

Corso di aggiornamento
Progettazione strutturale e
Norme Tecniche per le Costruzioni 2008

Progettazione strutturale e geotecnica di fondazioni e opere di sostegno

15 - Progettazione geotecnica e strutturale dei muri di sostegno

Spoletto
17-19 febbraio 2011
Giuseppe Puglisi

DEFINIZIONE

- Per muro di sostegno si intende quella struttura a contatto intimo con il terreno (almeno da un lato) atta a contrastare la spinta di un terrapieno instabile.

SECONDO CNR (CNR-UNI 10007)

- I muri di sostegno hanno la funzione di sostenere la spinta esercitata dalla terra o anche dai sovraccarichi nelle parti del corpo stradale in sterro o in riporto.

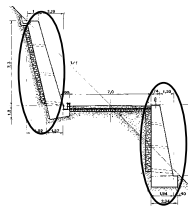
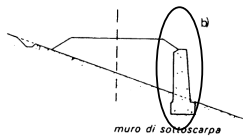
MURI DI SOSTEGNO

In base alla funzione del muro distinguiamo:

Muro di sostegno: sostegno di un rilevato – raggiunge il ciglio della banchina

Muro di controripa: sostegno di una scarpata in trincea per tutta la sua altezza o parte di essa

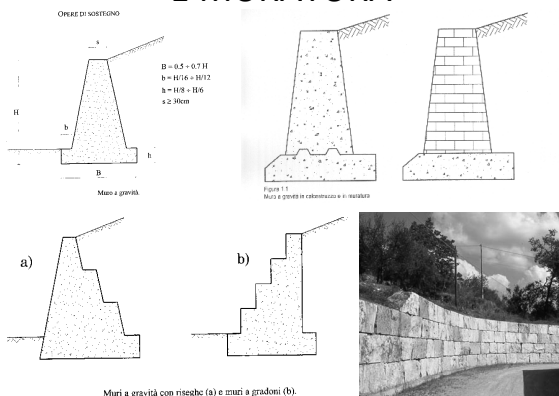
Muro di sottoscampa: sostegno di un rilevato non raggiunge il ciglio della banchina



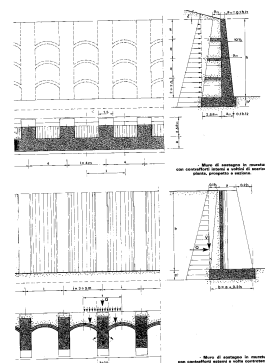
TIPOLOGIE MURI DI SOSTEGNO

- MURI DI SOSTEGNO A GRAVITA' (la stabilità è garantita dal peso proprio e dalla forma della struttura stessa)
 - » Muri a gravità in calcestruzzo e muratura;
 - » Muri a gravità con contrafforti;
 - » Muri cellulari;
 - » Terre armate;
 - » Muri a gabbioni;
- MURI DI SOSTEGNO IN C.A. A MENSOLA (la stabilità è garantita dal peso della struttura e dal peso del terreno gravante sulla mensola di monte di fondazione);
 - » Mensola semplice;
 - » Mensola tirantata;
- MURI DI SOSTEGNO CON CONTRAFFORTI (la stabilità è garantita dal peso della struttura e dal peso del terreno gravante sulla mensola di monte di fondazione. La struttura viene irrigidita tramite l'inserimento di contrafforti);

MURI A GRAVITA' IN CALESTRUZZO E MURATURA



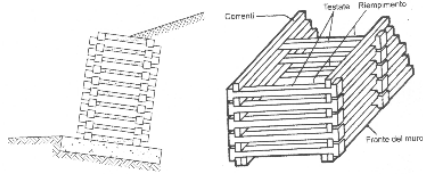
MURI A GRAVITA' CON CONTRAFFORTI



MURI A GRAVITA' CELLULARI O CRIB-WALLS

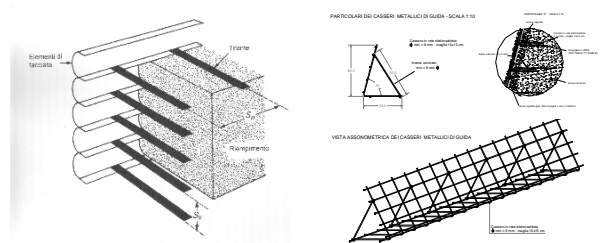


Consistono in una serie di gabbie (box) in legno, calcestruzzo prefabbricato o acciaio poste l'una sull'altra a formare un reticolo spaziale che viene riempito di materiale drenante. Gli interspazi tra una gabbia e l'altra possono essere piantumati con vegetazione che consente a queste strutture di inserirsi nel paesaggio.



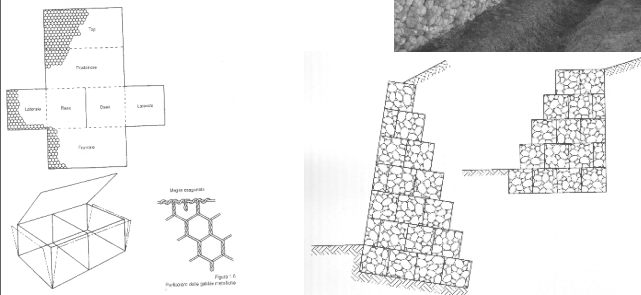
TERRE ARMATE

Consistono nell'alternare strati di terreno compatto meccanicamente ad elementi di rinforzo quali geogriglie o barre di acciaio.

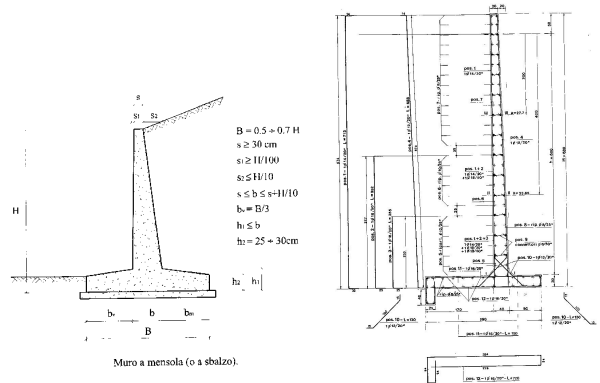


MURI A GABBIONI

Un muro a gabbioni è formato da gabbie metalliche costituite da una maglia quadrata o esagonale di acciaio, solitamente con un diametro dell'ordine di 5mm, riempite da grosse pietre:



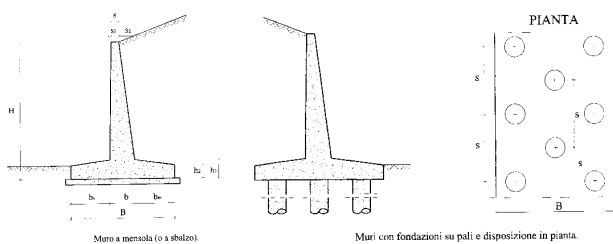
MURI DI SOSTEGNO IN C.A. A MENSOLA



FONDAZIONI DEI MURI A MENSOLA

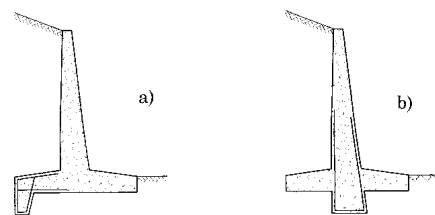
FONDAZIONE DIRETTA:

FONDAZIONE INDIRETTA (PALI):



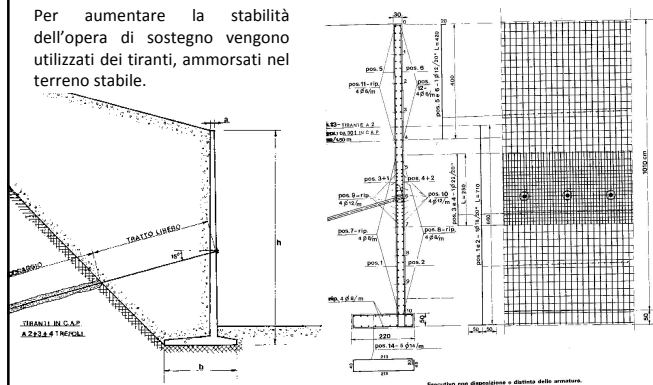
FONDAZIONI DEI MURI A MENSOLA

OPERE DI SOSTEGNO

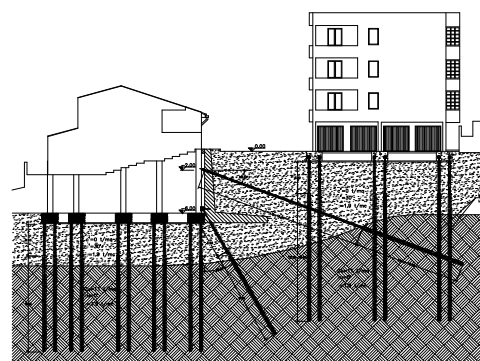


MURI IN C.A. CON MENSOLA TIRANTATA

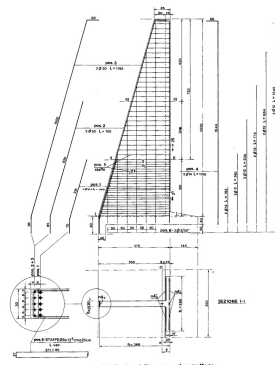
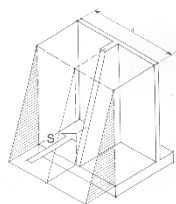
Per aumentare la stabilità dell'opera di sostegno vengono utilizzati dei tiranti, ammassati nel terreno stabile.



