REGIONE PIEMONTE

PROVINCIA DEL VERBANO CUSIO OSSOLA

COMUNE DI MONTECRESTESE

PROGETTO DI RINNOVO CON VARIANTE DELLA CAVA "*La Beola di Monte*"

ADEMPIMENTI:

Legge Regionale n.40/98 articolo 12 e s.m.i.

- RELAZIONE GEOLOGICO TECNICA -



Il Committente

Soc. La Beola di Monte S.r.l.
Via S. d'Acquisto, 6
28845 Domodossola (VB)
www.labeoladimonte.it

Il Tecnico:

Dott. Geol. Riccardo Frencia

Via Pignari, 18
12037 Saluzzo (CN) IT
cell.: 328.5327610
e-mail: *riccardo.frencia@sergiopiemonte.it*

Dicembre 2022

INDICE

1. PREMESSA 4

2. RELAZIONE GELOGICA 5

2.1 INQUADRAMENTO GEOLOGICO 5
2.2 GEOLOGIA DI DETTAGLIO 8
2.3 CARATTERIZZAZIONE LITOSTRATIGRAFICA DI DETTAGLIO 9

3. INQUADRAMENTO IDROLOGICO E IDROGEOLOGICO 12

3.1 IDROGRAFIA SUPERFICIALE 12
3.2 IDROGEOLOGIA DELL'AREA 13

4. QUADRO DEL DISSESTO 14

5. ANALISI GEOSTRUTTURALE E GEOMECCANICA DEL SITO 17

5.1 PREMESSA 17
5.2 ANALISI GEOSTRUTTURALE 18
5.2.1 Cava orientale 20
5.2.2 Cava occidentale 24
5.3 RICOSTRUZIONE GEOSTRUTTURALE DELL'AMMASSO ROCCIOSO 27
5.3.1 Resistenza a compressione monoassiale della roccia 30
5.4 CLASSIFICAZIONE DELL'AMMASSO ROCCIOSO 31
5.4.1 Metodo di Barton (Sistema Q) 31
5.4.2 Metodo di Bieniawsi 34

6. RELAZIONE SISMICA 37

6.1 INQUADRAMENTO NORMATIVO E TECNICO 37
6.1.1 Stati limite di riferimento 38
6.2 CARATTERIZZAZIONE DELL'AZIONE SISMICA SUL TERRENO IN ESAME SECONDO LE N.T.C. 2018 39
6.2.1 Calcolo del periodo di riferimento per l'azione sismica 39
6.2.2 Azione sismica attesa al sito 41

7. VERIFICHE DI STABILITÀ MEDIANTE TEST DI MARKLAND 45

7.1 TEST DI MARKLAND SUI FRONTI (INVILUPPI) DELLA "CAVA ORIENTALE" 45
7.2 TEST DI MARKLAND SUI FRONTI (SINGOLE ALZATE) DELLA "CAVA ORIENTALE" 48
7.3 TEST DI MARKLAND SUI FRONTI (INVILUPPI) DELLA "CAVA OCCIDENTALE" 50
7.4 TEST DI MARKLAND SUI FRONTI (SINGOLE ALZATE) DELLA "CAVA OCCIDENTALE" 52

8. VERIFICA DI STABILITÀ DEI CINEMATISMI INDIVIDUATI 54

8.1 SCIVOLAMENTI PLANARI 54
8.1.1 Scivolamenti planari – SPE1 e SPO1 54
8.2 SCIVOLAMENTI DI CUNEI IN ROCCIA 57
8.2.1 Scivolamento di cuneo in roccia – SCE1 57

8.2.2 Scivolamento di cuneo in roccia – SCE2 61
8.2.3 Scivolamento di un cuneo in roccia – SCE3 63
8.2.4 Scivolamento di un cuneo in roccia – SCO1 66
8.3 RIBALTAMENTO 70
8.3.1 Verifica ribaltamento TE1 70
8.3.2 Verifica ribaltamento TE2 80
8.3.3 Verifica ribaltamento TO1 85
8.4 VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE 94
9. VERIFICA DI STABILITA' DEI MURI DI SOSTEGNO DELLA PISTA DI ACCESSO (AREA EX CAVA CASTELLUCCIO) 95
9.1.1 Combinazione fondamentale 98
9.1.2 Combinazione sismica 104
10. VERIFICA DI STABILITA' DELLE SCARPATE IN MATERIALE DI RIPORTO 110
10.1.1 Sezione 2-2' – Combinazione fondamentale 111
10.1.2 Sezione 2-2' – Combinazione sismica 115
11. CONCLUSIONI 119

1. PREMESSA

Questo elaborato è parte integrante dello studio relativo al progetto di rinnovo con variante di una cava di pietra ornamentale sita nel Comune di Montecrestese in località Croppola.

In questa relazione saranno esposte le peculiarità geologiche, geomorfologiche e geomeccaniche dell'area su cui è previsto l'ampliamento di un'attività estrattiva già esistente, col fine di consigliare e prescrivere le soluzioni tecniche opportune e di valutare la compatibilità dell'intervento proposto con l'assetto geologico dell'area.

L'area in variante comprende il completo ribasso del piazzale alla quota di 384 m s.l.m. e il recupero dell'area a nord della cava mediante realizzazione di un vallo di mascheramento sulla cui sommità si propone la collocazione di un impianto fotovoltaico.

Il presente studio geologico e geostrutturale si basa su sopralluoghi e rilievi effettuati nell'ambito dell'attività estrattiva in progetto e in un suo intorno significativo.

La caratterizzazione geostrutturale è stata effettuata sia sulle porzioni di ammasso roccioso già interessate dall'attività di coltivazione pregressa che sulle porzioni (dove affioranti) interessate dall'ampliamento in oggetto o in prossimità allo stesso.

L'analisi geologica dell'area è così costituita:

- inquadramento geologico generale;
- modello geologico di dettaglio (geomorfologia, litostratigrafia e strutture);
- analisi geostrutturale e geomeccanica;
- verifiche di stabilità dei fronti rocciosi e dei cunei di roccia instabili;
- verifica di stabilità, ribaltamento, scorrimento e carico limite dei muri di sostegno in progetto.

Lo studio è stato redatto in ottemperanza a quanto richiesto dalla Circolare del Presidente della Giunta Regionale del 18/09/1995 n. 21/LAP, dalla L.R. n. 23 del 17/11/2016 e del regolamento 11.R della Regione Piemonte, dalla L.R. 45/1989 *Norme per gli interventi da eseguire in terreni sottoposti a vincolo per scopi idrogeologici* e al D.M. 17/01/2018 *Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC18)*.

2. RELAZIONE GELOGICA

2.1 INQUADRAMENTO GEOLOGICO

L'area di intervento si trova lungo il fianco sinistro idrografico della Val d'Ossola, in località Croppola nel Comune di Montecrestese.

Da un punto di vista geomorfologico la Val d'Ossola ha una classica forma glaciale fino a Domodossola, a monte della piana dell'abitato sono ancora presenti i caratteri erosionali di origine glaciale ma si fanno più evidenti svariate forme di origine torrentizia subglaciale e postglaciale.

Nell'area in esame e nel suo intorno hanno agito diversi processi morfogenetici, dovuti all'azione glaciale, fluviale e gravitativa. L'azione del ghiacciaio è riconoscibile per la presenza delle forme di erosione in roccia tipiche dell'ambiente glaciale-alpino, prevalentemente rocce montonate, strie e spalle glaciali; a proposito dei depositi lasciati dal ghiacciaio, ne rimangono alcuni lembi lungo i fianchi vallivi e al di sotto dei piccoli centri abitati.

L'azione dei corsi d'acqua è evidente all'interno delle incisioni che scendono lunghi i versanti; i depositi di origine fluviale sono meno evidenti in questo ambito, al contrario risultano più facilmente riconoscibili ed evidenti più a valle, dove i torrenti sfociano nella valle del Toce e generano talvolta grandi accumuli (conoidi).

Infine l'azione della gravità è riconoscibile prevalentemente per la formazione di importanti accumuli di massi e blocchi eterogenei ai piedi delle pareti verticali (frane di crollo). Il territorio subisce l'azione di altri fattori di modellamento come lo scorrimento di acque superficiali non incanalate, gli agenti atmosferici (principalmente cicli gelo-disgelo) e l'azione antropica (attività estrattive, scavi in generale e cumuli di materiale di riporto).

Per effettuare una ricostruzione del quadro geologico generale si può dire che risalendo la Val d'Ossola da Verbania è possibile osservare uno spaccato molto completo delle strutture che costituiscono l'apparato alpino; l'assetto geologico è piuttosto complesso essendo presenti in pochi km molti elementi strutturali che compongono la catena alpina.

Il primo dominio alpino riconoscibile è la *Zona Ivrea-Verbano,* costituito da kinzigiti con rocce basiche e localmente da peridotiti del mantello; questo dominio a differenza dei successivi fa parte delle cosiddette *Alpi meridionali o Sudalpino*. Con questo termine si indicano quei complessi e quelle unità a vergenza africana, questa porzione di catena alpina è in contatto tettonico con la catena a vergenza europea, la "linea" che divide questi due elementi geologici prende il nome di *Lineamento*

Periadriatico. Questo lineamento è costituito da fratture subverticali di tipo trascorrente che a seconda della zona prendono nomi diversi: *del Canavese, del Tonale, della Pusteria, della Gailtal*.

Superata la linea del Canavese (dopo Vogogna) si entra nella catena alpina a vergenza europea, qui troviamo dapprima la *Zona Sesia-Lanzo (Austroalpino)*.

Procedendo verso nord (risalendo la valle) si incontrano la *Falda Pennidica Superiore* (del Monte Rosa)*, le Ofioliti di Antrona e la zona di Camughera-Moncucco.*

Alla base di queste è presente la *Linea del Sempione*, ovvero una faglia poco inclinata lungo la quale ha agito un movimento distensivo, che si ritiene abbia favorito la "denudazione tettonica" della *Zona Pennidica Inferiore*, quest'ultima è costituita nel settore a nord di Domodossola dalle falde *del Monte Leone, del Lebendum, di Antigorio e dalla cupola di Verampio*.

Queste falde sono costituite da prevalenti ortogneiss granitici ercinici e sono separate da sinclinali mesozoiche, hanno subito un solo ciclo metamorfico polifasico, da un punto di vista strutturale sono caratterizzate da grandi pieghe isoclinali coricate (a tratti suborizzontali).

L'area in esame ricade sul foglio n° 15 "*Domodossola*" della Carta Geologica d'Italia in scala 1:100.000, di cui si riporta un estratto in seguito.

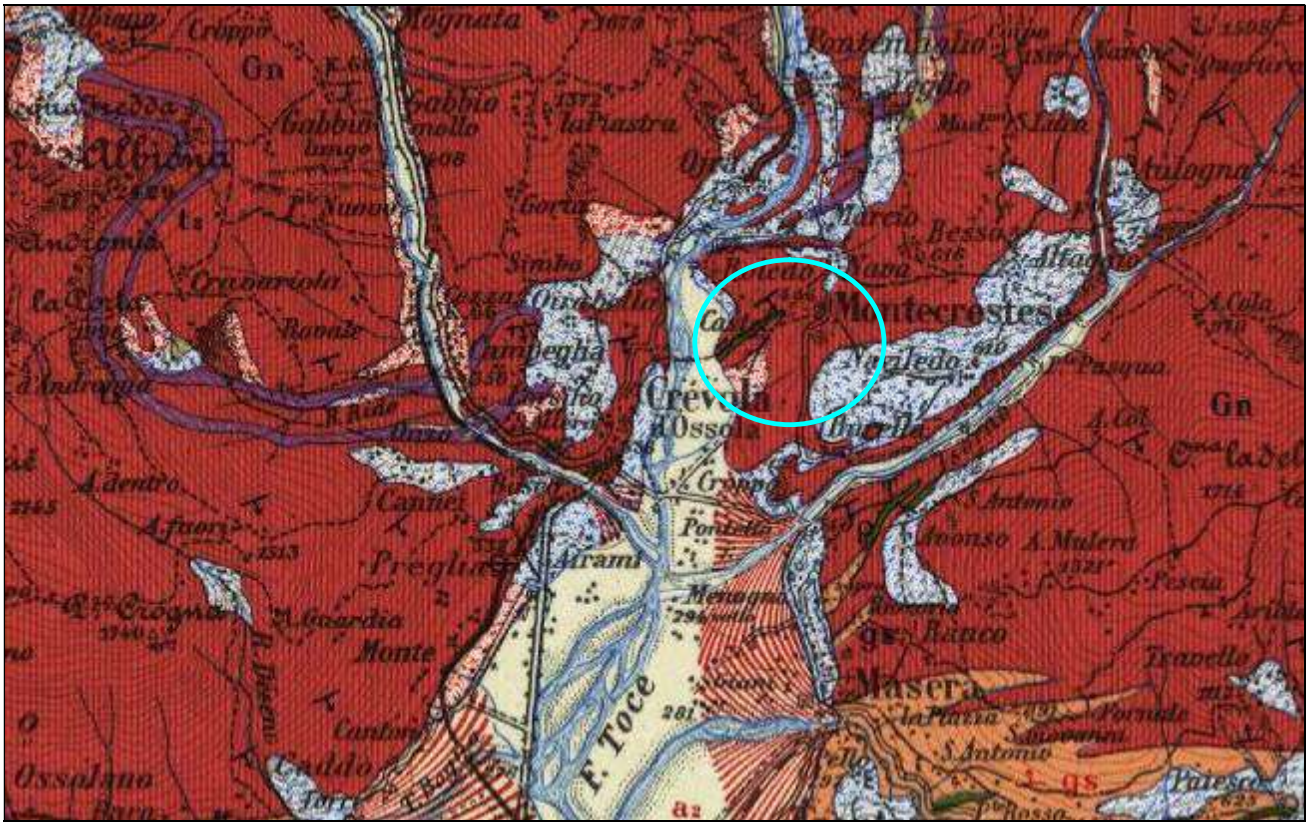
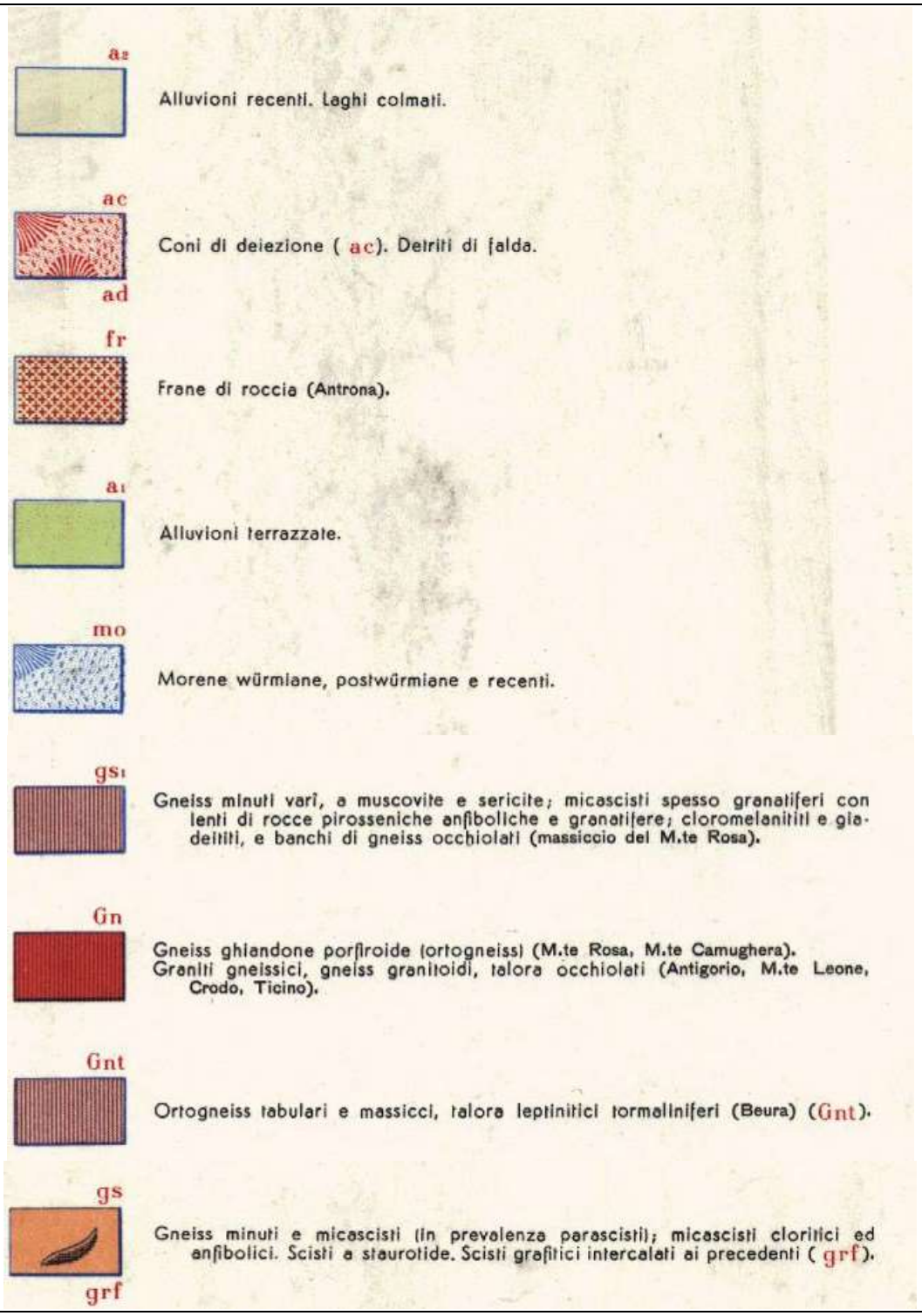


Figura 1: carta geologica d'Italia in scala 1:100.000, foglio 15, e relativa legenda (pagina seguente). Evidenziata in azzurro l'area in esame.


a2
Alluvioni recenti. Laghi colmati.
ac
Coni di deiezione (ac). Detriti di falda.
ad
fr
Frane di roccia (Antrona).
a1
Alluvioni terrazzate.
mo
Morene würmiane, postwürmiane e recenti.
gs1
Gneiss minuti varî, a muscovite e sericite; micascisti spesso granatiferi con lenti di rocce pirosseniche anfiboliche e granatifere; cloromelanititi e giadeititi, e banchi di gneiss occhiolati (massiccio del M.te Rosa).
Gn
Gneiss ghiandone porfiroide (ortogneiss) (M.te Rosa, M.te Camughera). Graniti gneissici, gneiss granitoidi, talora occhiolati (Antigorio, M.te Leone, Crodo, Ticino).
Gnt
Ortogneiss tabulari e massicci, talora leptinitici tormaliniferi (Beura) (Gnt).
gs
grf
Gneiss minuti e micascisti (in prevalenza parascisti); micascisti cloritici ed anfibolici. Scisti a staurotide. Scisti grafitici intercalati ai precedenti (grf).

2.2 GEOLOGIA DI DETTAGLIO

L'evoluzione della catena alpina ha generato una serie di fasi plicative di tipo duttile, nella porzione di territorio in esame questa deformazione ha portato ad una scistosità molto inclinata.

Questo andamento geometrico dell'ammasso roccioso condiziona la coltivazione dello gneiss nelle aree di cava, le bancate rocciose tenderanno a variare lateralmente (in senso trasversale alla scistosità) le proprie caratteristiche mineralogiche, tessiturali e geometriche; mantenendole invece più costanti lungo i piani di scistosità, ovvero in senso verticale. Per un maggior dettaglio sulle caratteristiche geostrutturali dell'ammasso roccioso in coltivazione si rimanda al capitolo dedicato.

La roccia interessata dall'attività mineraria è un ortogneiss grigio chiaro, noto commercialmente con il nome di *beola grigia*, la mineralogia di questa roccia è prevalentemente costituita da quarzo e feldspati con abbondanti miche (biotite e muscovite).

La denominazione beola sta ad indicare una roccia con sfaldatura regolare marcatamente scistosa che permette la realizzazione di lastre di vario spessore; questa roccia presenta buone caratteristiche di resistenza meccanica, di non gelività e di resistenza ad usura.

Da un punto di vista geomorfologico nell'area in esame sono presenti numerose tracce dell'azione erosiva del ghiacciaio (esarazione) come rocce montonate e strie glaciali, particolarmente visibili sul lato sud-occidentale dell'area di cava.

La stessa zona a minore acclività su cui sorge l'area di cava e l'abitato di Montecrestese sono interpretabili come spalle glaciali, ovvero rotture di pendenza lungo il versante dovute alla variazione altimetrica del ghiacciaio durante le varie fasi di pulsazione. L'azione del ghiacciaio ha inoltre facilitato l'affioramento o il sub-affioramento della roccia più sana e compatta, asportando le porzioni più facilmente erodibili coincidenti, ovviamente, con le più fratturate ed alterate.

La particolare conformazione dell'area ha poi ostacolato la formazione di potenti accumuli di materiali detritici ed eluvio-colluviali, favorendo, ancora una volta, l'affioramento del substrato roccioso; fatta eccezione per alcune porzioni di territorio occupate da "conche di esarazione glaciale" riempite da depositi eluvio-colluviali.

Nella Carta geologico-geomorfologica allegata sono riportati i litotipi descritti precedentemente e i principali elementi morfologici.

2.3 CARATTERIZZAZIONE LITOSTRATIGRAFICA DI DETTAGLIO

Le caratteristiche litostratigrafiche dell'area, emerse dai sopralluoghi e dagli scavi effettuati nell'autorizzazione precedente, sono così riassumibili:

0,0 – 0,1/1,0 m: detrito eluvio-colluviale, si tratta di limo-argillosi con frammenti lapidei di dimensione ghiaioso-ciottolosa, ricoperto da un debolissimo suolo poco o per nulla evoluto;

da 0,1/1,0: substrato roccioso costituito da ortogneiss granitoide di colore grigio uniforme, a grana medio-fine, omogenea; tessitura foliata equigranulare e rara lineazione mineralogica. Le miche hanno grana media e sono presenti in sottili livelli discontinui. Composizione mineralogica: quarzo, K-feldspato (microclino), plagioclasio, biotite e muscovite in proporzioni circa eguali, rari clorite e epidoto.



Figura 2: immagine fotografica in cui è riconoscibile una sezione tipo della litostratigrafia dell'area in esame.



Figura 3: immagine fotografica in cui è possibile vedere parte dell'area in coltivazione alla data del sopralluogo (aprile 2022).



Figura 4: immagine fotografica in cui è possibile vedere parte dell'area in coltivazione della cava alla data del sopralluogo.



Figura 5: immagine fotografica del piazzale principale della "cava orientale", sullo sfondo l'angolo sud-orientale.



Figura 6: estratto modificato della *ortofoto* ripresa (dicembre 2018) con drone DJI-Phantom 4 Pro dell'area di cava realizzata dal Per. Ind. Minerario Negri Gian Paolo.

3. INQUADRAMENTO IDROLOGICO E IDROGEOLOGICO

3.1 IDROGRAFIA SUPERFICIALE

Il corso d'acqua principale dell'area è il Fiume Toce, che scorre con andamento N-S nella valle principale ad una distanza di circa 1000 m in direzione ovest dal sito in esame.

La quota del fiume Toce è di circa 300 – 310 m s.l.m. nei pressi del sito di cava, per cui questo corso d'acqua non può interferire con l'attività estrattiva in progetto.

Altri corsi d'acqua di importanza rilevante sono il Torrente Diveria e il Torrente Isorno, rispettivamente affluente di destra e di sinistra del Toce.

Più in dettaglio si evidenzia che l'area di cava non è interessata dalla presenza di corsi d'acqua, vi è una piccola incisione con scorrimento preferenziale delle acque superficiali immediatamente a nord della zona di scavo, che convoglia le acque del pianoro soprastante e le incanala nella rete idrografica.

Un altro impluvio di discreta importanza (segnato anche sulla CTR) è presente a sud dell'area a circa 500 m di distanza.

In entrambi i casi si tratta di impluvi perlopiù con alveo in roccia con piccoli bacini idrografici, caratterizzati da acclività molto elevata e di conseguenza da rapido smaltimento delle acque incanalate.

Nell'area di cava è prevista la regimazione delle acque superficiali mediante canalette, le acque che transiteranno sui piazzali di scavo saranno convogliate al sistema di chiarificazione (vasche di decantazione) ed infine immesse nella rete idrica superficiale naturale.

Si avrà cura di realizzare tutte le opere necessarie al corretto deflusso delle acque superficiali oltre ad effettuare sulle stesse le operazioni di manutenzione quando ve ne sarà bisogno.

3.2 IDROGEOLOGIA DELL'AREA

Come già descritto nell'inquadramento geologico l'area di cava è costituita da roccia affiorante e scarsi lembi di copertura di natura eluvio-colluviale, questi accumuli sono perlopiù di spessore modesto (decimetrici) e poco continui lateralmente.

Questo comporta una scarsa infiltrazione delle acque superficiali nel sottosuolo ed una modestissima capacità di immagazzinamento delle rocce presenti nell'area.

L'acqua che precipita durante gli eventi meteorici tende a scorrere superficialmente e solo una piccola parte di essa rimane imprigionata" negli accumuli eluvio-colluviali.

Il substrato roccioso è impermeabile e la circolazione idrica sotterranea al suo interno è limitata alla permeabilità per fessurazione, ovvero l'acqua può circolare solamente all'interno delle fratture aperte presenti nell'ammasso roccioso.

L'assenza di un cappellaccio corticale, il fatto che alcune fratture sono chiuse ed altre sono isolate comporta che la presenza di acque sotterranee all'interno dell'ammasso roccioso risulti molto scarsa.

In sostanza, nell'area in esame non è presente una vera e propria falda idrica, l'eventuale presenza di acque sotterranee è molto discontinua e limitata, come detto, alla presenza di discontinuità nell'ammasso roccioso.

L'accumulo di modeste quantità di acqua è possibile all'interno dei depositi superficiali quaternari (depositi eluvio-colluviali), tuttavia anche all'interno di questi depositi la presenza di acqua è molto discontinua: sia per la discontinuità dei corpi stessi sia per l'inclinazione del pendio (che facilita lo scorrimento verso valle delle acque superficiali sfavorendone l'infiltrazione nel sottosuolo).

Pertanto i corpi idrici sotterranei, qualora presenti, sono caratterizzati da portate idriche generalmente modeste e temporanee, dipendenti dalle dimensioni del deposito e dalla sua granulometria.

Durante i sopralluoghi effettuati (anche nelle aree in ampliamento recentemente scoperte della porzione di cappellaccio) non sono state rilevate venute di acque sotterranee, sorgenti o altri indizi che possano indicare una situazione idrica sotterranea diversa da quella descritta in precedenza.

4. QUADRO DEL DISSESTO

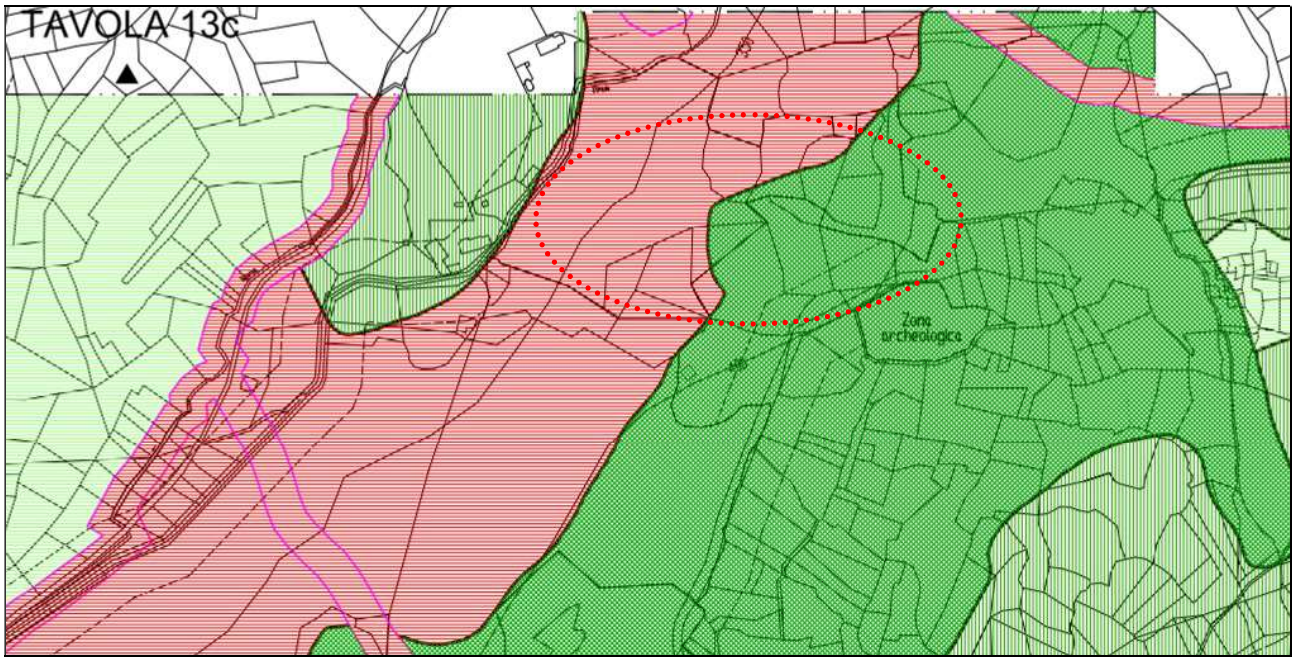
Il Comune di Montecrestese è regolamentato dal P.R.G.C. redatto ai sensi della L.R. n° 56/77 e s.m.i. e della Circolare P.R.G. n.7/LAP del 6 Maggio 1996 in adeguamento al P.A.I.

La consultazione dell'elaborato tematico "Carta della zonizzazione e dell'idoneità all'utilizzazione urbanistica – Tavola 13a", ha consentito di rilevare come l'intero areale di cava e l'intorno circostante interessi aree in Classe IIc2 (*porzioni di versante caratterizzati da acclività generalmente accentuata con substrato roccioso diffusamente affiorante o sub-affiorante, stabile in massa, ma con possibili locali disarticolazioni superficiali*) caratterizzate da pericolosità da bassa a media e in classe IIIa (*aree inedificate interessate da dinamica gravitativa, e/o idraulica ad alta intensità, con possibili fenomeni di trasporto in massa)* caratterizzate da pericolosità da media a molto elevata..

Come visibile dalla cartografia IFFI/SIFRAP e RERCOMF – Rete regionale controllo fenomeni franosi e dalle banche dati "*BDGeo100_frane*" e "*DBGeo100_areeinstabili*" (di cui si riporta in seguito un estratto inerente all'area in esame – figura 8), reperibili sul sito *web* dell'ARPA Piemonte, risulta che non sono presenti fenomeni di dissesto gravitativo nell'area in oggetto.

Grazie alla consultazione delle tavole del PAI è stato possibile constatare l'assenza di rischi legati alla dinamica idraulica dei rii minori oltre a verificare l'assenza di eventuali movimenti franosi nel settore in esame.

Questo dato risulta verificato anche per quanto si è potuto vedere durante i sopralluoghi effettuati: non si evidenziano particolari problematiche connesse a dissesti di carattere idrogeologico in atto, pregressi o potenzialmente attivabili.



IIa	Aree subpianeggianti caratterizzate da un modesto modellamento morfologico, con presenza di rilevati e irregolari spessori di terreni di riporto, con possibili fenomeni di ristagno d'acqua	Pericolosità bassa	Aree sia inedificate sia edificate con locali problemi geotecnici di tipo fondazionale e/o di drenaggio delle acque superficiali. Rischio basso
IIb	Aree da subpianeggianti fino a moderatamente acclivi, caratterizzate da terreni a granulometria medio-fine con caratteristiche geotecniche scadenti, spesso sovrastati da limitati spessori di terreni di riporo, con falda freatica con livello piezometrico molto superficiale. Aree con possibili fenomeni di ristagno d'acqua e/o soggette a possibilità di parziale sommersione con lame d'acqua di spessore decimetrico e d'energia da nulla a bassa.	Pericolosità moderata	Aree sia inedificate sia edificate con modeste problematiche geotecniche di tipo fondazionale e vulnerabilità legata alla presenza di falda freatica superficiale o possibilità di sommersione in condizioni eccezionali. Rischio moderato
IIc1	Porzioni di versante caratterizzati da acclività variabile da medio-bassa fino ad accentuata, con modesta propensione al dissesto ma con presenza di terreni con caratteristiche geotecniche localmente scadenti, nonché possibili problematiche connesse con il deflusso delle acque superficiali.	Pericolosità da bassa a media	Aree sia inedificate sia edificate, per lo più corrispon denti agli alpeggi, con presenza di più rustici ad originaria funzione agicolo - pastorale, spesso prive di collegamento veicolare. Rischio da basso a medio.
IIc2	Porzioni di versante caratterizzati da acclività generalmente accentuata con substrato roccioso diffusamente affiorante o sub-affiorante, stabile in massa, ma con possibili locali disarticolazioni superficiali.	Pericolosità da bassa a media	Aree per lo più inedificate o con sporadici rustici ad originaria funzione agricolo-pastorale, spesso prive di collegamento veicolare, corrispondenti alle parti di medio versante compreso tra gli insediamenti abitativi storici.
IIIa	Porzioni di territorio inedificate che presentano caratteri geomorfologici o idrogeologici che le rendono inidonee a nuovi insediamenti (aree dissestate in frana, potenzialmente dissestabili o soggette a pericolo di valanghe, aree alluvionabili da acque di esondazione ad elevata energia).	Pericolosità da media a molto elevata	Aree inedificate interessate da dinamica gravitativa e/o idraulica ad alta intensità, con possibili fenomeni di trasporto in massa. Rischio nullo in quanto inedificate.

Figura 7: estratto della "Carta della zonizzazione e dell'idoneità all'utilizzazione urbanistica – Tavola 13a" allegata al PRGC del Comune di Montecrestese, con evidenziata l'area di intervento.

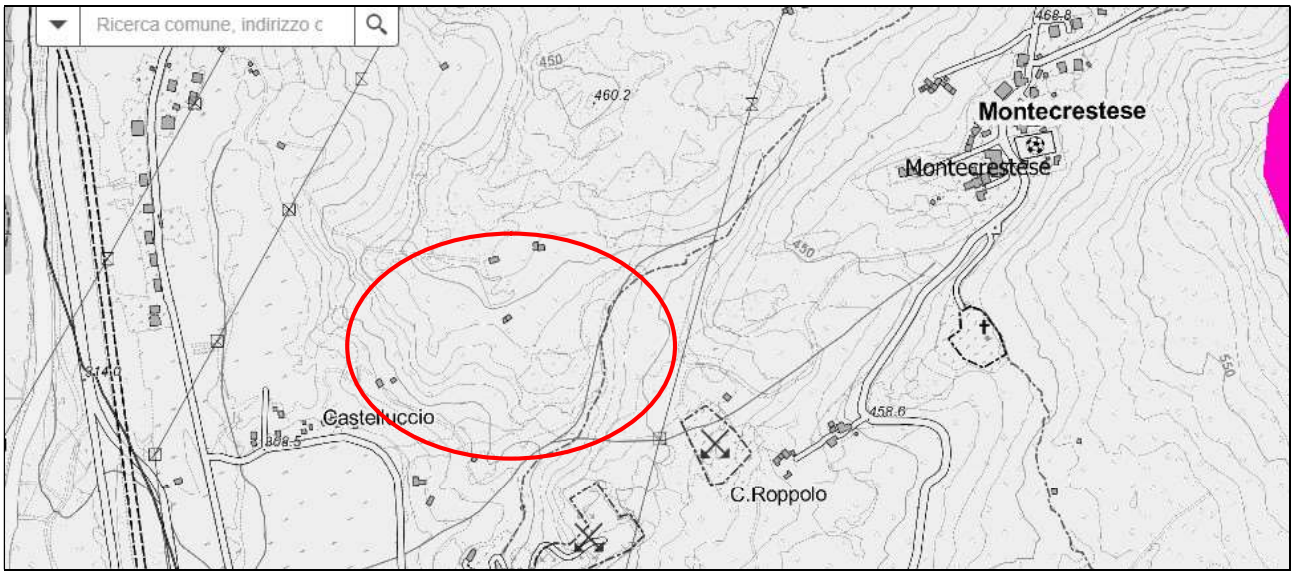


Figura 8: estratto di cartografia tratto dal sito *web* dell'ARPA Piemonte, riportante i dati presenti negli studi dei progetti IFFI/SIFRAP e RERCOMF e le banche dati "BDGeo100_frane e BDGeo100_aree instabili", con evidenziata in rosso l'area di intervento.

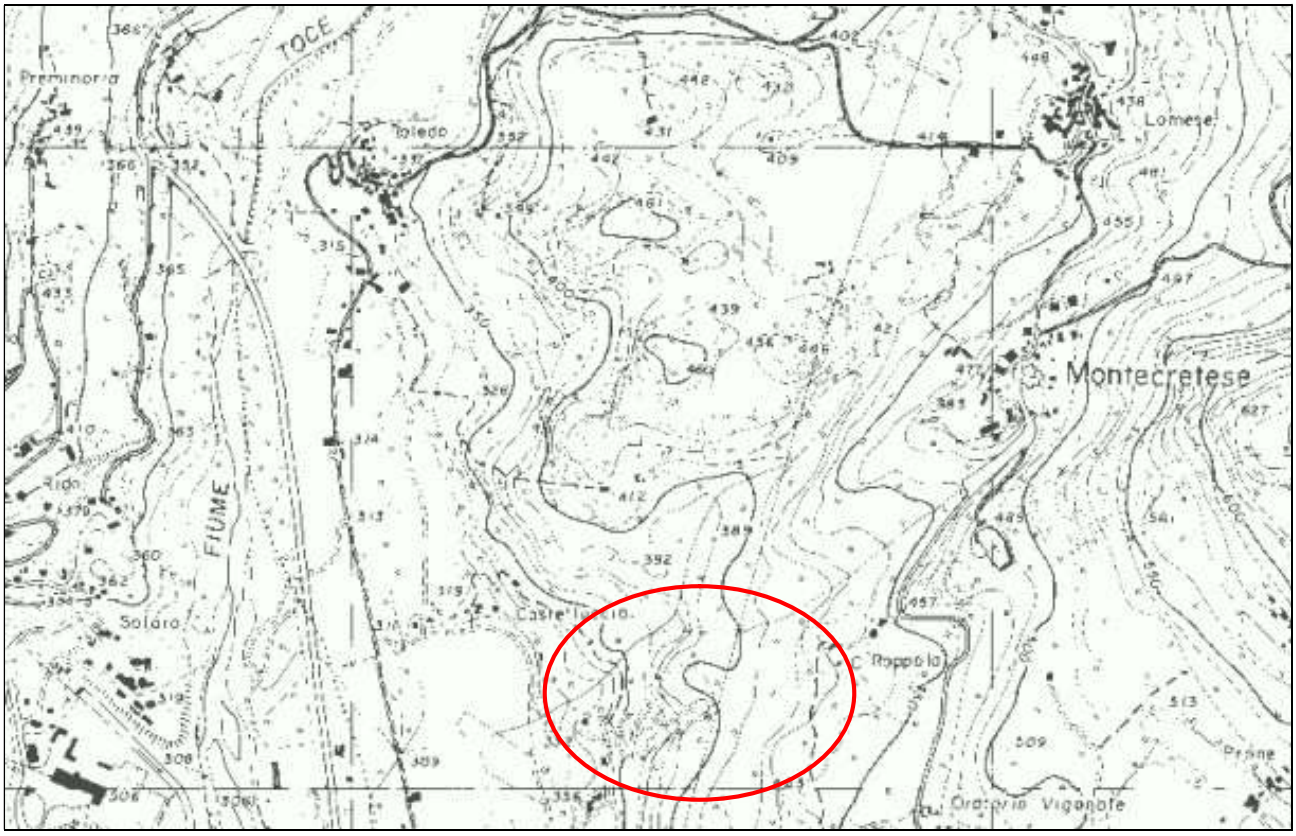


Figura 9: estratto di cartografia tratto da Piano stralcio per l'Assetto Idrogeologico, Atlante dei rischi idraulici e idrogeologici – Delimitazione delle aree in dissesto – Foglio 051 – sez. I Domodossola. Fonte sito web dell'Autorità di Bacino del Fiume Po (www.adbpo.it).

5. ANALISI GEOSTRUTTURALE E GEOMECCANICA DEL SITO

5.1 PREMESSA

L'analisi geostrutturale e geomeccanica di un ammasso roccioso è basata sul riconoscimento delle varie famiglie di discontinuità che lo costituiscono e sulla caratterizzazione delle proprietà fisiche della roccia e delle discontinuità stesse.

La procedura adottata è quella indicata dalle raccomandazioni ISRM, così come riportate sulla "rivista italiana di geotecnica" numero 2/93, e prevede l'esecuzione di un rilievo geostrutturale dell'ammasso roccioso, durante il quale vengono misurati e stimati, per ogni discontinuità riconosciuta, i seguenti parametri: orientazione (o giacitura), spaziatura, persistenza, scabrezza, resistenza delle pareti, apertura, riempimento, filtrazione (presenza di acqua), numero di sistemi di discontinuità, dimensione dei blocchi, tipo di terminazione.

In seguito alla rilevazione delle caratteristiche delle discontinuità che caratterizzano l'ammasso roccioso si rende necessaria un'elaborazione statistica al fine di estrapolare i dati medi e caratteristici di ogni famiglia di giunti.

Primo e fondamentale passo è l'individuazione stessa delle famiglie di discontinuità; per effettuare queste analisi verranno plottati i dati di giacitura, misurati sul terreno, all'interno di appositi diagrammi (diagramma di Schmidt).

A questo punto verranno calcolati per ogni famiglia i parametri caratteristici che la descrivono (giacitura, persistenza, ...).

L'analisi geomeccanica dell'ammasso roccioso verrà effettuata utilizzando i metodi di Barton e di Bieniawski (che saranno descritti in dettaglio nel seguito); la valutazione della resistenza alla compressione uniassiale viene effettuata mediante l'utilizzo di un apposito strumento (martello di Schmidt o sclerometro).

5.2 ANALISI GEOSTRUTTURALE

I fronti di cava sono oggetto di monitoraggio periodico, durante i sopralluoghi viene verificata l'assenza di fratture aperte o faglie importanti, si verifica inoltre che le fratture abbiano giaciture e caratteristiche geomeccaniche compatibili con quanto indicato in fase progettuale, in particolar modo sono stati eseguiti sopralluoghi nel 2021 e nel 2022 durante i quali sono state verificate le condizioni dei fronti di cava e delle discontinuità che caratterizzano l'ammasso roccioso.

Su detti fronti sono state verificate le giaciture delle fratture riconoscibili presenti nell'ammasso roccioso.

In questo caso si tratta di dati misurati "random" per la sola verifica della continuità dei dati già raccolti nelle precedenti fasi autorizzative.

