Autorità d'ambito Torinese 3

Unione Montana Alto Canavese

Comuni di Forno Canavese, Rivara
Rocca Canavese, Levone, Pratiglione

INTERVENTI CONNESSI ALLA TUTELA E ALLA PRODUZIONE DELLE RISORSE IDRICHE E DELLE RELATIVE ATTIVITÀ DI SISTEMAZIONE IDROGEOLOGICA DEL TERRITORIO DELL'UNIONE MONTANA ALTO CANAVESE (ANNO 2018):

INTERVENTO 33 - DIFESE SPONDALI SUL TORRENTE LEVONALUNGO VIA BARBANIA A VALLE DELLA FRAZIONE MARIETTA

PROGETTO ESECUTIVO

OGGETTO

CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE E VERIFICHE GEOTECNICHE

TIMBRI E FIRME

SRIA s.r.l.
STUDIO ROSSO INGEGNERI ASSOCIATI
VIA ROSOLINO PILO 11 - 10143 TORINO
TEL. +39 011 43 77 242 - FAX +39 011 48 31 038
info@sria.it
www.sria.it

ORDINE INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI TORINO
Dott. Ing CHIARA AMORE n° 8304 X

dott. ing. Chiara AMORE
Ordine degli Ingegneri Provincia di Torino
Posizione n. 8304X
Cod. Fisc. MRA CHR 75D53 L219V

ORDINE INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI TORINO
Dott. Ing. LUCA MAGNI n° 10941 V

dott. ing. Luca MAGNI
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Torino
Posizione n.10941V
Cod. Fisc. MGN LCU 81T27 F335F

CONTROLLO QUALITA'

DESCRIZIONE	EMISSIONE	
DATA	LUG/2018	
COD. LAVORO	318	
TIPOL. LAVORO	E	
SETTORE	S	
N. ATTIVITA'	33	
TIPOL. ELAB.	RC	
TIPOL. DOC.	E	
ID ELABORATO	04	
VERSIONE	0	

REDATTO
ing. Mirko TONDI

CONTROLLATO
ing. Luca MAGNI

APPROVATO
ing. Chiara AMORE

ELABORATO

04

Diritti riservati ex art. 2578 C.C. - Riproduzione e consegna a terzi solo su specifica autorizzazione.

INDICE

1. PREMESSA 2

2. CARATTERISTICHE DELLE SCOGLIERE 3

3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO 4

4. MATERIALI 5

4.1 MASSI COSTITUENTI LA SCOGLIERA 5
4.2 CARATTERISTICHE DEL CLS 5

5. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO 6

6. ANALISI SISMICA 7

6.1.1 Parametri di calcolo generali 7
6.2 METODO DI ANALISI 9
6.2.1 Calcolo dei coefficienti sismici 9
6.3 SPINTE DI CALCOLO IN FASE SISMICA 9
6.4 SPINTE DI CALCOLO DELL'ACQUA IN FASE SISMICA 11

7. VERIFICA DELLE SCOGLIERE IN PROGETTO 12

7.1 TRATTO DI MONTE 12
7.2 TRATTO DI VALLE 14

ALLEGATI

- ALLEGATO 1 – Verifiche di stabilità delle scogliere di monte
- ALLEGATO 2 – Verifiche di stabilità delle scogliere di valle

1. PREMESSA

La presente relazione è parte integrante del Progetto Esecutivo dell'Intervento 33 di cui agli *"Interventi connessi alla tutela e alla produzione delle risorse idriche e delle relative attività di sistemazione idrogeologica del territorio Dell'unione Montana Alto Canavese per l'anno 2018*, riguardante in particolare le opere di difesa del Torrente Levona in sponda sinistra lungo Via Barbania, a valle della Frazione Marietta.

L'intervento si inserisce nelle attività di Manutenzione Ordinaria del territorio (P.M.O.), redatti a partire dagli anni 2004-2006 e successivamente aggiornati. Con riferimento alla Deliberazione n. 665 dell'Autorità D'Ambito Torinese – ATO3 avente per oggetto l'aggiornamento della procedura per la destinazione dei fondi di cui all'art. 8, comma 4 della legge Regione Piemonte n. 13/1997 – accordo di programma con le Unioni Montane, alle Unioni Montane è stato chiesto di predisporre un "Elenco annuale degli interventi" da realizzare, sulla base delle criticità territoriali di dissesto e delle necessità di tutela delle risorse idriche e delle risorse naturali e con riferimento ai bacini territoriali dei comuni classificati montani secondo la normativa statale e regionale vigente.

Tra gli interventi individuati e approvati dall'Ente, il presente intervento riveste un ruolo prioritario in quanto l'aggravarsi della criticità riscontrata in sede di redazione del Piano e dei successivi aggiornamenti ha comportato l'accentuarsi dei processi erosivi a carico della sponda sinistra, inducendo situazioni di pericolo in quanto il Torrente Levona giunge allo stasino a lambire pericolosamente la strada adiacente (via Barbania).

Nello specifico il presente Progetto si prefigge di intervenire sull'asta torrentizia del Torrente Levona in sponda sinistra, realizzando in due tratti una nuova difesa spondale con massi ciclopici cementati.

Il presente elaborato riporta i calcoli relativi alle verifiche e dimensionamento strutturale e geotecnico delle scogliere di nuova realizzazione.

2. CARATTERISTICHE DELLE SCOGLIERE

Le scogliere in progetto saranno realizzate in massi ciclopici con diametro medio dei blocchi pari a 60 cm. Si prevede inoltre la cementazione a tergo degli elementi lapidei, con giunti aperti sul paramento a vista. La fondazione avrà altezza non inferiore a 1 m e sarà intestata ad una quota mai inferiore a 50 cm dalla quota di fondo del thalweg. A tergo della scogliera sarà previsto il riempimento con materiale proveniente da operazioni di riprofilatura in alveo, mentre è prevista la posa di uno strato di separazione in geotessile tessuto a bandelle in polipropilene all'interfaccia tra il profilo della sponda in erosione e il materiale di riempimento. Per evitare che a tergo dell'opera si determini un incremento delle spinte legate all'innalzamento della falda, è prevista l'installazione di barbacani di diametro 80 mm disposti a quinconce.

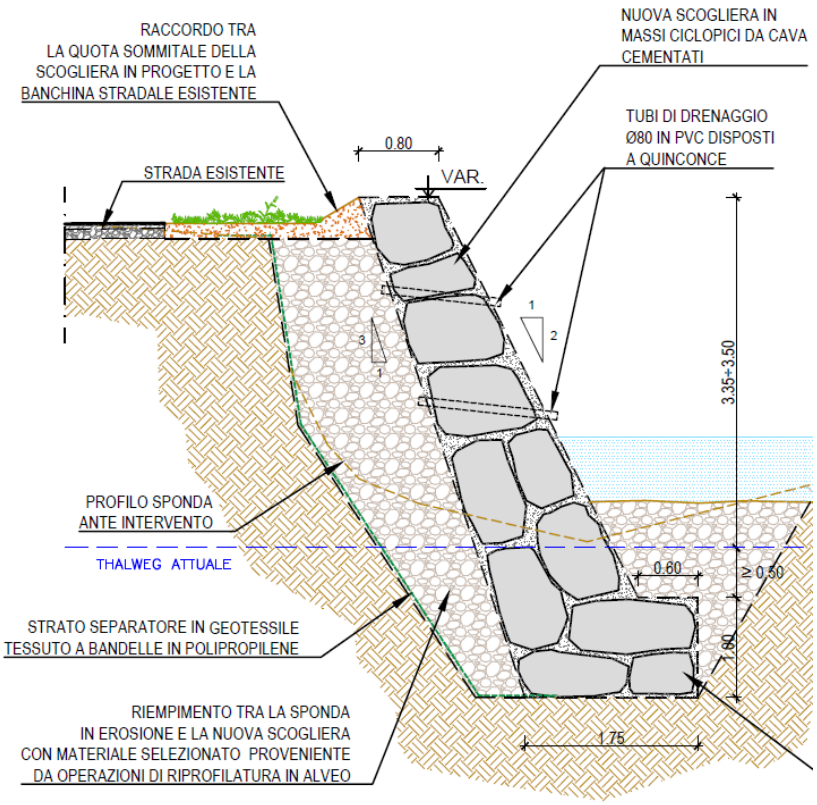

Figura 1 – Sezione tipo delle scogliere oggetto di intervento, lato monte dell'intervento.

3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- Legge nr. 1086 del 05/11/1971. Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- Legge nr. 64 del 02/02/1974. Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- D.M. LL.PP. del 11/03/1988. Norme tecniche 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 e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- D.M. LL.PP. del 14/02/1992. Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- D.M. 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. 16 Gennaio 1996 Norme Tecniche relative ai 'Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi'
- D.M. 16 Gennaio 1996 Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche
- Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C. Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996
- Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG. Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996
- Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 (D.M. 17 Gennaio 2018).

4. MATERIALI

4.1 MASSI COSTITUENTI LA SCOGLIERA

I massi naturali utilizzati per la costruzione dell'opera dovranno corrispondere ai requisiti essenziali di compattezza, omogeneità e durabilità; dovranno inoltre essere esenti da giunti, fratture e piani di sfalsamento e rispettare i seguenti limiti:

- peso volumico: > 25 kN/m^3 (2500 kgf/m^3)
- resistenza alla compressione: > 50 N/mm^2 (500 kgf/cm^2);
- coefficiente di usura: < 1.5 mm
- coefficiente di imbibizione: < 5%
- gelività: il materiale deve risultare non gelivo.

I massi naturali dovranno avere lato minore non inferiore a 60 cm di lunghezza, non dovranno presentare notevoli differenze nelle tre dimensioni e dovranno risultare a spigolo vivo e squadrati.

4.2 CARATTERISTICHE DEL CLS

- cls C 20/25 (Rck 25);
- f_{ck} = 20 N/mm^2 resistenza cilindrica
- α_{cc} = 0.85: coeff. per resistenze di lunga durata
- γc = 1,5: coeff. parziale di sicurezza
- $f_{cd} = \alpha cc\ fck/\gamma c$ = 11.33 N/mm^2: resistenza di calcolo a compressione
- $f_{ctd} = f_{ctk}/\gamma_c$ = 1.03 N/mm^2 resistenza di calcolo a trazione
- ε_c = -3.5 x 1000: deformazione limite (compressione)
- E = 29962 N/mm^2: modulo elastico a breve termine

5. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO

Come descritto nella Relazione geologica di Elab. 02, la consultazione della Banca Dati Arpa Piemonte, in particolare della Banca Dati geotecnica, ha permesso di riscontrare che nei pressi dell'alveo del Torrente Levona e in prossimità dell'area di intervento (cfr. Figura 2) è stato effettuato un sondaggio di cui si dispone di stratigrafia semplificata e risultati delle prove NSPT.

