Firmato digitalmente da:
FORFORI BRUNELLO
Firmato il 08/06/2021 15:29
Seriale Certificato: 66844987387682985921512530714018595995
Valido dal 21/12/2020 al 21/12/2023
Aruba PEC S.p.A. NG CA 3

STUDIO DI GEOLOGIA
Dott. Brunello FORFORI
Via VII Luglio, 34
54033 – Carrara (MS)
Tel. +39/393/9592397
E-MAIL: studio.forfori@gmail.com
PEC: brunelloforfori@epap.sicurezzapostale.it

STUDIO GEOMECCANICO ED ANALISI DI STABILITA' PREVISIONALE DI SUPPORTO AL PROGETTO DI COLTIVAZIONE DELLA CAVA "CAMPACCIO" – BACINO DI ACQUABIANCA - COMUNE DI MINUCCIANO (LU) –

Relazione Tecnica di supporto al progetto di coltivazione

COMMITTENTE:

ACQUABIANCA MARMI SRL – Via Primo Tonini, 82/B – Fraz. Gorfigliano – Minucciano (LU)

IL LEGALE RAPPRESENTANTE

Sig. Corrado IACOPI

IL GEOLOGO

Dott. Geol. Brunello FORFORI

- MAGGIO 2021 -

Sommario

1.0 - PREMESSA 3

2.0 - METODOLOGIE DI INDAGINE 3

3.0 – CARATTERI GENERALI DEL SITOP ESTRATTIVO 4

4.0 – INDAGINI GEOGNOSTICHE, ANALISI DELLO STATO DI PALEOSTRESS E RILEVO STRUTTURALE DELL'AREA 5

4.1 – INDAGINI GEOGNOSTICHE 5
4.1.1 – Sondaggio geognostico a carotaggio continuo 5
4.1.2 – Stese sismiche a rifrazione 6
4.2 – VALUTAZIONE DEL PALEOSTRESS LOCALE CON IMPIEGO DEL PROGRAMMA Win-Tensor 7
4.3 – RICONOSCIMENTO DELLE DISCONTINUITA' – CARATTERI STRUTTURALI DI RILEIVO – CLASSIFICAZIONE DELL'AMMASSO ROCCIOSO 10
4.3.2 – Caratteri strutturali del rilievo 15

4.3.3 – CLASSIFICAZIONE DELL'AMMASSO ROCCIOSO 18

4.4 – STIMA DEI PARAMETRI DI RESISTENZA DELL'AMMASSO ROCCIOSO 21

5.0 - RESISTENZA AL TAGLIO DELLE DISCONTINUITA' 24

6.0 - INQUADRAMENTO SISMICO DELL'AREA 25

7.0 - ORIENTAZIONI DEI FRONTI DI LAVORO 27

8.0 - ANALISI DEI CARICHI 29

8.1. Carichi permanenti - Ammasso roccioso 29
8.2. Carichi permanenti non strutturali 29
8.3. Carichi variabili 29
8.4 Azioni di calcolo 29

9.0 - VERIFICHE DI STABILITÀ DEI FRONTI A CIELO APERTO 31

9.1. Fronti a cielo aperto 31
9.2. Scivolamento planare – Metodologia di verifica 32
9.3. Analisi dei risultati di calcolo 33
9.3.1 - Fronti principali nel cantiere Campaccio Inferiore 34
9.3.2 - Fronti principali nel cantiere Campaccio Superiore 37
9.4. Scivolamento tridimensionale - Metodologia di calcolo 41
9.5. Analisi dei risultati di calcolo 42
9.5.1 - Fronti principali nel cantiere Campaccio Inferiore 43
9.5.2 - Fronti principali nel cantiere Campaccio Superiore 47
9.6. - Instabilità per ribaltamento flessionale - Metodologia di calcolo 52
9.7. - Verifiche a ribaltamento flessionale 53
9.7.1 - Fronti principali nel cantiere Campaccio Inferiore 53
9.7.2 - Fronti principali nel cantiere Superiore Campaccio 54
9.8. - Stima dell'altezza critica dei fronti 55

10.0 – ANALISI DEL PROGETTO A CIELO APERTO ED INTERAZIONE CON ELEMENTI STRUTTURALI DI RILIEVO ED INTERVENTI PRELIMINARI 57

10.1 – Cantiere Inferiore Campaccio 57
10.2 – Cantiere Superiore Campaccio 58

1.0 - PREMESSA

Per incarico della Società ACQUABIANCA MARMI S.r.l. con sede nel comune di Minucciano (LU), è stata redatta la seguente relazione tecnica sulla condizione di stabilità dei fronti e delle tecchie della cava *CAMPACCIO,* sita nel Bacino di Acquabianca nel comune di Minucciano (LU), allegata a supporto del progetto di coltivazione. La presente, considerato che prende in esame i fronti vecchi in ripresa e fronti nuovi progettuali, è da considerarsi anche quale aggiornamento annuale ai sensi dell'Art. 52 del D.Lgvo n°624/1996.