Si terrà conto pertanto dei dati provenienti dai rilievi geostrutturali eseguiti negli anni passati in cava:

- maggio 2019, misure random
- 18 dicembre 2018, misure random
- 19 aprile 2016, stendimenti ST5 ed ST6
- 30 aprile 2014, stendimento della lunghezza di 10 m (ST4) oltre alla misura di dati sparsi;
- febbraio 2013, rilievo di dati geostrutturali sui fronti SE, SO e NE;
- 10 ottobre 2012, stendimento della lunghezza di 10 m, denominato ST3;
- 22 novembre 2011, 3 rilievi geostrutturali con rilievo di dati sparsi;
- novembre 2010, 2 stendimenti strutturali denominati ST1 ed ST2.

I rilievi geostrutturali sono posti alla base dei fronti di scavo o dei fronti naturali con orientazioni diverse tra loro al fine di favorire il riconoscimento di tutte le famiglie di discontinuità presenti nell'ammasso roccioso, anche le quote a cui sono stati eseguiti i vari rilievi sono diverse, in questo modo è stato possibile indagare quanto possibile l'intero ammasso interessato dalla coltivazione mineraria in progetto, in seguito si riporta un estratto del rilievo topografico, eseguito a cura del Per. Ind. G.P. Negri, con indicata la posizione degli stendimenti (Figura 10).

Vista la continuità con la progettazione precedentemente condotta si continuerà a mantenere due aree separate per l'area di cava in oggetto:

1- l'area a oriente identificata dalla campitura rossa nella figura seguente ("cava orientale"), rappresenta la porzione di area in gran parte già autorizzata;

2- l'area a occidente identificata dalla campitura blu nella figura seguente ("cava occidentale"), rappresenta la porzione di area richiesta in ampliamento.

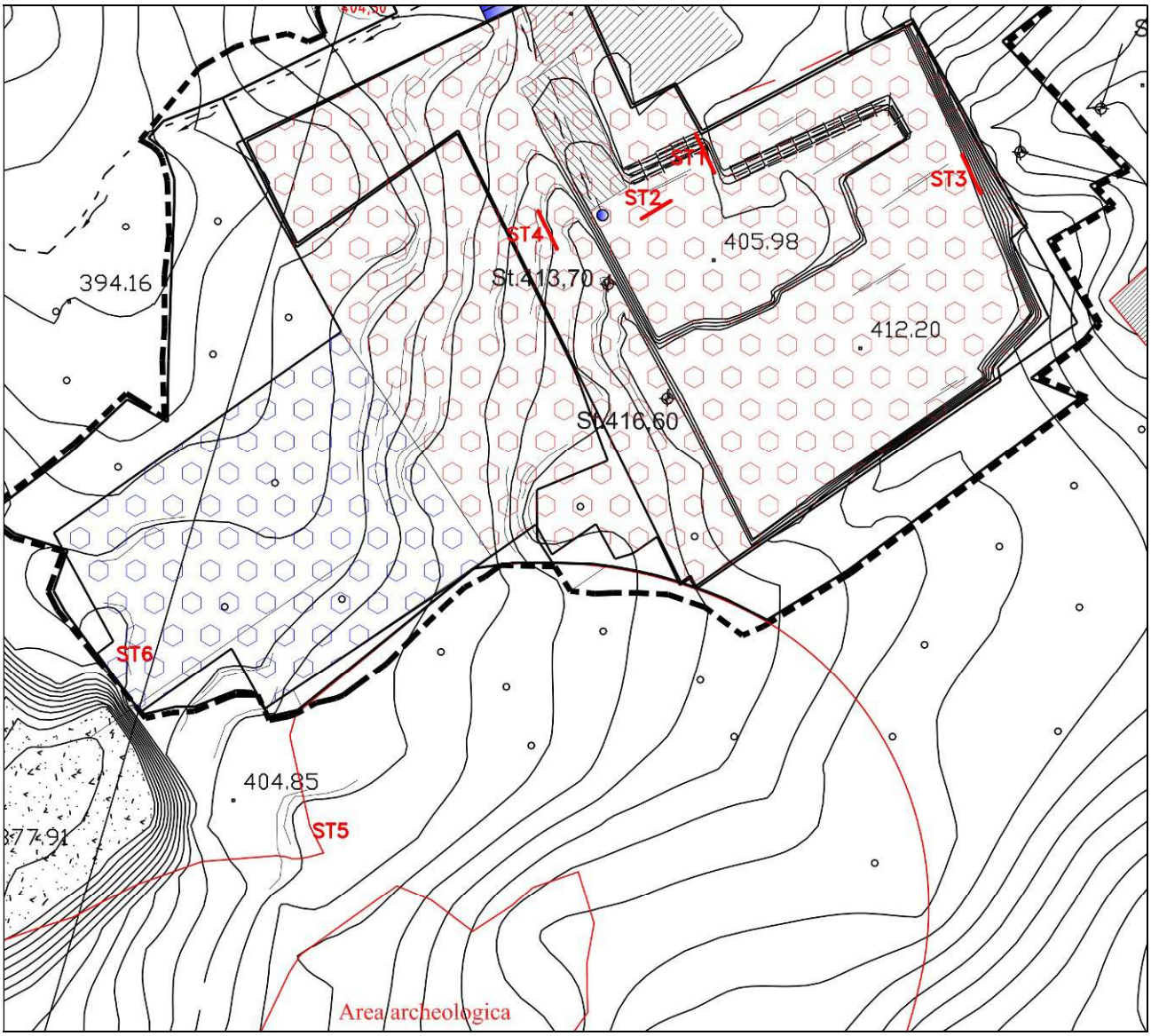


Figura 10: Ubicazione degli stendimenti ST1, ST2, ST3, ST4, ST5 e ST6 indicati in rosso, su rilievo del 2016.

Durante l'esecuzione degli stendimenti strutturali sono stati misurati e riportati:

- il tipo di discontinuità (SS = scistosità, D = frattura, ST = superficie di taglio);
- la direzione di immersione e l'angolo di inclinazione della discontinuità;
- la spaziatura tra due discontinuità della medesima famiglia (espressa in m);
- la persistenza della discontinuità (lunghezza espressa in m);
- la terminazione (X = non visibile, R = roccia, D = discontinuità);
- la scabrezza della superficie della discontinuità (0<JRC<20);
- la presenza di eventuale alterazione lungo i piani che costituiscono la discontinuità;
- l'apertura tra i due lembi della discontinuità (espressa in mm);
- l'eventuale riempimento (indicandone il materiale);

- l'eventuale presenza di acqua lungo la discontinuità (da I = assenza di acqua a IV = flusso d'acqua).

5.2.1 Cava orientale

Nelle pagine seguenti sono riportati sul diagramma equiareale di Schmidt i poli dei piani delle discontinuità misurate durante i rilievi geostrutturali eseguiti nel novembre 2010, novembre 2011, ottobre 2012, febbraio 2013 e aprile 2014, a cui si aggiungono le verifiche effettate nel 2018, 2019, 2021 e 2022.

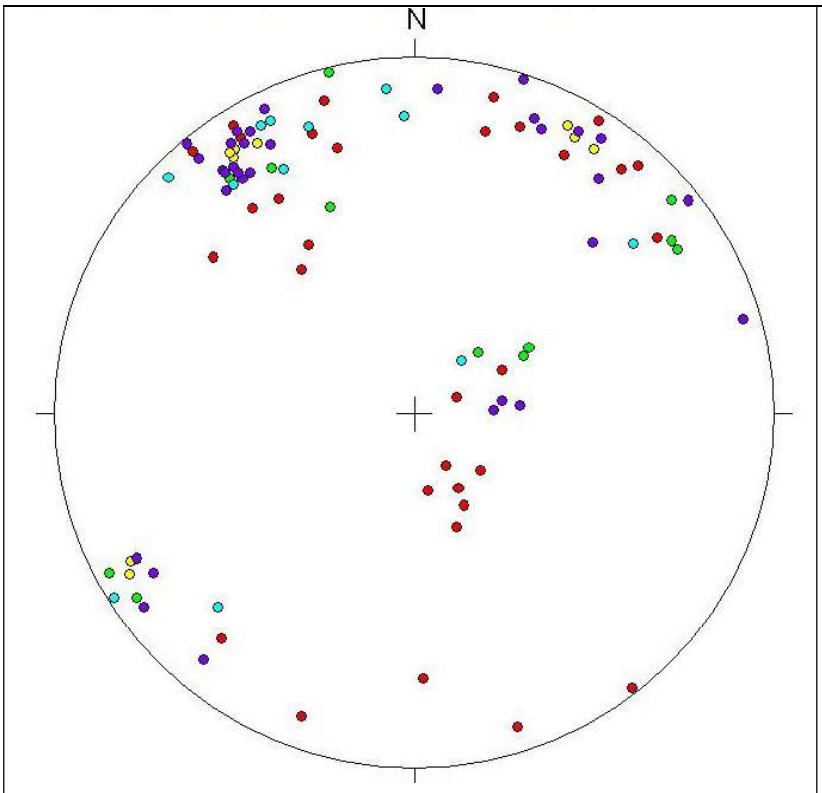
L'analisi statistica dei dati giaciturali a disposizione, ha permesso di riconoscere l'orientazione media delle famiglie di discontinuità sistematiche presenti nell'ammasso roccioso che costituisce il giacimento della cava.

Dallo studio statistico si riconoscono cinque massimi relativi che costituiscono ciascuno una famiglia di discontinuità, le famiglie a basso angolo sono state denominate K3a e K3b perché potrebbe trattarsi della stessa famiglia con tendenza bi-modale.

Nella tabella seguente si riportano i valori medi e gli intervalli variazionali delle orientazioni delle giaciture delle discontinuità sistematiche suddivise per famiglie di discontinuità:

Discontinuità	Immersione	Inclinazione	Variazione
	(°)	(°)	(°)/(°)
K1	152	76	128-166/42-88
K2	060	80	40-62/65-88
K3a	330	20	310-350/14-28
K3b	230	20	226-268/10-30
K4	210	80	194-236/66-88
Orientazione geometrica media delle principali famiglie di discontinuità riconosciute e intervalli di variazione delle relative variabili giaciturali. Misurati nel Novembre 2010, Novembre 2011, Ottobre 2012, Ottobre 2013 e Aprile 2014.			

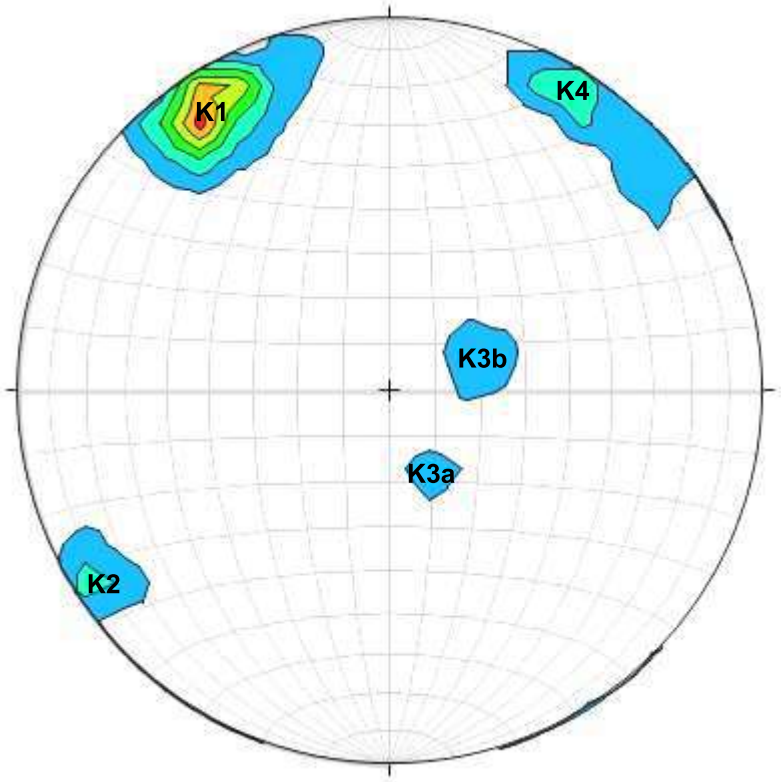
Per le principali famiglie individuate si è provveduto a riportare i dati giaciturali sul diagramma equiareale di Schmidt, proiettando le ciclografiche dei poli.



Reticolo di Schmidt
Proiezione Equatoriale Equiareale
Emisfero Inferiore
PROIEZIONE DEI POLI DEI PIANI DI DISCONTINUITA'
n. 109 poli di piani

- 33 Misure effettuate dallo scrivente – Aprile 2014, area di ampliamento ST4 e misure random.
- 10 Misure effettuate dallo scrivente – Febbraio 2013, misure random sui fronti.
- 13 Misure effettuate dallo scrivente – Ottobre 2012, stendimento ST3.
- 15 Misure effettuate dallo scrivente – Novembre 2011, misure random.
- 38 Misure effettuate dallo scrivente – Novembre 2010, stendimenti ST1 e ST2.

Figura 11: proiezione stereografica dei poli dei piani delle discontinuità misurate nella "cava orientale".



Reticolo di Schmidt
Proiezione Equatoriale Equiareale
Emisfero Inf.

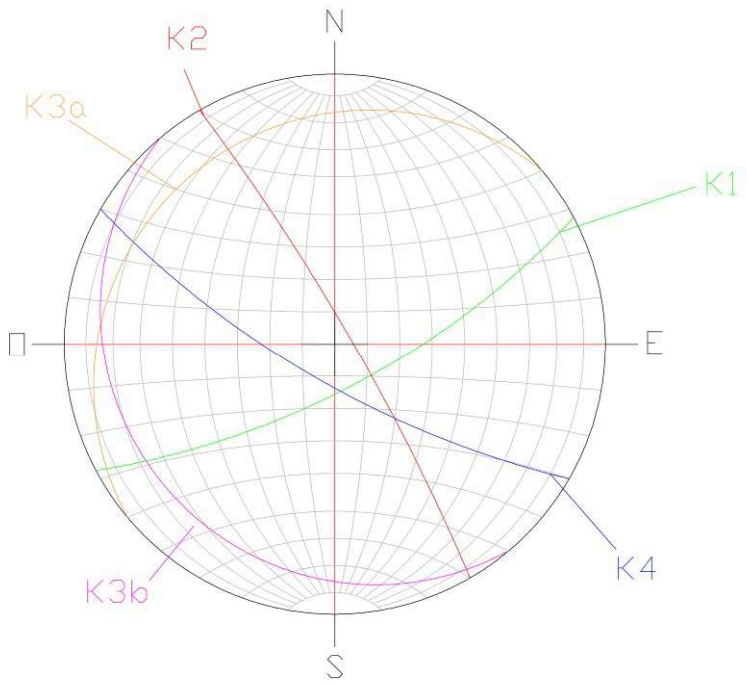
ANALISI STATISTICA
Cava Orientale

Report Counting:

Number of data points: 108

----- 1% Area Contouring | 20/10/2014 at 09.54-----
Data set name = poles to Nuovo documento di testo.txt
Contour Int. = 3%; Counting Area = 1% of net area

Figura 12: diagramma delle aree ad isodensità di punti che permette di individuare le principali famiglie di discontinuità sistematiche caratteristiche nella porzione di "cava orientale".



Reticolo di Schmidt
Proiezione Equatoriale
Equiareale
Emisfero Inferiore

MODELLO STRUTTURALE

K1 = 152/76
K2 = 060/80
K3a = 330/20
K3b = 230/20
K4 = 210/80

Figura 13: proiezione ciclografica dell'orientazione media dei piani delle discontinuità sistematiche nella porzione di "cava orientale".

Punto	Lito	Tipo giunto	Imm.	Incl.	Spaz	Pers.	Term.	JRC	Alt.	Apert.	Riemp.	Acqua
		SS-D-ST	(°)	(°)	(m)	Lungh (m)	X-R-D	0-20		(mm)		I-IV
0,00	Gneiss	D	332	24		2,2	X	14	NO	2	-	-
0,20	Gneiss	D	342	82		1,5	X	12	NO	1	Vena di quarzo	-
0,70	Gneiss	D	330	20		6	X	12	NO	2	-	-
1,80	Gneiss	SS	148	80		1	X	8	NO	1	Vena di quarzo	-
2,10	Gneiss	D	212	86		1	X	8	NO	-	-	-
2,30	Gneiss	D	212	86		0,5	X	8	NO	-	-	-
2,40	Gneiss	D	332	24		0,7	X	12	NO	1	-	-
2,70	Gneiss	SS	140	85					NO	-	-	-
3,10	Gneiss	SS	148	46					NO	-	-	-
3,20	Gneiss	SS	142	42					NO	-	-	-
4,50	Gneiss	SS	194	80		1	X	10	SI ossidata	1	-	-
4,60	Gneiss	D	222	82		1	D	8	SI ossidata	-	Materiale fine	-
4,70	Gneiss	D	200	74		0,4	D	8	SI ossidata	-	-	-
4,90	Gneiss	SS	194	70		0,3	D	8	SI ossidata	-	-	-
5,00	Gneiss	D	244	22		15	R	12	-	5	Materiale grossolano frantumato e materiale fine	-
5,60	Gneiss	SS	164	80		0,4	R	4	-	-	-	-
6,50	Gneiss	D	210	78		5	-	8	-	-	-	-
7,20	Gneiss	D	220	78		5	X	8	SI ossidata	-		
8,20	Gneiss	D	210	72		10	X	8	SI ossidata	1	-	-
9,60	Gneiss	D	210	80		5	X	8	SI ossidata	-	-	-
15,00	Gneiss	SS	164	80		10	X	6	-	-	-	-
15,00	Gneiss	D	220	78		-	X	-	-	-	-	-
15,00	Gneiss	D	20	80		-	X	-	-	-	-	-

Figura 14: dati rilevati delle discontinuità riconosciute, stendimento ST1 (Novembre 2010).

Punto	Lito	Tipo giunto	Imm.	Incl.	Spaz	Pers.	Term.	JRC	Alt.	Apert.	Riemp.	Acqua
		SS-D-ST	(°)	(°)	(m)	Lungh (m)	X-R-D	0-20		(mm)		I-IV
0,00	Gneiss	D	250	10	-	-	-	4-6	NO	-	-	I
1,70	Gneiss	D	312	20	1,60	-	-	6-8	NO	-	-	I
2,35	Gneiss	SS	160	72	2,65	-	-	4-6	NO	-	-	I
3,60	Gneiss	D	322	88	5,40	-	-	4-6	NO	-	-	I
5,00	Gneiss	SS	148	84	1,70	-	-	2-4	NO	-	-	I
6,70	Gneiss	SS	142	62	2,10	-	-	4-6	NO	-	-	I
7,10	Gneiss	D	40	72	-	-	-	6-8	NO	-	-	I
8,60	Gneiss	SS	164	66	0,30	-	-	4-6	NO	-	-	I
8,90	Gneiss	SS	148	60	1,00	-	-	4-6	NO	-	-	I
9,00	Gneiss	D	358	64	2,30	2,00	X	8-10	NO	-	-	I
9,90	Gneiss	SS	128	60	1,00	-	-	6-8	NO	-	-	I
10,75	Gneiss	D	234	72	5,00	10,00		2-4	NO	1	Materiale fine	I
11,30	Gneiss	D	330	14	0,30	-	-	2-4	NO	-	-	I
11,60	Gneiss	D	340	28	0,40	-	-	4-6	NO	-	-	I
12,00	Gneiss	D	350	18	0,50	-	-	4-6	NO	-	-	I

Figura 15: dati rilevati delle discontinuità riconosciute, stendimento ST2 (Novembre 2010).

Punto	Lito	Tipo giunto	Imm.	Incl.	Spaz	Pers.	Term.	JRC	Alt.	Apert.	Riemp.	Acqua
		SS-D-ST	(°)	(°)	(m)	Lungh (m)	X-R-D	0-20		(mm)		I-IV
	Gneiss	SS	148	78		30	X	4-6	-	mm	fine	-
	Gneiss	D	62	85		-	X		-	0	-	-
	Gneiss	D	242	28		10	X		-	0	-	-
	Gneiss	D	238	75		2	X		-	0	-	-
	Gneiss	D	240	30		10	X		-	0	-	-
	Gneiss	SS	158	52		-	X		-	0	-	-
	Gneiss	D	60	80		-	X	14-16	-	0	-	-
	Gneiss	SS	148	78		-	X		-	0	-	
	Gneiss	D	226	20		10	X	8-10	-	0	-	-
	Gneiss	D	230	82		10	X		-	0	-	-
	Gneiss	SS	150	68		30	X		-	mm	fine	-
	Gneiss	D	236	75		2	X	4-6	-	0	-	-
	Gneiss	SS	142	72		30	X	4-6	-	0	-	-
	Gneiss	SS	166	88		30	X	4-6	-	0	-	-
	Gneiss	D	56	82		2	X	6-8	-	mm	fine	-

Figura 16: dati rilevati delle discontinuità riconosciute, lato sud-occidentale della cava (Novembre 2011).

Punto	Lito	Tipo giunto	Imm.	Incl.	Spaz	Pers.	Term.	JRC	Alt.	Apert.	Riemp.	Acqua
		SS-D-ST	(°)	(°)	(m)	Lungh (m)	X-R-D	0-20		(mm)		I-IV
0,70	Gneiss	SS	152	66		30	X	4-6	-	-	-	-
1,50	Gneiss	SS	178	72		30	X	4-6	-	cm	fine	-
1,90	Gneiss	SS	152	80		30	X	4-6	-	-	-	-
2,30	Gneiss	SS	175	80		30	X	6-8	-	-	fine	-
2,40	Gneiss	D	232	66		0,5	R	-	-	-	-	-
4,80	Gneiss	SS	154	80		30	X	6-8	-	5 cm	fine	-
6,20	Gneiss	SS	134	84		30	D	6-8	-	-	quarzo	-
6,95	Gneiss	SS	160	74			X	-	-	-	-	-
7,30	Gneiss	D	58	88		0,5	X	8-10	-	-	-	-
7,40	Gneiss	SS	152	80		5	X	6-8	-	-	-	-
8,70	Gneiss	SS	142	70		0,3	X	-	-	-	-	-
8,90	Gneiss	D	222	16		0,3	X	10-12	-	mm	-	-
9,20	Gneiss	D	45	66		1	R	8-10	-	-	-	-

Figura 17: dati rilevati delle discontinuità riconosciute, stendimento ST3 (Ottobre 2012).

Punto	Lito	Tipo giunto	Imm.	Incl.	Spaz	Pers.	Term.	JRC	Alt.	Apert.	Riemp.	Acqua
		SS-D-ST	(°)	(°)	(m)	Lungh (m)	X-R-D	0-20		(mm)		I-IV
	Gneiss	SS	145	76		30	X	4-6	-	mm	fine	-
	Gneiss	SS	146	78		-	X	4-6	-	0	-	-
	Gneiss	SS	150	76		10	X	4-6	-	0	-	-
	Gneiss	SS	145	78		2	X	6-8	-	0	-	-
	Gneiss	D	62	78		0,5	X	8-10	-	0	-	-
	Gneiss	D	60	80		2	X	6-8	-	0	-	
	Gneiss	D	60	80		-	X	6-8	-	0	-	-
	Gneiss	D	208	80		0,5	X	10-12	-	mm	fine	-
	Gneiss	D	214	78		2	X	8-10	-	0	-	-
	Gneiss	D	210	78		10	X	6-8	-	0	-	-

Figura 18: dati rilevati delle discontinuità riconosciute, fronte SE, fronte SO e fronte NE. (Febbraio 2013).

Punto	Lito	Tipo giunto	Imm.	Incl.	Spaz	Pers.	Term.	JRC	Alt.	Apert.	Riemp.	Acqua
		SS-D-ST	(°)	(°)	(m)	Lungh (m)	X-R-D	0-20		(mm)		I-IV
0,10	Gneiss	SS	142	75	0,1	30	X	6-8	-	-		-
1,00	Gneiss	SS	140	82	-	30	X	6-8	-	-	-	-
1,30	Gneiss	D	210	80	-	5	D	4-6	-	1	-	-
1,80	Gneiss	SS	148	78	0,05	30	X	6-8	-	-	-	-
1,90	Gneiss	D	232	86	-	5	D	4-6	-	1	-	-
2,70	Gneiss	SS	142	74	-	30	X	6-8	-	-	-	-
3,20	Gneiss	SS	144	74	-	30	X	4-6	-	5	fine	-
3,70	Gneiss	SS	146	80	0,05	-	X	6-8	-	-	-	-
4,30	Gneiss	D	214	82	-	10	-	8-10	-	-	-	-
4,40	Gneiss	SS	184	80	-	5	X	6-8	-	-	-	-
4,50	Gneiss	D	202	78	-	5	D	6-8	-	-	-	-
6,50	Gneiss	SS	152	74	-	30	X	4-6	-	5	fine	-
8,60	Gneiss	D	62	76	-	10	-	6-8	-	-	-	-
8,70	Gneiss	SS	140	88	-	10	X	6-8	-	5	-	-
9,60	Gneiss	D	58	74	-	10	-	6-8	-	-	-	-
9,70	Gneiss	D	54	82	-	5	R	6-8	-	-	-	-
10,00	Gneiss	SS	150	80	-	30	X	8-10	-	-	-	-

Figura 19: dati rilevati delle discontinuità riconosciute, stendimento ST4 (Aprile 2013).

Punto	Lito	Tipo giunto	Imm.	Incl.	Spaz	Pers.	Term.	JRC	Alt.	Apert.	Riemp.	Acqua
		SS-D-ST	(°)	(°)	(m)	Lungh (m)	X-R-D	0-20		(mm)		I-IV
	Gneiss	D	40	80	-	5	-	6-8	-	1	-	-
	Gneiss	D	226	58	-	5	-	6-8	-	-	-	-
	Gneiss	SS	148	82	-	30	X	6-8	-	-	-	-
	Gneiss	SS	154	84	-	-	-	6-8	-	-	-	-
	Gneiss	D	254	84	-	-	-	4-6	-	-	-	-
	Gneiss	SS	140	70	-	30	X	6-8	-	5	-	-
	Gneiss	SS	144	70	-	30	X	4-6	-	5	-	-
	Gneiss	D	262	20	-	5	D	6-8	-	-	-	-
	Gneiss	D	266	24	-	5	-	8-10	-	-	-	-
	Gneiss	D	204	76	-	-	X	4-6	-	2	-	-
	Gneiss	D	218	72	-	-	-	6-8	-	-	-	-
	Gneiss	SS	146	70	-	-	-	6-8	-	-	-	-
	Gneiss	D	198	88	-	-	-	8-10	-	5	-	-
	Gneiss	SS	144	72	-	30	X	4-6	-	-	-	-
	Gneiss	D	210	80	-	-	-	6-8	-	-	-	-
	Gneiss	D	268	18	-	5	D	8-10	-	-	-	-

Figura 20: dati rilevati delle discontinuità riconosciute, misure "random" nel settore di ampliamento del progetto 2014. (Aprile 2014).

5.2.2 Cava occidentale

Nelle pagine seguenti sono riportati sul diagramma equiareale di Schmidt i poli dei piani delle discontinuità misurate durante i rilievi geostrutturali eseguiti nel mese di aprile 2016, a cui si aggiungono le verifiche effettate nel 2018, 2019, 2021 e 2022.

L'analisi statistica dei dati giaciturali a disposizione, ha permesso di riconoscere l'orientazione media delle famiglie di discontinuità sistematiche presenti nell'ammasso roccioso che costituisce il giacimento della cava.

Tenendo in considerazione anche l'assetto e geostrutturale della cava orientale", si riconoscono quattro massimi relativi che costituiscono ciascuno una famiglia di discontinuità.

Negli affioramenti esaminati non è stata misurata la famiglia K2, che verrà pertanto considerata con le medesime orientazioni della "cava orientale".

Nella tabella seguente si riportano i valori medi e gli intervalli variazionali delle orientazioni delle giaciture delle discontinuità sistematiche suddivise per famiglie di discontinuità:

Discontinuità	Immersione	Inclinazione	Variazione
	(°)	(°)	(°)/(°)
K1	154	77	144-154/74-88
K2	060	80	-
K3a	340	10	-
K3b	230	5	-
K4	230	78	224-238/74-86
Orientazione geometrica media delle principali famiglie di discontinuità riconosciute e intervalli di variazione delle relative variabili giaciturali. Misurati nell'Aprile 2016.			

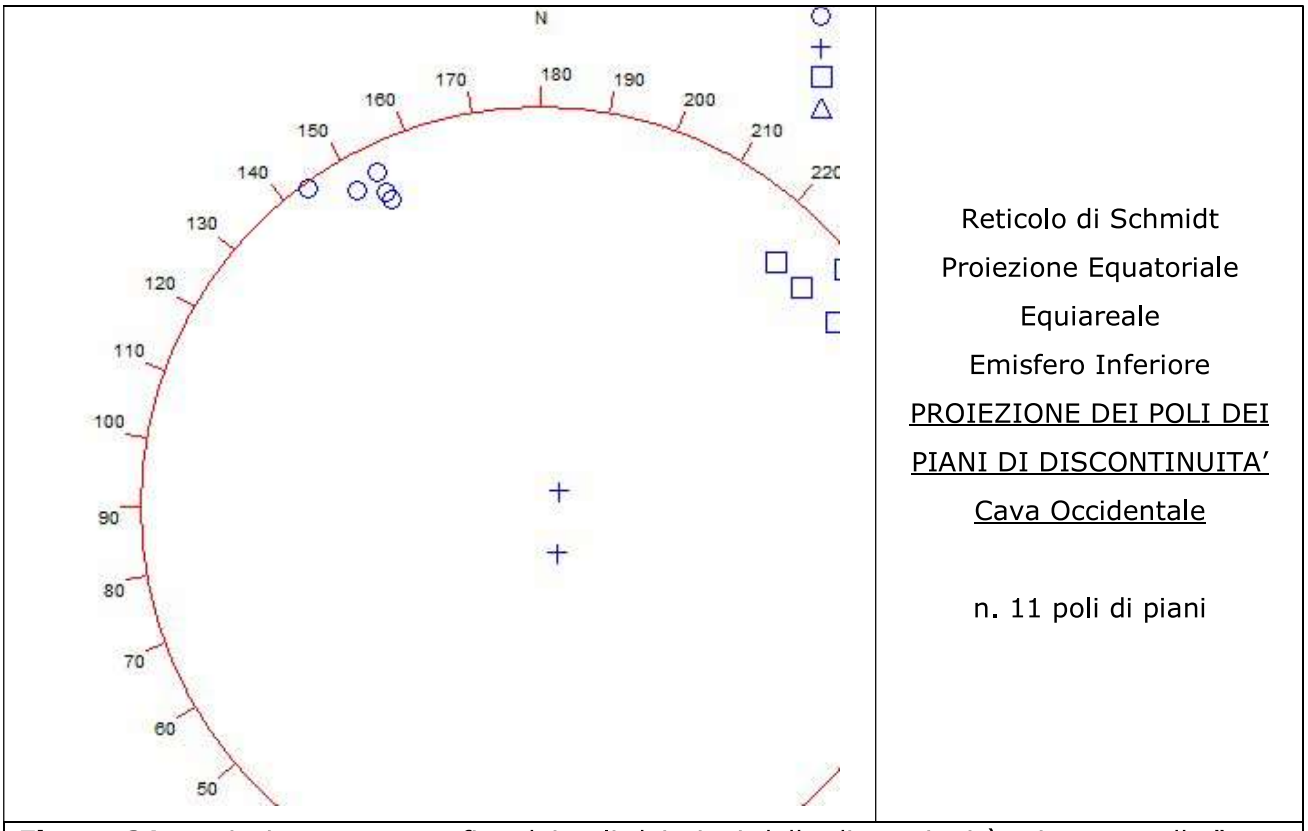
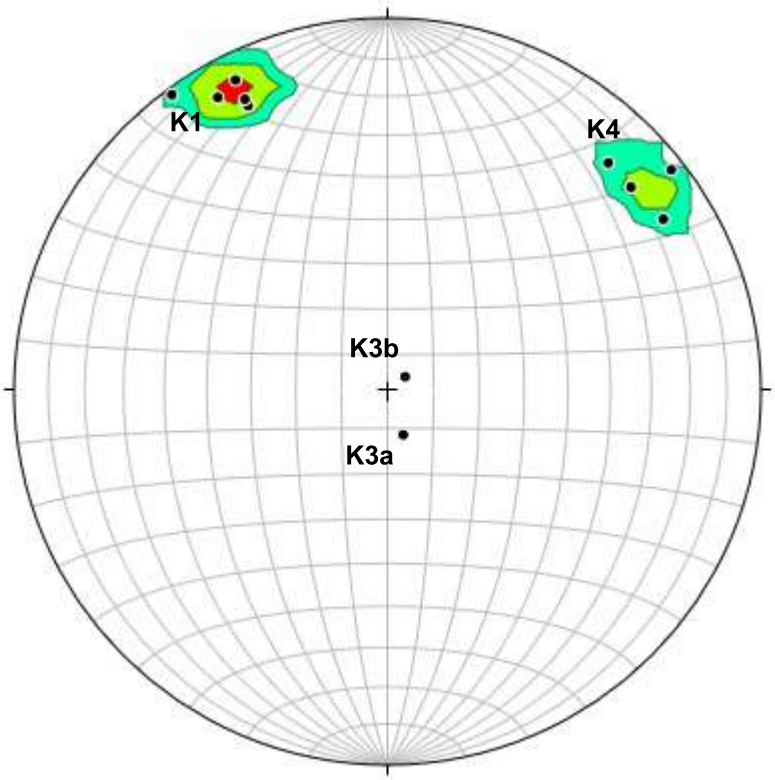


Figura 21: proiezione stereografica dei poli dei piani delle discontinuità misurate nella "cava occidentale".



Reticolo di Schmidt
Proiezione Equatoriale
Equiareale
Emisfero Inf.

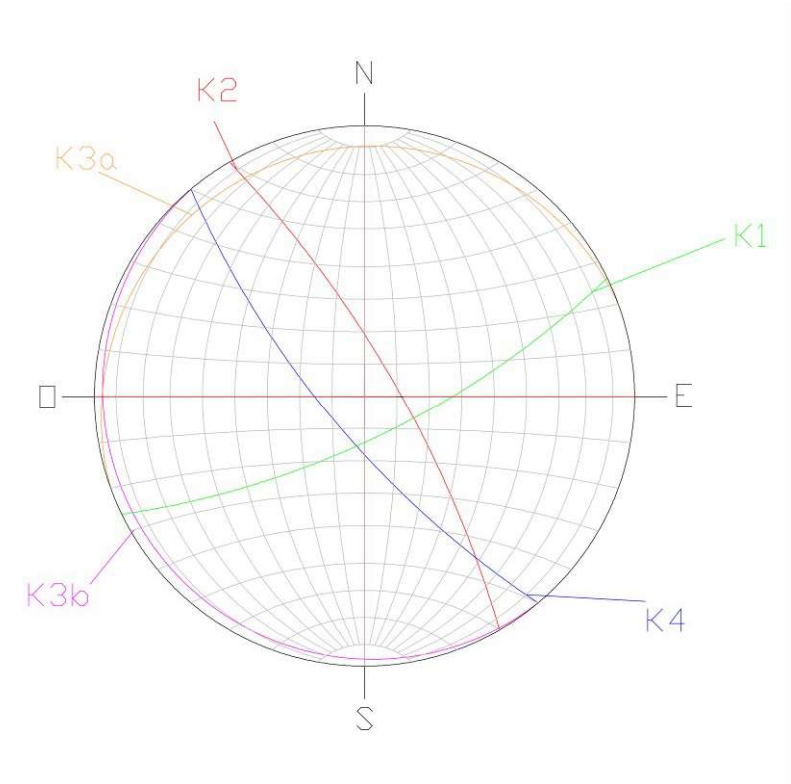
ANALISI STATISTICA

Report Counting:

Number of data points: 11

----- 1% Area Contouring | 20/05/2016 at 09.00-----
Data set name = poles to Rilievo 2016
Contour Int. = 10%; Counting Area = 1% of net area

Figura 22: diagramma delle aree ad isodensità di punti che permette di individuare le principali famiglie di discontinuità sistematiche nella porzione di "cava occidentale".



Reticolo di Schmidt
Proiezione Equatoriale
Equiareale
Emisfero Inferiore

MODELLO STRUTTURALE
Cava Occidentale

K1 = 154/77
K2 = 060/80
K3a = 340/10
K3b = 230/5
K4 = 230/78

Figura 23: proiezione ciclografica dell'orientazione media dei piani delle discontinuità sistematiche nella porzione di "cava occidentale".

Punto	Lito	Tipo giunto	Imm.	Incl.	Spaz	Pers.	Term.	JRC	Alt.	Apert.	Riemp.	Acqua
		SS-D-ST	(°)	(°)	(m)	Lungh (m)	X-R-D	0-20		(mm)		I-IV
	Gneiss	SS	154	74	0,5	5	-	8-10	-	0	-	I
	Gneiss	SS	154	76	-	5	-	8-10	-	0	-	I
	Gneiss	D	230	74	0,5	1	X	6-8	-	0	-	I
	Gneiss	D	340	10	-	-	-	8-10	-	0	-	I
	Gneiss	D	224	74	0,5	5	R	6-8	-	0	-	I
	Gneiss	SS	144	88	0,5	30	X	6-8	-	0	-	I

Figura 24: dati rilevati delle discontinuità riconosciute, stendimento ST5 (Aprile 2016).

Punto	Lito	Tipo giunto	Imm.	Incl.	Spaz	Pers.	Term.	JRC	Alt.	Apert.	Riemp.	Acqua
		SS-D-ST	(°)	(°)	(m)	Lungh (m)	X-R-D	0-20		(mm)		I-IV
	Gneiss	SS	150	80	2	30	-	8-10	-	0	-	I
	Gneiss	SS	154	82	-	10	X	6-8	-	0	-	I
	Gneiss	D	232	86	1	3	X	8-10	-	0	-	I
	Gneiss	D	230	5	-	5	-	6-8	-	0	-	I
	Gneiss	D	238	76	-	5	R	10-12	-	0	-	I

Figura 25: dati rilevati delle discontinuità riconosciute, stendimento ST6 (Aprile 2016).

5.3 RICOSTRUZIONE GEOSTRUTTURALE DELL'AMMASSO ROCCIOSO

La scistosità della roccia (K1) risulta ben evidente con valori di inclinazione piuttosto elevati (76°/77°) e immersione verso Sud-Est, le fratture sono generalmente chiuse e quasi mai ossidate. La spaziatura è molto variabile ed è compresa tra i 5 cm (porzioni di ammasso roccioso con infittimento dei piani di scistosità e parzialmente disarticolati) e i 2,50 m, la distribuzione massima delle misure coincide con i 140 cm, il JRC è stimabile come medio-basso (4-6); si tratta in genere di fratture molto persistenti che attraversano l'intero fronte di scavo.

Il sistema K2: ha giacitura molto inclinata e immersione verso NE, si tratta di fratture in genere con spaziatura plurimetrica e JRC medio basso.

Le fratture del sistema K3a e K3b sono poco inclinate (comprese tra i 10° e i 30° nella porzione di cava orientale) e immergono, le prime verso Nord Ovest, le seconde verso Sud Ovest; sono fratture talvolta molto persistenti (anche fino a 15 m) con spaziatura piuttosto irregolare che varia da 70 cm a qualche metro. Il valore del JRC è un po' più elevato di K1 e si può stimare come pari a 6-8. Si tratta delle famiglie che presentano la più alta frequenza di fratture aperte, possono essere riempite con materiale fine, con piccolissime vene di quarzo oppure, quando si presentano con apertura di 5 mm, con materiale "grossolano".

La famiglia di discontinuità K4 ha inclinazioni elevate (80° nella cava orientale e 78° in quella occidentale) con un valore di immersione di circa 210° (cava orientale) e 230° (cava occidentale), le fratture si presentano piuttosto persistenti (in genere maggiore di 1 m) con una spaziatura irregolare generalmente variabile intorno al metro ma con punte anche più elevate (fino a 5 m), i valori di JRC sono medi (6-8).

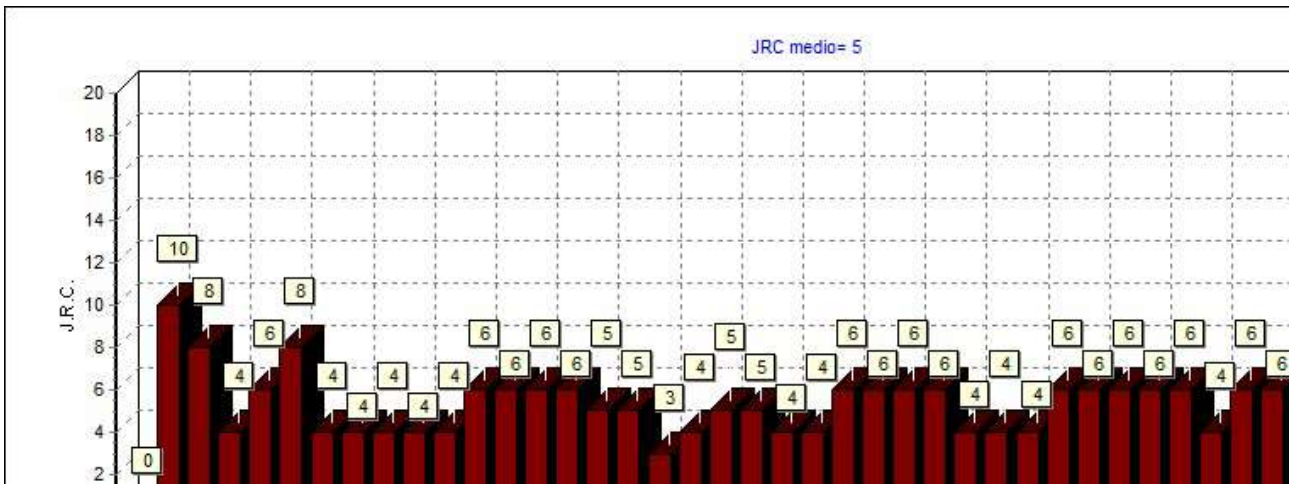


Figura 26: dati JRC famiglia K1.