Figura 2 – Ubicazione sondaggio geognostico.

Tabella 1 – Risultati delle prove NSPT condotte in corrispondenza del foro di sondaggio di Figura 2

Nome perforazione	Comune	Provincia	Località
S1	Levone	TO	Vicinanze ponte sul Torrente Levone

Data inizio perforazione	Data fine perforazione	Profondità (m)	Cantiere
2/7/1998	3/7/1998	15.00	Viabilità: Indagine geognostica lungo la S.P. 23 *

Codice Perforazione	Profondità (m)	N1	N2	N3	NSPT
104686	3.00	6	5	5	10
104686	4.50	10	25	28	53
104686	6.00	20	31	43	74
104686	7.00	24	40	48	88

Sulla base delle evidenze riscontrate in sito e delle informazioni derivanti dalla consultazione della Banca Dati Geotecnica di ARPA Piemonte si è scelto di considerare i seguenti parametri geotecnici:

- $\gamma_{saturo} = 20\ kN/m^3$;
- $\gamma_{secco} = 19\ kN/m^3$;
- $\phi' = 38°$;
- $c' = 0\ kg/cm^2$

6. ANALISI SISMICA

L'opera in oggetto è ubicata nella Regione Piemonte, Comune di Rivara (TO). Ripercorrendo la storia delle legislature in materia sismica, tale zona risulta:

- nei decreti emessi fino al 1984 ⇒ classificata come non sismica
- riclassificazione del GdL del 1998 ⇒ N.C.
- zonazione Ord 3274 del 2003 ⇒ zona 4
- deliberazione della Giunta Regionale 12/12/2011, n. 4-3084 – Aggiornamento e adeguamento dell'elenco delle zone sismiche ⇒ zona 4
- NTC 2008 ⇒ zonazione dettagliata, funzione delle coordinate topografiche del sito.

Figura 3 - Classificazione sismica secondo la D.G.R.n.4-3084 del 12/12/2011.

Di seguito vengono enunciati i parametri generali e dettagliati dell'azione sismica di progetto nel pieno rispetto delle ultime norme vigenti NTC 2008.

6.1.1 Parametri di calcolo generali

L'opera è stata classificata cautelativamente in Classe II d'uso del suolo, come emerge da quanto riportato al paragrafo 2.4.2 delle N.T.C. 2008 (Tabella 2).

Tabella 2 – Classi d'uso per le costruzioni ai sensi delle N.T.C. 2008.

2.4.2 CLASSI D'USO

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.

I parametri assunti alla base dei calcoli sono i seguenti:

- Vita nominale $V_N \geq 50$ anni
- Classe d'uso opere II
- Coefficiente d'uso Cu = 1.0
- Periodo di riferimento per l'azione sismica briglia e soglia $V_R = V_N * Cu = 50$
- Categoria di sottosuolo Categoria C

In funzione dei precedenti valori si procede nei paragrafi successivi alla valutazione dell'Azione Sismica. La "Pericolosità sismica" viene definita dai seguenti parametri:

- a_g accelerazione orizzontale max attesa
- Se(T) Spettro di risposta elastico
- P_{VR} Probabilità di eccedenza
- V_R Periodo di riferimento

Le forme spettrali sono definite a partire dai seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale max sito
- F_0 valore max del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale

6.2 METODO DI ANALISI

6.2.1 Calcolo dei coefficienti sismici

Tabella 3 - Localizzazione del sito e impostazioni del calcolo dei parametri sismici caratteristici dell'area

	ID	Latitudine [°]	Longitudine [°]	Distanza [m]
Sito 1	12460	45,340610	7,589228	3298,2
Sito 2	12461	45,344050	7,660061	2663,9
Sito 3	12683	45,294170	7,664978	5097,5
Sito 4	12682	45,290730	7,594138	5455,0

Parametri sismici
Categoria sottosuolo: D
Categoria topografica: T1
Periodo di riferimento: 50 anni
Coefficiente cu: 1

Tabella 4 - Valori dei parametri sismici caratteristici per differenti tempi di ritorno di riferimento e stati limite

	Prob. superamento [%]	Tr [anni]	ag [g]	Fo [-]	Tc* [s]
Operatività (SLO)	81	30	0,022	2,590	0,178
Danno (SLD)	63	50	0,027	2,590	0,198
Salvaguardia della vita (SLV)	10	475	0,053	2,741	0,274
Prevenzione dal collasso (SLC)	5	975	0,062	2,790	0,292

Tabella 5 - Valori delle accelerazioni massime di progetto

	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	Kh [-]	Kv [-]	Amax [m/s²]	Beta [-]
SLO	1,800	2,960	1,000	0,007	0,004	0,391	0,180
SLD	1,800	2,810	1,000	0,009	0,004	0,484	0,180
SLV	1,800	2,390	1,000	0,017	0,009	0,929	0,180
SLC	1,800	2,310	1,000	0,020	0,010	1,093	0,180

6.3 SPINTE DI CALCOLO IN FASE SISMICA

Si adotta l'analisi Pseudo-Statica. I valori dei coefficienti sismici orizzontali kh e verticali kv, che interessano le masse in fase sismica per le opere in oggetto saranno pari a:

$k_h = 0,017$

$k_v = \pm 0.5\ kh = 0,009$

La forza di calcolo risultante delle spinte statiche + dinamiche dei terreni sui setti verticali si assume pari a:

$$Ed = ½\ \gamma^* (1 \pm kv)\ KH^2 + E_{ws} + E_{wd}$$

Tale azione è applicata a metà altezza del muro in tutti i casi eccetto in quelli in cui è ammesso che l'opera sia libera di ruotare intorno piede. In tal caso la forza dinamica agisce nello stesso punto di quella statica:

H = altezza dell'elevazione del setto (a contatto con terreno spingente)

E_{ws} = spinta idrostatica

$Ewd = 7/12 * k_h * \gamma_w * H'^2$ (H' altezza della falda dal piede del muro)

γ^* = peso specifico del terreno

che nel caso in cui il livello di falda si trovi al di sotto dello strato di terreno considerato è pari al peso del terreno asciutto, viceversa del terreno alleggerito.

K = coefficiente di spinta (statico + dinamico) calcolato mediante la formula di Mononobe-Okabe:

Per stati di spinta attiva:

$$\beta \le \phi - \theta: \quad K = \frac{sen^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta\, sen^2\psi\, sen(\phi + \theta - \delta)\left[1 + \sqrt{\frac{sen(\phi+\delta)\, sen(\phi-\beta-\theta)}{sen(\phi+\theta-\delta)\, sen(\psi+\beta)}}\right]^2}$$

$$\beta > \phi - \theta: \quad K = \frac{sen^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta sen^2\psi sen(\psi - \theta - \delta)}$$

Per stati di spinta passiva (resistenza a taglio nulla tra terreno e muro):

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

dove:

Φ = è il valore di calcolo dell'angolo di resistenza a taglio del terreno in condizioni di sforzo efficace;

Ψ, β = è l'angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale rispettivamente della parete del muro rivolta a monte e dalla superficie del terrapieno = variabile da caso a caso;

δ = è il valore dell'angolo di resistenza a taglio tra terreno e muro < 2/3 Φ;

θ = è l'angolo ricavato dalle seguenti espressioni:

nel caso in cui il livello di falda si trovi al di sotto del terreno considerato:

$\tan\theta = k_h/(1 \pm k_v)$

nel caso in cui il livello di falda si trovi al di sopra del terreno considerato :

$\tan\theta = \gamma / (\gamma - \gamma w)\ k_h/(1 \pm kv)$

Nel caso di strutture rigide completamente vincolate, in modo tale che non può svilupparsi nel terreno uno stato di spinta attiva, e aventi muri verticali con terrapieno orizzontale, l'incremento dinamico di spinta del terreno può essere calcolato come:

$$\Delta Pd = a\ s\ \gamma\ H^2$$

con punto di applicazione a metà dell'altezza H del muro.

6.4 SPINTE DI CALCOLO DELL'ACQUA IN FASE SISMICA

In presenza di acqua libera sulla faccia esterna del setto si considera la sovrappressione pari a:

$$q(z) = \pm\ 7/8\ *k_h*\ \gamma_w\ *\ \sqrt{(h*z)}$$

dove:

h = quota del pelo libero dell'acqua

z = coordinata verticale diretta verso il basso, con origine al pelo libero dell'acqua.

7. VERIFICA DELLE SCOGLIERE IN PROGETTO

7.1 TRATTO DI MONTE

L'intervento consiste nella riprofilatura della sezione d'alveo al fine di riportarla nella sede originaria e al contempo realizzare una scogliera in massi ciclopici cementati per arrestare i processi erosivi e allontanare l'alveo dalla sponda e quindi dalla strada limitrofa. La sezione maggiormente critica dal punto di vista strutturale presenta altezza complessiva di 5 m ed inclinazione del paramento lato alveo H/V = 1/2.

La fondazione avrà altezza non inferiore a 1 m e sarà opportunamente sottofondata di 0,5 m rispetto alla quota del thalweg.

L'analisi è stata condotta considerando l'approccio 2 ai sensi delle NTC, la presenza di falda a monte del muro e l'azione del carico esterno legato al traffico veicolare, considerando un carico distribuito di 2000 kg su una larghezza di 2,5 m.

I risultati sintetici delle analisi condotte ai sensi delle NTC 2018 sono riportati nel seguito, mentre per il dettaglio numerico si rimanda all'ALLEGATO 1.