Per la verifica dei depositi detritici (ravaneti) è stata redatta relazione tecnica separata.

La base topografica, rilievo in scala 1:500, su cui è stata elaborata la "*Carta della Fratturazione*" Tavola 9, è stata fornita dalla Società su rilievo del Geom. Luigi Dell'Amico.

2.0 - METODOLOGIE DI INDAGINE

Lo studio è stato affrontato e sviluppato secondo le seguenti fasi:

1. Aggiornamento topografico dell'area di cava;
2. Prima osservazione della condizione generale dei luoghi sia dei fronti di lavoro residui;
3. Rilievi geomeccanici e strutturali effettuati su i fronti accessibili sia del Cantiere Inferiore (q.ta 961.8m s.l.m. e 984.3m s.l.m.) che del Cantiere Superiore (1035.2-1041.1-1044.8m s.l.m.), attraverso stendimenti sui fronti di scavo e rilievi puntuali in aree di particolare interesse esterne;
4. Esecuzione di carotaggio continuo alla base del fronte di q.ta 984.3m s.l.m. e di due stese sismiche per valutare gli spessori delle coperture detritiche di cui una lungo la viabilità superiore di bacino tra q.te 1035 e 1048m s.l.m. circa, ed una in corrispondenza del corpo detritico occidentale a partire dalla viabilità di servizio che scende per collegarsi al Cantiere Inferiore;
5. Elaborazione statistica dei dati raccolti negli stendimenti strutturali così da redigere le tabelle "*Range dei sistemi di discontinuità*" e le Tabelle "*Parametri fisico-meccanici dei sistemi di discontinuità*" ;
6. Verifica dei dati raccolti per classificazione geomeccanica dell'ammasso roccioso (indice RMR di Bieniawski e G.S.I. di Hoek, Kaiser e Bawden);
7. Determinazione dei parametri geomeccanici principali dell'ammasso;
8. Definizione dei parametri geomeccanici di resistenza delle famiglie di discontinuità rilevate nella cava;
9. Prima osservazione e verifica delle strutture presenti sui fronti residui di cui sia necessario effettuare una valutazione ed ipotesi di intervento, preliminari allo sviluppo del progetto;
10. Verifica grafica ed analitica mediante programmi di calcolo informatizzato delle potenziali combinazioni cinematiche derivanti dall'interazione tra i fronti che si andranno a realizzare con i sistemi di discontinuità per la ricerca di cunei e di prismi di parete;
11. Indicazione nei casi di $R_d/E_d<1$ (resistenza geotecnica globale su valore azione di progetto) di ipotesi di intervento (abbattimento, stabilizzazione, etc.) previa analisi dei parametri geometrici e fisico-meccanici (tipo a g.s., persistenza, angolo tra direzione di scivolamento e fronte, peso statistico del sistema di discontinuità ecc..) al fine di valutare quanto concorrano alla stabilità dei fronti rocciosi;
12. Verifica preliminare degli elementi del sotterraneo progettato (pilastri, solette di copertura, etc.) e delle aree di ingresso;
13. Verifica cinematica delle possibili strutture che potrebbero emergere in combinazione tra perimetri e fronti del sotterraneo con i principali sistemi di discontinuità rilevati con ipotesi di intervento;
14. Piano di monitoraggio e studio dello stato tensionale da attuare con le prime fasi di sviluppo del sotterraneo.
15. Conclusioni ed indicazioni generali.

