

COMUNE DI CARRARA

PROVINCIA DI MASSA CARRARA

PIANO DI COLTIVAZIONE CAVA DENOMINATA "VERDICHIARA" N. 88

COORDINATO CON PIANO DI COLTIVAZIONE
CAVA DENOMINATA "FANTISCRITTI B" N. 92



REDATTA AI SENSI DELLA L.R. 10/10 E L.R. 35/15

ESERCENTE:

F.T. Cave S.r.l.

TITOLO:

**RELAZIONE STABILITA'
RAVANETO**

II TECNICO:

Dott. Ing. Massimo Gardenato
ingegnere minerario



TAV.:

DATA:

AGOSTO 2025

FILE:

RelStabRav_25_88



via G.Pascoli, 44 55032 Castelnuovo Garf.na (LU) - via di Turigliano, 24a 54033 Carrara (MS)
Tel. 0585 093077 e e-mail: studio@rocnnet.net



RELAZIONE STABILITA' RAVANETO

Premessa

In questa relazione si ripropone la verifica di stabilità del ravaneto a pericolosità geomorfologica elevata e del muro di contenimento posto al piede dello stesso, presente al punto 3) delle richieste dell'Az.USL Toscana Nord Ovest e all'Autorità di Bacino del precedente piano.

Analisi di stabilità scarpata

In questo paragrafo quindi si intende verificare sia la stabilità della scarpata così come allo stato attuale lungo la sezione di massima pendenza sia allo stato attuale che nel progetto. Nell'allegato I della presente relazione si riporta un estratto della normativa vigente e il calcolo dei coefficienti sismici da considerare nelle successive analisi.

Caratterizzazione dei parametri geotecnici del deposito.

Al fine di compiere l'analisi di stabilità è essenziale determinare un valore dell'angolo di attrito interno da avere come riferimento nelle scelte progettuali.

Sulla base della nomenclatura proposta da Baroni *et al.* gli elementi granulometrici sono i seguenti:

- informi*: blocchi con dimensioni minime superiori ai 50 cm, non utilizzabili a scopi commerciali per la forma irregolare;
- pezzame*: clasti con dimensioni variabili dai 30 ai 50cm;
- sassi*: clasti di dimensione variabile tra i 10 e 30cm;
- fine*: clasti di dimensione inferiori ai 10 cm;
- terre*: elementi con dimensioni dalle argille alle ghiaie.

Si riconosce comunque che il deposito è un assemblaggio di particelle e clasti di varia pezzatura fino ai blocchi metrici che manifesta un comportamento variabile riconducibile tuttavia a quello di un *rockfill*, cioè di un ammasso di materiale incoerente di granulometria controllata, utilizzato per la costruzione dei paramenti delle dighe in terra, tranne evidentemente nelle zone dove le terre (vale a dire il materiale francamente granulare) prevalgono costituendo stratificazione d'importante spessore. Queste particolari situazioni locali sono escluse dall'analisi di questo rapporto.

COMMITTENTE: F.T. Cave s.r.l.

OGGETTO: Relazione Tecnica stabilità ravaneto PGME – Piano di coltivazione cava “Verdichiara” n°88

DATA: Settembre 2025



Come riportato ampiamente nella letteratura scientifica i *rockfill* hanno risposta meccanica paragonabile a quella di un giunto in roccia.

Barton introdusse la seguente relazione empirica per la resistenza a taglio di giunti di roccia:

$$\tau_{n,f} = \sigma_{n,f} \tan \left[JRC \log \left(\frac{JCS}{\sigma_{n,f}} \right) + \varphi_b \right]$$

dove $\tau_{n,f}$ è la resistenza d'attrito di picco, $\sigma_{n,f}$ la tensione normale agente sul piano di rottura efficace, *JRC* il *Joint Roughness Coefficient*, *JCS* il *Joint wall Compressive Strength*, φ_b angolo d'attrito di base o residuo.

Il modello per la stima della resistenza al taglio proposto per un *rockfill* è concettualmente identico al modello applicato ai giunti di roccia (modello di Barton e Kjaensrli, BK). I parametri che specializzano il *rockfill* nel modello sono la rugosità equivalente *R* (*effective roughness*), che sostituisce *JRC*, e la resistenza alla frantumazione dei clasti *S*, che sostituisce *JCS*. Questi sono funzione della porosità dell'accumulo e del grado di compattazione, della dimensione dei clasti, nonché della tipologia di prova (taglio piano, triassiale). In formula:

$$\tau_{n,f} = \sigma_{n,f} \tan \left[R \log \left(\frac{S}{\sigma_{n,f}} \right) + \varphi_b \right]$$

Il modello BK ha il pregio di considerare la dilatanza che un sistema compatto di blocchi sufficientemente incastrati manifesta sotto sforzo di taglio in assenza di vincoli alla variazione volumetrica in condizioni drenate. La dilatanza si traduce in un angolo d'attrito apparente più pronunciato ai livelli tensionali bassi, corrispondenti agli strati più superficiali degli accumuli. All'aumento dello stato tensionale la graduale soppressione a seguito di disgregazione degli spigoli dei clasti e delle asperità (come nei giunti) porta ad una riduzione dell'angolo d'attrito fino al valore tendenziale corrispondente a quello della polvere di marmo o a quello che si manifesta tra superfici lisce di blocchi dello stesso materiale.

Al fine di definire i parametri del criterio di rottura nel 2013 è stato realizzato uno studio sul ravaneto in indagine e quello limitrofo del Canale di Fiordichiara in cui sono state eseguite una serie di prove di *tilting* e di taglio con carico variabile in sito utilizzando cassoni in lamiera di ferro di 1.5 x 3.0 x 0.5 m³ sovrapposti e riempiti con materiale riveniente dai ravaneti di vari mucchi differenti prelevati sia nella cava in oggetto che in quelle limitrofe sulla scorta dello studio originale di Barton.

COMMITTENTE: F.T. Cave s.r.l.

OGGETTO: Relazione Tecnica stabilità ravaneto PGME – Piano di coltivazione cava “Verdichiara” n°88

DATA: Settembre 2025



Apparecchiatura utilizzata per le prove di taglio e di tilt test.

Le prove effettuate riferiscono a livelli tensionali bassi e per un materiale non addensato, in accordo alla mancanza di costipamento dei clasti nello strato superficiale dei ravaneti ed alla potenzialità dei macchinari di movimentazione carico resi disponibili nei siti di cava.

La rispondenza del campione, in considerazione della sua dimensione, al comportamento del materiale negli strati superficiali del ravaneto può tuttavia considerarsi piena. Poiché i valori della tensione normale operante sul piano di rottura (sia nei tilt test che nelle prove di taglio diretto) sono modesti, i risultati si collocano (come descritto in seguito) nella parte iniziale del criterio di rottura, con tendenza sensibilmente lineare. Di conseguenza per l'interpolazione dei dati si è utilizzata una relazione di regressione lineare. Ne consegue che per tutti i mucchi per lo stato tensionale saggiato, corrispondente grossomodo a meno di 5 metri di copertura, si è introdotto in definitiva un criterio di resistenza a taglio alla Mohr-Coulomb (MC):

$$\tau_{n,f} = \sigma_{n,f} \tan \varphi + c$$

caratterizzato dai due parametri φ angolo d'attrito e c coesione. Si rimarca che i valori di coesione sono pressoché trascurabili, in accordo alla natura tipicamente incoerente dei materiali di ravaneto costituenti i mucchi saggiati. Alla luce dei risultati conseguiti con suddette prove si può affermare che i mucchi esibiscono resistenza variabile con la profondità,



riconoscendosi per la parte più superficiale un angolo d'attrito sui 50° dovuto all'effetto di interlocking con dilatanza non confinata, mentre per gli strati inferiori ai fini dell'effettuazione di analisi di stabilità si può attribuire al materiale una resistenza di 45° di angolo d'attrito φ ed una debole coesione c di 0.3t/mq se si opera considerando la resistenza di picco $\varphi = \varphi_p$. Ovviamente nell'analisi svolta di seguito viene completamente trascurata la coesione e verrà utilizzato come valore di angolo di attrito caratteristico $\varphi = 45^\circ$.