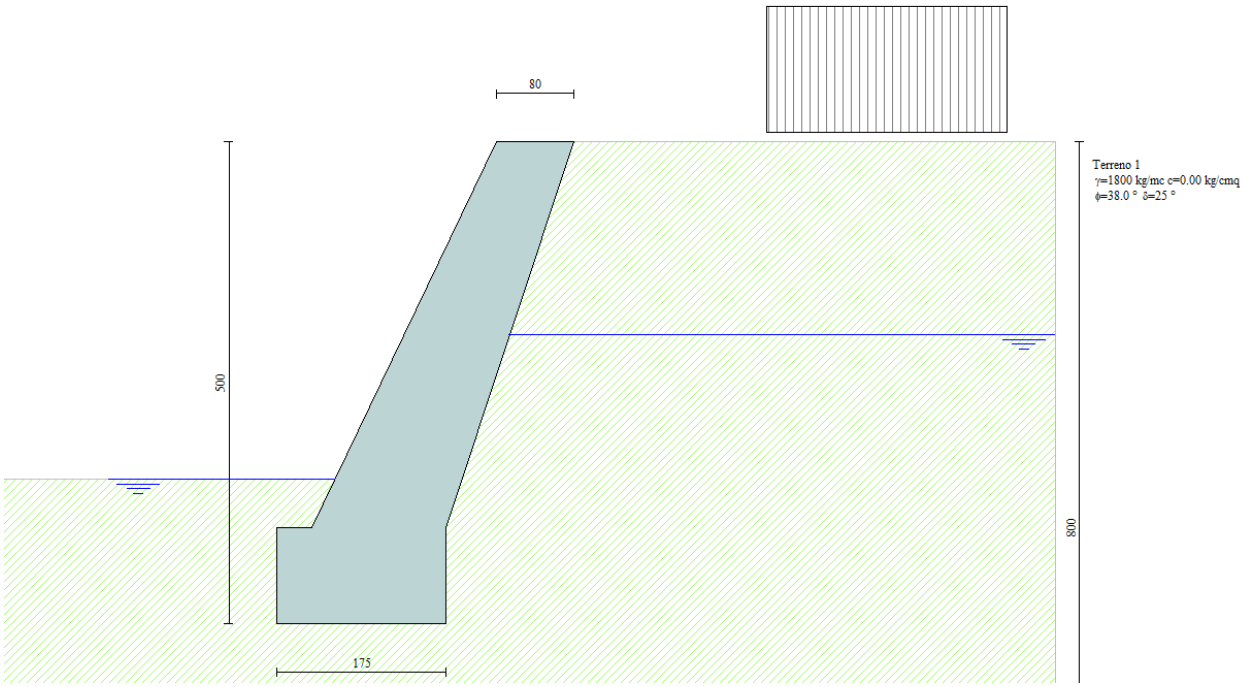

Figura 4 – Modello numerico allestito con il software MAX della Aztec per la verifica di stabilità della scogliera di monte in progetto.

Simbologia adottata

C	Identificativo della combinazione
Tipo	Tipo combinazione
Sisma	Combinazione sismica
CS_{SCO}	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
CS_{RIB}	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
CS_{QLIM}	Coeff. di sicurezza a carico limite
CS_{STAB}	Coeff. di sicurezza a stabilità globale

C	Tipo	Sisma	CS_{sco}	CS_{rib}	CS_{qlim}	CS_{stab}
1	A1-M1 - [1]	--	1.13	--	18.10	--
2	EQU - [1]	--	--	1.70	--	--
3	STAB - [1]	--	--	--	--	1.43
4	A1-M1 - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	1.46	--	15.08	--
5	A1-M1 - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	1.45	--	15.49	--
6	EQU - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	--	1.87	--	--
7	EQU - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	--	1.90	--	--
8	STAB - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1.38
9	STAB - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1.37

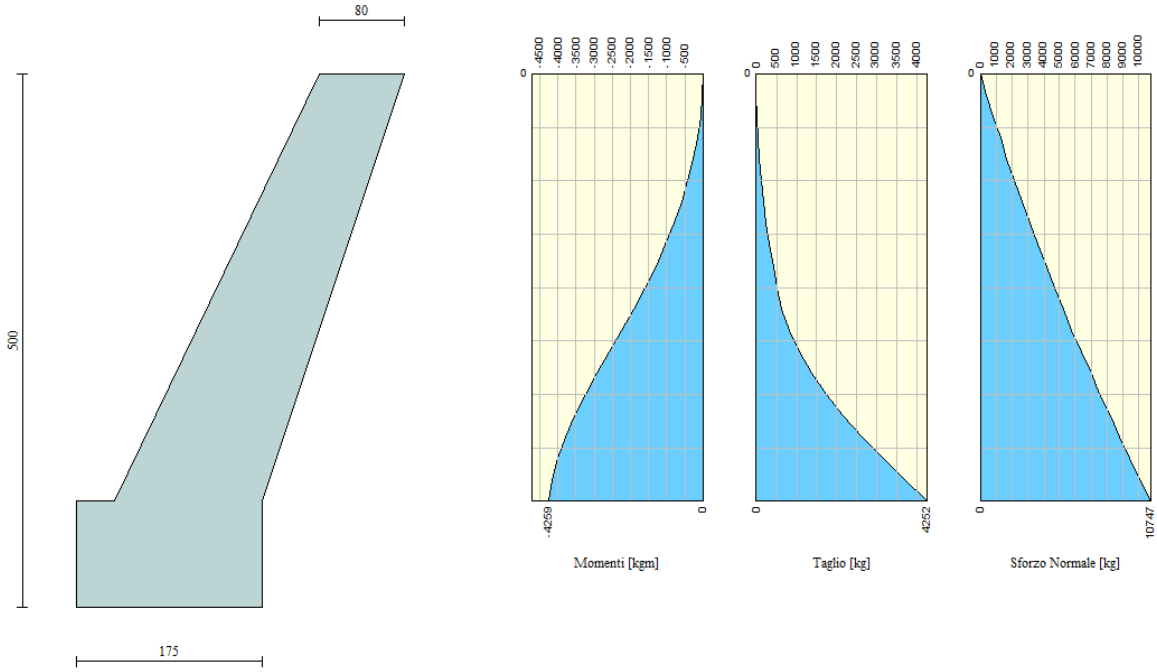

Figura 5 – Diagrammi di sforzo di taglio, sforzo normale e momento agenti sulla struttura

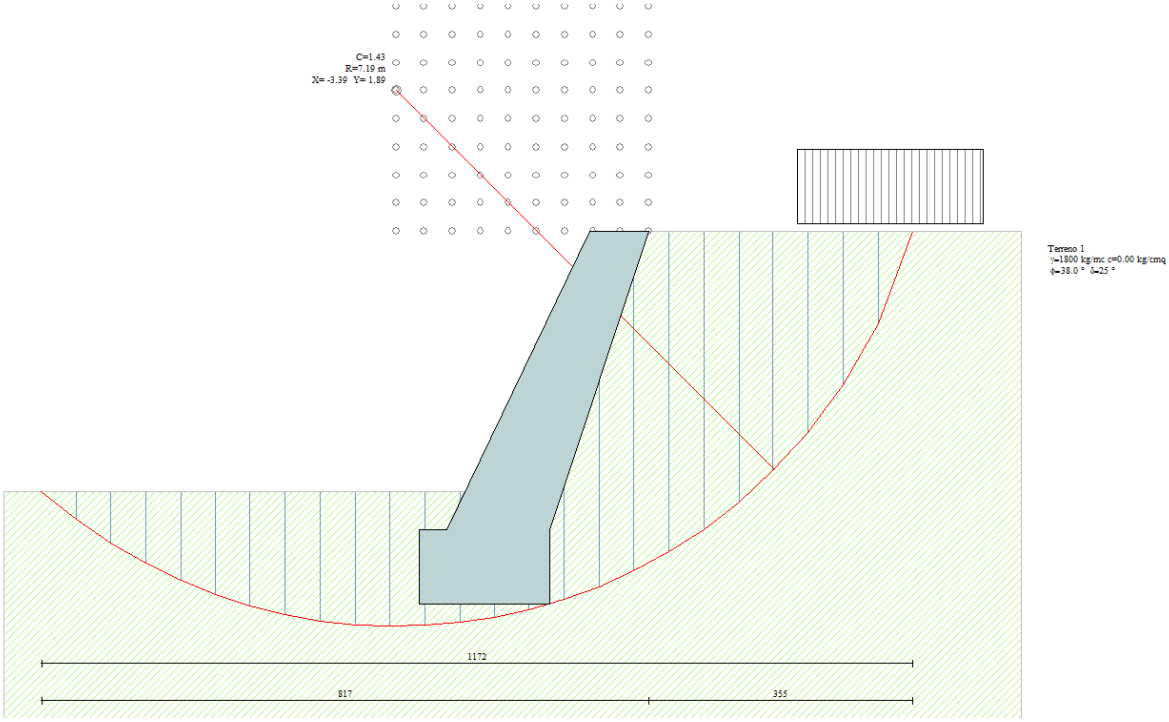

Figura 6 – Verifica di stabilità globale della struttura

7.2 TRATTO DI VALLE

L'intervento consiste nella prosecuzione in sponda sinistra della scogliera in massi cementati per un tratto di circa 25 m. La difesa, realizzata in massi cementati, avrà altezza totale massima di 5,00 m e paramento inclinato H/V = 3/2, in continuità della difesa esistente.

La fondazione avrà altezza non inferiore a 1 m e sarà opportunamente sottofondata di 0,5 m rispetto alla quota del thalweg.

L'analisi è stata condotta considerando l'approccio 2 ai sensi delle NTC, la presenza di falda a monte del muro e l'azione del carico esterno legato al traffico veicolare, considerando un carico distribuito di 2000 kg su una larghezza di 2,5 m.

I risultati sintetici delle analisi condotte ai sensi delle NTC 2018 sono riportati nel seguito, mentre per il dettaglio numerico si rimanda all'ALLEGATO 2.

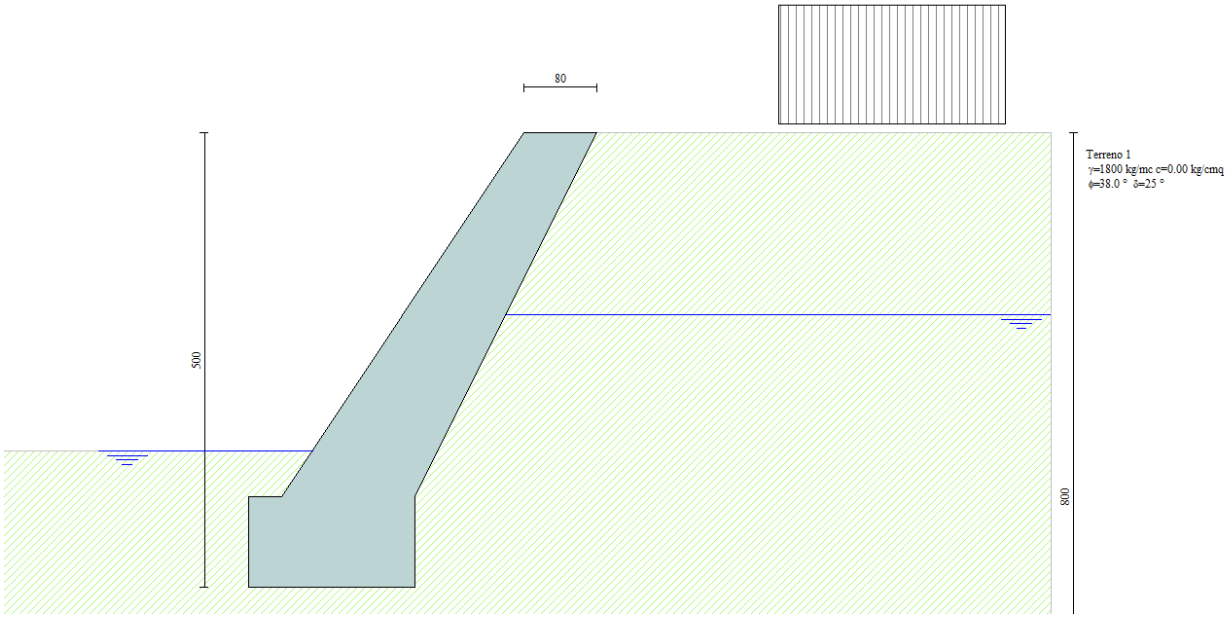

Figura 7 – Modello numerico allestito con il software MAX della Aztec per la verifica di stabilità della scogliera di valle in progetto