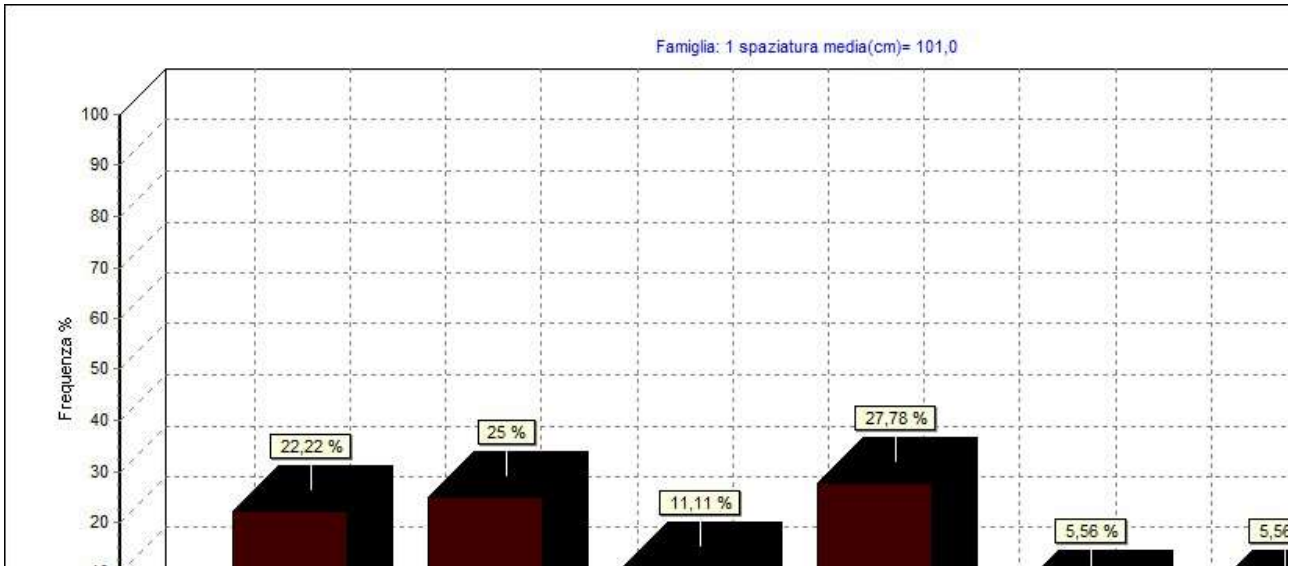


Figura 27: dati spaziatura famiglia K1.

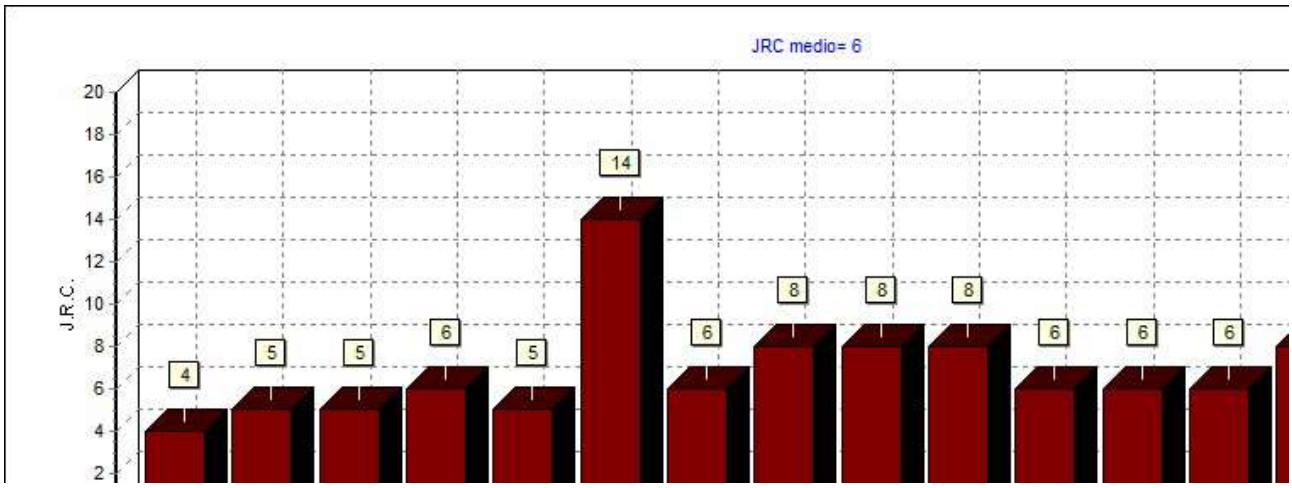


Figura 28: dati JRC famiglia K2.

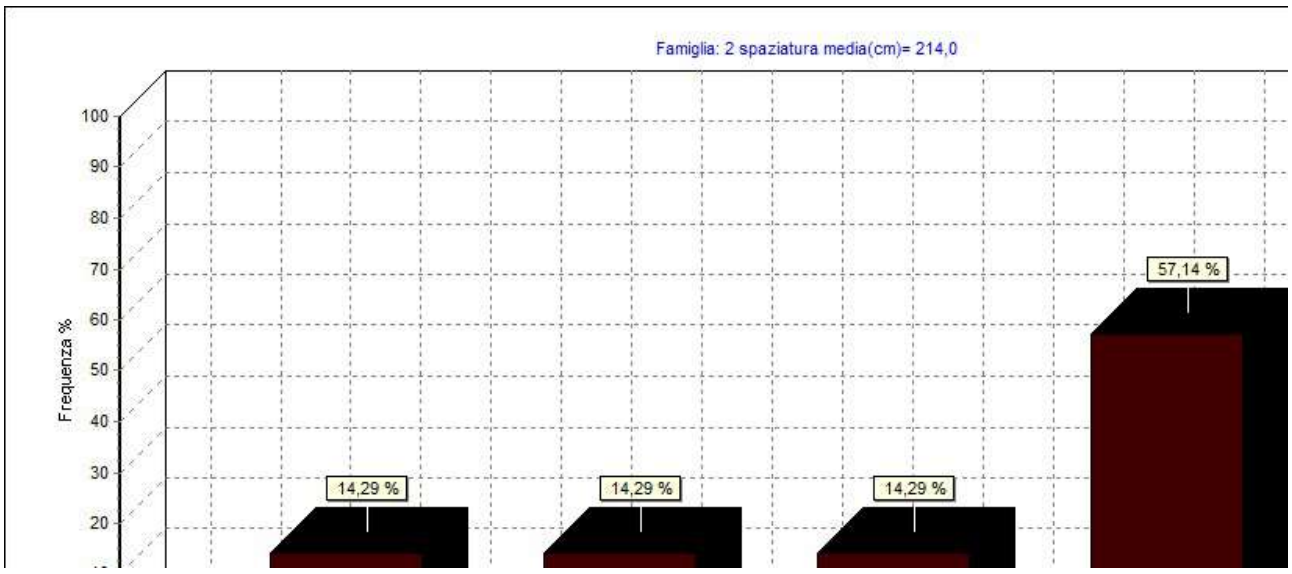


Figura 29: dati spaziatura famiglia K2.

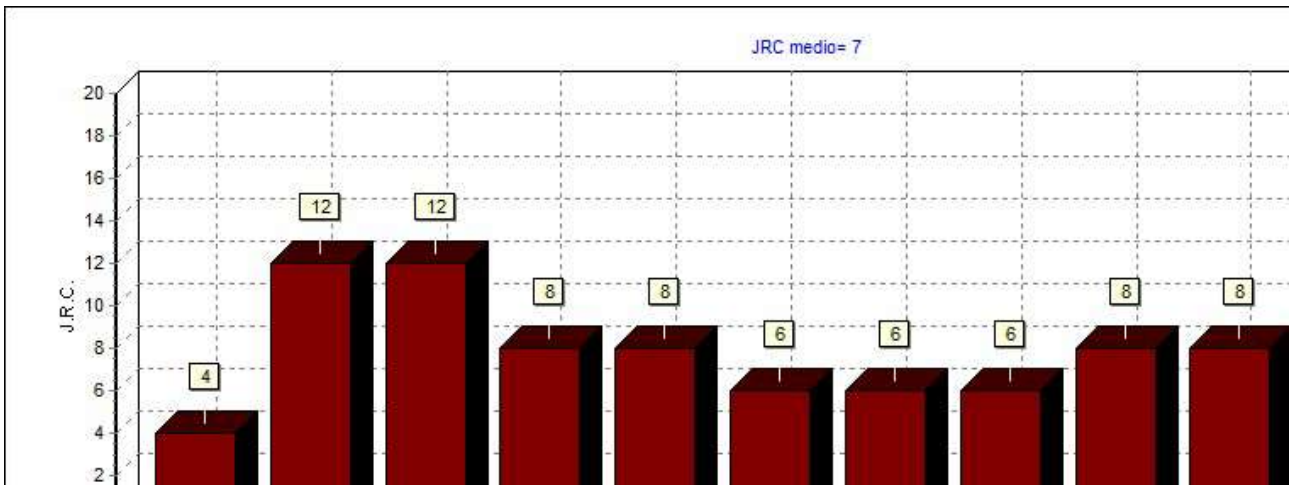


Figura 30: dati JRC famiglie K3.

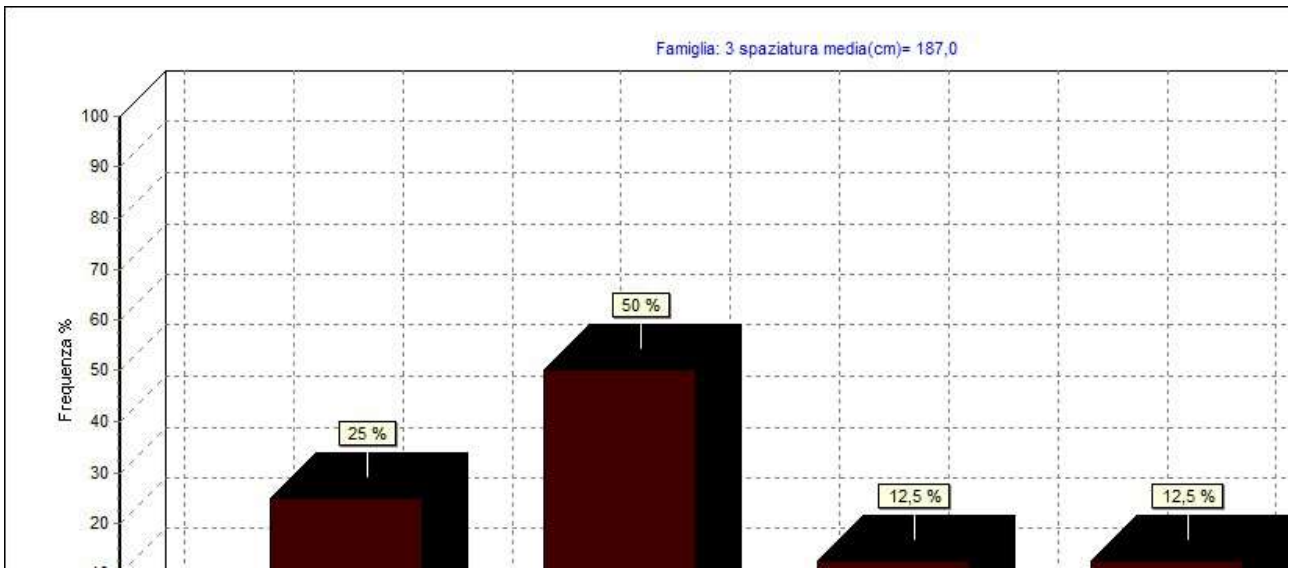


Figura 31: dati spaziatura famiglie K3.

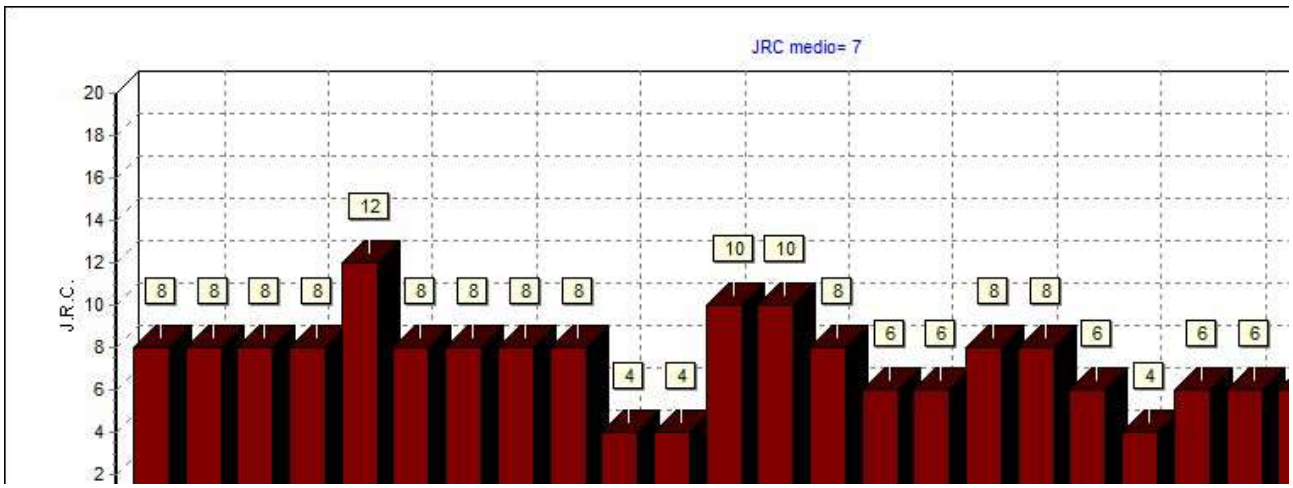


Figura 32: dati JRC famiglia K4.

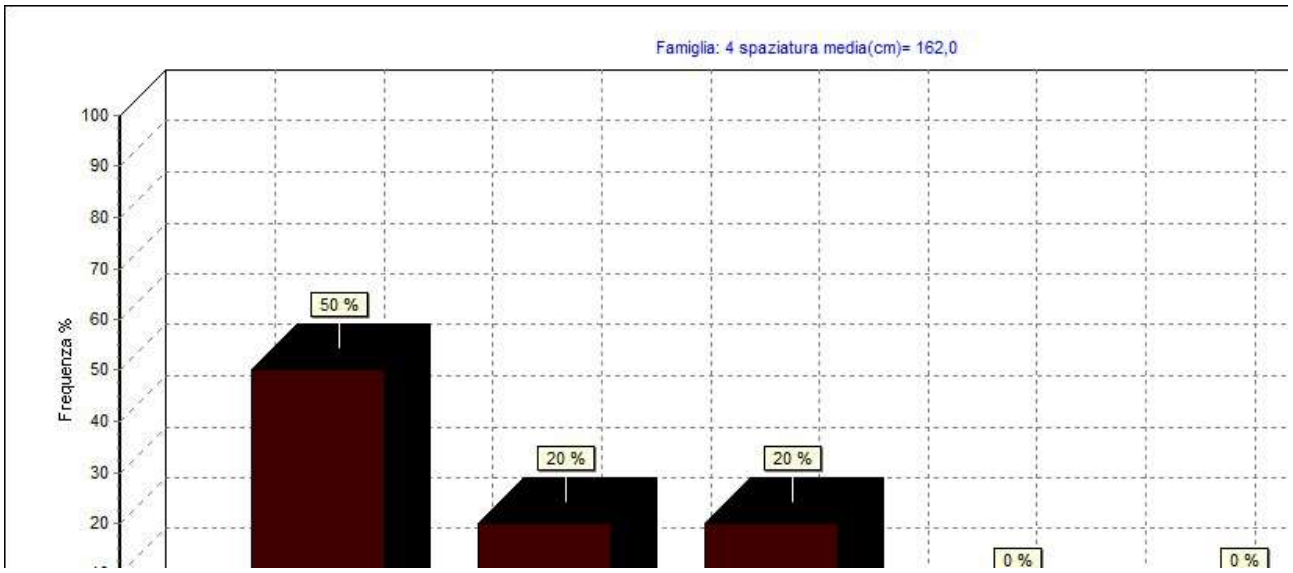


Figura 33: dati spaziatura famiglia K4.

5.3.1 Resistenza a compressione monoassiale della roccia

Per quanto riguarda lo studio delle superfici rocciose mediante martello di Schmidt è stata condotta una campagna di misure che è servita a verificare le misurazioni condotte in precedenza.

Per quanto riguarda la roccia intatta le misurazioni effettuate hanno confermato il valore utilizzato nei progetti precedenti pari a 190 Mpa.

Per quanto riguarda i valori misurati sulle superfici delle diverse discontinuità lo studio precedentemente condotto (ed eseguito seguendo le indicazioni ISRM) ha permesso di attribuire i seguenti valori:

- K1, valori compresi tra 146 e 163 Mpa, media 156 Mpa, cautelativamente verrà utilizzato il valore del progetto precedente, ovvero 138 Mpa;
- K2, valori compresi tra 84 e 143 Mpa, media 124 Mpa;

- K3, valori compresi tra 128 e 163 Mpa, media 146 Mpa, cautelativamente verrà utilizzato il valore del progetto precedente, ovvero 114 Mpa;
- K4, valori compresi tra 91 e 139 Mpa, media 110 Mpa.

5.4 CLASSIFICAZIONE DELL'AMMASSO ROCCIOSO

Per la classificazione dell'ammasso roccioso sono stati utilizzati i metodi Q di Barton (1974) ed RMR System (Rock Mass Rating System - Bieniawsi, 1989).

Per il calcolo della Q di Barton e dell'RMR di Bieniawsi ci si è avvalsi del supporto informatico del programma *MecRocce* della ProgramGeo, tramite il quale, inserendo tutti i parametri geomeccanici rilevati in sede di sopralluogo, è possibile ottenere la classificazione dell'ammasso roccioso secondo i metodi sopra esposti.

Di seguito si riportano le scelte effettuate ed i risultati ottenuti, oltre ad una sintetica descrizione del metodo utilizzato.

5.4.1 Metodo di Barton (Sistema Q)

La classificazione secondo il metodo di Barton è stata sviluppata nel 1974 al Norwegian Geotechnical Institute essenzialmente per l'applicazione in campo sotterraneo; negli ultimi anni è stata estesa a diversi campi e di recente, nel 2002, lo stesso Barton ha proceduto ad una revisione totale del sistema.

Il valore di Q si calcola da:

$$Q = \frac{RQD}{Jn} \times \frac{Jr}{Ja} \times \frac{Jw}{SRF}$$

In cui i vari indici sono:

- RQD (Rock Quality Designation), che tiene conto della suddivisione della massa rocciosa
- Jn (Joint Set Number), che dipende dal numero di famiglie di giunti presenti nell'ammasso roccioso
- Jr (Joint Roughness Number), che dipende dalla rugosità della famiglia più sfavorevole
- Ja (Joint Alteration Number), che dipende dal grado di alterazione delle fratture, dallo spessore e dalla natura del riempimento, e che viene ugualmente determinato sulla famiglia più sfavorevole
- Jw (Joint Water Number), che dipende dalle condizioni idrogeologiche
- SRF (Stress Reduction Factor), che è funzione dello stato tensionale in rocce massive o dal disturbo tettonico.

Come accennato precedentemente il risultato "Q" è stato normalizzato nei confronti della resistenza a compressione monoassiale della roccia, parametro che precedentemente era considerato ininfluente:

$$Q_c = \frac{RQD}{Jn} \times \frac{Jr}{Ja} \times \frac{Jw}{SRF} \times \frac{\sigma_c}{100}$$

Calcolo dei parametri della classificazione di Barton

- R.Q.D. è stato stimato da un software (MecRocce) in cui si inseriscono il numero di famiglie e le spaziature medie delle stesse;
- Quattro serie di discontinuità;
- Giunti scabri o irregolari, piani;
- Contatto ben saldo fra le superfici del giunto;
- Scavo asciutto o afflusso minimo di acqua;
- Tensioni medie, scavo favorevole.

Risultati per la definizione di Q

Parametri

RQD	Jn	Jr	Ja	Jw	SRF
100	15	1.5	0.75	1	1

Indice Q e classe dell'ammasso roccioso

Indice Q	Classe	Descrizione
13,33	IV	Buona

Caratteristiche geomeccaniche dell'ammasso roccioso

Componente attritiva FC (°)	Componente coesiva CC (MPa)
38	0,34

Classificazione N.G.I. - Q System (Barton, Lien e Lunde)

Q	BRMR (stimato)	RMR (stimato)	Qualità dell' ammasso roccioso	Coesione (MPa)	Angolo d'attrito(°)
13,3333	67	67	Buona	0,335	38

Jn - numero di famiglie di giunti:

Quattro o più famiglie di giunti, giunti sparsi, ammasso roccioso suddiviso in cubi molto piccoli

Jn = 15,0

Jr - scabrezza del giunto:

Giunti scabri o irregolari, piani

Jr = 1,5

Ja - alterazione della superficie del giunto:

Contatto ben saldo fra le superfici del giunto

Ja = 0,8

Jw - fattore di riduzione per l'acqua nei giunti

Scavo asciutto o afflusso minimo d'acqua

Jw = 1,0

SRF - fattore di riduzione delle tensioni

Tensioni medie (Sigmac/Sigma1)=200 -10, (Sigmat/Sigma1)=13-0,66

SRF = 1,0

Rock Quality Designation

RQD % = 100,0

5.4.2 Metodo di Bieniawsi

Nel campo della progettazione di infrastrutture di ingegneria civile, siano esse legate alla stabilità di un versante o alla stabilità di un opera in sotterraneo, difficilmente si possono avere informazioni dettagliate sulle caratteristiche di resistenza e di deformabilità dell'ammasso roccioso interessato alla progettazione. Allora diventa importante poter utilizzare uno schema che possa soddisfare le richieste, un metodo empirico che permetta di risolvere i problemi dovuti alla scarsa conoscenza o esperienza di una determinata area.

La classificazione di Bieniawsi consente di soddisfare i quesiti richiesti e le problematiche che si presentano.

La classificazione di Bieniawsi si basa sul rilievo, in campagna o in laboratorio, di sei parametri:

A1 = resistenza a compressione uniassiale;

A2 = Rock Quality Designation Index (Indice RQD);

A3 = spaziatura delle discontinuità;

A4 = condizioni delle discontinuità;

A5 = condizioni idrauliche;

A6 = orientamento delle discontinuità.

Da questi sei parametri si ricava il Rock Mass Rating (RMR, Bieniawsi).

L'RMR, nella pratica, viene differenziato come:

$$\text{RMR di base} = RMR_b = A1 + A2 + A3 + A4 + A5$$

$$\text{RMR corretto} = RMR_c = (A1 + A2 + A3 + A4 + A5) + A6$$

Attribuiti tutti i coefficienti, sulla base del valore RMR_c calcolato si identificano 5 intervalli a cui corrispondono 5 classi di ammasso roccioso e altrettante valutazioni di qualità della roccia:

RMR_c	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	<= 20
Classe	I	II	III	IV	V
Descrizione	Molto buono	Buono	Mediocre	Scadente	Molto scadente

Dal valore di RMR_b si derivano i parametri caratteristici dell'ammasso, che secondo Bieniawsi assumono il valore:

1. coesione di picco c_p (kPA) = 5 RMR_b
2. angolo di attrito di picco ϕ_p = 0,5 RMR_b + 5
3. modulo di deformazione E (GPa) = 2 RMR_b – 100

I valori della coesione residua e dell'angolo di attrito residuo si ricavano introducendo nelle formule sopra indicate un valore di RMR_b modificato secondo la:

$$RMR_b = RMR_b(originario) - [0,2 \times RMR_b(originario)] \text{ (Priest, 1983)}$$

La formula di "E" è però da considerare valida per valori di RMR superiori a 50, mentre per valori inferiori si utilizza la formula di Serafim e Pereira (1983):

$$E\ (GPa) = 10^{(RMR_b - 10\ /\ 40)}$$

Il valore di GSI (Geological Strength Index) viene ricavato dalla formula riportata nello schema riassuntivo alla fine del paragrafo e vale:

$$GSI = 71$$

Tale relazione è da ritenersi valida per RMR > 23.

Scelta dei parametri della classificazione di Bieniawsi

Input dati per il calcolo di Rock Mass Rating (RMR):

- Resistenza alla compressione monoassiale (MPa) = 190
- Spaziatura delle discontinuità (s)=0,5 m
- Persistenza (continuità) del giunto 3 - 10 m
- Apertura del giunto = 1 – 5 mm
- Rugosità del giunto = poco rugosi
- Pareti poco alterate
- Riempimento compatto < 5 mm
- Roccia asciutta
- Orientamento delle discontinuità: favorevole

Dalla scelta di questi parametri derivano i seguenti fattori numerici:

A1	A2	A3	A4	A5	A6
14	20	10	15	15	-5

A1 è un valore numerico derivato dalla resistenza della roccia intatta

A2 è un valore derivato dall'indice RQD

A3 è un valore derivato dalla spaziatura delle discontinuità

A4 è un valore derivato dalle condizioni delle discontinuità

A5 è un valore derivato dalle condizioni idrauliche

A6 è un indice di correzione per la giacitura delle discontinuità

Classificazione dell'ammasso roccioso

RMR base	RMR corretto	Classe	Descrizione
74	69	Seconda	Buona

I parametri geomeccanici dell'ammasso roccioso risultanti dalla caratterizzazione di Bieniawsy sono pertanto:

Coesione (c) = 370 kPa

Angolo di attrito (φ) = 42°

Modulo di deformazione (E) = 39,8 GPa

G.S.I. = 69

Classificazione C.S.I.R.- Rock Mass Rating 1989 (Bieniawski)

CLASSE	BRMR (stimato)	RMR (stimato)	Qualità dell' ammasso roccioso	Coesione (kPa)	Angolo d'attrito(°)
II	74	69	Buona	370	42

A1 - Resistenza roccia integra	
Resistenza alla compressione monoassiale (MPa)= 190,0	A1 = 14
A2 - Rock Quality Designation	
Rock Quality Designation (R.Q.D.) % = 100	A2 = 20
A3 - Spaziatura dei giunti	
Spaziatura media dei giunti (cm) = 50,00	A3 = 10
A4 - Condizione dei giunti	
Lunghezza media dei giunti (m):	Indice parziale = 2
Apertura media dei giunti (mm):	Indice parziale = 1
Rugosità media dei giunti:	Indice parziale = 3
Riempimento medio dei giunti (mm):	Indice parziale = 4
Condizione di alterazione dei giunti:	Indice parziale = 5
	A4 = 15
A5 - Condizioni idrauliche	
A5 = 15	
A6 - Orientamento dei giunti	
A6 = -5	

BRMR (Basic RMR) = A1 + A2 + A3 + A4 + A5

RMR = A1 + A2 + A3 + A4 + A5 + A6

GSI (Geological Strength Index)= A1 + A2 + A3 +A4 +10 = 69

6. RELAZIONE SISMICA

6.1 INQUADRAMENTO NORMATIVO E TECNICO

La classificazione sismica attribuisce all'intero territorio nazionale valori differenti del grado di sismicità da considerare nella progettazione delle opere. A livello nazionale la zonizzazione sismica è regolata dall'Ordinanza della Presidenza del Consiglio dei Ministri (OPCM) n. 3274 del 2003 "*Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per la costruzione in zona sismica*" e dalla successiva OPCM 3519 del 2006 "*Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone*".

Le suddette ordinanze sono state recepite a livello regionale con Delibera Giunta Regionale (DGR) n. 11-13058 del 19 gennaio 2010 e dalla successiva DGR n. 4-3084 del 12 dicembre 2011 (in vigore dal 1 gennaio 2012), integrate e modificate con DGR 7-3340 del 03/02/2012

Secondo quanto riportato nelle DGR di cui sopra, il comune di Montecrestese risulta classificato in **Zona sismica 3**.

La normativa sismica a cui si deve fare riferimento, per l'intervento in progetto, è costituita dal D.M. 17.01.2018 "Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni" (NTC-18) e dalla relativa Circolare esplicativa del Consiglio Superiore LL.PP. 21.01.2019, n. 617: "Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018".

Tali norme disciplinano, tra le altre cose, la progettazione delle opere di fondazione e di sostegno dei terreni soggette ad azioni sismiche, nonché i requisiti che devono soddisfare i siti di costruzione ed i terreni di fondazione in presenza di tali azioni.

Tramite queste norme si cerca di salvaguardare la vita umana e di limitare i danni alle costruzioni ed in particolar modo a far si che i centri essenziali di primo soccorso alla popolazione rimangano in funzione anche dopo un terremoto.

Con l'entrata in vigore delle Norme Tecniche 2018, l'azione sismica di riferimento viene valutata in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido a superficie orizzontale.

L'analisi è così condotta sito per sito e non più riferendosi ad una zona sismica territorialmente coincidente con singole entità amministrative, ad un'unica forma spettrale e ad un periodo di ritorno prefissato ed uguale, come avveniva con la normativa precedente.

La pericolosità sismica di un sito è definita come la probabilità che un sisma avente un'entità pari ad un valore prefissato abbia luogo in un determinato lasso di tempo, questo lasso di tempo viene definito nelle NTC-18 come "*periodo di riferimento*" (V_R) e viene espresso in anni, mentre la probabilità è denominata "*probabilità di eccedenza o di superamento nel periodo di riferimento*" (Pv_R).

Ai fini della determinazione delle azioni sismiche secondo le NTC-18, sul territorio nazionale è stata determinata la pericolosità sismica definita convenzionalmente su un sito caratterizzato da sottosuolo rigido (categoria A), da una superficie topografica orizzontale (categoria T1) e da assenza di manufatti (ovvero in campo libero).

Il moto sismico viene definito da tre parametri:

a_g = accelerazione massima al sito;

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

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

Questi valori sono distribuiti sul territorio nazionale su una maglia regolare di punti e permettono di definire le forme spettrali per la generica Pv_R, i valori di questi parametri sono riportati anche nell'allegato B delle NTC-18.

6.1.1 Stati limite di riferimento

La probabilità di superamento nel periodo di riferimento varia in funzione di quattro diversi stati limite di riferimento che, secondo il par. 3.2.1. delle NTC-18, sono così definiti:

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

Gli stati limite ultimi sono invece:

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

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento Pv_R, cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono indicate nella Tab. 3.2.I delle NTC:

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

Figura 34: tabella 3.2.I probabilità di superamento PvR al variare dello stato limite considerato.

Vengono così individuate quattro situazioni che legano il crescere dell'intensità sismica con il progressivo aumento del danneggiamento agli edifici, permettendo di individuare le caratteristiche prestazionali richieste alla generica costruzione.

6.2 CARATTERIZZAZIONE DELL'AZIONE SISMICA SUL TERRENO IN ESAME SECONDO LE N.T.C. 2018

6.2.1 Calcolo del periodo di riferimento per l'azione sismica

Per il calcolo del periodo di riferimento dell'azione sismica ci si basa su quanto affermato nel par. 2.4.3. delle NTC-18, ovvero il periodo di riferimento (V_R) si ricava dalla moltiplicazione della vita nominale (V_N) per il coefficiente d'uso (C_U).

Il *range* di scelta di questi due parametri viene definito dalle NTC-18 mediante due tabelle: la tabella 2.4.I per la vita nominale e la tabella 2.4.II per il coefficiente d'uso, entrambe riportate in seguito.

La vita nominale di un'opera è il periodo durante il quale l'opera deve assolvere al compito per la quale è stata progettata, durante tale periodo l'opera stessa deve essere sottoposta a soli interventi di manutenzione ordinaria.

La classe d'uso è funzione dell'affollamento presente in una costruzione durante un eventuale azione sismica, le NTC-18 forniscono quattro classi di riferimento a ciascuna classe corrisponde un coefficiente:

- *Classe I:* Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
- *Classe II:* Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso *III* o in Classe d'uso *IV*, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
- *Classe III:* Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso *IV*. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
- *Classe IV:* Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

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

Figura 35: tabella 2.4.I - vita nominale (VN), in funzione dei tipi di costruzione così come definita nelle NTC-18.

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

Figura 36: tab. 2.4.II – Coefficiente d'uso (CU) in base alla classe d'uso, secondo le NTC-18.

Nel caso in esame è stato scelto un valore di vita nominale pari a 50 anni **V_N = 50 anni**, mentre per la classe d'uso si è posta l'opera in progetto nelle **classe II**, ovvero quella caratterizzata da un coefficiente d'uso pari a 1.0, **C_U = 1.0**.

Pertanto risulta che il periodo di riferimento (V_R) per l'opera in progetto è:

$$V_R = V_N \times C_U = 50 \times 1.0 = 50 \text{ anni.}$$

Una volta valutato il periodo di riferimento V_R della costruzione (espresso in anni) si ricava per ciascuno stato limite e relativa probabilità di eccedenza Pv_R, nel periodo di riferimento V_R, il periodo di ritorno T_R del sisma.

Si utilizza a tal fine la relazione:

$$T_R = -V_R/\ln(1-P_{VR}) = -C_U \times V_N/\ln(1-P_{VR}).$$

6.2.2 Azione sismica attesa al sito

Come riportato in precedenza (vedi par. 5.1) l'azione sismica di riferimento è stata calcolata per il territorio nazionale in condizioni di sottosuolo rigido e superficie topografica orizzontale, condizioni però che non corrispondono alle casistiche reali in cui ci si trova ad operare.

Poiché la tipologia di sottosuolo e la topografia di un'area influenzano notevolmente la risposta sismica locale, ovvero l'effetto che un'area subisce quando un'azione sismica raggiunge la superficie, sarà necessario modificare l'azione sismica di riferimento con dei coefficienti che sono funzione della litologia del sottosuolo e delle condizioni topografiche.

Gli effetti topografici vengono sintetizzati nella tab. 3.2.IV delle NTC-18 in quattro categorie basate sull'inclinazione media dei terreni circostanti all'area in cui è previsto l'intervento, in particolare le quattro categorie vengono così definite:

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

Figura 37: tabella 3.2.IV delle NTC-18 **–** categorie topografiche e loro descrizione.

Nel caso in esame, trattandosi di un'area lungo un pendio, la categoria topografica può essere assunta, come pari a **T2**.

La "risposta sismica locale", termine con il quale si intende l'azione sismica quale essa emerge in "superficie" a seguito delle modifiche in ampiezza, durata e contenuto in frequenza subite trasmettendosi dal substrato rigido, è funzione anche

della stratigrafia dell'area, risulterà pertanto fondamentale la definizione della categoria di sottosuolo.

Più dettagliatamente, la normativa distingue le seguenti 5 categorie di terreni di fondazione:

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	*Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi* caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	*Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti,* caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti* con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	*Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti,* con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
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.

Figura 38: tabella 3.2.II – categorie di sottosuolo e loro caratteristiche secondo le NTC-18.

Nelle definizioni precedenti, il termine V_{S30} è la velocità media di propagazione entro 30 m di profondità delle onde di taglio, che viene calcolata con la seguente espressione:

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^{N} \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

con:

h_i spessore dell'i-esimo strato;

$V_{S,i}$ velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato;

N numero di strati;

H profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_S non inferiore a 800 m/s.

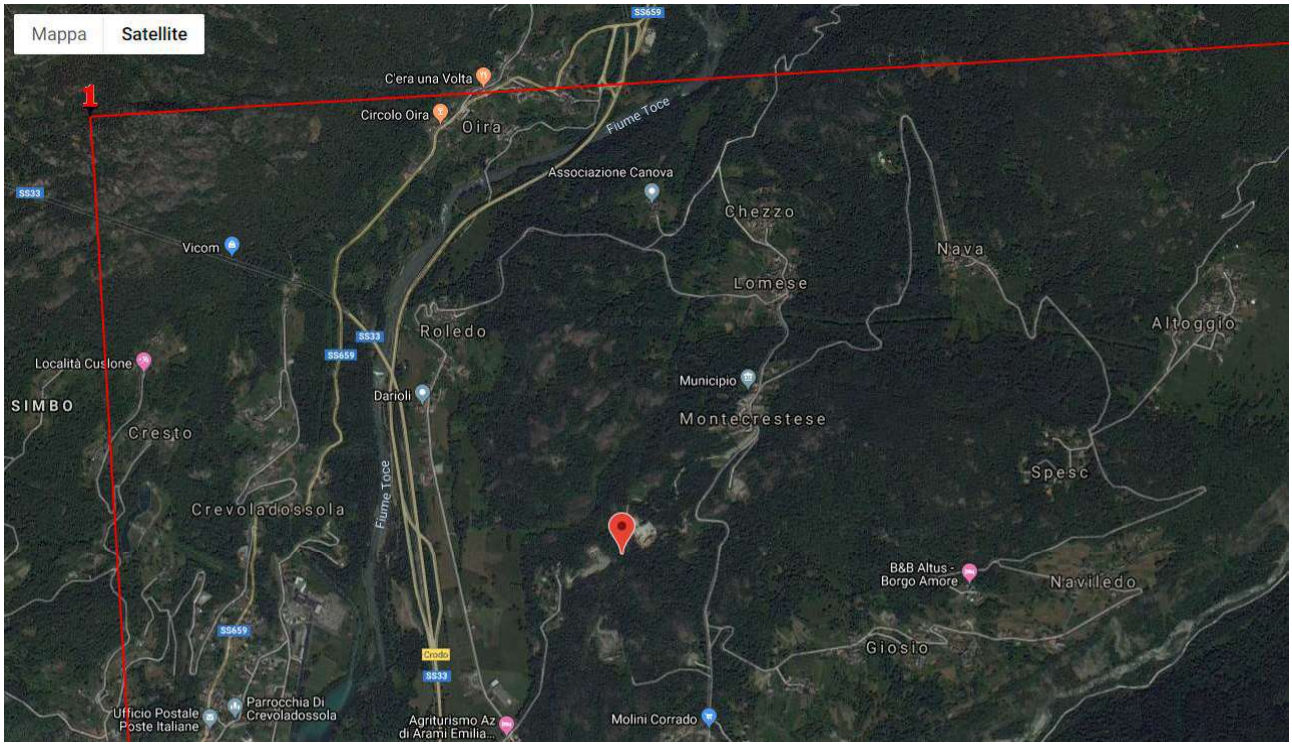
L'assetto geologico dell'area ha permesso di valutare che il sottosuolo in esame ricada nella categoria di sottosuolo "**A**", ovvero *ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di V_{s30} superiori a 800 m/s eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m*.

Per la determinazione dei parametri spettrali che caratterizzano l'azione sismica al sito in esame è stato utilizzato un *software* apposito "*Geostru PS Parametri Sismici*", sviluppato e fornito a livello *open source* sul sito *web* www.geostru.com.

Il programma è direttamente utilizzabile *on line* sul sito web dell'azienda produttrice di *software*: "Geostru Software", sulla base delle coordinate geografiche del sito oggetto di studio (espresse come latitudine e longitudine) e degli altri parametri discussi nei paragrafi precedenti fornisce gli spettri sismici associati al sito, relativi ai 4 stati limite previsti dalle NTC.

Calcolo degli spettri sismici per il sito

Ubicazione:



Caratteristiche del sito in esame:

Latitudine	46,162°
Longitudine	8,322°
Classe	II
Vita nominale	50

Siti di riferimento:

Siti di riferimento

Sito 1 ID: 8919	Lat: 46,1748	Lon: 8,2994	Distanza: 2272,032
Sito 2 ID: 8920	Lat: 46,1778	Lon: 8,3714	Distanza: 4184,929
Sito 3 ID: 9142	Lat: 46,1279	Lon: 8,3758	Distanza: 5589,304
Sito 4 ID: 9141	Lat: 46,1248	Lon: 8,3039	Distanza: 4341,455

Coordinate geografiche espresse in ED50

Parametri sismici:

Categoria sottosuolo	A
Categoria topografica	T2
Periodo di riferimento	50 anni
Coefficiente cu	1

	Probabilità di superamento (%)	Tr (anni)	Ag (g)	Fo (-)	Tc* (s)
Operatività SLO	81	30	0,023	2,458	0,178
Danno SLD	63	50	0,031	2,473	0,200
Salvaguardia della vita SLV	10	475	0,078	2,495	0,289
Prevenzione dal collasso SLC	5	975	0,100	2,524	0,302

Coefficienti sismici:

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.006	0.007	0.019	0.032
kv	0.003	0.004	0.009	0.016
Amax [m/s²]	0.270	0.361	0.923	1.179
Beta	0.200	0.200	0.200	0.270

7. VERIFICHE DI STABILITÀ MEDIANTE TEST DI MARKLAND

Lo scopo del test di Markland è quello di evidenziare, con un metodo grafico, la possibilità di uno scivolamento planare, il distacco di un cuneo di roccia lungo l'intersezione di due discontinuità o il ribaltamento, si tratta di un metodo qualitativo ampiamente utilizzato nelle verifiche di stabilità di pendii naturali ed artificiali in roccia.

Si deve tenere presente che questo metodo verifica le discontinuità critiche, perciò deve essere seguito da verifica di stabilità più approfondita e quantitativa svolta alla luce dell'effettivo equilibrio delle forze che agiscono su quel determinato solido roccioso.

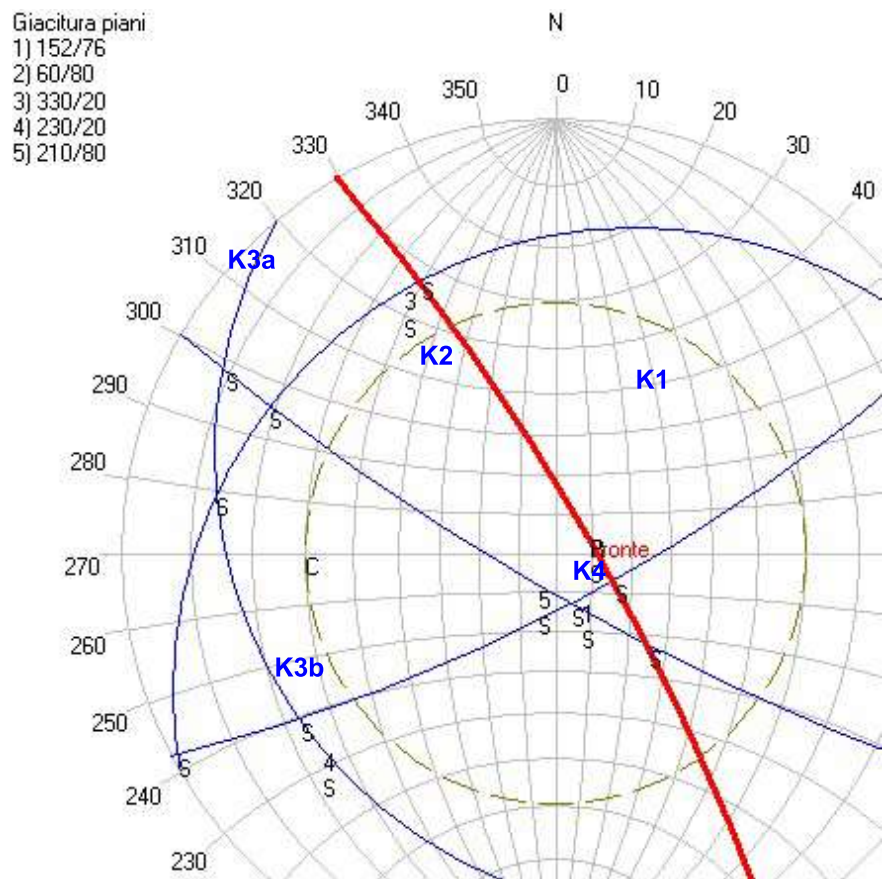
Inoltre si deve ricordare che durante l'esecuzione del "*test di Markland*" vengono imposte condizioni molto cautelative e sfavorevoli alla stabilità rispetto alle condizioni reali, infatti i piani di discontinuità vengono considerati come se avessero estensione e continuità infinita.

