



Comune
di Colognola ai Colli

REGIONE DEL VENETO

PROVINCIA DI VERONA



Comune
di Illasi

Messa in sicurezza permanente del sito di interesse regionale "Bocca Scalucce"

PROGETTO ESECUTIVO - FASE 2 -

| | |
|--|---|
| <p>Contenuto</p> <p style="text-align: center;">RELAZIONE GEOLOGICO GEOTECNICA E DI CALCOLO</p> | <p>Elaborato</p> <p style="text-align: center;">11</p> |
| <p>Progettazione</p> <div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: center;"> <div style="text-align: center;"> <p>Dott. Geol. Davide Dal Degan</p>  </div> <div style="text-align: center;"> <p>Dott. Ing. Alberto Fusina</p>  </div> </div> | <p>Scala</p> <hr/> <p>Data</p> <p style="text-align: center;">marzo 2018</p> |
| <p style="text-align: center;">DAVIDE DAL DEGAN GEOLOGO GEOLOGIA - GEOTECNICA - AMBIENTE</p> | <p style="text-align: center;">Via Strà n. 116 - 37042 - Caldiero (Verona) Tel. Fax. 0457650996 - Cell. 3483680529 e - mail: davidedaldegan@alice.it pec: davidedaldegan@epap.sicurezza postale.it</p> |

INDICE

| | |
|--|-----------|
| 1. PREMESSA..... | 2 |
| 2. INQUADRAMENTO GENERALE DELL'AREA | 3 |
| 2.1. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO..... | 3 |
| 2.2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO..... | 3 |
| 2.3. INQUADRAMENTO SISMICO DELL'AREA | 6 |
| 2.4. CLASSIFICAZIONE SISMICA DELL'AREA | 7 |
| 2.5. ANALISI SISMICA LOCALE | 7 |
| 2.6. MODELLO GEOTECNICO LOCALE..... | 8 |
| 3. DESCRIZIONE DEL PROGETTO..... | 9 |
| 4. RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO..... | 11 |
| 4.1. NORMATIVA TECNICA DI RIFERIMENTO E RACCOMANDAZIONI..... | 11 |
| 4.2. RELAZIONE SULLE CARATTERISTICHE DEI MATERIALI | 11 |
| 4.3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA | 12 |
| 4.4. IPOTESI DI CARICO..... | 13 |
| 4.5. VERIFICA DELLE STRUTTURE..... | 13 |
| 4.6. VERIFICA DEL MURO IN GABBIONI | 14 |
| 4.7. CONDIZIONI DI STABILITÀ GLOBALE | 15 |

ALLEGATI

| | |
|-------------------|---|
| ALLEGATO 1 | CALCOLO DELLE STRUTTURE: DIMENSIONAMENTO MURO IN GABBIONI |
| ALLEGATO 2 | RELAZIONI SINTETICHE SULLA VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE OPERA - TERRENO |

1. PREMESSA

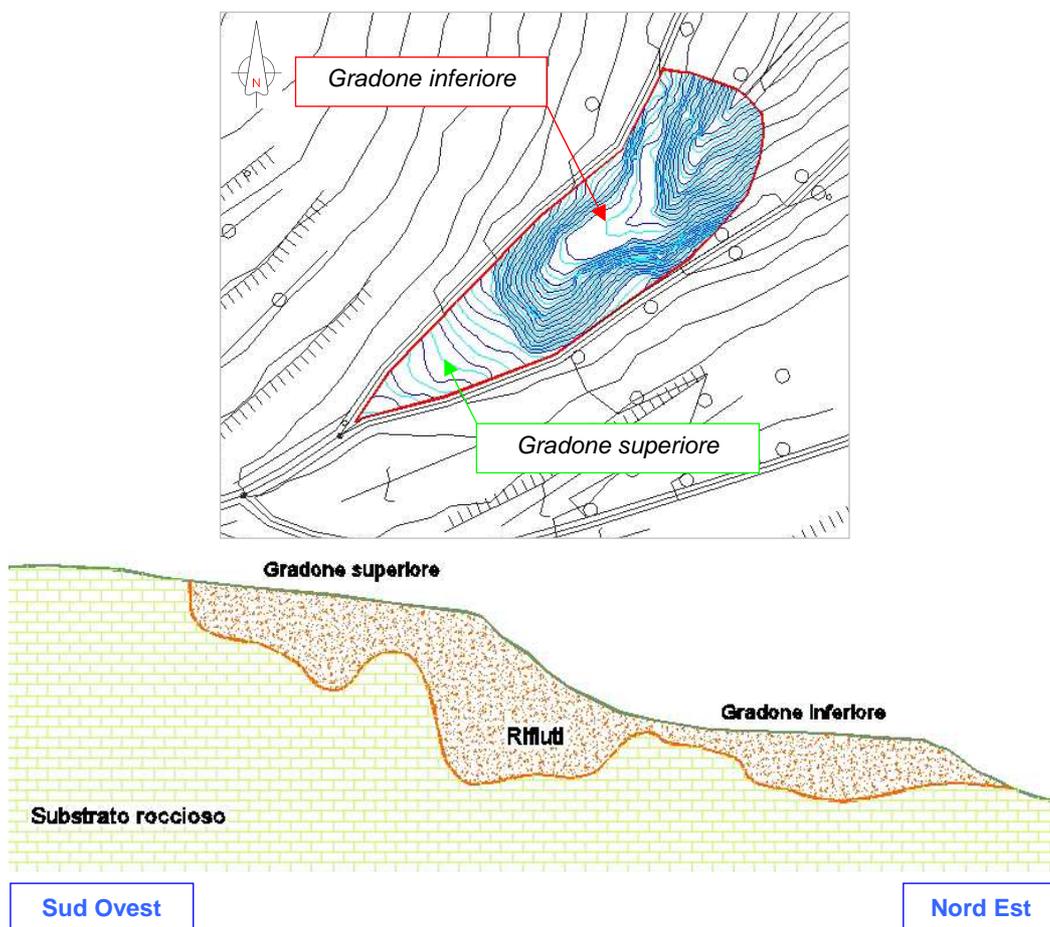
La presente relazione tecnica è stata redatta in nome e per conto delle Amministrazioni Comunali di Colognola ai Colli ed Illasi, nell'ambito dell'intervento per la sistemazione del Sito di Interesse Regionale denominato "Bocca Scalucce".

Tale area (di seguito denominata anche **discarica**) rientra tra le zone di interesse regionale in quanto è stata oggetto, in epoca passata, del deposito incontrollato / abusivo di rifiuti, in cui sono stati conferiti materiali di diversa natura.

Sulla base dei risultati delle indagini ed in seguito agli esiti degli incontri svolti con i funzionari regionali, provinciali e degli altri enti coinvolti, sono state definite le modalità di messa in sicurezza dell'area, mantenendo in posto il rifiuto e provvedendo alla realizzazione di barriere artificiali per la tutela delle matrici ambientali.

L'intervento è stato definito di "messa in sicurezza permanente" sulla base dei vari incontri eseguiti con i funzionari regionali e della nota della Regione Veneto del 17.07.2012 (Prot. N. 330328 Class: E.410.02.1).

La seguente figura, relativa allo stato attuale dell'area (rilievo anno 2007), è stata adottata come riferimento per le terminologie utilizzate; in essa, sono evidenziati i due gradoni realizzati mediante riempimento, con rifiuti, del vecchio vajo.



Nelle pagine seguenti, una volta definito il quadro geologico generale dell'area e il modello geotecnico locale, si procederà alla verifica dell'opera di sostegno prevista al piede del gradone inferiore ed alla verifica di stabilità generale del pendio a seguito dell'intervento di rimodellamento e messa in sicurezza dell'area.

2. INQUADRAMENTO GENERALE DELL'AREA

2.1. Inquadramento geografico

Per un preciso inquadramento geografico, si rimanda all'Elaborato n. 1 in cui si riportano diversi estratti cartografici.

La discarica è collocabile all'interno del Foglio n. 124 "Verona Est" della Carta topografica I.G.M. alla scala 1:50.000 e, più in particolare, nella Carta Tecnica Regionale in scala 1:5.000, elemento n. 124154 denominato "San Zeno".

L'area interessa la testata di un corso d'acqua, generalmente secco, denominato "Scolo Piccoli" secondo la D.G.R. n. 3948 del 22.12.2009 e "Valle di Scalucce" secondo le mappe catastali (di seguito definito per comodità "Vajo Scalucce").

Il fondo del vajo funge da confine tra i comuni di Illasi (a Nord) e di Colognola ai Colli (a Sud) e, quindi, la discarica occupa un'area appartenente a due amministrazioni comunali differenti.

2.2. Inquadramento geologico

Considerando la **geomorfologia** e la **geologia** generale, si vede come il paesaggio sia quello caratteristico delle propaggini meridionali dei Monti Lessini. Esso appare caratterizzato da ampie dorsali ad andamento meridiano separate da profonde valli che si aprono verso la pianura e sui cui fianchi affiorano generalmente, con regolarità e debolmente inclinate verso Sud, le stratificazioni delle rocce calcaree, localmente interrotte dall'affioramento di rocce vulcaniche. L'area in esame si trova sulla dorsale che separa la Val d'Illasi dalla Val Tramigna, ad una quota compresa tra circa 140 m s.l.m. e 170 m s.l.m. In particolare, la discarica in oggetto è collocata sulla testata di una vallecola tributaria di destra che, con direzione WSW – ENE si immette nella Val Tramigna.

Dal punto di vista **litologico**, nella zona affiorano entrambi i litotipi summenzionati, sia i calcari, sia le litologie vulcaniche rappresentanti del vulcanesimo Paleogenico Veneto che si è maggiormente sviluppato nella vicina Val d'Alpone: infatti, le indagini svolte dallo scrivente hanno confermato anche la presenza diffusa di basalti più o meno alterati, vulcanoclastiti, tufi e ialoclastiti.

I litotipi affioranti negli immediati dintorni dell'area sono rappresentati da Calcari Eocenici e da vulcaniti e vulcanoclastiti di varia genesi. In particolare, i Calcari Eocenici affioranti rientrano tra quelli descritti generalmente in bibliografia (cfr. Foglio n. 49 "Verona") come CALCARI NUMMULITICI, che localmente sono rappresentati da un alternarsi di calcareniti fossilifere e di calcari compatti fossiliferi che sovrastano i litotipi più antichi della Scaglia Rossa che affiorano verso il fondo della valle. Le litologie vulcaniche sono, invece, ascrivibili prevalentemente alle vulcanoclastiti, come quelle che affiorano immediatamente ad Ovest, in corrispondenza del Passo Bocca Scalucce.



Calcari



Vulcanoclastiti



Carta geologica generale
estratta dalla
Carta Geologica d'Italia
Foglio n. 49 "VERONA"
alla Scala 1:100.000

I risultati delle indagini hanno evidenziato che la discarica in esame è contenuta in un "bacino" naturale le cui sponde sono costituite esclusivamente dai Calcari Eocenici: in particolare, gli affioramenti analizzati nei dintorni della discarica hanno permesso di evidenziare come tali ammassi rocciosi siano caratterizzati da un continuo variare delle loro qualità, presentandosi secondo un alternarsi di calcari e calcareniti giallastre organogene, di calcari compatti stratificati e di calcari terrosi giallastri a stratificazione indistinta, talora teneri e con intercalazioni marnose fossilifere. L'aspetto esteriore di tali calcari è stato anche modificato dall'attività degli agenti esogeni e dal carsismo che, in corrispondenza delle facies aggredibili, hanno permesso la formazione di cavità e cunicoli di dimensioni più o meno sviluppate.

I primi tre sondaggi realizzati (Indagine ARPAV 2007), condotti sempre sino a raggiungere il substrato roccioso naturale, hanno dimostrato la variabilità di tale ammasso roccioso che si presenta con cavità riempite di argilla nei sondaggi S1 ed S2, mentre è apparso costituito da un alternarsi di facies tenaci e di facies marnose in S3. La copertura del substrato roccioso, costituita da argille di color nocciola con elementi calcarei inclusi, è risultata di spessore variabile da 0,35 m ad 1,50 m.

Tali condizioni sono state confermate anche dall'esecuzione del sondaggio SA (indagini 2009) eseguito nel gradone inferiore dove, al di sotto di uno spessore di circa 5,3 m di rifiuto, risulta presente un substrato calcareo con evidenze visive di contaminazione nell'orizzonte calcarenitico – marnoso compreso nella porzione superficiale del substrato roccioso tra 5,9 e 6,3 m. In questo caso, non è stata rilevata la presenza della coltre di copertura del substrato roccioso.

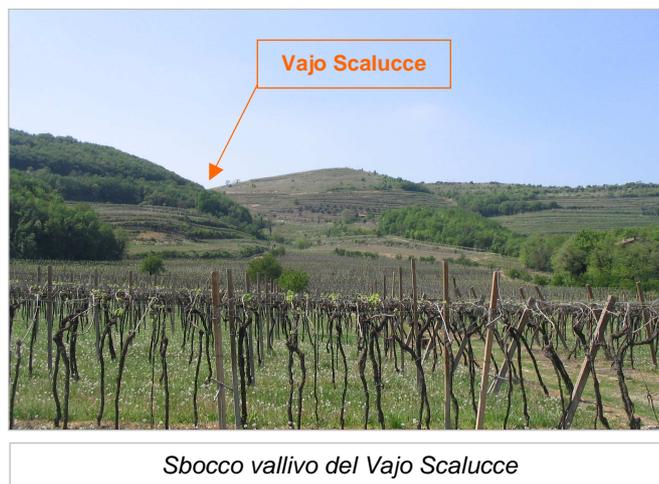
Lo stile **tettonico** generale dell'area è regolato da faglie verticali o subverticali, entro cui hanno operato l'erosione fluviale e, dove possibile, l'erosione carsica. Esse coincidono solitamente con le principali valli e conche della Lessinia. Particolarmente importante è la Faglia di Castelvevo (NNW - SSE) che divide le aree di affioramento delle rocce prevalentemente calcaree della Lessinia centro - occidentale da quelle principalmente vulcaniche dei rilievi orientali. Parallele ad essa sono le strutture tettoniche presenti nei dintorni dell'area, come la presunta faglia della Val d'Illassi su cui si è impostata l'omonima vallata ed altre faglie più o meno importanti. Questi lineamenti tettonici sono talora dislocati da strutture con andamento scledense (NW – SE) e da altre linee minori ad essi trasversali che, intercettandoli, disturbano la disposizione delle rocce locali. Il rilievo eseguito ed i dati raccolti hanno permesso di individuare la presenza di alcune faglie ad andamento NNW – SSE, sia ad Ovest che ad Est della discarica. Inoltre, è presumibile la presenza di una faglia con andamento SSW – NNE su cui si è impostato il Vajo Scalucce, evidenziata dalle caratteristiche degli affioramenti locali e, ad Ovest dell'area, dalla morfologia del Passo Bocca Scalucce.