Simbologia adottata

C	Identificativo della combinazione
Tipo	Tipo combinazione
Sisma	Combinazione sismica
CS_{SCO}	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
CS_{RIB}	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
CS_{QLIM}	Coeff. di sicurezza a carico limite
CS_{STAB}	Coeff. di sicurezza a stabilità globale

C	Tipo	Sisma	CS_{sco}	CS_{rib}	CS_{qlim}	CS_{stab}
1	A1-M1 - [1]	--	1.29	--	10.52	--
2	EQU - [1]	--	--	2.17	--	--
3	STAB - [1]	--	--	--	--	1.46
4	A1-M1 - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	1.66	--	8.63	--
5	A1-M1 - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	1.65	--	8.91	--
6	EQU - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	--	2.37	--	--
7	EQU - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	--	2.42	--	--
8	STAB - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1.40
9	STAB - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1.39

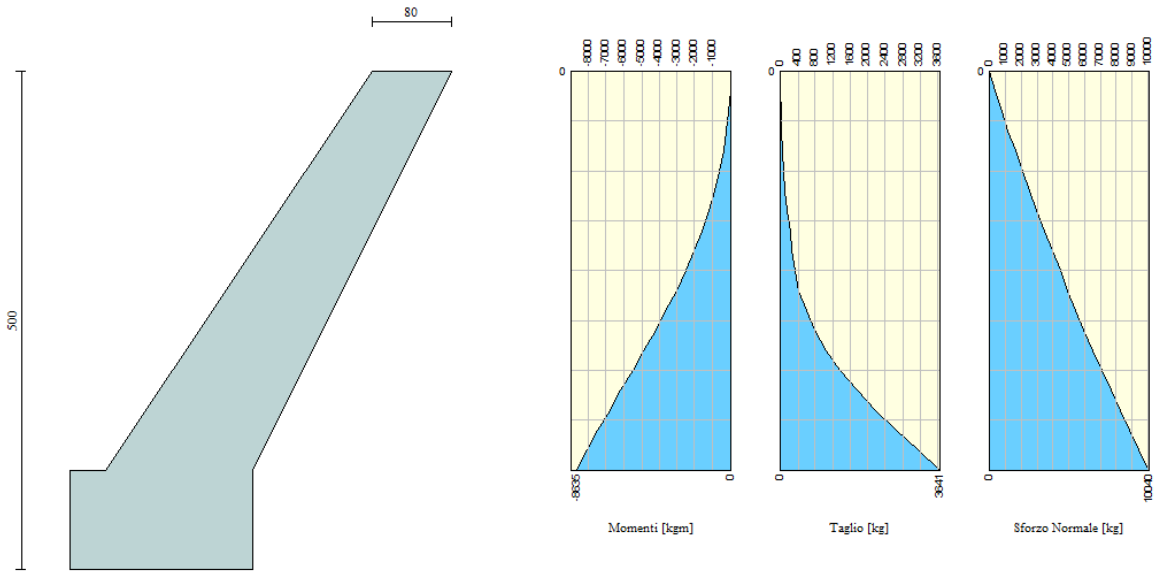

Figura 8 – Diagrammi di sforzo di taglio, sforzo normale e momento agenti sulla struttura

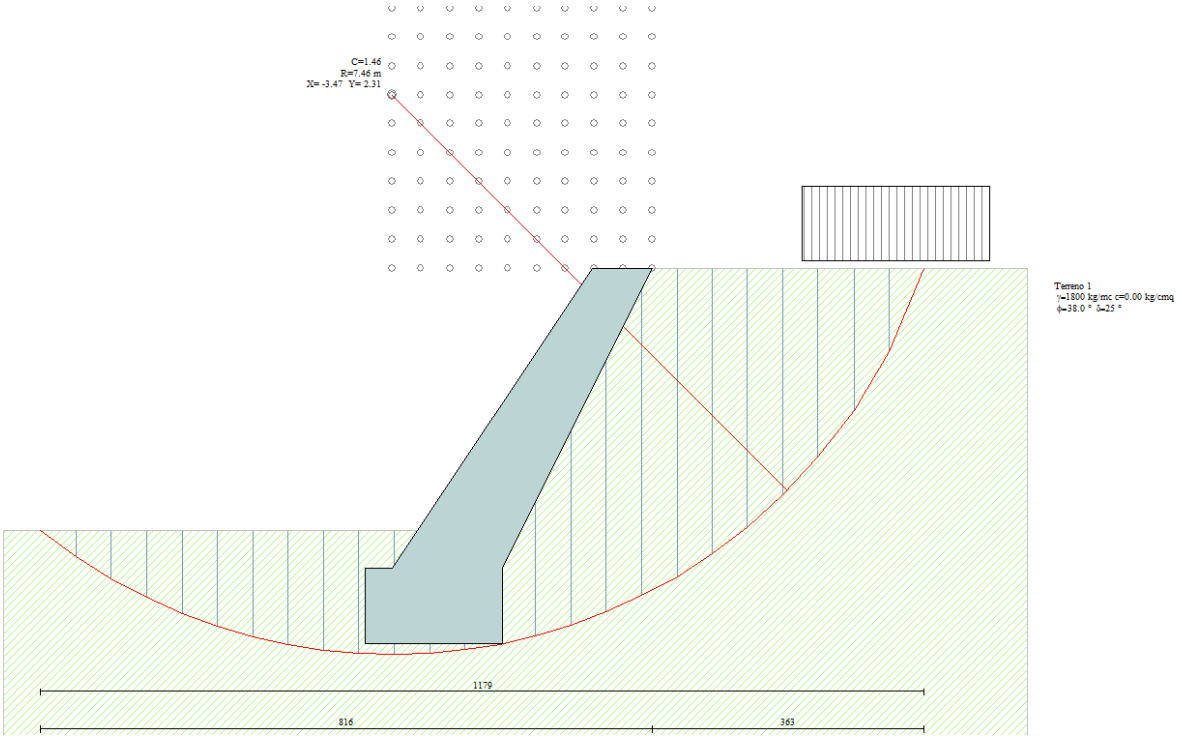

Figura 9 – Verifica di stabilità globale della struttura

ALLEGATI

ALLEGATO 1

– Verifiche di stabilità delle scogliere di monte

Calcolo della spinta sul muro

Valori caratteristici e valori di calcolo

Effettuando il calcolo tramite gli Eurocodici è necessario fare la distinzione fra i parametri caratteristici ed i valodi di calcolo (o di progetto) sia delle azioni che delle resistenze.
I valori di calcolo si ottengono dai valori caratteristici mediante l'applicazione di opportuni coefficienti di sicurezza parziali γ. In particolare si distinguono combinazioni di carico di tipo **A1-M1** nelle quali vengono incrementati i carichi e lasciati inalterati i parametri di resistenza del terreno e combinazioni di carico di tipo **A2-M2** nelle quali vengono ridotti i parametri di resistenza del terreno e incrementati i soli carichi variabili.

Metodo di Culmann

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb. La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il coefficiente di spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo). Come il metodo di Coulomb anche questo metodo considera una superficie di rottura rettilinea.
I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:
- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione ρ rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;
- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio *(W)*, carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura *(R e C)* e resistenza per coesione lungo la parete *(A)*;
- dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta S sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima.
La convergenza non si raggiunge se il terrapieno risulta inclinato di un angolo maggiore dell'angolo d'attrito del terreno.
Nei casi in cui è applicabile il metodo di Coulomb (profilo a monte rettilineo e carico uniformemente distribuito) i risultati ottenuti col metodo di Culmann coincidono con quelli del metodo di Coulomb.
Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta S rispetto all'ordinata z. Noto il diagramma delle pressioni è possibile ricavare il punto di applicazione della spinta.

Spinta in presenza di sisma

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana).
La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente.
Detta ε l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e β l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta *S'* considerando un'inclinazione del terrapieno e della parte pari a

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta$$

$$\beta' = \beta + \theta$$

dove $\theta = \text{arctg}(k_h/(1 \pm k_v))$ essendo k_h il coefficiente sismico orizzontale e k_v il coefficiente sismico verticale, definito in funzione di k_h.
In presenza di falda a monte, θ assume le seguenti espressioni:

Terreno a bassa permeabilità

$$\theta = \text{arctg}[(\gamma_{sat}/(\gamma_{sat}-\gamma_w))*(k_h/(1 \pm k_v))]$$

Terreno a permeabilità elevata

$$\theta = \text{arctg}[(\gamma/(\gamma_{sat}-\gamma_w))*(k_h/(1 \pm k_v))]$$

Detta *S* la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da

$$\Delta S = AS' - S$$

dove il coefficiente *A* vale

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2\beta\cos\theta}$$

In presenza di falda a monte, nel coefficiente *A* si tiene conto dell'influenza dei pesi di volume nel calcolo di θ.
Adottando il metodo di Mononobe-Okabe per il calcolo della spinta, il coefficiente *A* viene posto pari a 1.
Tale incremento di spinta è applicato a metà altezza della parete di spinta nel caso di forma rettangolare del diagramma di incremento sismico, allo stesso punto di applicazione della spinta statica nel caso in cui la forma del diagramma di incremento sismico è uguale a quella del diagramma statico.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali e verticali che si destano per effetto del sisma. Tali forze vengono valutate come

$$F_{iH} = k_h W \qquad F_{iV} = \pm k_v W$$

dove *W* è il peso del muro, del terreno soprastante la mensola di monte ed i relativi sovraccarichi e va applicata nel baricentro dei pesi.
Il metodo di Culmann tiene conto automaticamente dell'incremento di spinta. Basta inserire nell'equazione risolutiva la forza d'inerzia del cuneo di spinta. La superficie di rottura nel caso di sisma risulta meno inclinata della corrispondente superficie in assenza di sisma.

Verifica a ribaltamento

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (momento ribaltante M_r) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il muro (momento stabilizzante M_s) rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto M_s/M_r sia maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_r.
Eseguendo il calcolo mediante gli eurocodici si puo impostare $\eta_r >= 1.0$.

