_2+b_3)/2$	19.200
2) $\gamma_{bk} bh_2 =$	33.00	2.700 $b_2+b_3+b/2$	89.100
3) $\gamma_{bk} (b_3-b_1)h/2 =$	10.00	1.133 $b_2+2(b_3-b_1)/3$	11.333
4) $\gamma_{bk} b_1h =$	40.00	1.400 $b_2+b_3-b_1/2$	56.000
5) $\gamma_k bh =$	167.20	2.700 $b_2+b_3+b/2$	451.440
6) $\gamma_k bh_v/2 =$	12.32	3.067 $b_2+b_3+2b/3$	37.782
7) $\gamma_k b_2(h_1-h_2) =$	0.60	0.500 $b_2/2$	1.840

$$W_{tot} = 287.12$$

$$e_w = 2.322$$

$$M_w = 666.696$$

* rispetto al punto O



28/



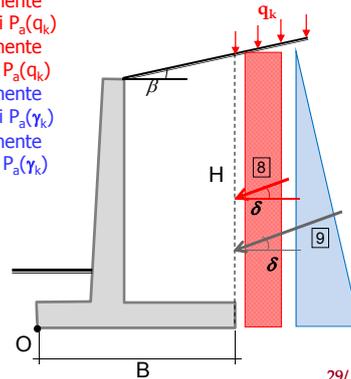
ESEMPIO: verifiche agli SLU secondo le NTC08

Calcolo delle spinte

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

Coordinate dei punti di applicazione delle spinte rispetto al punto O

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



29/



ESEMPIO: verifiche agli SLU secondo le NTC08

Stato limite di ribaltamento

Non si mobilita la resistenza del terreno di fondazione, quindi deve essere trattato come uno stato limite di equilibrio come corpo rigido (EQU)

Si utilizzano per le **azioni** i coefficienti parziali EQU (Tabella 6.2.1), avendo calcolato le spinte con i coefficienti parziali di materiale M2 (Tabella 6.2.11)

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

Momento della spinta dovuta al sovraccarico:
 $1.5 (P_{a,d}(q_k)_h H/2 - P_{a,d}(q_k)_v B) = 1.5 (21.54 \cdot 2.595 - 6.73 \cdot 3.80) = 45.5 \text{ kNm/m}$
 Momento della spinta dovuta al peso del terreno:
 $1.1 (P_{a,d}(\gamma_k)_h H/3 - P_{a,d}(\gamma_k)_v B) = 1.1 (106.21 \cdot 1.73 - 33.18 \cdot 3.80) = 63.4 \text{ kNm/m}$
Momento totale ribaltante $E_d = M_{rib} = 108.9 \text{ kNm/m}$

Il momento stabilizzante è dovuto al peso proprio del muro e del terreno sovrastante (carico permanente favorevole $\rightarrow \gamma_F = \gamma_{G1} = 0.9$)
Momento totale stabilizzante $R_d = 0.9 M_w = 0.9 \cdot 666.7 = 600.03 \text{ kNm/m}$

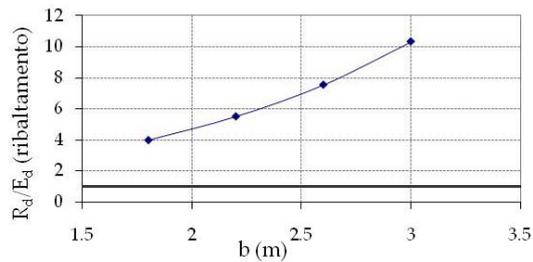
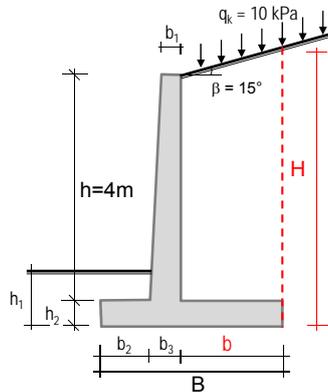
$R_d/E_d = 5.51 > 1$ verifica soddisfatta

