

REGIONE PIEMONTE



PROVINCIA DEL VERBANO CUSIO OSSOLA



COMUNE DI CREVALDOSSOLA

PROGETTO DI AMPLIAMENTO CAVA DI GNEISS SITA IN LOCALITA' CAMPIENO SUPERIORE

L.R. 40/98 s.m.i. - art. 12 -
Fase di Valutazione di Impatto Ambientale



RELAZIONE GEOLOGICO-TECNICA

Committente:

DOMO GRANITI S.r.l.
Via Leonardo di Vinci, 36
28859 TRONTANO (VB)

Domo - Graniti

Data:

Settembre 2011

IL DIRIGENTE
(Ing. Mauro Proverbio)



STUDIO GEOLOGICO MARANGON

Via Bonomelli N°16
28845 Domodossola (VB)
tel. +39 0324 249100 fax. +39 0324 249100
e-mail: marageo@libero.it

Il tecnico
Dott. Geol. Paolo Marangon



INDICE

- DICHIARAZIONE DI CONFORMITA'	2
- GENERALITA'.....	2
- INQUADRAMENTO GEOLOGICO.....	2
- INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO	3
- IDROGRAFIA.....	8
- CARATTERISTICHE LITOLOGICHE.....	9
- CARATTERISTICHE CHIMICO-FISICHE E TECNICHE DEL GIACIMENTO.....	9
- PARAMETRI GEOTECNICI	10
- ANALISI GEOSTRUTTURALE DEL GIACIMENTO.....	11
- DESCRIZIONE DEL METODO ADOTTATO	11
- RISULTATI CONSEGUITI.....	11
- CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA DELL'AMMASSO ROCCIOSO	13
- ANALISI DI STABILITÀ IN ROCCIA (TEST DI MARKLAND).....	15
- DESCRIZIONE DEL METODO ADOTTATO	15
- RISULTATI CONSEGUITI.....	16
VERIFICHE DI STABILITA' GLOBALI E LOCALI.....	19
- GESTIONE DELLE ACQUE METEORICHE INTERFERENTI CON L'AREA DI ESCAVAZIONE E RETE DI REGIMAZIONE IN PROGETTO	28
- CRITERI TECNICO-ESECUTIVI	32
- CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE	33

- DICHIARAZIONE DI CONFORMITA'

Si dichiara che la presente relazione geologico-tecnica è stata eseguita secondo quanto previsto dal D.M. 11/03/1988 e dal D.M. 14/01/2008.

- GENERALITA'

La presente relazione geologico-tecnica è mirata a stabilire la compatibilità dell'intervento di ampliamento della cava di gneiss sita in località Campieno Superiore, nel Comune di Crevaladossola (VB), nei confronti dell'equilibrio idrogeologico del territorio, ed in particolare il rilievo geostrutturale e le relative analisi di stabilità hanno permesso di dettare i criteri tecnico-esecutivi fondamentali per la stesura della relazione tecnica generale, al fine di realizzare il progetto proposto secondo le modalità tecniche ed economiche ottimali per i terreni in oggetto.

- INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Ai fini di tale inquadramento è stato assunto, quale riferimento, il foglio n. 15 "Domodossola" della Carta Geologica d'Italia in scala 1:100.000.

L'area indagata fa parte della Valle Antigorio-Formazza, la quale a sua volta è inserita nelle formazioni metamorfiche delle Pennidi.

Queste costituiscono un complesso di terreni molto antichi e molto tormentati, piegati durante l'orogenesi Alpina (Terziario) e localizzati alla base dell'intero sistema a falde che caratterizza l'area alpina; dette falde (se ne possono distinguere almeno sei) sono a loro volta costituite da un complesso di grandi pieghe coricate verso Nord-Ovest ed accavallate le une sulle altre sul basamento cristallino indeformato.

In particolare entrando in Val d'Ossola e risalendo la Val Antigorio-Formazza si entra nel dominio dei ricoprimenti Pennidici Inferiori; questi sono delimitati a Sud dalla Linea Tettonica Sempione-Centovalli e sono costituiti, in successione dall'alto verso il basso da: Ricoprimento del Monte Leone, Ricoprimento del Lebendum e Ricoprimento di Antigorio.

Tra i primi due ricoprimenti si intercalano i calcescisti con pietre verdi di Devero, mentre la falda del Lebendum e quella dell'Antigorio sono separate dalle sequenze mesozoiche del Forno-Cistella-Teggiolo.

L'allocaltonia della falda di Antigorio è testimoniata dai sottostanti micascisti di Baceno che, data la presenza di grossi boudins di anfiboliti di probabile derivazione basaltica, si ritiene siano di origine vallesana.

Al di sotto di detti micascisti affiora la Cupola di Verampio; si tratta dell'unità più profonda dell'edificio a falde, con affinità infraelvetiche. Il ricoprimento del Monte Leone è costituito da ortogneiss granitoidi ed occhiadini e da parascisti polimetamorfici.

Il ricoprimento del Lebendum è costituito in prevalenza da scisti psefitico-psammitici del paleozoico superiore ed i sovrastanti calcescisti con pietre verdi di Devero sono largamente scollati.

Il ricoprimento di Antigorio è formato da gneiss occhiadini, derivanti dal metamorfismo alpino di granitoidi Varisici.

Le tre falde descritte sono ben visibili risalendo la valle Antigorio da Domodossola a Baceno. La giacitura radicale è presente nella zona di Crevaladossola, mentre entrando nel ricoprimento dell'Antigorio, nei pressi di Oira, la giacitura diventa sub-orizzontale; ciò è dovuto al fatto che tale ricoprimento costituisce una piega coricata con convergenza W-NW.

Continuando verso la località di Baceno si entra nella "Conca di Baceno".

In quest'area la parte alta dei versanti è costituita dagli gneiss occhiadini dell'Antigorio; al di sotto di questi sono visibili i micascisti di Baceno ed infine la parte superiore della Cupola di Verampio.

Risalendo ulteriormente la valle si ritorna nei Ricoprimenti Pennidici Inferiori.

In particolare il giacimento in oggetto rientra negli gneiss della falda dell'Antigorio, la quale è suddivisa in due porzioni di cui la superiore è costituita da gneiss granitoide a biotite e talora a muscovite, mentre l'inferiore, nella quale rientra l'affioramento esaminato, è costituita da uno ortogneiss e grana media con tessitura occhiadina talora porfirica, condizionato da grandi individui di feldspato potassico.

La mesostasi comprende abbondante quarzo, plagioclasio oligoclasico-andesinico, biotite e talora muscovite. La scistosità si presenta grossolana e talora marcata da livelli micacei.

La roccia è caratterizzata da sfondo chiaro con striature nere di spessore anche millimetrico.

Detto substrato roccioso corrisponde ad un tipo granitico-granodioritico profondamente rielaborato dal ciclo tettonico- metamorfico alpino. La sua età è tardo varisca.

- INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO

Nel corso del Quaternario, la Valle Antigorio-Formazza è stata significativamente interessata da fenomeni di natura glaciale, i quali hanno esercitato sui pendii rocciosi un'opera modellatrice che ha conferito alla valle la tipica forma ad U.

L'azione glaciale si è esplicata mediante processi sia di erosione, che di accumulo.

Gli effetti dell'erosione glaciale possono osservarsi sia nella parte terminale di alcuni rilievi, le cui vette hanno assunto una forma piramidale, sia nella ampie conche ad anfiteatro costituite da pareti ripide e soglia posta alla base di una parete strapiombante.

Il successivo ritiro dei ghiacciai ha portato all'accumulo, lungo le pendici rocciose ed a valle delle stesse, di depositi di origine morenica, le cui potenze risultano estremamente variabili in rapporto alla successiva evoluzione del territorio.

Dopo l'era glaciale, all'azione del ghiacciaio si è sostituita l'azione fluviale, la quale ha approfondito le depressioni vallive ed inciso, modellato ed asportato i detriti preesistenti; tale processo evolutivo ha conferito alla valle una forma a V, tipica di uno stadio giovanile.

Detti nuovi eventi hanno portato allo sviluppo di un reticolo idrografico la cui gerarchizzazione testimonia la marcata evoluzione morfologica.

Inoltre, gli eventi meteorici che hanno agito incessantemente sui versanti dal ritiro dei ghiacciai fino ad oggi, hanno contribuito alla formazione, sugli stessi versanti, di coltri di copertura detritica che si sono accumulate alla base di pareti molto acclivi.

Si può altresì osservare come nelle porzioni più elevate dei versanti, i pendii, se pur piuttosto acclivi, presentano spesso rocce montonate alternate a "liscioni" concavi tipici dell'erosione glaciale.

Tali versanti sono interrotti verso valle da una o più pareti strapiombanti, a testimoniare l'evento evolutivo di tipo fluvio-torrentizio.

In corrispondenza del raccordo dei citati versanti con la piana di fondovalle, i terreni di copertura post-quaternari interagiscono con i depositi alluvionali del Fiume Toce.

Infine, gli agenti atmosferici giocano un ruolo importante nell'evoluzione delle morfologie del versante. Nel periodo che va dalla primavera all'autunno le frequenti piogge, in particolare quelle prolungate ed intense, non solo aumentano notevolmente l'energia dei corsi d'acqua e quindi la possibilità di onde di piena devastanti, ma possono favorire anche l'innescio di fenomeni di instabilità nelle coltri detritiche.

Nel periodo invernale e alle quote più elevate per tutto l'anno, si fanno sentire anche gli effetti delle precipitazioni nevose che non vanno a costruire ghiacciai o nevai perenni ma accentuano la degradazione dei versanti gravando con il loro peso e mettendo a disposizione copiose quantità d'acqua durante lo scioglimento.

Alle stesse quote agiscono fenomeni di gelo-disgelo; il crioclasticismo induce alla progressiva fratturazione degli ammassi e favorisce la produzione di detrito grossolano di versante.

- Fenomeni valanghivi

In funzione della morfologia del territorio, ed in particolare della conformazione plano-altimetrica del versante, è possibile evidenziare come non vi siano elementi tali da far ritenere l'area di cava soggetta al rischio di fenomeni valanghivi.

- Vincoli e rapporti rispetto al quadro programmatico di settore

Il territorio interessato dalla coltivazione è sottoposto ai vincoli della L.R. 45/89 s.m.i. e del D.Lgs. 42/04.

Dalla consultazione della cartografia tematica del Piano di Assetto Idrogeologico (P.A.I.) si rileva che l'area di cava e l'intorno circostante non è interessata da settori in dissesto censiti.

Il Progetto I.F.F.I. segnala, pochi metri ad Ovest e S.W. dell'area di coltivazione richiesta, un'area perimetrata soggetta a crollo/ribaltamento (data osservazione 1991 – codice dissesto: 1030158900).

Dalla sovrapposizione effettuata tra la perimetrazione del dissesto IFFI e l'area in cui si prevede l'ampliamento della coltivazione, non sussistono interferenze reciproche.

Da quanto osservato attraverso l'analisi fotointerpretativa, unitamente a quanto potuto osservare direttamente in sede di sopralluogo delle parti medio-basali dell'accumulo, è possibile ritenere che l'area censita dal Progetto I.F.F.I. possa attualmente considerarsi in stato stabilizzato, anche in relazione alla diffusa presenza di vegetazione arborea.

Il detrito che compone l'accumulo è composto da elementi lapidei a pezzatura da medio-minuta a grossolana (anche oltre il metro cubo) e di forma per lo più spigolosa (detrito di falda), disposto sul pendio con acclività dell'ordine dei 35°-40° circa.

Il Comune di Crevoladossola 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 di sintesi della pericolosità geomorfologica e dell'idoneità all'utilizzazione urbanistica", ha consentito di rilevare come l'intero areale di cava e l'intorno circostante interessi aree in Classe IIIa3 (cause morfologiche).

- CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO (D.M. 14/01/2008)

La definizione degli spettri di risposta relativi ad uno Stato Limite è articolata in 3 distinte fasi, ciascuna delle quali prevede la scelta dei valori di alcuni parametri da parte del progettista; le tre fasi vengono di seguito esplicate.

Individuazione della pericolosità del sito

La pericolosità sismica di base del sito di intervento è definita in termini sia di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido di categoria di sottosuolo A con superficie topografica orizzontale, sia in termini di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nella vita di riferimento dell'opera V_R .

In particolare, le forme spettrali sono definite per ciascuna delle probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R , a partire dai valori di alcuni parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione massima sul 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.

Tali parametri sono forniti per i 10751 nodi del reticolo di riferimento in cui è suddiviso il territorio italiano e per 9 valori del periodo di ritorno T_R . Per i punti non ricadenti in corrispondenza dei nodi del reticolo, il valore dei parametri sopra indicati viene ricavato per interpolazione, utilizzando il valore ottenuto dalla media pesata dei valori assunti da tali parametri nei quattro vertici della maglia del reticolo di riferimento contenente il punto in esame.

coordinate ED50

46,183398 - 8,319374

Il primo passo dell'analisi è stato quindi quello di calcolare le coordinate geografiche del sito di intervento in modo da acquisire successivamente le azioni sismiche locali (proprie del sito specifico) sulla base di un reticolo di riferimento.