MURI IN C.A. CON MENSOLA TIRANTATA



MURI DI SOSTEGNO CON CONTRAFFORTI



EVOLUZIONE DELLA NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- D.M. Min. LL.PP. 11 Marzo 1988 – Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità di pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione;
- Circolare Min. LL.PP. 24 Settembre 1988 n° 30483 – L.2.21974, n.64 – art. 1 D.M. 11.3.1988 – Istruzioni riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione;
- Circolare Min. LL.PP. 9 Gennaio 1996, n°218/24/3 – Legge 2 Febbraio 1974, n.64. Decreto del Ministro dei lavori pubblici 11 marzo 1988. Istruzioni applicative per la redazione della relazione geologica e della relazione geotecnica;
- D.M. Min. LL.PP. 9 Gennaio 1996 – Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche;
- D.M. Min. LL.PP. 16 Gennaio 1996 – Norme tecniche relative ai «Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi»;
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri (O.P.C.M.) n. 3274 del 20 marzo 2003 "primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica";
- Integrata e modificata dalle successive O.P.C.M. n. 3316 del 02/10/2003, n. 3379 del 05/11/2004 e n. 3431 del 03/05/2005;
- Decreto 14 settembre 2005 del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti "Norme tecniche per le costruzioni";
- Decreto Ministeriale 14 Gennaio 2008 – Norme Tecniche per le Costruzioni;
- Circolare 2 Febbraio 2009 n.617 – C.S.LL.PP. - Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

LA SPINTA DEL TERRAPIENO

E' l'azione generata dalla movimentazione di una certa massa di terreno: Per il terzo principio della dinamica, ad essa corrisponderà la forza opposta che il muro genera sul terrapieno per mantenere lo stato di equilibrio.

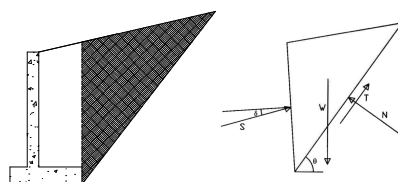
REGIME SPINTA ATTIVA: Se gli spostamenti del muro sono tali da indurre nel terreno una dilatazione in direzione orizzontale (circa 0,1% H altezza terrapieno).

REGIME SPINTA PASSIVA: Al contrario, se la deformazione laterale del terreno è di compressione (circa 1% H altezza terrapieno).

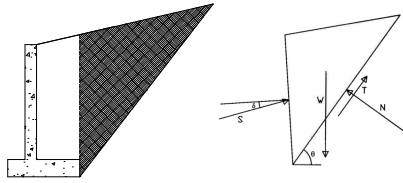
In entrambi i casi è necessario che l'entità delle deformazioni sia tale da mobilitare completamente la resistenza a taglio del terreno lungo la superficie di scorrimento corrispondente.

LA SPINTA DEL TERRAPIENO

La determinazione della spinta, risultante delle azioni di contatto struttura terreno, può avvenire attraverso il metodo dell'equilibrio limite. Si considera l'equilibrio di un blocco di terreno a ridosso del muro delimitato dal paramento a monte del muro di sostegno, dall'estradosso del terreno (piano campagna) e dalla superficie di rottura tra il blocco di terreno che tende a scorrere e quello sottostante che rimane nella posizione di quiete.



LA SPINTA DEL TERRAPIENO



La risultante delle tensioni tangenziali τ' che si mobilitano lungo la superficie di rottura.

$$T = \int_{Scorr} \tau' dS_{scorr}$$

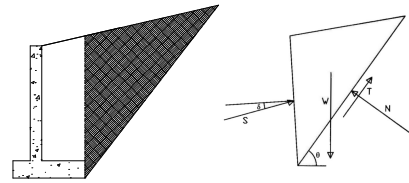
in cui

$$\tau' = c' + \sigma' \tan \phi'$$

c' = coesione efficace lungo la superficie di rottura

σ' = tensione efficace normale alla superficie di rottura.

LA SPINTA DEL TERRAPIENO



La risultante normale alla superficie di scorrimento è data:

$$N = N' + U_b$$

in cui

U_b = risultante delle pressioni neutre nel caso di presenza di falda.

$$N' = \frac{T}{\tan \phi'}$$

LA SPINTA DEL TERRAPIENO

In generale il problema presenta una serie di incognite pertanto si assumono ipotesi semplificative. Una ipotesi comune a molte teorie è quella di considerare:

- Superficie di rottura piana e passante dalla base del muro;
- Estradosso del terreno piano.

Sotto tali ipotesi il cuneo di terreno mobile avrà un peso pari a:

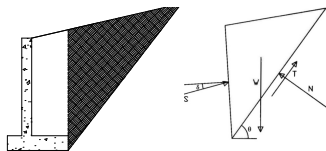
$$W = \frac{1}{2} \gamma_{sat} h^2 \cot \theta$$

In cui

h = l'altezza della parete su cui agisce la spinta

γ_{sat} = peso per unità di volume saturo

θ = angolo tra la superficie di scorrimento e l'orizzontale.



LA SPINTA DEL TERRAPIENO

Per l'equilibrio la spinta assume la seguente formulazione:

$$S = \frac{1}{2} k \gamma_i h^2 + \frac{1}{2} \gamma_w h^2 - 2c\sqrt{k}h$$

γ_i = peso per unità di volume del terreno immerso in acqua;

γ_w = peso specifico dell'acqua;

k = coefficiente di spinta;

c = coesione del terreno;

h = altezza del terrapieno.

In assenza di coesione e di falda:

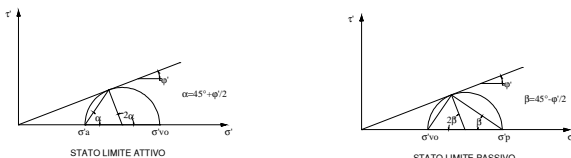
$$S = \frac{1}{2} k \gamma_i h^2$$

Quanto vale K ?

Esso dipende dal regime di spinta (attiva o passiva) e in letteratura esistono numerosi studi.

LA SPINTA DEL TERRAPIENO

TEORIA DI COULOMB



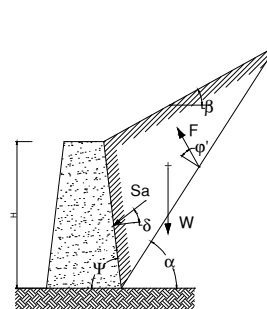
$$K_A \cdot K_P = 1$$



$$\sigma_a = \sigma_{vo} \cdot \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'} = \sigma_{vo} \cdot \tan^2(45^\circ - \frac{\phi'}{2}) = \sigma_{vo} \cdot K_A \quad \sigma_p = \sigma_{vo} \cdot \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} = \sigma_{vo} \cdot \tan^2(45^\circ + \frac{\phi'}{2}) = \sigma_{vo} \cdot K_P$$

LA SPINTA DEL TERRAPIENO

TEORIA DI MULLER E BRESLAU



COEFFICIENTE DI SPINTA ATTIVA

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

COEFFICIENTE DI SPINTA PASSIVA

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

in cui

ϕ' = angolo di resistenza al taglio del terreno in condizioni di sforzo efficace

ψ = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale del paramento di monte del muro

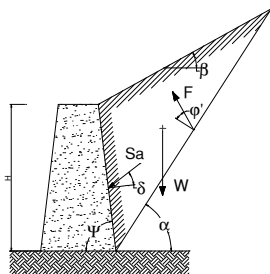
β = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale dell'estradosso della superficie del terreno a monte del muro

δ = angolo di attrito tra terreno e muro.

Secondo tale teoria la spinta risulta inclinata dell'angolo δ $1/3 \phi' < \delta < 2/3 \phi'$

MURI DI SOSTEGNO IN ZONA SISMICA

L'azione dinamica del sisma si traduce in un'azione statica equivalente: metodo pseudostatico. Si ipotizza che l'opera di sostegno possa spostarsi verso valle (o verso monte) di una quantità tale da consentire al formazione di un cuneo di terreno in condizione di equilibrio limite attivo o passivo. Sotto tale ipotesi, la spinta attiva sismica del terrapieno viene valutata con il metodo di Mononbe-Okabe.