Tale "instabilità" è da intendersi in senso puramente geometrico, ovvero viene verificata la possibilità che si generi la condizione geometrica tale da consentire la "fuoriuscita" di blocchi dall'ammasso roccioso.

Viene pertanto realizzato un test per ogni fronte di scavo (sia come inviluppo che come singola alzata) presente nelle due aree in cui è stata suddivisa la cava, verificando di volta in volta quali cinematismi si possano sviluppare.

7.1 TEST DI MARKLAND SUI FRONTI (INVILUPPI) DELLA "CAVA ORIENTALE"

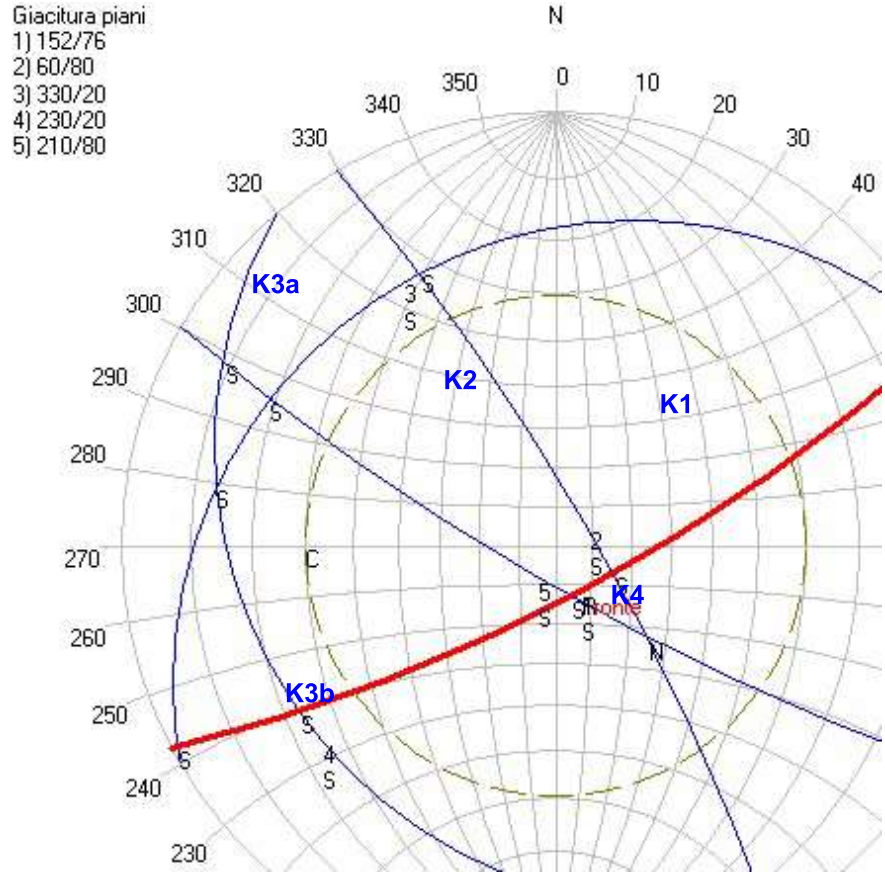
Dal momento che i fronti della "cava orientale" sono stati oggetto di verifica nelle precedenti fasi autorizzative (Determinazione n.976 del 11.09.2018 della Provincia del VCO) e non sono previste variazioni alla geometria dei fronti, si ripropongono i test di Markland già presentati nelle fasi progettuali precedenti (*Relazione geologica e geomeccanica, ottobre 2014*) e nelle integrazioni (*Relazione tecnica integrativa*, gennaio 2015); (*Relazione geologica e geomeccanica,* settembre 2017) e nelle integrazioni (*Relazione tecnica integrativa*, marzo 2018).



Reticolo di Schmidt
Proiezione Equatoriale
Equiareale
Emisfero Inferiore

TEST DI MARKLAND
Fronti di scavo 060°/80°
"Cava Orientale"

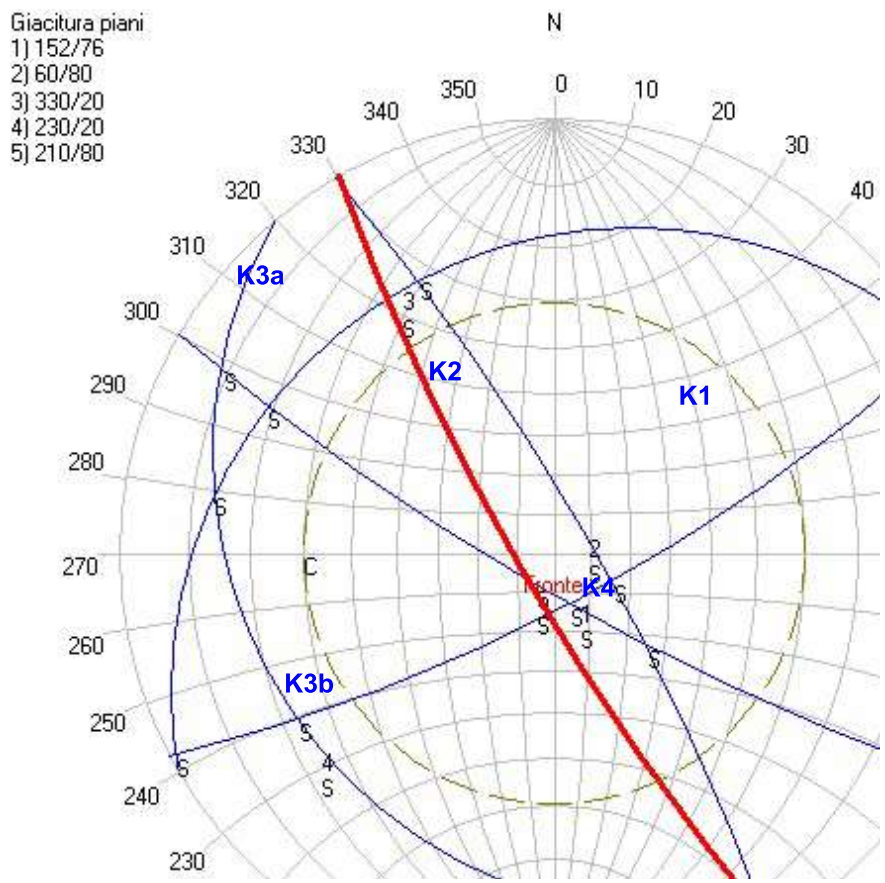
K1 = 152/76
K2 = 060/80
K3a = 330/20
K3b = 230/20
K4 = 210/80



Reticolo di Schmidt
Proiezione Equatoriale
Equiareale
Emisfero Inferiore

TEST DI MARKLAND
Fronti di scavo 152°/76°
"Cava Orientale"

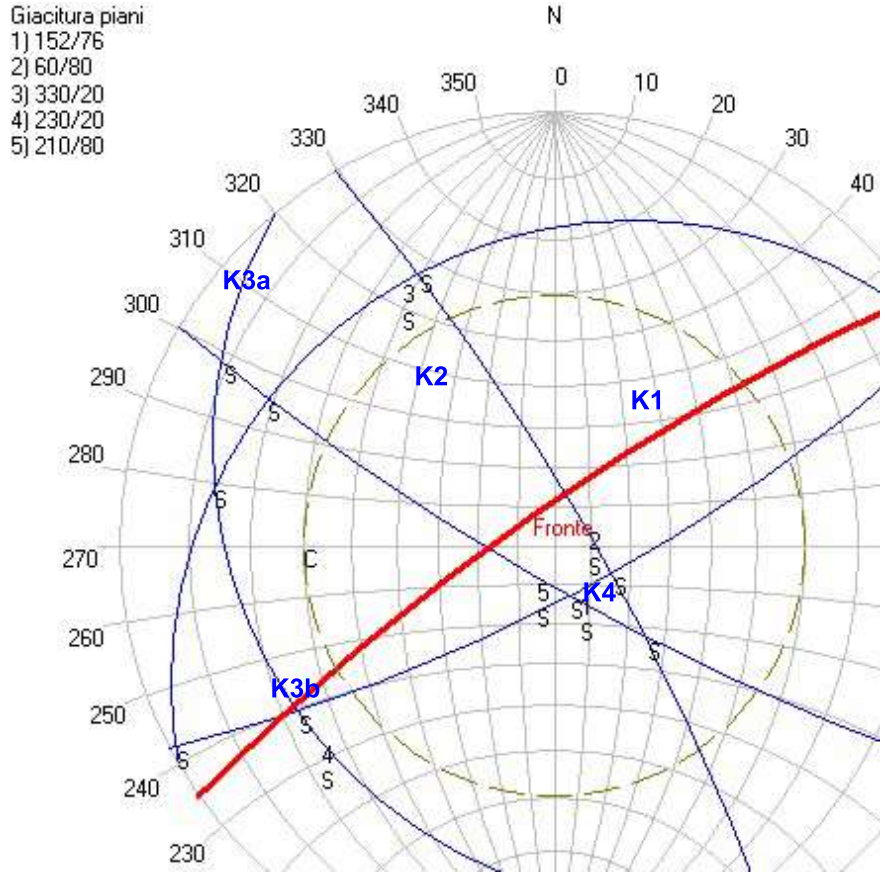
K1 = 152/76
K2 = 060/80
K3a = 330/20
K3b = 230/20
K4 = 210/80



Reticolo di Schmidt
Proiezione Equatoriale
Equiareale
Emisfero Inferiore

TEST DI MARKLAND
Fronti di scavo 240°/80°
"Cava Orientale"

K1 = 152/76
K2 = 060/80
K3a = 330/20
K3b = 230/20
K4 = 210/80



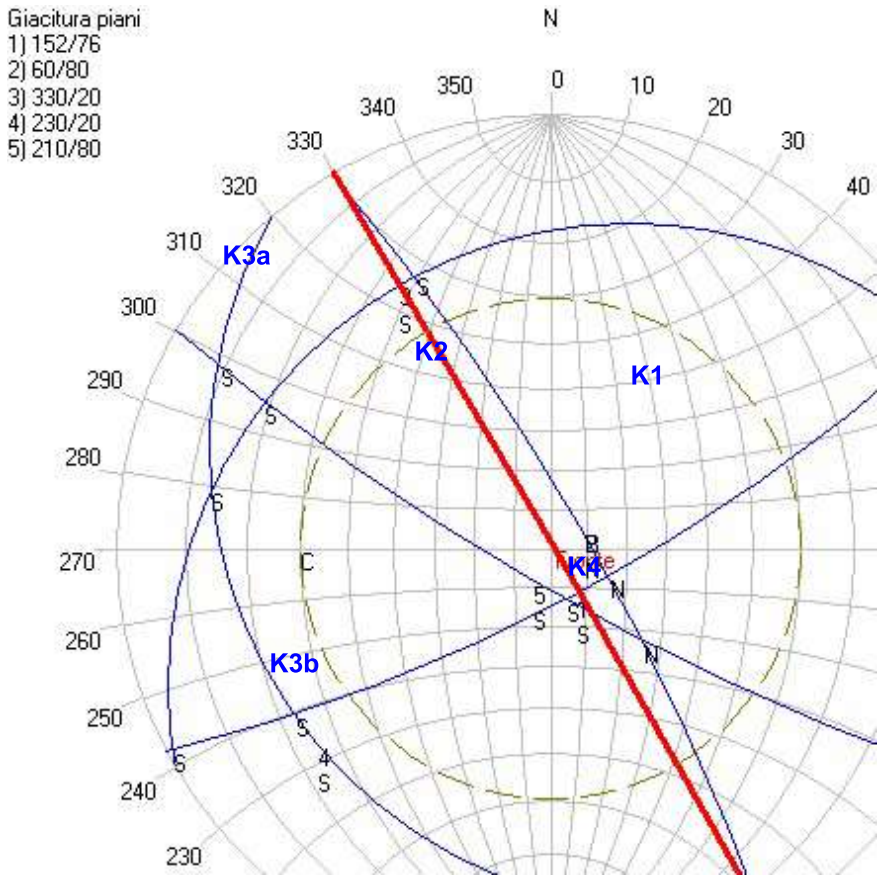
Reticolo di Schmidt
Proiezione Equatoriale
Equiareale
Emisfero Inferiore

TEST DI MARKLAND
Fronti di scavo 325°/80°
"Cava Orientale"

K1 = 152/76
K2 = 060/80
K3a = 330/20
K3b = 230/20
K4 = 210/80

7.2 TEST DI MARKLAND SUI FRONTI (SINGOLE ALZATE) DELLA "CAVA ORIENTALE"

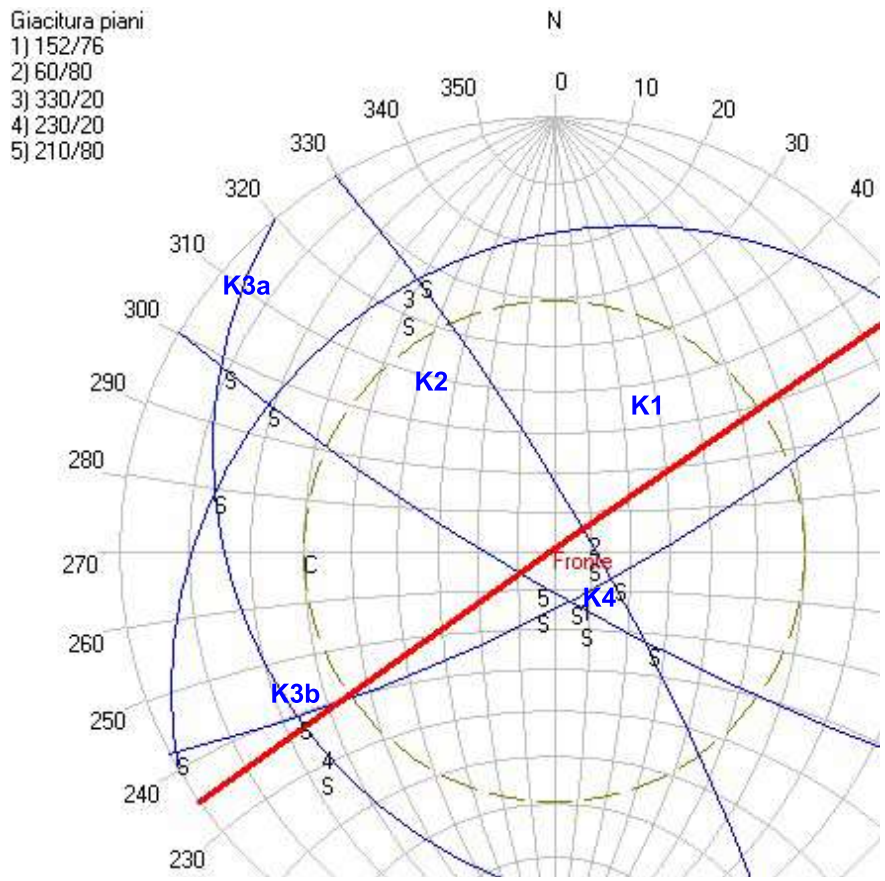
Dal momento che i fronti della "cava orientale" sono stati oggetto di verifica nelle precedenti fasi autorizzative (Determinazione n.976 del 11.09.2018 della Provincia del VCO) e non sono previste variazioni alla geometria dei fronti, si ripropongono i test di Markland già presentati nelle fasi progettuali precedenti (*Relazione geologica e geomeccanica, ottobre 2014*) e nelle integrazioni (*Relazione tecnica integrativa*, gennaio 2015); (*Relazione geologica e geomeccanica,* settembre 2017) e nelle integrazioni (*Relazione tecnica integrativa*, marzo 2018).



Reticolo di Schmidt
Proiezione Equatoriale
Equiareale
Emisfero Inferiore

TEST DI MARKLAND
Fronti di scavo 060°/90°
"Cava Orientale"

K1 = 152/76
K2 = 060/80
K3a = 330/20
K3b = 230/20
K4 = 210/80



Reticolo di Schmidt
Proiezione Equatoriale
Equiareale
Emisfero Inferiore

TEST DI MARKLAND
Fronti di scavo 325°/90°
"Cava Orientale"

K1 = 152/76
K2 = 060/80
K3a = 330/20
K3b = 230/20
K4 = 210/80

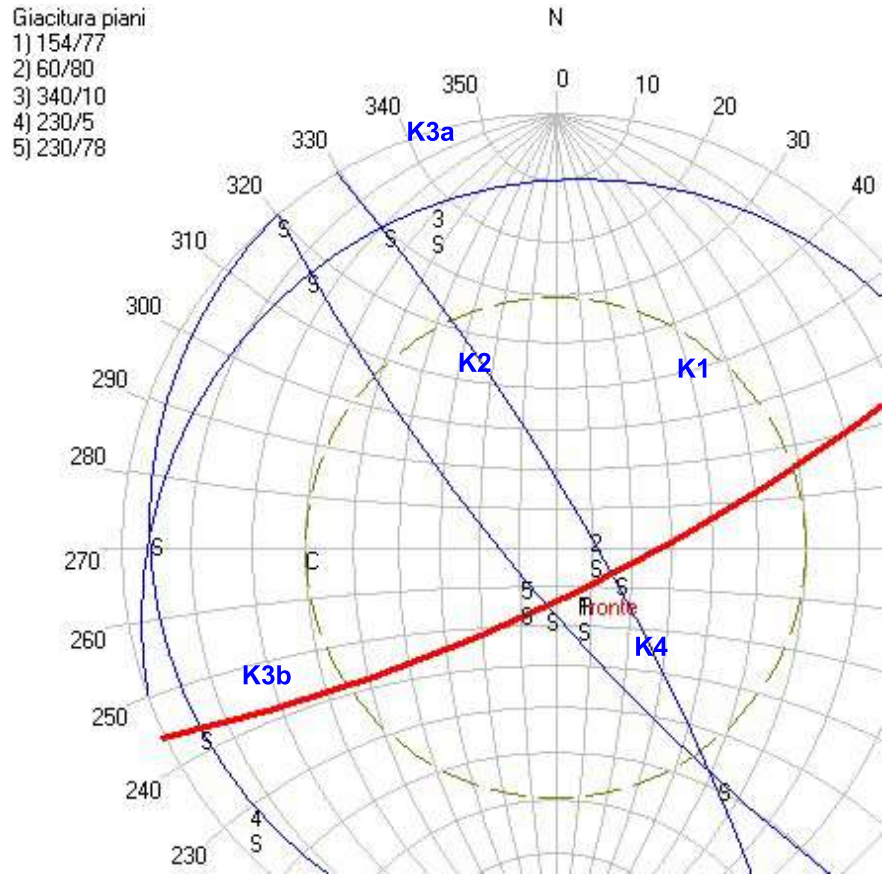
Dai test di Markland effettuati sulle orientazioni dei fronti di scavo della cava in esame si individuano i seguenti possibili cinematismi:

- Una instabilità planare sul fronte di scavo 60/90 dovuto alla presenza della famiglia K2, sarà denominato **SPE1**;
- Tre instabilità dovute alla presenza di cunei rocciosi (tetraedri a due piani di scorrimento), rappresentati graficamente dalla lettera "N", così identificati:
  FRONTE 60/90: **SCE1** generato dall'intersezione delle discontinuità K2/K4 e **SCE2** generato dall'intersezione delle discontinuità K1/K2;
  FRONTE 152/76: **SCE3** generato dall'intersezione delle discontinuità K2/K4.
- Due instabilità per ribaltamento (toppling), così identificati:
  FRONTE 325/90: **TE1** generato dalla famiglia K1;
  FRONTE 240/80: **TE2** generato dalla famiglia K2.

Si rende pertanto necessario procedere alle verifiche analitiche delle condizioni di stabilità dei piani di scivolamento e dei cunei descritti in precedenza, effettuate alla luce dell'effettivo equilibrio delle forze che vi agiscono: la verifica suddetta sarà realizzata mediante la determinazione del coefficiente di sicurezza applicando il metodo dell'equilibrio limite.

7.3 TEST DI MARKLAND SUI FRONTI (INVILUPPI) DELLA "CAVA OCCIDENTALE"

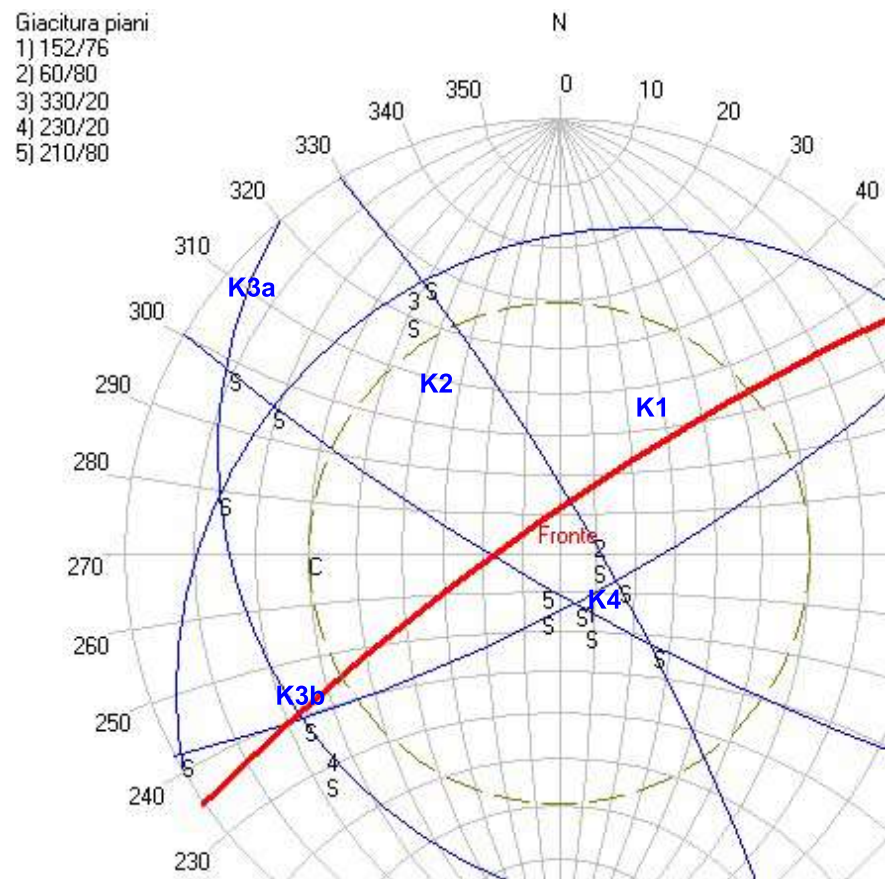
Dal momento che i fronti della "cava occidentale" sono stati oggetto di verifica nelle precedenti fasi autorizzative (Determinazione n.976 del 11.09.2018 della Provincia del VCO) e non sono previste variazioni all'orientazione dei fronti, che mantengono le medesime orientazioni, si ripropongono i test di Markland già presentati nelle fasi progettuali precedenti (*Relazione geologica e geomeccanica,* settembre 2017) e nelle integrazioni (*Relazione tecnica integrativa*, marzo 2018).



Reticolo di Schmidt
Proiezione Equatoriale
Equiareale
Emisfero Inferiore

TEST DI MARKLAND
Fronti di scavo 154°/77°
"Cava Occidentale"

K1 = 154/77
K2 = 060/80
K3a = 340/10
K3b = 230/5
K4 = 230/78



Reticolo di Schmidt

Proiezione Equatoriale

Equiareale

Emisfero Inferiore

<u>TEST DI MARKLAND</u>

<u>Fronti di scavo 325°/80°</u>

<u>"Cava Occidentale"</u>

K1 = 154/77

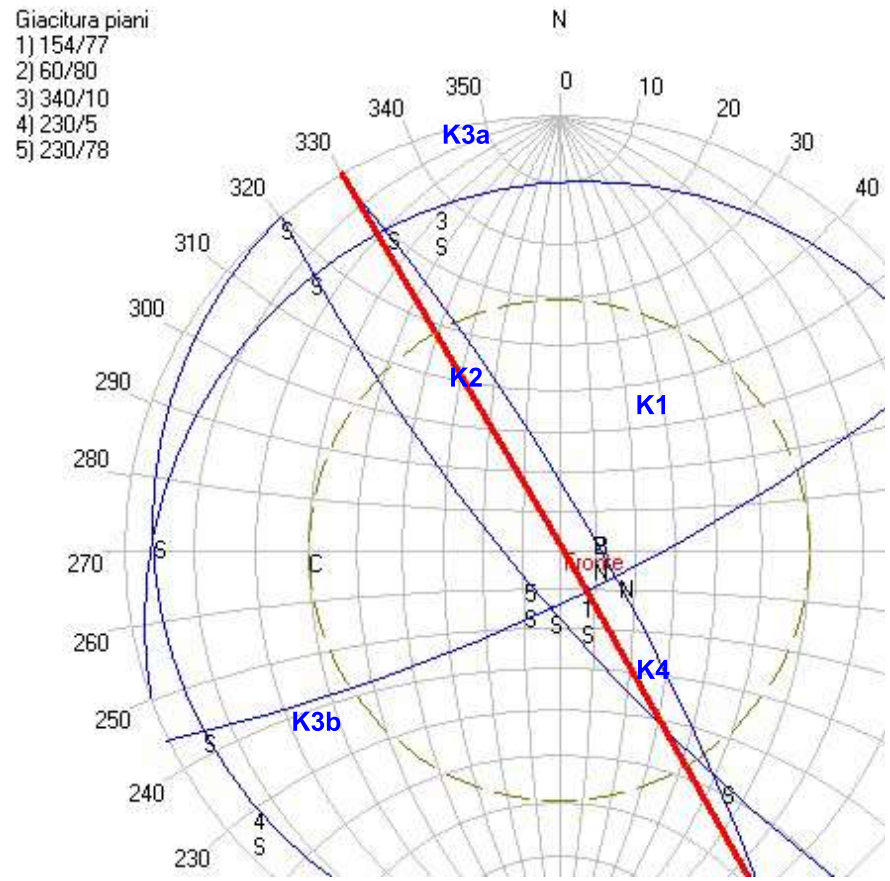
K2 = 060/80

K3a = 340/10

K3b = 230/5

K4 = 230/78

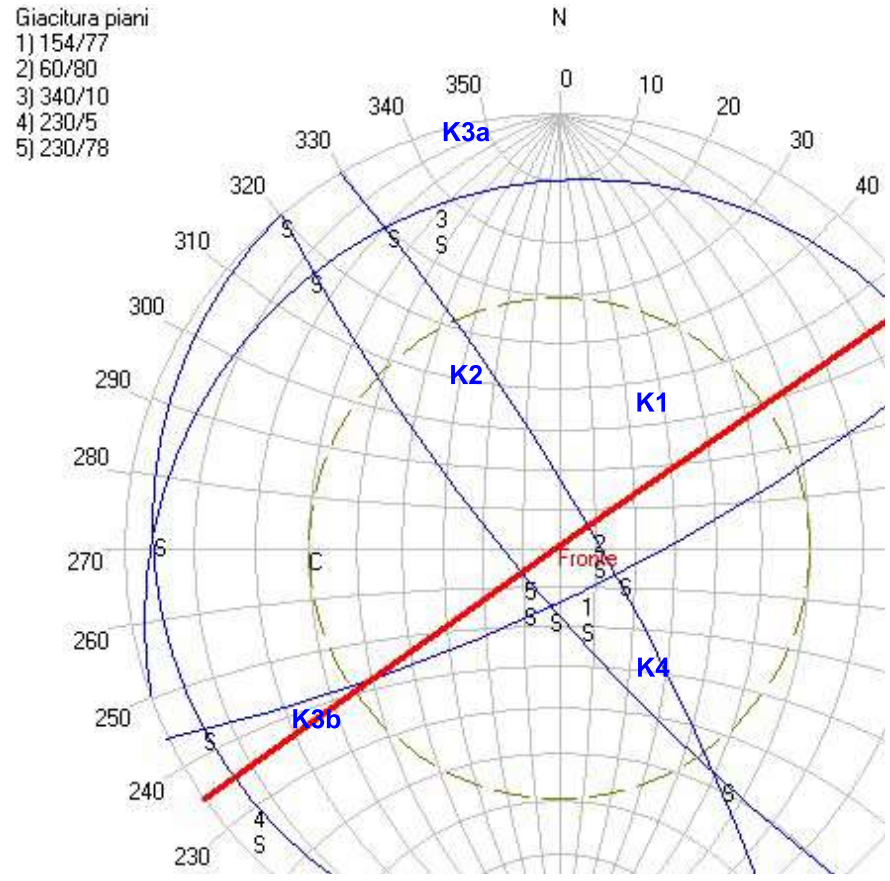
7.4 TEST DI MARKLAND SUI FRONTI (SINGOLE ALZATE) DELLA "CAVA OCCIDENTALE"



Reticolo di Schmidt
Proiezione Equatoriale
Equiareale
Emisfero Inferiore

TEST DI MARKLAND
Fronti di scavo 60°/90°
"Cava Occidentale"

K1 = 154/77
K2 = 060/80
K3a = 340/10
K3b = 230/5
K4 = 230/78



Reticolo di Schmidt
Proiezione Equatoriale
Equiareale
Emisfero Inferiore

TEST DI MARKLAND
Fronti di scavo 325°/90°
"Cava Occidentale"

K1 = 154/77
K2 = 060/80
K3a = 340/10
K3b = 230/5
K4 = 230/78

Dai test di Markland effettuati sulle orientazioni dei fronti di scavo della cava in esame si individuano i seguenti possibili cinematismi:

- Una instabilità planare sul fronte di scavo 60/90 dovuto alla presenza della famiglia K2, sarà denominato **SPO1**;
- Due instabilità dovute alla presenza di cunei rocciosi (tetraedri a due piani di scorrimento), rappresentati graficamente dalla lettera "N", così identificati:
  FRONTE 60/90: **SCO1** generato dall'intersezione delle discontinuità K1/K2.
  FRONTE 145/77: **SCO2** generato dall'intersezione delle discontinuità K1/K2
- Un'instabilità per ribaltamento (toppling) sul Fronte di Scavo 325°/89° generata dalla famiglia K1, denominata in seguito come **TO1.**

Si rende pertanto necessario procedere alle verifiche analitiche delle condizioni di stabilità dei piani di scivolamento e dei cunei descritti in precedenza, effettuate alla luce dell'effettivo equilibrio delle forze che vi agiscono: la verifica suddetta sarà realizzata mediante la determinazione del coefficiente di sicurezza applicando il metodo dell'equilibrio limite.

8. VERIFICA DI STABILITÀ DEI CINEMATISMI INDIVIDUATI

In questo capitolo saranno affrontati nello specifico i possibili cinematismi individuati mediante il test di Markland riportato nel capitolo precedente.

Per la verifica analitica e l'applicazione del metodo dell'equilibrio limite si è fatto riferimento alla pubblicazione dell'ARPA Piemonte "*Progetto n. 165 – PROVIALP - Protezione della viabilità alpina – Relazione finale*" del 2008, con particolare riferimento a quanto indicato nel capitolo 4 "*La metodologia meccanico-probabilistica*" a cura di Marta Castelli, Cristina Occhiena, Andrea Allodi e Claudio Scavia del Politecnico di Torino e al manuale "*Practical rock engineering*" di Evert Hoek – 2007 e a "*Rock Slope Engineering*" di Evert Hoek.

In particolare verranno utilizzati dei fogli di calcolo messi a disposizione sul sito web *geologi.it* che applicano tutti i criteri e le formule previste dalle metodologie sopraindicate, il nuovo pacchetto di software è stato inoltre implementato (rispetto a quelli prodotti nel progetto PROVIALP) con le indicazioni derivanti dalle NTC18.

8.1 SCIVOLAMENTI PLANARI

8.1.1 Scivolamenti planari – SPE1 e SPO1

Per la caratterizzazione del piano di potenziale scivolamento sono stati scelti i parametri geomeccanici descritti per la famiglia interessata, ovvero:
K2 = JCS: 124 MPa; JRC: 6; Angolo di attrito di base: 30°

L'altezza massima è stata posta pari a 7 m in quanto coincidente con le alzate verticali del fronte di scavo 60/90.

Per la stima della coesione dei ponti in roccia è stata calcolata la percentuale di persistenza delle fratture, secondo il metodo del calcolo delle terminazioni ([1]).

L'estensione e le terminazioni di un giunto sono rappresentative dell'estensione areale della discontinuità (persistenza della discontinuità).

I dati relativi alle terminazioni dei giunti dovranno essere sintetizzati mediante la definizione dell'indice di terminazione della massa rocciosa (Tr). L'indice Tr è dato dal rapporto percentuale tra il numero di terminazioni delle discontinuità in roccia ed il numero totale di discontinuità [Tr = 100∑(terminazioni in roccia / 2*discontinuità rilevate)]. Tale indice consente di avere una prima indicazione dell'influenza di eventuali ponti di roccia sulla stabilità dell'ammasso roccioso.*

([1]) Università degli studi "La Sapienza" di Roma – C.E.R.I-Centro di ricerca "Previsione, prevenzione e controllo dei rischi geologici – Piano Regionale delle Attività Estrattive – *Valutazioni preliminari sulla natura e sullo stato degli ammassi rocciosi in relazione allo sviluppo di attività estrattive*.

*La coesione dei ponti di roccia (c) potrà essere stimata assumendo una curva di inviluppo a rottura sul piano di Mohr di tipo lineare (c = 0,5 (Co*To) 1/2) ed una resistenza a trazione della roccia intatta (To) pari ad un nono della resistenza a compressione uniassiale della roccia intatta (Co). Utilizzando le semplificazioni prima enunciate la coesione è pari ad 1/6 della resistenza a compressione uniassiale.*

Sono state condotte indagini specifiche per determinare il valore di Tr:

1. la prima è stata condotta sul fronte di scavo 325/80 (vedi immagine fotografica sottostante);
2. la seconda è stata calcolata dai valori rilevati durante i vari stendimenti geostrutturali condotti negli anni, tenendo conto dei soli valori misurati inerenti la famiglia di discontinuità K2.



Figura 39: immagine fotografica fronte 325/80, con evidenziate in verde le fratture K2 identificate.

I valori di Tr ottenuti sono stati rispettivamente pari all' 11% e all'8%, cautelativamente verrà applicato un parametro di Tr pari all'1%, ovvero una persistenza stimabile come pari al 99%.

Nei calcoli si è considerato un valore del coefficiente Beta pari a 1.

VERIFICA DI STABILITA' SCIVOLAMENTI PLANARI

Comune:	Montecrestese	Località:	La Beola di Monte	Rif. verifica:	

DATI DI INGRESSO

DATI GEOMETRICI FRONTE		
inclinazione fronte	(°)	90,00
inclinazione piano superiore	(°)	35,00
inclinazione giunto di trazione	(°)	80,00
altezza fronte	(m)	7,00
distanza giunto di trazione	(m)	10,00 ininfluente
larghezza blocco scivolante	(m)	1,00

CARICHI APPLICATI		
componente vert. carico	(kN)	0,0
componente orizz. carico	(kN)	0,0
carico distribuito verticale	(kN/m)	0,0

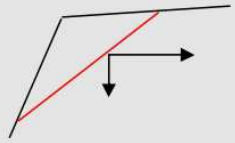
SPINTE IDRAULICHE		
peso di volume acqua	(kN/mc)	10,00
altezza falda Hw/Htot (%)	(%)	25,00%
condizioni idrauliche al piede		0
altezza falda	(m)	2,00

DATI GEOMECCANICI E STRUTTURALI		
peso di volume roccia	(kN/mc)	26,47
angolo di attrito di base φ_{base}	(°)	30,00
inclinazione piano di scivolam.	(°)	80,00
Joint Compression Strenght JCS	(MPa)	84,00
Joint Roughness Coefficient JRC		6,00
persistenza (%)	%	99,00%
resistenza al taglio della roccia	(MPa)	
angolo di attrito di picco φ_p	(°)	63,82
coesione app.(ponti di roccia)	(kPa)	168,00

DATI SISMICI	
accelerazione sismica a_g	0,078
coeff. di amplific. topog S_T	1,20
coeff. di amplific.stratig S_S	1,00
coeff. di riduzione β_s	1,00
coeff. sismico orizzontale k_h	0,094
coeff. sismico verticale k_v	0,047

RISULTATI

convezione segni carichi ed azioni sismiche



volume blocco scivolante V	(mc)	4,93
peso blocco scivolante W	(kN)	130
superficie scivolante	(mq)	8,11
superficie piano superiore	(mq)	1,72
superficie giunto trazione	(mq)	0,00

Forze normali alla superficie di scivolamento		
peso blocco scivolante	(kN)	23
sottospinta idraulica	(kN)	-10
spinta giunto trazione	(kN)	0
azione sismica	(kN)	-11
carichi applicati	(kN)	0
forza risultante (N)	**(kN)**	**2**

	Calcolo risultanti lungo la direzione di scivolamento	
	forze mobilizzanti (kN)	forze stabilizzanti (kN)
verifica sismica	**137**	**1366**
verifica non sismica	**128**	**1106**

	Fattori di sicurezza		
verifica sismica	**9,996**	Ipotizzando perfetta persistenza dei giunti (coesione apparente = 0)	**-0,003**
verifica non sismica	**8,610**		**0,127**

Planare-Barton-2018 - data: maggio 2019 - conforme NTC 2018 e Circolare 21/01/2019 n.7/C.S.LL.PP.

Software freeware distribuito da geologi.it

8.2 SCIVOLAMENTI DI CUNEI IN ROCCIA

8.2.1 Scivolamento di cuneo in roccia – SCE1

Il cuneo instabile denominato SCE1 viene individuato dai due giunti K2 (060°/80°) e K4 (210°/80°) lungo il fronte di scavo immergente 60/90; la linea di intersezione tra i due piani ha giacitura di 135°/56°.

Per la caratterizzazione dei due piani sono stati scelti i parametri geomeccanici descritti per ogni famiglia, ovvero:

K2 = JCS: 124 MPa; JRC: 6; Angolo di attrito di base: 30°

K4 = JCS: 110 MPa; JRC: 7; Angolo di attrito di base: 30°

I calcoli sono stati eseguiti ipotizzando il piano sommitale con giacitura di 270°/20° e assenza di giunto di trazione e acqua nei giunti.

Sono state condotte due verifiche con K2 immergente a N59 e a N61, in quanto a N60 (come da orientazione media della famiglia) il software non esegue il calcolo (perché il fronte è coincidente con il piano)

VERIFICA DI STABILITA' SCIVOLAMENTI DI CUNEI

Comune:	**Montecrestese**	Località:	**La Beola di Monte - SCE1**	Rif. verifica:	

DATI DI INGRESSO

DATI GEOMETRICI FRONTE		
immersione fronte	(°)	60,00
inclinazione fronte	(°)	90,00
immersione piano superiore	(°)	270,00
inclinazione piano superiore	(°)	20,00
immersione giunto di trazione	(°)	60,00
inclinazione giunto di trazione	(°)	80,00
altezza fronte	(m)	10,00
distanza giunto di trazione	(m)	

CARICHI APPLICATI E SPINTE IDRAULICHE		
componente vert. carico	(kN)	0,0
componente orizz. carico	(kN)	0,0
peso di volume acqua	(kN/mc)	10,00
altezza falda Hw/H (%)	(%)	25,00%

DATI SISMICI	
accelerazione sismica a_g	0,078
coeff. di amplific. topog S_T	1,20
coeff. di amplific.stratig S_S	1,00
coeff. di riduzione β_s	1,00
coeff. sismico orizzontale k_h	0,094
coeff. sismico verticale k_v	0,047

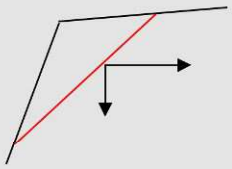
DATI GEOMECCANICI E STRUTTURALI		
peso di volume roccia	(kN/mc)	26,47
angolo di attrito di base φ_{base}	(°)	30,00

giunto A		
immersione	(°)	210,00
inclinazione	(°)	80,00
Joint Compression Strenght JCS	(MPa)	110,00
Joint Roughness Coefficient JRC		7,00
persistenza (%)	%	100,00%
resistenza al taglio della roccia	(MPa)	
angolo di attrito di picco φ_p	(°)	45,93
coesione app.(ponti di roccia)	(kPa)	0,00

giunto B		
immersione	(°)	59,00
inclinazione	(°)	80,00
Joint Compression Strengh JCS	(MPa)	124,00
Joint Roughness Coefficien JRC		6,00
persistenza (%)	%	100,00%
resistenza al taglio della roccia	(MPa)	
angolo di attrito di picco φ_p	(°)	53,58
coesione app.(ponti di roccia)	(kPa)	0,00

RISULTATI

convezione segni carichi ed azioni sismiche



coefficiente geometrico K		0,51
volume del cuneo di roccia V	(mc)	374,42
peso del cuneo di roccia W	(kN)	9911
superficie cuneo su giunto A	(mq)	17,19
superficie cuneo su giunto B	(mq)	625,04
superficie cuneo su giunto trazione	(mq)	0,00
immersione linea di intersezione	(°)	134,50
inclinazione linea di intersezione	(°)	54,85

Forze normali alle superfici di scivolamento			
		giunto A	giunto B
peso cuneo	(kN)	9461	9461
sotto spinta idraulica	(kN)	0	0
spinta giunto trazione	(kN)	0	0
azione sismica	(kN)	576	-362
carichi applicati	(kN)	0	0
forza risultante (N)	(kN)	**10036**	**9099**

	Calcolo risultanti lungo la direzione di scivolamento	
	forze mobilizzanti (kN)	forze stabilizzanti (kN)
verifica sismica	**8625**	**22700**
verifica non sismica	**8103**	**18088**

	Fattori di sicurezza
verifica sismica	**2,632**
verifica non sismica	**2,232**

Ipotizzando perfetta persistenza dei giunti (coesione apparente = 0)

***Cunei-Barton-2018* - data: maggio 2019 -** *conforme NTC 2018 e Circolare 21/01/2019 n.7/C.S.LL.PP.*

Software freeware distribuito da geologi.it

VERIFICA DI STABILITA' SCIVOLAMENTI DI CUNEI

Comune:	Montecrestese	Località:	La Beola di Monte - SCE1	Rif. verifica:	

DATI DI INGRESSO

DATI GEOMETRICI FRONTE		
immersione fronte	(°)	60,00
inclinazione fronte	(°)	90,00
immersione piano superiore	(°)	270,00
inclinazione piano superiore	(°)	20,00
immersione giunto di trazione	(°)	60,00
inclinazione giunto di trazione	(°)	80,00
altezza fronte	(m)	10,00
distanza giunto di trazione	(m)	

CARICHI APPLICATI E SPINTE IDRAULICHE		
componente vert. carico	(kN)	0,0
componente orizz. carico	(kN)	0,0
peso di volume acqua	(kN/mc)	10,00
altezza falda Hw/H (%)	(%)	0,00%

DATI SISMICI	
accelerazione sismica a_g	0,078
coeff. di amplific. topog S_T	1,20
coeff. di amplific.stratig S_S	1,00
coeff. di riduzione β_s	1,00
coeff. sismico orizzontale k_h	0,094
coeff. sismico verticale k_v	0,047

DATI GEOMECCANICI E STRUTTURALI		
peso di volume roccia	(kN/mc)	26,47
angolo di attrito di base φ_{base}	(°)	30,00

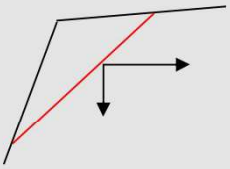
giunto A		
immersione	(°)	210,00
inclinazione	(°)	80,00
Joint Compression StrenghtJCS	(MPa)	110,00
Joint Roughness CoefficientJRC		7,00
persistenza (%)	%	100,00%
resistenza al taglio della roccia	(MPa)	
angolo di attrito di picco φ_p	(°)	50,10
coesione app.(ponti di roccia)	(kPa)	0,00

giunto B		
immersione	(°)	61,00
inclinazione	(°)	80,00
Joint Compression Strengh JCS	(MPa)	124,00
Joint Roughness Coefficien JRC		6,00
persistenza (%)	%	100,00%
resistenza al taglio della roccia	(MPa)	
angolo di attrito di picco φ_p	(°)	54,01
coesione app.(ponti di roccia)	(kPa)	0,00

RISULTATI

coefficiente geometrico K		0,54
volume del cuneo di roccia V	(mc)	91,68
peso del cuneo di roccia W	(kN)	2427
superficie cuneo su giunto A	(mq)	15,28
superficie cuneo su giunto B	(mq)	164,11
superficie cuneo su giunto trazione	(mq)	0,00
immersione linea di intersezione	(°)	135,50
inclinazione linea di intersezione	(°)	56,58

convezione segni carichi ed azioni sismiche



Forze normali alle superfici di scivolamento			
		giunto A	giunto B
peso cuneo	(kN)	2119	2119
sotto spinta idraulica	(kN)	0	0
spinta giunto trazione	(kN)	0	0
azione sismica	(kN)	140	-92
carichi applicati	(kN)	0	0
forza risultante (N)	(kN)	**2259**	**2027**

Calcolo risultanti lungo la direzione di scivolamento		
	forze mobilizzanti (kN)	forze stabilizzanti (kN)
verifica sismica	**2152**	**5493**
verifica non sismica	**2025**	**4366**

ATTENZIONE; scivolamento su piano B

2,553

2,156

***Cunei-Barton-2018* - data: maggio 2019 -** *conforme NTC 2018 e Circolare 21/01/2019 n.7/C.S.LL.PP.*

Software freeware distribuito da geologi.it

Sono state poi eseguite delle prove nel caso di presenza di giunto di trazione con percentuale di saturazione di acqua fino a un massimo del 25%. Le condizioni

geologiche sin qui emerse durante i sopralluoghi, permettono di escludere la possibilità di saturazione dei giunti per più del 25%.