I parametri sismici del sito sono stati ricavati dalla media ponderata dei i valori noti nei 4 punti di riferimento all'intorno del sito stesso. L'analisi viene svolta con l'utilizzo del software "Spettri NTC", messo a disposizione dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, che fornisce gli spettri di risposta rappresentativi delle componenti (orizzontali e verticale) delle azioni sismiche di progetto per il generico sito del territorio nazionale.

Ad ogni stato limite considerato corrispondono valori differenti di tali parametri.

Per gli stati limite di tipo geotecnico (GEO) sotto l'effetto di azioni sismiche, le verifiche di sicurezza da affrontare per le costruzioni con classe d'uso II come quella in esame sono:

- stato limite ultimo SLV con verifica della resistenza del sistema fondazione-terreno, della stabilità dei rilevati, dei muri di sostegno e dei fronti di scavo.
- stati limite di esercizio SLD con verifica del contenimento delle deformazioni del sistema fondazione-terreno (cedimenti);

Le elaborazioni effettuate con apposito software in riferimento alle coordinate del sito di intervento, per lo stato limite ultimo SLV forniscono i seguenti dati:

a_g	0,085
F_o	2,468
T_c^*	0,287
T_R	475

Scelta della strategia di progettazione

In questa fase vengono definiti i parametri fondamentali di seguito indicati, sulla scorta dei coefficienti che definiscono la tipologia e la classe d'uso dell'opera in progetto.

Vita nominale della costruzione

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale l'opera, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella seguente tabella:

Tipi di costruzione		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Coefficiente d'uso della costruzione

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

<i>Classe I:</i>	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
<i>Classe II:</i>	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 <i>Classe d'uso III</i> o in <i>Classe d'uso IV</i> , reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
<i>Classe III:</i>	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in <i>Classe d'uso IV</i> . Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
<i>Classe IV:</i>	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.

Periodo di riferimento per la costruzione

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

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

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

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

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

In riferimento all'intervento di coltivazione si sono attribuiti i seguenti parametri:

V_N	Vita nominale	≥ 50 anni
Classe d'uso		II
C_U	Coefficiente d'uso	1
P_{VR}	63% per SLD	
P_{VR}	10% per SLV	

Determinazione dell'azione di progetto

In questa fase di analisi viene definito il valore di progetto dell'azione sismica massima orizzontale preventivabile sul sito in esame con prefissati T_R e P_{VR} . L'azione sismica è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X e Y e da una verticale Z, da considerare tra loro indipendenti.

Generalmente, come nel caso in esame, per le opere ed i sistemi geotecnici la componente verticale risulta trascurabile. Le componenti possono essere descritte mediante una delle seguenti rappresentazioni:

- accelerazione massima attesa in superficie;
- accelerazione massima e relativo spettro di risposta attesi in superficie;
- accelerogramma.

Le due componenti orizzontali, ortogonali tra loro, sono caratterizzate dal medesimo spettro di risposta.

Tale spettro in accelerazione è utilizzato per strutture con periodo fondamentale $\leq 4,0$ s ed è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) moltiplicata per il valore della accelerazione massima orizzontale a_g , ottenuto in precedenza su sito di riferimento rigido orizzontale: sia la forma spettrale che il valore di a_g si differenziano al variare della probabilità di superamento (PVR) nel periodo di riferimento TR.

Risposta sismica locale

La risposta sismica in ambito strettamente locale viene valutata sulla base dei seguenti parametri:

- categoria di sottosuolo (A, B, C, D, E, S1, S2);
- amplificazione stratigrafica S_S ;
- amplificazione topografica S_T .

Categoria di sottosuolo

Il territorio del Comune di Crevoladossola (VB) risulta ascritto alla Zona 3, caratterizzata da un'accelerazione orizzontale con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni compresa tra 0,05 e 0,15 a_g/g , e da un'accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico pari a 0,15 a_g/g .

Il materiale roccia oggetto di coltivazione è ascrivibile alla categoria di suolo tipo "A", definita come "Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m".

Amplificazione stratigrafica

Per sottosuolo di categoria A i coefficienti SS e CC valgono 1.

Per le categorie di sottosuolo B, C, D ed E i coefficienti SS e CC possono essere calcolati, in funzione dei valori di a_g , F_0 e TC^* relativi al sottosuolo di categoria A, mediante le espressioni tabulate sotto e nelle quali "g" rappresenta l'accelerazione di gravità ed il tempo è espresso in secondi.

Categoria sottosuolo	SS	CC
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (TC^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (TC^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (TC^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (TC^*)^{-0,40}$

Amplificazione topografica

Per superfici topografiche semplici si può adottare la seguente classificazione:

Categoria topografica	Caratteristiche della superficie topografica	Ubicazione dell'opera	$S_{t \max}$
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$.	-	1,00
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$.	Sommità del pendio	1,20
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$.	Cresta del rilievo	1,20
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$.	Cresta del rilievo	1,40

La variazione spaziale del coefficiente di amplificazione topografica è definita da un decremento lineare con l'altezza del pendio o rilievo, dalla sommità fino alla base dove ST assume valore pari a 1.

Accelerazione massima di progetto

Avendo acquisito i parametri essenziali all'analisi della risposta sismica locale, è ora possibile definire l'accelerazione massima di progetto attesa al suolo $A_{\max}$, valore che verrà adottato per i successivi calcoli di verifica analitica, mediante la seguente relazione:

$$\text{Ammasso roccioso} \quad A_{\max} = a_g * S_S * S_T = [0,085 \text{ g} * 1,0 * 1,04] = \mathbf{0,088 \text{ g}}$$

- IDROGRAFIA

Idrografia superficiale

Il collettore di drenaggio principale del settore vallivo è il Fiume Toce, il cui alveo attuale scorre in direzione globale circa N-S ad una distanza planimetrica di circa 320 metri (ad Est) dall'area di cava.

Nel ristretto intorno dell'area di cava, inoltre, si rilevano alcuni colatori di deflusso minori.

In particolare si rileva il rio Groppale, il cui alveo inciso scorre alla distanza di circa 40 ml. a Ovest e S.W. dell'area di coltivazione.

Nell'ambito dell'area di cava si rileva inoltre la traccia catastale del rio Pianezze, che si origina 50 metri a monte dell'attuale spigolo Nord di cava.

Nell'area di cava non sono attualmente riscontrabili evidenze morfologiche e idrologiche di tale traccia idrica, presente solamente su mappa catastale. Si osserva unicamente una traccia di possibile scolo a partire dalla tombinatura della pista di accesso a quota 506 metri s.l.m. circa, alla base del vecchio corpo di discarica.

Più a S.W. dell'area di coltivazione richiesta, ad oltre 350 ml., scorre il rio D'Arraiola e ancora più a Sud il rio D'Arraioli, i quali convergono nel rio Salero pochi metri a valle della viabilità di accesso alla cava.

Ancora più a Sud, il rio Salero riceve l'apporto da destra del rio dei Pozzo, e da tale punto il colatore prende il nome di rio delle Tapin sino all'immissione nel Fiume Toce.

I colatori descritti rappresentano linee di drenaggio delle acque superficiali a regime non perenne; l'alimentazione degli impluvi è infatti legata al regime meteorico locale, pertanto il deflusso è prettamente occasionale e concomitante con i periodi di pioggia.

Idrografia sotterranea

La circolazione idrica sotterranea è legata ai fenomeni di infiltrazione delle acque superficiali che, a loro volta, risultano condizionati dalla tipologia della coltre di copertura, dallo stato di fessurazione del substrato roccioso e dalla morfologia del territorio.

L'analisi del sistema di alimentazione dell'acquifero sotterraneo deve essere ricercato nel complesso sistema idraulico che caratterizza l'intera zona territoriale esaminata; pertanto, in riferimento alle caratteristiche geolitologiche della coltre di copertura, nonché geomorfologiche del territorio, la circolazione idrica sotterranea, nel suo complesso, risulta molto limitata e discontinua.

Nel complesso, quindi, la circolazione idrica sotterranea risulta pertanto possibile solo a seguito di eventi meteorici di una certa intensità e per lo più lungo la superficie di contatto roccia-detrito, mentre l'esaurimento della stessa avviene in periodi immediatamente successivi al termine delle precipitazioni.

Dalle caratteristiche dei litotipi presenti, l'idrografia profonda può considerarsi praticamente assente essendo il substrato roccioso permeabile esclusivamente per fatturazione.

- CARATTERISTICHE LITOLOGICHE

Il settore interessato dei lavori di coltivazione è caratterizzato dalle seguenti litologie.

Substrato roccioso: costituito da gneiss granitoide a grana media con tessitura occhiadina, caratterizzato da individui di feldspato potassico per lo più orientati lungo i piani di scistosità.

Detrito di versante: sono rilevabili prevalentemente nel settore ad Ovest dell'area di cava, in destra del rio Groppale. Trattasi di deposito caratterizzato da materiale litoide a pezzatura da medio-minuta a media (elementi di dimensioni medie decimetriche), intasati da abbondante matrice sabbioso-terrosa. Le singole porzioni litoidi inglobate nel detrito hanno forma principalmente prismatica, a spigoli vivi, il cui incastro contribuisce in maniera rilevante a garantire buone caratteristiche geotecniche del terreno d'impasto. La distribuzione granulometrica è piuttosto caotica, in funzione di alimentazioni a più riprese, nonché di cicli di rielaborazione delle porzioni più minute.

Detrito eluvio-colluviale: sono coltri di copertura derivanti dall'alterazione dei litotipi gneissici e dagli apporti gravitativi (colluvium di pendio), caratterizzati da una matrice sabbioso-limosa a medio-bassa coesione, inglobante abbondanti clasti eterometrici. Tale copertura detritica è riscontrabile in tutto l'intorno dell'attuale area estrattiva, a copertura dell'ammasso roccioso con potenze sempre di ordine moderato (dm/pluri-dm, max. metrico).

Detrito di cava: è presente in parte nell'attuale piazzale e nel vecchio corpo di discarica a valle dello stesso, ed è composto da elementi lapidei eterogenei e spigolosi (sfridi) con pezzatura da medio-piccola a medio-grossolana, intasati da matrice sabbiosa.

- CARATTERISTICHE CHIMICO-FISICHE E TECNICHE DEL GIACIMENTO

Le caratteristiche specifiche che permettono di differenziare i litotipi rocciosi, possono riassumersi in:

- Analisi modale: composizione mineralogica (secondo Streckeisen) che esprime la percentuale in volume dei minerali componenti la roccia.

- Analisi chimica: esprime la percentuale in peso degli ossidi degli elementi chimici costituenti la roccia.

- Caratteristiche tecniche.

Da analisi di laboratorio eseguite su campioni del litotipo in oggetto, sono stati ricavati i seguenti dati:

Analisi modale:

Quarzo	= 30 %
Plagioclasio	= 25 %
Ortoclasio	= 26 %
Biotite	= 10 %
Muscovite	= 5 %
Epidoto	= 3 %
Accessori	= 1 % (Tormalina, Zircrone, Apatite)

Analisi chimica:

SiO ₂	= 68 %
TiO ₂	= 1,4 %
Al ₂ O ₃	= 17,6 %
Fe ₂ O ₃	= 0,5 %
FeO	= 1,9 %
MgO	= 1,1 %
CaO	= 2 %
Na ₂ O	= 3,7 %
K ₂ O	= 3,8 %

Caratteristiche tecniche:

Ccs	= 1438 Kg/cm ²
Ccg	= 1305 Kg/cm ²
Kip	= 3,75 ‰
Ctf	= 163 Kg/cm ²
Ru	= 82 cm
Ktl	= 12,75 10 ⁻⁶ /°C
Ka	= 0,75
P	= 2784 Kg/m ³
Mk	= 4576 MPa

- PARAMETRI GEOTECNICI

I parametri geotecnici qui di seguito riportati sono stati calcolati in base ad una analisi bibliografica fornita dalla letteratura specifica in materia, adattata e correlata con le osservazioni e le prove dirette eseguite durante il rilievo di dettaglio sul terreno.

Substrato roccioso:

- angolo di attrito (ϕ) = 38°- 42°
- peso di volume (γ) = 2,78 T/mc
- Permeabilità = assente o limitata per fessurazione

Detrito di versante:

- coesione (c) = 0.0 T/mq
- angolo di attrito (ϕ) = 35°
- peso di volume (γ) = 1,85 T/mc
- permeabilità = buona

Detrito eluvio-colluviale:

- coesione (c) = 0.0-0.5 T/mq
- angolo di attrito (ϕ) = 34°

- peso di volume (γ) = 1,85 T/mc
- permeabilità = discreta/scarsa

Detrito di cava:

- coesione (c) = 0 T/mq
- angolo di attrito (ϕ) = 40°
- peso di volume (γ) = 2,0 T/mc
- permeabilità = media/elevata

- ANALISI GEOSTRUTTURALE DEL GIACIMENTO

L'analisi strutturale fa riferimento alle discontinuità rilevate sui fronti rocciosi circostanti l'area di coltivazione richiesta.

Dall'analisi comparativa tra le varie misurazioni annotate emerge una buona omogeneità dei dati giaciturali dell'ammasso roccioso, confermando la significatività dei dati raccolti.