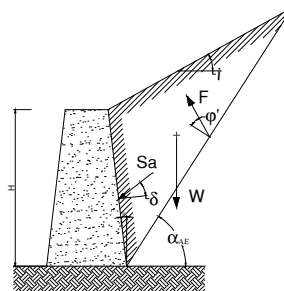
$$S_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (1 \pm K_v) \cdot K_a \cdot H^2$$

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

$$K_v = \frac{\sin^2(\psi + \phi' - \vartheta)}{\cos \beta \sin^2 \psi \sin(\psi - \vartheta - \delta)}$$

$$\vartheta = \arctan\left(\frac{k_h}{1 - k_v}\right)$$

MURI DI SOSTEGNO IN ZONA SISMICA



L'angolo di inclinazione α del cuneo di terreno spingente, in presenza di azioni sismiche è dato dalla seguente espressione:

$$\alpha_{AE} = \varphi - \vartheta + \tan^{-1} \frac{\tan(\varphi - \vartheta - i) + C_{1E}}{C_{2E}}$$

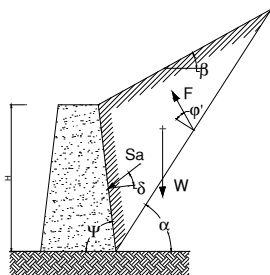
$$\vartheta = \arctan\left(\frac{k_h}{1 - k_v}\right)$$

$$C_{1E} = \sqrt{\tan(\varphi - \vartheta - i) [\tan(\varphi - \vartheta - i) + \cot(\varphi - \vartheta - \beta)] [1 + \tan(\delta + \vartheta + \beta) \cot(\varphi - \vartheta - \beta)]}$$

$$C_{2E} = 1 + \tan(\delta + \vartheta + \beta) [\tan(\varphi - \vartheta - i) + \cot(\varphi - \vartheta - \beta)]$$

MURI DI SOSTEGNO IN ZONA SISMICA

L'azione dinamica del sisma si traduce in un'azione statica equivalente: metodo pseudostatico. Si ipotizza che l'opera di sostegno possa spostarsi verso valle (o verso monte) di una quantità tale da consentire al formazione di un cuneo di terreno in condizione di equilibrio limite attivo o passivo. Sotto tale ipotesi, la spinta passiva sismica del terrapieno viene valutata con la formula di Kapila.



$$S_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (1 \pm K_v) \cdot K_p \cdot H^2$$

$$K_p = \frac{\sin^2(\psi + \phi' - \vartheta)}{\cos \beta \sin^2 \psi \sin(\psi + \vartheta) \left[1 - \frac{\sin(\phi') \sin(\phi' + \beta - \vartheta)}{\sin(\psi + \vartheta) \sin(\psi + \beta)} \right]}$$

in cui

ψ = valore di calcolo dell'angolo di attrito del terreno in condizioni di sforzo efficace

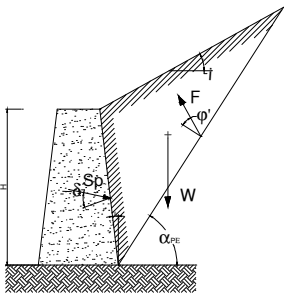
ψ = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale del paramento di monte del muro

β = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terreno a monte del muro

δ = valore di calcolo dell'angolo di attrito tra terreno e muro

ϑ = angolo fornito dall'espressione $\vartheta = \arctan\left(\frac{k_h}{1 - k_v}\right)$

MURI DI SOSTEGNO IN ZONA SISMICA



L'angolo di inclinazione α del cuneo di terreno spinta passiva, in presenza di azioni sismiche è dato dalla seguente espressione:

$$\alpha_{PE} = \vartheta - \varphi + \tan^{-1} \frac{\tan(\varphi + \vartheta + i) + C_{3E}}{C_{4E}}$$

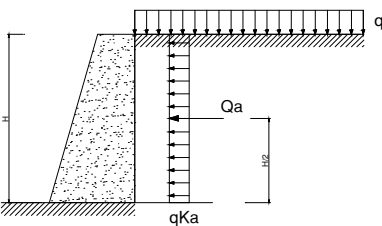
$$\vartheta = \arctan\left(\frac{k_h}{1 - k_v}\right)$$

$$C_{3E} = \sqrt{\tan(\varphi - \vartheta + i) [\tan(\varphi - \vartheta + i) + \cot(\varphi - \vartheta + \beta)] [1 + \tan(\delta + \vartheta - \beta) \cot(\varphi - \vartheta + \beta)]}$$

$$C_{4E} = 1 + \tan(\delta + \vartheta - \beta) [\tan(\varphi - \vartheta + i) + \cot(\varphi - \vartheta + \beta)]$$

MURI DI SOSTEGNO IN ZONA SISMICA

In presenza di sovraccarico uniformemente distribuito sul terrapieno, si considera una spinta sismica pari a:



$$Q_a = q \cdot (1 \pm K_v) \cdot K_a \cdot H$$

MURI DI SOSTEGNO IN ZONA SISMICA

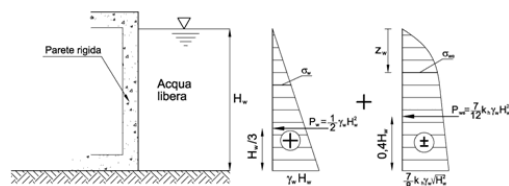
Nel caso in cui il muro sia a contatto con un fronte di acqua libera, l'incremento di spinta dovuta al sisma (o spinta idrodinamica) è valutata con la seguente espressione di Westergaard (1933):

Pressione idrodinamica

$$\sigma_{we} = \frac{7}{8} k_h \gamma_w \sqrt{H_w z_w}$$

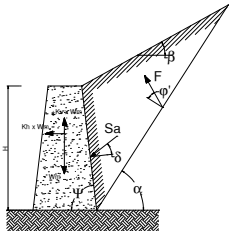
Spinta idrodinamica

$$P_{we} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w H_w^2$$



MURI DI SOSTEGNO IN ZONA SISMICA

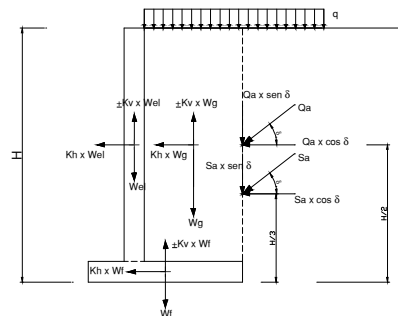
Un altro effetto da considerare dovuto all'azione sismica è l'incremento delle forze inerziali all'opera di contenimento:



$$F_{hi} = W_i \cdot K_h$$

$$F_{vi} = \pm W_i \cdot K_v$$

SISTEMA DI FORZE



COEFFICIENTI SISMICI

La valutazione dell'azione sismica, tramite i metodi pseudostatici, è funzione dei coefficienti sismici orizzontali e verticali:

$$k_h = \beta_m(a_g) \cdot \frac{a_{max}}{g} = \beta_m(a_g) \cdot \frac{a_g \cdot S_s \cdot S_T}{g} \quad k_v = \pm 0,5 k_h$$

dove:

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g$$

dove:

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al paragrafo 3.2.3.2 delle NTC.

DATI SISMICI

Al punto 3.2.2 delle NTC, si distinguono le seguenti condizioni topografiche:

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

I coefficienti che tengono conto dell'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al paragrafo 3.2.3.2 delle NTC:

Categoria sottosuolo	S_s	C_u
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_{vs}$	$1,10 \cdot (125/4,30)$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_{vs}$	$1,05 \cdot (125/4,33)$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_{vs}$	$1,25 \cdot (125/4,50)$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_{vs}$	$1,15 \cdot (125/4,40)$

$$k_h = \beta_m(a_g) \cdot \frac{a_g \cdot S_s \cdot S_T}{g}$$

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

DATI SISMICI

In funzione del tipo di terreno e dell'accelerazione sismica si ha che il valore di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito vale:

	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

$$k_h = \beta_m(a_g) \cdot \frac{a_g \cdot S_s \cdot S_T}{g}$$

CLASSIFICAZIONE DEI TERRENI DI FONDAZIONE

Secondo quanto riportato al punto 3.2.2 delle NTC, si distinguono le seguenti categorie di suolo:

- Categoria A:** Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
- Categoria B:** Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $NSPT_{30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $cu_{30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
- Categoria C:** Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $NSPT_{30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < cu_{30} < 250$ kPa i terreni a grana fina).
- Categoria D:** Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $NSPT_{30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $cu_{30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
- Categoria E:** Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

CLASSI D'USO DELLE COSTRUZIONI

Al punto 2.4.2 delle NTC è riportato quanto segue :
"In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica."

VITA NOMINALE DELLE STRUTTURE

La vita nominale di un'opera strutturale VN è intesa come il numero di anni nei quali la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. Essa deve essere precisata nei documenti di progetto e dipende dal tipo di opera:

1	Opere provvisorie, opere provvisionali e strutture in fase costruttiva	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

Per le azioni sismiche è necessario valutare un periodo di riferimento V_R (punto 2.4.3 delle NTC) che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \times C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tab. 2.4.II. delle NTC, che viene riportata di seguito:

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Se $V_R \leq 35$ anni si pone comunque $V_R = 35$ anni.

STATI LIMITE

Il D.M. 14/01/2008 prevede :

STATI LIMITE DI ESERCIZIO:

Stato Limite di Operatività (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;

Stato Limite di Danno (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature;

In generale gli stati limite di esercizio sono soddisfatti se è soddisfatto lo Stato limite di danno.

STATI LIMITE

Il D.M. 14/01/2008 prevede :

STATI LIMITE ULTIMO:

Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;

Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC): a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali;

In generale gli stati limite ultimo sono soddisfatti se è soddisfatto lo Stato limite di salvaguardia della vita.

PROBABILITA' DI SUPERAMENTO

La probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuna degli stati limite sono riportati nella tabella 3.2.I delle NTC

Stato limite	P_{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
SLO	81%
SLD	63%
SLV	10%
SLC	5%

PERIODO DI RITORNO

Noti il periodo di riferimento VR e la probabilità di superamento nel periodo di riferimento della struttura PVR è possibile definire **il periodo di ritorno TR per ciascuno stato limite:**

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

Per VN=50 anni, per classe d'uso II Cu=1,0, per SLV Pvr=10%
avremo un $Tr = -(50 \times 1,0) / (\ln(1 - 0,10)) = 475$ anni

CALCOLO ag

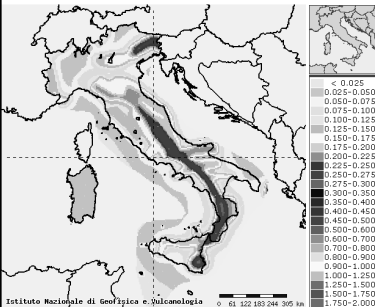
In Tabella 1 dell' D.M. 14/01/2008 vengono forniti, per 10751 punti del *reticolo di riferimento* e per 9 valori del periodo di ritorno TR (30 anni, 50 anni, 72 anni, 101 anni, 140 anni, 201 anni, 475 anni, 975 anni, 2475 anni), i valori dei parametri a_g , F_0 , T^*C da utilizzare per definire l'azione sismica nei modi previsti dalle NTG.