Dal punto di vista **idrografico**, la dorsale collinare funge da spartiacque per i bacini di due corsi d'acqua di una certa importanza, il Progno di Illasi, ad Ovest, caratterizzato da un regime torrentizio ed il Tramigna, ad Est, che nasce dalle sorgenti presenti nella vallata omonima. Nella zona esaminata, l'idrografia superficiale è praticamente assente ed il Vajo Scalucce presenta un esiguo ruscellamento solo in occasione di eventi meteorici particolarmente intensi e duraturi, che si infiltra alla base del gradone superiore scorrendo, talora, all'interfaccia tra i detriti grossolani ed i rifiuti argillosi che formano il gradone inferiore: il suo corso attuale risulta modificato all'origine, rispetto alle condizioni naturali, in virtù della realizzazione della discarica. Ad ogni modo, dall'analisi delle mappe catastali si evince come l'inizio del vajo si sviluppasse originariamente con un andamento irregolare e legato, con ogni probabilità, alle caratteristiche di erodibilità variabili dell'ammasso roccioso che ne costituisce il fondo.

Per quanto riguarda l'**idrogeologia** generale, nel corso dei rilievi effettuati nell'area si è potuta riscontrare l'assenza di emergenze idriche naturali: la cartografia segnala la presenza di una manifestazione sorgentizia immediatamente ad Ovest, verso il Passo Bocca Scalucce, non rilevata perché, secondo le informazioni raccolte sul luogo, secca ed otturata dagli agricoltori locali; essa si troverebbe, comunque, in una posizione idrogeologica che non potrebbe risentire degli eventuali effetti della discarica in esame. Dall'ubicazione in cui essa è segnalata si evince che la genesi di tale sorgente poteva essere ricondotta all'approfondimento delle acque meteoriche attraverso le vulcanoclastiti, che, una volta raggiunto un livello poco permeabile, scorrevano sulla sua superficie venendo a giorno compatibilmente con la morfologia e la geologia locale.

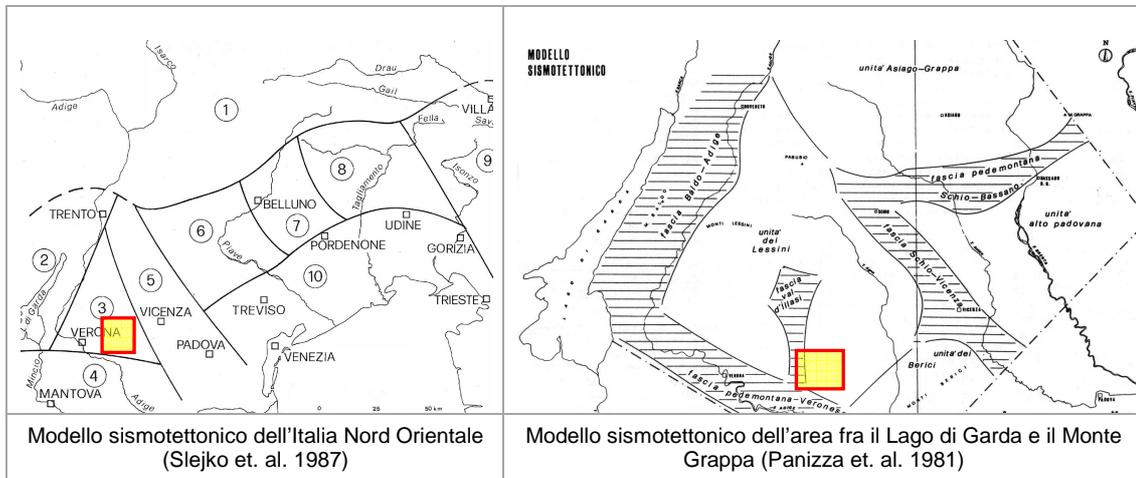
L'idrogeologia dell'area è, quindi, definita principalmente da un carattere profondo e legata all'alimentazione derivante dai rilievi collinari lessinei: questi ultimi, costituiti da formazioni prevalentemente calcaree, sono generalmente fratturati o soggetti a fenomeni di carsismo che, attraverso un'idrodinamica complessa, contribuiscono direttamente all'alimentazione della pianura infravalliva o pedemontana tramite numerosi ed importanti recapiti sotterranei.

Alcuni dati raccolti hanno permesso di verificare come possa ipotizzarsi un collegamento idrogeologico tra le due vallate separate dalla dorsale in cui si trova "Bocca Scalucce": infatti, secondo il Fabiani (1913), esiste un'infiltrazione d'acqua dalla valle più elevata (Val d'Illasi), verso la valle più profonda (Val Tramigna). Pertanto, vista la collocazione geomorfologica del sito in esame, rivolto verso la Val Tramigna, l'alimentazione da Nord verso Sud e da Ovest verso Est delle acque ipogee ed il carsismo locale, si può ipotizzare come anche l'acqua ipogea infiltrata del Vajo Scalucce sia diretta verso la Val Tramigna: per tali motivi, in assenza di sorgenti in quota, i campioni d'acqua esaminati sono stati prelevati allo sbocco vallivo del Vajo Scalucce, in corrispondenza di alcuni pozzi per l'irrigazione.



2.3. Inquadramento sismico dell'area

Secondo il modello di zonazione sismotettonica del C.N.R. del 1987, il sito si colloca nell'“area Lessinea” (Area 3 nella figura sotto a sinistra): suddividendo l'area in sottozone, il territorio si può inserire nella fascia della Val d'Illasi (cfr. figura a destra).



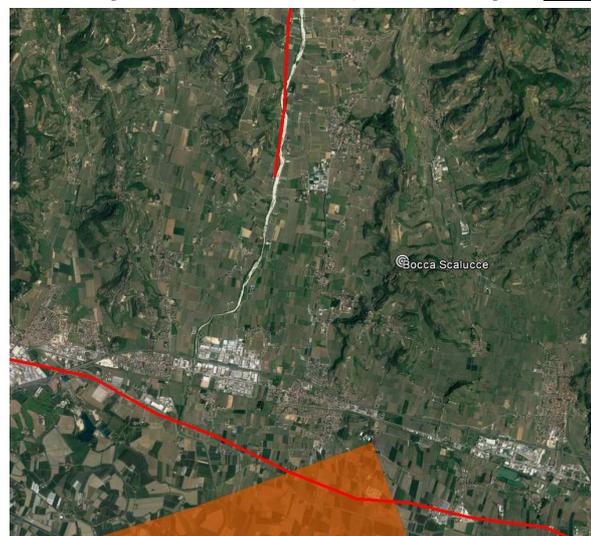
La fascia della Val d'Illasi è caratterizzata da un sistema di faglie con direzione N – S che si interseca con altri lineamenti nella zona di Badia Calavena: secondo alcuni autori, tale sistema di faglie, a rigetto subverticale, denota un abbassamento del lato Est, in corrispondenza del quale si sarebbe impostata la Val d'Illasi.

A queste strutture è legata la forte erosione recente che è stata messa in relazione con l'attività tettonica locale: la presunta faglia della Val d'Illasi, che secondo la cartografia si troverebbe a Nord Ovest del sito, non è ubicabile con precisione, visto che si svilupperebbe al di sotto della coltre alluvionale infravalliva.

Per quanto riguarda la sismicità della vallata, degni di nota sono i terremoti con epicentro definito nella Val d'Illasi del 1891, 1894 e del 1908, quando si verificarono una serie di scosse sismiche, alcune delle quali con intensità fino al VIII - IX grado della scala MCS, che danneggiarono, anche gravemente, molti abitati. La sismicità più recente, di grado medio – basso, è concentrata particolarmente nel settore Nord dell'area lessinea, a cavallo dello svincolo con la “fascia Schio – Vicenza”.

Per quanto riguarda le faglie capaci (faglie che si sono “rotte” almeno una volta negli ultimi 40.000 anni raggiungendo la superficie e producendo una rottura del terreno), si è fatto riferimento alle ricostruzioni del catalogo **ITHACA**, che riporta la faglia **non definita** “Val d'Illasi” (codice 79600) nel fondovalle, a Nord Ovest dell'area e la faglia **non definita** “Adige line” (codice 71700) a Sud: **tali strutture, presunte e nascoste dalla coltre alluvionale, non intersecano il sito** (cfr. lineamenti in rosso indicati nella figura a lato).

Inoltre, il sito si trova all'esterno delle zone sismogeniche individuate dal DISS 3.2.0 (Database of Individual Seismogenic Sources), visto che la sorgente composita “Adige Plain” si trova più a Sud dell'area in esame (area in arancio nella figura a lato).



2.4. Classificazione sismica dell'area

Secondo l'O.P.C.M. n. 3519 del 28 Aprile 2006, la cui applicazione è stata definita dalla Regione Veneto con D.G.R.V. n. 71 del 22 Gennaio 2008, considerata nell'emanazione del D.M. 14 Gennaio 2008 e confermata dal D.M. 17 Gennaio 2018, l'area è inseribile nella fascia distinta da un valore di accelerazione sismica orizzontale a_g riferito a suoli rigidi subpianeggianti caratterizzati da $V_{s,30} > 800$ m/s compreso tra **0,150g** e **0,175g**, (valori riferiti ad una probabilità di superamento del 10% in 50 anni – mappa 50° percentile).

Infatti, per quanto riguarda la **pericolosità di base**, in riferimento ad una probabilità di superamento del 10% in 50 anni ($T_r = 475$ anni), il calcolo eseguito con il programma “Spettri di risposta – ver. 1.0.3” del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici mediante interpolazione per superficie rigata, individua la pericolosità sismica del sito di intervento con un valore di a_g riferito a suoli rigidi subpianeggianti caratterizzati da $V_{s,30} > 800$ m/s pari a **0,153g** (cfr. figura seguente).

Le coordinate locali sono state acquisite da Google Earth e successivamente corrette e convertite nel Datum ED 50, come riportato nella figura sotto, per l'individuazione della pericolosità del sito con l'utilizzo del software “Spettri di risposta – ver. 1.0.3” del Consiglio Superiore dei LL. PP.

| T_R [anni] | a_g [g] | F_0 [-] | T_C^* [s] |
|-----------------|--------------|--------------|----------------|
| 30 | 0,040 | 2,509 | 0,238 |
| 50 | 0,054 | 2,474 | 0,253 |
| 72 | 0,066 | 2,493 | 0,258 |
| 101 | 0,077 | 2,473 | 0,263 |
| 140 | 0,091 | 2,432 | 0,266 |
| 201 | 0,107 | 2,416 | 0,272 |
| 475 | 0,153 | 2,429 | 0,278 |
| 975 | 0,199 | 2,472 | 0,280 |
| 2475 | 0,280 | 2,378 | 0,291 |

Valori dei parametri a_g , F_0 , T_C per i periodi di ritorno T_R di riferimento.
 Estratti da “Spettri di risposta – ver. 1.0.3” del Consiglio Superiore dei LL. PP.

Coordinate ED 50 del sito.
Longitudine 11,20097
Latitudine 45,44488

2.5. Analisi sismica locale

CATEGORIA DI SOTTOSUOLO

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi o in rapporto ad un approccio semplificato che si basa sull'individuazione di Categorie di Sottosuolo.

Ai fini della definizione dell'azione sismica, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi o in rapporto ad un approccio semplificato che si basa sull'individuazione di Categorie di Sottosuolo di riferimento.

Viste le condizioni stratigrafiche locali, è stato utilizzato l'approccio semplificato ed il ricorso alle Categorie di Sottosuolo; per definire le Categorie, il D.M. 17 gennaio 2018 prevede il calcolo del parametro $V_{s,eq}$, ovvero della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio V_s dei terreni posti al di sopra del substrato di riferimento ($V_{s,30}$ per depositi con profondità del substrato superiore a 30 m).

La profondità del substrato è riferita al piano di posa delle fondazioni superficiali, alla testa dei pali per fondazioni indirette, al piano di imposta delle fondazioni per muri di sostegno di terrapieni o alla testa delle opere di sostegno di terreni naturali.

Per l’assegnazione della Categoria di Sottosuolo sono state considerate le indagini di sismica realizzate dallo scrivente nei dintorni che sono state confrontate con le condizioni litologiche e stratigrafiche riscontrate in fase di indagine.

Sulla scorta delle precedenti considerazioni, viste le basse velocità riscontrate negli ammassi rocciosi eocenici, sia calcarei che vulcanici, si è ritenuto cautelativamente corrette inserire l’area nella Categoria di Sottosuolo denominata E, e così definita:

Categoria E – Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m. – cfr. Tabella 3.2.II al paragrafo 3.2.2 delle NTC 2018.

CATEGORIA TOPOGRAFICA E COEFFICIENTE DI AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA ST

Il sito è modellabile nella **Categoria T3** (Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$ - cfr. Tabella 3.2.IV del par. 3.2.2 delle NTC), per cui il coefficiente di amplificazione topografica S_T si potrà assumere pari ad **1,2** come indicato nella Tabella 3.2.VI del par. 3.2.3.2.1 delle NTC.

2.6. Modello Geotecnico Locale

Come descritto in precedenza, le prove ed i rilievi eseguiti in sito hanno evidenziato che la discarica in esame è contenuta in un “bacino” naturale le cui sponde sono costituite esclusivamente dai Calcari Eocenici.