VERIFICA DI STABILITA' SCIVOLAMENTI DI CUNEI

Comune:	Montecrestese	Località:	La Beola di Monte - SCE1	Rif. verifica:	

DATI DI INGRESSO

DATI GEOMETRICI FRONTE		
immersione fronte	(°)	60,00
inclinazione fronte	(°)	90,00
immersione piano superiore	(°)	240,00
inclinazione piano superiore	(°)	35,00
immersione giunto di trazione	(°)	60,00
inclinazione giunto di trazione	(°)	90,00
altezza fronte	(m)	10,00
distanza giunto di trazione	(m)	1,00

CARICHI APPLICATI E SPINTE IDRAULICHE		
componente vert. carico	(kN)	0,0
componente orizz. carico	(kN)	0,0
peso di volume acqua	(kN/mc)	10,00
altezza falda Hw/H (%)	(%)	25,00%

DATI SISMICI	
accelerazione sismica a_g	0,078
coeff. di amplific. topog S_T	1,20
coeff. di amplific.stratig S_S	1,00
coeff. di riduzione β_s	1,00
coeff. sismico orizzontale k_h	0,094
coeff. sismico verticale k_v	0,047

DATI GEOMECCANICI E STRUTTURALI		
peso di volume roccia	(kN/mc)	26,47
angolo di attrito di base φ_{base}	(°)	30,00

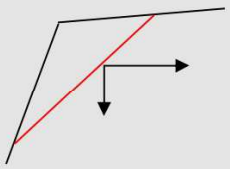
giunto A		
immersione	(°)	210,00
inclinazione	(°)	80,00
Joint Compression Strenght JCS	(MPa)	110,00
Joint Roughness Coefficient JRC		7,00
persistenza (%)	%	100,00%
resistenza al taglio della roccia	(MPa)	
angolo di attrito di picco φ_p	(°)	46,20
coesione app.(ponti di roccia)	(kPa)	0,00

giunto B		
immersione	(°)	59,00
inclinazione	(°)	80,00
Joint Compression Strengh JCS	(MPa)	124,00
Joint Roughness Coefficien JRC		6,00
persistenza (%)	%	100,00%
resistenza al taglio della roccia	(MPa)	
angolo di attrito di picco φ_p	(°)	54,39
coesione app.(ponti di roccia)	(kPa)	0,00

RISULTATI

coefficiente geometrico K		0,47
volume del cuneo di roccia V	(mc)	195,74
peso del cuneo di roccia W	(kN)	5181
superficie cuneo su giunto A	(mq)	8,91
superficie cuneo su giunto B	(mq)	255,31
superficie cuneo su giunto trazione	(mq)	21,44
immersione linea di intersezione	(°)	134,50
inclinazione linea di intersezione	(°)	54,85

convezione segni carichi ed azioni sismiche



Forze normali alle superfici di scivolamento			
		giunto A	giunto B
peso cuneo	(kN)	4946	4946
sotto spinta idraulica	(kN)	-51	-1462
spinta giunto trazione	(kN)	18	-107
azione sismica	(kN)	-162	-652
carichi applicati	(kN)	0	0
forza risultante (N)	(kN)	**4751**	**2725**

Calcolo risultanti lungo la direzione di scivolamento		
	forze mobilizzanti (kN)	forze stabilizzanti (kN)
verifica sismica	**4132**	**8760**
verifica non sismica	**4255**	**9153**

Fattori di sicurezza		
verifica sismica	**2,120**	Ipotizzando perfetta persistenza dei giunti (coesione apparente = 0)
verifica non sismica	**2,151**	

***Cunei-Barton-2018* - data: maggio 2019 -** *conforme NTC 2018 e Circolare 21/01/2019 n.7/C.S.LL.PP.*

Software freeware distribuito da geologi.it

8.2.2 Scivolamento di cuneo in roccia – SCE2

Il cuneo instabile denominato SCE2 viene individuato dai due giunti K1 (152°/76°) e K2 (60°/80°) lungo il fronte di scavo immergente 60/90; la linea di intersezione tra i due piani ha giacitura di 115°/73°.

Per la caratterizzazione dei due piani sono stati scelti i parametri geomeccanici descritti per ogni famiglia, ovvero:

K1 = JCS: 138 MPa; JRC: 5; Angolo di attrito di base: 30°

K2 = JCS: 124 MPa; JRC: 6; Angolo di attrito di base: 30°

Come analizzato precedentemente (vedi paragrafo 5.1.1 scivolamenti planari – SPE1 e SPO1) sui giunti della famiglia K2 è possibile considerare un valore di coesione dovuta alla presenza dei ponti di roccia, stimabile come pari al 99% di persistenza.

I calcoli sono stati eseguiti ipotizzando il piano sommitale con giacitura di 270°/20° e assenza di giunto di trazione e acqua nei giunti.

VERIFICA DI STABILITA' SCIVOLAMENTI DI CUNEI

Comune:	Montecrestese	Località:	La Beola di Monte - SCE2	Rif. verifica:	

DATI DI INGRESSO

DATI GEOMETRICI FRONTE		
immersione fronte	(°)	60,00
inclinazione fronte	(°)	90,00
immersione piano superiore	(°)	270,00
inclinazione piano superiore	(°)	20,00
immersione giunto di trazione	(°)	60,00
inclinazione giunto di trazione	(°)	80,00
altezza fronte	(m)	10,00
distanza giunto di trazione	(m)	

CARICHI APPLICATI E SPINTE IDRAULICHE		
componente vert. carico	(kN)	0,0
componente orizz. carico	(kN)	0,0
peso di volume acqua	(kN/mc)	10,00
altezza falda Hw/H (%)	(%)	25,00%

DATI SISMICI	
accelerazione sismica a_g	0,078
coeff. di amplific. topog S_T	1,20
coeff. di amplific.stratig S_S	1,00
coeff. di riduzione β_s	1,00
coeff. sismico orizzontale k_h	0,094
coeff. sismico verticale k_v	0,047

DATI GEOMECCANICI E STRUTTURALI		
peso di volume roccia	(kN/mc)	26,47
angolo di attrito di base φ_{base}	(°)	30,00

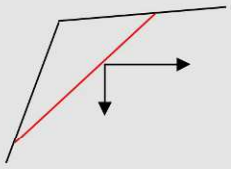
giunto A		
immersione	(°)	59,00
inclinazione	(°)	80,00
Joint Compression Strenght JCS	(MPa)	84,00
Joint Roughness Coefficient JRC		6,00
persistenza (%)	%	99,00%
resistenza al taglio della roccia	(MPa)	
angolo di attrito di picco φ_p	(°)	59,11
coesione app.(ponti di roccia)	(kPa)	168,00

giunto B		
immersione	(°)	152,00
inclinazione	(°)	76,00
Joint Compression Strengh JCS	(MPa)	138,00
Joint Roughness Coefficien JRC		5,00
persistenza (%)	%	100,00%
resistenza al taglio della roccia	(MPa)	
angolo di attrito di picco φ_p	(°)	43,86
coesione app.(ponti di roccia)	(kPa)	0,00

RISULTATI

coefficiente geometrico K		0,99
volume del cuneo di roccia V	(mc)	203,94
peso del cuneo di roccia W	(kN)	5398
superficie cuneo su giunto A	(mq)	418,76
superficie cuneo su giunto B	(mq)	5,95
superficie cuneo su giunto trazione	(mq)	0,00
immersione linea di intersezione	(°)	114,74
inclinazione linea di intersezione	(°)	72,61

convezione segni carichi ed azioni sismiche



Forze normali alle superfici di scivolamento			
		giunto A	giunto B
peso cuneo	(kN)	948	1314
sotto spinta idraulica	(kN)	0	0
spinta giunto trazione	(kN)	0	0
azione sismica	(kN)	-453	75
carichi applicati	(kN)	0	0
forza risultante (N)	(kN)	**495**	**1388**

Calcolo risultanti lungo la direzione di scivolamento		
	forze mobilizzanti (kN)	forze stabilizzanti (kN)
verifica sismica	**5480**	**72514**
verifica non sismica	**5151**	**72553**

Fattori di sicurezza			
verifica sismica	**13,233**	Ipotizzando perfetta persistenza dei giunti (coesione apparente = 0)	**0,384**
verifica non sismica	**11,353**		**0,427**

***Cunei-Barton-2018* - data: maggio 2019 -** *conforme NTC 2018 e Circolare 21/01/2019 n.7/C.S.LL.PP.*

Software freeware distribuito da geologi.it

8.2.3 Scivolamento di un cuneo in roccia – SCE3

Il cuneo instabile denominato SCE3 viene individuato dai due giunti K2 (060°/80°) e K4 (210°/80°) lungo il fronte di scavo immergente 152/76; la linea di intersezione tra i due piani ha giacitura di 135°/56°.

Per la caratterizzazione dei due piani sono stati scelti i parametri geomeccanici descritti per ogni famiglia, ovvero:

K2 = JCS: 124 MPa; JRC: 6; Angolo di attrito di base: 30°

K4 = JCS: 110 MPa; JRC: 7; Angolo di attrito di base: 30°

I calcoli sono stati eseguiti ipotizzando il piano sommitale con giacitura di 200°/20° e assenza di giunto di trazione e acqua nei giunti.

VERIFICA DI STABILITA' SCIVOLAMENTI DI CUNEI

Comune:	Montecrestese	Località:	La Beola di Monte - SCE3	Rif. verifica:	

DATI DI INGRESSO

DATI GEOMETRICI FRONTE		
immersione fronte	(°)	152,00
inclinazione fronte	(°)	76,00
immersione piano superiore	(°)	200,00
inclinazione piano superiore	(°)	20,00
immersione giunto di trazione	(°)	152,00
inclinazione giunto di trazione	(°)	76,00
altezza fronte	(m)	10,00
distanza giunto di trazione	(m)	10,00 ininfluente

CARICHI APPLICATI E SPINTE IDRAULICHE		
componente vert. carico	(kN)	0,0
componente orizz. carico	(kN)	0,0
peso di volume acqua	(kN/mc)	10,00
altezza falda Hw/H (%)	(%)	25,00%

DATI SISMICI	
accelerazione sismica a_g	0,078
coeff. di amplific. topog S_T	1,20
coeff. di amplific.stratig S_S	1,00
coeff. di riduzione β_s	1,00
coeff. sismico orizzontale k_h	0,094
coeff. sismico verticale k_v	0,047

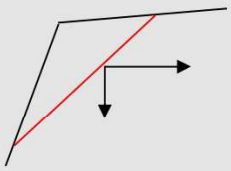
DATI GEOMECCANICI E STRUTTURALI		
peso di volume roccia	(kN/mc)	26,47
angolo di attrito di base φ_{base}	(°)	30,00

giunto A		
immersione	(°)	60,00
inclinazione	(°)	80,00
Joint Compression Strenght JCS	(MPa)	124,00
Joint Roughness Coefficient JRC		6,00
persistenza (%)	%	100,00%
resistenza al taglio della roccia	(MPa)	
angolo di attrito di picco φ_p	(°)	53,20
coesione app.(ponti di roccia)	(kPa)	0,00

giunto B		
immersione	(°)	210,00
inclinazione	(°)	80,00
Joint Compression Strengh JCS	(MPa)	110,00
Joint Roughness Coefficien JRC		7,00
persistenza (%)	%	100,00%
resistenza al taglio della roccia	(MPa)	
angolo di attrito di picco φ_p	(°)	57,52
coesione app.(ponti di roccia)	(kPa)	0,00

RISULTATI

convezione segni carichi ed azioni sismiche



coefficiente geometrico K		0,33
volume del cuneo di roccia V	(mc)	18,80
peso del cuneo di roccia W	(kN)	498
superficie cuneo su giunto A	(mq)	22,58
superficie cuneo su giunto B	(mq)	28,46
superficie cuneo su giunto trazione	(mq)	0,00
immersione linea di intersezione	(°)	135,00
inclinazione linea di intersezione	(°)	55,73

Forze normali alle superfici di scivolamento			
		giunto A	giunto B
peso cuneo	(kN)	454	454
sotto spinta idraulica	(kN)	0	0
spinta giunto trazione	(kN)	0	0
azione sismica	(kN)	-74	-88
carichi applicati	(kN)	0	0
forza risultante (N)	(kN)	**380**	**366**

	Calcolo risultanti lungo la direzione di scivolamento	
	forze mobilizzanti (kN)	forze stabilizzanti (kN)
verifica sismica	**417**	**1084**
verifica non sismica	**411**	**1034**

	Fattori di sicurezza	
verifica sismica	**2,599**	Ipotizzando perfetta persistenza dei giunti (coesione apparente = 0)
verifica non sismica	**2,515**	

***Cunei-Barton-2018* - data: maggio 2019 -** *conforme NTC 2018 e Circolare 21/01/2019 n.7/C.S.LL.PP.*

Software freeware distribuito da geologi.it

È stata poi eseguita un'ulteriore verifica nel caso di presenza di giunto di trazione con percentuale di saturazione del 25%. Le condizioni geologiche sin qui emerse durante i

sopralluoghi, permettono di escludere la possibilità di saturazione dei giunti per più del 25%.

VERIFICA DI STABILITA' SCIVOLAMENTI DI CUNEI

Comune:	**Montecrestese**	Località:	**La Beola di Monte - SCE3**	Rif. verifica:	

DATI DI INGRESSO

DATI GEOMETRICI FRONTE		
immersione fronte	(°)	152,00
inclinazione fronte	(°)	76,00
immersione piano superiore	(°)	200,00
inclinazione piano superiore	(°)	20,00
immersione giunto di trazione	(°)	152,00
inclinazione giunto di trazione	(°)	76,00
altezza fronte	(m)	10,00
distanza giunto di trazione	(m)	1,00

CARICHI APPLICATI E SPINTE IDRAULICHE		
componente vert. carico	(kN)	0,0
componente orizz. carico	(kN)	0,0
peso di volume acqua	(kN/mc)	10,00
altezza falda Hw/H (%)	(%)	25,00%

DATI SISMICI	
accelerazione sismica a_g	0,078
coeff. di amplific. topog S_T	1,20
coeff. di amplific.stratig S_S	1,00
coeff. di riduzione β_s	1,00
coeff. sismico orizzontale k_h	0,094
coeff. sismico verticale k_v	0,047

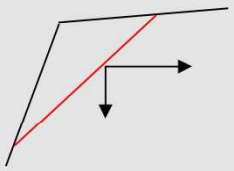
DATI GEOMECCANICI E STRUTTURALI		
peso di volume roccia	(kN/mc)	26,47
angolo di attrito di base φ_{base}	(°)	30,00

giunto A		
immersione	(°)	60,00
inclinazione	(°)	80,00
Joint Compression Strenght JCS	(MPa)	124,00
Joint Roughness Coefficient JRC		6,00
persistenza (%)	%	100,00%
resistenza al taglio della roccia	(MPa)	
angolo di attrito di picco φ_p	(°)	53,50
coesione app.(ponti di roccia)	(kPa)	0,00

giunto B		
immersione	(°)	210,00
inclinazione	(°)	80,00
Joint Compression Strengh JCS	(MPa)	110,00
Joint Roughness Coefficien JRC		7,00
persistenza (%)	%	100,00%
resistenza al taglio della roccia	(MPa)	
angolo di attrito di picco φ_p	(°)	58,40
coesione app.(ponti di roccia)	(kPa)	0,00

RISULTATI

convezione segni carichi ed azioni sismiche



coefficiente geometrico K		0,33
volume del cuneo di roccia V	(mc)	9,42
peso del cuneo di roccia W	(kN)	249
superficie cuneo su giunto A	(mq)	8,37
superficie cuneo su giunto B	(mq)	10,55
superficie cuneo su giunto trazione	(mq)	0,86
immersione linea di intersezione	(°)	135,00
inclinazione linea di intersezione	(°)	55,73

Forze normali alle superfici di scivolamento			
		giunto A	giunto B
peso cuneo	(kN)	227	227
sotto spinta idraulica	(kN)	-57	-72
spinta giunto trazione	(kN)	-7	-8
azione sismica	(kN)	-37	-44
carichi applicati	(kN)	0	0
forza risultante (N)	(kN)	**126**	**102**

Calcolo risultanti lungo la direzione di scivolamento		
	forze mobilizzanti (kN)	forze stabilizzanti (kN)
verifica sismica	**211**	**335**
verifica non sismica	**208**	**370**

Fattori di sicurezza		
verifica sismica	**1,590**	Ipotizzando perfetta persistenza dei giunti (coesione apparente = 0)
verifica non sismica	**1,778**	

***Cunei-Barton-2018* - data: maggio 2019 -** *conforme NTC 2018 e Circolare 21/01/2019 n.7/C.S.LL.PP.*

Software freeware distribuito da geologi.it

8.2.4 Scivolamento di un cuneo in roccia – SCO1

Il cuneo instabile denominato SCO1 viene individuato dai due giunti K1 (154°/77°) e K2 (60°/80°) lungo il fronte di scavo immergente 60/90; la linea di intersezione tra i due piani ha giacitura di 114°/73°.

Per la caratterizzazione dei due piani sono stati scelti i parametri geomeccanici descritti per ogni famiglia, ovvero:

K1 = JCS: 138 MPa; JRC: 5; Angolo di attrito di base: 30°

K2 = JCS: 124 MPa; JRC: 6; Angolo di attrito di base: 30°

Come analizzato precedentemente (vedi paragrafo 5.1.1 scivolamenti planari – SPE1 e SPO1) sui giunti della famiglia K2 è possibile considerare un valore di coesione dovuta alla presenza dei ponti di roccia, si stima una persistenza delle fratture come pari al 99%.

I calcoli sono stati eseguiti ipotizzando il piano sommitale con giacitura di 270°/20° e assenza di giunto di trazione e acqua nei giunti.

Sono state condotte due verifiche con K2 immergente a N59 e a N61, in quanto a N60 il software non esegue il calcolo (perché il fronte è coincidente con il piano).

VERIFICA DI STABILITA' SCIVOLAMENTI DI CUNEI

Comune:	Montecrestese	Località:	La Beola di Monte - SCO1	Rif. verifica:	

DATI DI INGRESSO

DATI GEOMETRICI FRONTE		
immersione fronte	(°)	60,00
inclinazione fronte	(°)	90,00
immersione piano superiore	(°)	270,00
inclinazione piano superiore	(°)	20,00
immersione giunto di trazione	(°)	60,00
inclinazione giunto di trazione	(°)	80,00
altezza fronte	(m)	10,00
distanza giunto di trazione	(m)	

CARICHI APPLICATI E SPINTE IDRAULICHE		
componente vert. carico	(kN)	0,0
componente orizz. carico	(kN)	0,0
peso di volume acqua	(kN/mc)	10,00
altezza falda Hw/H (%)	(%)	25,00%

DATI SISMICI	
accelerazione sismica a_g	0,078
coeff. di amplific. topog S_T	1,20
coeff. di amplific.stratig S_S	1,00
coeff. di riduzione β_s	1,00
coeff. sismico orizzontale k_h	0,094
coeff. sismico verticale k_v	0,047

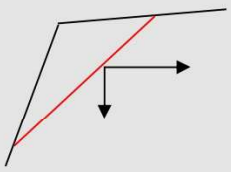
DATI GEOMECCANICI E STRUTTURALI		
peso di volume roccia	(kN/mc)	26,47
angolo di attrito di base φ_{base}	(°)	30,00

giunto A		
immersione	(°)	154,00
inclinazione	(°)	77,00
Joint Compression Strenght JCS	(MPa)	138,00
Joint Roughness Coefficient JRC		5,00
persistenza (%)	%	100,00%
resistenza al taglio della roccia	(MPa)	
angolo di attrito di picco φ_p	(°)	43,53
coesione app.(ponti di roccia)	(kPa)	0,00

giunto B		
immersione	(°)	59,00
inclinazione	(°)	80,00
Joint Compression Strengh JCS	(MPa)	124,00
Joint Roughness Coefficien JRC		6,00
persistenza (%)	%	99,00%
resistenza al taglio della roccia	(MPa)	
angolo di attrito di picco φ_p	(°)	59,37
coesione app.(ponti di roccia)	(kPa)	248,00

RISULTATI

convezione segni carichi ed azioni sismiche



coefficiente geometrico K		0,99
volume del cuneo di roccia V	(mc)	365,79
peso del cuneo di roccia W	(kN)	9682
superficie cuneo su giunto A	(mq)	8,79
superficie cuneo su giunto B	(mq)	617,79
superficie cuneo su giunto trazione	(mq)	0,00
immersione linea di intersezione	(°)	113,50
inclinazione linea di intersezione	(°)	73,11

Forze normali alle superfici di scivolamento			
		giunto A	giunto B
peso cuneo	(kN)	2257	1782
sotto spinta idraulica	(kN)	0	0
spinta giunto trazione	(kN)	0	0
azione sismica	(kN)	128	-808
carichi applicati	(kN)	0	0
forza risultante (N)	(kN)	**2385**	**974**

Calcolo risultanti lungo la direzione di scivolamento		
	forze mobilizzanti (kN)	forze stabilizzanti (kN)
verifica sismica	**9855**	**157123**
verifica non sismica	**9265**	**157199**

Fattori di sicurezza			
verifica sismica	**15,944**	Ipotizzando perfetta persistenza dei giunti	**0,386**
verifica non sismica	**13,660**	(coesione apparente = 0)	**0,430**

***Cunei-Barton-2018* - data: maggio 2019 -** *conforme NTC 2018 e Circolare 21/01/2019 n.7/C.S.LL.PP.*

Software freeware distribuito da geologi.it

VERIFICA DI STABILITA' SCIVOLAMENTI DI CUNEI

Comune:	Montecrestese	Località:	La Beola di Monte - SCO1	Rif. verifica:	

DATI DI INGRESSO

DATI GEOMETRICI FRONTE		
immersione fronte	(°)	60,00
inclinazione fronte	(°)	90,00
immersione piano superiore	(°)	270,00
inclinazione piano superiore	(°)	20,00
immersione giunto di trazione	(°)	60,00
inclinazione giunto di trazione	(°)	80,00
altezza fronte	(m)	10,00
distanza giunto di trazione	(m)	

CARICHI APPLICATI E SPINTE IDRAULICHE		
componente vert. carico	(kN)	0,0
componente orizz. carico	(kN)	0,0
peso di volume acqua	(kN/mc)	10,00
altezza falda Hw/H (%)	(%)	25,00%

DATI SISMICI	
accelerazione sismica a_g	0,078
coeff. di amplific. topog S_T	1,20
coeff. di amplific.stratig S_S	1,00
coeff. di riduzione β_s	1,00
coeff. sismico orizzontale k_h	0,094
coeff. sismico verticale k_v	0,047

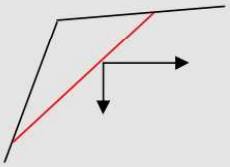
DATI GEOMECCANICI E STRUTTURALI		
peso di volume roccia	(kN/mc)	26,47
angolo di attrito di base φ_{base}	(°)	30,00

giunto A		
immersione	(°)	154,00
inclinazione	(°)	77,00
Joint Compression Strenght JCS	(MPa)	138,00
Joint Roughness Coefficient JRC		5,00
persistenza (%)	%	100,00%
resistenza al taglio della roccia	(MPa)	
angolo di attrito di picco φ_p	(°)	46,31
coesione app.(ponti di roccia)	(kPa)	0,00

giunto B		
immersione	(°)	61,00
inclinazione	(°)	80,00
Joint Compression Strengh JCS	(MPa)	124,00
Joint Roughness Coefficien JRC		6,00
persistenza (%)	%	99,00%
resistenza al taglio della roccia	(MPa)	
angolo di attrito di picco φ_p	(°)	59,72
coesione app.(ponti di roccia)	(kPa)	248,00

RISULTATI

convezione segni carichi ed azioni sismiche



coefficiente geometrico K		0,99
volume del cuneo di roccia V	(mc)	98,61
peso del cuneo di roccia W	(kN)	2610
superficie cuneo su giunto A	(mq)	8,40
superficie cuneo su giunto B	(mq)	174,36
superficie cuneo su giunto trazione	(mq)	0,00
immersione linea di intersezione	(°)	114,74
inclinazione linea di intersezione	(°)	73,40

Forze normali alle superfici di scivolamento			
		giunto A	giunto B
peso cuneo	(kN)	592	460
sotto spinta idraulica	(kN)	0	0
spinta giunto trazione	(kN)	0	0
azione sismica	(kN)	42	-219
carichi applicati	(kN)	0	0
forza risultante (N)	(kN)	**634**	**241**

Calcolo risultanti lungo la direzione di scivolamento		
	forze mobilizzanti (kN)	forze stabilizzanti (kN)
verifica sismica	**2659**	**44318**
verifica non sismica	**2501**	**44330**

ATTENZIONE; scivolamento su piano B

16,668

14,264

***Cunei-Barton-2018* - data: maggio 2019 -** *conforme NTC 2018 e Circolare 21/01/2019 n.7/C.S.LL.PP.*

Software freeware distribuito da geologi.it

Sono state poi eseguite delle verifiche in presenza di giunto di trazione inserendo una saturazione di acqua pari al 25%. Le condizioni geologiche sin qui

emerse durante i sopralluoghi, permettono di escludere la possibilità di saturazione dei giunti per più del 25%.

VERIFICA DI STABILITA' SCIVOLAMENTI DI CUNEI

Comune:	**Montecrestese**	Località:	**La Beola di Monte - SCO1**	Rif. verifica:	

DATI DI INGRESSO

DATI GEOMETRICI FRONTE		
immersione fronte	(°)	60,00
inclinazione fronte	(°)	90,00
immersione piano superiore	(°)	270,00
inclinazione piano superiore	(°)	20,00
immersione giunto di trazione	(°)	60,00
inclinazione giunto di trazione	(°)	90,00
altezza fronte	(m)	10,00
distanza giunto di trazione	(m)	1,50

CARICHI APPLICATI E SPINTE IDRAULICHE		
componente vert. carico	(kN)	0,0
componente orizz. carico	(kN)	0,0
peso di volume acqua	(kN/mc)	10,00
altezza falda Hw/H (%)	(%)	25,00%

DATI SISMICI	
accelerazione sismica a_g	0,078
coeff. di amplific. topog S_T	1,20
coeff. di amplific.stratig S_S	1,00
coeff. di riduzione β_s	1,00
coeff. sismico orizzontale k_h	0,094
coeff. sismico verticale k_v	0,047

DATI GEOMECCANICI E STRUTTURALI		
peso di volume roccia	(kN/mc)	26,47
angolo di attrito di base φ_{base}	(°)	30,00

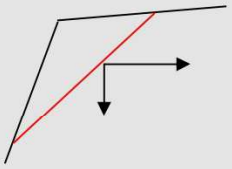
giunto A		
immersione	(°)	154,00
inclinazione	(°)	77,00
Joint Compression Strenght JCS	(MPa)	138,00
Joint Roughness Coefficient JRC		5,00
persistenza (%)	%	100,00%
resistenza al taglio della roccia	(MPa)	
angolo di attrito di picco φ_p	(°)	43,50
coesione app.(ponti di roccia)	(kPa)	0,00

giunto B		
immersione	(°)	59,00
inclinazione	(°)	80,00
Joint Compression Strengh JCS	(MPa)	124,00
Joint Roughness Coefficien JRC		6,00
persistenza (%)	%	99,00%
resistenza al taglio della roccia	(MPa)	
angolo di attrito di picco φ_p	(°)	66,83
coesione app.(ponti di roccia)	(kPa)	248,00

RISULTATI

coefficiente geometrico K		0,99
volume del cuneo di roccia V	(mc)	364,21
peso del cuneo di roccia W	(kN)	9641
superficie cuneo su giunto A	(mq)	8,56
superficie cuneo su giunto B	(mq)	601,42
superficie cuneo su giunto trazione	(mq)	0,51
immersione linea di intersezione	(°)	113,50
inclinazione linea di intersezione	(°)	73,11

convezione segni carichi ed azioni sismiche



Forze normali alle superfici di scivolamento			
		giunto A	giunto B
peso cuneo	(kN)	2248	1774
sotto spinta idraulica	(kN)	-13	-915
spinta giunto trazione	(kN)	0	-1
azione sismica	(kN)	127	-805
carichi applicati	(kN)	0	0
forza risultante (N)	(kN)	**2362**	**54**

Calcolo risultanti lungo la direzione di scivolamento		
	forze mobilizzanti (kN)	forze stabilizzanti (kN)
verifica sismica	**9813**	**151520**
verifica non sismica	**9225**	**153090**

Fattori di sicurezza			
verifica sismica	**15,441**	Ipotizzando perfetta persistenza dei giunti	**0,222**
verifica non sismica	**13,362**	(coesione apparente = 0)	**0,427**

***Cunei-Barton-2018* - data: maggio 2019 -** *conforme NTC 2018 e Circolare 21/01/2019 n.7/C.S.LL.PP.*
Software freeware distribuito da geologi.it

8.3 RIBALTAMENTO

8.3.1 Verifica ribaltamento TE1

La verifica di stabilità del ribaltamento a blocchi in esame è stata effettuata sul fronte di scavo sub-verticale immergente a nord ovest (325°/89°), le famiglie di discontinuità che possono generare questo cinematismo sono la scistosità K1 (152°/76°) e la K3 (330°/20°).

La K1 funge da svincolo a tergo per i blocchi in ribaltamento, mentre la K3 funge da piano di taglio alla base per l'isolamento del blocco.

Il calcolo del fattore di sicurezza di un blocco sottoposto a ribaltamento è basato su un'equazione di equilibrio dei momenti, il fattore di sicurezza di un blocco come in figura 9 è dato da:

$$Fs=M_{stab}/M_{rib}=\Delta x/y*1/\tan\psi_p$$

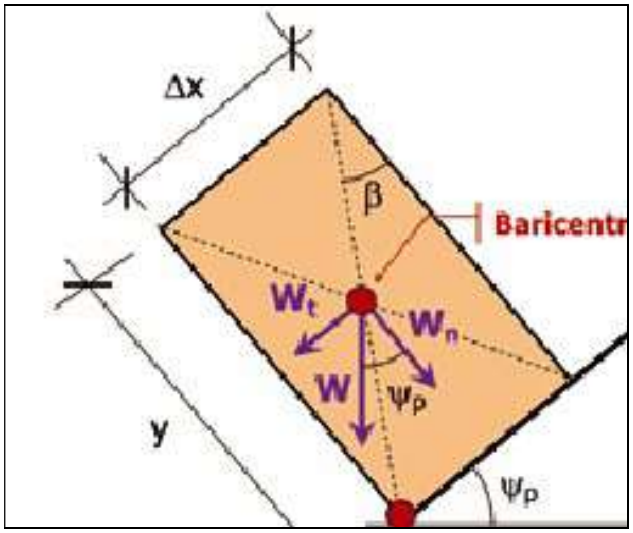
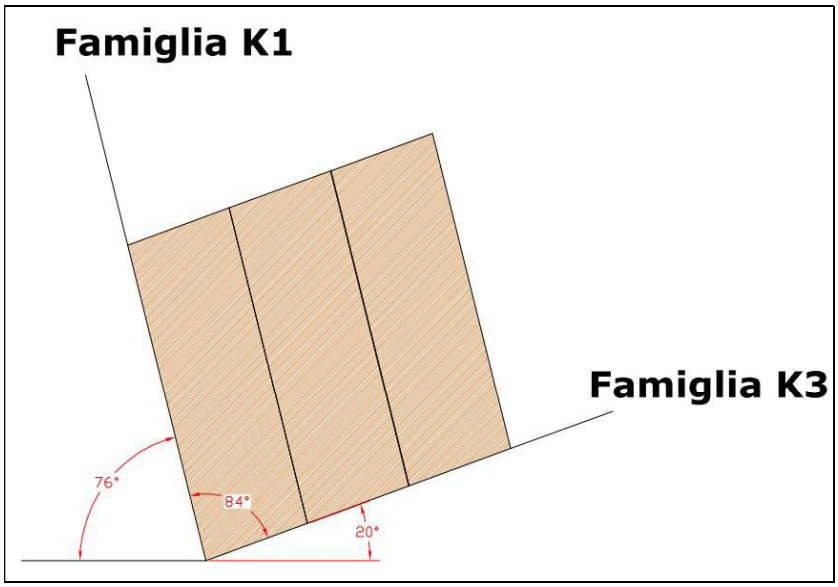


Figura 40: schema per la definizione dei momenti di un blocco in ribaltamento.

Questo schema è tuttavia rappresentativo per blocchi di forma rettangolare e geometria regolare, il caso in esame è costituito da un blocco che poggia su una base inclinata (mediamente) di 20° (K3) ed ha una faccia inclinata in senso opposto (mediamente) di 76° (K1), ne risulta che il blocco in esame non è un rettangolo ma un parallelogramma, come visibile nella figura seguente.



Per blocchi con questa geometria il fattore di sicurezza è dato dal rapporto tra momento stabilizzante e momento ribaltante, secondo:

$$Fs = M_{stab}/M_{rib}$$

Il momento è dato dal prodotto del braccio per la forza, il braccio è stato ricostruito geometricamente, mentre la forza è data dalla componente "ribaltante" (Wt) e "stabilizzante" (Wn) della forza peso (W).

Confrontando con la figura seguente si può dire che il momento stabilizzante è dato da:

$M_{stab}=X*Wn = X*W*\cos\psi$

e il momento ribaltante è dato da:

$M_{rib}=Y*Wt = Y*W*sen\psi$

pertanto il Fattore di Sicurezza sarà:

$$\mathbf{Fs}= M_{stab}/M_{rib} = \left(\frac{X*W*\cos\psi}{Y*W*sen\psi}\right) = \frac{X*\cos\psi}{Y*sen\psi}$$

Per la stima del coefficiente β è stata utilizzata la formula suggerita da Aiello (corso itinerante specialistico di approfondimento sulle NTC2018) per il ribaltamento di muri ovvero: $\boldsymbol{\beta_R=1.5*\beta_S}$, dove

β_R = coefficiente beta per verifiche a ribaltamento

β_S = coefficiente beta per verifiche a scorrimento, tenendo conto che questo valore è pari a *0.38 per SLV* e a *0.47 per SLD*.

Si è scelto di non applicare un valore del coefficiente β unitario in quanto il blocco può potenzialmente subire un leggero spostamento, senza necessariamente subire il crollo del blocco stesso.

Le verifiche di stabilità al ribaltamento sono condotte solamente sull'ammasso roccioso oggetto di coltivazione dove le fratture sono in numero minore e presentano valori di spaziatura maggiori per questo motivo vi è discrepanza tra la spaziatura della K1 tra quanto riportato nella descrizione geostrutturale dell'intero ammasso roccioso e la spaziatura della K1 considerata nelle verifiche a ribaltamento in cui vengono usati valori di spaziatura di 2,5 m.

Naturalmente dove l'ammasso roccioso risulta maggiormente alterato e fratturato non viene condotta l'attività di scavo per ovvi motivi di qualità dei blocchi.

VERIFICA DI STABILITA' AL RIBALTAMENTO

Comune:	Montecrestese	Località:	La Beola di MonteTE1	Rif. verifica:	

DATI DI INGRESSO

DATI GEOMETRICI FRONTE		
altezza blocco ribaltante	(m)	7,00
inclinazione blocco ribaltante	(°)	-76,00
inclinazione piano superiore	(°)	20,00
inclinazione giunto posteriore	(°)	-76,00
inclinazione giunto di base	(°)	20,00
distanza giunto posteriore	(m)	2,50
vincolo cinematico		1
larghezza blocco ribaltante	(m)	1,00

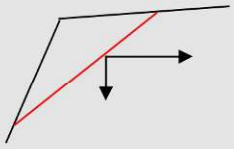
DATI GEOMECCANICI E STRUTTURALI		
peso di volume roccia	(kN/mc)	26,47
angolo di attrito di base φ_{base}	(°)	30,00
Joint Compression Strenght JCS	(MPa)	114,00
Joint Roughness Coefficient JRC		7,00
persistenza giunto di base (%)	%	100,00%
angolo di attrito di picco φ_p	(°)	49,88
coesione app. (ponti di roccia)	(kPa)	0,00

CARICHI APPLICATI E SPINTE IDRAULICHE		
carico distribuito verticale	(kN/m)	0,0
carico verticale concentrato	(kN)	0,0
punto di applic. carico verticale	(m)	0,0
forza normale applicata su fronte	(kN)	0,0
punto di applic. forza norm. su fr.	(m)	6,0
peso di volume acqua	(kN/mc)	9,81
altezza falda Hw/Htot (%)	(%)	10,00%
condizioni idrauliche al piede		1
altezza falda	(m)	0,79

DATI SISMICI	
accelerazione sismica a_g	0,078
coeff. di amplific. topografica S_T	1,20
coeff. di amplific. stratigrafica S_S	1,00
coeff. di riduzione β_s	0,70
coeff. sismico orizzontale k_h	0,066
coeff. sismico verticale k_v	0,033

RISULTATI

convezione segni carichi ed azioni sismiche



volume blocco ribaltante V	(mc)	17,94
peso blocco ribaltante W	(kN)	475
ascissa baricentro blocco xG	(m)	0,30
ordinata baricentro blocco yG	(m)	3,93
superficie fronte	(mq)	7,21
superficie giunto di base	(mq)	2,50
superficie piano superiore	(mq)	2,50
superficie giunto posteriore	(mq)	7,21

Momenti (kN*m)	Mrib	Mstab
peso blocco	583	726
sottospinta idraulica	7	0
spinta giunto posteriore	0	0
azione sismica	127	0
carichi applicati	0	0
coesione apparente	0	0

	Calcolo momenti risultanti	
	momenti ribaltanti (kN*m)	momenti stabilizzanti (kN*m)
verifica sismica	**716**	**726**
verifica non sismica	**589**	**726**

Fattori di sicurezza	
verifica sismica	verifica non sismica
1,014	**1,232**

Ribalta-2018 **- data: maggio 2019** - *conforme NTC 2018 e Circolare 21/01/2019 n.7/C.S.LL.PP.*

Software freeware distribuito da geologi.it

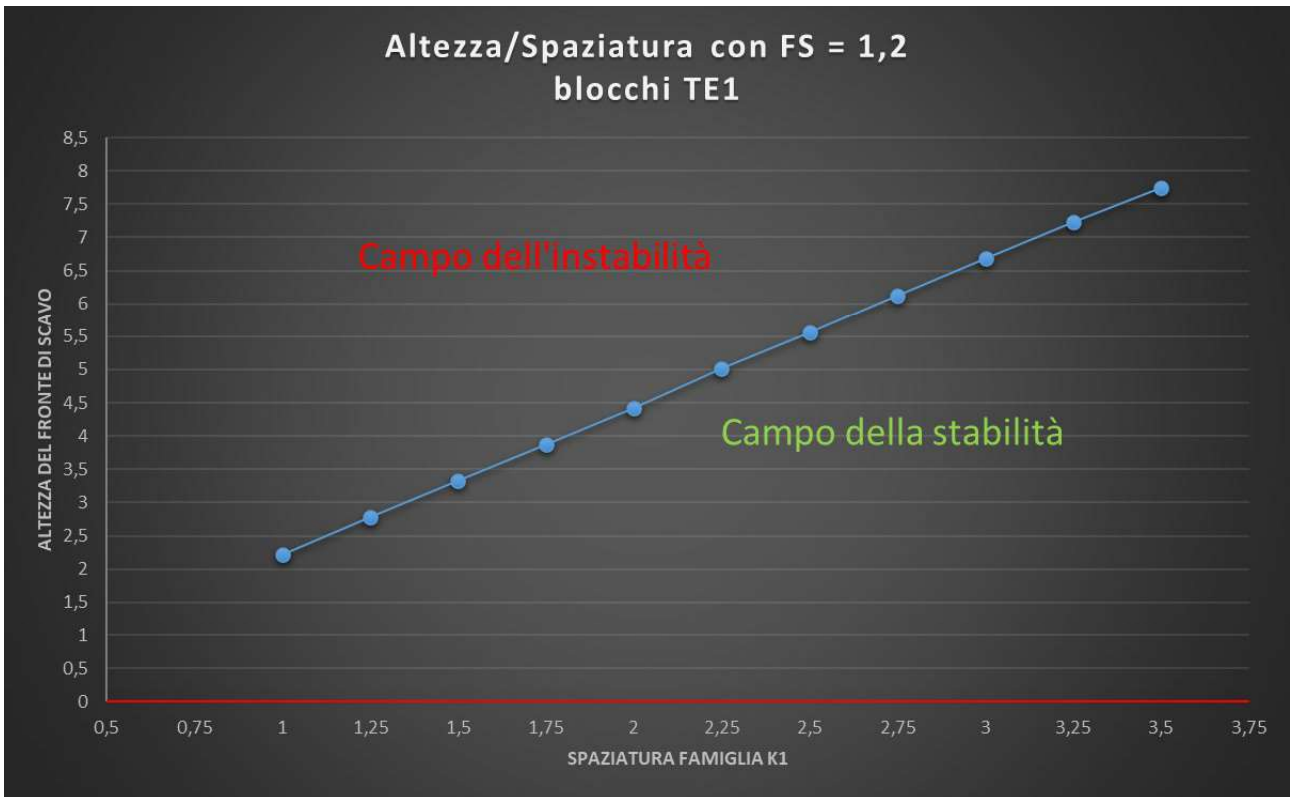
Si precisa come il metodo di analisi della stabilità sia estremamente cautelativo, infatti in questi calcoli non viene assolutamente tenuto conto della forza di attrito laterale del blocco, che benché sfavorito dalla presenza di fratture (in particolare le famiglie K2 e K4) ha comunque un suo valore che in questo processo analitico non viene conteggiato, inoltre non vengono conteggiati gli apporti dovuti alla presenza di ponti in roccia sulla frattura di base e su quella posteriore del blocco.