3.0 – CARATTERI GENERALI DEL SITOP ESTRATTIVO

L'escavazione nell'area area del Bacino di Acquabianca, si protrae dal secolo scorso; riprova di ciò sono le numerose unità estrattive che sono state aperte, quelle ancora attive ed i saggi aperti in un recente passato.
Il giacimento è uno dei più noti nell'area (Bianco Campaccio); l'area di affioramento dei *marmi s.s.* nella concessione CAMPACCIO è caratterizzata dalla presenza di livelli litologici caratterizzati da un colore di fondo con punto di bianco elevato e da particolare purezza (assenza di venature), denominati nel mercato corrente come "Bianco Acquabinaca", "Bianco Scaglia", "Bianco Campaccio" etc. e dalla presenza di "Bardiglio", marmo con caratteristiche cromatiche che vanno dal grigio chiaro al grigio scuro fino al nero, con presenza di venature più scure della massa di fondo e da una generale uniformità-

Nell'area di Acquabianca al momento sono presenti diverse cave in via di riattivazione, con progetti presentati e già vagliati dagli Enti preposti (Bacolaio di Cima, Scaglia-Bardiglio), ed al momento due cave autorizzate la Pungitopo, in attività dal 2016, e la Zebrino 2-3 che è stata attivata di recente.

Considerando come riferimento la viabilità di accesso al bacino di Acquabianca-Carcaraia-M.te Cavallo, al fine di una più semplice descrizione dell'area di intervento, si denominerà come Cantiere Superiore le aree di intervento comprese tra la stessa viabilità fino al limite delle Vette Bianche, quindi tra 1040 e 1200m s.l.m. circa; Cantiere Inferiore la porzione dell'area di intervento compresa tra la viabilità sopra indicata ed il Rio Ventagio. La parte superiore del giacimento ha avuto visibilmente uno sviluppo maggiore con realizzazione in continuità di più piazzali tra le q.te di 1217 (cantiere detto delle Vette Bianche) e 1040m s.l.m. (strada); oltre alla coltivazione a cielo aperto sono visibili su questi fronti tentativi/saggi in sotterraneo. La porzione sommitale del cantiere superiore q.te 1203-1210m s.l.m. è raggiungibile con una deviazione dalla viabilità che conduce al Bacino di Carcaraia a partire da q.ta 1119m s.l.m. circa. Anche la porzione mediana, piazzale di quota 1084.7m s.l.m. circa, è raggiungibile con una deviazione dalla stessa viabilità per Carcaraia a partire da q.ta 1097.1m s.l.m..

Da quota circa 1090m s.l.m. i vari ribassi della vecchia cava, sviluppata a trincea, sono coperti da materiale detritico che degrada fino al piano di q.ta 1041m s.l.m. circa.

Al di sotto della viabilità, Cantiere Inferiore, in parte coperti dal ravaneto che degrada fino alla base del versante, sono presenti tra quote di circa 960-980m s.l.m. modesti piazzali in un recente passato sede di attività estrattiva a cielo aperto, di cui sono ben riconoscibili le bancate. Il livello oggetto di coltivazione in essi è in diretta continuità con i piazzali soprastanti la viabilità verso Sud e con il cantiere Scaglia verso settentrione. In tutta quest'area, la disposizione dei livelli e il valore d'inclinazione della scistosità principale S1 (*verso di macchia*), crea talvolta una ripetizione delle qualità, come ben visibile all'interno della cava e come visibile nel cantiere Scaglia posto a N sul versante opposto rispetto al Rio Ventagio.

I dati ripresi dalle Schede del PABE evidenziavano che la scistosità ha valori misurati variabili come direzione di immersione da 230° fino a 260° ed inclinazione compresa nel range 65°-88°. I sistemi principali sono riconducibili a fratture del "verso" con direzione N145-N170 ed immersione a W compresa tra i 70° fino a verticale e quello del "secondo" con direzione N80-N110 ed immersione a N ed inclinazione da 40° a 75°. L'areale soprastante la viabilità di bacino, tra q.ta 1040 e 1220m s.l.m. circa, è caratterizzato da una fratturazione piuttosto intensa specie nell'area del cantiere delle Vette Bianche. Alla fratturazione naturale, visibile sul fronte residuo (tecchia) orientale si associano botte da mina. Questa condizione strutturale caratterizza anche la porzione di giacimento direttamente a monte della viabilità.

La condizione strutturale del cantiere sottostante la viabilità (lato N del sito), localizzato tra le q.te 970 ed 980m s.l.m. ed al momento coperto dal ravaneto, ricostruita sulla base di rilievi e foto, appare con un grado di fratturazione inferiore rispetto al cantiere soprastante.