30/



ESEMPIO: verifiche agli SLU secondo le NTC08

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

31/



ESEMPIO: verifiche agli SLU secondo le NTC08

Stato limite di scorrimento sul piano di posa - A1 C2 (A2+M2+R2)

L'azione di progetto E_d è la componente della risultante delle forze in direzione parallela al piano di scorrimento della fondazione; la resistenza di progetto R_d è il valore della forza di attrito sul piano di scorrimento

- Coefficienti parziali da applicare ai parametri geotecnici : $\gamma_{\phi'} = 1.25$, $\gamma_{\gamma} = 1.0$
- Coefficiente parziale da applicare alle spinte dovute al sovraccarico : $\gamma_{q1} = 1.3$
- Coefficiente parziale da applicare alle spinte dovute al peso del terreno : $\gamma_{G1} = 1.0$
- Coefficiente parziale da applicare alla resistenza allo scorrimento : $\gamma_R = 1.0$

Azione di progetto:

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

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

Resistenza di progetto:

$$R_d = [(W_{tot} + 1.3 P_{a,d}(q_k)_v + 1.0 P_{a,d}(\gamma_k)_v) \tan \delta_k / \gamma_{\phi'}] / \gamma_R =$$

$$[(287.12 + 8.75 + 33.18) \cdot 0.5] / 1 = 164.5 \text{ kN/m}$$

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

32/



ESEMPIO: verifiche agli SLU secondo le NTC08

Stato limite di scorrimento sul piano di posa – A2 (A1+M1+R3)

Coefficienti parziali da applicare ai parametri geotecnici : $\gamma_\psi = 1$, $\gamma_\gamma = 1.0$
 Coefficiente parziale da applicare alle spinte dovute al sovraccarico : $\gamma_{Q1} = 1.5$
 Coefficiente parziale da applicare alle spinte dovute al peso del terreno : $\gamma_{G1} = 1.3$
 Coefficiente parziale da applicare alla resistenza allo scorrimento : $\gamma_R = 1.1$

Azione di progetto:

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

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

Resistenza di progetto:

$$R_d = [(W_{tot} + 1.5 P_{a,k}(q_k)_v + 1.3 P_{a,k}(\gamma_k)_v) \tan \delta_k / \gamma_\psi] / \gamma_R =$$

$$[(287.12 + 1.5 \cdot 6.39 + 1.3 \cdot 31.49) \cdot 0.625] / 1.1 = 191.8 \text{ kN/m}$$

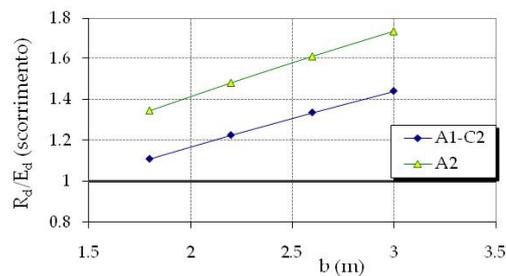
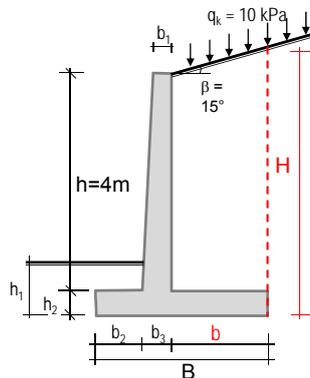
$$R_d / E_d = 1.48 > 1 \text{ verifica soddisfatta}$$

33/



ESEMPIO: verifiche agli SLU secondo le NTC08

Stato limite di scorrimento sul piano di posa



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

34/



ESEMPIO: verifiche agli SLU secondo le NTC08
Stato limite di collasso per carico limite dell'insieme
fondazione-terreno - A1 C2 (A2+M2+R2)

L'azione di progetto E_d è la componente della risultante delle forze in direzione normale al piano di fondazione; la resistenza di progetto R_d è il valore limite della forza normale al piano di fondazione (capacità portante)