I punti del reticolo di riferimento sono definiti in termini di Latitudine e Longitudine ed ordinati a Latitudine e Longitudine crescenti, facendo variare prima la Longitudine e poi la Latitudine. L'accelerazione al sito ag è espressa in g/10; F0 è adimensionale, T°C è espresso in secondi. In tabella 2, con metodologia e convenzioni analoghe, per tutte le isole, con l'esclusione della Sicilia, Ischia, Procida, Capri, vengono forniti i valori di ag, F0, T°C (costanti su tutto il territorio di ciascuna isola).

[illegible]

CALCOLO ag

Se il periodo di ritorno non rientra tra quelli tabellati dal D.M. 14/01/2008 (30 anni, 50 anni, 72 anni, 101, 140, 201, 475, 975, 2475) è necessaria un'interpolazione nel dominio tempo, tramite:



$$\log(p) = \log(p_1) + \frac{\log(\frac{p_2}{p_1}) \cdot \log(\frac{T_{R1}}{T_{R2}})}{\log(\frac{T_{R2}}{T_{R1}})}$$

Dove:

p è la grandezza da calcolare

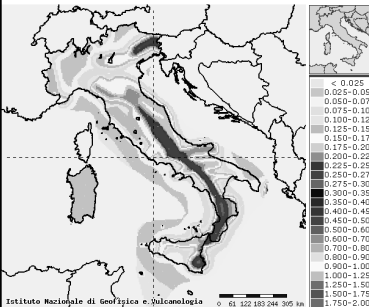
p1 e p2 sono le grandezze note a due periodi di ritorno TR1 e TR2

T_r è il periodo di ritorno relativo alla grandezza p .

La formula si applica a ag, Fo e Tc'

CALCOLO ag

Per un qualunque punto del territorio non ricadente nei nodi del reticolo di riferimento, i valori dei parametri $p(a_g, F_o, Tc^*)$ ad esso corrispondenti possono essere calcolati come media pesata dei valori assunti da tali parametri nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento (maglia 10x10 km) contenente il punto in esame, utilizzando come pesi gli inversi delle distanze tra il punto in questione ed i quattro vertici, attraverso l'espressione:



$$p = \frac{\sum_{i=1}^4 \frac{p_i}{d_i}}{\sum_{i=1}^4 \frac{1}{d_i}}$$

Dove:

p è la grandezza da calcolare

pi è il valore del parametro di interesse nell' i -esimo vertice della maglia elementare contenente il punto in esame:

di è la distanza del punto in esame dall'iesimo vertice della maglia suddetta

NUOVO APPROCCIO GEOTECNICO

Per le verifiche relative agli stati limite ultimi, deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_c$$

Dove:

Ed è il valore di progetto dell'azione

Rd è il valore di progetto delle azioni stabilizzanti

$$E_d = E\left(\gamma_F F_K; \frac{X_K}{\gamma_M}; a_d\right) \quad R_d = \frac{1}{\gamma_p} R\left(\gamma_F F_K; \frac{X_K}{\gamma_M}; a_d\right)$$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA PARZIALI

- Nell'approccio ai coefficienti parziali infatti, per le verifiche allo Stati Limite Ultimo, i valori di calcolo si ottengono dai valori caratteristici applicando opportuni coefficienti di sicurezza parziali γ ; sia alle azioni che ai parametri geotecnici del terreno nonché alla resistenza del sistema geotecnico:
- $X_d = X_k / \gamma_k$ Parametro geotecnico di calcolo ($\phi, c', \gamma, \text{ecc...}$)

Parametro geotecnico di calcolo (ϕ , c' , γ , ecc..)

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

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_L$	γ_φ	1.0	1.25
Costante efficace	c'_L	γ_c	1.0	1.25
Resistenza non drenata	c_{uh}	γ_{cu}	1.0	1.4
Reso dell'unità di volume			1.0	1.0

COEFFICIENTI DI SICUREZZA PARZIALI

- Nell'approccio ai coefficienti parziali infatti, per le verifiche allo Stati Limite Ultimo, i valori di calcolo si ottengono dai valori caratteristici applicando opportuni coefficienti di sicurezza parziali γ ; sia alle azioni che ai parametri geotecnici del terreno nonché alla resistenza del sistema geotecnico:
- $F_d = \gamma_F \cdot F_k$ Azione di calcolo (carichi esterni, spinta del terreno, ecc...)

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{F1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{F2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{F3}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano opportunamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

stato limite di equilibrio come corpo rigido:	EQU
stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione:	STR
stato limite di resistenza del terreno:	GEO

COEFFICIENTI DI SICUREZZA PARZIALI

- Nell'approccio ai coefficienti parziali infatti, per le verifiche allo Stati Limite Ultimo, i valori di calcolo si ottengono dai valori caratteristici applicando opportuni coefficienti di sicurezza parziali γ ; sia alle azioni che ai parametri geotecnici del terreno nonché alla resistenza del sistema geotecnico:
- $R_d = R (F_d \cdot X_d) / \gamma_R$ Resistenza del terreno di calcolo (capacità portante, resistenza alla scorrimento, ecc...)

Tabella 6.5.I - Coefficienti parziali γ_F 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	$\gamma_F = 1,0$	$\gamma_F = 1,0$	$\gamma_F = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_F = 1,0$	$\gamma_F = 1,0$	$\gamma_F = 1,1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_F = 1,0$	$\gamma_F = 1,0$	$\gamma_F = 1,4$

Tabella 6.8.I - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo.

Coefficiente	R2
γ_F	1,1

Per la stabilità globale

APPROCCI GEOTECNICI

Nelle verifiche geotecniche si possono considerare n°2 approcci:

- Approccio 1:

Combinazione 1: (A1+M1+R1)
Combinazione 2: (A2+M2+R2)

- Approccio 2:

Combinazione 1: (A1+M1+R3)

STATI LIMITE PER I MURI

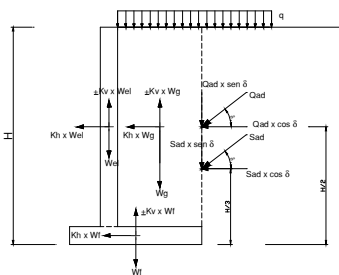
Per i muri di sostegno o per altre strutture miste ad essi assimilabili devono essere effettuate le verifiche con riferimento almeno ai seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU)
 - stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;
 - scorrimento sul piano di posa;
 - collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
 - ribaltamento;
- SLU di tipo strutturale (STR)
 - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Accertando che la condizione sotto riportata sia sempre verificata:

$$E_d \leq R_d$$

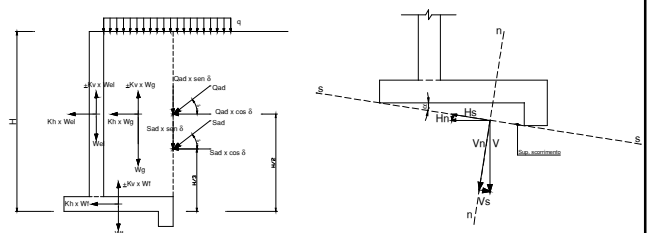
VERIFICA ALLO SCORRIMENTO



$$N_d = W_{el} + W_f + W_g \pm k_v \cdot W_{el} \pm k_v \cdot W_f \pm k_v \cdot W_g$$

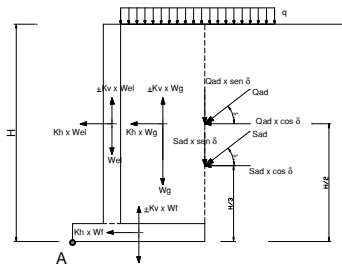
$$\frac{N_d \cdot \tan \phi'}{\gamma_R} \geq S_d \quad \text{con} \quad S_d = S_d \cdot \cos \delta - S_d' \cdot \sin \delta \cdot \tan \phi + Q_d \cdot \cos \delta - Q_d' \cdot \sin \delta \cdot \tan \phi + k_h \cdot W_{el} + k_h \cdot W_f + k_h \cdot W_g$$

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO PRESENZA DEL DENTE IN FONDAZIONE



$$\frac{N_d \cdot \tan \phi'}{\gamma_R} \geq S_d \quad \text{con} \quad N_d = V \cdot \cos \alpha \cdot \tan \phi + V \cdot \sin \alpha \quad S_d = H \cdot \cos \alpha - H' \cdot \sin \alpha \cdot \tan \phi$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO



Lo stato limite di ribaltamento non prevede la mobilitazione della resistenza del terreno di fondazione e deve essere trattato come uno stato limite di equilibrio come corpo rigido (EQU), utilizzando i coefficienti parziali sulle azioni della tabella 2.6.I e adoperando coefficienti parziali del gruppo (M2) per il calcolo delle spinte.

$$M_{d(stab)} \geq M_{d(rib)}$$

con

$$M_{d(stab)} = (W_f \pm k_v \cdot W_f) \cdot b_{ef} + (W_d \pm k_v \cdot W_d) \cdot b_d + (W_g \pm k_v \cdot W_g) \cdot b_g$$

$$M_{d(rib)} = S_d \cdot \sin \delta \cdot b_s + Q_d \cdot \sin \delta \cdot b_q + k_s \cdot W_f \cdot b_f + k_s \cdot W_g \cdot b_g + k_s \cdot W_d \cdot b - S_d \cdot \cos \delta \cdot h / 3 - Q_d \cdot \cos \delta \cdot h / 2$$