Ad ovest è segnalata in corrispondenza del tratto di viabilità di servizio al vecchio cantiere meridionale, lungo la viabilità che parte da q.ta circa 1091.0m s.l.m. e che termina in un modesto piazzale a q.ta 1084m s.l.m., la *Buca dell'Aria Ghiaccia*, emergenza carsica censita come cavità

assorbente T/LU/1027, con dislivello totale di circa 1125m, descritta all'interno della relazione sulle caratteristiche fisiche dell'area di intervento.

La riattivazione del cantiere settentrionale prevede un allontanamento dalla forma carsica censita e dalle aree a maggior fratturazione riferita ai vecchi cantieri.

4.0 – INDAGINI GEOGNOSTICHE, ANALISI DELLO STATO DI PALEOSTRESS E RILEVO STRUTTURALE DELL'AREA

4.1 – INDAGINI GEOGNOSTICHE

Si rinvia per maggiori dettagli alla relazione tecnica sulle caratteristiche fisiche dell'area di intervento, allegata al presente progetto di coltivazione; di seguito si riportano unicamente i principali risultati emersi con lo studio condotto.

4.1.1 – Sondaggio geognostico a carotaggio continuo

Il sondaggio, lunghezza 16,6m, per tutta la lunghezza ha attraversato la formazione dei marmi, ha mostrato una limitata fratturazioni nei primi metri indagati, una maggiore fratturazione tra 8 e 11m, per poi migliorare di nuovo in profondità. Tale finestra a maggior fratturazione è correlabile con la discontinuità J2 orientata circa 355°/75°, vedi carta della fratturazione Tavola 9. Per la carota effettuata è stato valutato l'R.Q.D. che ha fornito un valore di 75,9%, qualità della roccia "buona" secondo indice di Deer, 1964.

Foto del sondaggio della lunghezza complessica di 16,6 metri
Calcolo RQD con lunghezza carote maggiore di 10 cm - lunghezza complessiva di 12,6 m:
1 - 230 cm, 2 - 30cm, 3 - 85 cm, 4 - 15 cm, 5 - 24 cm, 6 - 33 cm, 7 - 26 cm, 8 - 97 cm, 9 - 50 cm, 10 - 30 cm, 11 - 15 cm, 12 - 10 cm, 13 - 17 cm, 14 - 18 cm, 15 - 25 cm, 16 - 35 cm, 17 15 cm, 18 - 10 cm, 19 - 15 cm, 20 - 19 cm, 21 - 23 cm, 22 - 43 cm, 23 - 21 cm, 24 - 18 cm, 25 -16 cm, 26 -18 cm, 27 - 16 cm, 28 - 26 cm, 29 - 16 cm, 30 - 14 cm, 31 - 19 cm, 32 - 19 cm, 33 - 19 cm, 34 - 16 cm, 35 - 13 cm, 36 - 10 cm, 37 - 22 cm, 38 - 31 cm, 39 - 13 cm, 40 - 20 cm, 41 - 35 cm, 42 - 12 cm, 43 - 27 cm.

Figura 1 – carota ricavata in corrispondenza del piano di q.ta 984.3m s.l.m. con direzione circa SE dal fronte attuale.-

4.1.2 – Stese sismiche a rifrazione

Al fine di valutare lo spessore del ravaneto presente all'interno della concessione in oggetto sono state effettuate due stese sismiche a rifrazione in onde P, una ubicata in prossimità della viabilità di servizio al bacino, e quindi lungo la parte apicale del ravaneto, ed una trasversale al ravaneto, posizione illustrata dalla figura successiva.

In sintesi si ha che nella parte alta del ravaneto gli spessori sono ridotti e dell'ordine di 4-5 metri e tale dato trova conferma dagli affioramenti del substrato visibili poco a monte della viabilità, mentre al di sotto della viabilità di servizio di bacino lo spessore del ravaneto aumenta sensibilmente, con uno spessore medio stimato attorno ai 15 metri e piuttosto costante lungo tutto il profilo indagato.