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

➔ 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:

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

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

35/



ESEMPIO: verifiche agli SLU secondo le NTC08
Stato limite di collasso per carico limite dell'insieme
fondazione-terreno - A1 C2 (A2+M2+R2)

Lo schema di carico è quello cui corrispondono la massima eccentricità e la massima componente orizzontale della risultante

Peso proprio del muro e del terreno sovrastante : $W_{tot} = 287.12 \text{ kN/m}$

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

Coordinate dei punti di applicazione delle spinte rispetto alla mezzzeria della fondazione:

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

Componente verticale della risultante di progetto :

$$V = W_{tot} + P_{a,d}(q_d)_v + P_{a,d}(\gamma_k)_v = 287.12 + 8.75 + 33.18 = 329.1 \text{ kN/m}$$

Componente orizzontale della risultante di progetto :

$$H = P_{a,d}(q_d)_h + P_{a,d}(\gamma_k)_h = 28.01 + 106.21 = 134.2 \text{ kN/m}$$

Inclinazione della risultante rispetto alla verticale :

$$i = \arctan (H/V) = 0.387 \text{ rad} = 22.19^\circ$$

36/



ESEMPIO: verifiche agli SLU secondo le NTC08
Stato limite di collasso per carico limite dell'insieme
fondazione-terreno - A1 C2 (A2+M2+R2)

Momento rispetto alla mezzzeria della fondazione:

$$M = W_{tot} \cdot (-0.442) + P_{a,d}(q_d)_v \cdot (-1.9) + P_{a,d}(\gamma_{d=k})_v \cdot (-1.9) + P_{a,d}(q_d)_h \cdot 2.595 + P_{a,d}(\gamma_{d=k})_h \cdot 1.73$$

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

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

$$R_d / E_d = 1.89 > 1$$

37/



ESEMPIO: verifiche agli SLU secondo le NTC08
Stato limite di collasso per carico limite dell'insieme
fondazione-terreno - A2 (A1+M1+R3)

Coefficienti parziali da applicare ai parametri geotecnici : $\gamma_{\phi'} = 1.0$, $\gamma_\gamma = 1.0$

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

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

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

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

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

$$P_{a,d}(q_d) = K_{A,k} q_d H = 26.34 \text{ kN/m}$$

$$P_{a,d}(q_d)_h = P_{a,d}(q_d) \cos \delta_{d=k} = 24.54 \text{ kN/m} \text{ componente orizz.}$$

$$P_{a,d}(q_d)_v = P_{a,d}(q_d) \sin \delta_{d=k} = 9.58 \text{ kN/m} \text{ componente vert.}$$

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

$$P_{a,d}(\gamma_k) = 1.3 P_{a,k}(\gamma_k) = 112.54 \text{ kN/m}$$

$$P_{a,d}(\gamma_k)_h = P_{a,d}(\gamma_k) \cos \delta_{d=k} = 104.83 \text{ kN/m} \text{ componente orizz.}$$

$$P_{a,d}(\gamma_k)_v = P_{a,d}(\gamma_k) \sin \delta_{d=k} = 40.94 \text{ kN/m} \text{ componente vert.}$$

38/



ESEMPIO: verifiche agli SLU secondo le NTC08
Stato limite di collasso per carico limite dell'insieme
fondazione-terreno - A2 (A1+M1+R3)

Peso proprio del muro e del terreno sovrastante : $1.3 W_{tot} = 373.26 \text{ kN/m}$
 Eccentricità dei pesi: $e_G = B/2 - e_W = -0.422 \text{ m}$ (momento orario)

Componente verticale della risultante di progetto :
 $V = 1.3W_{tot} + P_{a,d}(q_d)_v + P_{a,d}(\gamma_k)_v = 373.26 + 9.58 + 40.94 = 423.78 \text{ kN/m}$
 Componente orizzontale della risultante di progetto :
 $H = P_{a,d}(q_d)_h + P_{a,d}(\gamma_k)_h = 24.54 + 104.83 = 129.37 \text{ kN/m}$
 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 : $e = M/V = -0.020 \text{ m}$ ($< B/6 = 0.633 \text{ m}$)