Verifica pendio

Il metodo di calcolo adoperato nella valutazione della stabilità è il metodo di Bishop, basato sul concetto dell'equilibrio limite globale, con superficie di scivolamento assimilabile ad un arco di circonferenza dove il livello di sicurezza può essere espresso in termini di momenti rispetto al centro della circonferenza stessa:

$$\frac{\frac{1}{\gamma_R} * M_S}{\gamma_{G1} * M_R}$$

in cui M_R è il momento delle forze ribaltanti, M_S il momento stabilizzante calcolato utilizzando i valori caratteristici dei parametri geotecnici del terreno divisi i loro coefficienti parziali γ_M , mentre γ_R e γ_{G1} i rispettivi coefficienti parziali per le azioni e per le resistenze sopra accennati.

Tale metodo ha il vantaggio della semplicità in quanto, rispetto a metodi più complessi e completi quali quello di Morgenstern-Price, differisce nei risultati di poche unità percentuali.

Per la ricerca della superficie occorre, prima di tutto, considerare una serie di cerchi di scorrimento aventi il medesimo centro di rotazione, ma di raggio diverso. Se si trova il fattore di sicurezza di ciascuno di questi cerchi, uno dopo l'altro, e si traccia un grafico rispetto al raggio, è probabile che a un certo punto si trovi un "fattore di sicurezza minimo".

Ciò si può ottenere semplicemente dalla forma del pendio oppure perché quel particolare cerchio di scorrimento ha intercettato un terreno debole. Se un insieme analogo di cerchi di scorrimento viene esaminato da ciascuno di una intera serie di cerchi (una griglia rettangolare è molto adatta) si può, allora, ottenere un fattore di sicurezza minimo per ogni punto: quello col fattore più basso darà il fattore di sicurezza per l'intero pendio. Il contributo dovuto alla presenza di un battente idraulico è a parere dello scrivente di minima entità. Questa



affermazione si basa su vari aspetti legati sia al tipo di materiale di cui è costituito il deposito, sia dal fatto che le opere di regimazione poste al di sopra di esso e le pendenze dei piazzali, tendono ad allontanare le acque piovane che gravano in questa zona non permettendo un notevole accumulo di acqua all'interno del deposito stesso, inoltre la pendenza del substrato roccioso impedisce qualunque ristagno o formazione di battenti.

Infatti come già detto in precedenza, la granulometria del deposito è molto variabile il che porta a considerare questo materiale nella sua quasi totalità, ma soprattutto alle profondità dove ipoteticamente si realizza la superficie di rottura, come discretamente permeabile.

Comunque per porsi in ogni caso nella condizione peggiore, come d'altronde suggerisce il D.M. LL.PP. del 14/01/2008, si è deciso in ogni modo di considerare il contributo legato alla presenza di acqua andando a valutare la stabilità del versante impostando il materiale saturo con peso specifico ($\gamma_s=2.2t/m^3$) e una linea piezometrica che si dispone ca. 4-5 m dal profilo del substrato roccioso.

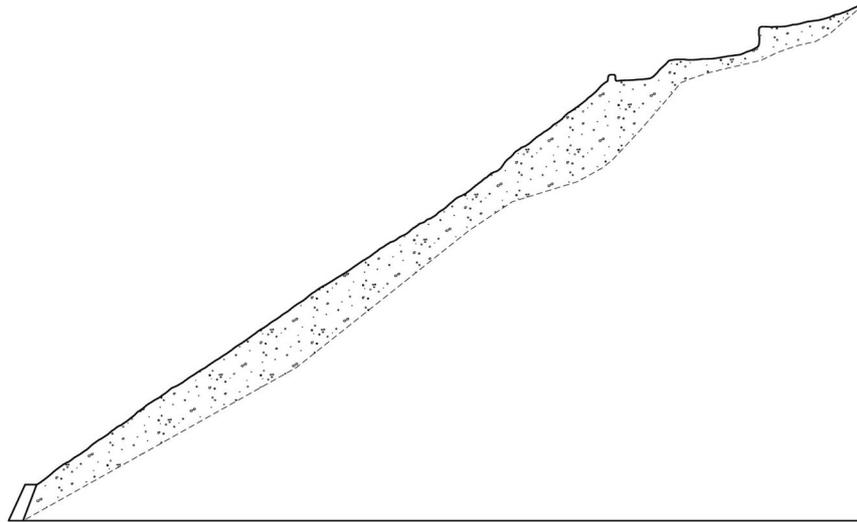
Nel seguito si riportano le immagini delle analisi eseguite per le sezioni rappresentative andando a considerare la presenza sia del sisma e dell'acqua, sia del carico dei possibili mezzi che transitano nella strada comprensoriale e quelle interne, introducendo i parametri di resistenza del materiale detritico descritti nel paragrafo dedicato.



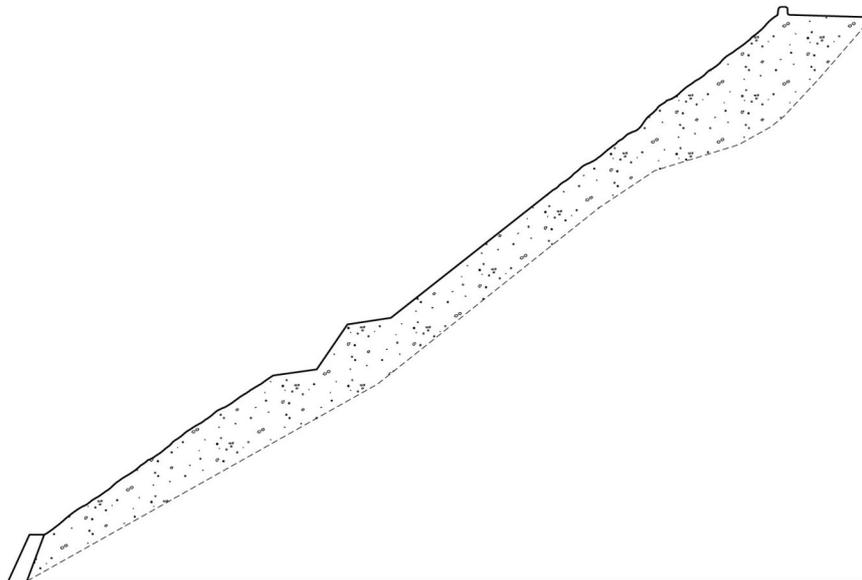
Sezione 1-1

Verifica pendio

Nell'immagine successiva si riporta la sezione 1-1 di analisi dove il substrato roccioso è rappresentato dal reale andamento del monte prima della realizzazione del deposito.



Sezione 1-1 allo stato attuale.