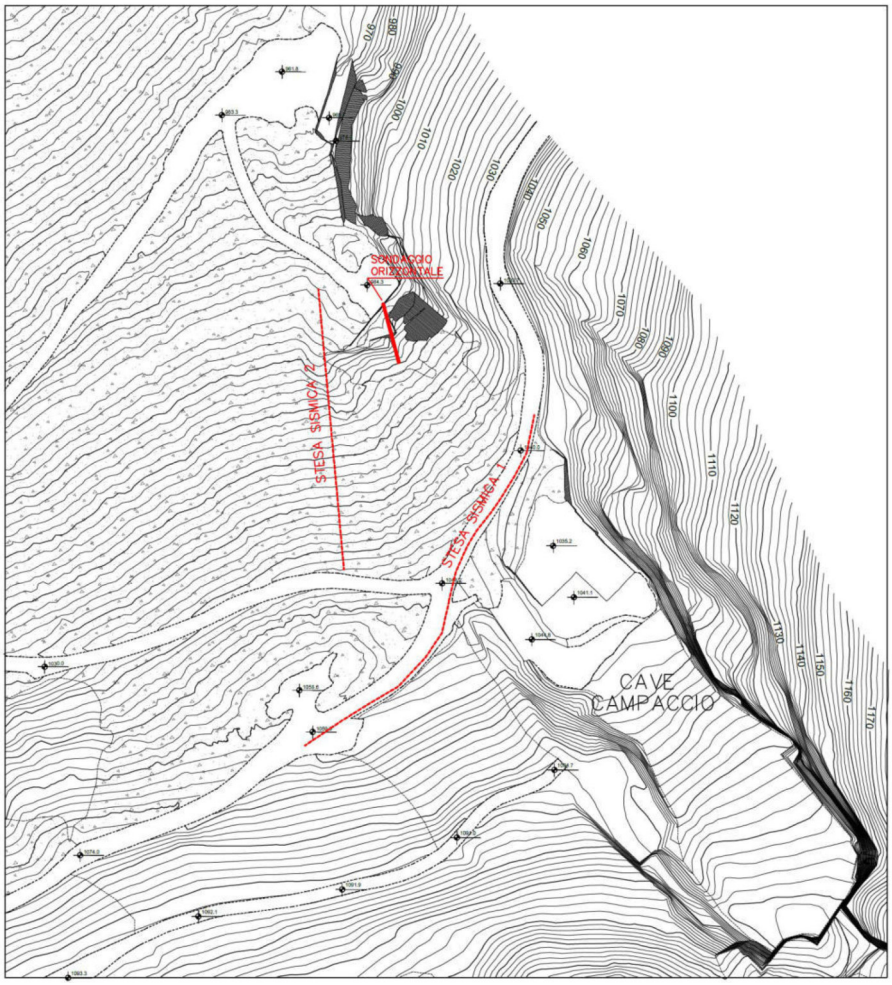


Figura 2. Planimetria con indicazione delle indagini geognostiche effettuate.-

4.2 – VALUTAZIONE DEL PALEOSTRESS LOCALE CON IMPIEGO DEL PROGRAMMA Win-Tensor

Per maggiori dettagli si rimanda come indicato all'inizio del capitolo, alla relazione sulle caratteristiche fisiche dell'area di intervento; di seguito si riportano i principali risultati emersi con lo studio.

In particolare riprendendo quanto contenuto nei capitoli precedenti della relazione sulle caratteristiche fisiche dell'area di intervento, sono stati utilizzati come caratteri strutturali di rilievo le 3 fratture principali nei pressi dell'area prevista per l'ingresso della galleria (per dettaglio si veda tav. 9 – carta della fratturazione), denominate J0, J1 e J2; tutte e 3 le fratture sono state considerate in regime di stress estensionale, delle quali la J0 mostra evidenti lineazioni.

In particolare le fratture inserire nel programma hanno le seguenti orientazioni e inclinazioni:

- J0 – 235°/74°
- J1 – 320°/55°
- J2 – 355°/75°

A queste fratture sono stati associati altri dati di rilievo prelevati nell'intorno dell'area, come altre fratture con lineazioni rilevate nei pressi della Cava Scaglia-Bardiglio.