VERIFICHE DI STABILITA'

VERIFICHE DELLA CAPACITA' PORTANTE

$$\frac{Q_{lim}}{\gamma_R} \geq Q_d$$

Il calcolo del carico limite del terreno può essere condotto con l'ausilio della teoria di *Brinch-Hansen (1970)* che si basa sulle più note formule di *Terzaghi*, secondo la quale la capacità portante ultima del complesso fondazione-terreno è data dalla somma di tre contributi dovuti alla coesione, all'affondamento e alla larghezza della base, tutti funzione dell'angolo di resistenza al taglio del terreno:

$$q_{lim} = c' N_c s_c i_c b_c g_c d_c + \gamma' D N_q s_q i_q b_q g_q d_q + \frac{1}{2} \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma d_\gamma$$

in cui:

- c' è la coesione efficace;
- B' è la larghezza della fondazione equivalente;
- γ' è il peso efficace dell'unità di volume del terreno (per terreni asciutti $\gamma' = \gamma$);
- D è l'affondamento del piano di posa rispetto al piano campagna (di valle, per fondazioni di muri di sostegno);
- N_q, N_γ, N_ϕ sono i coefficienti di capacità portante (funzione dell'angolo di attrito);
- s, i, b, g, d sono i fattori correttivi della capacità portante.

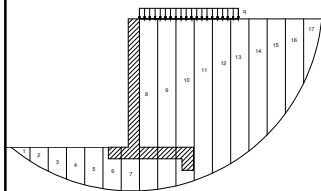
VERIFICA ALLA STABILITA'

$$R_d \geq S_d$$

con

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} \cdot x \sum_{i=1}^n \left[\frac{c' \Delta x_i}{\cos \alpha_i} + (W_i + Q_i) (\cos \alpha_i \cdot (1 \pm k_v) \mp k_h \sin \alpha_i) \tan \phi - \frac{u_i \Delta x_i}{\cos \alpha_i} \tan \phi \right]$$

$$S_d = \sum_{i=1}^n \left[(W_i + Q_i) \left((\sin \alpha_i (1 \pm k_v) \pm k_h \cdot \frac{\gamma_i}{R}) \right) \right]$$



In cui:

- c' è la coesione efficace;
- Δx_i è la larghezza del concio i-esimo;
- α_i è l'inclinazione della base del concio i-esimo rispetto all'orizzontale;
- W_i è il peso del concio i-esimo;
- Q_i è il carico esterno gravante sul concio i-esimo;
- k_h, k_v sono il coefficiente sismico orizzontale e verticale;
- ϕ è l'angolo di resistenza al taglio del terreno;
- u_i è la pressione indotta dalla falda sul concio i-esimo;
- y_i è il braccio della forza d'inerzia rispetto al centro della circonferenza;
- R è il raggio della circonferenza.

VERIFICHE DI STABILITA'

COMBINAZIONI

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata secondo l'Approccio 1:

– Combinazione 2: (A2+M2+R2)

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo almeno uno dei seguenti approcci:

Approccio 1:

– Combinazione 1: (A1+M1+R1)

– Combinazione 2: (A2+M2+R2)

Approccio 2:

(A1+M1+R3)

tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I.

Nel caso di muri di sostegno dotati di ancoraggi al terreno, le verifiche devono essere effettuate con riferimento al solo approccio 1.

Nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale, il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

Lo stato limite di ribaltamento non prevede la mobilitazione della resistenza del terreno di fondazione e deve essere trattato come uno stato limite di equilibrio come corpo rigido (EQU), utilizzando i coefficienti parziali sulle azioni della tabella 2.6.I e adoperando coefficienti parziali del gruppo (M2) per il calcolo delle spinte.

VERIFICHE DI STABILITA'

COMBINAZIONI

In zona sismica bisogna aggiungere la combinazione di carico "sismica":

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Nel caso sismico, il valore dei coefficienti parziali sulle azioni, vengono posti pari all'unità, mentre per i parametri geotecnici e le resistenze di progetto, si assumono i corrispondenti valori dei coefficienti parziali (Circolare n.617 del 02/02/2009 Punto C.7.11.6.2).

VERIFICHE DI STABILITA'

COMBINAZIONI

APPROCCIO 1 (A1+M1+R1 – A2+M2+R2)						
N°	GRUPPO	SISMA	SISMA V+	SISMA V-	G fav.	G sfav.
1	A1+M1+R1				1,0	1,3
2	A1+M1+R1	x	x		1,0	1,0
3	A1+M1+R1	x		x	1,0	1,0
4	A2+M2+R2				1,0	1,0
5	A2+M2+R2	x	x		1,0	1,0
6	A2+M2+R2	x		x	1,0	1,0
7	EQU				0,9	1,1
8	EQU	x	x		1,0	1,0
9	EQU	x		x	1,0	1,0

APPROCCIO 2 (A1+M1+R3)						
N°	GRUPPO	SISMA	SISMA V+	SISMA V-	G fav.	G sfav.
1	A1+M1+R3				1,0	1,3
2	A1+M1+R3	x	x		1,0	1,0
3	A1+M1+R3	x		x	1,0	1,0
4	EQU				0,9	1,1
5	EQU	x	x		1,0	1,0
6	EQU	x		x	1,0	1,0

VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO ROTAZIONI

Per le verifiche delle deformazioni e degli spostamenti vengono confrontate le deformazioni ammissibili (definiti in sede di progetto dell'opera) con quelle calcolate a partire dalla teoria dell'elasticità del complesso muro-terreno considerato come un corpo rigido. L'espressione che fornisce la rotazione del corpo rigido costituito dal muro e dal terreno gravante sopra la fondazione è data da:

$$\tan \theta = \frac{1-\nu^2}{E_t} \cdot \frac{M}{B^2 L} I_\theta$$

in cui:

E_t, ν sono il modulo elastico e il coefficiente di Poisson del terreno ottenuti come media pesata dei rispettivi valori di ogni strato nell'ambito dello strato deformabile;

B, L sono la larghezza effettiva della fondazione e la lunghezza (unitaria);

M è il momento risultante attorno al baricentro della fondazione;

I_θ è un coefficiente di influenza ottenuto sperimentalmente da Taylor (1967) e da Tettinek e Matl (1953) in funzione del rapporto L/B e della rigidezza della fondazione di seguito tabellato:

L/B	Flessibile	Rigida
0,10	1,045	1,99
0,20	1,60	2,42
0,50	2,51	3,24
0,75	2,91	3,94
1,00 (circolo)	3,15 (3,00)	4,17 (5,53)
1,20	3,43	4,44
1,50	3,57	4,99
2,00	3,70	5,24
3,00	3,77	5,47
5,00	3,81	5,98
10,00	3,82	6,06



VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO CEDIMENTI

Il cedimento dello spigolo di una fondazione rettangolare avente dimensioni B x L posta sulla superficie di un semispazio elastico è invece fornito dalla relazione di Timoshenko e Goodier:

$$w_i = p_0 B_R \frac{1-\nu^2}{E_t} \left(I_1 + \frac{1-2\nu}{1-\nu} I_2 \right) I_F$$

In cui:

w_i [mm] è il cedimento immediato dello spigolo di una fondazione B x L;

p_0 [mm] è la pressione di contatto espressa nelle stesse unità di misura di E_t ;

B_R [mm] è la base della sezione reagente della fondazione;

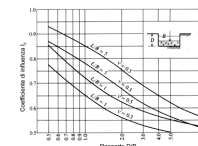
E_t, ν sono il modulo elastico e il coefficiente di Poisson del terreno ottenuti come media pesata dei rispettivi valori di ogni strato nell'ambito dello strato deformabile;

I_F è un coefficiente di influenza ricavabile graficamente;

I_1, I_2 sono dei coefficienti di influenza che si possono calcolare utilizzando le equazioni fornite da Steinbrenner (1934).

$$I_1 = \frac{1}{\pi} \left[M \ln \frac{(1 + \sqrt{M^2 + 1}) \sqrt{M^2 + N^2}}{M(1 + \sqrt{M^2 + N^2 + 1})} + \ln \frac{(M + \sqrt{M^2 + 1}) \sqrt{1 + N^2}}{M + \sqrt{M^2 + N^2 + 1}} \right]$$

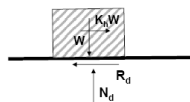
$$I_2 = \frac{N}{2\pi} \tan^{-1} \left(\frac{M}{N \sqrt{M^2 + N^2 + 1}} \right) \quad (\tan^{-1} \text{ espresso in radianti})$$



SPOSTAMENTO ORIZZONTALE DOVUTO AL SISMA

Durante un terremoto l'accelerazione sismica a_{max} può superare l'accelerazione critica a_c (definita come quel valore dell'accelerazione sismica per la quale il sistema muro terreno è in condizioni di equilibrio limite) anche in brevi intervalli di tempo durante i quali l'opera, pur non collassando, è soggetta ad un'accelerazione relativa rispetto al suolo e subisce degli spostamenti.

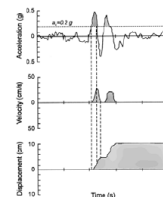
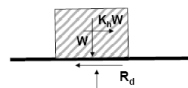
Il problema fu studiato da Newmark (1965) e la procedura fu successivamente sviluppata da Richard ed Elms (1979) i quali si basarono sull'analogia del blocco rigido per calcolare lo spostamento di un muro per scorrimento durante un evento sismico.