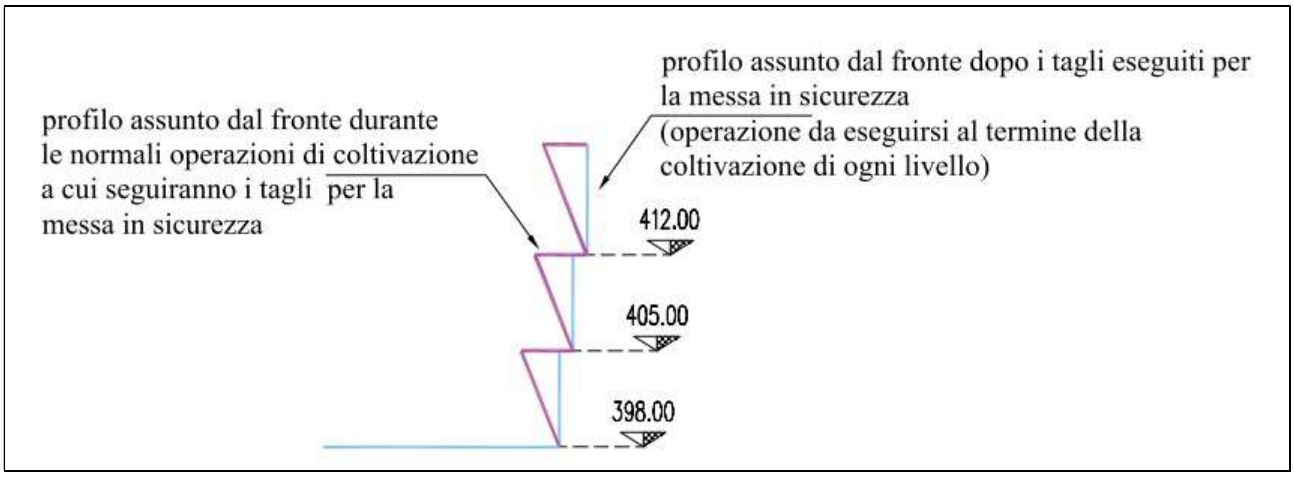
Si evidenzia inoltre come la possibilità di arrivare a 7 m di altezza fosse stata già autorizzata nella coltivazione della cava dalla precedente autorizzazione, infatti il progetto di coltivazione in essere prevede ribassi successivi dell'ordine di 7 m circa, inoltre nella più volte citata relazione geologica del precedente progetto autorizzato era riportata la possibilità di realizzare gradoni di altezza fino a 7 m.

Si evidenzia che questa configurazione sarà mantenuta solamente in fase di avanzamento, mentre alla fine della bancata sarà lasciato un gradone in cui il piano di pioda verrà tagliato per diminuire il momento ribaltante secondo lo schema riportato in seguito che garantisce la stabilità dei blocchi:

Il valore di Fs ottenuto è considerabile accettabile in virtù del fatto che il fronte di scavo con quelle geometrie risulta temporaneo (in quanto i fronti vengono poi riprofilati al completamento dell'arretramento della bancata) e instabile solamente in caso di sisma con tempi di ritorno di 475 anni.

Per evidenziare in quali condizioni geometriche il fronte risulta stabile, in condizioni sismiche, verrà riportato in seguito un grafico che mette in relazione l'altezza di scavo con la spaziatura in modo tale da ottenere un Fs uguale a 1,2 (condizione accettabile per le NTC2018) e che permetterà pertanto di stabilire quale sia il campo di stabilità accettabile per i blocchi a rischio di ribaltamento.





In seguito si riporta il calcolo del fattore di stabilità eseguito in seguito alla riprofilatura come prevista dal progetto:

VERIFICA DI STABILITA' AL RIBALTAMENTO

Comune:	**Montecrestese**	Località:	**La Beola di MonteTE1 (riprofilo)**	Rif. verifica:	

DATI DI INGRESSO

DATI GEOMETRICI FRONTE		
altezza blocco ribaltante	(m)	7,00
inclinazione blocco ribaltante	(°)	89,00
inclinazione piano superiore	(°)	20,00
inclinazione giunto posteriore	(°)	-76,00
inclinazione giunto di base	(°)	20,00
distanza giunto posteriore	(m)	2,50
vincolo cinematico		1
larghezza blocco ribaltante	(m)	1,00

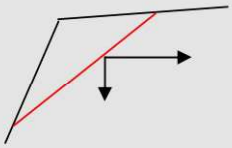
DATI GEOMECCANICI E STRUTTURALI		
peso di volume roccia	(kN/mc)	26,47
angolo di attrito di base φ_{base}	(°)	30,00
Joint Compression Strenght JCS	(MPa)	114,00
Joint Roughness Coefficient JRC		7,00
persistenza giunto di base (%)	%	100,00%
angolo di attrito di picco φ_p	(°)	50,87
coesione app. (ponti di roccia)	(kPa)	0,00

CARICHI APPLICATI E SPINTE IDRAULICHE		
carico distribuito verticale	(kN/m)	0,0
carico verticale concentrato	(kN)	0,0
punto di applic. carico verticale	(m)	0,0
forza normale applicata su fronte	(kN)	0,0
punto di applic. forza norm. su fr.	(m)	6,0
peso di volume acqua	(kN/mc)	9,81
altezza falda Hw/Htot (%)	(%)	10,00%
condizioni idrauliche al piede		1
altezza falda	(m)	0,79

DATI SISMICI	
accelerazione sismica a_g	0,078
coeff. di amplific. topografica S_T	1,20
coeff. di amplific. stratigrafica S_S	1,00
coeff. di riduzione β_s	0,70
coeff. sismico orizzontale k_h	0,066
coeff. sismico verticale k_v	0,033

RISULTATI

convezione segni carichi ed azioni sismiche



volume blocco ribaltante V	(mc)	22,29
peso blocco ribaltante W	(kN)	590
ascissa baricentro blocco xG	(m)	1,70
ordinata baricentro blocco yG	(m)	3,79
superficie fronte	(mq)	7,00
superficie giunto di base	(mq)	4,32
superficie piano superiore	(mq)	2,50
superficie giunto posteriore	(mq)	6,57

Momenti (kN*m)	**Mrib**	**Mstab**
peso blocco	601	1602
sottospinta idraulica	7	0
spinta giunto posteriore	0	0
azione sismica	179	0
carichi applicati	0	0
coesione apparente	0	0

	Calcolo momenti risultanti	
	momenti ribaltanti (kN*m)	momenti stabilizzanti (kN*m)
verifica sismica	**787**	**1602**
verifica non sismica	**608**	**1602**

Fattori di sicurezza	
verifica sismica	**verifica non sismica**
2,036	**2,636**

***Ribalta-2018* - data: maggio 2019** - *conforme NTC 2018 e Circolare 21/01/2019 n.7/C.S.LL.PP.*

Software freeware distribuito da geologi.it

Nel caso invece del ribaltamento flessionale, solo la famiglia di discontinuità a forte inclinazione è preesistente mentre la base del blocco è costituita da una superficie di rottura dovuta agli sforzi di trazione indotti nelle colonne inflesse.

Benché l'altezza dei fronti in esame è piuttosto limitata (circa 25 m, senza considerare i gradoni, sul fronte SE ovvero sul quale può avvenire il ribaltamento flessionale) è stata effettuata una verifica analitica per escludere il verificarsi di questo tipo di cinematismo.

La formula applicata tiene conto dell'altezza del fronte, del peso specifico della roccia, della sua resistenza a flessione, della spaziatura media e dell'inclinazione della famiglia lungo la quale si ipotizza il ribaltamento flessionale.

I valori immessi sono i seguenti:

- Altezza fronte = 31 m;
- Peso specifico = 2,7 t/m^3
- Resistenza a flessione = 1427 t/m^2 (valore desunto dalla relazione geologico-tecnica del primo progetto autorizzato – agosto 2008)
- Spaziatura media = 2 m
- Inclinazione = 76°

VERIFICA NON SISMICA

VERIFICA DI STABILITA' AL RIBALTAMENTO FLESSIONALE

per fronti impostati lungo il piano di scistosità disposti a reggipoggio con alto angolo di inclinazione

Comune:	Montecreste	Località:	La Beola di Monte (TE1)	Rif. verifica:	

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL PENDIO

H fronte	(m)	31
inclinazione	(°)	76

CARATTERISTICHE GEOMECCANICHE DELLA ROCCIA

peso specifico	(kN/mc)	26,47
Joint Compression Strenght JCS	(MPa)	138
resistenza a flessione (valore caratteristico)	(MPa)	14
coefficiente parziale per resist. a flessione		1,6

CARATTERISTICHE GEO-STRUTTURALI DELLE DISCONTINUITA'

spaziatura (valore caratteristico)	(m)	2,50
inclinazione	(°)	76

CARICHI ESTERNI

carico applicato verticale	(kN)	0
coefficiente parziale per i carichi		1,3

SPINTE IDRAULICHE

peso specifico acqua	(kN/mc)	9,91
altezza falda Hw/H (%)	(%)	10,00

DATI SISMICI

accelerazione sismica ag		0,078
coeff. di amplific. topog ST		1,20
coeff. di amplific. stratig SS		1,00
coeff. di riduzione βs		1,00
coeff. sismico orizzontale kh		
coeff. sismico verticale kv		

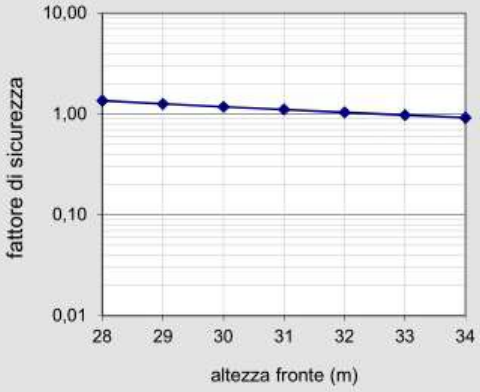
RISULTATI (combinazione fondamentale)

verifica 1

passo graf. per H fronte	1	m

Hcr = 32,66 m

Altezza fronte H	Fattore di sicurezza F.S.	momento agente Ma	momento resistente Mr
(m)		(kN*m)	(kN*m)
28	1,36	6.803,3	9.257,8
29	1,27	7.297,9	9.257,8
30	1,19	7.809,9	9.257,8
31	**1,11**	**8.339,2**	**9.257,8**
32	1,04	8.885,9	9.257,8
33	0,98	9.449,9	9.257,8
34	0,92	10.031,3	9.257,8



Ribaltaflex-2018 - *data: maggio 2019* - conforme NTC 2018 e Circolare 21/01/2019 n.7/C.S.LL.PP.

Software freeware distribuito da geologi.it

VERIFICA SISMICA

VERIFICA DI STABILITA' AL RIBALTAMENTO FLESSIONALE

per fronti impostati lungo il piano di scistosità disposti a reggipoggio con alto angolo di inclinazione

Comune:	Montecreste	Località:	La Beola di Monte (TE1)	Rif. verifica:	

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL PENDIO

H fronte	(m)	31
inclinazione	(°)	76

CARATTERISTICHE GEOMECCANICHE DELLA ROCCIA

peso specifico	(kN/mc)	26,47
Joint Compression Strenght JCS	(MPa)	138
resistenza a flessione (valore caratteristico)	(MPa)	14
coefficiente parziale per resist. a flessione		1,6

CARATTERISTICHE GEO-STRUTTURALI DELLE DISCONTINUITA'

spaziatura (valore caratteristico)	(m)	2,50
inclinazione	(°)	76

CARICHI ESTERNI

carico applicato verticale	(kN)	0
coefficiente parziale per i carichi		1,0

SPINTE IDRAULICHE

peso specifico acqua	(kN/mc)	9,91
altezza falda Hw/H (%)	(%)	10,00

DATI SISMICI

accelerazione sismica ag		0,078
coeff. di amplific. topog ST		1,20
coeff. di amplific. stratig SS		1,00
coeff. di riduzione βs		1,00
coeff. sismico orizzontale kh		0,094
coeff. sismico verticale kv		0,047

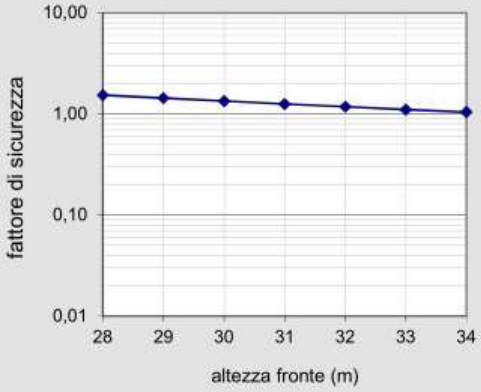
RISULTATI (combinazione sismica)

verifica 2

passo graf. per H fronte	1	m

Hcr = 34,75 m

Altezza fronte H	Fattore di sicurezza F.S.	momento agente Ma	momento resistente Mr
(m)		(kN*m)	(kN*m)
28	1,54	9.617,6	14.812,5
29	1,44	10.316,8	14.812,5
30	1,34	11.040,6	14.812,5
31	**1,26**	**11.788,9**	**14.812,5**
32	1,18	12.561,7	14.812,5
33	1,11	13.359,1	14.812,5
34	1,04	14.181,0	14.812,5



Ribaltaflex-2018 - *data: maggio 2019* - conforme NTC 2018 e Circolare 21/01/2019 n.7/C.S.LL.PP.

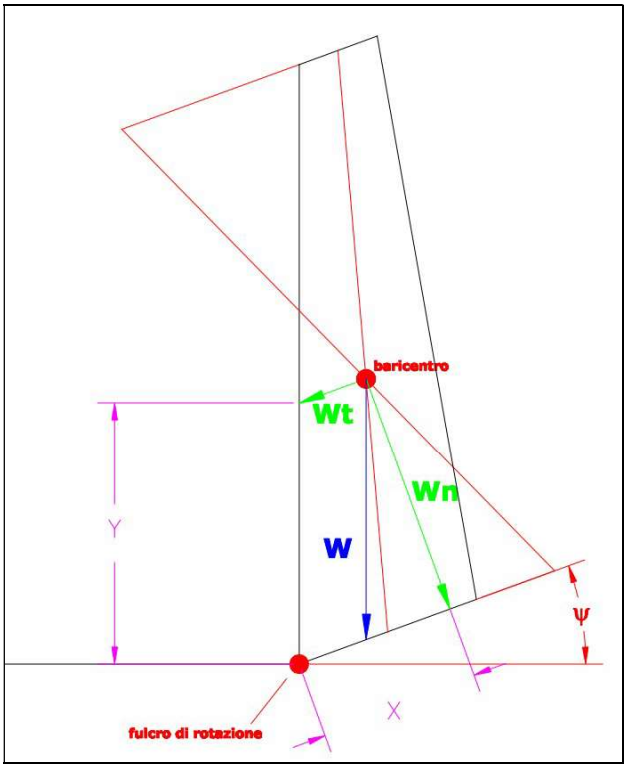
Software freeware distribuito da geologi.it

8.3.2 Verifica ribaltamento TE2

La verifica di stabilità del ribaltamento a blocchi in esame è stata effettuata sul fronte di scavo sub-verticale immergente a sud ovest (240°/90°), le famiglie di discontinuità che possono generare questo cinematismo sono la K2 (60°/80°) e la K3b (230°/20°).

La K2 funge da svincolo a tergo per i blocchi in ribaltamento, mentre la K3b funge da piano di taglio alla base per l'isolamento del blocco.

Nel caso in esame non è presente un fronte aggettante, il fronte di scavo è condotto con alzate verticale, quindi la forma dei blocchi risultante è un trapezio così come rappresentato nella figura seguente (in rosso le linee di costruzione per la determinazione del baricentro del trapezio):



A partire da questa figura è stata verificata la stabilità per altezze dei blocchi di 13,60 metri e di larghezza pari a 2,6 m (spaziatura prevalente per i giunti della famiglia K2).

VERIFICA DI STABILITA' AL RIBALTAMENTO

Comune:	**Montecrestese**	Località:	**La Beola di Monte (TE2)**	Rif. verifica:	

DATI DI INGRESSO

DATI GEOMETRICI FRONTE		
altezza blocco ribaltante	(m)	13,60
inclinazione blocco ribaltante	(°)	89,00
inclinazione piano superiore	(°)	20,00
inclinazione giunto posteriore	(°)	-80,00
inclinazione giunto di base	(°)	20,00
distanza giunto posteriore	(m)	2,60
vincolo cinematico		1
larghezza blocco ribaltante	(m)	1,00

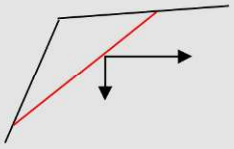
CARICHI APPLICATI E SPINTE IDRAULICHE		
carico distribuito verticale	(kN/m)	0,0
carico verticale concentrato	(kN)	0,0
punto di applic. carico verticale	(m)	0,0
forza normale applicata su fronte	(kN)	0,0
punto di applic. forza norm. su fr.	(m)	6,0
peso di volume acqua	(kN/mc)	9,81
altezza falda Hw/Htot (%)	(%)	10,00%
condizioni idrauliche al piede		1
altezza falda	(m)	1,45

DATI GEOMECCANICI E STRUTTURALI		
peso di volume roccia	(kN/mc)	26,47
angolo di attrito di base φ_{base}	(°)	30,00
Joint Compression Strenght JCS	(MPa)	114,00
Joint Roughness Coefficient JRC		7,00
persistenza giunto di base (%)	%	100,00%
angolo di attrito di picco φ_p	(°)	49,04
coesione app. (ponti di roccia)	(kPa)	0,00

DATI SISMICI	
accelerazione sismica a_g	0,078
coeff. di amplific. topografica S_T	1,20
coeff. di amplific. stratigrafica S_S	1,00
coeff. di riduzione β_s	0,70
coeff. sismico orizzontale k_h	0,066
coeff. sismico verticale k_v	0,033

RISULTATI

convezione segni carichi ed azioni sismiche



volume blocco ribaltante V	(mc)	49,75
peso blocco ribaltante W	(kN)	1317
ascissa baricentro blocco xG	(m)	2,02
ordinata baricentro blocco yG	(m)	6,73
superficie fronte	(mq)	13,60
superficie giunto di base	(mq)	5,24
superficie piano superiore	(mq)	2,60
superficie giunto posteriore	(mq)	12,89

Momenti (kN*m)	**Mrib**	**Mstab**
peso blocco	2539	5193
sottospinta idraulica	43	0
spinta giunto posteriore	0	0
azione sismica	668	0
carichi applicati	0	0
coesione apparente	0	0

	Calcolo momenti risultanti	
	momenti ribaltanti (kN*m)	momenti stabilizzanti (kN*m)
verifica sismica	**3249**	**5193**
verifica non sismica	**2582**	**5193**

Fattori di sicurezza	
verifica sismica	**verifica non sismica**
1,598	**2,012**

Ribalta-2018 **- data: maggio 2019** - *conforme NTC 2018 e Circolare 21/01/2019 n.7/C.S.LL.PP.*

Software freeware distribuito da geologi.it

Per altezza inferiori il Fs tende ad aumentare.

Nel caso invece del ribaltamento flessionale, solo la famiglia di discontinuità a forte inclinazione è preesistente mentre la base del blocco è costituita da una superficie di rottura dovuta agli sforzi di trazione indotti nelle colonne inflesse.

Benché l'altezza dei fronti in esame è piuttosto limitata (circa 28 m, senza considerare i gradoni, sul fronte NE ovvero sul quale può avvenire il ribaltamento flessionale dei blocchi isolati dai giunti K2) è stata effettuata una verifica analitica per escludere il verificarsi di questo tipo di cinematismo.

La formula applicata tiene conto dell'altezza del fronte, del peso specifico della roccia, della sua resistenza a flessione, della spaziatura media e dell'inclinazione della famiglia lungo la quale si ipotizza il ribaltamento flessionale.

I valori immessi sono i seguenti:

- Altezza fronte = 35 m;
- Peso specifico = 2,7 t/m^3
- Resistenza a flessione = 1427 t/m^2 (valore desunto dalla relazione geologico-tecnica del primo progetto autorizzato – agosto 2008)
- Spaziatura media = 2,6 m
- Inclinazione = 80°

VERIFICA NON SISMICA

VERIFICA DI STABILITA' AL RIBALTAMENTO FLESSIONALE

per fronti impostati lungo il piano di scistosità disposti a reggipoggio con alto angolo di inclinazione

Comune:	Montecreste	Località:	La Beola di Monte (TE2)	Rif. verifica:	

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL PENDIO

H fronte	(m)	35
inclinazione	(°)	80

CARATTERISTICHE GEOMECCANICHE DELLA ROCCIA

peso specifico	(kN/mc)	26,47
Joint Compression Strenght JCS	(MPa)	124
resistenza a flessione (valore caratteristico)	(MPa)	14
coefficiente parziale per resist. a flessione		1,6

CARATTERISTICHE GEO-STRUTTURALI DELLE DISCONTINUITA'

spaziatura (valore caratteristico)	(m)	2,60
inclinazione	(°)	80

CARICHI ESTERNI

carico applicato verticale	(kN)	0
coefficiente parziale per i carichi		1,3

SPINTE IDRAULICHE

peso specifico acqua	(kN/mc)	9,91
altezza falda Hw/H (%)	(%)	10,00

DATI SISMICI

accelerazione sismica ag		0,078
coeff. di amplific. topog ST		1,20
coeff. di amplific. stratig SS		1,00
coeff. di riduzione βs		1,00
coeff. sismico orizzontale kh		
coeff. sismico verticale kv		

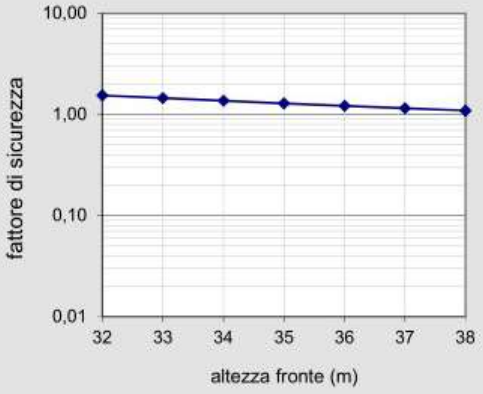
RISULTATI (combinazione fondamentale)

verifica 1

passo graf. per H fronte	1	m

Hcr = 39,77 m

Altezza fronte H	Fattore di sicurezza F.S.	momento agente Ma	momento resistente Mr
(m)		(kN*m)	(kN*m)
32	1,54	6.483,4	10.013,3
33	1,45	6.895,0	10.013,3
34	1,37	7.319,2	10.013,3
35	**1,29**	**7.756,1**	**10.013,3**
36	1,22	8.205,6	10.013,3
37	1,16	8.667,8	10.013,3
38	1,10	9.142,7	10.013,3



Ribaltaflex-2018 - *data: maggio 2019* - conforme NTC 2018 e Circolare 21/01/2019 n.7/C.S.LL.PP.

Software freeware distribuito da geologi.it

VERIFICA SISMICA

VERIFICA DI STABILITA' AL RIBALTAMENTO FLESSIONALE

per fronti impostati lungo il piano di scistosità disposti a reggipoggio con alto angolo di inclinazione

Comune:	Montecreste	Località:	La Beola di Monte (TE2)	Rif. verifica:	

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL PENDIO

H fronte	(m)	35
inclinazione	(°)	80

CARATTERISTICHE GEOMECCANICHE DELLA ROCCIA

peso specifico	(kN/mc)	26,47
Joint Compression Strenght JCS	(MPa)	124
resistenza a flessione (valore caratteristico)	(MPa)	14
coefficiente parziale per resist. a flessione		1,6

CARATTERISTICHE GEO-STRUTTURALI DELLE DISCONTINUITA'

spaziatura (valore caratteristico)	(m)	2,60
inclinazione	(°)	80

CARICHI ESTERNI

carico applicato verticale	(kN)	0
coefficiente parziale per i carichi		1,0

SPINTE IDRAULICHE

peso specifico acqua	(kN/mc)	9,91
altezza falda Hw/H (%)	(%)	10,00

DATI SISMICI

accelerazione sismica ag		0,078
coeff. di amplific. topog ST		1,20
coeff. di amplific. stratig SS		1,00
coeff. di riduzione βs		1,00
coeff. sismico orizzontale kh		0,094
coeff. sismico verticale kv		0,047

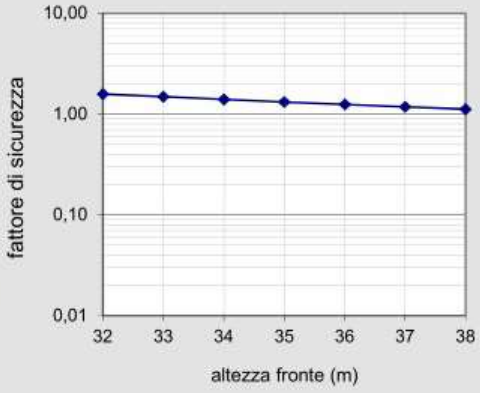
RISULTATI (combinazione sismica)

verifica 2

passo graf. per H fronte	1	m

Hcr = 40,25 m

Altezza fronte H	Fattore di sicurezza F.S.	momento agente Ma	momento resistente Mr
(m)		(kN*m)	(kN*m)
32	1,58	10.127,8	16.021,2
33	1,49	10.770,6	16.021,2
34	1,40	11.433,3	16.021,2
35	**1,32**	**12.115,7**	**16.021,2**
36	1,25	12.817,9	16.021,2
37	1,18	13.539,9	16.021,2
38	1,12	14.281,7	16.021,2



Ribaltaflex-2018 - *data: maggio 2019* - conforme NTC 2018 e Circolare 21/01/2019 n.7/C.S.LL.PP.

Software freeware distribuito da geologi.it

8.3.3 Verifica ribaltamento TO1

La verifica di stabilità del ribaltamento a blocchi in esame è stata effettuata sul fronte di scavo sub-verticale immergente a nord ovest (325°/90°), le famiglie di discontinuità che possono generare questo cinematismo sono la scistosità K1 (154°/77°) e la K3a (340°/10°).

La K1 funge da svincolo a tergo per i blocchi in ribaltamento, mentre la K3a funge da piano di taglio alla base per l'isolamento del blocco.

Il calcolo del fattore di sicurezza di un blocco sottoposto a ribaltamento è basato su un'equazione di equilibrio dei momenti, il fattore di sicurezza di un blocco come in figura 10, è dato da:

$$Fs=M_{stab}/M_{rib}=\Delta x/y*1/\tan\psi_p$$

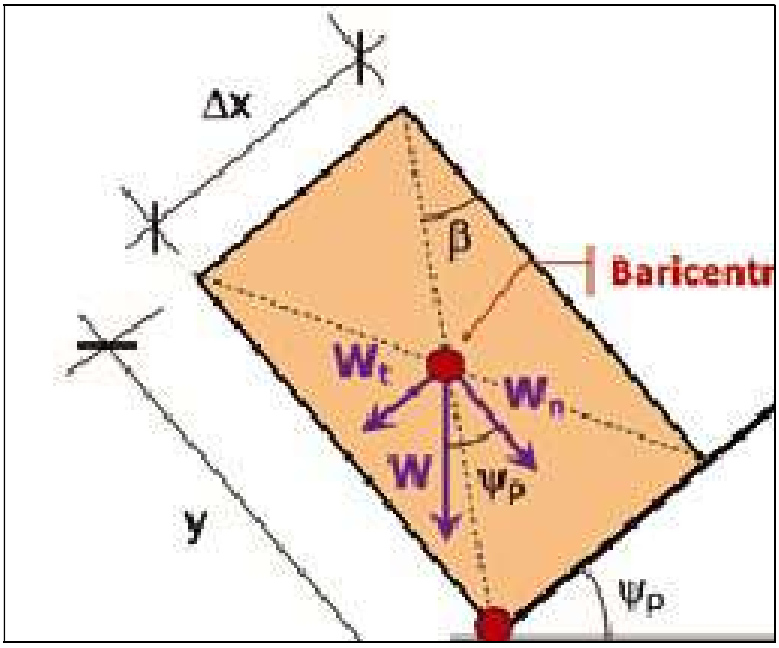
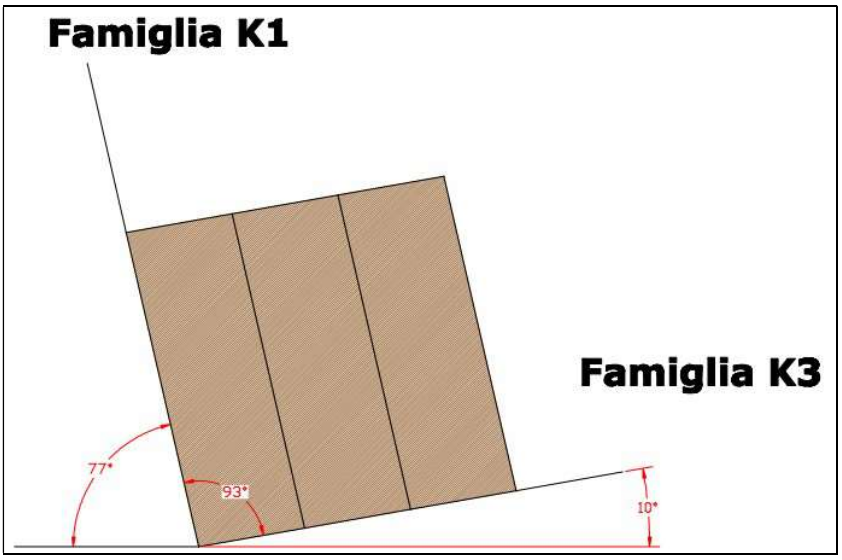


Figura 41: schema per la definizione dei momenti di un blocco in ribaltamento.

Questo schema è tuttavia rappresentativo per blocchi di forma rettangolare e geometria regolare, il caso in esame è costituito da un blocco che poggia su una base inclinata (mediamente) di 10° (K3a) ed ha una faccia inclinata in senso opposto (mediamente) di 77° (K1), ne risulta che il blocco in esame non è un rettangolo ma un parallelogramma, come visibile nella figura seguente.



Per la stima del coefficiente β è stata utilizzata la formula suggerita da Aiello (corso itinerante specialistico di approfondimento sulle NTC2018) per il ribaltamento di muri ovvero: $\boldsymbol{\beta_R = 1.5 * \beta_S}$, dove

β_R = coefficiente beta per verifiche a ribaltamento

β_S = coefficiente beta per verifiche a scorrimento, tenendo conto che questo valore è pari a *0.38 per SLV* e a *0.47 per SLD*.

Si è scelto di non applicare un valore del coefficiente β unitario in quanto il blocco può potenzialmente subire un leggero spostamento, senza necessariamente subire il crollo del blocco stesso.

VERIFICA DI STABILITA' AL RIBALTAMENTO

Comune:	Montecrestese	Località:	La Beola di Monte (TO1)	Rif. verifica:	

DATI DI INGRESSO

DATI GEOMETRICI FRONTE		
altezza blocco ribaltante	(m)	7,00
inclinazione blocco ribaltante	(°)	-77,00
inclinazione piano superiore	(°)	15,00
inclinazione giunto posteriore	(°)	-77,00
inclinazione giunto di base	(°)	10,00
distanza giunto posteriore	(m)	2,00
vincolo cinematico		1
larghezza blocco ribaltante	(m)	1,00

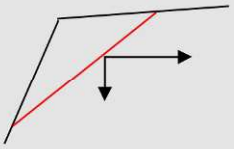
DATI GEOMECCANICI E STRUTTURALI		
peso di volume roccia	(kN/mc)	26,47
angolo di attrito di base φ_{base}	(°)	30,00
Joint Compression StrenghtJCS	(MPa)	124,00
Joint Roughness CoefficientJRC		7,00
persistenza giunto di base (%)	%	100,00%
angolo di attrito di picco φ_p	(°)	49,91
coesione app. (ponti di roccia)	(kPa)	0,00

CARICHI APPLICATI E SPINTE IDRAULICHE		
carico distribuito verticale	(kN/m)	0,0
carico verticale concentrato	(kN)	0,0
punto di applic. carico verticale	(m)	0,0
forza normale applicata su fronte	(kN)	0,0
punto di applic. forza norm. su fr.	(m)	6,0
peso di volume acqua	(kN/mc)	9,81
altezza falda Hw/Htot (%)	(%)	10,00%
condizioni idrauliche al piede		1
altezza falda	(m)	0,75

DATI SISMICI	
accelerazione sismica a_g	0,078
coeff. di amplific. topografica S_T	1,20
coeff. di amplific. stratigrafica S_S	1,00
coeff. di riduzione β_s	0,70
coeff. sismico orizzontale k_h	0,066
coeff. sismico verticale k_v	0,033

RISULTATI

convezione segni carichi ed azioni sismiche



volume blocco ribaltante V	(mc)	14,53
peso blocco ribaltante W	(kN)	385
ascissa baricentro blocco xG	(m)	0,17
ordinata baricentro blocco yG	(m)	3,72
superficie fronte	(mq)	7,18
superficie giunto di base	(mq)	2,00
superficie piano superiore	(mq)	2,00
superficie giunto posteriore	(mq)	7,36

Momenti (kN*m)	Mrib	Mstab
peso blocco	243	309
sottospinta idraulica	7	0
spinta giunto posteriore	0	0
azione sismica	96	0
carichi applicati	0	0
coesione apparente	0	0

	Calcolo momenti risultanti	
	momenti ribaltanti (kN*m)	momenti stabilizzanti (kN*m)
verifica sismica	**345**	**309**
verifica non sismica	**250**	**309**

ribaltamento cinematicamente impossibile

1,236

***Ribalta-2018* - data: maggio 2019** - *conforme NTC 2018 e Circolare 21/01/2019 n.7/C.S.LL.PP.*

Software freeware distribuito da geologi.it

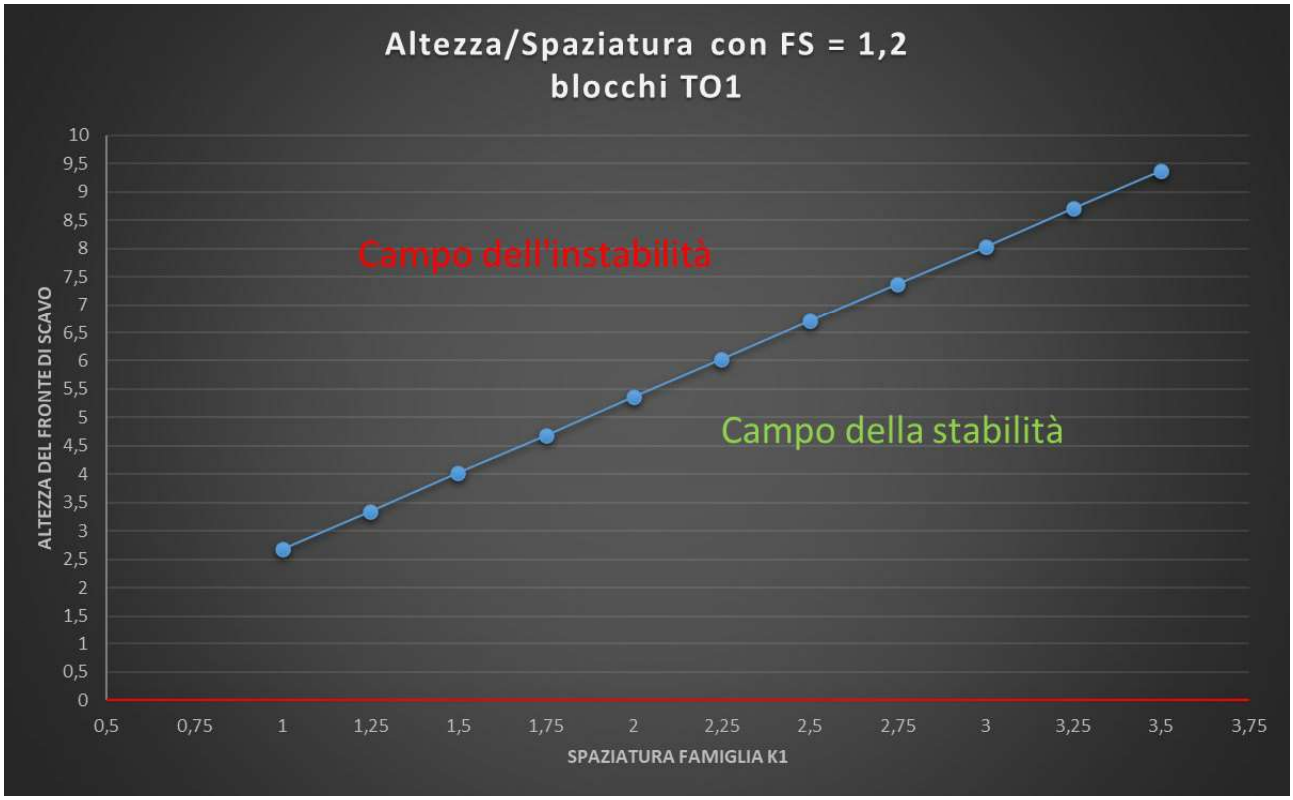
Secondo il programma questo cinematismo risulta impossibile.

Per quanto riguarda la spaziatura si rimanda alla precisazione del paragrafo 8.3.1 di questa relazione e va inoltre considerato come sia molto improbabile che durante l'attività di scavo venga lasciata una "pioda" particolarmente evidente e aperta a meno di due metri dal fronte di taglio per evitare di sprecare il materiale nel taglio di avanzamento successivo.

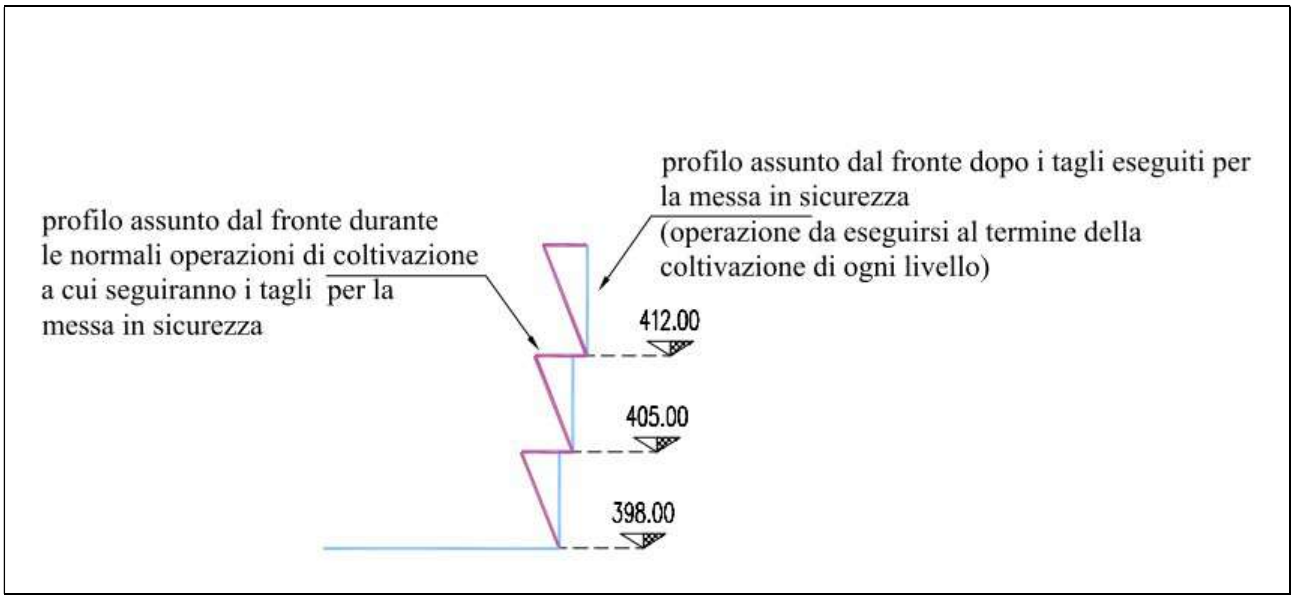
Nei calcoli presentati nella Relazione Geologica Integrativa è risultato che il ribaltamento fosse cinematicamente impossibile.

Verranno qui considerati i casi in cui una pioda aperta di alcuni cm renda possibile il cinematismo.

Per evidenziare in quali condizioni geometriche il fronte risulta stabile, in condizioni sismiche, verrà riportato in seguito un grafico che mette in relazione l'altezza di scavo con la spaziatura in modo tale da ottenere un Fs uguale a 1,2 (condizione accettabile per le NTC2018) e che permetterà pertanto di stabilire quale sia il campo di stabilità accettabile per i blocchi a rischio di ribaltamento.