39/



ESEMPIO: verifiche agli SLU secondo le NTC08
Stato limite di collasso per carico limite dell'insieme
fondazione-terreno - 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: $E_d = V = 423.78 \text{ kN/m}$

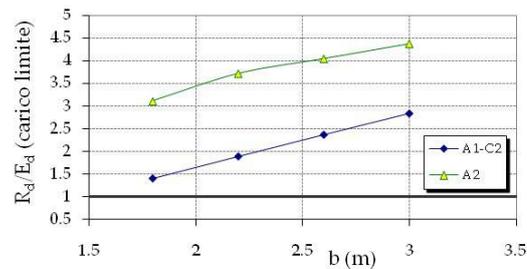
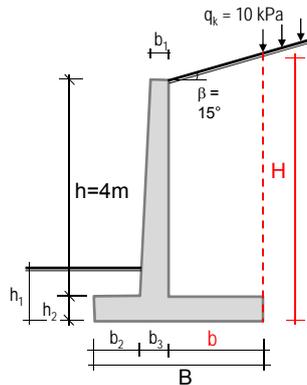
$$R_d / E_d = 3.72 > 1$$

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

40/



ESEMPIO: verifiche agli SLU secondo le NTC08
Stato limite di collasso per carico limite dell'insieme
fondazione-terreno



b (m)	R_d/E_d	
	A1-C2	A2
1.8	1.41	3.11
2.2	1.89	3.72
2.6	2.37	4.05
3.0	2.83	4.38

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 (si utilizzano i 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/



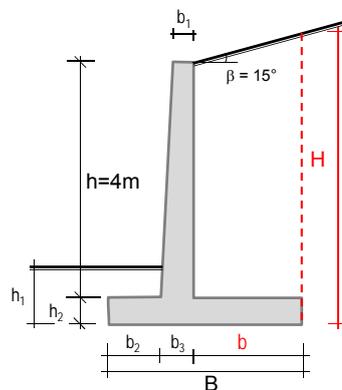
ESEMPIO: verifica in condizioni sismiche secondo le NTC08

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



44/



ESEMPIO: verifica in condizioni sismiche secondo le NTC08

AZIONE SISMICA

Località: Pistoia
 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 : $T_R = 475$ anni

T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C [s]
30	0.051	2.505	0.248
50	0.063	2.523	0.264
72	0.073	2.502	0.270
101	0.084	2.504	0.274
140	0.096	2.486	0.279
201	0.113	2.427	0.283
475	0.153	2.404	0.293
975	0.196	2.380	0.303
2475	0.260	2.396	0.317

Categoria di sottosuolo: B \rightarrow coefficiente $S_S = 1,40 - 0,4 \cdot F_0 \cdot a_g / g = 1,25 \rightarrow S_S = 1,20$
 Coefficiente di amplificazione topografica $S_T = 1$

$a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g = 1.20 \cdot 1 \cdot 0.153 = 0.184 \text{ g}$
 $\beta_m = 0.24$
 $k_h = \beta_m \cdot a_{max} / g = 0.044$
 $k_v = \pm 0.022$

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

45/

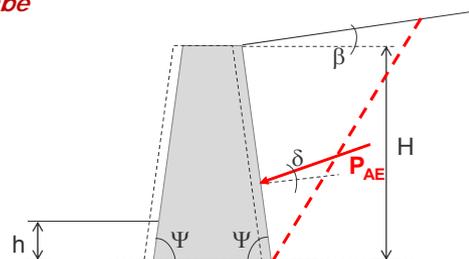


CONDIZIONI SISMICHE - SPINTA ATTIVA

Soluzione di Mononobe-Okabe

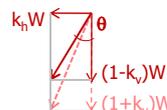
$$P_{AE} = \frac{I}{2} (1 \pm k_v) \gamma H^2 K_{AE}$$