Deve quindi essere verificata la seguente diseguaglianza

$$\frac{M_s}{M_r} >= \eta_r$$

Il momento ribaltante M_r è dato dalla componente orizzontale della spinta *S*, dalle forze di inerzia del muro e del terreno gravante sulla fondazione di monte (caso di presenza di sisma) per i rispettivi bracci. Nel momento stabilizzante interviene il peso del muro (applicato nel baricentro) ed il peso del terreno gravante sulla fondazione di monte. Per quanto riguarda invece la componente verticale della spinta essa sarà stabilizzante se l'angolo d'attrito terra-muro δ è positivo, ribaltante se δ è negativo. δ è positivo quando è il terrapieno che scorre rispetto al muro, negativo quando è il muro che tende a scorrere rispetto al terrapieno (questo può essere il caso di una spalla da ponte gravata da carichi notevoli). Se sono presenti dei tiranti essi contribuiscono al momento stabilizzante.
Questa verifica ha significato solo per fondazione superficiale e non per fondazione su pali.

Verifica a scorrimento

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il muro deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento sisulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento F_r e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro F_s risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_s
Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_s >= 1.0$

$$\frac{F_r}{F_s} >= \eta_s$$

Le forze che intervengono nella F_s sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.
La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta *N* la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con δ_f l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_r la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_r = N \operatorname{tg} \delta_f + c_a B_r$$

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle del muro. In tal caso, però, il coefficiente di sicurezza deve essere aumentato opportunamente. L'aliquota di spinta passiva che si può considerare ai fini della verifica a scorrimento non può comunque superare il 50 percento.
Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione, δ_f, diversi autori suggeriscono di assumere un valore di δ_f pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

Verifica al carico limite

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore a η_q. Cioè, detto Q_u, il carico limite ed *R* la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$\frac{Q_u}{R} >= \eta_q$$

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_q >= 1.0$
Terzaghi ha proposto la seguente espressione per il calcolo della capacità portante di una fondazione superficiale.

$$q_u = cN_cs_c + qN_q + 0.5B\gamma N_\gamma s_\gamma$$

La simbologia adottata è la seguente:

c	coesione del terreno in fondazione;
ϕ	angolo di attrito del terreno in fondazione;
γ	peso di volume del terreno in fondazione;
B	larghezza della fondazione;
D	profondità del piano di posa;
q	pressione geostatica alla quota del piano di posa.

I fattori di capacità portante sono espressi dalle seguenti relazioni:

$$N_q = \frac{e^{2(0.75\pi-\phi/2)tg(\phi)}}{2\cos^2(45+\phi/2)}$$

$$N_c = (N_q - 1)ctg\phi$$

$$N_\gamma = \frac{tg\phi}{2}\left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2\phi} - 1\right)$$

I fattori di forma s_c e s_γ che compaiono nella espressione di q_u dipendono dalla forma della fondazione. In particolare valgono 1 per fondazioni nastriformi o rettangolari allungate e valgono rispettivamente 1.3 e 0.8 per fondazioni quadrate.

termine $K_{p\gamma}$ che compare nell'espressione di N_γ non ha un'espressione analitica. Pertanto si assume per N_γ l'espressione proposta da Meyerof

$$N_\gamma = (N_q - 1)tg(1.4*\phi)$$

Verifica alla stabilità globale

La verifica alla stabilità globale del complesso muro+terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a η_g

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_g >= 1.0$
Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento viene supposta circolare e determinata in modo tale da non avere intersezione con il profilo del muro o con i pali di fondazione. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità del muro. Il numero di strisce è pari a 50.

Si adotta per la verifica di stabilità globale il metodo di Bishop.

Il coefficiente di sicurezza nel metodo di Bishop si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\Sigma_i \left(\frac{c_ib_i+(W_i-u_ib_i)tg\phi_i}{m}\right)}{\Sigma_i W_i \sin\alpha_i}$$

dove il termine *m* è espresso da

$$m = \left(1 + \frac{tg\phi_i tg\alpha_i}{\eta}\right)\cos\alpha_i$$

In questa espressione *n* è il numero delle strisce considerate, b_i e α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i_{esima} rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia i_{esima} , c_i e ϕ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia ed u_i è la pressione neutra lungo la base della striscia.
L'espressione del coefficiente di sicurezza di Bishop contiene al secondo membro il termine *m* che è funzione di η. Quindi essa viene risolta per successive approsimazioni assumendo un valore iniziale per η da inserire nell'espressione di *m* ed iterare finquando il valore calcolato coincide con il valore assunto.

Normativa

N.T.C. 2018 - Approccio 2

Simbologia adottata

γ_{Gsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
γ_{Gfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
γ_{Qsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni variabili
γ_{Qfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni variabili
$\gamma_{tan\phi'}$	Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
$\gamma_{c'}$	Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
γ_{cu}	Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
γ_{qu}	Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo
γ_{γ}	Coefficiente parziale di riduzione della resistenza a compressione uniassiale delle rocce

Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

Carichi	*Effetto*		*A1*	*A2*	*EQU*	*HYD*
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1.00	1.00	0.90	0.90
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.30	1.00	1.10	1.30
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.50	1.30	1.50	1.50

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri		*M1*	*M2*	*M2*	*M1*
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi'}$	1.00	1.25	1.25	1.00
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25	1.25	1.00
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40	1.40	1.00
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1.00	1.60	1.60	1.00
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1.00	1.00	1.00	1.00

Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

Carichi	*Effetto*		*A1*	*A2*	*EQU*	*HYD*
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1.00	1.00	1.00	0.90
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.00	1.00	1.00	1.30
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.00	1.00	1.00	1.50

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri		*M1*	*M2*	*M2*	*M1*
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi'}$	1.00	1.25	1.25	1.00
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25	1.25	1.00
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40	1.40	1.00
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1.00	1.60	1.60	1.00
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1.00	1.00	1.00	1.00

FONDAZIONE SUPERFICIALE

Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO

Verifica	*Coefficienti parziali*		
	R1	R2	R3
Capacità portante della fondazione	1.00	1.00	1.40
Scorrimento	1.00	1.00	1.10
Resistenza del terreno a valle	1.00	1.00	1.40
Stabilità globale		1.10	

Geometria muro e fondazione

Descrizione	**Muro a gravità in pietrame**
Altezza del paramento	4.00 [m]
Spessore in sommità	0.80 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	1.39 [m]
Inclinazione paramento esterno	25.67 [°]
Inclinazione paramento interno	-18.43 [°]
Lunghezza del muro	10.00 [m]

Fondazione

Lunghezza mensola fondazione di valle	0.36 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	0.00 [m]
Lunghezza totale fondazione	1.75 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0.00 [°]
Spessore fondazione	1.00 [m]
Spessore magrone	0.00 [m]

Materiali utilizzati per la struttura

Pietrame

Peso specifico	2500.0 [kg/mc]
Tensione ammissibile a compressione σ_c	50.0 [kg/cmq]
Angolo di attrito interno ϕ_p	55.00 [°]
Resistenza a taglio τ_p	0.0 [kg/cmq]

Geometria profilo terreno a monte del muro

Simbologia adottata e sistema di riferimento
(Sistema di riferimento con origine in testa al muro, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

N numero ordine del punto
X ascissa del punto espressa in [m]
Y ordinata del punto espressa in [m]
A inclinazione del tratto espressa in [°]

N	**X**	**Y**	**A**
1	5.00	0.00	0.00

Terreno a valle del muro

Inclinazione terreno a valle del muro rispetto all'orizzontale	0.00	[°]
Altezza del rinterro rispetto all'attacco fondaz.valle-paramento	0.50	[m]

Falda

Quota della falda a monte del muro rispetto al piano di posa della fondazione	3.00	[m]
Quota della falda a valle del muro rispetto al piano di posa della fondazione	1.50	[m]

Descrizione terreni

Simbologia adottata

Nr.	Indice del terreno
Descrizione	Descrizione terreno
γ	Peso di volume del terreno espresso in [kg/mc]
γ_s	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kg/mc]
ϕ	Angolo d'attrito interno espresso in [°]
δ	Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°]
c	Coesione espressa in [kg/cmq]
c_a	Adesione terra-muro espressa in [kg/cmq]

Descrizione	γ	γ_s	ϕ	δ	c	c_a
Terreno 1	1800	2000	38.00	25.33	0.000	0.000

Stratigrafia

Simbologia adottata

N	Indice dello strato
H	Spessore dello strato espresso in [m]
a	Inclinazione espressa in [°]
Kw	Costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm²/cm
Ks	Coefficiente di spinta
Terreno	Terreno dello strato

Nr.	H	a	Kw	Ks	Terreno
1	8.00	0.00	10.49	0.00	Terreno 1

Condizioni di carico

Simbologia e convenzioni di segno adottate
Carichi verticali positivi verso il basso.
Carichi orizzontali positivi verso sinistra.
Momento positivo senso antiorario.

X	Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]
F_x	Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kg]
F_y	Componente verticale del carico concentrato espressa in [kg]
M	Momento espresso in [kgm]
X_i	Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]
X_f	Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]
Q_i	Intensità del carico per x=X_i espressa in [kg/m]
Q_f	Intensità del carico per x=X_f espressa in [kg/m]
D / C	Tipo carico : D=distribuito C=concentrato

Condizione n° 1 (Condizione 1)
D Profilo **X_i**=2.00 **X_f**=4.50 **Q_i**=2000.00 **Q_f**=2000.00

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

F/S	Effetto dell'azione (FAV: Favorevole, SFAV: Sfavorevole)
γ	Coefficiente di partecipazione della condizione
Ψ	Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Condizione 1	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 2 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0.90	1.00	0.90
Peso proprio terrapieno	FAV	0.90	1.00	0.90
Spinta terreno	SFAV	1.10	1.00	1.10
Condizione 1	SFAV	1.10	1.00	1.10

Combinazione n° 3 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 4 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 5 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 6 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 7 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 8 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 9 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Impostazioni di analisi

Calcolo della portanza metodo di Terzaghi

Coefficiente correttivo su Nγ per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLU): 1.00
Coefficiente correttivo su Nγ per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLE): 1.00

Impostazioni avanzate

Componente verticale della spinta nel calcolo delle sollecitazioni
Influenza del terreno sulla fondazione di valle nelle verifiche e nel calcolo delle sollecitazioni
Influenza della falda a valle sia come peso sia come spinta da valle
Terreno a monte a elevata permeabilità
Diagramma correttivo per eccentricità negativa con aliquota di parzializzazione pari a 0.80

Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

C	Identificativo della combinazione
Tipo	Tipo combinazione
Sisma	Combinazione sismica
CS_{SCO}	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
CS_{RIB}	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
CS_{QLIM}	Coeff. di sicurezza a carico limite
CS_{STAB}	Coeff. di sicurezza a stabilità globale