Si precisa inoltre che questa configurazione sarà mantenuta solamente in fase di avanzamento, mentre alla fine della bancata sarà lasciato un gradone in cui il piano di pioda verrà tagliato per diminuire il momento ribaltante secondo lo schema riportato in seguito che garantisce la stabilità dei blocchi:



In seguito si riporta il calcolo del fattore di stabilità eseguito in seguito alla riprofilatura come prevista dal progetto:

VERIFICA DI STABILITA' AL RIBALTAMENTO

Comune:	**Montecrestese**	Località:	**La Beola di Monte (TO1-riprofilo)**	Rif. verifica:	

DATI DI INGRESSO

DATI GEOMETRICI FRONTE		
altezza blocco ribaltante	(m)	7,00
inclinazione blocco ribaltante	(°)	89,00
inclinazione piano superiore	(°)	15,00
inclinazione giunto posteriore	(°)	-77,00
inclinazione giunto di base	(°)	10,00
distanza giunto posteriore	(m)	2,00
vincolo cinematico		1
larghezza blocco ribaltante	(m)	1,00

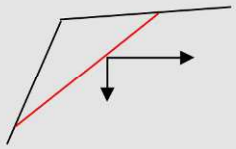
CARICHI APPLICATI E SPINTE IDRAULICHE		
carico distribuito verticale	(kN/m)	0,0
carico verticale concentrato	(kN)	0,0
punto di applic. carico verticale	(m)	0,0
forza normale applicata su fronte	(kN)	0,0
punto di applic. forza norm. su fr.	(m)	6,0
peso di volume acqua	(kN/mc)	9,81
altezza falda Hw/Htot (%)	(%)	10,00%
condizioni idrauliche al piede		1
altezza falda	(m)	0,75

DATI GEOMECCANICI E STRUTTURALI		
peso di volume roccia	(kN/mc)	26,47
angolo di attrito di base φ_{base}	(°)	30,00
Joint Compression Strenght JCS	(MPa)	124,00
Joint Roughness Coefficient JRC		7,00
persistenza giunto di base (%)	%	100,00%
angolo di attrito di picco φ_p	(°)	50,86
coesione app. (ponti di roccia)	(kPa)	0,00

DATI SISMICI	
accelerazione sismica a_g	0,078
coeff. di amplific. topografica S_T	1,20
coeff. di amplific. stratigrafica S_S	1,00
coeff. di riduzione β_s	0,70
coeff. sismico orizzontale k_h	0,066
coeff. sismico verticale k_v	0,033

RISULTATI

convezione segni carichi ed azioni sismiche



volume blocco ribaltante V	(mc)	19,76
peso blocco ribaltante W	(kN)	523
ascissa baricentro blocco xG	(m)	1,50
ordinata baricentro blocco yG	(m)	3,44
superficie fronte	(mq)	7,00
superficie giunto di base	(mq)	3,70
superficie piano superiore	(mq)	2,00
superficie giunto posteriore	(mq)	7,06

Momenti (kN*m)	**Mrib**	**Mstab**
peso blocco	284	1068
sottospinta idraulica	19	0
spinta giunto posteriore	0	0
azione sismica	144	0
carichi applicati	0	0
coesione apparente	0	0

	Calcolo momenti risultanti	
	momenti ribaltanti (kN*m)	momenti stabilizzanti (kN*m)
verifica sismica	**447**	**1068**
verifica non sismica	**303**	**1068**

ribaltamento cinematicamente impossibile

3,525

***Ribalta-2018* - data: maggio 2019** - *conforme NTC 2018 e Circolare 21/01/2019 n.7/C.S.LL.PP.*

Software freeware distribuito da geologi.it

Si precisa come il metodo di analisi della stabilità sia estremamente cautelativo, infatti in questi calcoli non viene assolutamente tenuto conto della forza di attrito laterale del blocco, che benché sfavorito dalla presenza di fratture (in particolare le famiglie K2 e K4) ha comunque un suo valore che in questo processo analitico non viene conteggiato, inoltre non vengono conteggiati gli apporti dovuti alla presenza di ponti in roccia sulla frattura di base e su quella posteriore del blocco.

Si evidenzia inoltre come la possibilità di arrivare a 7 m di altezza fosse stata già autorizzata nella coltivazione della cava dalla precedente autorizzazione.

Nel caso invece del ribaltamento flessionale, solo la famiglia di discontinuità a forte inclinazione è preesistente mentre la base del blocco è costituita da una superficie di rottura dovuta agli sforzi di trazione indotti nelle colonne inflesse.

Benché l'altezza dei fronti in esame è piuttosto limitata (circa 25 m, senza considerare i gradoni, sul fronte SE ovvero sul quale può avvenire il ribaltamento flessionale) è stata effettuata una verifica analitica per escludere il verificarsi di questo tipo di cinematismo.

La formula applicata tiene conto dell'altezza del fronte, del peso specifico della roccia, della sua resistenza a flessione, della spaziatura media e dell'inclinazione della famiglia lungo la quale si ipotizza il ribaltamento flessionale.

I valori immessi sono i seguenti:

- Altezza fronte = 28 m;
- Peso specifico = 2,7 t/m^3
- Resistenza a flessione = 1427 t/m^2 (valore desunto dalla relazione geologico-tecnica del primo progetto autorizzato – agosto 2008)
- Spaziatura media = 2 m
- Inclinazione = 77°

VERIFICA NON SISMICA

VERIFICA DI STABILITA' AL RIBALTAMENTO FLESSIONALE

per fronti impostati lungo il piano di scistosità disposti a reggipoggio con alto angolo di inclinazione

Comune:	Montecreste	Località:	La Beola di Monte (TO1)	Rif. verifica:	

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL PENDIO

H fronte	(m)	28
inclinazione	(°)	77

CARATTERISTICHE GEOMECCANICHE DELLA ROCCIA

peso specifico	(kN/mc)	26,47
Joint Compression Strenght JCS	(MPa)	138
resistenza a flessione (valore caratteristico)	(MPa)	14
coefficiente parziale per resist. a flessione		1,6

CARATTERISTICHE GEO-STRUTTURALI DELLE DISCONTINUITA'

spaziatura (valore caratteristico)	(m)	2,50
inclinazione	(°)	77

CARICHI ESTERNI

carico applicato verticale	(kN)	0
coefficiente parziale per i carichi		1,3

SPINTE IDRAULICHE

peso specifico acqua	(kN/mc)	9,91
altezza falda Hw/H (%)	(%)	10,00

DATI SISMICI

accelerazione sismica ag		0,078
coeff. di amplific. topog ST		1,20
coeff. di amplific. stratig SS		1,00
coeff. di riduzione βs		1,00
coeff. sismico orizzontale kh		
coeff. sismico verticale kv		

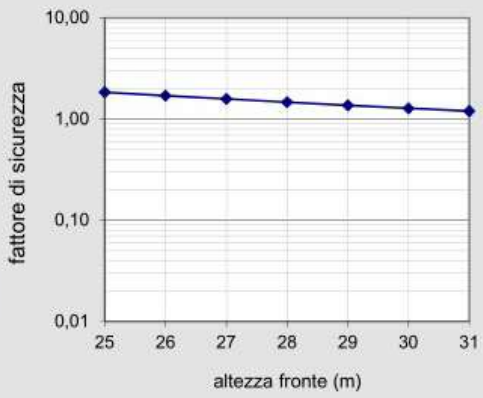
RISULTATI (combinazione fondamentale)

verifica 1

passo graf. per H fronte	1	m

Hcr = 33,99 m

Altezza fronte H	Fattore di sicurezza F.S.	momento agente Ma	momento resistente Mr
(m)		(kN*m)	(kN*m)
25	1,85	5.008,6	9.257,8
26	1,71	5.417,3	9.257,8
27	1,58	5.842,0	9.257,8
28	**1,47**	**6.282,8**	**9.257,8**
29	1,37	6.739,6	9.257,8
30	1,28	7.212,4	9.257,8
31	1,20	7.701,2	9.257,8



Ribaltaflex-2018 - *data: maggio 2019* - conforme NTC 2018 e Circolare 21/01/2019 n.7/C.S.LL.PP.

Software freeware distribuito da geologi.it

VERIFICA SISMICA

VERIFICA DI STABILITA' AL RIBALTAMENTO FLESSIONALE

per fronti impostati lungo il piano di scistosità disposti a reggipoggio con alto angolo di inclinazione

Comune:	Montecreste	Località:	La Beola di Monte (TO1)	Rif. verifica:	

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL PENDIO

H fronte	(m)	28
inclinazione	(°)	77

CARATTERISTICHE GEOMECCANICHE DELLA ROCCIA

peso specifico	(kN/mc)	26,47
Joint Compression Strenght JCS	(MPa)	138
resistenza a flessione (valore caratteristico)	(MPa)	14
coefficiente parziale per resist. a flessione		1,6

CARATTERISTICHE GEO-STRUTTURALI DELLE DISCONTINUITA'

spaziatura (valore caratteristico)	(m)	2,50
inclinazione	(°)	77

CARICHI ESTERNI

carico applicato verticale	(kN)	0
coefficiente parziale per i carichi		1,0

SPINTE IDRAULICHE

peso specifico acqua	(kN/mc)	9,91
altezza falda Hw/H (%)	(%)	10,00

DATI SISMICI

accelerazione sismica ag		0,078
coeff. di amplific. topog ST		1,20
coeff. di amplific. stratig SS		1,00
coeff. di riduzione βs		1,00
coeff. sismico orizzontale kh		0,094
coeff. sismico verticale kv		0,047

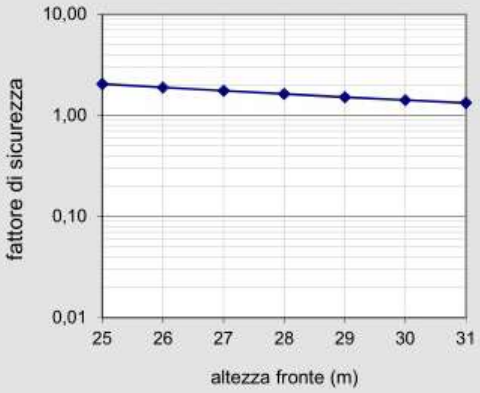
RISULTATI (combinazione sismica)

verifica 2

passo graf. per H fronte	1	m

Hcr = 35,80 m

Altezza fronte H	Fattore di sicurezza F.S.	momento agente Ma	momento resistente Mr
(m)		(kN*m)	(kN*m)
25	2,05	7.224,4	14.812,5
26	1,90	7.814,0	14.812,5
27	1,76	8.426,6	14.812,5
28	**1,63**	**9.062,3**	**14.812,5**
29	1,52	9.721,2	14.812,5
30	1,42	10.403,2	14.812,5
31	1,33	11.108,3	14.812,5



Ribaltaflex-2018 - *data: maggio 2019* - conforme NTC 2018 e Circolare 21/01/2019 n.7/C.S.LL.PP.

Software freeware distribuito da geologi.it

8.4 VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE

Sono state condotte verifiche di stabilità globale lungo i principali fronti di cava, i profili esaminati sono quelli risultanti dalle sezioni di progetto nella geometria prevista alla conclusione della coltivazione proposta.

Per il calcolo dei valori del fattore di sicurezza è stato utilizzato il software BRock ver.3.0 della ProgramGeo, questo programma permette di valutare i parametri di resistenza al taglio in funzione della effettiva condizione tensionale calcolata attraverso la geometria del cinematismo verificato.

La valutazione della stabilità globale è stata eseguita con i metodi dell'equilibrio limite applicati a porzioni di pendio discretizzate in conci.

Poiché il programma è in grado di utilizzare i parametri dell'ammasso roccioso o delle discontinuità a seconda della corrispondenza tra immersione e inclinazione della superficie di scivolamento con le discontinuità stesse, si è scelto di generare superfici di potenziale scorrimento con forma poligonale passanti in parte nella roccia intatta in parte lungo i giunti.

Per i calcoli è stato utilizzato il metodo di Fellenius, consigliato dal produttore del software, e i metodi di Bishop e di Janbu.

Il software permette di inserire nei calcoli anche la riduzione dovuta all'azione sismica, come richiesto dalle N.T.C.2018 (DM17/01/2018).

La scelta dei valori caratteristici è stata fatta in base a quanto previsto dalla letteratura tecnica, a quanto rilevato e misurato in fase di sopralluogo sul sito estrattivo e a quanto emerso dalle elaborazioni strutturali, geomeccaniche e di classificazione dell'ammasso roccioso.

Le verifiche di stabilità globale eseguite sono tutte soddisfatte. Nelle pagine allegate si riportano le sezioni verificate, il fattore di sicurezza minimo ottenuto e i valori introdotti per i calcoli.

9. VERIFICA DI STABILITA' DEI MURI DI SOSTEGNO DELLA PISTA DI ACCESSO (AREA EX CAVA CASTELLUCCIO)

Alla luce della necessità di realizzare la pista di accesso e i piazzali mediante il riempimento della cavità esistente della ex cava "Castelluccio" si è optato per la realizzazione di una serie di muri di sostegno in massi da scogliera; anche per il sostegno delle scarpate che andranno a costituire il vallo di mascheramento sul lato nord sarà necessario realizzare dei muri in blocchi da scogliera.

La scelta di utilizzare scogliere in massi ciclopici è dovuta alla maggiore facilità con cui questo sistema consente di inserire l'intervento nel contesto paesaggistico – ambientale oltre alla facilità nel reperire il materiale.

Quest'opera avrà pertanto una funzione di sostegno del materiale riportato.

I muri in massi da scogliera hanno altezza diverse, le altezze massime sono di circa 5,6 m; le scogliere saranno realizzate con larghezza complessiva pari a circa 1,8 m; il paramento sarà appoggiato su una fondazione in blocchi (a cui sarà fissato con puntoni metallici) avente larghezza pari a 2 m e poggiata ad una profondità non inferiore a 0,3 m da p.c..

Le sovrappressioni saranno evitate dalla naturale permeabilità del muro in massi ciclopici.

Il materiale riportato andrà steso in strati decimetrici e compattato meccanicamente.

Per la valutazione del peso di volume si è fatto riferimento a valori tipicamente utilizzati nella letteratura tecnica, ovvero 1.8 t/m^3 per i materiali grossolani compattati.

Per procedere alla determinazione dei parametri geotecnici, il materiale granulare in questione verrà considerato, come una *ghiaia a granulometria mista, misto ghiaia e sabbia (GW),* si stima un valore intermedio di densità relativa del materiale riportato, ottenuta mediante compattazione meccanica.

Utilizzando il diagramma sperimentale *NAV-FAC* ([2]), riportato in seguito, si ricava un angolo di resistenza al taglio pari a circa 38° (ϕ = 38°).

Cautelativamente, il valore della coesione del terreno in esame è stato considerato nullo (c = 0).

([2]) Si tratta di un diagramma di correlazione elaborato dall'U.S. Naval Publ. and Forms Center di Philadelphia, comunemente noto come "*NAV-FAC*".

Applicando poi gli opportuni coefficienti di riduzione, determinati in base al singolo Approccio progettuale si ottiene il valore di progetto del parametro geotecnico considerato.

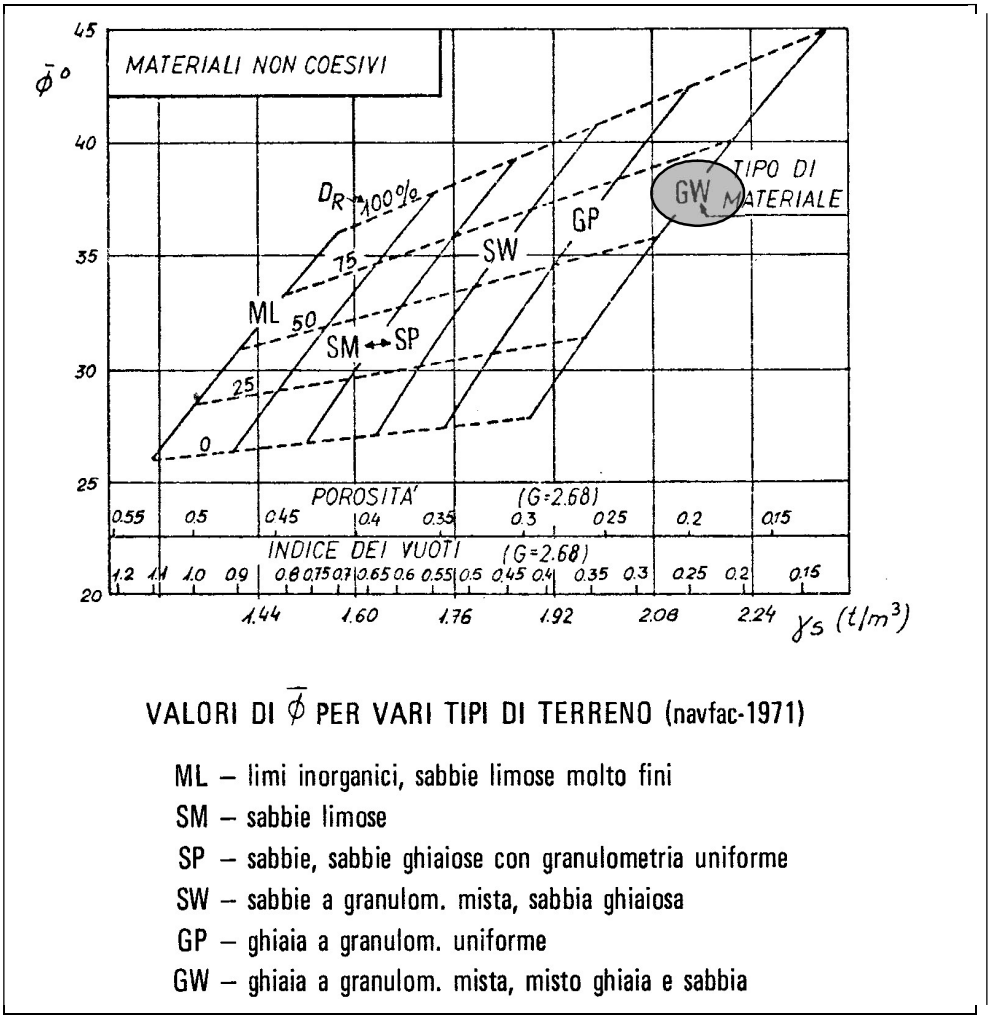
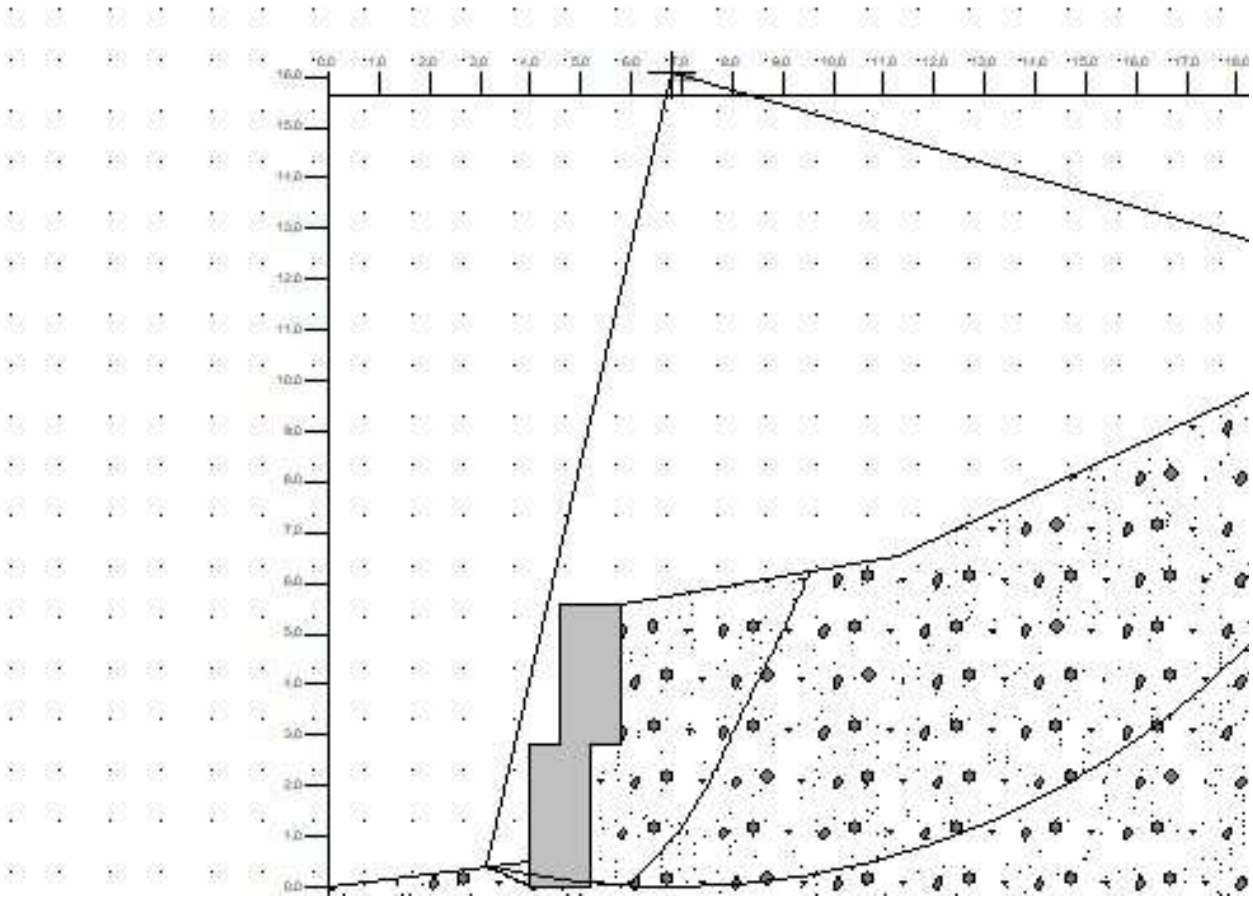


Figura 42: diagramma di correlazione fra i principali parametri geotecnici dei terreni, noto come "*NAV-FAC*", con l'ellisse grigia viene evidenziata la zona di proiezione del deposito in esame (classificato come GW).

Vista l'inclinazione complessiva modesta del pendio che si viene a creare mediante riporto di materiale (17°) non si è ritenuto necessario procedere alle verifiche di stabilità globali di questo pendio.

Di seguito si riportano la sezione tipo di verifica, i risultati e le tabelle di input per la verifica della scogliera in massi ciclopici che presenta l'altezza maggiore tra quelle riportate nelle sezioni di progetto (h. 5,60 m fuori terra), il calcolo è stato realizzato con il software "*Muri 2*" della società Program Geo di Carpenedolo (BS).



Coordinate del profilo del muro

Ascisse X (m)	Ordinate Y (m)
0	0
0	2,8
0,6	2,8
0,6	5,6
1,8	5,6
1,8	2,8
1,2	2,8
1,2	0
1,2	0

Coordinate del profilo topografico

Ascisse X (m)	Ordinate Y (m)
0	0,3
4	0,3
5,8	5,6
11,3	6,51
28,76	14,63

Parametri geotecnici del terreno

Strato n.	1

Descrizione litologica:

Materiale di ritombamento

Angolo di attrito (°):	38
Densità relativa (%):	60
Coesione(kg/cmq):	0
Peso di volume sopra falda(kg/mc):	1800
Peso di volume sotto falda(kg/mc):	1900
Modulo di Young o edometrico (terreni coesivi) (kg/cmq):	0
Angolo di attrito terra-muro(°):	25
Coesione terra-muro(kg/cmq):	0
Coefficiente di spinta attiva:	0,25
Coefficiente di spinta passiva:	5,94
Coefficiente di spinta a riposo:	0,38

9.1.1 Combinazione fondamentale

Calcolo delle spinte e verifiche di stabilità del muro: NTC2008/2018 App.I Comb.1
Combinazione delle azioni di calcolo: fondamentale

Muro numero:	1
Spinta attiva totale (kg/m)	*6898,26*
Spinta passiva totale (kg/m)	*5745,548*
Spinta a riposo totale (kg/m)	*11064,524*
Metodo di calcolo della spinta attiva:	*Mononobe e Okabe*
Metodo di calcolo della spinta passiva:	*Mononobe e Okabe*
Verifica allo slittamento - coefficiente di sicurezza:	*30,42*
Verifica allo schiacciamento - coefficiente di sicurezza:	*4,66*
Verifica al ribaltamento - coefficiente di sicurezza:	*1,34*
Verifica al sifonamento - coefficiente di sicurezza:	*n.c.*
Portanza della fondazione (kg/cmq)	*6,63*
Cedimento assoluto della fondazione (cm):	*n.c.*
Pressione sul terreno lato a valle (kg/cmq)	*4,99*
Pressione sul terreno lato a monte (kg/cmq)	*0,0*
Punto di applicazione della spinta a monte (m):	*1,867*
Verifica stabilità globale-coefficiente di sicurezza:	*2,04*
Accelerazione sismica orizzontale massima (g):	*0,0*
Coefficiente beta:	*0,0*

Tabella riassuntiva delle spinte

Altezza (m)	Spinta attiva(kg/m)	Somma s.attiva(kg/m)	Sp.ta passiva(kg/m)	Somma s.pass.(kg/m)	Sp.ta a riposo(kg/m)	Somma s.riposo(kg/m)
0		0				0
0,11	5,41	5,41			8,68	8,68
0,22	10,82	16,23			17,36	26,03
0,34	16,23	32,46			26,03	52,07
0,45	21,64	54,1			34,71	86,78
0,56	27,05	81,16			43,39	130,17
0,67	32,46	113,62			52,07	182,24
0,78	37,87	151,49			60,75	242,99
0,9	43,28	194,77			69,42	312,41
1,01	48,69	243,47			78,1	390,51
1,12	54,1	297,57			86,78	477,29
1,23	59,51	357,09			95,46	572,75
1,34	64,92	422,01			104,14	676,89
1,46	70,34	492,35			112,81	789,7
1,57	75,75	568,09			121,49	911,2
1,68	81,16	649,25			130,17	1041,37
1,79	86,57	735,81			138,85	1180,22
1,9	91,98	827,79			147,53	1327,74
2,02	97,39	925,18			156,21	1483,95
2,13	102,8	1027,98			164,88	1648,83
2,24	108,21	1136,18			173,56	1822,39
2,35	113,62	1249,8			182,24	2004,63
2,46	119,03	1368,83			190,92	2195,55
2,58	124,44	1493,27			199,6	2395,14
2,69	129,85	1623,12			208,27	2603,42
2,8	135,26	1758,38			216,95	2820,37
2,91	140,67	1899,05			225,63	3046
3,02	146,08	2045,13			234,31	3280,31
3,14	151,49	2196,62			242,99	3523,29
3,25	156,9	2353,52			251,66	3774,96
3,36	162,31	2515,84			260,34	4035,3
3,47	167,72	2683,56			269,02	4304,32
3,58	173,13	2856,69			277,7	4582,01
3,7	178,54	3035,23			286,38	4868,39
3,81	183,95	3219,19			295,05	5163,44
3,92	189,36	3408,55			303,73	5467,18
4,03	194,77	3603,33			312,41	5779,59
4,14	200,18	3803,51			321,09	6100,67
4,26	205,6	4009,11			329,77	6430,44
4,37	211,01	4220,11			338,44	6768,89
4,48	216,42	4436,53			347,12	7116,01
4,59	221,83	4658,35			355,8	7471,81
4,7	227,24	4885,59			364,48	7836,29
4,82	232,65	5118,24			373,16	8209,44
4,93	238,06	5356,3			381,83	8591,28
5,04	243,47	5599,76			390,51	8981,79
5,15	248,88	5848,64			399,19	9380,98
5,26	254,29	6102,93			407,87	9788,85
5,38	259,7	6362,63			416,55	10205,4
5,49	265,11	6627,74			425,22	10630,62
5,6	270,52	6898,26			433,9	11064,52
8,12			1328,27	1328,27		

Altezza (m)	Spinta attiva(kg/m)	Somma s.attiva(kg/m)	Sp.ta passiva(kg/m)	Somma s.pass.(kg/m)	Sp.ta a riposo(kg/m)	Somma s.riposo(kg/m)
8,18			1359,16	2687,43		
8,23			1390,05	4077,49		
8,29			1420,94	5498,43		
8,34			1451,83	6950,26		
8,4			1482,72	8432,98		
8,46			1513,61	9946,59		
8,51			1544,5	11491,1		

Riepilogo forze e momenti agenti sul muro: NTC2008/2018 App.I Comb.1

Muro numero:	1
FORZE VERTICALI (valori caratteristici)	
Carico verticale agente in testa (kg):	*0,0*
Componente verticale dovuta ai tiranti (kg):	*0,0*
Peso del muro (kg):	*16800,0*
Peso del prisma di terreno gravante sulla mensola a monte (kg):	*0,0*
Componente verticale della spinta attiva (o a riposo): (kg):	*2915,33*
Componente verticale della spinta passiva (kg):	*0,0*
FORZE ORIZZONTALI (valori caratteristici)	
Carico orizzontale agente in testa (kg):	*0,0*
Componente orizzontale dovuta ai tiranti di ancoraggio (kg):	*0,0*
Componente orizzontale della spinta attiva (o a riposo): (kg):	*6251,95*
Componente orizzontale della spinta passiva (kg):	*5745,55*
Reazione laterale blocco pali-terreno (kg):	*0,0*
MOMENTI E ECCENTRICITA'	
Momento agente in testa (kgm):	*0,0*
Eccentricità del carico (m):	*0,64*
SOMMA FORZE E MOMENTI DI PROGETTO	
Totale momenti stabilizzanti (kgm):	*20367,59*
Totale momenti instabilizzanti (kgm):	*15171,39*
Totale forze stabilizzanti (kg):	*15403,3*
Totale forze instabilizzanti (kg):	*506,4*
Somma forze verticali (kg):	*25629,93*
STABILITA' GLOBALE: SOMMA FORZE	
Totale forze stabilizzanti (kg):	*113635,57*
Totale forze instabilizzanti (kg):	*55769,9*

Calcolo delle spinte e verifiche di stabilità del muro: NTC2008/2018 App.II
Combinazione delle azioni di calcolo: fondamentale

Muro numero:	1
Spinta attiva totale (kg/m)	*6898,26*
Spinta passiva totale (kg/m)	*4103,963*
Spinta a riposo totale (kg/m)	*11064,524*
Metodo di calcolo della spinta attiva:	*Mononobe e Okabe*
Metodo di calcolo della spinta passiva:	*Mononobe e Okabe*
Verifica allo slittamento - coefficiente di sicurezza:	*5,52*
Verifica allo schiacciamento - coefficiente di sicurezza:	*4,66*
Verifica al ribaltamento - coefficiente di sicurezza:	*1,34*
Verifica al sifonamento - coefficiente di sicurezza:	*n.c.*
Portanza della fondazione (kg/cmq)	*2,88*
Cedimento assoluto della fondazione (cm):	*n.c.*
Pressione sul terreno lato a valle (kg/cmq)	*4,99*
Pressione sul terreno lato a monte (kg/cmq)	*0,0*
Punto di applicazione della spinta a monte (m):	*1,867*
Verifica stabilità globale-coefficiente di sicurezza:	*2,04*
Accelerazione sismica orizzontale massima (g):	*0,0*
Coefficiente beta:	*0,0*

Tabella riassuntiva delle spinte

Altezza (m)	Spinta attiva(kg/m)	Somma s.attiva(kg/m)	Sp.ta passiva(kg/m)	Somma s.pass.(kg/m)	Sp.ta a riposo(kg/m)	Somma s.riposo(kg/m)
0		0				0
0,11	5,41	5,41			8,68	8,68
0,22	10,82	16,23			17,36	26,03
0,34	16,23	32,46			26,03	52,07
0,45	21,64	54,1			34,71	86,78
0,56	27,05	81,16			43,39	130,17
0,67	32,46	113,62			52,07	182,24
0,78	37,87	151,49			60,75	242,99
0,9	43,28	194,77			69,42	312,41
1,01	48,69	243,47			78,1	390,51
1,12	54,1	297,57			86,78	477,29
1,23	59,51	357,09			95,46	572,75
1,34	64,92	422,01			104,14	676,89
1,46	70,34	492,35			112,81	789,7
1,57	75,75	568,09			121,49	911,2
1,68	81,16	649,25			130,17	1041,37
1,79	86,57	735,81			138,85	1180,22
1,9	91,98	827,79			147,53	1327,74
2,02	97,39	925,18			156,21	1483,95
2,13	102,8	1027,98			164,88	1648,83
2,24	108,21	1136,18			173,56	1822,39
2,35	113,62	1249,8			182,24	2004,63
2,46	119,03	1368,83			190,92	2195,55
2,58	124,44	1493,27			199,6	2395,14
2,69	129,85	1623,12			208,27	2603,42
2,8	135,26	1758,38			216,95	2820,37
2,91	140,67	1899,05			225,63	3046
3,02	146,08	2045,13			234,31	3280,31
3,14	151,49	2196,62			242,99	3523,29
3,25	156,9	2353,52			251,66	3774,96
3,36	162,31	2515,84			260,34	4035,3
3,47	167,72	2683,56			269,02	4304,32
3,58	173,13	2856,69			277,7	4582,01
3,7	178,54	3035,23			286,38	4868,39
3,81	183,95	3219,19			295,05	5163,44
3,92	189,36	3408,55			303,73	5467,18
4,03	194,77	3603,33			312,41	5779,59
4,14	200,18	3803,51			321,09	6100,67
4,26	205,6	4009,11			329,77	6430,44
4,37	211,01	4220,11			338,44	6768,89
4,48	216,42	4436,53			347,12	7116,01
4,59	221,83	4658,35			355,8	7471,81
4,7	227,24	4885,59			364,48	7836,29
4,82	232,65	5118,24			373,16	8209,44
4,93	238,06	5356,3			381,83	8591,28
5,04	243,47	5599,76			390,51	8981,79
5,15	248,88	5848,64			399,19	9380,98
5,26	254,29	6102,93			407,87	9788,85
5,38	259,7	6362,63			416,55	10205,4
5,49	265,11	6627,74			425,22	10630,62
5,6	270,52	6898,26			433,9	11064,52
8,12			1328,27	1328,27		

Altezza (m)	Spinta attiva(kg/m)	Somma s.attiva(kg/m)	Sp.ta passiva(kg/m)	Somma s.pass.(kg/m)	Sp.ta a riposo(kg/m)	Somma s.riposo(kg/m)
8,18			1359,16	2687,43		
8,23			1390,05	4077,49		
8,29			1420,94	5498,43		
8,34			1451,83	6950,26		
8,4			1482,72	8432,98		
8,46			1513,61	9946,59		
8,51			1544,5	11491,1		

Riepilogo forze e momenti agenti sul muro: NTC2008/2018 App.II

Muro numero:	1
FORZE VERTICALI (valori caratteristici)	
Carico verticale agente in testa (kg):	*0,0*
Componente verticale dovuta ai tiranti (kg):	*0,0*
Peso del muro (kg):	*16800,0*
Peso del prisma di terreno gravante sulla mensola a monte (kg):	*0,0*
Componente verticale della spinta attiva (o a riposo): (kg):	*2915,33*
Componente verticale della spinta passiva (kg):	*0,0*
FORZE ORIZZONTALI (valori caratteristici)	
Carico orizzontale agente in testa (kg):	*0,0*
Componente orizzontale dovuta ai tiranti di ancoraggio (kg):	*0,0*
Componente orizzontale della spinta attiva (o a riposo): (kg):	*6251,95*
Componente orizzontale della spinta passiva (kg):	*4103,96*
Reazione laterale blocco pali-terreno (kg):	*0,0*
MOMENTI E ECCENTRICITA'	
Momento agente in testa (kgm):	*0,0*
Eccentricità del carico (m):	*0,64*
SOMMA FORZE E MOMENTI DI PROGETTO	
Totale momenti stabilizzanti (kgm):	*20367,59*
Totale momenti instabilizzanti (kgm):	*15171,39*
Totale forze stabilizzanti (kg):	*15403,3*
Totale forze instabilizzanti (kg):	*2792,38*
Somma forze verticali (kg):	*25629,93*
STABILITA' GLOBALE: SOMMA FORZE	
Totale forze stabilizzanti (kg):	*113635,57*
Totale forze instabilizzanti (kg):	*55769,9*

9.1.2 Combinazione sismica

Calcolo delle spinte e verifiche di stabilità del muro: NTC2008/2018 App.I Comb.1
Combinazione delle azioni di calcolo: sismica

Muro numero:	1
Spinta attiva totale (kg/m)	*7450,194*
Spinta passiva totale (kg/m)	*5559,063*
Spinta a riposo totale (kg/m)	*10864,809*
Metodo di calcolo della spinta attiva:	*Mononobe e Okabe*
Metodo di calcolo della spinta passiva:	*Mononobe e Okabe*
Verifica allo slittamento - coefficiente di sicurezza:	*13,06*
Verifica allo schiacciamento - coefficiente di sicurezza:	*4,6*
Verifica al ribaltamento - coefficiente di sicurezza:	*1,27*
Verifica al sifonamento - coefficiente di sicurezza:	*n.c.*
Portanza della fondazione (kg/cmq)	*6,63*
Cedimento assoluto della fondazione (cm):	*n.c.*
Pressione sul terreno lato a valle (kg/cmq)	*6,03*
Pressione sul terreno lato a monte (kg/cmq)	*0,0*
Punto di applicazione della spinta a monte (m):	*1,867*
Verifica stabilità globale-coefficiente di sicurezza:	*1,85*
Accelerazione sismica orizzontale massima (g):	*0,095*
Coefficiente beta:	*0,38*

Tabella riassuntiva delle spinte

Altezza (m)	Spinta attiva(kg/m)	Somma s.attiva(kg/m)	Sp.ta passiva(kg/m)	Somma s.pass.(kg/m)	Sp.ta a riposo(kg/m)	Somma s.riposo(kg/m)
0		0				0
0,11	5,84	5,84			8,52	8,52
0,22	11,69	17,53			17,04	25,56
0,34	17,53	35,06			25,56	51,13
0,45	23,37	58,43			34,09	85,21
0,56	29,22	87,65			42,61	127,82
0,67	35,06	122,71			51,13	178,95
0,78	40,9	163,61			59,65	238,6
0,9	46,75	210,36			68,17	306,77
1,01	52,59	262,95			76,69	383,46
1,12	58,43	321,38			85,21	468,68
1,23	64,28	385,66			93,74	562,41
1,34	70,12	455,78			102,26	664,67
1,46	75,96	531,74			110,78	775,45
1,57	81,81	613,55			119,3	894,75
1,68	87,65	701,19			127,82	1022,57
1,79	93,49	794,69			136,34	1158,91
1,9	99,34	894,02			144,86	1303,78
2,02	105,18	999,2			153,39	1457,16
2,13	111,02	1110,22			161,91	1619,07
2,24	116,87	1227,09			170,43	1789,5
2,35	122,71	1349,8			178,95	1968,45
2,46	128,55	1478,35			187,47	2155,92
2,58	134,4	1612,75			195,99	2351,91
2,69	140,24	1752,99			204,51	2556,43
2,8	146,08	1899,07			213,04	2769,46
2,91	151,93	2050,99			221,56	2991,02
3,02	157,77	2208,76			230,08	3221,1
3,14	163,61	2372,38			238,6	3459,7
3,25	169,46	2541,83			247,12	3706,82
3,36	175,3	2717,13			255,64	3962,46
3,47	181,14	2898,27			264,16	4226,62
3,58	186,99	3085,26			272,69	4499,31
3,7	192,83	3278,09			281,21	4780,52
3,81	198,67	3476,76			289,73	5070,24
3,92	204,52	3681,27			298,25	5368,49
4,03	210,36	3891,63			306,77	5675,26
4,14	216,2	4107,83			315,29	5990,56
4,26	222,05	4329,88			323,81	6314,37
4,37	227,89	4557,77			332,34	6646,71
4,48	233,73	4791,5			340,86	6987,56
4,59	239,57	5031,07			349,38	7336,94
4,7	245,42	5276,49			357,9	7694,84
4,82	251,26	5527,75			366,42	8061,26
4,93	257,1	5784,86			374,94	8436,2
5,04	262,95	6047,81			383,46	8819,67
5,15	268,79	6316,6			391,99	9211,65
5,26	274,63	6591,23			400,51	9612,16
5,38	280,48	6871,71			409,03	10021,19
5,49	286,32	7158,03			417,55	10438,74
5,6	292,16	7450,19			426,07	10864,81
8,12			1285,16	1285,16		

Altezza (m)	Spinta attiva(kg/m)	Somma s.attiva(kg/m)	Sp.ta passiva(kg/m)	Somma s.pass.(kg/m)	Sp.ta a riposo(kg/m)	Somma s.riposo(kg/m)
8,18			1315,05	2600,21		
8,23			1344,93	3945,14		
8,29			1374,82	5319,96		
8,34			1404,71	6724,67		
8,4			1434,6	8159,27		
8,46			1464,48	9623,75		
8,51			1494,37	11118,13		

Riepilogo forze e momenti agenti sul muro: NTC2008/2018 App.I Comb.1

Muro numero:	1
FORZE VERTICALI (valori caratteristici)	
Carico verticale agente in testa (kg):	*0,0*
Componente verticale dovuta ai tiranti (kg):	*0,0*
Peso del muro (kg):	*16800,0*
Peso del prisma di terreno gravante sulla mensola a monte (kg):	*0,0*
Componente verticale della spinta attiva (o a riposo): (kg):	*3148,59*
Componente verticale della spinta passiva (kg):	*0,0*
FORZE ORIZZONTALI (valori caratteristici)	
Carico orizzontale agente in testa (kg):	*0,0*
Componente orizzontale dovuta ai tiranti di ancoraggio (kg):	*0,0*
Componente orizzontale della spinta attiva (o a riposo): (kg):	*6752,17*
Componente orizzontale della spinta passiva (kg):	*5559,06*
Reazione laterale blocco pali-terreno (kg):	*0,0*
MOMENTI E ECCENTRICITA'	
Momento agente in testa (kgm):	*0,0*
Eccentricità del carico (m):	*0,68*
SOMMA FORZE E MOMENTI DI PROGETTO	
Totale momenti stabilizzanti (kgm):	*20787,46*
Totale momenti instabilizzanti (kgm):	*16385,26*
Totale forze stabilizzanti (kg):	*15585,54*
Totale forze instabilizzanti (kg):	*1193,11*
Somma forze verticali (kg):	*25933,16*
STABILITA' GLOBALE: SOMMA FORZE	
Totale forze stabilizzanti (kg):	*112387,54*
Totale forze instabilizzanti (kg):	*60873,73*

Calcolo delle spinte e verifiche di stabilità del muro: NTC2008/2018 App.II
Combinazione delle azioni di calcolo: sismica

Muro numero:	1
Spinta attiva totale (kg/m)	*7450,194*
Spinta passiva totale (kg/m)	*4632,552*
Spinta a riposo totale (kg/m)	*10864,809*
Metodo di calcolo della spinta attiva:	*Mononobe e Okabe*
Metodo di calcolo della spinta passiva:	*Mononobe e Okabe*
Verifica allo slittamento - coefficiente di sicurezza:	*5,66*
Verifica allo schiacciamento - coefficiente di sicurezza:	*4,6*
Verifica al ribaltamento - coefficiente di sicurezza:	*1,27*
Verifica al sifonamento - coefficiente di sicurezza:	*n.c.*
Portanza della fondazione (kg/cmq)	*2,88*
Cedimento assoluto della fondazione (cm):	*n.c.*
Pressione sul terreno lato a valle (kg/cmq)	*6,03*
Pressione sul terreno lato a monte (kg/cmq)	*0,0*
Punto di applicazione della spinta a monte (m):	*1,867*
Verifica stabilità globale-coefficiente di sicurezza:	*1,85*
Accelerazione sismica orizzontale massima (g):	*0,095*
Coefficiente beta:	*0,38*

Tabella riassuntiva delle spinte

Altezza (m)	Spinta attiva(kg/m)	Somma s.attiva(kg/m)	Sp.ta passiva(kg/m)	Somma s.pass.(kg/m)	Sp.ta a riposo(kg/m)	Somma s.riposo(kg/m)
0		0				0
0,11	5,84	5,84			8,52	8,52
0,22	11,69	17,53			17,04	25,56
0,34	17,53	35,06			25,56	51,13
0,45	23,37	58,43			34,09	85,21
0,56	29,22	87,65			42,61	127,82
0,67	35,06	122,71			51,13	178,95
0,78	40,9	163,61			59,65	238,6
0,9	46,75	210,36			68,17	306,77
1,01	52,59	262,95			76,69	383,46
1,12	58,43	321,38			85,21	468,68
1,23	64,28	385,66			93,74	562,41
1,34	70,12	455,78			102,26	664,67
1,46	75,96	531,74			110,78	775,45
1,57	81,81	613,55			119,3	894,75
1,68	87,65	701,19			127,82	1022,57
1,79	93,49	794,69			136,34	1158,91
1,9	99,34	894,02			144,86	1303,78
2,02	105,18	999,2			153,39	1457,16
2,13	111,02	1110,22			161,91	1619,07
2,24	116,87	1227,09			170,43	1789,5
2,35	122,71	1349,8			178,95	1968,45
2,46	128,55	1478,35			187,47	2155,92
2,58	134,4	1612,75			195,99	2351,91
2,69	140,24	1752,99			204,51	2556,43
2,8	146,08	1899,07			213,04	2769,46
2,91	151,93	2050,99			221,56	2991,02
3,02	157,77	2208,76			230,08	3221,1
3,14	163,61	2372,38			238,6	3459,7
3,25	169,46	2541,83			247,12	3706,82
3,36	175,3	2717,13			255,64	3962,46
3,47	181,14	2898,27			264,16	4226,62
3,58	186,99	3085,26			272,69	4499,31
3,7	192,83	3278,09			281,21	4780,52
3,81	198,67	3476,76			289,73	5070,24
3,92	204,52	3681,27			298,25	5368,49
4,03	210,36	3891,63			306,77	5675,26
4,14	216,2	4107,83			315,29	5990,56
4,26	222,05	4329,88			323,81	6314,37
4,37	227,89	4557,77			332,34	6646,71
4,48	233,73	4791,5			340,86	6987,56
4,59	239,57	5031,07			349,38	7336,94
4,7	245,42	5276,49			357,9	7694,84
4,82	251,26	5527,75			366,42	8061,26
4,93	257,1	5784,86			374,94	8436,2
5,04	262,95	6047,81			383,46	8819,67
5,15	268,79	6316,6			391,99	9211,65
5,26	274,63	6591,23			400,51	9612,16
5,38	280,48	6871,71			409,03	10021,19
5,49	286,32	7158,03			417,55	10438,74
5,6	292,16	7450,19			426,07	10864,81
8,12			1285,16	1285,16		

Altezza (m)	Spinta attiva(kg/m)	Somma s.attiva(kg/m)	Sp.ta passiva(kg/m)	Somma s.pass.(kg/m)	Sp.ta a riposo(kg/m)	Somma s.riposo(kg/m)
8,18			1315,05	2600,21		
8,23			1344,93	3945,14		
8,29			1374,82	5319,96		
8,34			1404,71	6724,67		
8,4			1434,6	8159,27		
8,46			1464,48	9623,75		
8,51			1494,37	11118,13		

Riepilogo forze e momenti agenti sul muro: NTC2008/2018 App.II

Muro numero:	1
FORZE VERTICALI (valori caratteristici)	
Carico verticale agente in testa (kg):	*0,0*
Componente verticale dovuta ai tiranti (kg):	*0,0*
Peso del muro (kg):	*16800,0*
Peso del prisma di terreno gravante sulla mensola a monte (kg):	*0,0*
Componente verticale della spinta attiva (o a riposo): (kg):	*3148,59*
Componente verticale della spinta passiva (kg):	*0,0*
FORZE ORIZZONTALI (valori caratteristici)	
Carico orizzontale agente in testa (kg):	*0,0*
Componente orizzontale dovuta ai tiranti di ancoraggio (kg):	*0,0*
Componente orizzontale della spinta attiva (o a riposo): (kg):	*6752,17*
Componente orizzontale della spinta passiva (kg):	*4632,55*
Reazione laterale blocco pali-terreno (kg):	*0,0*
MOMENTI E ECCENTRICITA'	
Momento agente in testa (kgm):	*0,0*
Eccentricità del carico (m):	*0,68*
SOMMA FORZE E MOMENTI DI PROGETTO	
Totale momenti stabilizzanti (kgm):	*20787,46*
Totale momenti instabilizzanti (kgm):	*16385,26*
Totale forze stabilizzanti (kg):	*15585,54*
Totale forze instabilizzanti (kg):	*2755,5*
Somma forze verticali (kg):	*25933,16*
STABILITA' GLOBALE: SOMMA FORZE	
Totale forze stabilizzanti (kg):	*112387,54*
Totale forze instabilizzanti (kg):	*60873,73*

10. VERIFICA DI STABILITA' DELLE SCARPATE IN MATERIALE DI RIPORTO

Per la verifica di stabilità del pendio generato con il materiale di riporto per la realizzazione della pista di accesso dalla ex "cava Castelluccio" e del vallo di mascheramento sul lato nord della cava, è stato condotto uno studio utilizzando il programma di calcolo Soils ver. 3.0 della Program Geo.