segno - per componente verticale delle forze d'inerzia verso l'alto



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

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



46/

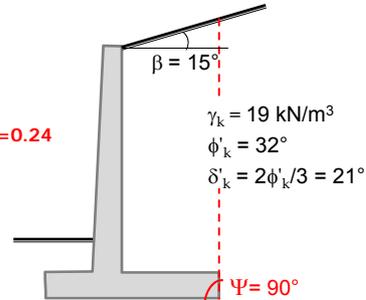


ESEMPIO: verifica in condizioni sismiche secondo le NTC08

Calcolo dei coefficienti di spinta attiva in condizioni sismiche

	valori caratteristici	valori di progetto	
$\theta (-) =$	0.0450	0.0450	rad
$\theta (+) =$	0.0430	0.0430	rad
$\Psi = 90^\circ =$	1.5708	1.5708	rad
$\beta = 15^\circ =$	0.2618	0.2618	rad
$\phi' =$	0.5585	0.4636	rad
$\delta = 2 \phi' / 3 =$	0.3723	0.3028	rad
$\text{sen}^2(\Psi) =$	1	1	
$\text{sen}^2(\Psi + \phi - \theta) =$	0.7587	0.8348	
$\text{sen}(\Psi - \theta - \delta) =$	0.9142	0.9401	
$\text{sen}(\phi + \delta) =$	0.8021	0.6935	
$\text{sen}(\phi - \beta - \theta) =$	0.2491	0.1562	
$\text{sen}(\Psi + \beta) =$	0.9659	0.9659	
$\text{cos}(\theta) =$	0.9990	0.9990	

con $\beta_m = 0.24$



$(-)K_{AE,k} = 0.3815$ con i valori caratteristici

$(-)K_{AE,d} = 0.4911$ con i valori di progetto

$(+)K_{AE,k} = 0.3795$ con i valori caratteristici

$(+)K_{AE,d} = 0.4884$ con i valori di progetto

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

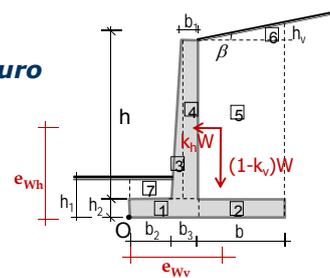
47/



ESEMPIO: verifica in condizioni sismiche secondo le NTC08

Calcolo delle azioni dovute al peso del muro e del terreno in condizioni sismiche

($\beta_m = 0.24$)



	W_i	$(1-k_v)W_i$	braccio	momento	$k_h W_i$	braccio	momento
	(kN/m)	(kN/m)	(m)	(kN m/m)	(kN/m)	(m)	(kN m/m)
	24.00	23.47	0.800	18.778	1.06	0.300	0.317
	33.00	32.27	2.700	87.140	1.45	0.300	0.436
	10.00	9.78	1.133	11.084	0.44	1.933	0.851
	40.00	39.12	1.400	54.768	1.76	2.600	4.576
	167.20	163.52	2.700	441.508	7.36	2.600	19.128
	12.32	12.05	3.067	36.951	0.54	4.796	2.600
	0.60	0.59	0.500	0.293	0.03	0.900	0.024
Somma		280.804		650.522	12.633		27.931
Bracci			$e_{wv} = 2.317m$			$e_{wh} = 2.211m$	

48/



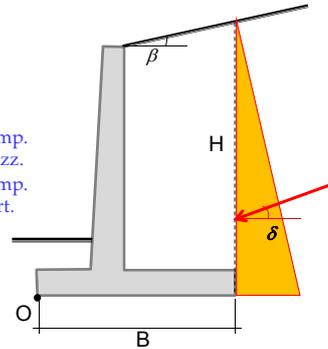
ESEMPIO: verifica in condizioni sismiche secondo le NTC08

Calcolo delle spinte in condizioni sismiche

$$(\beta_m = 0.24)$$

Spinte:

	$P_{a,k}$	$P_{a,d}$	
$P_a(\gamma_k) = 0.5 K_{AE} (1-k_v)\gamma_k H^2 =$	95.450	122.874 kN/m	
$P_a(\gamma_k)_h = P_a(\gamma_k) \cos\delta =$	88.910	117.282 kN/m	comp. orizz.
$P_a(\gamma_k)_v = P_a(\gamma_k) \sin\delta =$	34.724	36.644 kN/m	comp. vert.