- Descrizione del metodo adottato

L'analisi strutturale consiste nell'individuazione delle superfici di discontinuità e dei principali piani di debolezza presenti in un affioramento roccioso.

Le discontinuità ricorrenti o sistematiche riscontrate possono essere raggruppate in set comprendenti giaciture tra di loro comparabili.

Tali set vengono a loro volta rappresentati mediante un unico piano caratterizzante l'intera famiglia di discontinuità.

Ciascun piano può essere rappresentato nello spazio mediante la misurazione di due angoli:

- Direzione di immersione
- Inclinazione

rispettivamente individuati dall'angolo compreso tra le direzioni del Nord e le proiezioni sul piano orizzontale delle linee di massima pendenza e dell'angolo che la retta di massima pendenza del piano forma con un piano orizzontale.

La rappresentazione grafica di tali discontinuità avviene mediante la proiezione stereografica; infatti tale tecnica permette di visualizzare rapidamente, su di un reticolo stereografico equatoriale, la disposizione spaziale dei vari piani di discontinuità rappresentati per comodità mediante i poli corrispondenti.

Tali poli permettono, in un secondo tempo, l'individuazione dei piani caratterizzanti le singole famiglie di discontinuità presenti nell'affioramento che a loro volta vengono rappresentate mediante la loro direzione e inclinazione.

La direzione è l'angolo tra la traccia del piano e la direzione del Nord, ossia è individuata da uno dei due punti dell'orizzonte verso cui è diretta l'intersezione tra il piano stesso ed un piano orizzontale.

- Risultati conseguiti

I dati giaciturali rilevati sono riportati nella scheda allegata al presente lavoro, dalle quali possono evincersi anche le caratteristiche specifiche di ogni singola discontinuità rilevata.

L'analisi si è articolata dapprima nella misura delle caratteristiche giaciturali delle singole discontinuità incontrate, ciascuna di esse corredata dalle peculiarità inerenti spaziatura, riempimenti, aperture, persistenza, condizioni idrauliche; successivamente le diverse misurazioni sono state riportate in un diagramma polare equiareale di Schmidt al fine di estrapolarne i set rappresentativi necessari per l'analisi di stabilità con il Test di Markland.

Il rilievo dei dati ha permesso di distinguere 3 distinte famiglie di discontinuità, una delle quali (K_s) rappresenta la scistosità e le altre 2 i principali sistemi di fatturazione (k_1 , K_2).

PROGETTO DI AMPLIAMENTO CAVA DI GNEISS SITA IN LOCALITA' CAMPIENO SUPERIORE

- RELAZIONE GEOLOGICO-TECNICA -

N°	Imm.	Inc.	Spz.	Scab.	Riemp.	Apert.	Acqua	Tipo	Set	Pers.
1	110	50	300	LIS	-	0	A	SC	Ks	ME
2	130	44	400	LIS	-	0	A	SC	Ks	ME
3	120	42	350	RUG	-	0/mm	A	SC	Ks	ME
4	126	54	500	LIS	-	0	A	SC	Ks	ME
5	138	48	320	RUG	-	0	A	SC	Ks	ME
6	156	54	250	LEV	-	0/mm	A	GN	K1	B
7	160	48	200	LEV	-	0	A	GN	K1	MB
8	160	52	280	LEV	-	mm	A	GN	K1	B
9	215	76	300	RUG	-	0	A	GN	K2	B
10	224	82	340	LIS	-	0/mm	A	GN	K2	B
11	222	78	260	LIS	-	0	A	GN	K2	B

Apertura	Riempimento	Tipo	Persistenza
mm/millimetrica	A/Argilla	GN/Giumto	ME/molto elevata
cm/centimetrica	B/Breccia	St/Stratificazione	E/elevata
dm/decimetrica	C/Calcite	Ct/Contatto	M/media
m/metrica	D/Detrito	FA/Faglia	B/bassa
0/serrata	O/Ossidi di ferro	SC/Scistosità	MB/molto bassa
	Q/Quarzo-Feldspati	Sh/Shear	
	CL/Clorite	VN/Vena	
	T/Terra	FR/Frattura	

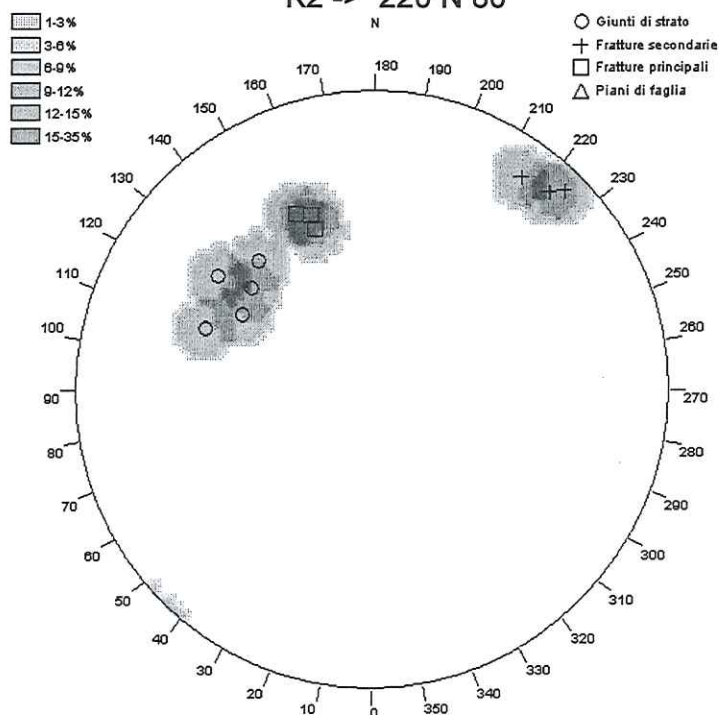
Scabrezza	Acqua
LEV/levigata	A/asciutto
LIS/liscia	U/umido
SEG/segmentata	S/stilicidio
OND/ondulata	V/venute
RUG/rugosa	P/acqua in pressione

Ciascuna delle famiglie di discontinuità è caratterizzata da un insieme sistematico di piani di fratturazione, i quali una volta raggruppati in sistemi possono essere rappresentati mediante un unico piano:

Ks -> 128 N 48

K1 -> 160 N 50

K2 -> 220 N 80



Le caratteristiche peculiari di tali sistemi di discontinuità sono riportate nella scheda precedentemente esposta.

Dopo aver individuato le caratteristiche giaciture e strutturali dell'ammasso roccioso, è possibile determinare la classificazione geomeccanica dello stesso, nonché produrre le relative analisi di stabilità per mezzo del test di Markland.

- CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA DELL'AMMASSO ROCCIOSO

La caratterizzazione geomeccanica dell'ammasso roccioso è stata eseguita in riferimento alle analisi effettuate lungo i fronti residuali ad oggi in affioramento nell'area di cava.

A tal fine è stato adottato l'ormai diffuso metodo di Z.T. Bieniawski (1979), il quale assegnando dei Rating a delle classi di grandezze, permette di suddividere l'ammasso roccioso secondo cinque classi per ognuno delle quali viene dettata una tipologia di comportamento.

E' bene specificare come tale metodo, associato ad altri altrettanto famosi (vedasi Q system di Barton), sono stati contemplati con specifico riferimento alle gallerie, dopo di che hanno trovato applicazione in una serie sempre più ampia di campi.

Passando alla descrizione delle classi di grandezza si ha:

1) Resistenza a compressione uniassiale: la determinazione dei parametri di resistenza alla compressione uniassiale è avvenuta mediante l'utilizzo di sclerometro (o Martello di Schmidt) opportunamente tarato. Lo strumento misura la resistenza alla compressione della porzione più superficiale della roccia, ovvero la resistenza alla compressione apparente. Lo strumento fornisce un valore locale della resistenza e consiste nel misurare il rimbalzo di un pistone metallico che percuote violentemente la roccia mediante una spinta conferitagli da una molla. La campagna di rilevamento si è svolta prendendo in riferimento una stazione di misura ed effettuando alcuni gruppi di misura per ciascun set di discontinuità, secondo le modalità descritte di seguito.

Le prove sono state eseguite in numero di 10 in corrispondenza di ogni superficie di discontinuità rilevata, scartando i 5 valori più bassi di ogni misura e calcolando il valore di rimbalzo significativo come media aritmetica dei cinque valori maggiori. I risultati così ottenuti sono stati nuovamente mediati al fine di ottenere un unico valore rappresentativo per l'ammasso roccioso. Nella sottostante tabella sono sintetizzati i dati di campagna ottenuti dalle prove con sclerometro.

	RIMBALZO									
K_s	40	48	45	35	48	40	42	36	40	43
K_1	50	46	44	38	40	40	46	50	45	37
K_2	42	46	52	48	50	42	40	48	45	48

	Valore medio	[MPa]
K_s	45,2 ↙	110
K_1	47,4 ↙	124
K_2	48,8 →	126

I valori ottenuti sono stati successivamente riportati su un diagramma che mette in relazione il rimbalzo con la resistenza alla compressione semplice, espressa in MPa, tenendo conto sia dell'inclinazione del martello rispetto all'orizzontale che della densità della roccia testata.

Ammasso sano

RIMBALZO									
54	52	48	50	46	52	50	55	46	50
Valore medio rappresentativo									
52,6 →									

Tale valore è stato successivamente riportato su un diagramma che mette in relazione il rimbalzo con la resistenza alla compressione semplice, espressa in MPa, tenendo conto sia dell'inclinazione del martello rispetto all'orizzontale che della densità della roccia testata. In tal modo si è giunti alla determinazione della resistenza alla compressione monoassiale (MPa) che, nel caso specifico, è appunto valutabile in 148 MPa.

I dati ottenuti sono:

Resistenza materiale: 100-250 MPa

RATING: 12

2) RQD (recupero percentuale modificato): non avendo a disposizione carotaggi per la valutazione della percentuale di recupero modificato, si è optato per una stima del parametro RQD, espresso in percentuale, mediante l'ausilio di un grafico che pone in correlazione la spaziatura delle discontinuità dell'area omogenea presa in esame con l'indice RQD. Avendo rilevato un valore medio di spaziatura superiore a 2 metri, ne consegue un valore di RQD pari al 100%.

RQD = 90% - 100%

RATING = 20

3) Spaziatura delle discontinuità: si intende la distanza fra due discontinuità adiacenti, misurata lungo una linea retta di orientamento prefissato.

Avendo rilevato un valore medio di spaziatura delle discontinuità superiore a 2 metri, si ha:

RATING = 20

4) Condizioni delle discontinuità: tale parametro è stato stimato in seguito a prove di campagna con utilizzo del "pettine di Barton" sulle diverse superfici di discontinuità rilevate. Il confronto dei profili rilevati con i profili standard (typical roughness profiles for JRC range) ha consentito, nel caso specifico, di individuare la corrispondenza con il profilo 4 per le discontinuità Ks e K2 e con il profilo 3 per il set K1, rispettivamente con valori del parametro JRC compreso tra 6 e 8 (set Ks e K2) e tra 4 e 6 (set K1).

Le discontinuità risultano prevalentemente con apertura serrata o di ordine sub millimetrico/millimetrico ed alterazione delle superfici generalmente assente (solo localmente visibile una debole alterazione). Cautelativamente viene considerata una condizione di leggera alterazione.

Si ottiene quindi:

RATING = 25

5) Acqua: si intende la presenza o meno di acqua nelle discontinuità, intesa anche come umidità.

Dalle indagini eseguite non sono state rilevate venute d'acqua in nessun settore di cava; in via cautelativa viene comunque considerata la condizione umida.

Si ottiene quindi:

RATING = 10

La classificazione di Bieniawski prevede a questo punto la valutazione di un parametro relativo alla *"Compensazione in funzione dell'orientamento delle discontinuità"*, il quale modifica il valore ottenuto dalla somma dei sopra riportati coefficienti.

Tale parametro viene definito per mezzo del Test di Markland, il cui metodo verrà ampiamente descritto dalle successive verifiche di stabilità; pertanto, la scelta effettuata deriva dall'anticipazione dell'analisi con il del test di Markland.

In considerazione di quanto sopra riportato, nonché della discreta situazione di stabilità dell'ammasso roccioso (anticipando le risultanze delle verifiche geometriche preliminari con il Test di Markland), è possibile assegnare un rating di -25.

Sommando tale valore all'RMR_{base} precedente (87) si ottiene un RMR di 62 che permette di classificare l'ammasso roccioso come appartenente alla classe II (BUONA), la quale riporta i seguenti parametri di resistenza:

- coesione = 300÷400 KPa
- angolo di attrito = 35÷45 gradi

I parametri geomeccanici possono essere correlati direttamente al BRMR attraverso le seguenti relazioni:

$$\begin{aligned}\varphi(^{\circ}) &= 5 + \frac{BRMR}{2} \\ c(MPa) &= 0,005 * BRMR \\ E(GPa) &= 10^{\frac{BRMR-10}{40}}\end{aligned}$$

dove:

$\varphi(^{\circ})$ = angolo d'attrito dell'ammasso roccioso

$c(MPa)$ = coesione dell'ammasso roccioso

$E(GPa)$ = modulo elastico dell'ammasso roccioso

Si ottiene:

$$\begin{aligned}\varphi &= 48,5^{\circ} \\ c &= 0,435 MPa \\ E &= 84,14 GPa\end{aligned}$$

Risulta interessante confrontare quanto ottenuto, con il **Q-System di Barton** (1974), calcolando l'indice Q che permette di ottenere il Rock Mass Quality:

$$Q = RQD/J_n * J_r/J_a * J_w/SRE$$

Individuando i valori relativi sulle rispettive tabelle si ha:

RQD = Eccellente -> 100%

J_n = Tre famiglie di discontinuità -> 6

3) J_r = ondulate, lisce -> 2

4) J_a = Bordi fratture inalterati, superfici autoreggenti -> 1.0

5) J_w = scavo secco o afflussi minimi (< 5 l/min localmente) -> 1.0

6) SRF = tensione media in rocce competenti -> 1.0

Eseguendo il calcolo relativo si ottiene:

$$Q = 33,3$$

che permette di classificare l'ammasso roccioso come BUONO (Classe IV).