Il programma consente un'analisi di tipo iterativo, per approssimazioni successive, dell'elevato numero di superfici di tentativo che devono essere prese in considerazione secondo il metodo dell'equilibrio limite globale.

Il programma permette la scelta di differenti metodi di analisi di stabilità, in questo caso sono stati utilizzati i metodi di Janbu, Fellnius e Bishop.

I metodi generalmente utilizzati per le analisi di stabilità dei pendii (Janbu, Bell, Bishop) si differenziano tra loro per le diverse ipotesi statiche effettuate: è noto infatti che lo studio globale di un pendio suddiviso in conci costituisce un problema iperstatico, in quanto non è possibile conoscere a priori le direzioni ed i punti di applicazione delle forze all'interfaccia dei conci.

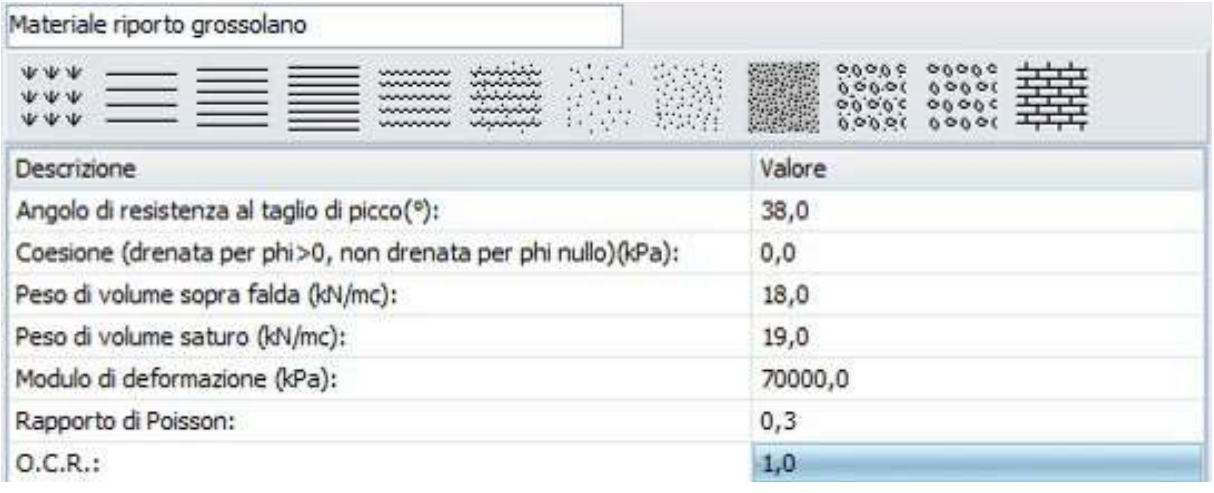
Il fattore di sicurezza è valutato come rapporto tra la somma delle forze resistenti e la somma delle forze innescanti lo scivolamento, per effetto degli sforzi di taglio provocati dalla gravità.

<u>Materiale di riporto grossolano/scarto di cava:</u>

Angolo di attrito (φ) = 38°

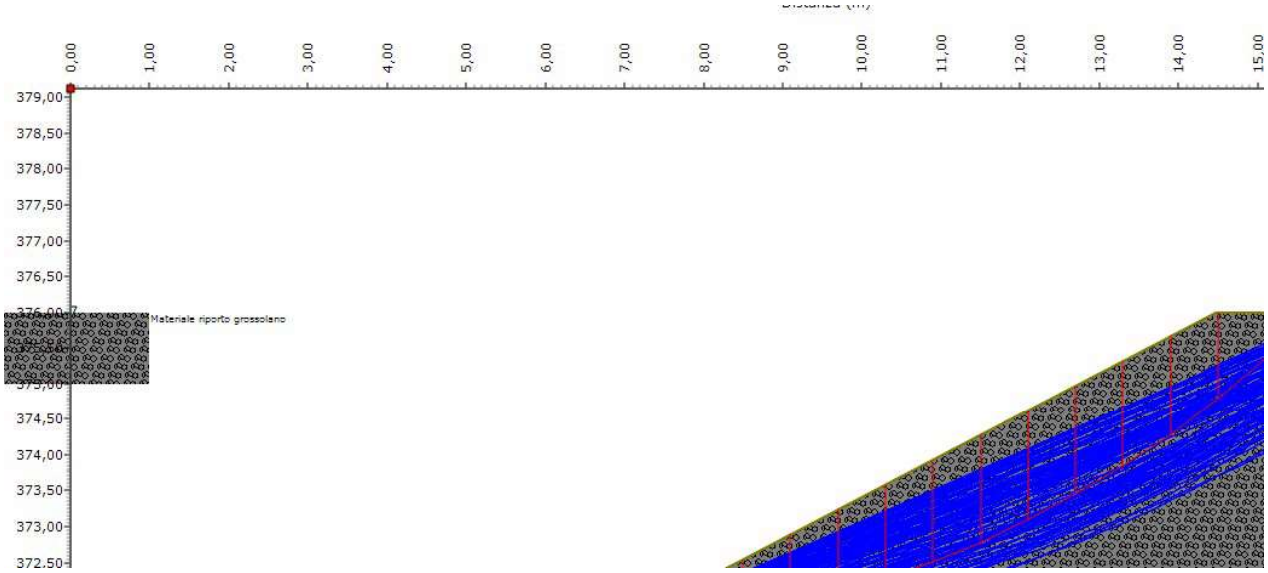
Coesione (c) = 0 Kg/cm^2

Peso di volume (γ) = 1,8 t/m^3



Descrizione	Valore
Angolo di resistenza al taglio di picco(°):	38,0
Coesione (drenata per phi>0, non drenata per phi nullo)(kPa):	0,0
Peso di volume sopra falda (kN/mc):	18,0
Peso di volume saturo (kN/mc):	19,0
Modulo di deformazione (kPa):	70000,0
Rapporto di Poisson:	0,3
O.C.R.:	1,0

10.1.1Sezione 2-2’ – Combinazione fondamentale



Riassunto della superficie con Fs minimo

N.	Superfi	Fs	Metodo	Concio	Xbase(	Ybase(	Lunghe	Incl.ba	Volume	Peso(k	Hfalda(	Carichi	Carichi	Phi(°)	Coesio	du(m)
1	59	1,2	Felleni		6,696	371,50										
1				1	7,296	371,56	0,6	5,4	0,087	1,08	0,0	0,0	0,0	32,0	0,0	0,0
2				2	7,897	371,64	0,61	8,1	0,253	3,24	0,0	0,0	0,0	32,0	0,0	0,0
3				3	8,497	371,75	0,61	10,7	0,402	5,4	0,0	0,0	0,0	32,0	0,0	0,0
4				4	9,098	371,90	0,62	13,4	0,534	7,57	0,0	0,0	0,0	32,0	0,0	0,0
5				5	9,698	372,07	0,62	16,1	0,648	9,73	0,0	0,0	0,0	32,0	0,0	0,0
6				6	10,299	372,27	0,63	18,8	0,743	11,89	0,0	0,0	0,0	32,0	0,0	0,0
7				7	10,899	372,51	0,65	21,6	0,819	14,05	0,0	0,0	0,0	32,0	0,0	0,0
8				8	11,5	372,78	0,66	24,4	0,874	15,13	0,0	0,0	0,0	32,0	0,0	0,0
9				9	12,1	373,09	0,68	27,3	0,908	15,13	0,0	0,0	0,0	32,0	0,0	0,0
10				10	12,701	373,44	0,7	30,3	0,919	15,13	0,0	0,0	0,0	32,0	0,0	0,0
11				11	13,301	373,84	0,72	33,3	0,903	15,13	0,0	0,0	0,0	32,0	0,0	0,0
12				12	13,902	374,28	0,75	36,5	0,86	14,05	0,0	0,0	0,0	32,0	0,0	0,0
13				13	14,502	374,78	0,78	39,8	0,779	12,97	0,0	0,0	0,0	32,0	0,0	0,0
14				14	15,103	375,35	0,83	43,3	0,557	9,73	0,0	0,0	0,0	32,0	0,0	0,0
15				15	15,703	376,0	0,88	47,0	0,194	3,24	0,0	0,0	0,0	32,0	0,0	0,0

1

Riassunto dei coefficienti di sicurezza													
N.	Xvalle(m	Yvalle(m	Xmonte(	Ymonte(	Xcentro(	Ycentro(	Alfa°	Fellenius	Bishop	Janbu	G.L.E.Fs	Spencer	Sarma	Visibile
1	6,88	371,61	17,4	376,0	-120,7	692,02	-21,7	1,486	1,486	1,535				1
2	6,76	371,54	15,9	376,0	-11,77	421,11	-20,5	1,233	1,235	1,268				1
3	6,97	371,66	17,19	376,0	-17,38	443,24	-18,8	1,431	1,432	1,483				1
4	6,9	371,62	16,5	376,0	-7,6	416,12	-18,0	1,318	1,321	1,363				1
5	6,57	371,43	16,0	376,0	3,61	389,57	-9,3	1,249	1,275	1,301				1
6	6,97	371,66	16,97	376,0	3,89	392,46	-8,4	1,377	1,397	1,44				1
7	6,71	371,51	16,85	376,0	-16,99	438,76	-19,4	1,371	1,373	1,418				1
8	6,58	371,44	16,76	376,0	-4,6	410,04	-16,2	1,33	1,335	1,38				1
9	6,61	371,45	16,92	376,0	4,2	390,89	-7,1	1,374	1,4	1,437				1
10	6,72	371,51	16,67	376,0	5,5	387,51	-4,4	1,337	1,375	1,402				1
11	6,64	371,47	16,59	376,0	-4,16	408,39	-16,3	1,303	1,308	1,35				1
12	6,83	371,58	17,49	376,0	2,32	397,53	-9,9	1,445	1,46	1,51				1
13	6,42	371,34	17,05	376,0	4,61	389,95	-5,6	1,371	1,401	1,437				1
14	6,76	371,54	16,43	376,0	-4,98	409,73	-17,1	1,299	1,303	1,345				1
15	6,91	371,63	17,44	376,0	-8,95	424,7	-16,6	1,454	1,456	1,509				1
16	6,4	371,33	16,99	376,0	6,38	385,7	-0,1	1,375	1,428	1,448				1
17	6,78	371,55	17,01	376,0	34,98	320,72	-29,0	1,367	1,418	1,441				1
18	6,55	371,42	15,97	376,0	1,19	394,4	-13,1	1,228	1,242	1,273				1
19	6,96	371,66	16,89	376,0	-4,76	411,96	-16,2	1,372	1,376	1,424				1
20	6,5	371,39	16,17	376,0	-9,13	416,62	-19,1	1,265	1,268	1,305				1
21	6,73	371,52	17,97	376,0	0,67	403,07	-10,9	1,515	1,526	1,583				1
22	6,52	371,4	17,42	376,0	35,87	317,05	-28,4	1,507	1,518	1,573				1
23	6,69	371,5	16,69	376,0	6,47	385,34	-0,9	1,343	1,394	1,413				1
24	6,67	371,49	15,99	376,0	-1,06	399,34	-15,5	1,22	1,229	1,262				1
25	6,98	371,67	17,5	376,0	-43,1	508,15	-20,1	1,494	1,495	1,545				1
26	6,44	371,36	16,35	376,0	246,57	-127,96	-25,7	1,494	1,495	1,543				1
27	6,81	371,57	16,52	376,0	516,83	-733,56	-24,8	1,494	1,495	1,545				1
28	6,65	371,47	16,75	376,0	3,68	391,64	-8,4	1,327	1,35	1,387				1
29	6,59	371,44	17,91	376,0	-4,42	415,13	-14,2	1,505	1,511	1,567				1
30	6,9	371,62	17,63	376,0	-198,17	889,53	-21,6	1,525	1,525	1,575				1
31	6,67	371,49	15,91	376,0	-53,14	505,78	-24,0	1,254	1,254	1,284				1
32	6,43	371,35	16,96	376,0	5,77	387,09	-2,4	1,367	1,411	1,437				1
33	6,45	371,36	15,92	376,0	2,72	390,94	-10,8	1,227	1,249	1,275				1
34	6,94	371,64	16,68	376,0	-266,19	995,65	-23,6	1,392	1,392	1,432				1
35	6,62	371,46	16,17	376,0	-48,23	499,07	-23,3	1,285	1,285	1,32				1
36	6,56	371,42	17,15	376,0	4,94	389,72	-5,1	1,4	1,431	1,468				1

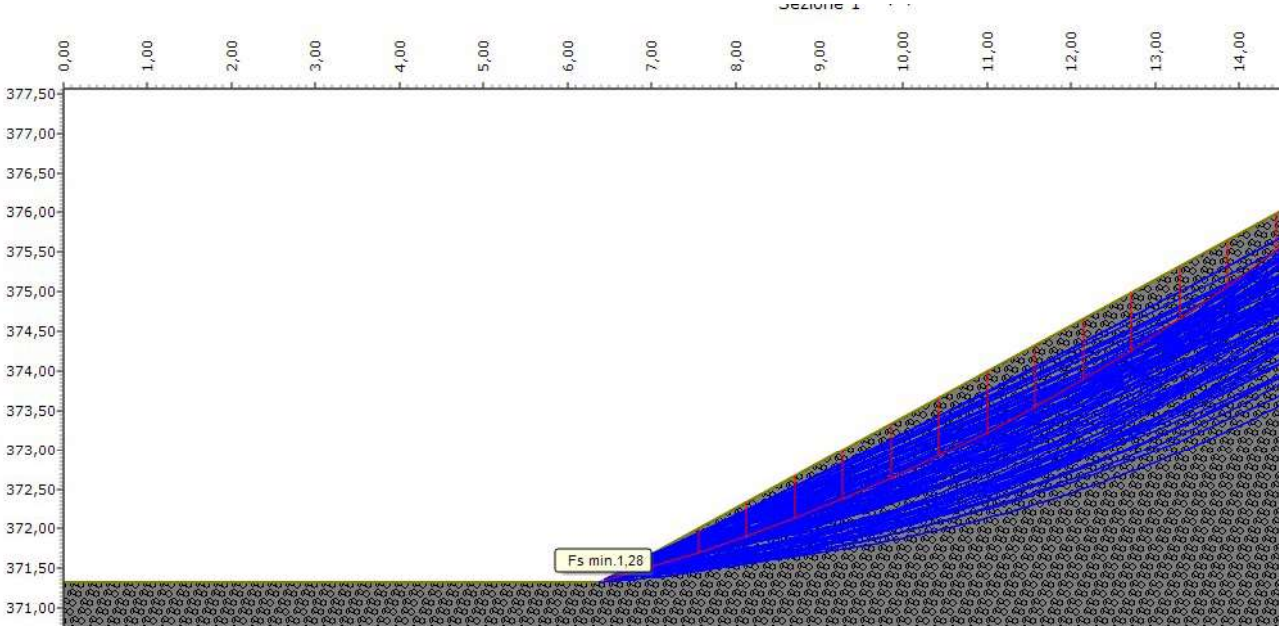
2

N.	Xvalle(m	Yvalle(m	Xmonte(	Ymonte(	Xcentro(	Ycentro(	Alfa°	Fellenius	Bishop	Janbu	G.L.E.Fs	Spencer	Sarma	Visibile
37	6,57	371,43	17,23	376,0	-39,69	494,08	-20,7	1,431	1,432	1,48				1
38	6,74	371,53	16,47	376,0	-3,93	407,59	-16,5	1,295	1,3	1,342				1
39	6,76	371,54	17,16	376,0	-16,2	439,42	-18,7	1,417	1,419	1,469				1
40	6,57	371,43	17,98	376,0	-0,4	405,37	-11,6	1,501	1,51	1,567				1
41	6,96	371,65	17,22	376,0	-9,68	425,22	-17,3	1,427	1,43	1,482				1
42	6,72	371,52	17,12	376,0	5,74	388,1	-3,4	1,404	1,442	1,474				1
43	6,51	371,4	16,32	376,0	41,4	309,81	-29,5	1,395	1,432	1,464				1
44	6,71	371,51	16,7	376,0	-1,04	402,09	-14,2	1,333	1,343	1,386				1
45	6,51	371,4	16,48	376,0	-16,97	435,33	-20,2	1,309	1,311	1,351				1
46	6,57	371,43	16,2	376,0	190,55	-3,97	-26,1	1,309	1,311	1,351				1
47	6,82	371,57	17,85	376,0	3,87	394,89	-7,2	1,502	1,523	1,574				1
48	6,56	371,43	16,56	376,0	4,58	388,97	-6,4	1,325	1,355	1,386				1
49	6,53	371,41	16,06	376,0	-0,74	398,68	-14,9	1,224	1,234	1,268				1
50	6,62	371,46	17,65	376,0	4,91	391,28	-4,9	1,48	1,508	1,553				1
51	6,84	371,59	17,49	376,0	-22,41	457,19	-18,9	1,474	1,475	1,526				1
52	6,77	371,54	16,19	376,0	-65,43	536,45	-23,6	1,3	1,3	1,336				1
53	6,67	371,49	16,77	376,0	3,08	393,08	-9,4	1,338	1,357	1,397				1
54	6,58	371,43	16,67	376,0	66,62	252,16	-26,7	1,331	1,35	1,389				1
55	6,66	371,48	17,68	376,0	-33,14	484,21	-19,4	1,496	1,497	1,549				1
56	6,54	371,41	16,06	376,0	288,37	-201,21	-26,2	1,496	1,497	1,548				1
57	6,44	371,35	16,47	376,0	304,78	-259,52	-25,3	1,496	1,497	1,548				1
58	6,85	371,59	17,36	376,0	3,88	393,4	-7,7	1,432	1,453	1,499				1
59	6,7	371,5	15,7	376,0	5,75	384,68	-4,1	1,2	1,246	1,257				1
60	6,46	371,36	17,59	376,0	1,0	400,14	-10,7	1,44	1,453	1,504				1
61	6,6	371,44	16,69	376,0	3,17	392,5	-9,2	1,32	1,34	1,378				1
62	6,54	371,41	17,96	376,0	4,95	391,88	-4,4	1,513	1,541	1,589				1
63	6,55	371,42	15,97	376,0	-11,66	420,85	-20,2	1,238	1,24	1,273				1
64	6,63	371,47	17,31	376,0	-68,22	562,61	-21,4	1,453	1,454	1,503				1
65	6,55	371,42	16,79	376,0	-9,0	419,9	-17,8	1,349	1,352	1,397				1
66	6,79	371,56	16,92	376,0	-358,36	1217,59	-23,3	1,419	1,419	1,462				1
67	6,64	371,47	17,42	376,0	4,81	390,92	-5,4	1,434	1,462	1,504				1
68	6,75	371,54	15,92	376,0	2,87	391,14	-11,2	1,241	1,261	1,29				1
69	6,62	371,46	17,76	376,0	-7,59	422,24	-15,6	1,498	1,501	1,557				1
70	6,98	371,67	16,64	376,0	-11,49	425,78	-18,9	1,347	1,349	1,393				1
71	6,93	371,64	16,47	376,0	90,03	202,52	-26,2	1,347	1,349	1,393				1
72	6,62	371,46	16,98	376,0	-34,45	479,23	-20,9	1,395	1,396	1,441				1
73	6,53	371,41	17,64	376,0	-6,87	419,53	-15,6	1,466	1,47	1,524				1
74	6,59	371,44	16,94	376,0	140,65	81,08	-24,8	1,461	1,465	1,519				1

3

N.	Xvalle(m	Yvalle(m	Xmonte(	Ymonte(	Xcentro(	Ycentro(	Alfa°	Fellenius	Bishop	Janbu	G.L.E.Fs	Spencer	Sarma	Visibile
75	6,43	371,35	16,1	376,0	52,9	287,11	-28,9	1,459	1,463	1,516				1
76	6,46	371,37	17,26	376,0	2,25	396,08	-9,7	1,382	1,399	1,445				1
77	6,48	371,38	16,85	376,0	4,73	389,25	-5,6	1,348	1,38	1,413				1
78	6,63	371,46	17,09	376,0	-0,97	403,31	-13,4	1,389	1,398	1,446				1
79	6,83	371,58	17,8	376,0	-776,63	2332,21	-21,8	1,55	1,55	1,601				1
80	6,57	371,43	17,44	376,0	6,31	387,28	-1,0	1,446	1,492	1,522				1
81	6,51	371,4	16,8	376,0	-4,53	409,85	-16,0	1,327	1,331	1,376				1
82	6,42	371,34	17,15	376,0	-0,93	402,95	-13,1	1,388	1,398	1,445				1
83	6,86	371,6	17,03	376,0	76,46	224,78	-25,4	1,382	1,392	1,441				1
84	6,59	371,44	17,81	376,0	-0,77	405,66	-12,1	1,481	1,49	1,545				1
85	6,63	371,46	16,74	376,0	55,11	276,97	-27,2	1,474	1,483	1,538				1
86	6,79	371,56	17,25	376,0	5,98	388,01	-2,8	1,424	1,463	1,497				1
87	6,47	371,37	16,14	376,0	5,13	386,59	-5,0	1,263	1,303	1,322				1
88	6,59	371,44	17,08	376,0	58,07	267,3	-26,3	1,256	1,294	1,316				1
89	6,82	371,57	17,44	376,0	56,06	268,36	-25,5	1,256	1,295	1,317				1
90	6,95	371,65	16,24	376,0	3,25	391,64	-10,5	1,289	1,31	1,343				1
91	6,64	371,47	16,6	376,0	4,05	390,38	-7,8	1,307	1,332	1,367				1
92	6,41	371,34	16,09	376,0	6,31	383,93	-0,4	1,28	1,34	1,346				1
93	6,59	371,44	16,4	376,0	-0,16	398,81	-13,8	1,285	1,296	1,334				1
94	6,45	371,36	16,68	376,0	4,05	390,25	-7,2	1,335	1,362	1,396				1
95	6,69	371,5	17,61	376,0	-0,4	404,19	-12,2	1,461	1,471	1,524				1
96	6,9	371,62	16,85	376,0	6,18	386,75	-2,7	1,369	1,411	1,438				1
97	6,59	371,44	16,12	376,0	56,94	278,43	-28,4	1,36	1,401	1,428				1
98	6,77	371,54	17,35	376,0	1,82	398,11	-10,6	1,427	1,441	1,49				1
99	6,5	371,39	17,81	376,0	33,09	322,33	-28,5	1,419	1,432	1,48				1
100	6,66	371,48	17,56	376,0	3,16	395,34	-8,4	1,45	1,468	1,517				1

10.1.2Sezione 2-2’ – Combinazione sismica



Riassunto della superficie con Fs minimo

N.	Superfi	Fs	Metodo	Concio	Xbase(	Ybase(	Lunghe	Incl.ba	Volume	Peso(k	Hfalda(	Carichi	Carichi	Phi(°)	Coesio	du(m)
1	76	1,28	Bishop		6,417	371,34										
1				1	6,99	371,51	0,6	17,0	0,045	0,0	0,0	0,0	0,0	38,0	0,0	0,0
2				2	7,563	371,70	0,6	18,5	0,13	1,03	0,0	0,0	0,0	38,0	0,0	0,0
3				3	8,136	371,91	0,61	20,0	0,205	3,09	0,0	0,0	0,0	38,0	0,0	0,0
4				4	8,709	372,14	0,62	21,5	0,271	4,13	0,0	0,0	0,0	38,0	0,0	0,0
5				5	9,282	372,38	0,62	23,0	0,327	5,16	0,0	0,0	0,0	38,0	0,0	0,0
6				6	9,855	372,64	0,63	24,6	0,372	6,19	0,0	0,0	0,0	38,0	0,0	0,0
7				7	10,428	372,92	0,64	26,2	0,406	6,19	0,0	0,0	0,0	38,0	0,0	0,0
8				8	11,001	373,23	0,65	27,8	0,429	6,19	0,0	0,0	0,0	38,0	0,0	0,0
9				9	11,574	373,55	0,66	29,4	0,44	6,19	0,0	0,0	0,0	38,0	0,0	0,0
10				10	12,148	373,89	0,67	31,0	0,439	6,19	0,0	0,0	0,0	38,0	0,0	0,0
11				11	12,721	374,26	0,68	32,7	0,425	6,19	0,0	0,0	0,0	38,0	0,0	0,0
12				12	13,294	374,65	0,69	34,4	0,397	6,19	0,0	0,0	0,0	38,0	0,0	0,0
13				13	13,867	375,07	0,71	36,2	0,354	5,16	0,0	0,0	0,0	38,0	0,0	0,0
14				14	14,44	375,52	0,73	37,9	0,296	4,13	0,0	0,0	0,0	38,0	0,0	0,0
15				15	15,013	376,0	0,75	39,8	0,132	2,06	0,0	0,0	0,0	38,0	0,0	0,0

1

Riassunto dei coefficienti di sicurezza											
N.											
1	6,49	371,39	15,5	376,0	-18,95	432,17	-22,7	1,351	1,321	1,351	1
2	6,93	371,64	15,48	376,0	2,37	391,15	-13,2	1,344	1,333	1,363	1
3	6,66	371,48	16,12	376,0	-26,3	452,61	-22,1	1,459	1,428	1,469	1
4	6,69	371,5	17,85	376,0	6,41	388,3	-1,0	1,714	1,733	1,779	1
5	6,81	371,57	17,07	376,0	-74,76	574,55	-21,9	1,623	1,593	1,646	1
6	6,95	371,65	15,07	376,0	3,27	388,28	-12,5	1,305	1,298	1,322	1
7	6,81	371,57	16,4	376,0	5,95	386,02	-3,4	1,506	1,525	1,554	1
8	6,64	371,47	16,73	376,0	1,94	395,45	-11,1	1,533	1,521	1,569	1
9	6,89	371,62	17,39	376,0	4,21	392,78	-7,2	1,632	1,627	1,681	1
10	6,83	371,58	17,87	376,0	-8,91	426,88	-15,9	1,723	1,696	1,761	1
11	6,8	371,57	16,2	376,0	-3,37	405,3	-16,8	1,446	1,422	1,465	1
12	6,84	371,58	15,7	376,0	-7,76	411,96	-19,9	1,392	1,366	1,4	1
13	6,44	371,36	17,2	376,0	3,92	392,0	-7,0	1,598	1,596	1,645	1
14	6,81	371,57	16,44	376,0	-9,39	419,47	-18,7	1,499	1,472	1,519	1
15	6,41	371,34	16,55	376,0	3,34	391,38	-8,7	1,489	1,485	1,526	1
16	6,44	371,35	16,05	376,0	4,55	387,52	-6,7	1,418	1,426	1,455	1
17	6,98	371,67	16,6	376,0	118,34	137,3	-25,4	1,411	1,416	1,451	1
18	6,92	371,63	17,0	376,0	-872,45	2414,99	-23,3	1,634	1,604	1,654	1
19	6,45	371,36	15,74	376,0	885,2	-	-26,7	1,634	1,604	1,652	1
20	6,96	371,66	15,16	376,0	4,4	386,4	-9,9	1,351	1,354	1,375	1
21	6,64	371,47	15,65	376,0	5,75	384,47	-3,9	1,376	1,398	1,415	1
22	6,54	371,41	17,85	376,0	-264,28	1055,72	-21,6	1,733	1,702	1,76	1
23	6,7	371,5	15,3	376,0	2,06	390,87	-13,5	1,325	1,314	1,342	1
24	6,69	371,5	17,04	376,0	-28,04	465,56	-20,3	1,598	1,568	1,622	1
25	6,52	371,4	16,59	376,0	5,25	387,5	-4,5	1,51	1,522	1,557	1
26	6,58	371,43	15,42	376,0	5,54	384,28	-4,6	1,358	1,38	1,395	1
27	6,63	371,47	15,87	376,0	-5,71	408,31	-18,5	1,397	1,373	1,409	1
28	6,63	371,46	15,54	376,0	5,22	385,25	-5,8	1,37	1,386	1,405	1
29	6,47	371,37	15,38	376,0	-2,75	400,01	-17,8	1,321	1,3	1,329	1
30	6,78	371,55	16,61	376,0	-44,87	498,71	-22,1	1,548	1,518	1,564	1
31	6,96	371,65	15,09	376,0	5,05	385,02	-8,1	1,34	1,352	1,367	1
32	6,52	371,4	17,94	376,0	4,99	391,67	-4,3	1,704	1,706	1,763	1
33	6,67	371,49	16,69	376,0	4,99	388,59	-5,6	1,54	1,545	1,586	1
34	6,98	371,67	16,27	376,0	-42,19	489,29	-22,7	1,499	1,469	1,513	1
35	6,47	371,37	17,95	376,0	200,31	-92,89	-22,7	1,499	1,469	1,511	1
36	6,45	371,36	15,32	376,0	-3,78	401,73	-18,6	1,316	1,294	1,322	1

2

37	6,74	371,53	16,58	376,0	-1,41	402,51	-14,7	1,485	1,464	1,512	1
38	6,95	371,65	15,98	376,0	-28,25	456,27	-22,6	1,447	1,417	1,456	1
39	6,82	371,58	16,34	376,0	76,13	234,95	-26,9	1,447	1,417	1,456	1
40	6,46	371,37	17,12	376,0	67,06	246,51	-25,9	1,447	1,417	1,455	1
41	6,74	371,53	15,41	376,0	166,11	73,07	-28,1	1,447	1,417	1,456	1
42	6,39	371,32	17,26	376,0	-14,81	435,59	-18,3	1,602	1,574	1,63	1
43	6,93	371,64	15,57	376,0	5,04	386,13	-7,4	1,39	1,399	1,423	1
44	6,86	371,6	15,65	376,0	48,67	299,09	-30,0	1,381	1,388	1,413	1
45	6,39	371,33	15,92	376,0	5,34	385,51	-4,2	1,418	1,438	1,459	1
46	6,39	371,32	16,23	376,0	249,14	-127,2	-26,0	1,41	1,428	1,451	1
47	6,8	371,56	15,25	376,0	4,91	385,44	-7,8	1,364	1,376	1,394	1
48	6,49	371,38	17,47	376,0	5,23	389,75	-3,9	1,63	1,637	1,685	1
49	6,68	371,49	16,18	376,0	293,58	-221,38	-25,8	1,622	1,628	1,677	1
50	6,74	371,53	15,16	376,0	4,5	385,89	-8,8	1,343	1,352	1,37	1
51	6,55	371,42	17,65	376,0	1,59	399,18	-10,1	1,658	1,643	1,703	1
52	6,78	371,55	15,05	376,0	-68,12	520,7	-26,7	1,315	1,284	1,301	1
53	6,61	371,45	17,26	376,0	5,28	389,31	-4,3	1,606	1,614	1,66	1
54	6,85	371,59	16,27	376,0	41,96	308,8	-29,2	1,597	1,604	1,651	1
55	6,98	371,67	17,57	376,0	28,91	333,17	-29,7	1,597	1,604	1,652	1
56	6,88	371,61	15,9	376,0	-346,27	1108,77	-25,6	1,466	1,435	1,47	1
57	6,39	371,33	17,48	376,0	-5,53	415,12	-15,2	1,626	1,602	1,661	1
58	6,88	371,61	15,11	376,0	3,43	387,98	-11,9	1,3	1,296	1,318	1
59	6,55	371,42	15,33	376,0	0,61	393,5	-15,1	1,314	1,299	1,327	1
60	6,51	371,4	16,28	376,0	-0,53	399,01	-14,3	1,445	1,427	1,469	1
61	6,69	371,5	17,76	376,0	3,54	395,1	-7,6	1,678	1,671	1,73	1
62	6,63	371,46	17,0	376,0	1,47	397,39	-11,3	1,569	1,555	1,607	1
63	6,39	371,32	17,25	376,0	57,32	267,99	-26,2	1,562	1,547	1,599	1
64	6,61	371,45	17,07	376,0	0,43	399,96	-12,2	1,575	1,558	1,612	1
65	6,48	371,38	17,45	376,0	4,63	391,09	-5,4	1,625	1,626	1,677	1
66	6,49	371,38	17,57	376,0	-804,98	2333,88	-22,5	1,693	1,662	1,717	1
67	6,64	371,47	15,91	376,0	71,2	251,08	-28,2	1,693	1,662	1,717	1
68	6,77	371,55	15,4	376,0	3,8	387,88	-10,3	1,352	1,352	1,377	1
69	6,42	371,34	17,47	376,0	1,51	398,43	-10,3	1,612	1,598	1,655	1
70	6,55	371,42	17,36	376,0	4,81	390,59	-5,2	1,615	1,618	1,668	1
71	6,76	371,54	15,04	376,0	-65,13	514,96	-26,6	1,313	1,282	1,299	1
72	6,48	371,38	17,27	376,0	116,28	130,06	-24,5	1,313	1,282	1,298	1
73	6,95	371,65	17,93	376,0	-51,43	535,03	-19,7	1,754	1,724	1,787	1
74	6,45	371,36	15,94	376,0	-0,6	397,82	-14,9	1,39	1,371	1,409	1
75	6,44	371,36	17,68	376,0	-27,56	469,56	-19,1	1,675	1,645	1,704	1

3

76	6,42	371,34	15,01	376,0	-0,03	393,49	-16,2	1,295	1,28	1,303	1
77	6,94	371,64	16,3	376,0	2,19	394,1	-11,9	1,479	1,467	1,51	1
78	6,91	371,63	15,09	376,0	1,68	391,25	-14,9	1,295	1,282	1,307	1
79	6,99	371,67	17,11	376,0	-3823,5	9341,23	-23,1	1,655	1,625	1,678	1
80	6,63	371,46	15,55	376,0	4,89	385,92	-6,9	1,368	1,381	1,401	1
81	6,86	371,6	15,95	376,0	43,52	307,5	-29,8	1,359	1,37	1,393	1
82	7,0	371,68	16,92	376,0	32,77	326,05	-29,5	1,359	1,37	1,394	1
83	6,39	371,33	15,67	376,0	63,63	269,2	-29,3	1,359	1,37	1,391	1
84	6,82	371,57	16,7	376,0	34,58	322,83	-29,7	1,359	1,37	1,393	1
85	6,99	371,67	16,52	376,0	-7,26	415,72	-17,9	1,513	1,487	1,536	1
86	6,49	371,39	15,12	376,0	-0,03	393,93	-16,1	1,299	1,284	1,308	1
87	6,98	371,67	16,45	376,0	5,38	387,68	-5,7	1,497	1,502	1,541	1
88	6,38	371,32	15,98	376,0	-21,11	439,89	-21,8	1,425	1,396	1,434	1
89	6,8	371,56	15,61	376,0	3,3	389,49	-11,0	1,381	1,377	1,406	1
90	6,59	371,44	17,48	376,0	-0,88	404,59	-12,7	1,634	1,614	1,673	1
91	6,74	371,53	17,38	376,0	37,79	312,53	-27,8	1,626	1,606	1,666	1
92	6,85	371,59	16,67	376,0	5,31	388,17	-5,3	1,545	1,551	1,591	1
93	6,97	371,66	15,59	376,0	2,17	391,91	-13,3	1,356	1,343	1,375	1
94	6,65	371,47	15,66	376,0	2,7	390,59	-11,7	1,384	1,378	1,408	1
95	6,54	371,41	17,37	376,0	-1,64	405,82	-13,4	1,615	1,595	1,653	1
96	6,44	371,35	15,11	376,0	2,15	389,76	-13,1	1,296	1,287	1,311	1
97	6,74	371,53	15,48	376,0	6,71	382,35	-0,1	1,409	1,457	1,457	1
98	6,69	371,5	16,59	376,0	0,77	397,65	-12,7	1,507	1,492	1,539	1
99	6,63	371,46	17,42	376,0	223,79	-130,25	-23,4	1,502	1,486	1,533	1
100	6,46	371,36	16,51	376,0	4,82	388,13	-5,6	1,491	1,499	1,534	1

11. CONCLUSIONI

Nella presente relazione sono state evidenziate le caratteristiche geologiche-geomorfologiche, idrologiche-idrogeologiche e geostrutturali di un sito su cui è previsto l'ampliamento di una attività estrattiva di roccia ornamentale tipo *beola grigia,* nel Comune di Montecrestese in località Croppola.

Dall'analisi dei dati raccolti è stato possibile effettuare una parametrizzazione dell'ammasso roccioso e delle sue caratteristiche geomeccaniche e geostrutturali al fine di verificare la stabilità globale e locale dei fronti di scavo della futura coltivazione mineraria.

Vista la continuità dei dati geostrutturali e geomeccanici dell'ammasso roccioso nelle aree di ampliamento e considerando la sostanziale omogeneità con i fronti di scavo già autorizzati sono state riportate alcune delle verificate di stabilità così come studiate e approfondite durante l'ultimo iter autorizzativo mentre sono state ripetute le verifiche di stabilità globale alla luce dell'aggiornamento alle NTC (DM 17/01/2018).

Nell'esecuzione dei lavori si raccomanda di tenere in considerazione tutte le prescrizioni dettate nella relazione geologica e geomeccanica di progetto in particolare quelle riferite all'altezza dei gradoni sui fronti immergenti a nordovest (325/80) sui quali potrebbero svilupparsi instabilità per ribaltamento di blocchi (toppling).

Le verifiche di stabilità condotte hanno restituito fattori di sicurezza superiori all'unità.

Si raccomanda tuttavia la vigilanza periodica in corso d'opera dei fronti di scavo per definire nel dettaglio condizioni puntuali di instabilità potenziale dell'ammasso roccioso e valutare eventuali interventi di bonifica mirati.

In base a quanto emerso in fase di sopralluogo e a quanto emerso durante l'elaborazione dei dati si evince una sostanziale situazione di compatibilità con l'assetto idrogeologico del territorio ed una soddisfacente stabilità dei fronti rocciosi oggetto di coltivazione.