I sondaggi realizzati, condotti sempre sino a raggiungere il substrato roccioso naturale, hanno dimostrato la variabilità di tale ammasso roccioso. La copertura del substrato, costituita da argille di color nocciola con elementi calcarei inclusi, è risultata di spessore variabile da 0,35 m ad 1,50 m e, talora, assente.

I sondaggi hanno permesso, inoltre, di appurare le differenti caratteristiche dei rifiuti conferiti: assimilabili a rifiuti solidi urbani nel gradino superiore, mentre i fanghi stoccati nel gradino inferiore presentano le caratteristiche di un deposito coesivo fine poco consistente.

Nella seguente tabella sono state schematizzate, le caratteristiche meccaniche del sottosuolo, e sono stati riportati i parametri geotecnici x_d di progetto secondo le due modellazioni M1 ed M2 previste dalle NTC 18.

I valori di progetto x_d derivano dai valori caratteristici x_k stabiliti sulla base dei dati bibliografici disponibili.

Al fine di semplificare il modello sono stati considerati solo due strati, considerando il substrato roccioso ed un unico strato che ricomprende lo strato di copertura argillosa ed il rifiuto.

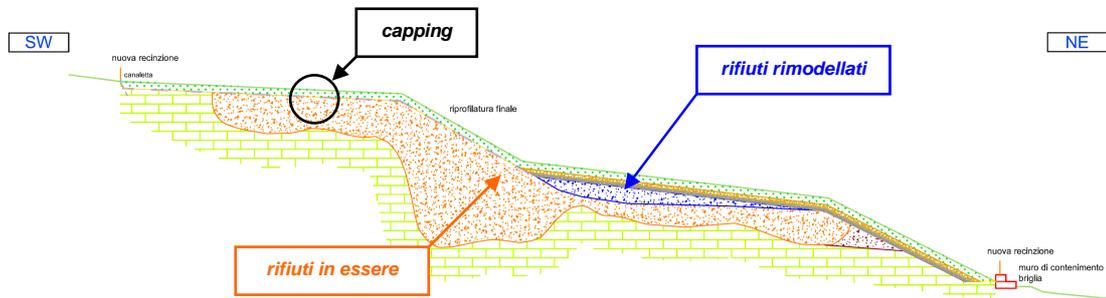
| | Strato | Comportamento prevalente | γ_{nat} (kN/m ³) | c'_d (kPa) | ϕ_d (°) |
|-----------|-----------|---|-------------------------------------|--------------|--------------|
| M1 | A1 | Rifiuto gradino superiore | 17 | 5 | 30 |
| | A2 | Copertura argillosa / rifiuto gradino inferiore | 17 | 15 | 20 |
| | B | Substrato roccioso | 24 | 150 | 20 |
| M2 | A1 | Rifiuto gradino superiore | 17 | 4 | 24,8 |
| | A2 | Copertura argillosa / rifiuto gradino inferiore | 17 | 12 | 16,2 |
| | B | Substrato roccioso | 24 | 120 | 16,2 |

Parametri geotecnici di progetto – Modellazione M1 ed M2 delle NTC

γ_{nat} = Peso di volume naturale del terreno,
 ϕ_d = Angolo di resistenza al taglio di progetto, c'_d = Coesione di progetto

3. DESCRIZIONE DEL PROGETTO

La soluzione progettuale proposta, schematizzata nella figura sottostante, prevede di mantenere tutti i rifiuti presenti nel sito di Bocca Scalucce, previo la loro messa in sicurezza.



I motivi per i quali si propone di non asportare i rifiuti abbandonati nel gradone inferiore sono i seguenti:

- ✘ i rifiuti sono presenti da più di 30 anni. Dalla documentazione analizzata risulta che lo scarico abusivo dei fanghi di conceria sembra essere terminato nel 1984 e, nel contempo, non sono state segnalate particolari anomalie nelle matrici ambientali circostanti (pozzi ad uso acquedottistico), fatto salvo per l'interfaccia tra rifiuti e calcare, che presenta un debole superamento di alcuni metalli pesanti, in entrambi i gradoni;
- ✘ il sito si trova in un'area non facilmente raggiungibile ed il "gradone inferiore", sede dei rifiuti che andrebbero eventualmente rimossi, risulta difficile da cantierizzare;
- ✘ esiste il timore che le attività connesse all'asporto dei rifiuti possano compromettere l'equilibrio esistente mettendo in crisi l'ecosistema locale, e non solo.

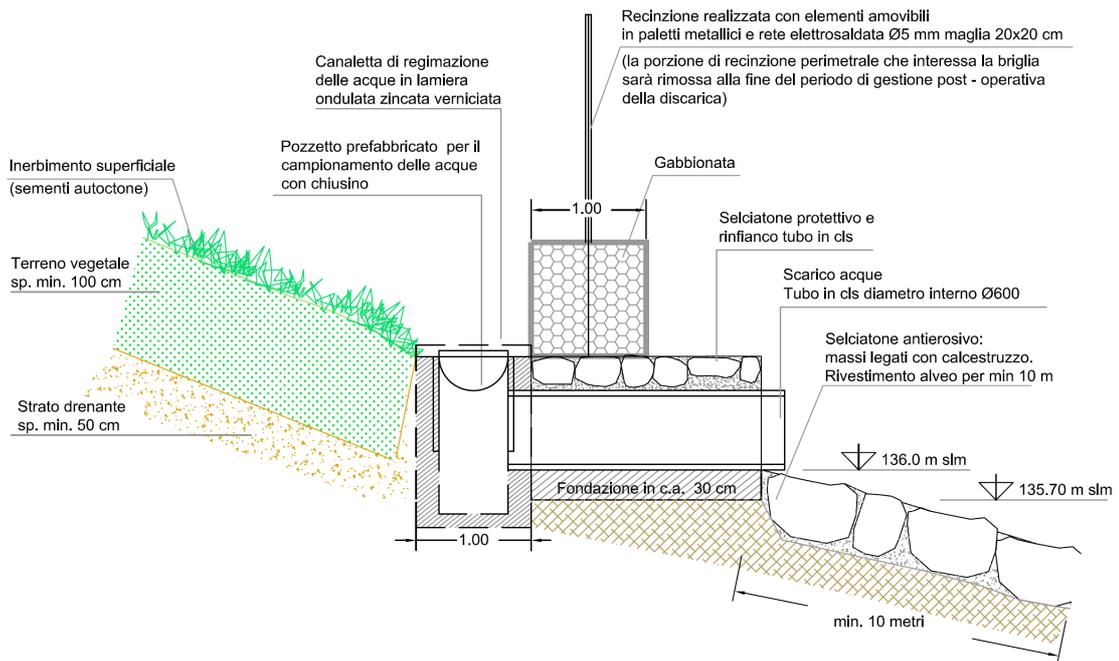
La soluzione progettuale prevede, quindi, il preventivo rimodellamento dell'area mediante la rimozione di parte dei rifiuti dal gradone superiore, per riportarli nel gradone inferiore e creare così le condizioni necessarie alla realizzazione di un capping secondo le normative vigenti in materia di discariche.

Al piede del gradino inferiore è prevista la realizzazione di un'opera di sostegno che avrà funzione di stabilizzazione e contenimento del piede del corpo della discarica.

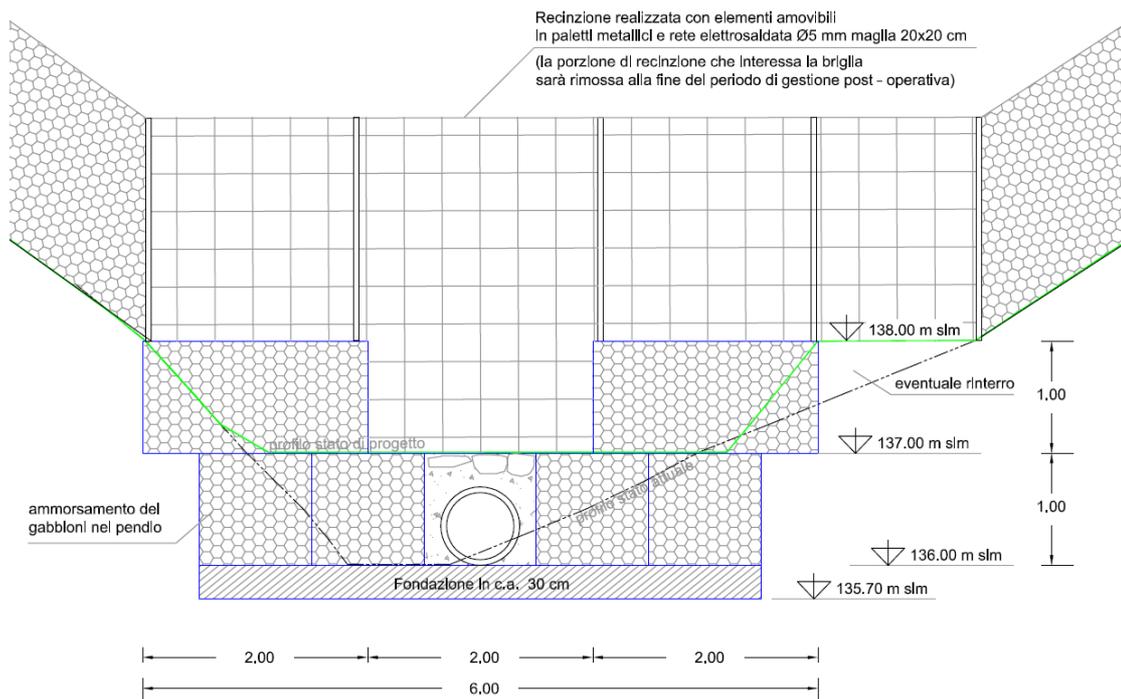
L'opera funzionerà anche da briglia in modo da favorire l'eventuale deflusso delle acque vista la conformazione morfologica del sito.

Nelle seguenti figure è stato illustrato lo schema realizzativo della struttura di contenimento / briglia.

Sezione trasversale



Prospetto



Per la realizzazione della briglia è previsto il posizionamento di due file di gabbioni metallici riempiti con pietrame. La dimensione del singolo gabbione è pari a 1,00 x 1,00 x 2,00 metri.

La fila più bassa sarà costituita da 4 gabbioni affiancati mentre, nel mezzo, è previsto il posizionamento di un pozzetto di raccolta e campionamento delle acque superficiali con relativa tubazione di scarico. Lo spazio tra tubazione e gabbioni sarà intasato con calcestruzzo magro e rivestito in superficie con pietrame.

La seconda fila dell'opera in gabbioni sarà costituita da due gabbioni trasversali rispetto ai precedenti garantendo nel mezzo la luce libera di deflusso di 2,00 metri.

4. RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

4.1. Normativa tecnica di riferimento e raccomandazioni

Il progetto strutturale è stato condotto in ottemperanza alle seguenti norme e regolamenti:

- **Legge n. 1086 del 5/11/1971** - Norme tecniche relative alle disciplina per le opere in CA e CAP ed a struttura metallica.
- **Legge n. 64 del 2/2/1974** – provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- **D.M. 14 Gennaio 2008** – Testo Unitario – Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC).
- **Circolare 02 febbraio 2009 n. 617/C.S.LL.PP.** – “Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008.
- **D.M. 17 Gennaio 2018** – Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018).
- **O.P.C.M. 3519/2006 del 28.04.2006** - Criteri generali per l’individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l’aggiornamento degli elenchi delle medesime zone

4.2. Relazione sulle caratteristiche dei materiali

Opere in c.a.

Acciaio per calcestruzzi armati

Barre in acciaio per calcestruzzo: B 450 C ad aderenza migliorata.

| | | |
|---|-----------------------------|------------------------|
| tensione caratteristica di rotture a trazione | f_{tk} | ≥ 540 MPa |
| tensione caratteristica di snervamento | f_{yk} | ≥ 450 MPa |
| allungamento uniforme al carico massimo | ϵ_{uk} | ≥ 75 ‰ |
| rapporto tra resistenza e tensione di snervamento | $1,15 < (f_t/f_y)_k < 1,35$ | |
| modulo elastico | E_s | 200 kN/mm ² |

Calcestruzzo

Per le opere in progetto si prevede l’impiego delle seguenti classi di calcestruzzo con le seguenti caratteristiche:

classe di resistenza C25/30
rapporto a/c max 0,55
classe di esposizione XC2+XA1
classe di consistenza S4
diametro massimo aggregato 25 mm

Gabbioni metallici

GABBIONI in rete metallica a doppia torsione con maglia esagonale tipo 8x10 tessuta con trafilato di ferro conforme alla UNI-EN 10223-3 avente carico di rottura compreso tra 380 e 550 N/mm² e allungamento minimo pari al 10%, diametro minimo Ø2.70 mm, galvanizzato con lega eutettica con quantitativo conforme alla UNI-EN 10244-2.

Il riempimento dei gabbioni una volta assemblati dovrà avvenire in modo meccanico o manuale con ciottolame di idonea pezzatura, né friabile né gelivo, di dimensioni tali da non fuoriuscire dalla maglia della rete e da consentire il maggior costipamento possibile.

4.3. Determinazione dell'azione sismica

Vita nominale e vita di riferimento

La vita nominale di un'opera strutturale (V_N) è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. Nel caso in oggetto, l'opera ricade all'interno del tipo di costruzione 2:

“Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari” - (paragrafo 2.4.1 delle ‘Nuove Norme Tecniche per le costruzioni – D.M. 17 gennaio 2018’ ”).

La vita nominale risulta pertanto $V_N \geq 50$ anni.

Classe 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. In questo caso, si fa riferimento alla **Classe II** ed il coefficiente d'uso C_U è pari a **1,0**.

Vita di riferimento

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U .

$$V_R = V_N C_U = 50 \cdot 1,0 = 50 \quad (> 35 \text{ anni})$$

Le probabilità di superamento PVR nel periodo di riferimento V_R , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente, è pari al 63% nel caso dello stato limite di esercizio SLD mentre è pari al 10% nel caso dello stato limite ultimo SLV.