PER LE VERIFICHE SISMICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO SI ASSUMONO I COEFFICIENTI PARZIALI SULLE AZIONI PARI ALL'UNITÀ ($\gamma_E = \gamma_F = 1$)

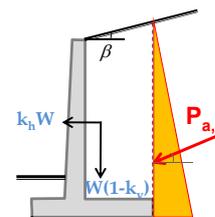
49/



ESEMPIO: verifica in condizioni sismiche secondo le NTC08

Stato limite di ribaltamento

Trattandosi di un meccanismo di 'rottura' fragile può essere più opportuno calcolare le spinte con $\beta_m = 1$ (anche l'osservazione di casi reali evidenzia che la maggior parte dei crolli in condizioni sismiche avvengono per ribaltamento) assumendo i coefficienti parziali di materiale M2 (Tabella 6.2.II) e i coefficienti per le azioni $\gamma_E = 1$



Per $\beta_m = 1 \rightarrow k_h = 0.184 \quad k_v = 0.092 \rightarrow \theta^{(-)} = 0.1999$

$\hookrightarrow K_{AE,d} = 1.006 \rightarrow P_{a,d}(\gamma_k) = 233.69 \text{ kN/m} \rightarrow P_{a,d}(\gamma_k)_h = 223.06 \text{ kN/m} \quad P_{a,d}(\gamma_k)_v = 69.69 \text{ kN/m}$

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

$$E_d = M_{rib} = 1.0 (P_{a,d}(\gamma_k)_h H/3 - P_{a,d}(\gamma_k)_v B) = 1.0 (223.06 \cdot 1.73 - 69.69 \cdot 3.80) = 121.02 \text{ kNm/m}$$

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

$$M_W = W(1-k_v) e_{Wv} - k_h W e_{Wh} = 260.71 \cdot 2.317 - 52.83 \cdot 2.211 = 487.2 \text{ kNm/m}$$

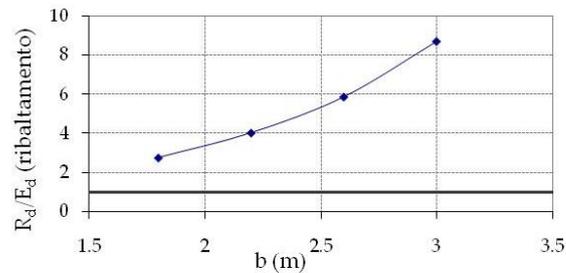
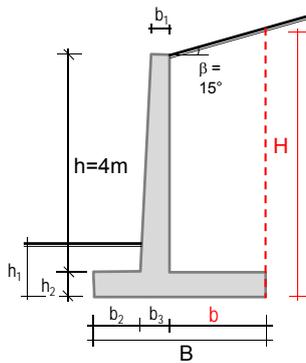
$$R_d/E_d = 4.03 > 1 \text{ verifica soddisfatta}$$

50/



ESEMPIO: verifica in condizioni sismiche secondo le NTC08

Stato limite di ribaltamento



b (m)	R _d / E _d
1.8	2.76
2.2	4.03
2.6	5.87
3	8.70

51/



ESEMPIO: verifica in condizioni sismiche secondo le NTC08

Stato limite di scorrimento sul piano di posa - A1 C2 (A2+M2+R2)

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

Azione di progetto:

$$E_d = 1.0 [P_{a,d}(\gamma_k)_h] + k_h W = 1.0 \cdot (117.28) + 12.63 = 129.9 \text{ kN/m}$$