- ANALISI DI STABILITÀ IN ROCCIA (TEST DI MARKLAND)

- Descrizione del metodo adottato

Le verifiche di stabilità effettuate sugli affioramenti rocciosi presi in esame sono state svolte, in via qualitativa, mediante il test Markland.

Tale test per mezzo delle proiezioni stereografiche, consente di stabilire, considerando solo la geometria del pendio e delle discontinuità e l'angolo di attrito di queste, la possibilità che si verifichino scivolamenti a cuneo ed a blocco e ribaltamenti in un ammasso roccioso fratturato, cioè permette di identificare le discontinuità che rappresentano potenziali piani di movimento, separandole da quelle che non influiscono direttamente sulla stabilità del pendio.

I piani rappresentanti i set di discontinuità e l'orientazione del pendio sul quale sono state effettuate le misure, vengono rappresentati mediante i grandi cerchi su di un reticolo equatoriale ad ugual-area, mentre l'angolo di attrito (FRICTION ANGLE) delle discontinuità con un cerchio rappresentante gli infiniti piani nello spazio indicati un angolo pari allo stesso.

Il fattore di sicurezza dipende dalla inclinazione della linea di intersezione dei piani che isolano il prisma roccioso rispetto all'inclinazione del pendio e dalla resistenza al taglio lungo le superfici di discontinuità.

Eventuali scivolamenti a cuneo possono verificarsi qualora vengano a soddisfatte contemporaneamente le seguenti condizioni:

- a) l'inclinazione della linea di intersezione delle due discontinuità deve essere minore dell'inclinazione del pendio misurata nella direzione della linea di intersezione;*
- b) l'inclinazione della linea di intersezione deve essere maggiore dell'angolo di attrito delle discontinuità.*

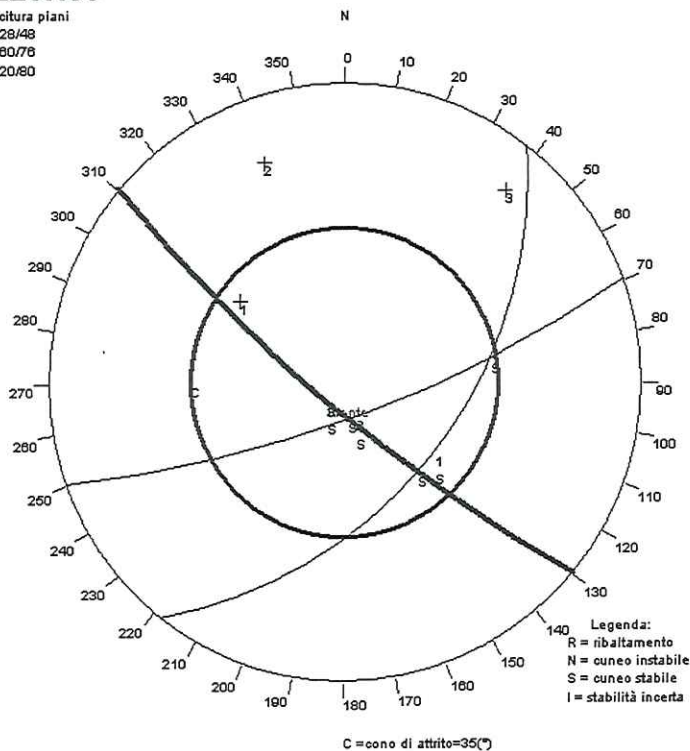
Dopo aver rappresentato sul reticolo stereografico i piani relativi alle famiglie di discontinuità, la geometria del pendio, e le caratteristiche geomeccaniche dell'ammasso roccioso, si passa alla fase di interpretazione dei dati ottenuti.

- Risultati conseguiti

L'analisi è stata svolta considerando l'orientazione assunta dai fronti di scavo nello stato finale previsto e in avanzamento della coltivazione per quanto riguarda il fronte NW.

Fonte Nord-Est 220N80

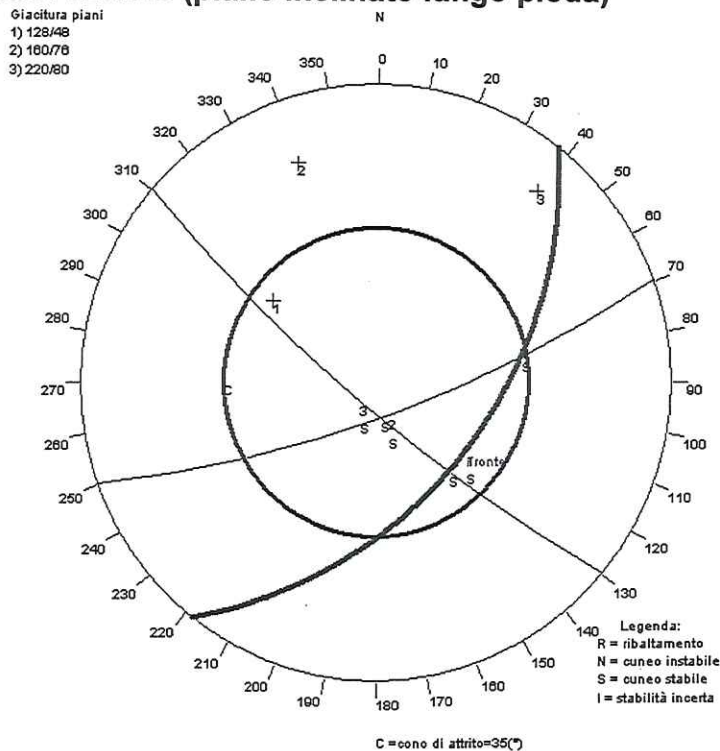
Giacitura piani
1) 128/48
2) 180/76
3) 220/60



Durante la coltivazione il fronte nord-est verrà sempre fatto coincidere con l'andamento naturale della discontinuità K2 (laddove presente), ovviando in tale modo ad eventuali fenomeni di scivolamento planare.

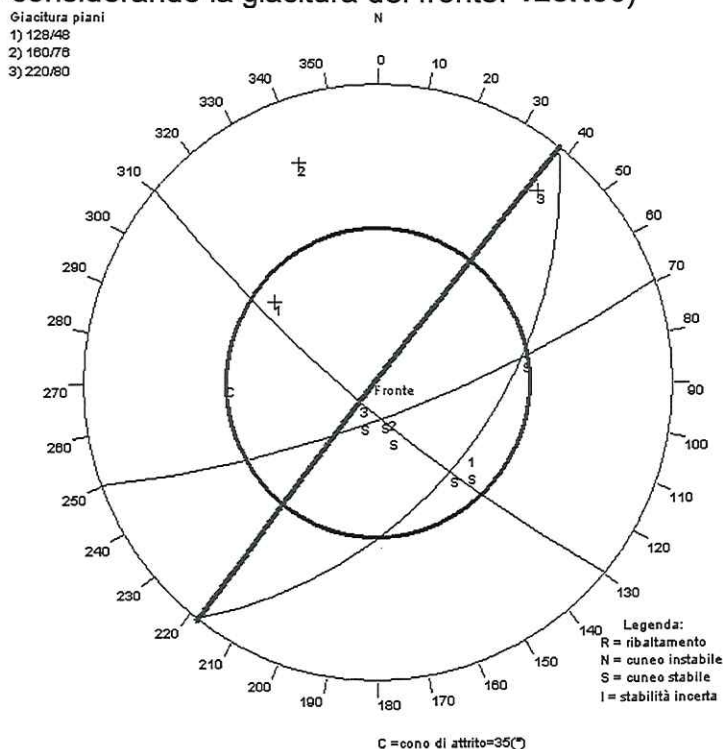
I risultati ottenuti dall'analisi geometrica con il test di Markland non mettono in evidenza potenziali fenomeni di cinematiso, purché, come già menzionato, l'avanzamento della coltivazione avverrà mantenendo il fronte Nord-Est coincidente con l'andamento naturale del set K2 (mediamente rilevato a 220/80).

Fonte Nord-Ovest 128N48 (piano inclinato lungo pioda)



I risultati ottenuti dall'analisi geometrica con il test di Markland relativamente al piano inclinato del fronte NW che si verrà a creare progressivamente con l'avanzamento, non mettono in evidenza potenziali fenomeni di cinematiso, purché la coltivazione segua scrupolosamente il reale andamento giaciturale del piano di pioda (mediamente rilevato in 128/48).

Fonte Nord-Ovest 308N55 (trattandosi di un fronte in aggetto tale giacitura risulta apparente, pertanto occorre considerare le giacitura reale ovvero la direzione di immersione verso la quale possono liberarsi le superfici discontinuità; il test viene quindi eseguito considerando la giacitura del fronte: **128N90**)

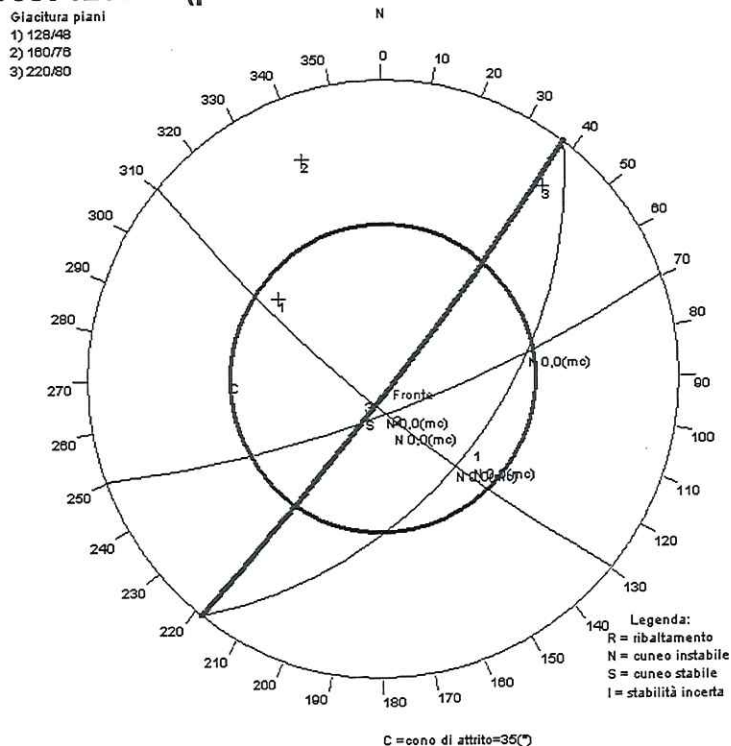


Relativamente all'avanzamento del fronte N.W. in aggetto i risultati ottenuti dall'analisi geometrica con il test di Markland permettono di evidenziare possibili cinematismi a cuneo determinati da K_s/k_1 (incerto), K_s/K_2 e K_1/K_2 .

Emerge inoltre un potenziale cinematismo planare lungo il piano di pioda.

Le verifiche numeriche dei cinematismi emersi e potenzialmente possibili sono riportate nel successivo capitolo (*Verifiche di stabilità cinematismi a cuneo e planari*).

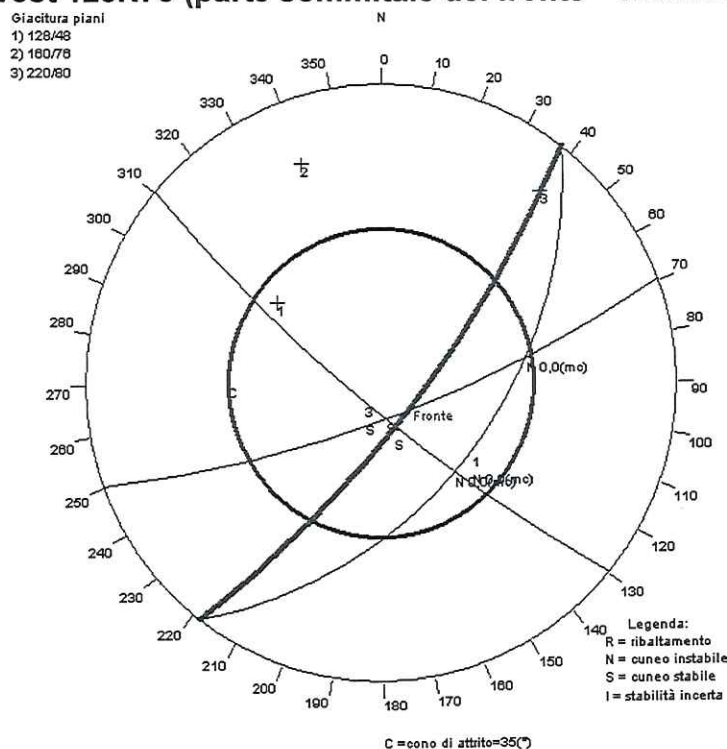
Fonte Nord-Ovest 128N85 (parte sommitale del fronte – inclinazione alzata)



Relativamente alla situazione finale della porzione sommitale del fronte N.W. i risultati ottenuti dall'analisi geometrica con il test di Markland permettono di evidenziare possibili cinematismi a cuneo determinati da K_s/k_1 (incerto), K_s/K_2 e K_1/K_2 ed un possibile scivolamento planare del set K_s .