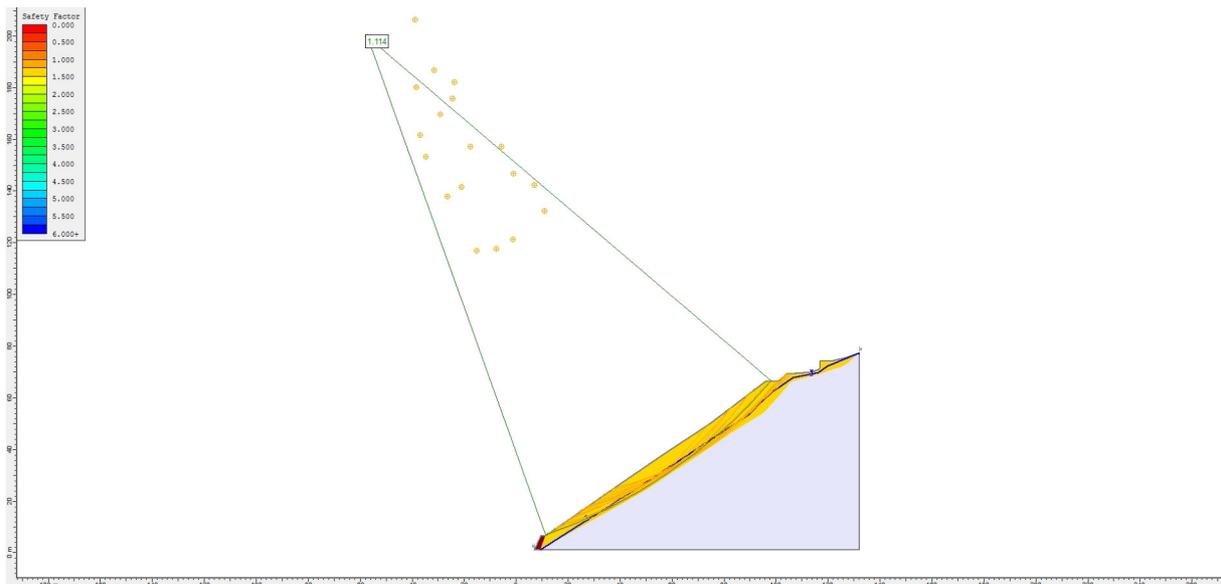


Sezione 1-1 allo stato di progetto.

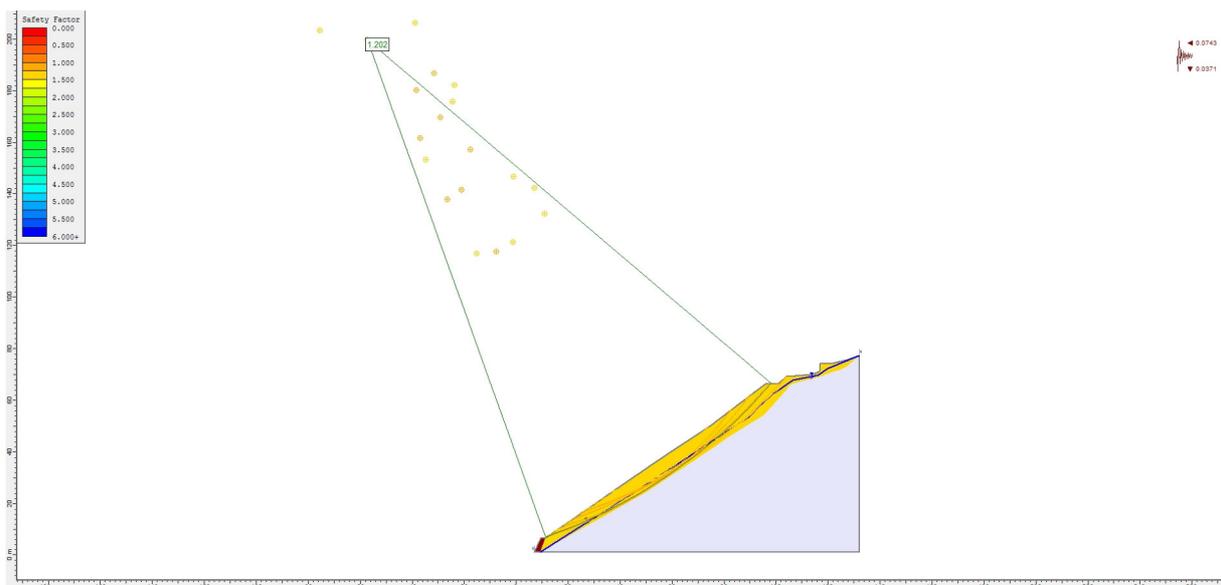
Per la verifica è stato utilizzato il programma Slide in cui è stato inserito un profilo del pendio approssimato rispetto a quanto ottenuto con il rilievo laser scanner.



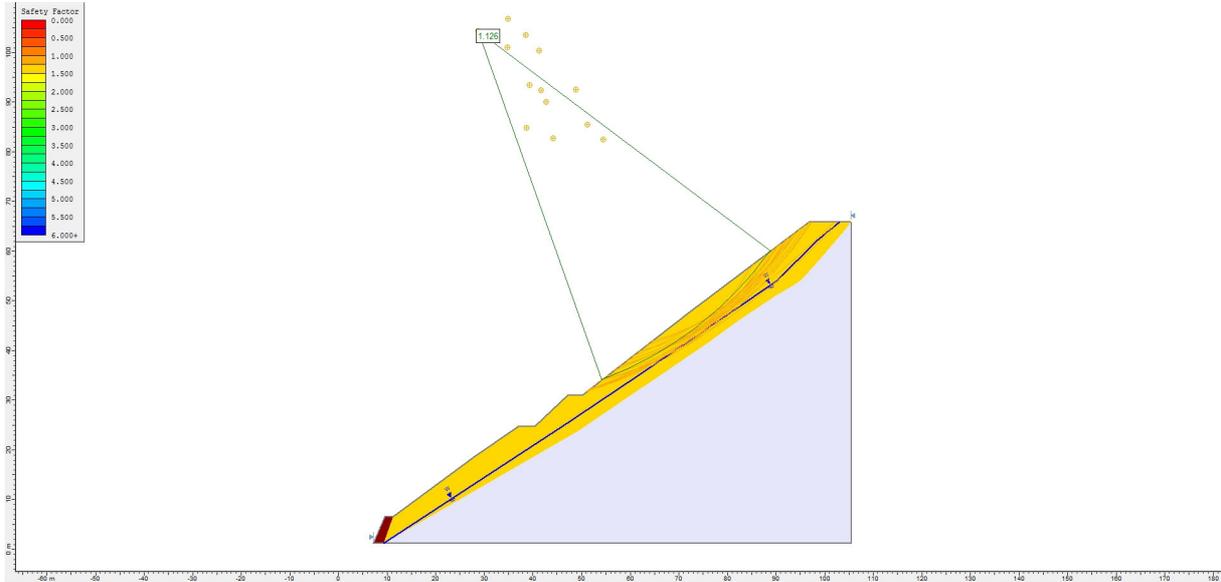
Al valore del Livello di Sicurezza riportato nelle immagini successive bisogna applicare il coefficiente parziale γ_R per cui l'effettivo livello di sicurezza valutato secondo il D.M. 14/01/2008. Nel caso statico il suddetto valore deve essere diviso per 1.1 mentre nel caso dinamico per 1.2. Come si può notare dalle immagini successive il valore del livello di sicurezza raggiunto supera il valore minimo richiesto dalla normativa per cui è garantita la stabilità del deposito a lungo termine.