Blocco rigido di Newmark

SPOSTAMENTO ORIZZONTALE DOVUTO AL SISMA

Nel modello di Newmark il legame tra il blocco ed il piano è di tipo rigido-plastico. Lo scorrimento avviene quando è superata un'accelerazione di soglia. Lo spostamento relativo si ottiene dalla doppia integrazione dell'accelerogramma rispetto all'accelerazione di soglia.



SPOSTAMENTO ORIZZONTALE DOVUTO AL SISMA

Si definisce accelerazione critica quel valore dell'accelerazione sismica per la quale il sistema terreno muro è in condizioni di equilibrio limite, ovvero con $F=1$. L'equazione che fornisce l'accelerazione critica è:

$$\tan \vartheta = \tan \varphi_b - \frac{\frac{1}{2} \mathcal{H}^2 K_{AE} [\cos(\delta + \beta) - \sin(\delta + \beta) \tan \varphi_b]}{W_m}$$

L'angolo θ può essere risolto per tentativi.

Noto θ è possibile calcolare:

$$k_c = (1 - k_v) \tan \vartheta$$

Coefficiente sismico critico

$$a_c = k_c g$$

Accelerazione critica

SPOSTAMENTO ORIZZONTALE DOVUTO AL SISMA

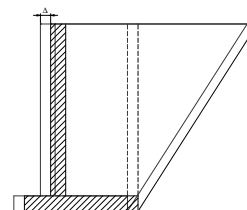
Caratterizzando l'evento sismico mediante i valori di picco dell'accelerazione a_{max} e della velocità v_{max} è possibile calcolare lo spostamento permanente con:

$$\Delta = 0,087 \frac{v_{max}^2 \cdot (k_h g)^2}{a_c^4}$$

Richard ed Elms (1979)

Con:

$$v_{max} = 0,16 \cdot a_g \cdot S \cdot T_c$$



VALORI AMMISSIBILI DI SPOSTAMENTI E ROTAZIONI

Table 4.1. Proposed damage criteria for gravity quay walls.

Level of damage	Degree I	Degree II	Degree III	Degree IV
Gravity wall	Normalized residual horizontal displacement (d/H)*	Less than 1.5%***	1.5-5%	5-10%
Residual tilting towards the sea	Less than 3"	3-5"	5-8"	Larger than 8"
Apron	Differential settlement on apron: 0.03-0.1 m	N/A***	N/A	N/A
Differential settlement between apron and non-apron areas	Less than 0.3-0.7 m	N/A	N/A	N/A
Residual tilting towards the sea	Less than 2-3"	N/A	N/A	N/A

* d : residual horizontal displacement at the top of the wall. H : height of gravity wall.
 ** Alternative criterion is proposed with respect to differential horizontal displacement less than 30 cm.
 *** Abbreviation for not applicable.

Fonte: "Seismic Design Guidelines For Port Structures" - 2006
 INTERNATIONAL NAVIGATION ASSOCIATION
 cap. 4, pag. 31

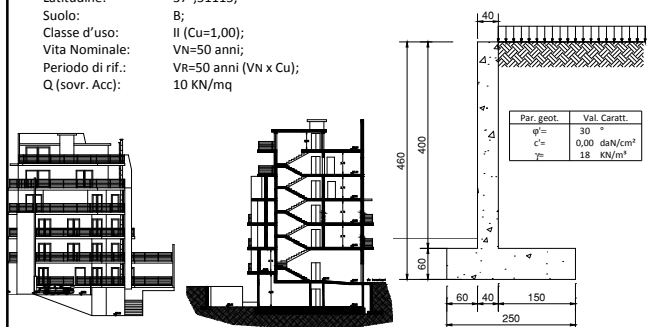
VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO STRUTTURE

Oltre gli stati limite di esercizio dal punto di vista geotecnico, bisogna rispettare gli stati limite di esercizio strutturale:

- Stato limite di deformazione;
- Stato limite di fessurazione;
- Stato limite di tensione.

ESEMPIO APPLICATIVO

UBICAZIONE: Catania;
 Orografia: Pianeggiante;
 Longitudine: 15°09'43.4;
 Latitudine: 37°51'11.5;
 Suolo: B;
 Classe d'uso: II (Cu=1,00);
 Vita Nominale: VN=50 anni;
 Periodo di rif.: VR=50 anni (VN x Cu);
 Q (sovr. Acc): 10 kN/mq



ESEMPIO APPLICATIVO – D.M. 96

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI SPINTA ATTIVA

$KA=0,297313857$ (Muller – Breslasu)

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

CONDIZIONI SISMICHE

$\theta = 0,069886002$ 4,004173

$i' = 0,069886002$

$KA=0,343610125$ (Mononobe-Okabe)

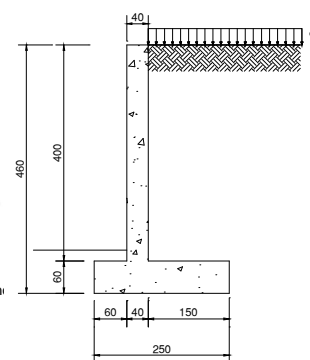
$$K_a = \frac{\sin^2(\psi + \phi' - \theta)}{\cos \beta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \beta) \left[1 + \frac{\sin(\phi' + \theta) \sin(\phi' - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \beta) \sin(\psi + \beta)} \right]}$$

Avendo assunto:

$\delta = 20^\circ (2/3 \phi)$ (angolo muro-terrapieni)

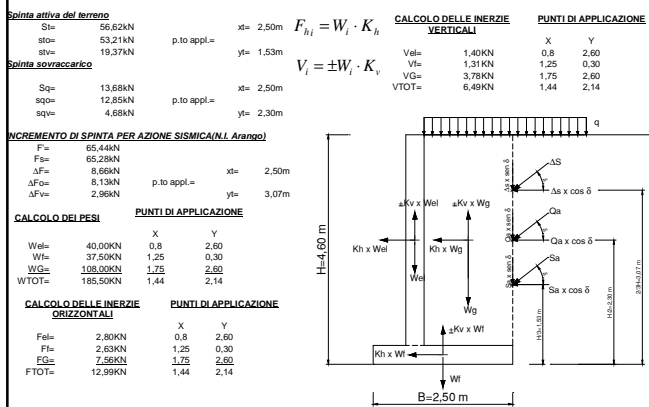
$Kh = (S-9)/100 = 0,07$ (2° Categoria)

$kv = 0,035$ (0,5 x Kh)



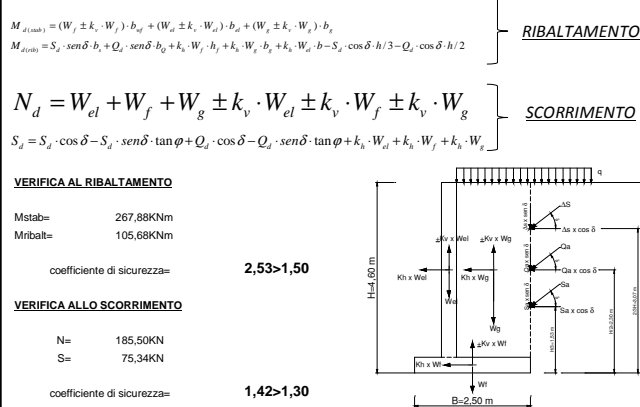
ESEMPIO APPLICATIVO – D.M. 96

CALCOLO DELLE SPINTE



ESEMPIO APPLICATIVO – D.M. 96

VERIFICHE DI STABILITA'



ESEMPIO APPLICATIVO – D.M. 2008

APPROCCIO 1 – COMBINAZIONE 1 (A1+M1+R1)

CARICHI	EFFETTO	COEFFICIENTE PARZIALE	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_g1	0,90	1,00	1,00
	Sfavorevole		1,10	1,30	1,00
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_g2	0,00	0,00	0,00
	Sfavorevole		1,50	1,50	1,30
Variabili	Favorevole	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	Sfavorevole		1,50	1,50	1,30

Q_d
 \downarrow
A1
 $Q_k \times 1,50 = 15 \text{ KN/m}^2$

PARAMETRO	Grandezza	COEFFICIENTE PARZIALE	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo	$\tan \phi$	γ_ϕ	1,00	1,25
Coesione efficace	c	γ_c	1,00	1,25
Resist. Non drenata	c_u	γ_{cu}	1,00	1,40
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,00	1,00

$M1$
 \rightarrow

Par. geot.	Val. Caratt.	Par. geot.	Val. prog.
ϕ'_{1k}	30°	ϕ'_{1d}	30°
c'_{1k}	0,00 kN/cm ²	c'_{1d}	0,00 kN/cm ²
γ_{k1}	18 kN/m ³	γ_{d1}	18 kN/m ³

ESEMPIO APPLICATIVO – D.M. 2008

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI SPINTA 2008

ATTIVA

$KA=0,297313857$ (Muller – Breslau)

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

PUNTI DI APPLICAZIONE			
	X	Y	
W1=	40,00KN	0,80	2,60
W2=	37,50KN	1,25	0,30
W3=	0,00KN	0,60	1,93
WG=	108,00KN	1,75	2,60
WTOT=	185,50KN	1,44	2,14

Calcolo delle spinte

Spinta attiva $S_{ae} = 73,61 \text{ KN}$ $S_{ax} = 69,17 \text{ KN}$ $S_{ay} = 25,17 \text{ KN}$ p.to appl. = $x_t = 2,50 \text{ m}$ $y_t = 1,53 \text{ m}$