Le verifiche numeriche dei cinematismi emersi e potenzialmente possibili sono riportate nel successivo capitolo (*Verifiche di stabilità cinematismi a cuneo e planari*).

Fonte Nord-Ovest 128N75 (parte sommitale del fronte – inclinaz. di inviluppo)



Relativamente all'inclinazione di inviluppo della porzione sommitale del fronte N.W. i risultati ottenuti dall'analisi geometrica con il test di Markland permettono di evidenziare possibili cinematismi a cuneo determinati da K_s/k_1 (incerto) e K_s/K_2 , ed un possibile scivolamento planare del set K_s .

Per le verifiche numeriche dei cinematismi emersi e potenzialmente possibili sono riportate nel successivo capitolo (*Verifiche di stabilità cinematismi a cuneo e planari*).

VERIFICHE DI STABILITA' GLOBALI E LOCALI

Le verifiche di stabilità sono state condotte a livello globale sul fronte N.E. e sul fronte N.W., ed a livello locale in corrispondenza del fronte N.W. in cui sono emersi potenziali fenomeni di cinematismo a cuneo e per scivolamento planare.

Il profilo di ciascuna sezione di progetto verificata è stato importato nel modello di calcolo a seguito di conversione in formato dxf.

Il modello di calcolo utilizzato contempla la variazione dei parametri di resistenza al taglio in relazione all'effettivo stato tensionale, valutato sulla base della reale geometria del cinematismo verificato.

Nel caso di verifica dei cinematismi potenziali il modello considera parametri di resistenza al taglio lungo il giunto (o lungo i giunti) nei casi in cui l'inclinazione della base del concio è compresa fra $\pm 20^\circ$ rispetto all'inclinazione del giunto e l'immersione della sezione è compresa fra $\pm 20^\circ$ rispetto all'immersione del giunto.

Inoltre, nei casi di giunti aperti, considerati dal software qualora di apertura ≥ 10 mm, il modello utilizza i parametri di resistenza del riempimento.

In tutti gli altri, e nelle analisi di tipo continuo equivalente a livello globale, vengono considerati i parametri dell'ammasso.

Tale condizioni sono ben esplicitate nei dati di output delle verifiche allegati alla presente relazione.

Sempre nei report di calcolo, in un'apposita sezione tabellare, sono indicati chiaramente i parametri ϕ_{base} , JCS, JRC e stato tensionale di riferimento.

Si chiarisce, infine, che il software B-Rock utilizzato per le verifiche applica la riduzione dei parametri di resistenza secondo i coefficienti parziali di cui al DM'08; inoltre nell'introduzione dell'input (JCS) si è applicata la riduzione del parametro della compressione monoassiale secondo il coefficiente γ_{qu} .

Tutti i dati di input e di output sono riportati negli allegati report di calcolo, accompagnati dall'unità di misura di ciascun parametro dimensionale secondo il Sistema Internazionale (SI) come previsto dal D.P.R. 802/1982.

Principali parametri di input utilizzati

L'angolo di attrito di base è stato desunto dai valori bibliografici di riferimento per litotipi analoghi a quello oggetto di coltivazione; tale parametro assume valore comune pari a $29^\circ \pm 5$, pertanto si è ritenuto sufficientemente cautelativo considerare in ϕ_{base} pari a 29° .

La scelta del parametro " m ", costante per i vari litotipi, si è basata sui valori integrati nel database del software RocLab (vers. 1.031) della Rocscience, che per rocce gneissiche viene indicato pari a 28 ± 5 ; anche in questo caso si è optato per un valore di 28 ritenuto cautelativo.

Il fattore di disturbo dell'ammasso è un parametro che indica il grado di disturbo della roccia scavata artificialmente e varia da 0 (roccia non disturbata) a 1 (roccia fortemente disturbata). Nel caso della cava in esame si è optato per un valore pari a 0,75 da considerarsi sufficientemente cautelativo.

Il parametro GSI (Geological Strength Index) è stato ricavato dalla relazione $GSI = RMR-5 = 62-5 = 57$.

L'indice Q della qualità dell'ammasso roccioso deriva dalla classificazione geomeccanica effettuata secondo il metodo Q system di Barton (1974).

Il valore del coefficiente di Poisson e del peso di volume derivano dai parametri ricavati da prove di laboratorio e da analisi fisico-meccaniche condotte sul serizzo locale, le cui risultanze sono riportate nelle schede tecniche dei materiali reperibili sul sito web di Assocave.

Il valore del Modulo elastico dell'ammasso viene automaticamente calcolato dal software di calcolo sulla scorta dei dati geomeccanici di input dell'ammasso.

La resistenza alla compressione semplice deriva da una serie di prove sclerometriche effettuate sull'ammasso roccioso sano.

VERIFICHE DI STABILITA' GLOBALE DEI FRONTI

L'analisi è stata effettuata in corrispondenza del fronte N.E. e del fronte N.W. di cava nella configurazione maggiormente critica dello stato finale.

Le azioni sismiche di progetto sono state considerate nel modello di calcolo secondo quanto indicato in precedenza nell'apposito paragrafo "*Caratterizzazione sismica del sito (D.M. 14/01/2008)*".

I parametri geotecnici-geomeccanici dell'ammasso roccioso e dei giunti di discontinuità sono chiaramente indicati nei listati di calcolo in allegato alla presente; per la scelta dei parametri si rimanda a quanto indicato al precedente paragrafo "*Principali parametri di input utilizzati*".

Il modello di calcolo prevede la verifica con i metodi all'equilibrio limite; nel caso specifico si sono condotte le verifiche secondo i metodi di Bishop semplificato (basato sull'equilibrio dei momenti agenti), nel quale si pone la condizione che le forze verticali agenti sulle superfici di separazione dei conci siano trascurabili e che quindi i conci interagiscono fra di loro solo attraverso forze orientate lungo

l'orizzontale, e secondo il metodo di Janbu semplificato, dove viene posta la condizione che le forze verticali agenti sulle superfici di separazione dei conci siano trascurabili e di conseguenza i singoli conci interagiscono fra di loro solo attraverso forze orientate lungo l'orizzontale.

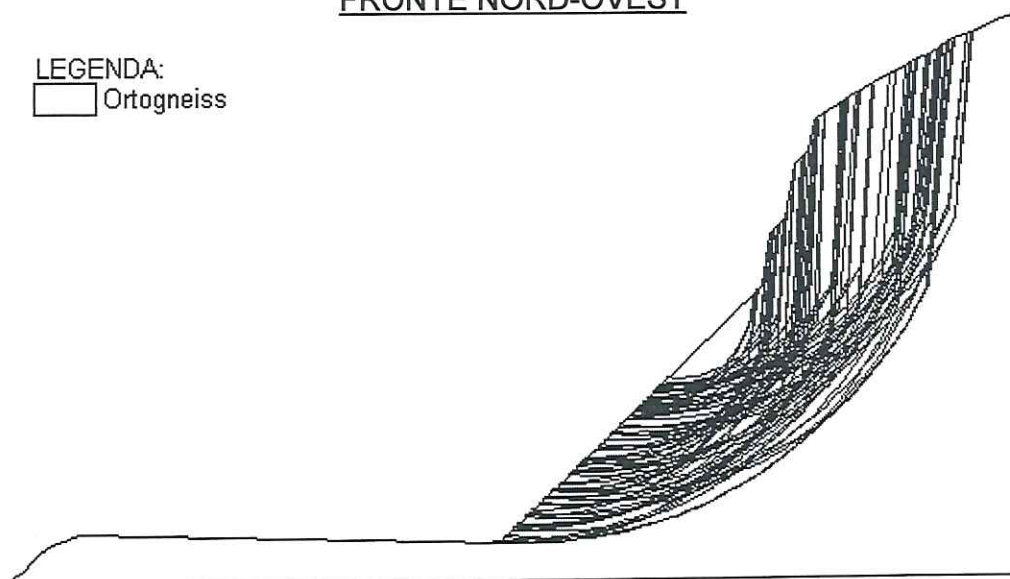
Nell'analisi il modello di calcolo valuta i parametri di resistenza al taglio dell'ammasso secondo il criterio di Hoek&Brown che esprime una curva di tipo non lineare, ed i valori di coesione e angolo di resistenza al taglio variano in funzione dello sforzo normale efficace (σ_n') agente sulla base del concio.

Si precisa infine che i casi in cui per alcune superfici non vengono indicati i relativi coefficienti di sicurezza rappresentano la situazione in cui le stesse superfici "escono" dal profilo topografico e quindi vengono scartate dall'analisi.

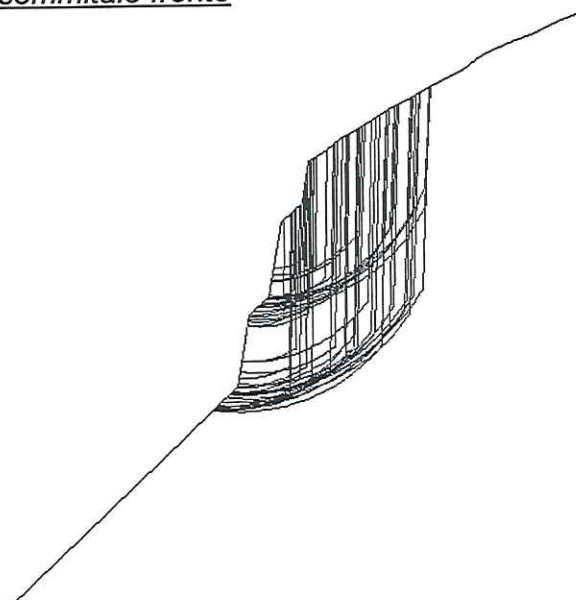
FRONTE NORD-OVEST

LEGENDA:

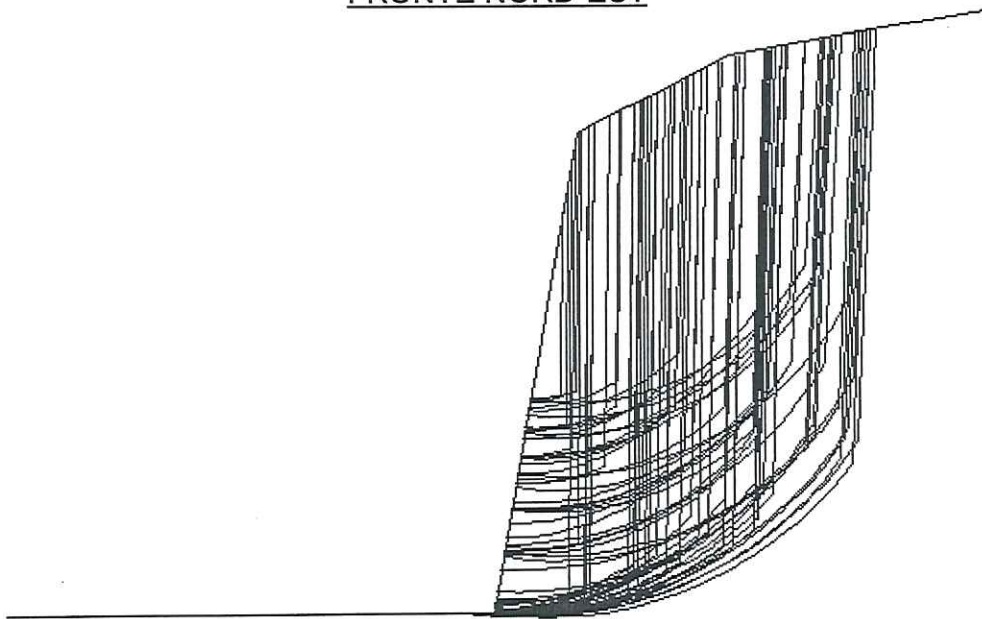
 Ortogneiss



zona sommitale fronte



FRONTE NORD-EST



VERIFICHE DI STABILITA' CINEMATISMI A CUNEO

L'analisi dei potenziali cinatismi con ausilio del Test di Markland (analisi geometrica) ha evidenziato la possibilità di scivolamenti a cuneo in corrispondenza del Fronte Nord-Ovest di cava; tali cinatismi vengono nel seguito verificati numericamente.

Come nei casi precedenti, le verifiche numeriche di tali fenomeni ipotizzabili sono state svolte mediante utilizzo del software B-Rock2 (ver. 2.4) della ProgramGeo di Carpenedolo (BS).

Il modello di calcolo adottato si basa sui metodi all'equilibrio limite.