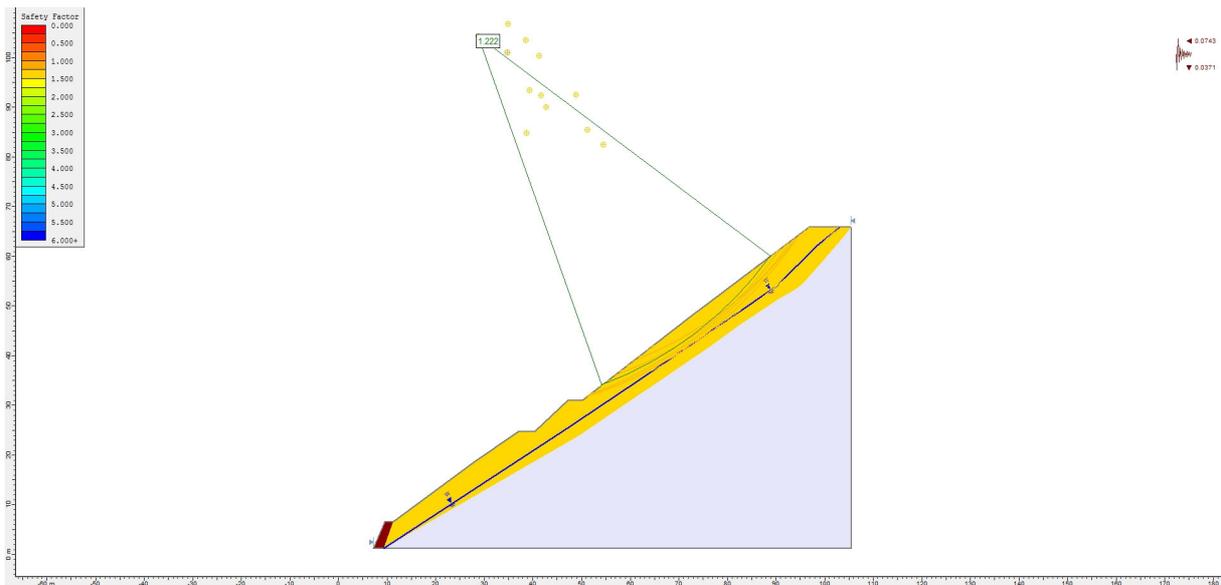
Analisi delle possibili linee di scivolamento per la sezione in condizioni statiche allo stato attuale. Livello di sicurezza minimo $F_s=1.114$



Analisi delle possibili linee di scivolamento per la sezione in condizioni pseudostatiche allo stato attuale. Livello di sicurezza minimo $F_s=1.202$



Analisi delle possibili linee di scivolamento per la sezione in condizioni statiche allo stato progettuale. Livello di sicurezza minimo $F_s=1.126$



Analisi delle possibili linee di scivolamento per la sezione in condizioni pseudostatiche allo stato progettuale. Livello di sicurezza minimo $F_s=1.222$



Verifica di stabilità bastione

La verifica dell'opera è stata eseguita lungo la sezione 1-1 di massima pendenza del deposito sia nella condizione attuale che in quella di progetto.

Nell'Allegato I si riporta la Normativa vigente e il calcolo dei coefficienti sismici da utilizzare nella successiva analisi.

Calcolo della spinta sul muro

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. In generale inoltre, anche se non specifico del presente dimensionamento, 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. Tutto questo è ottenuto utilizzando i valori caratteristici dei parametri geotecnici del terreno divisi i loro coefficienti parziali γ_M , mentre γ_R e γ_{G1} i rispettivi coefficienti parziali per le azioni e per le resistenze.



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.

Inoltre il metodo di Culmann è stato utilizzato al fine di poter implementare e simulare la presenza del carico dei camion che potranno transitare sul tratto di strada superiore mediante l'introduzione di un sovraccarico concentrato sul terrapieno. Il sovraccarico dei camion che transitano sulla strada può essere simulato con un carico concentrato (pari al carico di un asse, 125 kN di un camion a quattro assi a pieno carico, vale a dire ad $\frac{1}{4}$ del carico massimo di 50 t) posto ad 2 metri dal ciglio della strada.

Spinta in presenza di acqua

Come per la verifica del pendio il contributo dovuto alla presenza di un battente idraulico è a parere dello scrivente alquanto improbabile o di minima entità. Questa affermazione si basa su vari aspetti legati sia alla morfologia del territorio nell'intorno dei depositi sia dal tipo di materiale di riporto utilizzato per raggiungere le quote di progetto.

Come detto in precedenza la granulometria del deposito è molto variabile, infatti gli accumuli sono costituiti da clasti da decimetrici a metrici (scarti delle lavorazioni della cava Verdichiara), il che porta a considerare questo materiale nella sua quasi totalità, ma soprattutto alle profondità dove ipoteticamente si realizza la superficie di rottura, come altamente permeabile. Inoltre a monte dei bastioni, al fine di garantire il massimo drenaggio dello stesso materiale (un bastione in blocchi realizzato con riempimento in detrito incoerente è di default drenato), si è disposto uno spessore di detrito grossolano selezionato.

Inoltre si osserva come la quantità di acqua che può penetrare all'interno del deposito è di modesta entità in quanto sia le opere di regimazione idraulica da realizzare non permetteranno alla quasi totalità delle piogge di penetrare all'interno dello stesso deposito.

Comunque per porsi in ogni caso nella condizione peggiore, come d'altronde suggerisce il D.M. LL.PP. del 14/01/2008, si è deciso in ogni caso di considerare un contributo legato alla presenza di acqua andando a valutare la stabilità del bastione impostando il materiale come saturo con peso specifico ($\gamma_s=2.2 \text{ t/m}^3$) e non con il suo peso specifico effettivo ($\gamma=2.0 \text{ t/m}^3$).



Spinta in presenza di sisma

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma ci si rifà al metodo dell'equilibrio limite globale di un cuneo di terreno soggetto, oltre che alle forze di natura statica, alle azioni addizionali indotte dal sisma.

Questo metodo utilizza il procedimento di Coulomb con l'aggiunta delle forze di inerzia $N_h \cdot \text{Peso cuneo di spinta}$ e $N_v \cdot \text{Peso cuneo di spinta}$ (Mononobe-Okabe).

L'espressione relativa alla spinta in presenza di sisma risulta essere:

$$P_{AE} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - N_v) \cdot K_{AE}$$

nella quale:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi' - \psi - \beta)}{\cos \psi \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos(\delta + \beta + \psi) \cdot \left[1 + \left(\frac{\sin(\phi' + \delta) \cdot \sin(\phi' - \psi - i)}{\cos(\delta + \beta + \psi) \cdot \cos(i - \beta)} \right) \right]} \quad \psi = \tan^{-1} \frac{N_h}{1 - N_v}$$

dove:

ϕ' = angolo di attrito interno materiale di riempimento

β = inclinazione interna bastione

δ = angolo di attrito tra bastione e materiale costituente il muro

i = inclinazione pendio retrostante il muro

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. La verifica a scorrimento risulta 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 o uguale a 1.

$$\frac{\frac{1}{\gamma_R} * F_S}{\gamma_{G1} * F_R} \geq 1$$

dove le forze sono calcolate utilizzando i valori caratteristici dei parametri geotecnici del terreno divisi i loro coefficienti parziali γ_M , mentre γ_R e γ_{G1} i rispettivi coefficienti parziali per le azioni e per le resistenze.



Le forze che intervengono nella F_s sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e nel caso di presenza del sisma, la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.