Per lo SLD PVR = 63 % in 50 anni, ovvero un periodo di ritorno $T_R = 50$ anni

Per lo SLV PVR = 10 % in 50 anni, ovvero un periodo di ritorno $T_R = 475$ anni

| | | | | |
|-----------------------------|------|----------|-------|----------|
| Coordinate (ED 50) | LAT. | 45,44488 | LONG. | 11,20097 |
|-----------------------------|------|----------|-------|----------|

| STATO LIMITE | T_R [anni] | a_g [g] | F_0 [-] | T_C^* [s] |
|--------------------------------------|-----------------|--------------|--------------|----------------|
| SLO (operatività) | 30 | 0,040 | 2,509 | 0,238 |
| SLD (danno) | 50 | 0,054 | 2,474 | 0,253 |
| SLV (salvaguardia vita) | 475 | 0,153 | 2,429 | 0,278 |
| SLC (prevenzione collasso) | 975 | 0,199 | 2,472 | 0,280 |

Valori dei parametri a_g , F_0 , T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascun SL

| STATO LIMITE | S_s [-] | C_c [-] | S_t [-] | K_h [-] | K_v [-] | A_{max} [m/s ²] | $Beta$ [-] |
|--------------------------------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|----------------------------------|---------------|
| SLO (operatività) | 1,60 | 2,04 | 1,20 | - | - | 0,755 | - |
| SLD (danno) | 1,60 | 1,99 | 1,20 | 0,049 | 0,024 | 1,021 | 0,470 |
| SLV (salvaguardia vita) | 1,59 | 1,92 | 1,20 | 0,111 | 0,055 | 2,863 | 0,380 |
| SLC (prevenzione collasso) | 1,46 | 1,91 | 1,20 | - | - | 3,415 | - |

Coefficienti sismici (muri di sostegno)

4.4. Ipotesi di carico

A monte del muro di sostegno si è applicato un sovraccarico distribuito $q_k = 4 \text{ kN/m}^2$.

Il valore del peso specifico assunto per i materiali strutturali impiegati nella costruzione è:

| | | |
|---|-------|-------------------|
| Terreno naturale e rilevati artificiali | 18,00 | KN/m ³ |
| Calcestruzzo armato | 25,00 | KN/m ³ |
| Gabbioni metallici (riempiti di pietrame) | 17,50 | KN/m ³ |

4.5. Verifica delle strutture

Per ogni stato limite per perdita di equilibrio (EQU), deve essere rispettata la condizione:

$$E_{inst,d} \leq E_{stb,d}$$

Dove $E_{inst,d}$ è il valore di progetto dell'azione instabilizzante, $E_{stb,d}$ è il valore di progetto dell'azione stabilizzante.

Per ogni stato limite ultimo che preveda il raggiungimento della resistenza di un elemento strutturale (STR) o del terreno (GEO), il D.M. 17.01.2018 prevede che sia rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d$$

Dove le espressioni precedenti si possono esprimere nel modo seguente:

$$E_d = E \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

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

E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione

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

R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Effetto delle azioni e resistenza sono quindi espresse in funzione di

| | |
|-----------------------|----------------|
| azioni di progetto | $\gamma_F F_k$ |
| parametri di progetto | X_k/γ_M |
| geometria di progetto | a_d |

La verifica della condizione precedente può essere effettuata utilizzando due approcci progettuali che combinano tra loro una serie di coefficienti parziali e tabellati dalla normativa per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici già definiti in precedenza (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2, R3).

4.6. Verifica del muro in gabbioni

Nella verifica dei muri di sostegno devono essere effettuate le verifiche con riferimento ai seguenti stati limite:

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

- Scorrimento sul piano di posa
- Collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno
- Ribaltamento
- Stabilità globale del complesso opera di sostegno – terreno

SLU di tipo strutturale (STR)

- Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali

Per le verifiche di sicurezza rispetto agli stati limite ultimi (SLU) è stata utilizzata la combinazione seguente:

Approccio 2 – Combinazione (A1 + M1 + R3)

Le verifiche devono essere quindi effettuate utilizzando la combinazione dei coefficienti parziali dove i coefficienti:

- A1, A2 sono moltiplicativi delle azioni
- M1, M2 sono riduttivi dei parametri di resistenza
- R1, R2, sono riduttivi della resistenza globale del sistema

Si sono considerati i seguenti coefficienti parziali sulle azioni:

| Carichi | Effetto | Coefficiente parziale γ_F (o γ_E) | EQU | A1 | A2 |
|--|-------------|---|-----|-----|-----|
| Carichi permanenti G_1 | Favorevoli | γ_{G1} | 0,9 | 1,0 | 1,0 |
| | Sfavorevoli | | 1,1 | 1,3 | 1,0 |
| Carichi permanenti non strutturali G_2 | Favorevoli | γ_{G2} | 0,8 | 0,8 | 0,8 |
| | Sfavorevoli | | 1,5 | 1,5 | 1,3 |
| Azioni Variabili Q | Favorevoli | γ_{Qi} | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| | Sfavorevole | | 1,5 | 1,5 | 1,3 |

I coefficienti parziali previsti dalla normativa per i parametri geotecnici sono i seguenti:

| Parametro | Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale | Coefficiente parziale γ_M | (M1) | (M2) |
|--|---|----------------------------------|------|------|
| Tangente dell'angolo di resistenza al taglio | $\tan \phi'_k$ | $\gamma_{\phi'}$ | 1,00 | 1,25 |
| Coesione efficace | c'_k | $\gamma_{c'}$ | 1,00 | 1,25 |
| Resistenza non drenata | c_{uk} | γ_{cu} | 1,00 | 1,40 |
| Peso dell'unità di volume | γ_r | γ_r | 1,00 | 1,00 |

Per i muri di sostegno i coefficienti parziali γ_r per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO sono i seguenti

| Verifica | Coefficiente parziale γ_r (R3) |
|------------------------------------|---------------------------------------|
| Capacità portante della fondazione | 1,40 |
| Scorrimento | 1,10 |
| Ribaltamento | 1,15 |
| Resistenza del terreno a valle | 1,40 |

Nelle verifiche del muro in gabbioni è stata considerata la condizione più gravosa che corrisponde all'ipotesi in cui la fila superiore di elementi sia completamente rinterrata (ai margini laterali della briglia).

Nel dimensionamento si è applicato un sovraccarico per tener conto del carico indotto dal personale e dai mezzi durante le operazioni di manutenzione.

Le verifiche, che si riportano in allegato, sono state effettuate utilizzando il software MAX 14 della Aztec Informatica S.p.A.

4.7. Condizioni di stabilità globale

Per verificare le condizioni di stabilità globale dell'insieme terreno – opera, si è fatto riferimento alla sezione più gravosa in asse vallecola. A fronte delle caratteristiche morfologiche del rimodellamento in progetto, si sono prese in considerazione le due scarpate più acclivi, rispettivamente la scarpata del gradino superiore e la scarpata di valle del gradino inferiore.

Le verifiche di sicurezza agli SLU per la stabilità globale del sistema opera di sostegno – terreno devono essere eseguite con

Approccio 1 – Combinazione 2 (A2 + M2 + R2)

e rispettare la condizione

$$R_d \geq E_d,$$

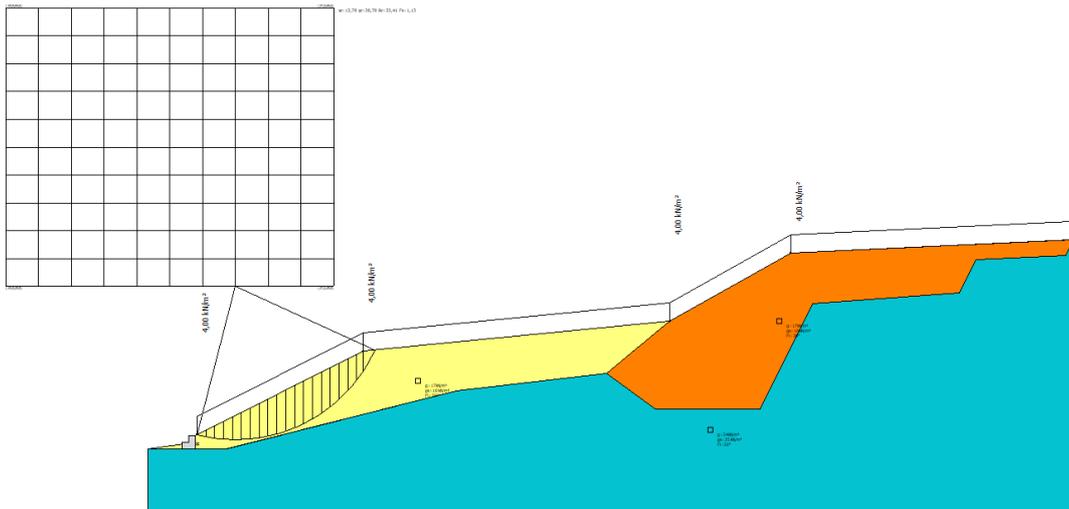
dove R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico ed E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione.

I coefficienti A2 sono moltiplicativi delle azioni (unitario per il peso proprio del terreno e pari ad 1,3 per i carichi variabili), i fattori M2 sono riduttivi dei parametri di resistenza del terreno ed R2 riduce la resistenza globale del sistema ($R2 = \gamma_R$ pari ad 1,1 come da tab. 6.8.I).

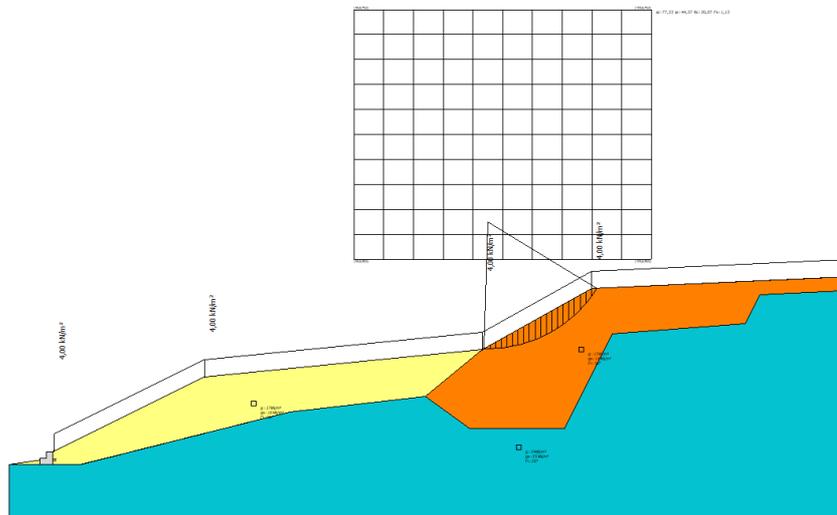
In sostanza, il margine di sicurezza inteso come il rapporto tra la resistenza (se non ridotta in fase di analisi come in questo caso) e l'azione di progetto, deve essere superiore a γ_R (R2).

Le verifiche eseguite con il programma "Slope 2018" (*GeoStru – Licenza n. 6506*) secondo il **metodo dell'equilibrio limite di Janbu**, per superfici di rottura circolari, e considerando il sottosuolo omogeneo alla scala del problema, hanno restituito margini / coefficienti di sicurezza F_s superiori al valore R2 ($\gamma_R = 1,1$) previsto dal D.M. 17 Gennaio 2018.

I grafici seguenti riportano il risultato dell'analisi, evidenziando la superficie di rottura rappresentante il **minor** coefficiente di sicurezza ottenuto.



Verifica scarpata gradino inferiore
F.S. min = 1,135



Verifica scarpata gradino superiore
F.S. min = 1,127

In allegato si riporta una relazione sintetica illustrativa delle verifiche condotte.

ALLEGATO 1

**CALCOLO DELLE STRUTTURE:
DIMENSIONAMENTO MURO IN GABBIONI**

Normative 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)

Il calcolo dei muri di sostegno viene eseguito secondo le seguenti fasi:

- Calcolo della spinta del terreno
- Verifica a ribaltamento
- Verifica a scorrimento del muro sul piano di posa
- Verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite)
- Verifica della stabilità globale

Calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione e verifica in diverse sezioni al ribaltamento, allo scorrimento ed allo schiacciamento.

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 valori 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 p 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 $\theta = \arctg(k_h/(1 \pm k_v))$ 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

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

Terreno a permeabilità elevata

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

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

$$F_{IH} = k_h W \quad F_{IV} = \pm k_v W$$

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 .

Eseguito il calcolo mediante gli eurocodici si può impostare $\eta_r \geq 1.0$.

Deve quindi essere verificata la seguente diseuguaglianza

$$\frac{M_s}{M_r} \geq \eta_r$$

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 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 di un determinato coefficiente di sicurezza η_s .

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

$$\frac{F_r}{F_s} \geq \eta_s$$

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_f la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

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

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 per cento.