Le verifiche dei cinatismi a cuneo sono state effettuate in riferimento alla massima altezza raggiunta dal fronte allo stato finale, alla massima altezza della singola alzata ed in relazione al singolo ribasso.

Le azioni sismiche di progetto sono state considerate nel modello di calcolo secondo quanto indicato in precedenza nell'apposito paragrafo "*Caratterizzazione sismica del sito (D.M. 14/01/2008)*".

I parametri geotecnici-geomeccanici dell'ammasso roccioso e dei giunti di discontinuità sono chiaramente indicati nel listati di calcolo in allegato alla presente; per la scelta dei parametri si rimanda a quanto indicato al precedente paragrafo "*Principali parametri di input utilizzati*".

La resistenza al taglio lungo i giunti di discontinuità coinvolti viene calcolata dal modello secondo il criterio di Barton.

Per quanto concerne lo stato tensionale si rimanda agli output di calcolo delle verifiche eseguite.

Si specifica quindi che i valori dell'angolo d'attrito (ϕ_1 e ϕ_2) mobilitati sui piani di scivolamento del cuneo e riportati negli allegati di verifica (stato tensionale) sono già corretti secondo i coefficienti parziali di cui al DM'08.

I dati di input e di output del modello sono dettagliati negli elaborati di calcolo allegati alla presente relazione; in particolare dalle risultanze ottenute emergono fattori di sicurezza sempre compatibili con quanto previsto dalla legislazione vigente.

FRONTE NORD-OVEST – sommità – stato finale – singola alzata

Immersione pendio superiore (°): 128

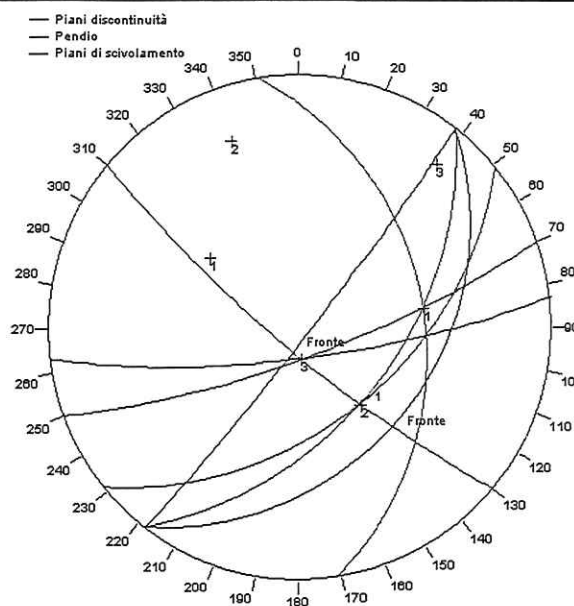
Immersione pendio inferiore (°): 128

Inclinazione pendio superiore (°): 33

Inclinazione pendio inferiore (°): 85

Altezza parete di verifica(m): 13,0

Tabella parametri geometrici – altezza max alzata



FRONTE NORD-OVEST – sommità – stato finale – involucro fronte sommitale

Immersione pendio superiore (°): 128

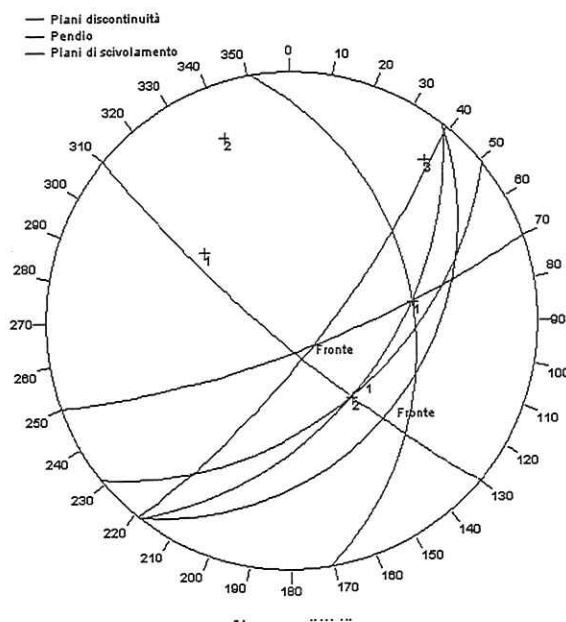
Immersione pendio inferiore (°): 128

Inclinazione pendio superiore (°): 33

Inclinazione pendio inferiore (°): 75

Altezza parete di verifica(m): 42,0

Tabella parametri geometrici – altezza max fronte

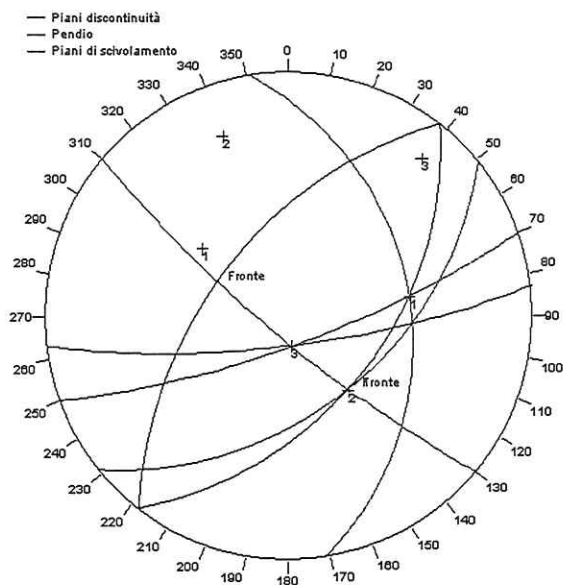


FRONTE NORD-OVEST – avanzamento – fronte aggettante a livello di bancata

Immersione pendio superiore (°): 128
 Immersione pendio inferiore (°): 308
 Inclinazione pendio superiore (°): 48
 Inclinazione pendio inferiore (°): 55
 Altezza parete di verifica(m): 8,0
 Scarpata aggettante ☒

Tabella parametri geometrici – altezza max ribasso

Nota: è stata introdotta la direzione di immersione apparente di 308°N del pendio inferiore e considerata la parete aggettante con apposita opzione contrassegnata nel software di modellazione utilizzato



Tutte le analisi sono state svolte considerando cautelativamente, in prima istanza, l'assenza di ponti di roccia; in una seconda fase, le verifiche che non soddisfacevano (in tale condizione di massima cautela) i fattori minimi di Legge, sono state rielaborate considerando la presenza di ponti di roccia, ossia utilizzando un valore ponderato e cautelativo di tale parametro in base alla persistenza rilevata dei vari sistemi di discontinuità coinvolti.

Valutazione della coesione tra i giunti in termini di ponti di roccia

I dati di calcolo allegati in calce, e le tabelle riepilogative seguenti, mettono in evidenza alcuni casi in cui risulta un $F_s < 1,1$ non compatibile con il valore minimo indicato dalla normativa.

Sulla base delle condizioni geometriche e geostrutturali delle discontinuità che determinano i vari cinematismi oggetto di verifica, ed in particolare sulla scorta dei dati di campagna acquisiti durante i rilievi (prevalentemente persistenza ed apertura dei sets), si è proceduto con la stima della coesione lungo i giunti interessati in termini di ponti di roccia, al fine di poter riformulare le verifiche dei cinematismi in condizioni più realistiche.

Per la valutazione di tale parametro il primo step è stato quello di adottare un valore di coesione pari al 20% del valore di JCS. Si sono ottenuti i seguenti dati primari:

	JCS [MPa]	C ponti di roccia = 20% JCS
K_s	110	22,0
K_1	124	24,8
K_2	126	25,2

Tuttavia i valori "corretti" sopra indicati rappresentano la resistenza totale lungo il giunto in condizioni ideali di pieno contatto tra le superfici della discontinuità.

Considerando quindi in via ragionevolmente cautelativa che sulla superficie totale di contatto tra i giunti, solamente una percentuale del 5% si caratterizzi per la presenza di ponti di roccia ($C'_{\text{ponti di roccia}} = [5\% * C_{\text{ponti di roccia}}]$), si ottiene:

ST1	C ponti di roccia [MPa]	C' ponti di roccia [MPa]
K_s	22,0	1,10
K_1	24,8	1,24
K_2	25,2	1,26

Tali valori verranno introdotti come coesione in termini di ponti di roccia relativamente alle varie discontinuità coinvolte.

FRONTE NORD-OVEST – sommità – stato finale – singola alzata

Immersione pendio superiore (°): 128

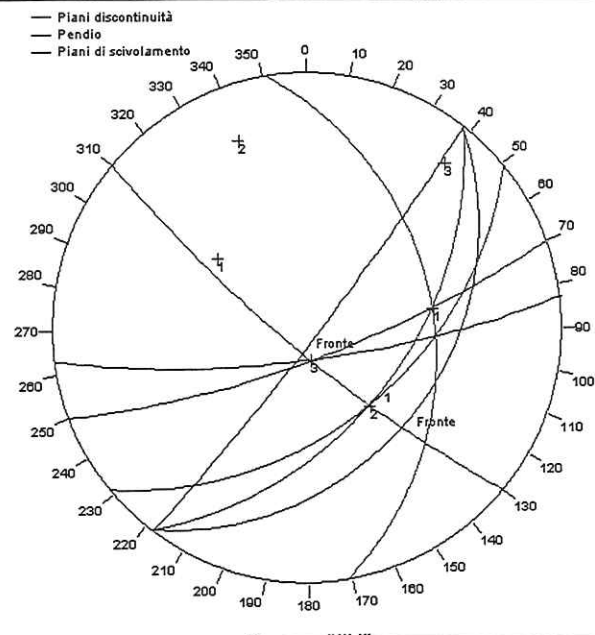
Immersione pendio inferiore (°): 128

Inclinazione pendio superiore (°): 33

Inclinazione pendio inferiore (°): 85

Altezza parete di verifica(m): 13,0

Tabella parametri geometrici – altezza max alzata



FRONTE NORD-OVEST – sommità – stato finale – inviluppo fronte sommitale

Immersione pendio superiore (°): 128

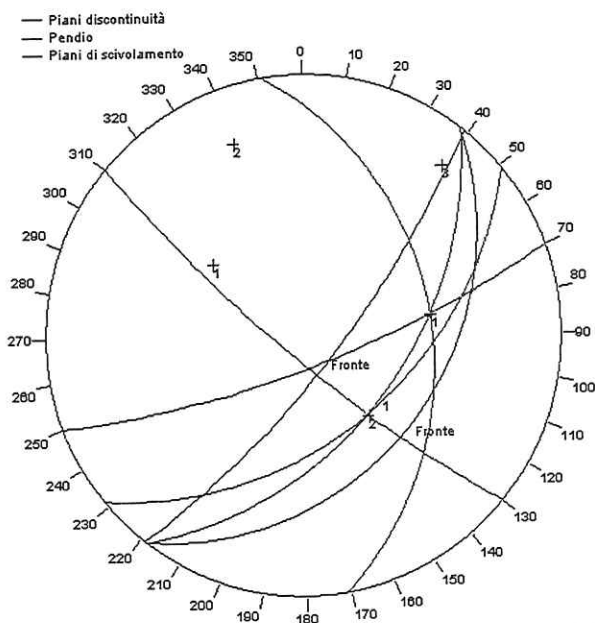
Immersione pendio inferiore (°): 128

Inclinazione pendio superiore (°): 33

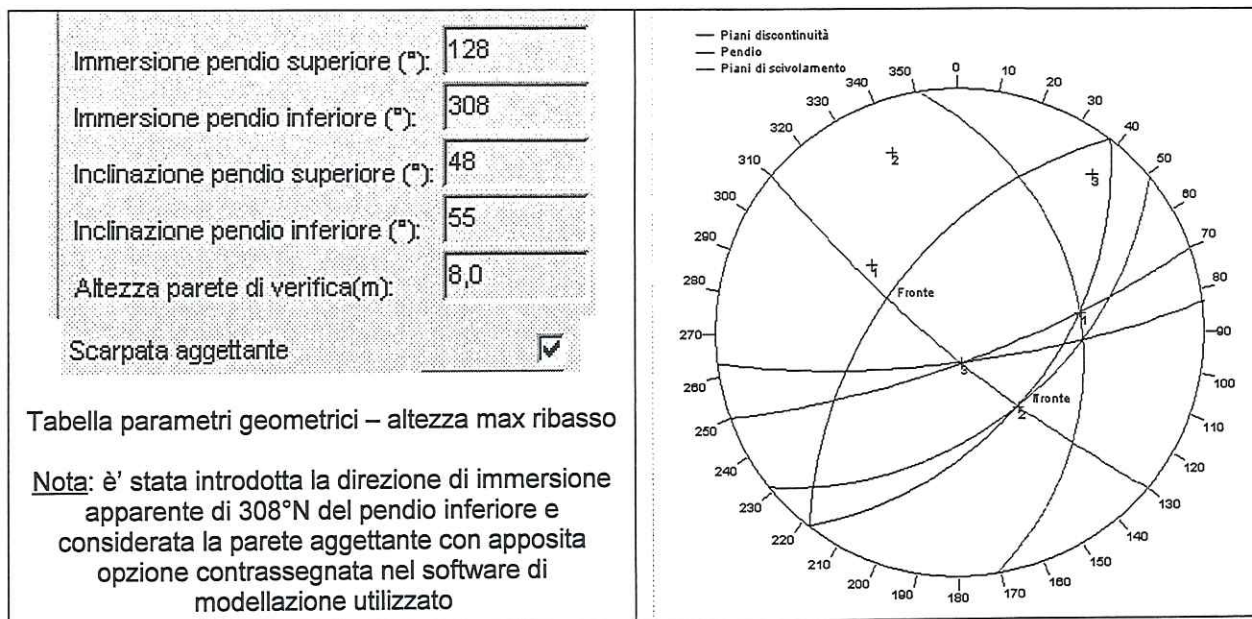
Inclinazione pendio inferiore (°): 75

Altezza parete di verifica(m): 42,0

Tabella parametri geometrici – altezza max fronte



FRONTE NORD-OVEST – avanzamento – fronte aggettante a livello di bancata



I dati di calcolo mettono in evidenza fattori di sicurezza conformi ai minimi di Legge, considerando una coesione tra i giunti per effetto dei ponti di roccia. Si allegano i fascicoli degli output di calcolo delle verifiche eseguite, le cui risultanze sono sinteticamente riassunte nelle seguenti tabelle.