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 ribaltante si \geq allo stabilizzante. Ovvero:

$$\frac{1}{\gamma_R} * M_S \geq \frac{\gamma_{G1} * M_R}{\gamma_{G1}}$$

dove i momenti sono calcolati utilizzando i valori caratteristici dei parametri geotecnici del terreno divisi i loro coefficienti parziali γ_M (M_2), mentre γ_R e γ_{G1} i rispettivi coefficienti parziali per le azioni e per le resistenze come indicato dalla normativa.

Il momento ribaltante M_r è dato dalla differenza tra le componenti orizzontale e verticale della spinta per i rispettivi bracci, mentre nel momento stabilizzante interviene il peso del muro applicato nel baricentro. Nel caso di presenza del sisma bisogna sommare al momento ribaltante M_R il contributo delle forze di inerzia del muro $N_h * \text{Peso muro}$ e $N_v * \text{Peso muro}$ per i rispettivi bracci mentre in presenza di sovraccarichi si deve sommare suddetto effetto per il rispettivo braccio.

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:

$$\frac{Q_u}{R} \geq \eta_q$$

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_q \geq 1.0$

Si adotta per il calcolo del carico limite in fondazione il metodo di Meyerhof.

L'espressione del carico ultimo è data dalla relazione:



$$Q_u = c N_c d_{c_i} + q N_q d_{q_i} + 0.5 \gamma B N_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

In questa espressione

- 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 vari fattori che compaiono nella formula sono dati da:

$$A = e^{\pi \operatorname{tg} \phi}$$

$$N_q = A \operatorname{tg}^2(45^\circ + \phi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \operatorname{ctg} \phi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \operatorname{tg} (1.4\phi)$$

Indichiamo con K_p il coefficiente di spinta passiva espresso da:

$$K_p = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \phi/2)$$

I fattori d e i che compaiono nella formula sono rispettivamente i fattori di profondità ed i fattori di inclinazione del carico espressi dalle seguenti relazioni:

Fattori di profondità

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.2 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$$

per $\phi = 0$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$$

per $\phi > 0$

Fattori di inclinazione

Indicando con θ l'angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale (espresso in gradi) e con ϕ l'angolo d'attrito del terreno di posa abbiamo:

$$i_c = i_q = (1 - \theta^\circ/90)^\phi$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{\phi^\circ}\right)^\phi \quad \text{per } \phi > 0$$

$$i_\gamma = 0 \quad \text{per } \phi = 0$$



Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

γ Coefficiente di partecipazione della condizione

Ψ Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Camion	1.35	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 2 - STR (A1-M1-R3) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Camion	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 3 - STR (A1-M1-R3) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Camion	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 4 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Camion	1.35	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 5 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Camion	1.35	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 6 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Camion	1.35	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 7 - GEO (A2-M2-R2)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Camion	1.15	1.00	Sfavorevole



Combinazione n° 8 - GEO (A2-M2-R2) H + V

Condizione	⚖	☺	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Camion	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 9 - GEO (A2-M2-R2) H - V

Condizione	⚖	☺	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Camion	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 10 - EQU (A1-M1-R3)

Condizione	⚖	☺	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Camion	1.35	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 11 - EQU (A1-M1-R3) H + V

Condizione	⚖	☺	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Camion	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 12 - EQU (A1-M1-R3) H - V

Condizione	⚖	☺	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Camion	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 13 - SLER

Condizione	⚖	☺	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Camion	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 14 - SLEF

Condizione	⚖	☺	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Camion	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 15 - SLEQ

Condizione	⚖	☺	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Camion	1.00	1.00	Sfavorevole

COMMITTENTE: F.T. Cave s.r.l.

OGGETTO: Relazione Tecnica stabilità ravaneto PGME – Piano di coltivazione cava “Verdichiara” n°88

DATA: Settembre 2025



Combinazione n° 16 - SLEQ H + V

Condizione	↑	↓	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Camion	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 17 - SLEQ H - V

Condizione	↑	↓	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Camion	1.00	1.00	Sfavorevole

ANALISI SEZIONE 1-1 – Stato Attuale

Geometria muro e fondazione

Descrizione	Muro a gravità in pietrame
Altezza del paramento	5,3[m]
Spessore in sommità	1,8 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	2,34 [m]
Inclinazione paramento esterno	25.00 [°]
Inclinazione paramento interno	-20.00 [°]

Materiali

γ	Peso di volume, espresso in [T/mc]
σ_{cp}	Tensione di compressione, espresso in [kg/cmq]
ϕ	Angolo di attrito interno, espresso in [°]
τ_p	Resistenza a taglio, espressa in [kg/cmq]

γ	σ_{cp}	ϕ	τ_p
[T/mc]	[kg/cmq]	[°]	[kg/cmq]
2,50000	30,00	45.00	0,00

Geometria profilo terreno a monte del muro

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

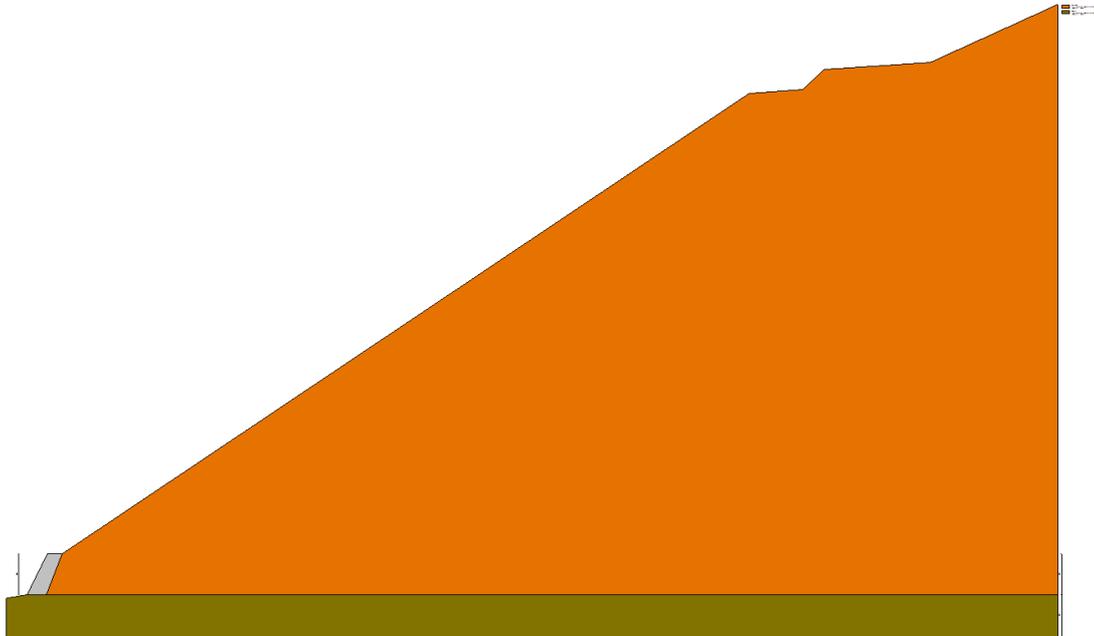
n°	numero ordine del punto
X	ascissa del punto espressa in [m]
Y	ordinata del punto espressa in [m]
A	inclinazione del tratto espressa in [°]