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:

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

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:

$$Q_u = c N_c d_{c,i_c} + q N_q d_{q,i_q} + 0.5 \gamma B N_\gamma d_{\gamma,i_\gamma}$$

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

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

$$d_q = d_\gamma = 1$$

$$\text{per } \phi = 0$$

$$d_q = d_v = 1 + 0.1 \frac{D}{B} \sqrt{K_p} \quad \text{per } \phi > 0$$

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:

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

$$i_v = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{\phi^\circ}\right)^2 \quad \text{per } \phi > 0$$

$$i_v = 0 \quad \text{per } \phi = 0$$

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 $\eta_g \geq 1.0$

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:

$$\eta = \frac{\sum_i \left(\frac{c_i b_i + (W_i - u_i b_i) \text{tg} \phi_i}{m} \right)}{\sum_i W_i \sin \alpha_i}$$

dove il termine m è espresso da

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

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 approssimazioni 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

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 |
| γ_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_f | Coefficiente parziale di riduzione della resistenza a compressione uniaassiale delle rocce |

Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

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

| <i>Carichi</i> | <i>Effetto</i> | | <i>A1</i> | <i>A2</i> | <i>EQU</i> | <i>HYD</i> |
|----------------|----------------|------------------|-----------|-----------|------------|------------|
| Permanenti | Favorevole | γ_{Gfav} | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 0,90 |
| Permanenti | Sfavorevole | γ_{Gsfav} | 1,30 | 1,00 | 1,30 | 1,10 |
| 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:

| <i>Parametri</i> | | <i>M1</i> | <i>M2</i> | <i>M2</i> | <i>M1</i> |
|---------------------------------------|---------------------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| Tangente dell'angolo di attrito | $\gamma_{tan\phi'}$ | 1,00 | 1,25 | 1,25 | 1,00 |
| Coesione efficace | γ_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 uniaassiale | γ_{qu} | 1,00 | 1,60 | 1,60 | 1,00 |
| Peso dell'unità di volume | γ_f | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |

Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

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

| <i>Carichi</i> | <i>Effetto</i> | | <i>A1</i> | <i>A2</i> | <i>EQU</i> | <i>HYD</i> |
|----------------|----------------|------------------|-----------|-----------|------------|------------|
| Permanenti | Favorevole | γ_{Gfav} | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 0,90 |
| Permanenti | Sfavorevole | γ_{Gsfav} | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,10 |
| 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:

| <i>Parametri</i> | | <i>M1</i> | <i>M2</i> | <i>M2</i> | <i>M1</i> |
|---------------------------------------|---------------------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| Tangente dell'angolo di attrito | $\gamma_{tan\phi'}$ | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| Coesione efficace | γ_c | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| Resistenza non drenata | γ_{cu} | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| Resistenza a compressione uniaassiale | γ_{qu} | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| Peso dell'unità di volume | γ_f | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |

FONDAZIONE SUPERFICIALE

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

| <i>Verifica</i> | <i>Coefficienti parziali</i> | | |
|------------------------------------|------------------------------|-----------|-----------|
| | <i>R1</i> | <i>R2</i> | <i>R3</i> |
| 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 gradoni in pietrame

Descrizione dei gradoni

Simbologia adottata

| | |
|------------|---|
| Nr. | numero d'ordine del gradone (a partire dall'alto) |
| Bs | base superiore del gradone espressa in [m] |
| Bi | base inferiore del gradone espressa in [m] |
| Hg | altezza del gradone espressa in [m] |
| α_e | inclinazione esterna del gradone espressa in [°] |
| α_i | inclinazione interna del gradone espressa in [°] |

| Nr. | Bs | Bi | Hg | α_e | α_i |
|-----|------|------|------|------------|------------|
| 1 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 0,00 | 0,00 |
| 2 | 2,00 | 2,00 | 1,00 | 0,00 | 0,00 |

Altezza del paramento 2,00 [m]

Fondazione

| | |
|---|----------|
| Lunghezza mensola fondazione di valle | 0,00 [m] |
| Lunghezza mensola fondazione di monte | 0,00 [m] |
| Lunghezza totale fondazione | 2,00 [m] |
| Inclinazione piano di posa della fondazione | 0,00 [°] |
| Spessore fondazione | 0,00 [m] |
| Spessore magrone | 0,00 [m] |

Materiali utilizzati per la struttura

Pietrame

| | |
|--|----------------------------|
| Peso specifico | 1750,0 [kg/mc] |
| Tensione ammissibile a compressione σ_c | 30,0 [kg/cm ²] |
| Angolo di attrito interno ϕ_p | 37,00 [°] |
| Resistenza a taglio τ_p | 5,0 [kg/cm ²] |

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 | 0,10 | 0,00 | 0,00 |
| 2 | 24,53 | 12,31 | 26,74 |
| 3 | 69,37 | 17,72 | 6,88 |

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 | 0,00 | [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/cm ²] |
| c_a | Adesione terra-muro espressa in [kg/cm ²] |

| Descrizione | γ | γ_s | ϕ | δ | c | c_a |
|-------------|----------|------------|--------|----------|-------|-------|
| Terreno 1 | 1800 | 2000 | 20,00 | 13,33 | 0,150 | 0,000 |
| Terreno 2 | 1800 | 2000 | 20,00 | 13,33 | 1,500 | 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/cm ² /cm |
| Ks | Coefficiente di spinta |
| Terreno | Terreno dello strato |

| Nr. | H | a | Kw | Ks | Terreno |
|-----|------|------|-------|------|-----------|
| 1 | 2,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | Terreno 1 |
| 2 | 4,00 | 0,00 | 10,36 | 0,00 | Terreno 2 |

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 =0,00 | X _f =69,00 | Q _i =400,00 | Q _f =400,00 |
|---|---------|----------------------|-----------------------|------------------------|------------------------|

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 | 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 | 1,30 | 1,00 | 1,30 |

Combinazione n° 2 - Caso EQU (SLU)

| | 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 | 1,30 | 1,00 | 1,30 |

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

| | 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 |

Combinazione n° 4 - Caso A1-M1 (STR)

| | 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 | 1,30 | 1,00 | 1,30 |
| Condizione 1 | SFAV | 1,50 | 1,00 | 1,50 |

Combinazione n° 5 - Caso EQU (SLU)

| | 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 | 1,30 | 1,00 | 1,30 |
| Condizione 1 | SFAV | 1,50 | 1,00 | 1,50 |

Combinazione n° 6 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

| | 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 | 1,30 | 1,00 | 1,30 |

Combinazione n° 7 - 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 |

Combinazione n° 8 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. negativo

| | 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 |

Combinazione n° 9 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. positivo

| | 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 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |

Combinazione n° 10 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. negativo

| | 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 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |

Combinazione n° 11 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - 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 |

Combinazione n° 12 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. negativo

| | 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 |

Combinazione n° 13 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo

| | 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 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| Condizione 1 | SFAV | 1,00 | 1,00 | 1,00 |

Combinazione n° 14 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. negativo

| | 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° 15 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. positivo

| | 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 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| Condizione 1 | SFAV | 1,00 | 1,00 | 1,00 |

Combinazione n° 16 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. negativo

| | 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 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| Condizione 1 | SFAV | 1,00 | 1,00 | 1,00 |

Combinazione n° 17 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - 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° 18 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. negativo

| | 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° 19 - Rara (SLE)

| | S/F | γ | Ψ | $\gamma * \Psi$ |
|-------------------------|------------|----------------------------|--------------------------|-----------------------------------|
| Peso proprio muro | -- | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| Peso proprio terrapieno | -- | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| Spinta terreno | -- | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| Condizione 1 | SFAV | 1,00 | 1,00 | 1,00 |

Combinazione n° 20 - Frequente (SLE)

| | S/F | γ | Ψ | $\gamma * \Psi$ |
|-------------------------|------------|----------------------------|--------------------------|-----------------------------------|
| Peso proprio muro | -- | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| Peso proprio terrapieno | -- | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| Spinta terreno | -- | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| Condizione 1 | SFAV | 1,00 | 1,00 | 1,00 |

Combinazione n° 21 - Quasi Permanente (SLE)

| | S/F | γ | Ψ | $\gamma * \Psi$ |
|-------------------------|------------|----------------------------|--------------------------|-----------------------------------|
| Peso proprio muro | -- | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| Peso proprio terrapieno | -- | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| Spinta terreno | -- | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| Condizione 1 | SFAV | 1,00 | 1,00 | 1,00 |

Impostazioni di analisi

Calcolo della portanza metodo di Meyerhof

Coefficiente correttivo su N_y per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLU): 1,00

Coefficiente correttivo su N_y per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLE): 1,00

Impostazioni avanzate

Diagramma correttivo per eccentricità negativa con aliquota di parzializzazione pari a 0.00

Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

| | |
|--------------------------|---|
| <i>C</i> | Identificativo della combinazione |
| <i>Tipo</i> | Tipo combinazione |
| <i>Sisma</i> | Combinazione sismica |
| <i>CS_{SCO}</i> | Coeff. di sicurezza allo scorrimento |
| <i>CS_{RIB}</i> | Coeff. di sicurezza al ribaltamento |
| <i>CS_{QLM}</i> | Coeff. di sicurezza a carico limite |
| <i>CS_{STAB}</i> | Coeff. di sicurezza a stabilità globale |

| C | Tipo | Sisma | CS_{SCO} | CS_{RIB} | CS_{QLM} | CS_{STAB} |
|----------|-------------|----------------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|--------------------------|
| 1 | A1-M1 - [1] | -- | 99,99 | -- | 80,38 | -- |
| 2 | EQU - [1] | -- | -- | 99,90 | -- | -- |
| 3 | STAB - [1] | -- | -- | -- | -- | 6,87 |
| 4 | A1-M1 - [2] | -- | 18,77 | -- | 70,73 | -- |
| 5 | EQU - [2] | -- | -- | 842,02 | -- | -- |
| 6 | STAB - [2] | -- | -- | -- | -- | 5,94 |
| 7 | A1-M1 - [3] | Orizzontale + Verticale positivo | 2,25 | -- | 65,27 | -- |
| 8 | A1-M1 - [3] | Orizzontale + Verticale negativo | 2,02 | -- | 72,45 | -- |
| 9 | EQU - [3] | Orizzontale + Verticale positivo | -- | 9,11 | -- | -- |
| 10 | EQU - [3] | Orizzontale + Verticale negativo | -- | 4,94 | -- | -- |
| 11 | STAB - [3] | Orizzontale + Verticale positivo | -- | -- | -- | 6,95 |
| 12 | STAB - [3] | Orizzontale + Verticale negativo | -- | -- | -- | 7,52 |
| 13 | A1-M1 - [4] | Orizzontale + Verticale positivo | 2,22 | -- | 65,23 | -- |
| 14 | A1-M1 - [4] | Orizzontale + Verticale negativo | 2,02 | -- | 72,45 | -- |
| 15 | EQU - [4] | Orizzontale + Verticale positivo | -- | 8,38 | -- | -- |
| 16 | EQU - [4] | Orizzontale + Verticale negativo | -- | 4,94 | -- | -- |
| 17 | STAB - [4] | Orizzontale + Verticale positivo | -- | -- | -- | 6,26 |
| 18 | STAB - [4] | Orizzontale + Verticale negativo | -- | -- | -- | 6,78 |
| 19 | SLER - [2] | -- | 99,99 | -- | 80,38 | -- |
| 20 | SLEF - [2] | -- | 99,99 | -- | 80,38 | -- |
| 21 | SLEQ - [2] | -- | 99,99 | -- | 80,38 | -- |

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 Meyerhof |
| Calcolo della stabilità globale | metodo di Bishop |
| Calcolo della spinta in condizioni di | Spinta attiva |

Sisma

Identificazione del sito

| | |
|-------------|-----------|
| Latitudine | 45.444880 |
| Longitudine | 11.200970 |
| Comune | |
| Provincia | |
| Regione | |

| | |
|--------------------------------------|-------------------------------|
| Punti di interpolazione del reticolo | 12511 - 12510 - 12732 - 12733 |
|--------------------------------------|-------------------------------|

Tipo di opera

| | |
|---------------------|--|
| Tipo di costruzione | Opera ordinaria |
| Vita nominale | 50 anni |
| Classe d'uso | II - Normali affollamenti e industrie non pericolose |
| Vita di riferimento | 50 anni |

Combinazioni SLU

| | |
|---|------------------------------------|
| Accelerazione al suolo a_g | 1.50 [m/s ²] |
| Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S) | 1.59 |
| Coefficiente di amplificazione topografica (St) | 1.20 |
| Coefficiente riduzione (β_m) | 0.38 |
| Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale | 0.50 |
| Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento) | $k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 11.10$ |
| Coefficiente di intensità sismica verticale (percento) | $k_v=0.50 * k_h = 5.55$ |

Combinazioni SLE

| | |
|---|-----------------------------------|
| Accelerazione al suolo a_g | 0.53 [m/s ²] |
| Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S) | 1.60 |
| Coefficiente di amplificazione topografica (St) | 1.20 |
| Coefficiente riduzione (β_m) | 0.47 |
| Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale | 0.50 |
| Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento) | $k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 4.91$ |
| Coefficiente di intensità sismica verticale (percento) | $k_v=0.50 * k_h = 2.46$ |

| | |
|------------------------------------|--------------|
| Forma diagramma incremento sismico | Rettangolare |
|------------------------------------|--------------|

| | |
|--|----------|
| Partecipazione spinta passiva (percento) | 0,0 |
| Lunghezza del muro | 6,00 [m] |

| | |
|---------------------|-----------------|
| Peso muro | 5250,00 [kg] |
| Baricentro del muro | X=-0,83 Y=-1,17 |

Superficie di spinta

| | |
|---|--------------------|
| Punto inferiore superficie di spinta | X = 0,00 Y = -2,00 |
| Punto superiore superficie di spinta | X = 0,00 Y = 0,00 |
| Altezza della superficie di spinta | 2,00 [m] |
| Inclinazione superficie di spinta (rispetto alla verticale) | 0,00 [°] |