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

Resistenza di progetto:

$$R_d = [(W(1-k_v) + 1.0 P_{a,d}(\gamma_k)_v) \tan \delta_k / \gamma_{\psi}] / \gamma_R = [(280.8 + 36.64) \cdot 0.5] / 1 = 158.7 \text{ kN/m}$$

$$R_d / E_d = 1.22 > 1 \text{ verifica soddisfatta}$$

52/



ESEMPIO: verifica in condizioni sismiche secondo le NTC08
Stato limite di scorrimento sul piano di posa – 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:

$$E_d = 1.0 P_{a,k}(\gamma_k)_h + k_h W = 88.91 + 12.63 = 129.9 \text{ kN/m}$$

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:

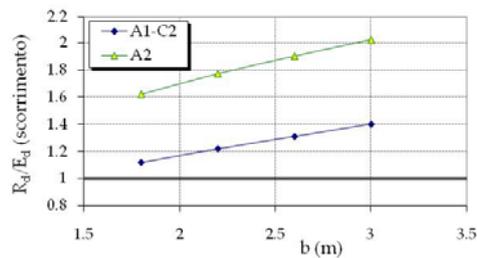
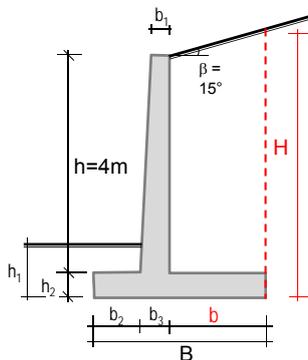
$$R_d = [(W(1-k_v) + 1.0 P_{a,k}(\gamma_k)_v) \tan \delta_k / \gamma_{\phi}] / \gamma_R = [(280.80 + 34.72) \cdot 0.625] / 1.1 = 185.2 \text{ kN/m}$$

$$R_d / E_d = 1.77 > 1 \text{ verifica soddisfatta}$$

53/



ESEMPIO: verifica in condizioni sismiche secondo le NTC08
Stato limite di scorrimento sul piano di posa



b (m)	R_d / E_d	
	A1-C2	A2
1.8	1.12	1.62
2.2	1.22	1.77
2.6	1.31	1.90
3	1.40	2.02

54/



ESEMPIO: verifica in condizioni sismiche secondo le NTC08

Stato limite di collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno - 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: $(1-k_v)W = 280.8 \text{ kN/m}$
 Eccentricità : $e_{Gv} = B/2 - e_{Wv} = -0.417 \text{ m}$ (momento orario)

Componente verticale della risultante di progetto :
 $V = (1-k_v)W + P_{a,d}(\gamma_k)_v = 280.80 + 36.64 = 317.4 \text{ kN/m}$

Componente orizzontale della risultante di progetto :
 $H = k_h W + P_{a,d}(\gamma_k)_h = 12.63 + 117.28 = 129.9 \text{ kN/m}$

Inclinazione della risultante rispetto alla verticale :
 $i = \arctan(H/V) = 0.388 \text{ rad} = 22.26^\circ$

55/



ESEMPIO: verifica in condizioni sismiche secondo le NTC08

Stato limite di collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno - A1 C2 (A2+M2+R2)

Momento rispetto alla mezzzeria della fondazione:

$$M = (1-k_v)W \cdot (-0.417) + k_h W \cdot (2.211) + P_{a,d}(\gamma_{d=k})_v \cdot (-1.9) + P_{a,d}(\gamma_{d=k})_h \cdot (1.73) \\ = -117.00 + 27.93 - 69.62 + 202.88 = 44.19 \text{ kNm/m}$$

Eccentricità : $e = M/V = 0.139 \text{ m}$ ($< B/6 = 0.633 \text{ m}$)

$$q_{lim} = c N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q N_q s_q d_q i_q b_q g_q + 0,5 \gamma' B' N_{\gamma} s_{\gamma} d_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma} = 180.06 \text{ kPa}$$