C	Tipo	Sisma	cs_{sco}	cs_{rib}	cs_{qlim}	cs_{stab}
1	A1-M1 - [1]	--	1.13	--	18.10	--
2	EQU - [1]	--	--	1.70	--	--
3	STAB - [1]	--	--	--	--	1.43
4	A1-M1 - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	1.46	--	15.08	--
5	A1-M1 - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	1.45	--	15.49	--
6	EQU - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	--	1.87	--	--
7	EQU - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	--	1.90	--	--
8	STAB - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1.38
9	STAB - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1.37

Analisi della spinta e verifiche

Sistema di riferimento adottato per le coordinate :
Origine in testa al muro (spigolo di monte)
Ascisse X (espresse in [m]) positive verso monte
Ordinate Y (espresse in [m]) positive verso l'alto
Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti da monte verso valle
Le forze verticali sono considerate positive se agenti dall'alto verso il basso

Calcolo riferito ad 1 metro di muro

Tipo di analisi

Calcolo della spinta	metodo di Culmann
Calcolo del carico limite	metodo di Terzaghi
Calcolo della stabilità globale	metodo di Bishop
Calcolo della spinta in condizioni di	Spinta attiva

Sisma

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo a_g	0.52 [m/s^2]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.80
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.18
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 1.71$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 0.85$
Forma diagramma incremento sismico	Stessa forma diagramma statico
Partecipazione spinta passiva (percento)	50.0
Lunghezza del muro	10.00 [m]
Peso muro	15321.56 [kg]
Baricentro del muro	X=-1.55 Y=-2.84

Superficie di spinta

Punto inferiore superficie di spinta	X = -1.33 Y = -5.00
Punto superiore superficie di spinta	X = 0.00 Y = 0.00
Altezza della superficie di spinta	5.00 [m]
Inclinazione superficie di spinta(rispetto alla verticale)	-14.93 [°]

COMBINAZIONE n° 1
Peso muro favorevole e Peso terrapieno favorevole

Valore della spinta statica	3426.45	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	3370.09	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	618.89	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = -0.88	[m]	Y = -3.31	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	25.33	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	51.57	[°]		
Spinta falda	5850.00	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta della falda	X = -1.33	[m]	Y = -4.00	[m]
Sottospinta falda	3411.61	[kg]		
Spinta falda da valle	1125.00	[kg]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	1199.65	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = -0.89	[m]	Y = -3.00	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	8095.09	[kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	14400.72	[kg]
Resistenza passiva a valle del muro	-2364.61	[kg]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	14400.72	[kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	8095.09	[kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.08	[m]
Lunghezza fondazione reagente	1.75	[m]
Risultante in fondazione	16520.03	[kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	29.34	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-1090.08	[kgm]
Carico ultimo della fondazione	260685.78	[kg]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	1.75	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0.6094	[kg/cmq]
Tensione terreno allo spigolo di monte	1.0368	[kg/cmq]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 77.50$	$N_q = 61.55$	$N_\gamma = 80.93$
Fattori forma	$s_c = 1.00$	$s_q = 1.00$	$s_\gamma = 1.00$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 77.50$	$N'_q = 61.55$	$N'_\gamma = 80.93$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.13
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	18.10

Sollecitazioni nel muro e verifica delle sezioni

Combinazione n° 1

L'ordinata Y(espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro
Le verifiche sono effettuate assumendo una base della sezione B=100 cm

H	altezza della sezione espressa in [cm]
N	sforzo normale [kg]
M	momento flettente [kgm]
T	taglio [kg]
e	eccentricità dello sforzo rispetto al baricentro [cm]
σ_p	tensione di compressione massima nel pietrame in [kg/cmq]
Ms	momento stabilizzante [kgm]
Mr	momento ribaltante [kgm]
Cs	coeff. di sicurezza allo scorrimento
Cr	coeff. di sicurezza al ribaltamento

Nr.	Y	H	N	M	T	e	σ_p	Ms	Mr	Cs	Cr
1	0.40	85.90	828	-69	20	8.28	0.04	427	3	57.86	156.73
2	1.00	94.74	2173	-418	128	19.21	0.51	1493	43	24.31	35.08
3	1.60	103.58	3644	-1042	327	28.59	1.05	3118	174	15.92	17.88
4	2.20	112.42	5239	-1917	641	36.58	1.78	5353	455	11.67	11.77
5	2.80	121.27	6955	-2921	1380	41.99	2.49	8246	1035	7.20	7.97
6	3.40	130.11	8791	-3786	2638	43.06	2.67	11843	2215	4.76	5.35
7	4.00	138.95	10747	-4259	4252	39.63	2.40	16223	4305	3.61	3.77

COMBINAZIONE n° 2

Valore della spinta statica	4405.05	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	4382.38	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	446.36	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = -0.89	[m]	Y = -3.33	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	20.74	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	48.01	[°]		
Spinta falda	4950.00	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta della falda	X = -1.33	[m]	Y = -4.00	[m]
Sottospinta falda	2886.74	[kg]		
Spinta falda da valle	1012.50	[kg]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	1079.69	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = -0.89	[m]	Y = -3.00	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	8319.88	[kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	13033.71	[kg]
Resistenza passiva a valle del muro	-1648.08	[kg]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	14788.31	[kgm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	25138.02	[kgm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	13033.71	[kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	8319.88	[kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.08	[m]
Lunghezza fondazione reagente	1.75	[m]
Risultante in fondazione	15462.79	[kg]

Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	32.55	[°]		
Momento rispetto al baricentro della fondazione	1051.79	[kgm]		

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	1.70			

COMBINAZIONE n° 4

Valore della spinta statica	2635.73	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	2592.38	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	476.07	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = -0.88	[m]	Y = -3.31	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	25.33	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	51.57	[°]		
Incremento sismico della spinta	316.78	[kg]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = -0.88	[m]	Y = -3.31	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	50.64	[°]		
Spinta falda	4500.00	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta della falda	X = -1.33	[m]	Y = -4.00	[m]
Sottospinta falda	2624.31	[kg]		
Spinta falda da valle	1125.00	[kg]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	1199.65	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = -0.89	[m]	Y = -3.00	[m]
Inerzia del muro	261.98	[kg]		
Inerzia verticale del muro	130.99	[kg]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	20.51	[kg]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	10.26	[kg]		

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	6568.84	[kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	15243.66	[kg]
Resistenza passiva a valle del muro	-2364.61	[kg]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	15243.66	[kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	6568.84	[kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.17	[m]
Lunghezza fondazione reagente	1.75	[m]
Risultante in fondazione	16598.76	[kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	23.31	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-2596.55	[kgm]
Carico ultimo della fondazione	229810.88	[kg]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	1.75	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0.3623	[kg/cmq]
Tensione terreno allo spigolo di monte	1.3803	[kg/cmq]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 77.50$	$N_q = 61.55$	$N_\gamma = 80.93$
Fattori forma	$s_c = 1.00$	$s_q = 1.00$	$s_\gamma = 1.00$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 77.50$	$N'_q = 61.55$	$N'_\gamma = 80.93$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.46
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	15.08

Sollecitazioni nel muro e verifica delle sezioni

Combinazione n° 4

L'ordinata Y(espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro
Le verifiche sono effettuate assumendo una base della sezione B=100 cm

H	altezza della sezione espressa in [cm]
N	sforzo normale [kg]
M	momento flettente [kgm]
T	taglio [kg]
e	eccentricità dello sforzo rispetto al baricentro [cm]
σ_p	tensione di compressione massima nel pietrame in [kg/cmq]
Ms	momento stabilizzante [kgm]
Mr	momento ribaltante [kgm]

Cs coeff. di sicurezza allo scorrimento
Cr coeff. di sicurezza al ribaltamento

Nr.	Y	H	N	M	T	e	σ_p	Ms	Mr	Cs	Cr
1	0.40	85.90	827	-66	32	7.97	0.04	427	5	37.49	83.41
2	1.00	94.74	2171	-405	146	18.64	0.50	1490	54	21.28	27.47
3	1.60	103.58	3638	-1017	340	27.96	1.02	3109	196	15.28	15.86
4	2.20	112.42	5228	-1885	632	36.06	1.73	5335	480	11.81	11.13
5	2.80	121.27	6938	-2919	1258	42.07	2.49	8214	1026	7.87	8.00
6	3.40	130.11	8767	-3914	2290	44.64	2.86	11793	2071	5.47	5.70
7	4.00	138.95	10714	-4680	3601	43.68	2.77	16143	3855	4.25	4.19

Stabilità globale muro + terreno

Combinazione n° 9
Le ascisse X sono considerate positive verso monte
Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto
Origine in testa al muro (spigolo contro terra)
W peso della striscia espresso in [kg]
α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)
ϕ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kg/cmq]
b larghezza della striscia espressa in [m]
u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kg/cmq]

Metodo di Bishop
Numero di cerchi analizzati 36
Numero di strisce 25

Cerchio critico
Coordinate del centro X[m]= -3.39 Y[m]= 1.89
Raggio del cerchio R[m]= 7.19
Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -8.17
Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 3.55
Larghezza della striscia dx[m]= 0.47
Coefficiente di sicurezza C= 1.37
Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	α(°)	W$\sin\alpha$	b/$\cos\alpha$	ϕ	c	u
1	1458.76	69.25	1364.11	1.32	32.01	0.00	0.00
2	2329.30	60.46	2026.54	0.95	32.01	0.00	0.00
3	2980.83	53.53	2396.98	0.79	32.01	0.00	0.04
4	2866.41	47.61	2117.10	0.70	32.01	0.00	0.10
5	3021.72	42.31	2034.17	0.63	32.01	0.00	0.14
6	3389.71	37.43	2060.42	0.59	32.01	0.00	0.18
7	3699.63	32.86	2007.21	0.56	32.01	0.00	0.21
8	3996.29	28.51	1907.30	0.53	32.01	0.00	0.24
9	4436.17	24.33	1827.73	0.51	32.01	0.00	0.12
10	4744.16	20.29	1645.06	0.50	32.01	0.00	0.14
11	4312.97	16.35	1214.15	0.49	32.01	0.00	0.15
12	3435.71	12.49	743.05	0.48	32.01	0.00	0.16
13	2385.20	8.69	360.26	0.47	32.01	0.00	0.17
14	1911.27	4.92	164.00	0.47	32.01	0.00	0.18
15	1718.95	1.18	35.37	0.47	32.01	0.00	0.18
16	1678.42	-2.56	-74.95	0.47	32.01	0.00	0.18
17	1644.33	-6.31	-180.69	0.47	32.01	0.00	0.18
18	1580.99	-10.09	-276.87	0.48	32.01	0.00	0.17
19	1487.56	-13.91	-357.55	0.48	32.01	0.00	0.16
20	1362.71	-17.79	-416.44	0.49	32.01	0.00	0.15
21	1204.55	-21.77	-446.70	0.50	32.01	0.00	0.13
22	1010.45	-25.86	-440.66	0.52	32.01	0.00	0.11
23	776.80	-30.09	-389.46	0.54	32.01	0.00	0.08
24	498.55	-34.52	-282.50	0.57	32.01	0.00	0.05
25	168.49	-39.19	-106.48	0.60	32.01	0.00	0.02

ΣW_i= 58099.93 [kg]
$\Sigma W_i \sin\alpha_i$= 18931.16 [kg]
$\Sigma W_i \tan\phi_i$= 36314.12 [kg]
$\Sigma \tan\alpha_i \tan\phi_i$= 4.65

ALLEGATO 2

– Verifiche di stabilità delle scogliere di valle

Calcolo della spinta sul muro

Per la metodologia di calcolo utilizzata per le verifiche condotte si rimanda all'ALLEGATO 1.