Spinta sovraccarico $S_q = 20,51 \text{ KN}$ $S_{qx} = 19,28 \text{ KN}$ $S_{qy} = 7,02 \text{ KN}$ p.to appl. = $x_t = 2,50 \text{ m}$ $y_t = 2,30 \text{ m}$

Sovracc. Design= 15,00KN

ESEMPIO APPLICATIVO – D.M. 2008

APPROCCIO 1 – COMBINAZIONE 1 (A1+M1+R1)

CARICHI	EFFETTO	COEFFICIENTE PARZIALE	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_g1	0,90	1,00	1,00
	Sfavorevole		1,10	1,30	1,00
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_g2	0,00	0,00	0,00
	Sfavorevole		1,50	1,50	1,30
Variabili	Favorevole	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	Sfavorevole		1,50	1,50	1,30

Q_d
 \downarrow
A2
 $Q_k \times 1,30 = 13 \text{ KN/m}^2$

PARAMETRO	Grandezza	COEFFICIENTE PARZIALE	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo	$\tan \phi$	γ_ϕ	1,00	1,25
Coesione efficace	c	γ_c	1,00	1,25
Resist. Non drenata	c_u	γ_{cu}	1,00	1,40
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,00	1,00

$M2$
 \rightarrow

Par. geot.	Val. Caratt.	Par. geot.	Val. prog.
ϕ'_{1k}	30°	ϕ'_{1d}	24,79128°
c'_{1k}	0,00 kN/cm ²	c'_{1d}	0,00 kN/cm ²
γ_{k1}	18 kN/m ³	γ_{d1}	18 kN/m ³

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO $\gamma_{R1} = 1$

$F_{stabid} \cdot \tan \phi'_{R1} = 107,10 \text{ KN}$ $F_{stabid} \cdot \tan \phi'_{R1} > F_{(scor)d}$

$F_{(scor)d} = 69,86 \text{ KN}$

VERIFICA

Tabella 6.51 - Coefficienti parziali γ_i per la verifica agli stati limite ultimi STR + GEO di tipo di scorrimento

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_b = 1,0$	$\gamma_b = 1,0$	$\gamma_b = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_\phi = 1,0$	$\gamma_\phi = 1,0$	$\gamma_\phi = 1,1$
Resistenza del terreno a taglio	$\gamma_c = 1,0$	$\gamma_c = 1,0$	$\gamma_c = 1,4$

ESEMPIO APPLICATIVO – D.M. 2008

APPROCCIO 1 – COMBINAZIONE 2 (A2+M2+R2)

CARICHI	EFFETTO	COEFFICIENTE PARZIALE	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_g1	0,90	1,00	1,00
	Sfavorevole		1,10	1,30	1,00
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_g2	0,00	0,00	0,00
	Sfavorevole		1,50	1,50	1,30
Variabili	Favorevole	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	Sfavorevole		1,50	1,50	1,30

Q_d
 \downarrow
A2
 $Q_k \times 1,30 = 13 \text{ KN/m}^2$

PARAMETRO	Grandezza	COEFFICIENTE PARZIALE	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo	$\tan \phi$	γ_ϕ	1,00	1,25
Coesione efficace	c	γ_c	1,00	1,25
Resist. Non drenata	c_u	γ_{cu}	1,00	1,40
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,00	1,00

$M2$
 \rightarrow

Par. geot.	Val. Caratt.	Par. geot.	Val. prog.
ϕ'_{1k}	30°	ϕ'_{1d}	24,79128°
c'_{1k}	0,00 kN/cm ²	c'_{1d}	0,00 kN/cm ²
γ_{k1}	18 kN/m ³	γ_{d1}	18 kN/m ³

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO $\gamma_{R2} = 1$

$F_{stabid} \cdot \tan \phi'_{R1} = 85,68 \text{ KN}$ $F_{stabid} \cdot \tan \phi'_{R1} > F_{(scor)d}$

$F_{(scor)d} = 75,72 \text{ KN}$

VERIFICA

Tabella 6.51 - Coefficienti parziali γ_i per la verifica agli stati limite ultimi STR + GEO di tipo di scorrimento

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_b = 1,0$	$\gamma_b = 1,0$	$\gamma_b = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_\phi = 1,0$	$\gamma_\phi = 1,0$	$\gamma_\phi = 1,1$
Resistenza del terreno a taglio	$\gamma_c = 1,0$	$\gamma_c = 1,0$	$\gamma_c = 1,4$

ESEMPIO APPLICATIVO – D.M. 2008

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI SPINTA 2008

ATTIVA

$KA=0,36411735$ (Muller – Breslau)

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

PUNTI DI APPLICAZIONE			
	X	Y	
W1=	40,00KN	0,80	2,60
W2=	37,50KN	1,25	0,30
W3=	0,00KN	0,60	1,93
WG=	108,00KN	1,75	2,60
WTOT=	185,50KN	1,44	2,14

Calcolo delle spinte

Spinta attiva $S_{ae} = 69,34 \text{ KN}$ $S_{ax} = 66,58 \text{ KN}$ $S_{ay} = 19,39 \text{ KN}$ p.to appl. = $x_t = 2,50 \text{ m}$ $y_t = 1,53 \text{ m}$

Spinta sovraccarico $S_q = 21,77 \text{ KN}$ $S_{qx} = 20,91 \text{ KN}$ $S_{qy} = 6,09 \text{ KN}$ p.to appl. = $x_t = 2,50 \text{ m}$ $y_t = 2,30 \text{ m}$

Sovracc. Design= 13,00KN

ESEMPIO APPLICATIVO – D.M. 2008

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI SPINTA 2008

ATTIVA

$KA=0,36411735$ (Muller – Breslau)

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

PUNTI DI APPLICAZIONE			
	X	Y	
W1=	40,00KN	0,80	2,60
W2=	37,50KN	1,25	0,30
W3=	0,00KN	0,60	1,93
WG=	108,00KN	1,75	2,60
WTOT=	185,50KN	1,44	2,14

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO $\gamma_{R2} = 1$

$F_{stabid} \cdot \tan \phi'_{R1} = 85,68 \text{ KN}$ $F_{stabid} \cdot \tan \phi'_{R1} > F_{(scor)d}$

$F_{(scor)d} = 75,72 \text{ KN}$

VERIFICA

Tabella 6.51 - Coefficienti parziali γ_i per la verifica agli stati limite ultimi STR + GEO di tipo di scorrimento

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_b = 1,0$	$\gamma_b = 1,0$	$\gamma_b = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_\phi = 1,0$	$\gamma_\phi = 1,0$	$\gamma_\phi = 1,1$
Resistenza del terreno a taglio	$\gamma_c = 1,0$	$\gamma_c = 1,0$	$\gamma_c = 1,4$

ESEMPIO APPLICATIVO – D.M.

2008

Lo stato limite di ribaltamento non prevede la mobilitazione della resistenza del terreno di fondazione e deve essere trattato come uno stato limite di equilibrio come corpo rigido (EQU), utilizzando i coefficienti parziali sulle azioni della tabella 2.6.1 e adoperando coefficienti parziali del gruppo (M2) per il calcolo delle spinte.

CARICHI	EFFETTO	COEFFICIENTE PARZIALE	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γE1	0,90	1,00	1,00
	Sfavorevole		1,10	1,30	1,00
Permanenti non strutturali	Favorevole	γE2	0,00	0,00	0,00
	Sfavorevole		1,50	1,50	1,30
Variabili	Favorevole	γQ1	0,00	0,00	0,00
	Sfavorevole		1,50	1,50	1,30

PARAMETRO	Grandezza	COEFFICIENTE PARZIALE	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo	tan f	γφ	1,00	1,25
Coesione efficace	c	γc	1,00	1,25
Resist. Non drenata	cu	γcu	1,00	1,40
Peso dell'unità di volume	γ	γγ	1,00	1,00

Calcolo delle spinte

Spinta attiva (statica)		Sa= 80,97KN	Saex= 83,69KN	xt= 2,50m
			Saey= 24,92KN	yt= 1,53m
			p.to appl.=	

$$S_d = 1,1 \cdot S_k$$

Spinta sovraccarico	Sq=	20,51KN	Sqx=	19,28KN	xt=	2,50m	
			Sqy=	0,00KN	p.to appl.=	yt=	2,30m
Sovracc. Design=	15,00KN						

$$Q_d = 1,5 \cdot Q_t$$

ESEMPIO APPLICATIVO – D.M.

2008

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

$$M_{d(stab)} \geq M_{d(rib)}$$

$$M_{d(stab)} = W_{st} \cdot b_{st} + W_{ad} \cdot b_{ad} + W_{q} \cdot b_{q}$$

$$M_{d(rib)} = S_d \cdot \sin \delta \cdot b_1 + Q_d \cdot \sin \delta \cdot b_2 - S_d \cdot \cos \delta \cdot h / 3 - Q_d \cdot \cos \delta \cdot h / 2$$

PUNTI DI APPLICAZIONE	X	Y
W1=	36,000N	1,70
W2=	33,754N	1,25
W3=	0,000N	1,90
W4=	97,200N	1,75
WTOT=	166,954N	1,44

$$W_{ad} = 0,9 \cdot W_{st}$$

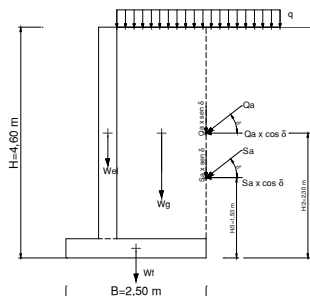
Mstab= 241,090Nm

$$Mstab/Minstab = 2,18 > 1,00$$

Minstab= 110,368Nm

$$M(stab) > M(instab)$$

VERIFICA



ESEMPIO APPLICATIVO – D.M.