Stabilità globale muro + terreno

Combinazione n° 6

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]= -1,01 Y[m]= 1,51
 Raggio del cerchio R[m]= 3,65
 Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -2,05
 Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 2,63
 Larghezza della striscia dx[m]= 0,19
 Coefficiente di sicurezza C= 5.94
 Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

| Striscia | W | α (°) | Wsin α | b/cos α | ϕ | c | u |
|----------|--------|--------------|---------------|----------------|--------|------|------|
| 1 | 248,22 | 78.42 | 243,16 | 0,93 | 16.23 | 0,12 | 0,00 |
| 2 | 445,76 | 67.27 | 411,15 | 0,48 | 16.23 | 0,12 | 0,00 |
| 3 | 545,04 | 60.48 | 474,30 | 0,38 | 16.23 | 0,12 | 0,00 |
| 4 | 613,95 | 54.94 | 502,55 | 0,33 | 16.23 | 0,12 | 0,00 |
| 5 | 664,85 | 50.09 | 509,97 | 0,29 | 16.23 | 0,12 | 0,00 |
| 6 | 703,11 | 45.69 | 503,17 | 0,27 | 16.23 | 0,12 | 0,00 |
| 7 | 731,68 | 41.62 | 486,02 | 0,25 | 16.23 | 0,12 | 0,00 |
| 8 | 752,40 | 37.80 | 461,13 | 0,24 | 16.23 | 0,12 | 0,00 |
| 9 | 766,49 | 34.16 | 430,41 | 0,23 | 16.23 | 0,12 | 0,00 |
| 10 | 774,83 | 30.68 | 395,31 | 0,22 | 16.23 | 0,12 | 0,00 |
| 11 | 778,04 | 27.31 | 357,02 | 0,21 | 16.23 | 0,12 | 0,00 |
| 12 | 776,62 | 24.05 | 316,51 | 0,21 | 16.23 | 0,12 | 0,00 |
| 13 | 770,93 | 20.87 | 274,62 | 0,20 | 16.23 | 0,12 | 0,00 |
| 14 | 764,70 | 17.75 | 233,16 | 0,20 | 16.23 | 0,12 | 0,00 |
| 15 | 670,42 | 14.69 | 170,01 | 0,19 | 16.23 | 1,12 | 0,00 |
| 16 | 677,22 | 11.67 | 136,99 | 0,19 | 16.23 | 1,20 | 0,00 |
| 17 | 688,56 | 8.68 | 103,95 | 0,19 | 16.23 | 1,20 | 0,00 |
| 18 | 696,54 | 5.72 | 69,41 | 0,19 | 16.23 | 1,20 | 0,00 |
| 19 | 701,23 | 2.77 | 33,90 | 0,19 | 16.23 | 1,20 | 0,00 |
| 20 | 508,97 | -0.17 | -1,51 | 0,19 | 16.23 | 1,20 | 0,00 |
| 21 | 373,15 | -3.11 | -20,25 | 0,19 | 16.23 | 1,20 | 0,00 |
| 22 | 368,08 | -6.06 | -38,86 | 0,19 | 16.23 | 1,20 | 0,00 |
| 23 | 359,72 | -9.03 | -56,44 | 0,19 | 16.23 | 1,20 | 0,00 |
| 24 | 347,99 | -12.02 | -72,45 | 0,19 | 16.23 | 1,20 | 0,00 |
| 25 | 250,56 | -15.04 | -65,03 | 0,19 | 16.23 | 0,98 | 0,00 |

$\Sigma W_i = 14979,07$ [kg] $\Sigma W_i \sin \alpha_i = 5858,20$ [kg] $\Sigma W_i \tan \phi_i = 4361,55$ [kg] $\Sigma \tan \alpha_i \tan \phi_i = 5,02$

COMBINAZIONE n° 8

| | | | | |
|--|----------|------|----------|-----|
| Valore della spinta statica | 0,00 | [kg] | | |
| Componente orizzontale della spinta statica | 0,00 | [kg] | | |
| Componente verticale della spinta statica | 0,00 | [kg] | | |
| Punto d'applicazione della spinta | X = 0,00 | [m] | Y = 0,00 | [m] |
| Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie | 0,00 | [°] | | |
| Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche | 64,82 | [°] | | |
| Incremento sismico della spinta | 0,00 | [kg] | | |
| Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta | X = 0,00 | [m] | Y = 0,00 | [m] |
| Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche | 63,20 | [°] | | |
| Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte | 0,00 | [kg] | | |
| Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte | X = 0,00 | [m] | Y = 0,00 | [m] |
| Inerzia del muro | 582,90 | [kg] | | |
| Inerzia verticale del muro | -291,45 | [kg] | | |
| Inerzia del terrapieno fondazione di monte | 0,00 | [kg] | | |
| Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte | 0,00 | [kg] | | |

Risultanti

| | | |
|---|-----------|-------|
| Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale | 582,90 | [kg] |
| Risultante dei carichi applicati in dir. verticale | 4958,55 | [kg] |
| Sforzo normale sul piano di posa della fondazione | 4958,55 | [kg] |
| Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione | 582,90 | [kg] |
| Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione | -0,07 | [m] |
| Lunghezza fondazione reagente | 2,00 | [m] |
| Risultante in fondazione | 4992,69 | [kg] |
| Inclinazione della risultante (rispetto alla normale) | 6,70 | [°] |
| Momento rispetto al baricentro della fondazione | -340,67 | [kgm] |
| Carico ultimo della fondazione | 359266,95 | [kg] |

Tensioni sul terreno

| | | |
|--|--------|----------|
| Lunghezza fondazione reagente | 2,00 | [m] |
| Tensione terreno allo spigolo di valle | 0,1968 | [kg/cmq] |
| Tensione terreno allo spigolo di monte | 0,2990 | [kg/cmq] |

Fattori per il calcolo della capacità portante

| | | | |
|---------------------------------|---------------|--------------|-------------------|
| Coeff. capacità portante | $N_c = 14.83$ | $N_q = 6.40$ | $N_\gamma = 2.87$ |
| Fattori forma | $s_c = 1,00$ | $s_q = 1,00$ | $s_\gamma = 1,00$ |
| Fattori inclinazione | $i_c = 0,86$ | $i_q = 0,86$ | $i_\gamma = 0,44$ |
| Fattori profondità | $d_c = 1,00$ | $d_q = 1,00$ | $d_\gamma = 1,00$ |

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

| | | | |
|--|----------------|---------------|--------------------|
| | $N'_c = 12.71$ | $N'_q = 5.48$ | $N'_\gamma = 1.27$ |
|--|----------------|---------------|--------------------|

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

| | |
|---|-------|
| Coefficiente di sicurezza a scorrimento | 2.02 |
| Coefficiente di sicurezza a carico ultimo | 72.45 |

Sollecitazioni nel muro e verifica delle sezioni

Combinazione n° 8

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 | 100,00 | 0 | 0 | 0 | -- | 0,00 | -- | -- | 0,00 | -- |
| 2 | 0,10 | 100,00 | 175 | 1 | 19 | -- | 0,02 | -- | -- | 2580,12 | -- |
| 3 | 0,20 | 100,00 | 350 | 4 | 39 | -- | 0,04 | -- | -- | 1293,46 | -- |
| 4 | 0,30 | 100,00 | 525 | 9 | 58 | -- | 0,06 | -- | -- | 864,57 | -- |
| 5 | 0,40 | 100,00 | 700 | 16 | 78 | -- | 0,08 | -- | -- | 650,12 | -- |
| 6 | 0,50 | 100,00 | 875 | 24 | 97 | -- | 0,10 | -- | -- | 521,45 | -- |
| 7 | 0,60 | 100,00 | 1050 | 35 | 117 | -- | 0,13 | -- | -- | 435,68 | -- |
| 8 | 0,70 | 100,00 | 1225 | 48 | 136 | -- | 0,15 | -- | -- | 374,41 | -- |
| 9 | 0,80 | 100,00 | 1400 | 62 | 155 | -- | 0,18 | -- | -- | 328,45 | -- |
| 10 | 0,90 | 100,00 | 1575 | 79 | 175 | -- | 0,20 | -- | -- | 292,71 | -- |
| 11 | 1,00 | 100,00 | 1750 | 97 | 194 | -- | 0,23 | -- | -- | 264,12 | -- |
| 12 | 1,00 | 200,00 | 1750 | -778 | 194 | -- | 0,21 | -- | -- | 521,45 | -- |
| 13 | 1,10 | 200,00 | 2100 | -756 | 233 | -- | 0,22 | -- | -- | 435,68 | -- |
| 14 | 1,20 | 200,00 | 2450 | -731 | 272 | -- | 0,23 | -- | -- | 374,41 | -- |
| 15 | 1,30 | 200,00 | 2800 | -702 | 311 | -- | 0,25 | -- | -- | 328,45 | -- |
| 16 | 1,40 | 200,00 | 3150 | -669 | 350 | -- | 0,26 | -- | -- | 292,71 | -- |
| 17 | 1,50 | 200,00 | 3500 | -632 | 389 | -- | 0,27 | -- | -- | 264,12 | -- |
| 18 | 1,60 | 200,00 | 3850 | -591 | 427 | -- | 0,28 | -- | -- | 240,73 | -- |
| 19 | 1,70 | 200,00 | 4200 | -547 | 466 | -- | 0,29 | -- | -- | 221,23 | -- |
| 20 | 1,80 | 200,00 | 4550 | -498 | 505 | -- | 0,30 | -- | -- | 204,74 | -- |
| 21 | 1,90 | 200,00 | 4900 | -446 | 544 | -- | 0,31 | -- | -- | 190,60 | -- |

COMBINAZIONE n° 10

| | | | | |
|--|----------|------|----------|-----|
| Valore della spinta statica | 0,00 | [kg] | | |
| Componente orizzontale della spinta statica | 0,00 | [kg] | | |
| Componente verticale della spinta statica | 0,00 | [kg] | | |
| Punto d'applicazione della spinta | X = 0,00 | [m] | Y = 0,00 | [m] |
| Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie | 0,00 | [°] | | |
| Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche | 64,82 | [°] | | |
| Incremento sismico della spinta | 0,00 | [kg] | | |
| Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta | X = 0,00 | [m] | Y = 0,00 | [m] |
| Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche | 62,26 | [°] | | |
| Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte | 0,00 | [kg] | | |
| Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte | X = 0,00 | [m] | Y = 0,00 | [m] |
| Inerzia del muro | 874,35 | [kg] | | |
| Inerzia verticale del muro | -437,18 | [kg] | | |
| Inerzia del terrapieno fondazione di monte | 0,00 | [kg] | | |
| Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte | 0,00 | [kg] | | |

Risultanti

| | | |
|---|---------|-------|
| Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale | 874,35 | [kg] |
| Risultante dei carichi applicati in dir. verticale | 4812,82 | [kg] |
| Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle | 1238,66 | [kgm] |
| Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle | 6125,00 | [kgm] |
| Sforzo normale sul piano di posa della fondazione | 4812,82 | [kg] |
| Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione | 874,35 | [kg] |
| Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione | -0,02 | [m] |
| Lunghezza fondazione reagente | 2,00 | [m] |
| Risultante in fondazione | 4891,60 | [kg] |
| Inclinazione della risultante (rispetto alla normale) | 10,30 | [°] |
| Momento rispetto al baricentro della fondazione | -73,51 | [kgm] |

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

| | |
|--|------|
| Coefficiente di sicurezza a ribaltamento | 4,94 |
|--|------|

Sollecitazioni nel muro e verifica delle sezioni

Combinazione n° 10

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 | 100,00 | -- | -- | -- | 0,00 | -- | 0 | 0 | -- | 0,00 |
| 2 | 0,10 | 100,00 | -- | -- | -- | 0,83 | -- | 87 | 1 | -- | 60,04 |
| 3 | 0,20 | 100,00 | -- | -- | -- | 1,67 | -- | 175 | 6 | -- | 30,02 |
| 4 | 0,30 | 100,00 | -- | -- | -- | 2,50 | -- | 263 | 13 | -- | 20,01 |
| 5 | 0,40 | 100,00 | -- | -- | -- | 3,33 | -- | 350 | 23 | -- | 15,01 |
| 6 | 0,50 | 100,00 | -- | -- | -- | 4,16 | -- | 438 | 36 | -- | 12,01 |
| 7 | 0,60 | 100,00 | -- | -- | -- | 5,00 | -- | 525 | 52 | -- | 10,01 |
| 8 | 0,70 | 100,00 | -- | -- | -- | 5,83 | -- | 613 | 71 | -- | 8,58 |
| 9 | 0,80 | 100,00 | -- | -- | -- | 6,66 | -- | 700 | 93 | -- | 7,51 |
| 10 | 0,90 | 100,00 | -- | -- | -- | 7,49 | -- | 788 | 118 | -- | 6,67 |
| 11 | 1,00 | 100,00 | -- | -- | -- | 8,33 | -- | 875 | 146 | -- | 6,00 |
| 12 | 1,00 | 200,00 | -- | -- | -- | 41,67 | -- | 2625 | 146 | -- | 18,01 |
| 13 | 1,10 | 200,00 | -- | -- | -- | 33,20 | -- | 2975 | 178 | -- | 16,73 |
| 14 | 1,20 | 200,00 | -- | -- | -- | 26,91 | -- | 3325 | 216 | -- | 15,42 |
| 15 | 1,30 | 200,00 | -- | -- | -- | 21,99 | -- | 3675 | 259 | -- | 14,17 |
| 16 | 1,40 | 200,00 | -- | -- | -- | 17,97 | -- | 4025 | 309 | -- | 13,03 |
| 17 | 1,50 | 200,00 | -- | -- | -- | 14,59 | -- | 4375 | 364 | -- | 12,01 |
| 18 | 1,60 | 200,00 | -- | -- | -- | 11,67 | -- | 4725 | 426 | -- | 11,10 |
| 19 | 1,70 | 200,00 | -- | -- | -- | 9,11 | -- | 5075 | 493 | -- | 10,30 |
| 20 | 1,80 | 200,00 | -- | -- | -- | 6,80 | -- | 5425 | 565 | -- | 9,59 |
| 21 | 1,90 | 200,00 | -- | -- | -- | 4,71 | -- | 5775 | 644 | -- | 8,97 |

COMBINAZIONE n° 13

Peso muro favorevole e Peso terrapieno favorevole

| | | | | |
|--|----------|------|-----------|-----|
| Valore della spinta statica | 0,00 | [kg] | | |
| Componente orizzontale della spinta statica | 0,00 | [kg] | | |
| Componente verticale della spinta statica | 0,00 | [kg] | | |
| Punto d'applicazione della spinta | X = 0,00 | [m] | Y = 0,00 | [m] |
| Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie | 0,00 | [°] | | |
| Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche | 62,95 | [°] | | |
| Incremento sismico della spinta | 8,19 | [kg] | | |
| Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta | X = 0,00 | [m] | Y = -1,00 | [m] |
| Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche | 59,76 | [°] | | |
| Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte | 0,00 | [kg] | | |
| Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte | X = 0,00 | [m] | Y = 0,00 | [m] |
| Inerzia del muro | 582,90 | [kg] | | |
| Inerzia verticale del muro | 291,45 | [kg] | | |
| Inerzia del terrapieno fondazione di monte | 0,00 | [kg] | | |
| Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte | 0,00 | [kg] | | |