Normativa

N.T.C. 2018 - Approccio 2

Simbologia adottata

γ_{Gsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
γ_{Gfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
γ_{Qsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni variabili
γ_{Qfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni variabili
$\gamma_{tan\phi'}$	Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
$\gamma_{c'}$	Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
γ_{cu}	Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
γ_{qu}	Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo
γ_{γ}	Coefficiente parziale di riduzione della resistenza a compressione uniassiale delle rocce

Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

Carichi	*Effetto*		*A1*	*A2*	*EQU*	*HYD*
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1.00	1.00	0.90	0.90
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.30	1.00	1.10	1.30
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.50	1.30	1.50	1.50

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri		*M1*	*M2*	*M2*	*M1*
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi'}$	1.00	1.25	1.25	1.00
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25	1.25	1.00
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40	1.40	1.00
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1.00	1.60	1.60	1.00
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1.00	1.00	1.00	1.00

Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

Carichi	*Effetto*		*A1*	*A2*	*EQU*	*HYD*
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1.00	1.00	1.00	0.90
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.00	1.00	1.00	1.30
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.00	1.00	1.00	1.50

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri		*M1*	*M2*	*M2*	*M1*
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi'}$	1.00	1.25	1.25	1.00
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25	1.25	1.00
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40	1.40	1.00
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1.00	1.60	1.60	1.00
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1.00	1.00	1.00	1.00

FONDAZIONE SUPERFICIALE

Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO

Verifica	*Coefficienti parziali*		
	R1	R2	R3
Capacità portante della fondazione	1.00	1.00	1.40
Scorrimento	1.00	1.00	1.10
Resistenza del terreno a valle	1.00	1.00	1.40
Stabilità globale		1.10	

Geometria muro e fondazione

Descrizione	**Muro a gravità in pietrame**
Altezza del paramento	4.00 [m]
Spessore in sommità	0.80 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	1.47 [m]
Inclinazione paramento esterno	33.69 [°]
Inclinazione paramento interno	-26.57 [°]
Lunghezza del muro	10.00 [m]

Fondazione

Lunghezza mensola fondazione di valle	0.36 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	0.00 [m]
Lunghezza totale fondazione	1.83 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0.00 [°]
Spessore fondazione	1.00 [m]
Spessore magrone	0.00 [m]

Materiali utilizzati per la struttura

Pietrame

Peso specifico	2400.0 [kg/mc]
Tensione ammissibile a compressione σ_c	50.0 [kg/cmq]
Angolo di attrito interno ϕ_p	55.00 [°]
Resistenza a taglio τ_p	0.0 [kg/cmq]

Geometria profilo terreno a monte del muro

Simbologia adottata e sistema di riferimento
(Sistema di riferimento con origine in testa al muro, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

N numero ordine del punto
X ascissa del punto espressa in [m]
Y ordinata del punto espressa in [m]
A inclinazione del tratto espressa in [°]

N	X	Y	A
1	5.00	0.00	0.00

Terreno a valle del muro

Inclinazione terreno a valle del muro rispetto all'orizzontale	0.00	[°]
Altezza del rinterro rispetto all'attacco fondaz.valle-paramento	0.50	[m]

Falda

Quota della falda a monte del muro rispetto al piano di posa della fondazione	3.00	[m]
Quota della falda a valle del muro rispetto al piano di posa della fondazione	1.50	[m]

Descrizione terreni

Simbologia adottata

Nr.	Indice del terreno
Descrizione	Descrizione terreno
γ	Peso di volume del terreno espresso in [kg/mc]
γ_s	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kg/mc]
ϕ	Angolo d'attrito interno espresso in [°]
δ	Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°]
c	Coesione espressa in [kg/cmq]
c_a	Adesione terra-muro espressa in [kg/cmq]

Descrizione	γ	γ_s	ϕ	δ	c	c_a
Terreno 1	1800	2000	38.00	25.33	0.000	0.000

Stratigrafia

Simbologia adottata

N	Indice dello strato
H	Spessore dello strato espresso in [m]
a	Inclinazione espressa in [°]
Kw	Costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm²/cm
Ks	Coefficiente di spinta
Terreno	Terreno dello strato

Nr.	H	a	Kw	Ks	Terreno
1	8.00	0.00	10.61	0.00	Terreno 1

Condizioni di carico

Simbologia e convenzioni di segno adottate
Carichi verticali positivi verso il basso.
Carichi orizzontali positivi verso sinistra.
Momento positivo senso antiorario.

X	Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]
F_x	Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kg]
F_y	Componente verticale del carico concentrato espressa in [kg]
M	Momento espresso in [kgm]
X_i	Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]
X_f	Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]
Q_i	Intensità del carico per x=X_i espressa in [kg/m]
Q_f	Intensità del carico per x=X_f espressa in [kg/m]
D / C	Tipo carico : D=distribuito C=concentrato

Condizione n° 1 (Condizione 1)

D	Profilo	X_i=2.00	X_f=4.50	Q_i=2000.00	Q_f=2000.00

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

F/S	Effetto dell'azione (FAV: Favorevole, SFAV: Sfavorevole)
γ	Coefficiente di partecipazione della condizione
Ψ	Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Condizione 1	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 2 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0.90	1.00	0.90
Peso proprio terrapieno	FAV	0.90	1.00	0.90
Spinta terreno	SFAV	1.10	1.00	1.10
Condizione 1	SFAV	1.10	1.00	1.10

Combinazione n° 3 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 4 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 5 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 6 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 7 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 8 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 9 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	SFAV	1.00	1.00	1.00

Impostazioni di analisi

Calcolo della portanza metodo di Terzaghi

Coefficiente correttivo su Nγ per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLU): 1.00
Coefficiente correttivo su Nγ per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLE): 1.00

Impostazioni avanzate

Componente verticale della spinta nel calcolo delle sollecitazioni
Influenza del terreno sulla fondazione di valle nelle verifiche e nel calcolo delle sollecitazioni
Influenza della falda a valle sia come peso sia come spinta da valle
Terreno a monte a elevata permeabilità
Diagramma correttivo per eccentricità negativa con aliquota di parzializzazione pari a 0.80

Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

C	Identificativo della combinazione
Tipo	Tipo combinazione
Sisma	Combinazione sismica
CS_{SCO}	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
CS_{RIB}	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
CS_{QLIM}	Coeff. di sicurezza a carico limite
CS_{STAB}	Coeff. di sicurezza a stabilità globale

C	Tipo	Sisma	CS_{sco}	CS_{rib}	CS_{qlim}	CS_{stab}
1	A1-M1 - [1]	--	1.29	--	10.52	--
2	EQU - [1]	--	--	2.17	--	--
3	STAB - [1]	--	--	--	--	1.46
4	A1-M1 - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	1.66	--	8.63	--
5	A1-M1 - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	1.65	--	8.91	--
6	EQU - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	--	2.37	--	--
7	EQU - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	--	2.42	--	--
8	STAB - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1.40
9	STAB - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1.39

Analisi della spinta e verifiche

Sistema di riferimento adottato per le coordinate :
Origine in testa al muro (spigolo di monte)
Ascisse X (espresse in [m]) positive verso monte
Ordinate Y (espresse in [m]) positive verso l'alto
Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti da monte verso valle
Le forze verticali sono considerate positive se agenti dall'alto verso il basso

Calcolo riferito ad 1 metro di muro

Tipo di analisi

Calcolo della spinta	metodo di Culmann
Calcolo del carico limite	metodo di Terzaghi
Calcolo della stabilità globale	metodo di Bishop
Calcolo della spinta in condizioni di	Spinta attiva

Sisma

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo a_g	0.52 [m/s^2]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.80
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.18
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 1.71$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 0.85$
Forma diagramma incremento sismico	Stessa forma diagramma statico
Partecipazione spinta passiva (percento)	50.0
Lunghezza del muro	10.00 [m]
Peso muro	15260.84 [kg]
Baricentro del muro	X=-2.04 Y=-2.86

Superficie di spinta

Punto inferiore superficie di spinta	X = -2.00 Y = -5.00
Punto superiore superficie di spinta	X = 0.00 Y = 0.00
Altezza della superficie di spinta	5.00 [m]
Inclinazione superficie di spinta(rispetto alla verticale)	-21.81 [°]

COMBINAZIONE n° 1
Peso muro favorevole e Peso terrapieno favorevole

Valore della spinta statica	2389.49	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	2384.96	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	147.03	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = -1.31	[m]	Y = -3.26	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	25.33	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	48.94	[°]		
Spinta falda	5850.00	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta della falda	X = -2.00	[m]	Y = -4.00	[m]
Sottospinta falda	3561.14	[kg]		
Spinta falda da valle	1125.00	[kg]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	1800.39	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = -1.33	[m]	Y = -3.00	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	7109.96	[kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	14384.44	[kg]
Resistenza passiva a valle del muro	-2364.61	[kg]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	14384.44	[kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	7109.96	[kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.46	[m]
Lunghezza fondazione reagente	1.37	[m]
Risultante in fondazione	16045.68	[kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	26.30	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-6583.93	[kgm]
Carico ultimo della fondazione	151394.35	[kg]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	1.37	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0.0000	[kg/cmq]
Tensione terreno allo spigolo di monte	2.1058	[kg/cmq]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 77.50$	$N_q = 61.55$	$N_\gamma = 80.93$
Fattori forma	$s_c = 1.00$	$s_q = 1.00$	$s_\gamma = 1.00$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 77.50$	$N'_q = 61.55$	$N'_\gamma = 80.93$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.29
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	10.52

Sollecitazioni nel muro e verifica delle sezioni

Combinazione n° 1

L'ordinata Y(espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro
Le verifiche sono effettuate assumendo una base della sezione B=100 cm