2008

COMBINAZIONE SISMICA

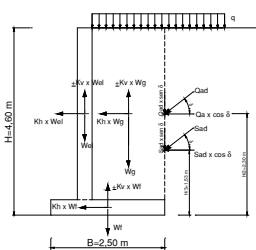
$$Q_d \rightarrow Q_k \times 1,00 = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$A1=A2=1,00$$

PARAMETRO	Grandezza	COEFFICIENTE PARZIALE	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo	tan f	γφ	1,00	1,25
Coesione efficace	c	γc	1,00	1,25
Resist. Non drenata	cu	γcu	1,00	1,40
Peso dell'unità di volume	γ	γγ	1,00	1,00

Par. geot.	Val. Caratt.	Par. geot.	Val. prog.
q'k=	30	q'd=	24,79128
c'k=	0,00	c'd=	0,00
γk=	18	γd=	18

M2



ESEMPIO APPLICATIVO – D.M.

2008

CALCOLO DEI COEFFICIENTI DI INTERFERENZA

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g}$$

$$k_v = -0,5 K_h$$

$$k_h = \beta_m \cdot S_s \cdot S_a = 0,31 \cdot 1,19 \cdot 1,00 \cdot 0,207 = 0,076$$

$$k_v = -0,5 K_h = -0,5 \cdot 0,076 = -0,038$$

(-) verso l'alto

Essendo:

$$\alpha = 0,207 \text{ per lo SLV}$$

$$S_s = 1,19$$

$$S_T = 1,00$$

$$\beta = 0,31 \quad \vartheta = \arctan\left(\frac{k_h}{1 - k_v}\right) = 4^\circ,53$$

Categoria di sottosuolo	A	B, C, D, E
βm	βm	βm
0,2 < qd(g) ≤ 0,4	0,31	0,31
0,1 < qd(g) ≤ 0,2	0,29	0,24
qd(g) ≤ 0,1	0,20	0,18

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	Ss
T1	In corrispondenza della sommità del pendio	1,0
T2	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica	Sa
T1	Superficie pianeggiante, pendii o rilievi isolati con inclinazione media ≤ 15°	1,0
T2	Pendii con inclinazione media > 15°	1,2
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media 15° ≤ i ≤ 30°	1,4
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media > 30°	1,6

Categoria sottosuolo	Ss	Cs
A	1,00	1,00
B	1,00 ≤ 1,40 - 0,40 Fd	1,10 (1,05) 0,20
C	1,00 ≤ 1,70 - 0,60 Fd	1,25 (1,15) 0,33
D	0,90 ≤ 2,40 - 1,50 Fd	1,35 (1,25) 0,50
E	1,00 ≤ 2,00 - 1,10 Fd	1,15 (1,05) 0,40

ESEMPIO APPLICATIVO – D.M.

2008

CONDIZIONI SISMICHE

$$KA=0,423585398 \quad (\text{Mononobe-Okabe})$$

$$10 \beta \leq \vartheta$$

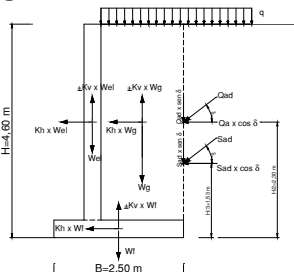
$$K_a = \frac{\sin^2(\varphi + \vartheta - \beta)}{\cos \beta \sin^2 \varphi \sin(\varphi - \beta - \delta) \left[1 + \frac{\sin(\vartheta + \delta) \sin(\vartheta - \beta - \delta)}{\sin(\varphi - \beta - \delta) \sin(\varphi + \beta)} \right]}$$

Avendo assunto:

$$\delta = 20^\circ (2/3 \varphi) \quad (\text{angolo muroterrapieno})$$

Calcolo delle spinte

Spinta attiva (statica + sismica)	Sa=	77,59KN	Saex=	74,50KN	p.to appl.=	xt=	2,50m
			Saey=	21,69KN		yt=	1,53m
Spinta sovraccarico	Sq=	18,74KN	Sqx=	17,99KN	p.to appl.=	xt=	2,50m
			Sqy=	5,24KN	p.to appl.=	yt=	2,30m
Sovracc. Design=	10,00KN						



ESEMPIO APPLICATIVO – D.M.

2008

CALCOLO PESI ED INERZIE

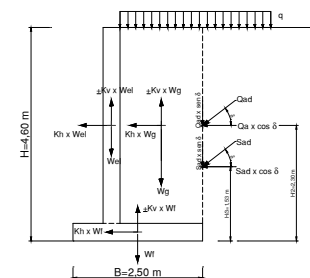
$$F_{hi} = W_i \cdot K_{hi}$$

$$V_i = -W_i \cdot K_{vi}$$

PUNTI DI APPLICAZIONE	X	Y
Wel=	40,00KN	0,80
Wfl=	37,500N	1,25
WG=	108,00KN	1,75
WTOT=	185,50KN	1,44

PUNTI DI APPLICAZIONE	X	Y
Hel=	3,05KN	0,80
Hfl=	2,86KN	1,25
HG=	8,24KN	1,75
HTOT=	14,15KN	1,44

PUNTI DI APPLICAZIONE	X	Y
Vel=	1,53KN	0,80
Vfl=	1,43KN	1,25
VG=	4,12KN	1,75
VTOT=	7,07KN	1,44



ESEMPIO APPLICATIVO = D.M.

2008

$$N_d = W_{el} + W_f + W_g - k_h \cdot W_{el} - k_h \cdot W_f - k_h \cdot W_g$$

$$S_d = S_d \cdot \cos \delta + k_h \cdot W_{el} + k_h \cdot W_f + k_h \cdot W_g - S_d \cdot \sin \delta \cdot \tan \varphi + Q_d \cdot \cos \delta - Q_d \cdot \sin \delta \cdot \tan \varphi$$

$$\frac{N_d \cdot \tan \varphi'}{\gamma_R} \geq S_d$$



VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

$\gamma_R=1$

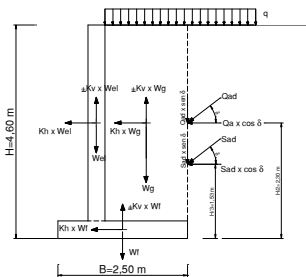
$$F(\text{stab})d \cdot \tan \varphi / \gamma_R = 82,41 \text{ kN} \quad F(\text{stab})d \cdot \tan \varphi / \gamma_R < F(\text{scor})d$$

$$F(\text{scor})d = 94,20 \text{ kN}$$

NON VERIFICA

Tabella 6.5.1 - Coefficienti parziali γ 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	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$



ESEMPIO APPLICATIVO = D.M.

2008

Calcolo delle spinte

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Spinta attiva (statica + sismica)	Sae= 77,59 kN	Saes= 81,95 kN	p.to appl.=	xt= 2,50 m
		Saey= 19,52 kN		yt= 1,53 m
Spinta sovraccarico	Sq= 18,74 kN	Sqx= 17,99 kN	p.to appl.=	xt= 2,50 m
Sovracc. Design=	10,00 kN	Sqy= 0,00 kN		yt= 2,30 m

Calcolo dei pesi

Wel=	36,00 kN	0,80	2,60
Wf=	33,75 kN	1,25	0,30
WG=	97,20 kN	1,75	2,60
WTOT=	166,95 kN	1,44	2,14

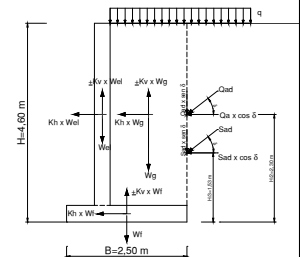
$$W_{sd} = 0,9 \cdot W_{sk}$$

Calcolo inerzie orizzontali

	PUNTI DI APPLICAZIONE	
	X	Y
Hel=	3,36KN	0,80
Hf=	3,15KN	1,25
HG=	9,06KN	1,75
HTOT=	15,56KN	1,44
		2,14

Calcolo inerzie verticali

Vel=	1,68KN	0,80	2,60
Vf=	1,57KN	1,25	0,30
VG=	4,53KN	1,75	2,60
VTOT=	7,78KN	1,44	2,14



ESEMPIO APPLICATIVO = D.M.

2008

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

$$M_{d(stab)} \geq M_{d(rib)}$$



$$M_{d(stab)} = W_f \cdot b_{af} + W_{sd} \cdot b_{sd} + W_g \cdot b_g - k_h \cdot W_{el} \cdot b_{el} - k_h \cdot W_f \cdot b_f - k_h \cdot W_g \cdot b_g$$

$$M_{d(rib)} = S_d \cdot \sin \delta \cdot b_1 + Q_d \cdot \sin \delta \cdot b_2 - S_d \cdot \cos \delta \cdot h / 3 - Q_d \cdot \cos \delta \cdot h / 2 - k_h \cdot W_{el} \cdot b_{el} - k_h \cdot W_f \cdot b_f - k_h \cdot W_g \cdot b_g$$

$$M_{stab} = 241,09 \text{ kNm}$$

$$M_{stab}/M_{instab} = 1,71 > 1,00$$

$$M_{instab} = 140,70 \text{ kNm}$$

$$M(\text{stab})d > M(\text{instab})$$

VERIFICA