n°	X	Y	A
	[m]	[m]	[°]
1	0,00	0,00	0.000
2	83,50	59,50	35.473
3	90,00	60,00	4.399

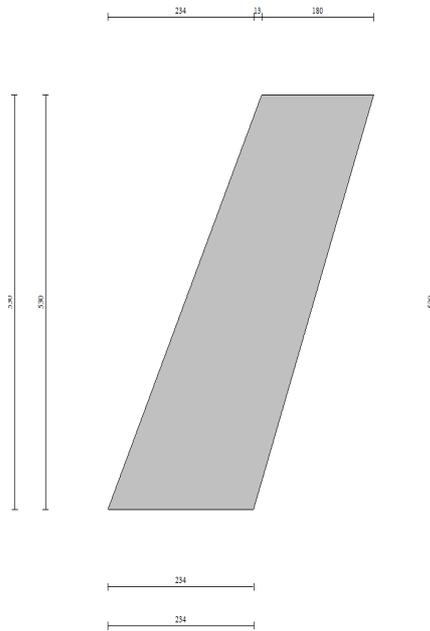


4	92,60	62,60	45.000
5	105,50	63,50	3.991
6	121,00	71,00	25.821

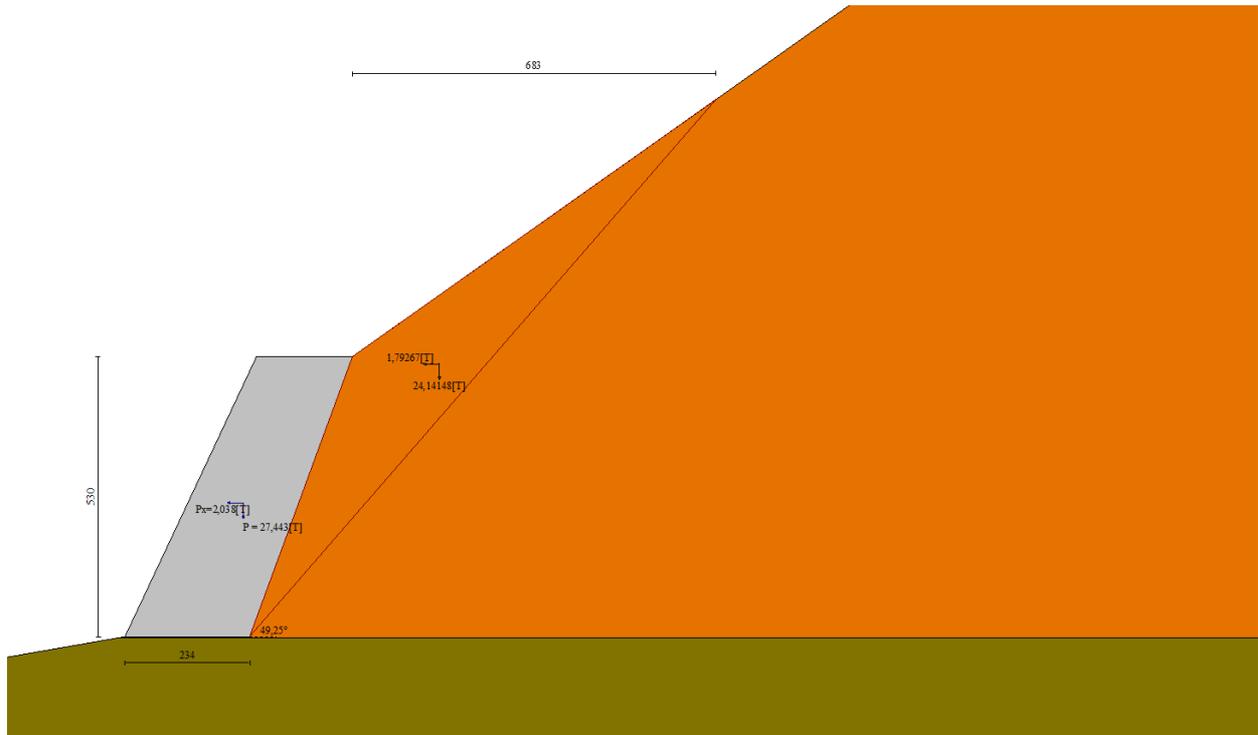
Inclinazione terreno a valle del muro rispetto all'orizzontale 0.000 [°]



Schema della sezione 1-1 allo stato attuale utilizzata per la verifica del bastione



Dimensioni Bastione



Cuneo di spinta totale nel caso di spinta calcolata con il metodo di Culmann.

Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

Cmb 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

Cmb	Sismica	FS_{SCO}	FS_{RIB}	FS_{QLIM}	FS_{STAB}
1 - STR (A1-M1-R3)		5.719		39.275	
2 - STR (A1-M1-R3)	H + V	2.977		29.231	
3 - STR (A1-M1-R3)	H - V	2.830		30.562	
4 - STR (A1-M1-R3)		7.404		32.190	
5 - STR (A1-M1-R3)		5.719		39.275	
6 - STR (A1-M1-R3)		7.404		32.190	
7 - GEO (A2-M2-R2)					1.523
8 - GEO (A2-M2-R2)	H + V				1.735
9 - GEO (A2-M2-R2)	H - V				1.723
10 - EQU (A1-M1-R3)			12.670		
11 - EQU (A1-M1-R3)	H + V		4.398		
12 - EQU (A1-M1-R3)	H - V		3.440		



Verifica a scorrimento fondazione

Simbologia adottata

- n° Indice combinazione
- Rsa Resistenza allo scorrimento per attrito, espresso in [T]
- Rpt Resistenza passiva terreno antistante, espresso in [T]
- Rps Resistenza passiva sperone, espresso in [T]
- Rp Resistenza a carichi orizzontali pali (solo per fondazione mista), espresso in [T]
- Rt Resistenza a carichi orizzontali tiranti (solo se presenti), espresso in [T]
- R Resistenza allo scorrimento (somma di Rsa+Rpt+Rps+Rp), espresso in [T]
- T Carico parallelo al piano di posa, espresso in [T]
- FS Fattore di sicurezza (rapporto R/T)

n°	Rsa	Rpt	Rps	Rp	Rt	R	T	FS
	[T]	[T]	[T]	[T]	[T]	[T]	[T]	
1 - STR (A1-M1-R3)	16,132	0,000	0,000	--	--	16,132	2,821	5.719
2 - STR (A1-M1-R3) H + V	16,800	0,000	0,000	--	--	16,800	5,644	2.977
3 - STR (A1-M1-R3) H - V	15,610	0,000	0,000	--	--	15,610	5,516	2.830
4 - STR (A1-M1-R3)	20,885	0,000	0,000	--	--	20,885	2,821	7.404
5 - STR (A1-M1-R3)	16,132	0,000	0,000	--	--	16,132	2,821	5.719
6 - STR (A1-M1-R3)	20,885	0,000	0,000	--	--	20,885	2,821	7.404

Come osservabile i valori sopra riportati dei livelli di sicurezza sono tutti soddisfatti.

Carrara, Novembre 2023

Il Tecnico
Dott. Ing. Massimo Gardenato





ALLEGATO I
Normativa Tecnica
Progettazione Geotecnica e Progettazione Sismica



Normativa - Generalità

Per la verifica della sicurezza dell'opera da realizzarsi ci si rifà a quanto riportato nel Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 17/01/2018 e successiva circolare del 29/01/2019 di cui di seguito si dà una breve e sintetica descrizione. Le indicazioni nelle suddette norme stabiliscono che la sicurezza e le prestazioni di un'opera devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la loro vita nominale. In particolare le opere e le tipologie di intervento devono possedere il requisito di:

- *sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU)*, vale a dire: capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera;
- *sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE)*, vale a dire: capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio.