Risultanti

| | | |
|---|-----------|-------|
| Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale | 591,09 | [kg] |
| Risultante dei carichi applicati in dir. verticale | 5541,45 | [kg] |
| Sforzo normale sul piano di posa della fondazione | 5541,45 | [kg] |
| Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione | 591,09 | [kg] |
| Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione | -0,08 | [m] |
| Lunghezza fondazione reagente | 2,00 | [m] |
| Risultante in fondazione | 5572,89 | [kg] |
| Inclinazione della risultante (rispetto alla normale) | 6,09 | [°] |
| Momento rispetto al baricentro della fondazione | -429,63 | [kgm] |
| Carico ultimo della fondazione | 361482,28 | [kg] |

Tensioni sul terreno

| | | |
|--|--------|----------|
| Lunghezza fondazione reagente | 2,00 | [m] |
| Tensione terreno allo spigolo di valle | 0,2126 | [kg/cmq] |
| Tensione terreno allo spigolo di monte | 0,3415 | [kg/cmq] |

Fattori per il calcolo della capacità portante

| | | | |
|---|----------------|---------------|--------------------|
| Coeff. capacità portante | $N_c = 14.83$ | $N_q = 6.40$ | $N_\gamma = 2.87$ |
| Fattori forma | $s_c = 1,00$ | $s_q = 1,00$ | $s_\gamma = 1,00$ |
| Fattori inclinazione | $i_c = 0,87$ | $i_q = 0,87$ | $i_\gamma = 0,48$ |
| Fattori profondità | $d_c = 1,00$ | $d_q = 1,00$ | $d_\gamma = 1,00$ |
| I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio. | | | |
| | $N'_c = 12.90$ | $N'_q = 5.56$ | $N'_\gamma = 1.39$ |

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

| | |
|---|-------|
| Coefficiente di sicurezza a scorrimento | 2.22 |
| Coefficiente di sicurezza a carico ultimo | 65.23 |

Sollecitazioni nel muro e verifica delle sezioni

Combinazione n° 13

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 | 100,00 | 0 | 0 | 0 | -- | 0,00 | -- | -- | 0,00 | -- |
| 2 | 0,10 | 100,00 | 175 | 1 | 20 | -- | 0,02 | -- | -- | 2529,14 | -- |
| 3 | 0,20 | 100,00 | 350 | 4 | 40 | -- | 0,04 | -- | -- | 1267,90 | -- |
| 4 | 0,30 | 100,00 | 525 | 9 | 59 | -- | 0,06 | -- | -- | 847,48 | -- |
| 5 | 0,40 | 100,00 | 700 | 16 | 79 | -- | 0,08 | -- | -- | 637,28 | -- |
| 6 | 0,50 | 100,00 | 875 | 25 | 99 | -- | 0,10 | -- | -- | 511,15 | -- |
| 7 | 0,60 | 100,00 | 1050 | 36 | 119 | -- | 0,13 | -- | -- | 427,07 | -- |
| 8 | 0,70 | 100,00 | 1225 | 49 | 139 | -- | 0,15 | -- | -- | 367,01 | -- |
| 9 | 0,80 | 100,00 | 1400 | 63 | 159 | -- | 0,18 | -- | -- | 321,96 | -- |
| 10 | 0,90 | 100,00 | 1575 | 80 | 178 | -- | 0,21 | -- | -- | 286,93 | -- |
| 11 | 1,00 | 100,00 | 1750 | 99 | 198 | -- | 0,23 | -- | -- | 258,90 | -- |
| 12 | 1,00 | 200,00 | 1750 | -776 | 198 | -- | 0,21 | -- | -- | 511,15 | -- |
| 13 | 1,10 | 200,00 | 2100 | -754 | 237 | -- | 0,22 | -- | -- | 427,77 | -- |
| 14 | 1,20 | 200,00 | 2450 | -728 | 277 | -- | 0,23 | -- | -- | 368,05 | -- |
| 15 | 1,30 | 200,00 | 2800 | -699 | 316 | -- | 0,24 | -- | -- | 323,16 | -- |
| 16 | 1,40 | 200,00 | 3150 | -665 | 355 | -- | 0,26 | -- | -- | 288,20 | -- |
| 17 | 1,50 | 200,00 | 3500 | -628 | 394 | -- | 0,27 | -- | -- | 260,19 | -- |
| 18 | 1,60 | 200,00 | 3850 | -586 | 434 | -- | 0,28 | -- | -- | 237,25 | -- |
| 19 | 1,70 | 200,00 | 4200 | -541 | 473 | -- | 0,29 | -- | -- | 218,12 | -- |
| 20 | 1,80 | 200,00 | 4550 | -492 | 512 | -- | 0,30 | -- | -- | 201,92 | -- |
| 21 | 1,90 | 200,00 | 4900 | -439 | 551 | -- | 0,31 | -- | -- | 188,03 | -- |

Inviluppo sollecitazioni nel muro e verifica delle sezioni

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

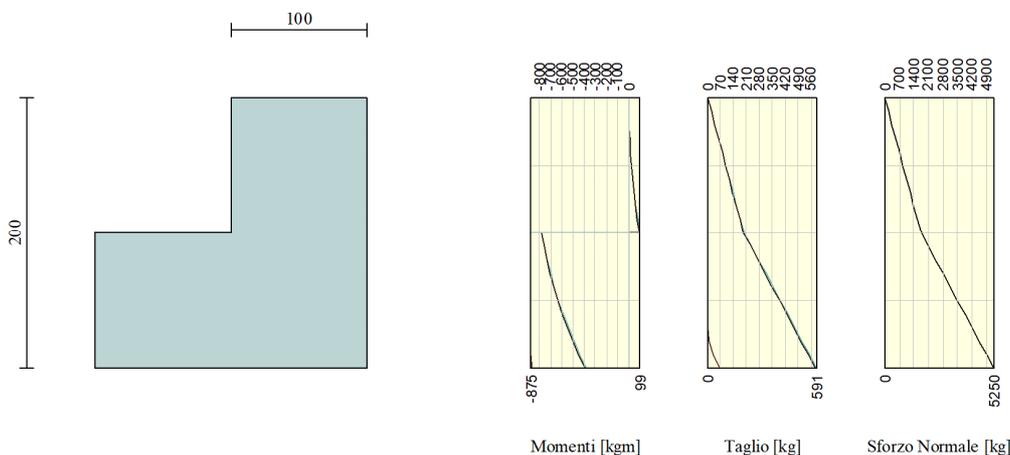
H altezza della sezione espressa in [cm]
 N sforzo normale [kg]
 M momento flettente [kgm]
 T taglio [kg]
 e eccentricità dello sforzo rispetto al baricentro [cm]
 σ_p tensione di compressione massima nel pietrame in [kg/cmq]
 Ms momento stabilizzante [kgm]
 Mr momento ribaltante [kgm]
 Cs coeff. di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

Inviluppo combinazioni SLU

| Nr. | Y | H | Nmin | Nmax | Mmin | Mmax | Tmin | Tmax |
|-----|------|--------|------|------|------|------|------|------|
| 1 | 0,00 | 100,00 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 2 | 0,10 | 100,00 | 175 | 175 | 0 | 1 | 0 | 20 |
| 3 | 0,20 | 100,00 | 350 | 350 | 0 | 4 | 0 | 40 |
| 4 | 0,30 | 100,00 | 525 | 525 | 0 | 9 | 0 | 59 |
| 5 | 0,40 | 100,00 | 700 | 700 | 0 | 16 | 0 | 79 |
| 6 | 0,50 | 100,00 | 875 | 875 | 0 | 25 | 0 | 99 |
| 7 | 0,60 | 100,00 | 1050 | 1050 | 0 | 36 | 0 | 119 |
| 8 | 0,70 | 100,00 | 1225 | 1225 | 0 | 49 | 0 | 139 |
| 9 | 0,80 | 100,00 | 1400 | 1400 | 0 | 63 | 0 | 159 |
| 10 | 0,90 | 100,00 | 1575 | 1575 | 0 | 80 | 0 | 178 |
| 11 | 1,00 | 100,00 | 1750 | 1750 | 0 | 99 | 0 | 198 |
| 12 | 1,00 | 200,00 | 1750 | 1750 | -875 | -776 | 0 | 198 |
| 13 | 1,10 | 200,00 | 2100 | 2100 | -875 | -754 | 0 | 237 |
| 14 | 1,20 | 200,00 | 2450 | 2450 | -875 | -728 | 0 | 277 |
| 15 | 1,30 | 200,00 | 2800 | 2800 | -875 | -699 | 0 | 316 |
| 16 | 1,40 | 200,00 | 3150 | 3150 | -875 | -665 | 0 | 355 |
| 17 | 1,50 | 200,00 | 3500 | 3500 | -875 | -628 | 0 | 394 |
| 18 | 1,60 | 200,00 | 3850 | 3850 | -875 | -586 | 0 | 434 |
| 19 | 1,70 | 200,00 | 4200 | 4200 | -875 | -541 | 0 | 473 |
| 20 | 1,80 | 200,00 | 4550 | 4550 | -875 | -492 | 0 | 512 |
| 21 | 1,90 | 200,00 | 4900 | 4900 | -875 | -439 | 0 | 551 |
| 22 | 2,00 | 200,00 | 5250 | 5250 | -875 | -381 | 0 | 591 |

Inviluppo combinazioni SLU

| Nr. | Y | H | e | σ_p | Ms | Mr | Cs | Cr |
|-----|------|--------|-------|------------|------|-----|-------|-------|
| 1 | 0,00 | 100,00 | 0,00 | 0,00 | 0 | 0 | 0,00 | 0,00 |
| 2 | 0,10 | 100,00 | 0,92 | 0,02 | 87 | 2 | 99,90 | 99,90 |
| 3 | 0,20 | 100,00 | 1,85 | 0,04 | 175 | 6 | 99,90 | 99,90 |
| 4 | 0,30 | 100,00 | 2,77 | 0,06 | 263 | 15 | 99,90 | 99,90 |
| 5 | 0,40 | 100,00 | 3,70 | 0,08 | 350 | 26 | 99,90 | 99,90 |
| 6 | 0,50 | 100,00 | 4,62 | 0,10 | 438 | 40 | 99,90 | 99,90 |
| 7 | 0,60 | 100,00 | 5,54 | 0,13 | 525 | 58 | 99,90 | 99,90 |
| 8 | 0,70 | 100,00 | 6,47 | 0,15 | 613 | 79 | 99,90 | 99,90 |
| 9 | 0,80 | 100,00 | 7,39 | 0,18 | 700 | 103 | 99,90 | 99,90 |
| 10 | 0,90 | 100,00 | 8,32 | 0,21 | 788 | 131 | 99,90 | 99,90 |
| 11 | 1,00 | 100,00 | 9,24 | 0,23 | 875 | 162 | 99,90 | 99,90 |
| 12 | 1,00 | 200,00 | 50,00 | 0,23 | 2625 | 162 | 99,90 | 99,90 |
| 13 | 1,10 | 200,00 | 41,67 | 0,24 | 2975 | 197 | 99,90 | 99,90 |
| 14 | 1,20 | 200,00 | 35,71 | 0,25 | 3325 | 239 | 99,90 | 99,90 |
| 15 | 1,30 | 200,00 | 31,25 | 0,27 | 3675 | 286 | 99,90 | 99,90 |
| 16 | 1,40 | 200,00 | 27,78 | 0,29 | 4025 | 340 | 99,90 | 99,90 |
| 17 | 1,50 | 200,00 | 25,00 | 0,31 | 4375 | 400 | 99,90 | 99,90 |
| 18 | 1,60 | 200,00 | 22,73 | 0,32 | 4725 | 466 | 99,90 | 99,90 |
| 19 | 1,70 | 200,00 | 20,83 | 0,34 | 5075 | 539 | 99,90 | 99,90 |
| 20 | 1,80 | 200,00 | 19,23 | 0,36 | 5430 | 617 | 99,90 | 99,90 |
| 21 | 1,90 | 200,00 | 17,86 | 0,38 | 5790 | 702 | 99,90 | 99,90 |



Diagrammi di involuppo degli sforzi agenti sul muro

Dichiarazioni secondo N.T.C. 2018 (punto 10.2)

Analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo

Il sottoscritto, in qualità di calcolatore delle opere in progetto, dichiara quanto segue.

Tipo di analisi svolta

L'analisi strutturale e le verifiche sono condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico. La verifica della sicurezza degli elementi strutturali è stata valutata con i metodi della scienza delle costruzioni.

Il calcolo dei muri di sostegno viene eseguito secondo le seguenti fasi:

- Calcolo della spinta del terreno
- Verifica a ribaltamento
- Verifica a scorrimento del muro sul piano di posa
- Verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite)
- Verifica della stabilità globale
- Calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione, progetto delle armature e relative verifiche dei materiali.

L'analisi strutturale sotto le azioni sismiche è condotta con il metodo dell'analisi statica equivalente secondo le disposizioni del capitolo 7 del DM 17/01/2018.

La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limite. Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

| | |
|------------|---|
| Titolo | MAX - Analisi e Calcolo Muri di Sostegno |
| Versione | 14.00 |
| Produttore | Aztec Informatica srl, Casole Bruzio (CS) |
| Utente | Ing. Fusina Alberto |
| Licenza | AIU44812G |

Affidabilità dei codici di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. La società produttrice Aztec Informatica srl ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

Modalità di presentazione dei risultati

La relazione di calcolo strutturale presenta i dati di calcolo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. La relazione di calcolo illustra in modo esaustivo i dati in ingresso ed i risultati delle analisi in forma tabellare.

Informazioni generali sull'elaborazione

Il software prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione, di non rispetto di limitazioni geometriche e di armatura e di presenza di elementi non verificati. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, i dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli dal sottoscritto utente del software. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

In base a quanto sopra, io sottoscritto asserisco che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.