H	altezza della sezione espressa in [cm]
N	sforzo normale [kg]
M	momento flettente [kgm]
T	taglio [kg]
e	eccentricità dello sforzo rispetto al baricentro [cm]
σ_p	tensione di compressione massima nel pietrame in [kg/cmq]
Ms	momento stabilizzante [kgm]
Mr	momento ribaltante [kgm]
Cs	coeff. di sicurezza allo scorrimento
Cr	coeff. di sicurezza al ribaltamento

Nr.	Y	H	N	M	T	e	σ_p	Ms	Mr	Cs	Cr
1	0.00	80.00	0	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00
2	0.20	83.33	390	-25	3	6.32	0.03	187	0	164.35	829.26
3	0.40	86.66	792	-99	14	12.47	0.01	443	2	83.42	245.44
4	0.60	89.99	1205	-223	30	18.47	0.30	771	6	56.44	126.39
5	0.80	93.32	1630	-397	54	24.32	0.49	1171	14	42.95	81.03
6	1.00	96.66	2067	-621	85	30.03	0.75	1648	28	34.86	58.35
7	1.20	99.99	2516	-896	122	35.61	1.17	2201	49	29.46	45.12
8	1.40	103.32	2977	-1222	166	41.05	1.87	2835	77	25.61	36.60
9	1.60	106.65	3449	-1599	217	46.36	3.30	3551	116	22.72	30.71
10	1.80	109.98	3933	-2028	274	51.56	7.65	4352	165	20.47	26.43
11	2.00	113.31	4429	-2509	339	56.64	1000.00	5239	226	18.68	23.20
12	2.20	116.64	4937	-3040	434	61.58	--	6215	302	16.25	20.57
13	2.40	119.97	5457	-3614	585	66.24	--	7282	403	13.31	18.06
14	2.60	123.30	5988	-4222	793	70.51	--	8443	540	10.79	15.63
15	2.80	126.64	6531	-4853	1055	74.31	--	9699	724	8.84	13.40
16	3.00	129.97	7086	-5499	1374	77.59	--	11054	966	7.36	11.44
17	3.20	133.30	7653	-6149	1749	80.34	--	12508	1277	6.25	9.79
18	3.40	136.63	8232	-6795	2179	82.54	--	14065	1669	5.40	8.43
19	3.60	139.96	8823	-7426	2658	84.17	--	15727	2153	4.74	7.31
20	3.80	143.29	9426	-8039	3148	85.29	--	17501	2739	4.28	6.39
21	4.00	146.62	10040	-8635	3641	86.01	--	19400	3439	3.94	5.64

COMBINAZIONE n° 2

Valore della spinta statica	3401.37	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	3400.78	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	-63.08	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = -1.33	[m]	Y = -3.33	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	20.74	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	45.51	[°]		
Spinta falda	4950.00	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta della falda	X = -2.00	[m]	Y = -4.00	[m]
Sottospinta falda	3013.28	[kg]		
Spinta falda da valle	1012.50	[kg]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	1620.35	[kg]		

Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = -1.33	[m]	Y = -3.00	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	7338.28	[kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	12942.35	[kg]
Resistenza passiva a valle del muro	-1648.08	[kg]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	13540.17	[kgm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	29333.51	[kgm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	12942.35	[kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	7338.28	[kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.31	[m]
Lunghezza fondazione reagente	1.82	[m]
Risultante in fondazione	14878.00	[kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	29.55	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-3975.49	[kgm]

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	2.17

COMBINAZIONE n° 4

Valore della spinta statica	1838.07	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	1834.58	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	113.10	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = -1.31	[m]	Y = -3.26	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	25.33	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	48.94	[°]		
Incremento sismico della spinta	271.58	[kg]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = -1.31	[m]	Y = -3.26	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	48.07	[°]		
Spinta falda	4500.00	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta della falda	X = -2.00	[m]	Y = -4.00	[m]
Sottospinta falda	2739.34	[kg]		
Spinta falda da valle	1125.00	[kg]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	1800.39	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = -1.33	[m]	Y = -3.00	[m]
Inerzia del muro	260.95	[kg]		
Inerzia verticale del muro	130.47	[kg]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	30.78	[kg]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	15.39	[kg]		

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	5780.49	[kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	15334.89	[kg]
Resistenza passiva a valle del muro	-2364.61	[kg]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	15334.89	[kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	5780.49	[kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.52	[m]
Lunghezza fondazione reagente	1.19	[m]
Risultante in fondazione	16388.20	[kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	20.65	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-7899.46	[kgm]
Carico ultimo della fondazione	132306.38	[kg]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	1.19	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0.0000	[kg/cmq]
Tensione terreno allo spigolo di monte	2.5688	[kg/cmq]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 77.50$	$N_q = 61.55$	$N_\gamma = 80.93$
Fattori forma	$s_c = 1.00$	$s_q = 1.00$	$s_\gamma = 1.00$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 77.50$	$N'_q = 61.55$	$N'_\gamma = 80.93$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.66
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	8.63

Sollecitazioni nel muro e verifica delle sezioni

Combinazione n° 4
L'ordinata Y(espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro
Le verifiche sono effettuate assumendo una base della sezione B=100 cm
H altezza della sezione espressa in [cm]
N sforzo normale [kg]
M momento flettente [kgm]
T taglio [kg]
e eccentricità dello sforzo rispetto al baricentro [cm]
σ_p tensione di compressione massima nel pietrame in [kg/cmq]
Ms momento stabilizzante [kgm]
Mr momento ribaltante [kgm]
Cs coeff. di sicurezza allo scorrimento
Cr coeff. di sicurezza al ribaltamento

Nr.	Y	H	N	M	T	e	σ_p	Ms	Mr	Cs	Cr
1	0.00	80.00	0	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00
2	0.20	83.33	390	-24	10	6.16	0.03	187	1	57.95	217.93
3	0.40	86.66	792	-96	25	12.17	0.01	444	4	44.67	104.37
4	0.60	89.99	1205	-217	47	18.04	0.30	771	11	36.55	67.69
5	0.80	93.32	1630	-388	75	23.77	0.47	1172	23	31.06	49.87
6	1.00	96.66	2068	-607	109	29.38	0.73	1648	42	27.11	39.44
7	1.20	99.99	2516	-877	149	34.87	1.11	2202	67	24.13	32.64
8	1.40	103.32	2977	-1198	195	40.23	1.74	2836	102	21.79	27.87
9	1.60	106.65	3450	-1569	247	45.49	2.93	3552	146	19.92	24.35
10	1.80	109.98	3934	-1992	306	50.64	6.02	4353	201	18.38	21.65
11	2.00	113.31	4430	-2467	370	55.68	30.25	5241	269	17.11	19.52
12	2.20	116.64	4938	-2992	459	60.60	--	6217	351	15.37	17.73
13	2.40	119.97	5458	-3564	591	65.29	--	7285	455	13.18	16.01
14	2.60	123.30	5990	-4173	768	69.67	--	8446	590	11.15	14.31
15	2.80	126.64	6533	-4813	987	73.68	--	9703	765	9.45	12.69
16	3.00	129.97	7089	-5478	1250	77.28	--	11058	988	8.10	11.19
17	3.20	133.30	7656	-6160	1557	80.46	--	12514	1268	7.02	9.87
18	3.40	136.63	8235	-6852	1907	83.21	--	14072	1613	6.17	8.72
19	3.60	139.96	8826	-7547	2295	85.51	--	15734	2033	5.49	7.74
20	3.80	143.29	9429	-8243	2692	87.42	--	17508	2536	5.00	6.90
21	4.00	146.62	10043	-8939	3092	89.01	--	19403	3131	4.64	6.20

Stabilità globale muro + terreno

Combinazione n° 9
Le ascisse X sono considerate positive verso monte
Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto
Origine in testa al muro (spigolo contro terra)
W peso della striscia espresso in [kg]
α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)
ϕ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kg/cmq]
b larghezza della striscia espressa in [m]
u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kg/cmq]

Metodo di Bishop
Numero di cerchi analizzati 36
Numero di strisce 25

Cerchio critico
Coordinate del centro X[m]= -3.47 Y[m]= 2.31
Raggio del cerchio R[m]= 7.46
Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -8.16
Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 3.63
Larghezza della striscia dx[m]= 0.47
Coefficiente di sicurezza C= 1.39
Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	α(°)	W$\sin\alpha$	b/$\cos\alpha$	ϕ	c	u
1	1413.99	66.96	1301.22	1.21	32.01	0.00	0.00
2	2219.93	59.15	1905.93	0.92	32.01	0.00	0.00
3	2837.66	52.63	2255.31	0.78	32.01	0.00	0.02
4	2852.41	46.99	2085.88	0.69	32.01	0.00	0.08
5	2861.44	41.90	1911.06	0.63	32.01	0.00	0.12
6	3229.83	37.19	1952.51	0.59	32.01	0.00	0.16
7	3541.79	32.77	1916.86	0.56	32.01	0.00	0.20
8	3816.16	28.55	1823.82	0.54	32.01	0.00	0.22

9	4086.00	24.50	1694.23	0.52	32.01	0.00	0.10
10	4367.00	20.57	1534.46	0.50	32.01	0.00	0.12
11	4025.50	16.75	1159.80	0.49	32.01	0.00	0.13
12	3599.35	12.99	809.34	0.48	32.01	0.00	0.15
13	3210.66	9.30	518.86	0.48	32.01	0.00	0.15
14	2467.54	5.64	242.69	0.47	32.01	0.00	0.16
15	1844.31	2.01	64.74	0.47	32.01	0.00	0.16
16	1699.43	-1.61	-47.83	0.47	32.01	0.00	0.16
17	1519.94	-5.24	-138.92	0.47	32.01	0.00	0.16
18	1464.71	-8.90	-226.51	0.48	32.01	0.00	0.16
19	1380.23	-12.59	-300.75	0.48	32.01	0.00	0.15
20	1265.40	-16.33	-355.78	0.49	32.01	0.00	0.13
21	1118.64	-20.15	-385.28	0.50	32.01	0.00	0.12
22	937.73	-24.06	-382.30	0.52	32.01	0.00	0.10
23	719.67	-28.10	-338.94	0.53	32.01	0.00	0.08
24	460.35	-32.29	-245.94	0.56	32.01	0.00	0.05
25	154.03	-36.70	-92.04	0.59	32.01	0.00	0.02

ΣW_i= 57093.70 [kg]
$\Sigma W_i \sin\alpha_i$= 18662.43 [kg]
$\Sigma W_i \tan\phi_i$= 35685.19 [kg]
$\Sigma \tan\alpha_i \tan\phi_i$= 4.62