VERIFICHE DI STABILITA' SCIVOLAMENTI PLANARI

la verifica è stata condotta sia a livello di massima altezza del fronte di scavo (porzione sommitale fronte N.W.) che a livello di singolo ribasso in avanzamento. Le azioni sismiche di progetto sono state considerate nel modello di calcolo secondo quanto indicato in precedenza nell'apposito paragrafo "Caratterizzazione sismica del sito (D.M. 14/01/2008)".

I parametri geotecnici-geomeccanici dei giunti di discontinuità sono chiaramente indicati nel listati di calcolo in allegato alla presente relativi alle analisi di stabilità globale.

La resistenza al taglio lungo i giunti di discontinuità coinvolti è stata calcolata secondo il criterio di Barton (rif. parametri nelle successive tabelle).

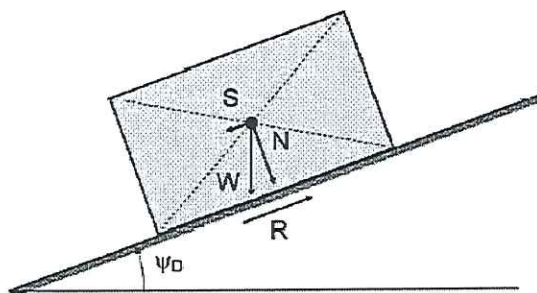
Il modello di calcolo utilizzato è il Codice PLASMON, gentilmente messo a disposizione dal Politecnico di Torino - Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica - su interessamento del dott. Ing. Geol. M. Previale di A.R.P.A. Piemonte.

Il modello effettua un'analisi probabilistica della stabilità di un pendio in roccia soggetto a scivolamento planare, sulla base della variabilità statistica delle caratteristiche geometriche e meccaniche del problema. Le analisi di tipo meccanico vengono condotte sulla base del metodo dell'Equilibrio Limite, che consente il calcolo del fattore di sicurezza (F_s) a partire da set di parametri campionati in modo random da distribuzioni di frequenza delle variabili. I campionamenti vengono eseguiti mediante l'impiego del metodo di Monte Carlo. Il risultato dell'analisi probabilistica è una distribuzione di frequenza del fattore di sicurezza, sulla base della quale è possibile calcolare una probabilità di rottura (P_R) del pendio.

Il metodo dell'Equilibrio Limite è basato sulla conoscenza a priori della superficie di scivolamento, caratterizzata da una resistenza di taglio dovuta semplicemente alla sollecitazione normale agente sul piano ed indipendente dall'entità delle deformazioni (che non possono essere prese in conto). Si definisce quindi un coefficiente di sicurezza che si esplicita nel rapporto tra le forze resistenti e le forze

instabilizzanti lungo la superficie scelta a priori; nel caso in cui esso risulti maggiore dell'unità il pendio può essere considerato stabile.

L'analisi di stabilità dello scivolamento planare su un pendio in roccia può ricondursi all'analisi (bidimensionale) di stabilità di un blocco rigido su un piano inclinato (figura sotto).



In questo caso i parametri noti per il calcolo del fattore di sicurezza sono il peso di volume del materiale e l'angolo di attrito della superficie di scivolamento, nell'ipotesi che la sua resistenza al taglio sia espressa dal criterio di Coulomb e che la coesione sia nulla. Si ipotizza dunque che la rottura avvenga per scivolamento su una superficie nota e che la massa scivolante sia costituita da uno o più blocchi rigidi che possono spostarsi senza deformazioni o rotture interne ai blocchi.

Con riferimento al caso schematizzato nella figura precedente il fattore di sicurezza, corrispondente al rapporto tra le forze resistenti (R) e quelle scivolanti (S) è dato da:

$$R = N \tan \varphi = W \cos \psi_D \tan \varphi$$

$$S = W \sin \psi_D$$

$$F_s = \frac{R}{S} = \frac{\tan \varphi}{\tan \psi_D}$$

Tramite la tecnica probabilistica di Monte Carlo il processo di generazione della densità di probabilità del fattore di sicurezza si articola, a partire dalle distribuzioni cumulative di frequenza $F(x_i)$ delle variabili di base z_i , in:

- 1) estrazione di un numero casuale $R(0,1)$, compreso tra 0 e 1, mediante generatori automatici;
- 2) assunzione di un valore $F(x_i)$ pari a $R(0,1)$;
- 3) calcolo del valore di z_i corrispondente a $F(x_i)$, in accordo con la distribuzione cumulativa di frequenza della variabile;
- 4) calcolo deterministico del fattore di sicurezza F_s ;
- 5) ripetizione n volte dei punti 1÷4 fino alla creazione di una distribuzione statistica di F_s ;
- 6) valutazione della probabilità di rottura:
 - assumendo una legge di densità per F_s e ricavando la probabilità che $F_s < 1$
 - calcolando direttamente il rapporto: $P_R = n^* / n$ dove n^* è il numero di $F_s < 1$ e n è il numero totale di campionamenti.

Principali parametri di input utilizzati

I parametri di input utilizzati relativamente alla geometria dei piani coinvolti sono specificati negli allegati outputs di calcolo.

Si specifica, infine, che a scopo cautelativo si è ipotizzata, in prima analisi, l'assenza di "ponti di roccia" e quindi una coesione nulla lungo i giunti lungo i quali può potenzialmente manifestarsi il cinematismo analizzato.

Successivamente, per i casi in cui nell'ipotesi teorica e più cautelativa di assenza di ponti di roccia non veniva soddisfatto il fattore di sicurezza minimo, si è rivalutato il cinematismo assumendo un fattore di coesione attribuibile a ponti di roccia come definito al precedente Capitolo.

La resistenza al taglio lungo il giunto di discontinuità considerato come possibile piano di scivolamento viene calcolata con il criterio di Barton, ovvero considerando l'effettivo stato tensionale che agisce sulla/e discontinuità che possono indurre lo scivolamento, funzione del carico litostatico su di essa esercitato dal blocco roccioso interessato dal scivolamento stesso.

In particolare, l'analisi del comportamento meccanico dei giunti di discontinuità è stata effettuata secondo un criterio non lineare (la resistenza mobilitata cresce in maniera non lineare al crescere degli sforzi efficaci, con un andamento di tipo parabolico), ovvero adottando il criterio empirico di Barton:

$$T = P_n \cdot \tan [\varphi_b + JRC \cdot \log (P_j / P_n)]$$

con:

T = resistenza al taglio del giunto;

P_n = pressione normale applicata sul giunto;

φ_b = angolo di resistenza al taglio di base del giunto;

JRC = coefficiente che descrive il grado di rugosità della superficie della discontinuità (Joint Roughness Coefficient);

P_j = resistenza alla compressione monoassiale del giunto.

Nel caso in esame lo stato tensionale è stato valutato cautelativamente in relazione all'intera elevazione del fronte di scavo su cui si vuole valutare il cinematismo (settore sommitale forte N.W.) e sulla sola altezza del singolo ribasso.

FR NW – Ks

H MAX FRONTE DI SCAVO				H SINGOLO RIBASSO			
Peso di volume ammasso roccioso	γ _r	27,3	[kN/m ³]	Peso di volume ammasso roccioso	γ _r	27,3	[kN/m ³]
Profondità media su superficie di scivolamento	H _m	45,00	[m]	Profondità media su superficie di scivolamento	H _m	8,00	[m]
Stato tensionale	σ _n	1,229	[MPa]	Stato tensionale	σ _n	0,218	[MPa]
Angolo di attrito di base	φ _{base}	29,0	[°]	Angolo di attrito di base	φ _{base}	29,0	[°]
Joint Roughness Coefficient	JRC	7,0		Joint Roughness Coefficient	JRC	7,0	
Joint Compressive Strength	JCS	68,8	[MPa]	Joint Compressive Strength	JCS	68,8	[MPa]
Introdurre fattore correttivo JRC per effetto scala (S/NO)?	F _{corr JRC}	NO		Introdurre fattore correttivo JRC per effetto scala (S/NO)?	F _{corr JRC}	NO	
Introdurre fattore correttivo JCS per effetto scala (S/NO)?	F _{corr JCS}	NO		Introdurre fattore correttivo JCS per effetto scala (S/NO)?	F _{corr JCS}	NO	
lunghezza discontinuità (per calcolo fattori correttivi)	L _{dis}	10	[m]	lunghezza discontinuità (per calcolo fattori correttivi)	L _{dis}	10	[m]
Fattore correttivo JRC	F _{corr JRC}	1,00		Fattore correttivo JRC	F _{corr JRC}	1,00	
Joint Roughness Coefficient corretto (JRC')	JRC'	7,00		Joint Roughness Coefficient corretto (JRC')	JRC'	7,00	
Fattore correttivo JCS	F _{corr JCS}	1,00		Fattore correttivo JCS	F _{corr JCS}	1,00	
Joint Compressive Strength corretto (JCS')	JCS'	68,75		Joint Compressive Strength corretto (JCS')	JCS'	68,75	
Resistenza al taglio su discontinuità	τ _{Barton}	1076,81	[MPa]	Resistenza al taglio su discontinuità	τ _{Barton}	230,03	[MPa]
Angolo di attrito totale	φ _{max}	41,24	[°]	Angolo di attrito totale	φ _{max}	46,49	[°]
Coefficiente riduttivo parziale (da NTC)	γ _{el}	1,25		Coefficiente riduttivo parziale (da NTC)	γ _{el}	1,25	
Angolo di attrito totale ridotto come da NTC	φ _{max (calcolo)}	35,04	[°]	Angolo di attrito totale ridotto come da NTC	φ _{max (calcolo)}	40,12	[°]

Si allegano i dati di output derivanti dalle verifiche eseguite.

- GESTIONE DELLE ACQUE METEORICHE INTERFERENTI CON L'AREA DI ESCAVAZIONE E RETE DI REGIMAZIONE IN PROGETTO

Nel corso dei lavori di coltivazione le acque superficiali interferenti con il sito estrattivo verranno integralmente gestite mediante la rete di regimazione provvisoria di cantiere per il convogliamento delle acque nelle vasche di decantazione.

Dalla batteria di vasche le acque chiarificate verranno recapitate nell'alveo del rio Groppale, a Sud-Ovest, mediante tratto di tubazione in PVC.

Il bacino sotteso al sistema di trattamento acque ricomprende anche l'origine del rio Pianezze, catastalmente tracciato nord-sud lungo lo spigolo Nord e lungo il piazzale di cava.

Dai rilievi eseguiti, confermati dalle testimonianze pregresse degli operatori di cava, non vi sono ad oggi evidenze del corpo idrico nell'area di cava e nel relativo vecchio corpo di discarica a valle del piazzale, in cui catastalmente si delinea la traccia del rio di pianezze.

Verifica del dimensionamento dell'impianto di depurazione previsto

Il sistema di depurazione delle acque sarà costituito da una batteria di 4 vasche di decantazione avente dimensioni interne utili di 2,5 x 2,5 metri e di altezza allo sfioro di 1,5 metri. La batteria sarà ricavata nello spigolo Sud-Est di cava.

Di seguito viene invece proposta la verifica del corretto dimensionamento del sistema di decantazione in progetto.

VOLUME UTILE VASCHE $V_{TOT} \cong 37,5$ mc

Di seguito viene valutato il tempo di residenza idraulico per la batteria di vasche secondo il dimensionamento previsto dell'impianto di chiarificazione delle acque, tenendo conto dei valori di portata media degli afflussi meteorici tipici dell'area in esame.

Si ritiene utile premettere che la scelta di dimensionare le vasche su un dato di precipitazione media locale appare funzionale.

Presso i numerosi siti estrattivi a cui lo scrivente ha prestato servizi di consulenza nell'ultimo decennio, e per i quali il dimensionamento delle vasche di decantazione è stato effettuato sulla base del parametro di piovosità media, peraltro sino ad ora condiviso dagli Organi competenti, sono installate batterie di vasche con dimensioni tali da garantire un efficace funzionamento del sistema di chiarificazione e secondo geometrie dimensionali sufficientemente ampie ma nel contempo non eccessivamente sovradimensionate come invece condurrebbe un approccio basato su tempi di ritorno decennali o su analisi di prima pioggia.