ALLEGATO 2

**RELAZIONI SINTETICHE SULLA
VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE OPERA - TERRENO**

Analisi di stabilità – VERIFICA SISMICA con JANBU – SCARPATA GRADINO INFERIORE

=====

| | |
|------------------|----|
| Numero di strati | 3 |
| Numero dei conci | 20 |

Superficie di forma circolare

=====

Maglia dei Centri

=====

| | |
|--|-----------|
| Ascissa vertice sinistro inferiore xi | - 20,81 m |
| Ordinata vertice sinistro inferiore yi | 28,78 m |
| Ascissa vertice destro superiore xs | 27,18 m |
| Ordinata vertice destro superiore ys | 69,56 m |
| Passo di ricerca | 10,0 |
| Numero di celle lungo x | 10,0 |
| Numero di celle lungo y | 10,0 |

=====

Coefficienti sismici (N.T.C.)**Dati generali**

Descrizione:

| | |
|---------------------------|---------------------|
| Latitudine - Datum Ed50: | 45,44488 |
| Longitudine - Datum Ed50: | 11,20097 |
| Tipo opera: | 2 - Opere ordinarie |
| Classe d'uso: | Classe II |
| Vita nominale: | 50 anni |
| Vita di riferimento: | 50 anni |

Parametri sismici su sito di riferimento allo SLV

| S.L. Stato limite | T _R Tempo ritorno (anni) | a _g (m/s ²) | F ₀ (-) | T _c * (s) |
|----------------------|---|---------------------------------------|-----------------------|-------------------------|
| S.L.V. | 475 | 1,50 | 2,429 | 0,278 |

Categoria sottosuolo: E
 Categoria topografica: T3

Coefficienti sismici orizzontali e verticali allo SLV

| S.L. Stato limite | a _{max} (m/s ²) | beta (-) | k _h (-) | k _v (-) |
|----------------------|---|-------------|-----------------------|-----------------------|
| S.L.V. | 2,866 | 0,24 | 0,070 | 0,035 |

| | |
|---|-------|
| Coefficiente azione sismica orizzontale | 0,070 |
| Coefficiente azione sismica verticale | 0,035 |

Risultati analisi (A2+M2+R2)

| | |
|----------------------------|---------|
| Fs minimo individuato | 1,135 |
| Ascissa centro superficie | 12,78 m |
| Ordinata centro superficie | 28,78 m |
| Raggio superficie | 22,41 m |

Analisi dei conci

| N. | B (m) | Alfa (°) | Li (m) | Wi (kN) | Kh•Wi (kN) | Kv•Wi (kN) | c (kN/m ²) | Fi (°) | Ui (kN) | Ni (kN) | Ti (kN) |
|----|----------|-------------|-----------|------------|---------------|---------------|---------------------------|-----------|------------|------------|------------|
| 1 | 1,3 | -12,8 | 1,33 | 15,79 | 1,11 | 0,55 | 12,0 | 16,2 | 0,0 | 21,5 | 24,1 |
| 2 | 1,3 | -9,4 | 1,32 | 35,92 | 2,51 | 1,26 | 12,0 | 16,2 | 0,0 | 41,3 | 29,8 |
| 3 | 1,3 | -6,0 | 1,31 | 54,23 | 3,80 | 1,90 | 12,0 | 16,2 | 0,0 | 58,2 | 34,7 |
| 4 | 1,3 | -2,7 | 1,30 | 70,83 | 4,96 | 2,48 | 12,0 | 16,2 | 0,0 | 72,8 | 38,9 |
| 5 | 1,3 | 0,6 | 1,30 | 85,77 | 6,00 | 3,00 | 12,0 | 16,2 | 0,0 | 85,3 | 42,8 |
| 6 | 1,3 | 3,9 | 1,30 | 99,04 | 6,93 | 3,47 | 12,0 | 16,2 | 0,0 | 96,1 | 46,2 |
| 7 | 1,3 | 7,3 | 1,31 | 11,64 | 7,74 | 3,87 | 12,0 | 16,2 | 0,0 | 105,3 | 49,4 |
| 8 | 1,3 | 10,6 | 1,32 | 120,52 | 8,44 | 4,22 | 12,0 | 16,2 | 0,0 | 112,9 | 52,4 |
| 9 | 1,3 | 14,0 | 1,34 | 128,66 | 9,01 | 4,50 | 12,0 | 16,2 | 0,0 | 119,2 | 55,3 |
| 10 | 1,3 | 17,5 | 1,36 | 134,96 | 9,45 | 4,72 | 12,0 | 16,2 | 0,0 | 124,0 | 58,2 |
| 11 | 1,3 | 21,0 | 1,39 | 139,35 | 9,75 | 4,88 | 12,0 | 16,2 | 0,0 | 127,4 | 60,9 |
| 12 | 1,3 | 24,6 | 1,43 | 141,69 | 9,92 | 4,96 | 12,0 | 16,2 | 0,0 | 129,3 | 63,7 |
| 13 | 1,3 | 28,3 | 1,48 | 141,80 | 9,93 | 4,96 | 12,0 | 16,2 | 0,0 | 129,5 | 66,6 |
| 14 | 1,3 | 32,2 | 1,54 | 139,47 | 9,76 | 4,88 | 12,0 | 16,2 | 0,0 | 127,8 | 69,5 |
| 15 | 1,3 | 36,2 | 1,61 | 134,39 | 9,41 | 4,70 | 12,0 | 16,2 | 0,0 | 123,7 | 72,5 |
| 16 | 1,3 | 40,5 | 1,71 | 126,12 | 8,83 | 4,41 | 12,0 | 16,2 | 0,0 | 116,7 | 75,7 |
| 17 | 1,3 | 45,0 | 1,84 | 114,06 | 7,98 | 3,99 | 12,0 | 16,2 | 0,0 | 105,5 | 78,9 |
| 18 | 1,3 | 49,9 | 2,02 | 97,25 | 6,81 | 3,40 | 12,0 | 16,2 | 0,0 | 88,3 | 82,0 |
| 19 | 1,3 | 54,6 | 1,61 | 56,04 | 3,92 | 1,96 | 12,0 | 16,2 | 0,0 | 47,4 | 60,5 |
| 20 | 1,3 | 61,0 | 3,43 | 50,24 | 3,52 | 1,76 | 12,0 | 16,2 | 0,0 | 16,1 | 100,2 |

B: Larghezza del concio; **Alfa:** Angolo di inclinazione della base del concio; **Li:** Lunghezza della base del concio; **Wi:** Peso del concio ; **Ui:** Forze derivanti dalle pressioni neutre; **Ni:** forze agenti normalmente alla direzione di scivolamento; **Ti:** forze agenti parallelamente alla superficie di scivolamento; **Fi:** Angolo di resistenza al taglio; **c:** coesione; **Kh:** Coefficiente azione sismica orizzontale; **Kv:** Coefficiente azione sismica verticale

Considerazioni generali

Per le verifiche di cui sopra, sono stati considerati i parametri litotecnici riportati all'interno della relazione (**Modellazione M2 – Strato A2**) ed una geometria della scarpata ricostruita secondo il seguente profilo:

| Vertici profilo | x (m) | y (m) |
|-----------------|--------|-------|
| 1 | 0,00 | 0,00 |
| 2 | 0,00 | 5,00 |
| 3 | 7,00 | 5,00 |
| 4 | 31,50 | 19,30 |
| 5 | 76,30 | 23,71 |
| 6 | 94,00 | 33,71 |
| 7 | 135,30 | 35,60 |

```

=====
Numero di strati                                     3
Numero dei conci                                    20
Superficie di forma circolare
=====
    
```

Maglia dei Centri

```

=====
Ascissa vertice sinistro inferiore xi                55,63 m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi               38,45 m
Ascissa vertice destro superiore xs                 103,63 m
Ordinata vertice destro superiore ys                79,23 m
Passo di ricerca                                    10,0
Numero di celle lungo x                             10,0
Numero di celle lungo y                             10,0
=====
    
```

Coefficienti sismici (N.T.C.)

Dati generali

```

Descrizione:
Latitudine - Datum Ed50:                            45,44488
Longitudine - Datum Ed50:                           11,20097
Tipo opera:                                          2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:                                       Classe II
Vita nominale:                                      50 anni
Vita di riferimento:                                50 anni
    
```

Parametri sismici su sito di riferimento allo SLV

| S.L. Stato limite | T _R Tempo ritorno (anni) | a _g (m/s ²) | F ₀ (-) | T _c * (s) |
|----------------------|---|---------------------------------------|-----------------------|-------------------------|
| S.L.V. | 475 | 1,50 | 2,429 | 0,278 |

Categoria sottosuolo: E
 Categoria topografica: T3

Coefficienti sismici orizzontali e verticali allo SLV

| S.L. Stato limite | a _{max} (m/s ²) | beta (-) | k _h (-) | k _v (-) |
|----------------------|---|-------------|-----------------------|-----------------------|
| S.L.V. | 2,866 | 0,24 | 0,070 | 0,035 |

Coefficiente azione sismica orizzontale 0,070
 Coefficiente azione sismica verticale 0,035

Risultati analisi (A2+M2+R2)

| | |
|----------------------------|---------|
| Fs minimo individuato | 1,127 |
| Ascissa centro superficie | 77,23 m |
| Ordinata centro superficie | 44,57 m |
| Raggio superficie | 20,67 m |

Analisi dei concii

| N. | B (m) | Alfa (°) | Li (m) | Wi (kN) | Kh•Wi (kN) | Kv•Wi (kN) | c (kN/m ²) | Fi (°) | Ui (kN) | Ni (kN) | Ti (kN) |
|----|----------|-------------|-----------|------------|---------------|---------------|---------------------------|-----------|------------|------------|------------|
| 1 | 0,91 | -0,3 | 0,91 | 7,32 | 0,51 | 0,26 | 4,0 | 24,8 | 0,0 | 7,4 | 7,5 |
| 2 | 0,91 | 2,2 | 0,91 | 15,43 | 1,08 | 0,54 | 4,0 | 24,8 | 0,0 | 15,0 | 11,3 |
| 3 | 0,91 | 4,7 | 0,91 | 22,53 | 1,58 | 0,79 | 4,0 | 24,8 | 0,0 | 21,4 | 14,5 |
| 4 | 0,91 | 7,3 | 0,92 | 28,99 | 2,03 | 1,01 | 4,0 | 24,8 | 0,0 | 27,0 | 17,3 |
| 5 | 0,91 | 9,8 | 0,92 | 34,82 | 2,44 | 1,22 | 4,0 | 24,8 | 0,0 | 31,9 | 19,9 |
| 6 | 0,91 | 12,4 | 0,93 | 40,01 | 2,80 | 1,40 | 4,0 | 24,8 | 0,0 | 36,2 | 22,3 |
| 7 | 0,91 | 15,0 | 0,94 | 44,53 | 3,12 | 1,56 | 4,0 | 24,8 | 0,0 | 39,8 | 24,4 |
| 8 | 0,91 | 17,6 | 0,95 | 48,37 | 3,39 | 1,69 | 4,0 | 24,8 | 0,0 | 42,8 | 26,3 |
| 9 | 0,91 | 20,3 | 0,97 | 51,50 | 3,60 | 1,80 | 4,0 | 24,8 | 0,0 | 45,2 | 28,1 |
| 10 | 0,91 | 23,0 | 0,99 | 53,87 | 3,77 | 1,89 | 4,0 | 24,8 | 0,0 | 46,9 | 29,6 |
| 11 | 0,91 | 25,7 | 1,01 | 55,45 | 3,88 | 1,94 | 4,0 | 24,8 | 0,0 | 48,1 | 31,0 |
| 12 | 0,91 | 28,6 | 1,04 | 56,19 | 3,93 | 1,97 | 4,0 | 24,8 | 0,0 | 48,6 | 32,2 |
| 13 | 0,91 | 31,5 | 1,07 | 56,01 | 3,92 | 1,96 | 4,0 | 24,8 | 0,0 | 48,3 | 33,2 |
| 14 | 0,91 | 34,5 | 1,10 | 54,83 | 3,84 | 1,92 | 4,0 | 24,8 | 0,0 | 47,3 | 33,9 |
| 15 | 0,91 | 37,6 | 1,15 | 52,55 | 3,68 | 1,84 | 4,0 | 24,8 | 0,0 | 45,4 | 34,3 |
| 16 | 0,91 | 40,9 | 1,20 | 49,02 | 3,43 | 1,72 | 4,0 | 24,8 | 0,0 | 42,4 | 34,3 |
| 17 | 0,91 | 44,3 | 1,27 | 44,06 | 3,08 | 1,54 | 4,0 | 24,8 | 0,0 | 38,0 | 33,7 |
| 18 | 0,91 | 47,9 | 1,36 | 37,40 | 2,62 | 1,31 | 4,0 | 24,8 | 0,0 | 32,0 | 32,1 |
| 19 | 0,91 | 51,9 | 1,47 | 28,68 | 2,01 | 1,00 | 4,0 | 24,8 | 0,0 | 23,6 | 29,0 |
| 20 | 0,91 | 56,2 | 1,63 | 13,84 | 0,97 | 0,48 | 4,0 | 24,8 | 0,0 | 8,4 | 19,9 |

B: Larghezza del concio; **Alfa:** Angolo di inclinazione della base del concio; **Li:** Lunghezza della base del concio; **Wi:** Peso del concio ; **Ui:** Forze derivanti dalle pressioni neutre; **Ni:** forze agenti normalmente alla direzione di scivolamento; **Ti:** forze agenti parallelamente alla superficie di scivolamento; **Fi:** Angolo di resistenza al taglio; **c:** coesione; **Kh:** Coefficiente azione sismica orizzontale; **Kv:** Coefficiente azione sismica verticale

Considerazioni generali

Per le verifiche di cui sopra, sono stati considerati i parametri litotecnici riportati all'interno della relazione (**Modellazione M2 – Strato A1**) ed una geometria della scarpata ricostruita secondo il seguente profilo:

| Vertici profilo | x (m) | y (m) |
|-----------------|--------|-------|
| 1 | 0,00 | 0,00 |
| 2 | 0,00 | 5,00 |
| 3 | 7,00 | 5,00 |
| 4 | 31,50 | 19,30 |
| 5 | 76,30 | 23,71 |
| 6 | 94,00 | 33,71 |
| 7 | 135,30 | 35,60 |