$c =$	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
$B' = B - 2e =$	3.522 m	$i_q = (1 - H/V)^m =$	0.349
$\phi'_d = \arctan(\tan \phi'_k / \gamma_{\phi'}) =$	26.56°	$i_{\gamma} = (1 - H/V)^{m+1} =$	0.206
$\tan \phi'_d = \tan \phi'_k / \gamma_{\phi'} =$	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: $E_d = V = 317.5 \text{ kN/m}$

Resistenza di progetto: $R_d = q_{lim} B' / \gamma_R = 634.1 \text{ kN/m}$

$$R_d / E_d = 2.00 > 1$$

56/



ESEMPIO: verifica in condizioni sismiche secondo le NTC08
Stato limite di collasso per carico limite dell'insieme
fondazione-terreno - A2 (A1+M1+R3)

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

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

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

Peso e f. d'inerzia verticali del muro+terreno sovrastante: $1.0(1-k_v)W = 280.8 \text{ kN/m}$

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

Forza d'inerzia orizzontale del muro+terreno sovrastante: $k_h W = 12.63 \text{ kN/m}$

Componente verticale della risultante di progetto :

$$V = 1.0 [(1-k_v)W + P_{a,k}(\gamma_k)_v] = 280.8 + 34.72 = 315.53 \text{ kN/m}$$

Componente orizzontale della risultante di progetto :

$$H = 1.0 [k_h W + P_{a,k}(\gamma_k)_h] = 12.63 + 88.91 = 101.54 \text{ kN/m}$$

Inclinazione della risultante rispetto alla verticale :

$$i = \arctan (H/V) = 0.275 \text{ rad} = 15.74^\circ$$

57/



ESEMPIO: verifica in condizioni sismiche secondo le NTC08
Stato limite di collasso per carico limite dell'insieme
fondazione-terreno - A2 (A1+M1+R3)

Momento rispetto alla mezzzeria della fondazione:

$$M = 280.8 \cdot (-0.417) + 12.63 \cdot (2.211) + 88.91 \cdot (1.73) + 34.72 \cdot (-1.9) = -1.24 \text{ kNm/m}$$

Eccentricità : $e = M/V = -0.004 \text{ m}$ ($< B/6 = 0.633 \text{ m}$)

$$q_{lim} = c N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q N_q s_q d_q i_q b_q g_q + 0,5 \gamma B' N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma = 642.49 \text{ kPa}$$

$c =$	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	$i_q = (1 - H/V)^m =$	0.516
$\phi'_d = \arctan(\tan \phi'_k / \gamma_\phi) =$	32°	$i_\gamma = (1 - H/V)^{m+1} =$	0.370
$\tan \phi'_d = \tan \phi'_k / \gamma_\phi =$	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: $E_d = V = 315.5 \text{ kN/m}$

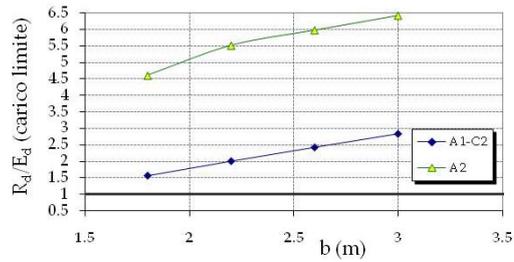
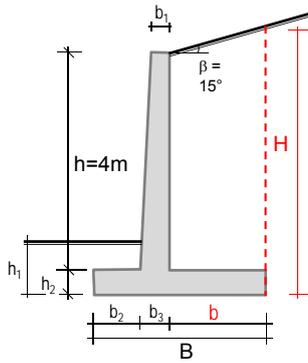
$$R_d / E_d = 5.52 > 1$$

Resistenza di progetto : $R_d = q_{lim} B' / \gamma_R = 1740.3 \text{ kN/m}$

58/



ESEMPIO: verifica in condizioni sismiche secondo le NTC08
Stato limite di collasso per carico limite dell'insieme
fondazione-terreno



b (m)	R_d/E_d	
	A1-C2	A2
1.8	1.56	4.61
2.2	2.00	5.52
2.6	2.42	5.98
3.0	2.83	6.43

59/



Grazie per l'attenzione!