In caso di eventi meteorici critici, periodi peraltro con fermo delle lavorazioni, si ritiene infatti che la funzione delle vasche sia assolutamente di secondaria importanza rispetto all'evento stesso.

L'esperienza delle realtà operative di settore conduce quindi a ritenere soddisfacente il compromesso tra dimensioni geometriche delle vasche basate su piogge medie ed efficienza delle stesse.

Il regime di piovosità media dell'area di indagine è ricavato dai dati bibliografici esistenti, e precisamente dall'Atlante climatologico Regionale edito dalla Regione Piemonte nonché dalla cartografia regionale delle curve isoiete del bacino idrografico del Fiume Toce.

I dati utilizzati, e relativi all'areale di Crevoladossola (zona Oira) - (quota media di riferimento dati: 533 metri s.l.m. circa - quota min. 324 m.s.l.m. - quota max. 1030 m.s.l.m.), derivano da una serie storica pluriennale e sono stati ottenuti mediante elaborazione di dati registrati dalle stazioni di rilevamento termo-pluviometriche esistenti all'intorno dell'area vasta di indagine, mediati tra loro, e si riferiscono alle seguenti coordinate UTM:

Nord	5114595
Est	447532

Confermano un valore medio di precipitazioni annuali pari a 1.494,9 mm, che corrispondono ad una piovosità media oraria di 0,170 mm circa.

Pertanto, considerando il bacino utile sotteso alle vasche (superficie bacino residuo = 31.000 m^2 circa), la portata media di afflusso alla batteria di vasche sarà pari a $0,00146 \text{ m}^3/\text{sec}$. In tale situazione, quindi, il tempo di residenza idraulico risulta:

$$Tr = V/Q = (37,5 \text{ m}^3 / 0,00146 \text{ m}^3/\text{sec}) = 25.685 \text{ sec} \approx 7 \text{ h}$$

dove:

$$Q = \text{portata media immessa} = 0,00146 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$V = \text{volume utile della batteria di vasche} \approx 37,5 \text{ m}^3$$

Il tempo di residenza così ottenuto si ritiene sufficiente a garantire un'ottimale efficienza del sistema di sedimentazione.

Calcolo dell'efficienza delle vasche tenuto conto anche delle acque di lavorazione

Si precisa che l'attrezzatura utilizzata in cava che necessita di acqua di lavorazione saranno le macchine per il taglio con filo diamantato, la quale richiede una portata istantanea d'acqua pari a circa 20 litri/minuto, secondo le informazioni acquisite dalla Ditta istante, corrispondente ad una portata massima istantanea pari a circa $0,33 \text{ l/sec}$ per ciascuna macchina.

Le altre attrezzature utilizzate, con riferimento ai martelli perforatori e tagliablocchi, vengono invece messe in esercizio con l'ausilio di aspiratore, pertanto non viene di norma usata acqua di lavorazione.

Volendo rivalutare il tempo di residenza delle acque nella batteria di vasche di sedimentazione, tenendo conto delle suddetta portata istantanea massima delle acque di lavorazione, si avrà:

- o portata media di afflusso meteorico = $0,00146 \text{ m}^3/\text{sec}$
- o portata acque di lavorazione = $n^\circ 3 \text{ macch. filo} \times 0,00033 \text{ m}^3/\text{sec}$
= $0,001 \text{ m}^3/\text{sec}$
- o portata totale immessa nelle vasche = $0,00246 \text{ m}^3/\text{sec}$

In tale situazione, quindi, il tempo di residenza idraulico risulta:

$$Tr = V/Q = (37,5 \text{ m}^3 / 0,00246 \text{ m}^3/\text{sec}) = 15.244 \text{ sec} \approx 4 \text{ ore}$$

Ovvio che in assenza di precipitazioni meteoriche, condizione che rappresenta lo scenario lavorativo abituale, la portata affluente alla batteria di vasche sarà unicamente determinata dalle acque di lavorazione, pertanto:

$$Tr' = V/Q = (37,5 \text{ m}^3 / 0,001 \text{ m}^3/\text{sec}) = 37.500 \text{ sec} \approx 10 \text{ ore}$$

Il tempo di residenza così ottenuto si ritiene comunque sufficiente a garantire una buona efficienza del sistema di sedimentazione.

Partendo dal presupposto che l'efficienza delle vasche è massimamente garantita se viene mantenuto un volume libero pari all'80% del volume della stessa batteria di vasche, ossia lo svuotamento delle stesse avverrà allorquando la capienza venga ridotta del 20%, e considerato che il volume della vasca sarà pari a $37,5 \text{ m}^3$, si formulano le seguenti considerazioni.

Considerando la superficie areale in pianta delle vasche pari a circa 25 m^2 , una riduzione del volume utile massimo del 20% verrà raggiunta nel momento in cui i sedimenti raggiungeranno un'altezza di circa 30 cm. dal fondo di ciascuna vasca.

Con la predisposizione di un'asta graduata all'interno della vasca sarà quindi possibile programmare in tempo utile le operazioni di svuotamento e smaltimento del sedimento.

- volume utile max. = 37,5 m³
- riduzione 20% = 7,5 m³
- volume utile residuo = 30,0 m³

La stima della frequenza di svuotamento può essere relazionata al previsto quantitativo di particelle fini che entrano nel ciclo di depurazione.

Tale dato è stato ricavato da alcune considerazioni sulla produzione di polveri attesa per ogni metro cubo di roccia estratta, sulla base delle informazioni acquisite da una nota azienda produttrice delle macchine operatrici del settore, ed in base alla volumetria media giornaliera che si prevede di estrarre in cava.

In dettaglio, per ogni metro cubo di roccia scavata sono stati stimati 20 ml. di foro con perforatore avente diametro medio del fioretto di 22 mm - il volume totale scavato e la relativa produzione di polveri stimata è di 0,0076 m³/m³_{cavato}.

Tale valore deve essere abbattuto al 20%, in quanto l'80% (valore indicato dall'Azienda produttrice delle macchine) delle polveri viene raccolta dagli appositi aspiratori montati sui perforatori; pertanto il volume di polveri che potrà entrare nel ciclo di depurazione delle vasche è stimabile in 0,0015 m³/m³_{cavato}

Il volume medio del materiale scavato annualmente nell'ambito di cava è di circa 38.300 m³ (valutato cautelativamente sul 1° quinquennio), ossia mediamente 174 m³/giorno; considerando una produzione di polveri stimata di 0,0015 m³/m³_{cavato} si ottiene giornalmente un quantitativo di circa 0,26 m³ di polveri.

La saturazione del volume di sedimenti oltre al quale occorre procedere allo svuotamento verrà quindi raggiunto indicativamente in un periodo di circa 30 gg. lavorativi.

Frequenza stimata di svuotamento vasche:

n° gg. necessari all'interimento del 20% delle vasche:

$$(7,5 \text{ m}^3 / 0,26 \text{ m}^3/\text{gg}) = 29 \text{ gg.}$$

Come già indicato, tale condizione è da intendersi assolutamente sovrastimata, in quanto considera che le polveri prodotte dalla coltivazione vengono integralmente convogliate nel sistema di decantazione.

Il valore teorico della frequenza di svuotamento stimata è quindi indicativo, mentre in realtà lo svuotamento avverrà ogni qualvolta quando le vasche avranno ridotto la capacità di sedimentazione del 20%, condizione facilmente controllabile mediante un'asta graduata (h=30 cm dal fondo, come precedentemente indicato).

Il materiale fine prodotto sarà periodicamente asportato dalle vasche ad opera della Ditta istante, e smaltito in apposita discarica autorizzata, così come specificato dalla normativa vigente.

DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE DI REGIMAZIONE E SMALTIMENTO DELLE ACQUE AL DI FUORI DELL'AREA DI CAVA

Nella fase di recupero ambientale, smantellate le vasche di decantazione, le acque interferenti con l'area estrattiva saranno regimate dalla rete di cunette in progetto alla base del fronte residuale N.E. di cava; successivamente, dalla zona delle vasche rimosse, le acque saranno indirizzate nell'esistente tombinatura della pista di accesso a quota 506 m.s.l.m. circa, ripristinando di fatto la traccia idrica del rio Pianezze.

In relazione al bacino residuo sotteso all'area di cava si sono effettuate le valutazioni per il dimensionamento della rete di regimazione prevista da progetto.

Di seguito vengono quindi eseguite le verifiche idrauliche riferite alla rete di smaltimento delle acque meteoriche e di ruscellamento intercettate dalle opere di regimazione in progetto.

Verrà adottato il metodo afflussi-deflussi, metodo che permette di porsi nelle condizioni di maggiore cautela, difatti nel calcolo il tempo di corrivazione viene considerato nullo, e l'apporto meteorico viene valutato per la sua totalità, senza dispersioni dovute a processi di infiltrazione e di evapo-traspirazione.

Per il calcolo del dimensionamento idraulico delle cunette si propone di adottare un'intensità di pioggia pari a 58,8 mm/ora (02/07/1995), valore questo da ritenersi sufficientemente cautelativo poiché corrisponde ai massimi di precipitazione registrati nell'ultimo cinquantennio presso la stazione pluviometrica di Domodossola (i dati a disposizione vanno dal 1935 al 1973 e dal 1988 al 2004).

Cunetta alla base del fronte nord-est di cava

Afflussi

In riferimento all'area sottesa al tratto di canaletta in progetto e considerando un'intensità massima di pioggia definita in precedenza (58,8 mm/h), è possibile valutare quantitativamente gli afflussi in arrivo, e quindi confrontare tale valore con la portata smaltibile dalle opere di regimazione previste:

$$A = 31.000 \text{ m}^2 \quad Q_{in} = A * V = 0,506 \text{ m}^3/\text{sec}$$

Deflussi

Essendo la portata della sezione di deflusso pari a:

$$Q = A * V$$

e dove la velocità viene ricavata dalla formula di Chézy ed il coefficiente di scabrezza può essere calcolato con la formula di Strickler:

$$V = 1,893 \text{ m/sec} \quad (J_{min} = 1,0^\circ - K_s = 50)$$

La portata smaltibile che si ottiene considerando una cunetta a sezione trapezoidale in fosso naturale rivestito in rete antierosiva.

- base maggiore = 100 cm
- base minore = 50 cm
- altezza = 50 cm

$$Q = S * V$$

$$Q_{out} = 0,710 \text{ m}^3/\text{sec} > Q_{in} = 0,506 \text{ m}^3/\text{sec}$$

Il risultato ottenuto permette di stabilire come il dimensionamento minimo previsto per la cunetta previste nell'area di cava, a valle della zona di coltivazione, sia sufficiente a garantire il corretto smaltimento delle acque meteoriche e di ruscellamento.

- CRITERI TECNICO-ESECUTIVI

Dopo aver analizzato le caratteristiche geologiche, geomorfologiche ed idrogeologiche dell'area in oggetto, nonché aver eseguito le opportune verifiche di stabilità sull'ammasso roccioso, possono esprimersi i seguenti criteri tecnici e le modalità esecutive da adottarsi per realizzare il lavori di escavazione compatibilmente con l'assetto geostatico ed idrogeologico del territorio.

Scavi in roccia: viste le caratteristiche geomeccaniche e la giacitura dei set di fratturazione del substrato roccioso, i lavori di scavo dovranno essere eseguiti secondo abbattimenti controllati coincidenti con i piani di debolezza individuati dalle superfici di discontinuità.

In particolare il fronte Nord-Est di cava dovrà essere impostato seguendo scrupolosamente l'andamento della discontinuità K2, qualora intercettata, la quale costituirà il taglio al contro delle bancate in arretramento.

Inoltre, il fronte Nord-Ovest dovrà essere impostato seguendo l'andamento della pioda naturale (Ks).

Con lo sviluppo dell'attività di coltivazione, si dovrà procedere all'aggiornamento geostrutturale dell'ammasso roccioso, in modo da controllare i dati giaciturali rilevati ad oggi.

Opere di regimazione delle acque superficiali: per ciò che concerne le gestione delle acque all'interno dell'area di cava, in fase di coltivazione le stesse saranno convogliate nel settore Sud-Est di cava per effetto della morfologia del piazzale e di alcune opere di regimazione provvisoria; da tale area le acque saranno convogliate al rio Groppale (a Ovest dell'area di coltivazione) mediante tubazione flessibile. In fase di recupero ambientale, a coltivazione ultimata, è stata prevista la realizzazione di cunetta posta alla base del fronte residuo N.E. ed di un successivo tratto di alveo canalizzato a valle del piazzale di cava, sino all'immissione nell'esistente tombinatura della pista di accesso (alveo rio Pianezze), come meglio indicato nelle tavole di recupero ambientale e regimazione acque, ripristinando così l'impluvio denominata rio Pianezze ad oggi non più esistente.

- CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

L'attività estrattiva e le opere accessorie alla stessa, se eseguite secondo quanto riportato nel progetto di coltivazione e secondo quanto emerso dalla presente indagine geologico-tecnica, possono ritenersi compatibili con l'assetto idrogeologico del territorio e con la stabilità dello stesso.

Domodossola, Settembre 2011