Per le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) deve essere rispettata la condizione $E_d < R_d$ dove:

R_d è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate;

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

E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto delle azioni.

$$E_d = \gamma_E \cdot E \left[F_K; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diversi coefficienti parziali, definiti sia per le azioni, sia per i parametri geotecnici e sia per le resistenze.

Progettazione geotecnica

Le verifiche agli stati limite devono essere eseguite per tutte le più gravose condizioni di carico che possono agire sulla struttura. Nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono:



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

Per effettuare la verifica è necessario fare la distinzione fra i parametri caratteristici ed i valori di calcolo (o di progetto) sia delle azioni che delle resistenze in quanto i valori di calcolo si ottengono dai valori caratteristici mediante l'applicazione di opportuni coefficienti di sicurezza parziali γ .

Per le verifiche nei confronti dello stato limite ultimo di equilibrio come corpo rigido (EQU) si utilizzano i coefficienti γ_f riportati nella colonna EQU della Tabella successiva, mentre per la progettazione di componenti strutturali che non coinvolgano azioni di tipo geotecnico, le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) si eseguono adottando i coefficienti γ_f riportati nella colonna A1 della medesima Tabella.

Per la progettazione di elementi strutturali che coinvolgano azioni di tipo geotecnico (plinti, platee, pali, muri di sostegno, ...) le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) si eseguono adottando due possibili approcci progettuali, fra loro alternativi.

Nell'Approccio 1 sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni γ_f , per la resistenza dei materiali e , eventualmente, per la resistenza globale del sistema γ_R : la prima combinazione è generalmente la più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno (coefficienti A1 della tabella successiva), mentre la seconda combinazione è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico (coefficienti A1 della tabella successiva).

Nell'Approccio 2 si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le azioni γ_f , per la resistenza dei materiali γ_m e, eventualmente, per la resistenza globale γ_R . In tale approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_m riportati nella colonna A1, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.



Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

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

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>	$\gamma_{F o \gamma_e}$	<i>EQU</i>	<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	0,90	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1,10	1,30	1,00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,50	1,50	1,30

In accordo a quanto stabilito in precedenza la verifica della condizione $E_d < R_d$ deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1, A2), per i parametri geotecnici (M1, M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3). Per il valore di progetto della resistenza R_d la Norma afferma che può essere determinato:

- in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R relativi a ciascun tipo di opera;
- in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R relativi a ciascun tipo di opera;
- sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R relativi a ciascun tipo di opera;

dove i coefficienti da utilizzare nelle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi sono:

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>	γ_m	<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1,00	1,25
Coazione efficace	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1,00	1,40
Peso dell'unità di volume	γ_γ	1,00	1,00

Nel seguito si elenca la simbologia adottata nelle tabelle precedenti e la grandezza a cui si riferisce:

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 coazione drenata
γ_{cu}	Coefficiente parziale di riduzione della coazione non drenata
γ_{qu}	Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo
γ_γ	Coefficiente parziale di riduzione della resistenza a compressione uniassiale delle rocce



Per quanto riguarda i coefficienti γ_R , che agiscono direttamente sulla Resistenza del sistema, questi variano in funzione dell'opera che si realizza. Nel seguito si descriveranno brevemente le verifiche agli SLU che debbono essere eseguite sulle opere di sostegno quali i muri in analisi. Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine.

Opere di sostegno

Per i muri di sostegno o per le 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)
 6. Stabilità globale del complesso opera di sostegno terreno
 7. Scorrimento sul piano di posa
 8. Collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno
 9. Ribaltamento
- SLU di tipo strutturale (STR)
 10. Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali

Per quel che concerne la stabilità globale del complesso opera di sostegno–terreno la normativa indica di effettuare la verifica secondo l'Approccio 1 combinazione 2 (A2+M2+R2), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati in precedenza per le azioni e i parametri geotecnici e il coefficiente parziale relativo alle verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3), tenendo conto dei coefficienti parziali R3 sotto riportati.

Coefficienti parziali γ_R

<i>Verifica</i>	<i>Coefficienti parziali</i>		
	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
Ribaltamento	1,00	1,00	1,15
Stabilità globale		1,10	

Progettazione sismica

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione



e sono funzione delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche che determinano la risposta sismica locale. La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A come definita al § 3.2.2), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_{e(T)}$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R . Ai fini della presente normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

a_g = accelerazione orizzontale massima al sito

F_0 = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale

T_c = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

Per il generico sito in esame la stima dei parametri spettrali necessari per la definizione dell'azione sismica di progetto viene infatti effettuata utilizzando le informazioni disponibili nel reticolo di riferimento (riportato nella Tabella 1 dell'Allegato B del D.M.).

Le forme spettrali previste dalle Norme Tecniche per le Costruzioni sono caratterizzate da prescelte probabilità di superamento e vite di riferimento. A tal fine occorre fissare:

- la vita di riferimento V_R della costruzione.
- le probabilità di superamento nella vita di riferimento P_{VR} associate a ciascuno degli stadi limite considerati,

per individuare infine, a partire dai dati di pericolosità sismica disponibili, le corrispondenti azioni sismiche.

Come detto le azioni sismiche vengono valutate su ciascuna costruzione in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava moltiplicando la vita nominale V_N dell'opera per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N * C_U$$

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali.

COMMITTENTE: F.T. Cave s.r.l.

OGGETTO: Relazione Tecnica stabilità ravaneto PGME – Piano di coltivazione cava “Verdichiara” n°88

DATA: Settembre 2025



TIPI DI COSTRUZIONE		Valori minimi V_N (in anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	≤ 10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	≥ 50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	≥ 100

Le verifiche sismiche di opere di tipo 1 o in fase di costruzione possono omettersi quando il progetto preveda che tale condizione permanga per meno di 2 anni.

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.

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato nella seguente tabella:

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

Il sito in esame si può ipotizzare, ai fini delle azioni sismiche, appartenente alla classe d'uso II per cui il valore del coefficiente C_U che si utilizzerà nel seguito sarà pari a 1,0.

COMMITTENTE: F.T. Cave s.r.l.

OGGETTO: Relazione Tecnica stabilità ravaneto PGME – Piano di coltivazione cava "Verdichiara" n°88

DATA: Settembre 2025



L'individuazione delle azioni sismiche deve essere possibile per tutte le vite di riferimento e tutti gli stati limite considerati dalle NTC; a tal fine è conveniente utilizzare, come parametro caratterizzante la pericolosità sismica, il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R , espresso in anni. Fissata la vita di riferimento V_R , i due parametri T_R e P_{VR} sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante l'espressione:

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

Il valore di P_{VR} varia in funzione degli stati limite, quali Stato Limite di Operatività (SLO) e Stato Limite di Danno (SLD) per quanto riguarda gli stati limite di esercizio; Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) e Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC) per quanto riguarda gli stati limite ultimi, i quali devono essere individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso. In mancanza di espresse indicazioni in merito, il rispetto dei vari stati limite si considera conseguito nei confronti di tutti gli stati limite ultimi qualora siano rispettate le indicazioni progettuali e costruttive e siano soddisfatte le verifiche relative al solo SLV.

Lo SLV sta ad indicare che 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 rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella tabella successiva.

Stati Limite		PVR : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Qualora la attuale pericolosità sismica su reticolo di riferimento non contempli il periodo di ritorno T_R corrispondente alla V_R e alla P_{VR} fissate, il valore del generico parametro p (a_g , F_0 ,



T_C^*) ad esso corrispondente potrà essere ricavato per interpolazione, a partire dai dati relativi ai T_R previsti nella pericolosità sismica, utilizzando la seguente espressione:

$$\log(p) = \log(p_1) + \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) * \log\left(\frac{T_R}{T_{R1}}\right) * \left[\log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right)\right]^{-1}$$

nella quale:

p è il valore del parametro di interesse corrispondente al periodo di ritorno T_R desiderato
 T_{R1}, T_{R2} sono i periodi di ritorno più prossimi a T_R per i quali si dispone dei valori p_1, p_2 del generico parametro p

Relativamente al sito in esame i valori dei parametri a_g, F_0, T_C^* relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento sono riportati nella seguente tabella:

Valori dei parametri $a_g/g, F_0, T_C^*$ per i periodi di ritorno T_R di riferimento			
T_R [anni]	a_g/g	F_0	T_C^* [s]
30	0.045	2.495	0.233
50	0.056	2.509	0.250
72	0.064	2.511	0.262
101	0.074	2.507	0.269
140	0.084	2.507	0.275
201	0.098	2.468	0.280
475	0.136	2.414	0.292
975	0.175	2.373	0.299
2475	0.233	2.389	0.316

Tabella

Per il sito in esame si è considerata una vita nominale dell'opera $V_N \geq 50$ anni e ricordando che il coefficiente C_U è pari a 1.0 con il valore sopra determinato per la vita nominale, si ha che la vita di riferimento $V_R = 50$ anni.

Ponendo il valore sopra ricavato nell'equazione per ottenere il tempo di ritorno T_R e ricordando che la verifica di sicurezza deve essere effettuata riguardo gli SLV, vale a dire una probabilità di superamento nel periodo di riferimento $P_{V_R} = 10\%$, otteniamo un valore di T_R pari a circa 475 anni.



Il valore del generico parametro p (a_g , F_0 , T_C^*), relativo a suddetto tempo di ritorno, è stato ottenuto per interpolazione con l'utilizzo della formula precedentemente riportata i cui risultati sono riportati di seguito:

T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
475	0,13572	2,41362	0,29172

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale del sito in esame. In assenza di analisi più dettagliate si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento come mostrato dalla seguente tabella:

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 m/s e 180 m/s.
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D</i> , con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Per il sito in esame si può pertanto ipotizzare che ai fini della definizione delle azioni sismiche che la categoria di sottosuolo è considerata la "**B**"

Nello spettro di risposta di progetto le caratteristiche di sito sono introdotte tramite un coefficiente S che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la seguente relazione:

$$S = S_s \times S_T$$



dove S_s è il coefficiente di amplificazione stratigrafica e S_T è il coefficiente di amplificazione topografica. Il coefficiente S_s si può ricavare dalla seguente tabella che lo lega alla categoria di sottosuolo di riferimento.

Categoria di sottosuolo	S_s
A	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot a_g / g \leq 1,20$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot a_g / g \leq 1,50$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot a_g / g \leq 1,80$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot a_g / g \leq 1,60$

Tabella 3.2.IV

Relativamente al coefficiente di amplificazione topografica S_T , si può fare riferimento alla seguente tabella dove sono indicate le varie caratteristiche della superficie topografica che possono generare amplificazione sismica.

Categoria topografica	Caratteristiche della superficie topografica	Coefficiente topografico S_T
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$	1,0
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$	1,2
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$	1,2
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla basee inclinazione media $i > 30^\circ$	1,4

Tabella 3.2.III

Nel caso in oggetto, con i valori del parametro p (a_g , F_0 , T_C^*) ricavati in precedenza, si ha che il coefficiente stratigrafico S_s è uguale a 1.269, quindi dalla tabella precedente s'imporrà pari a 1.2, mentre quello topografico S_T a 1,2, per cui il coefficiente S vale 1.44.

Nel § 7.11 si disciplinano la progettazione e la verifica delle opere e dei sistemi geotecnici quali stabilità dei pendii, fronti di scavo e rilevati, opere di sostegno soggetti ad azioni sismiche, nonché i requisiti che devono essere soddisfatti dai siti di costruzione e dai terreni interagenti con le opere in presenza di tali azioni. In aggiunta alle prescrizioni contenute nel paragrafo citato, le opere e i sistemi geotecnici devono soddisfare le prescrizioni contenute nel capitolo 6 delle norme, relative alle combinazioni di carico non sismico.

Sotto l'effetto dell'azione sismica di progetto le opere e i sistemi geotecnici devono rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio. Le verifiche agli stati limite ultimi di opere e sistemi



geotecnici si riferiscono al solo stato limite di salvaguardia della vita (*SLV*) mentre quelle agli stati limite di esercizio si riferiscono al solo stato limite di danno (*SLD*).

Le verifiche degli stati limite ultimi in presenza di azioni sismiche devono essere eseguite ponendo pari a 1 i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto, con i coefficienti parziali γ_R indicati nel capitolo 7, oppure con i γ_R indicati nel capitolo 6 laddove non espressamente specificato.

L'analisi di stabilità in condizioni sismiche può essere eseguita mediante metodi pseudostatici. In questi metodi l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso (*W*) del volume potenzialmente instabile. Tale forza dipende dalle caratteristiche del moto sismico atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile e dalla capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza. Le componenti orizzontale e verticale di tale forza possono esprimersi come:

$$F_h = k_h \times W \qquad F_v = k_v \times W$$

con k_h e k_v rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

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

$$k_v = \pm 0.5 \times k_h$$

dove β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

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

g = accelerazione di gravità

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

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

Il valore del coefficiente β_s è indicato nei vari paragrafi del capitolo 7 in funzione dell'opera che si realizza.

Opere di sostegno

Per quanto riguarda le opere di sostegno quale i muri il valore del coefficiente β_s assume i valori:

$\beta_s = 0.38$ nelle verifiche allo stato limite ultimo (*SLV*)

$\beta_s = 0.47$ nelle verifiche allo stato limite di esercizio (*SLD*).



Si evidenzia come lo stato limite di ribaltamento dei muri di sostegno deve essere trattato impiegando coefficienti parziali unitari sulle azioni e sui parametri geotecnici e utilizzando valori di β_s incrementati del 50% rispetto a quelli innanzi indicati e comunque non superiori all'unità. Per muri di sostegno ubicati in corrispondenza di versanti o in prossimità di pendii naturali devono essere soddisfatte le condizioni di stabilità del pendio in presenza della nuova opera, la verifica di stabilità del complesso muro-terreno.

Come precedentemente riportato nelle verifiche di sicurezza si deve controllare che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni nel rispetto della condizione, ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto con i coefficienti parziali γ_R indicati nella tabella sottostante:

Verifica	Coefficiente parziale γ_R
Carico limite	1,2
Scorrimento	1,0
Ribaltamento	1,0
Resistenza del terreno a valle	1,2

Tabella 7.1.III

Opere di materiali sciolti, fronti di scavo e depositi di inerti

Per quanto riguarda le presenti opere il valore del coefficiente β_s assume i valori:

$$\beta_s = 0.38 \text{ nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLU)}$$

$$\beta_s = 0.47 \text{ nelle verifiche allo stato limite di esercizio (SLD)}.$$

Nelle verifiche di sicurezza delle presenti opere si deve controllare che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto calcolate con un coefficiente parziale pari a $\gamma_R = 1.2$.

Da quanto scritto sopra nelle verifiche di stabilità si utilizzeranno quale coefficiente sismico orizzontale $k_h = 0.0743$, mentre per quello verticale $k_v = \pm 0.0371$.