Si riporta di seguito il set di dati utilizzati per le successive analisi:

N°	Fault-slip data			Input row data (User format)										
	Definition			Fracture plane		Slip Line		Slip	Conf.	Weigh	Activ.	Striae	Subset	Comments
	Id	Format	Type	Dip	Dip-Dir	Plunge	Azim.	Sense	Level	Factor	Type	Intens	Input	
1	10	11	1	70	210	69	193	N	C	1,0	2	2	1,0	Bardiglio
2	9	11	1	70	225	69	204	N	C	1,0	2	2	1,0	Bardiglio
3	1	11	4	75	355			T	C	1,0			1,0	j2
4	2	11	4	55	320			T	C	1,0			1,0	j1
5	3	11	1	74	235	72	209	N	C	1,0	2	2	1,0	jo
6	11	11	1	35	130	35	119	N	C	1,0	2	2	1,0	Bardiglio

Le analisi condotte con il programma WIN_TENSOR derivate dai dati inseriti permettono di avere, in linea preliminare, la distribuzione delle tensioni σ1 σ2 e σ3, permettendo la costruzione dell'ellissoide dello stress in sito.

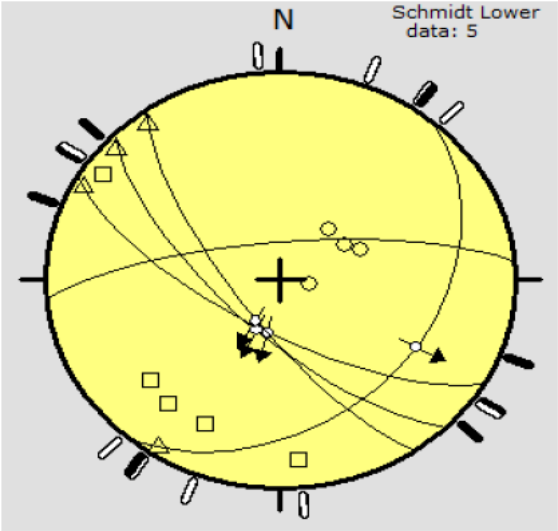


Figura 3: stereonet dei dati inseriti, con la freccia sono evidenziate le strie.-

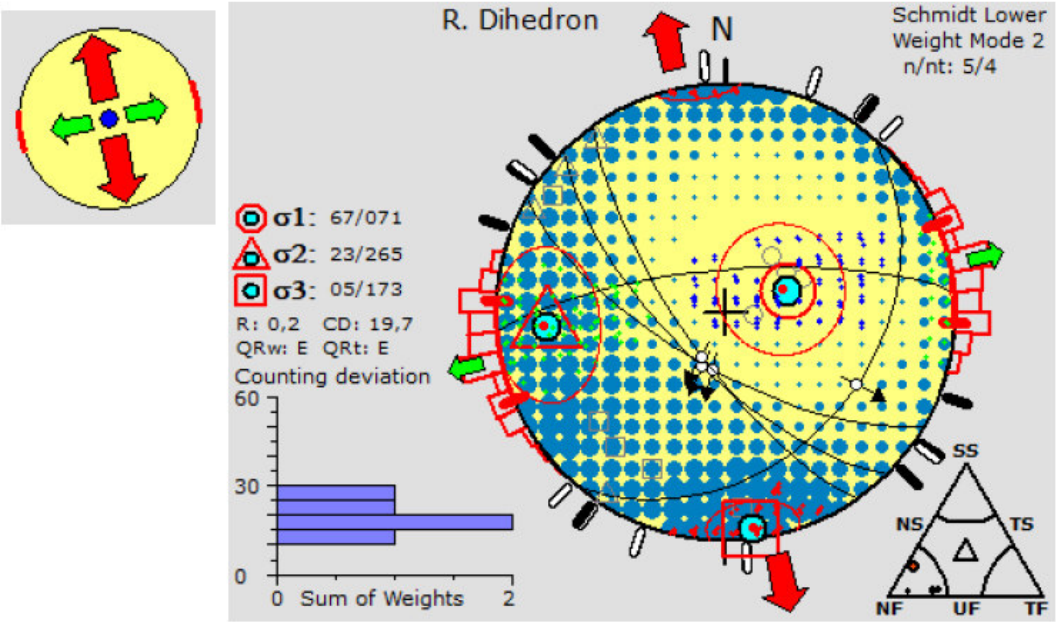


Figura 4: Ellissoide dello stress in condizione estensiva – metodo right dieder.-

Dati *output* del programma:

Stress Tensor parameters	Dieder method
Sigma1 (plunge/azimuth)	67/071
Sigma2 (plunge/azimuth)	23/265
Sigma3 (plunge/azimuth)	23/265
Stress ratio R (S2-S3/S1-S3)	0,2
Counting deviation: average	19,7 +/- 6,1 max. 28,4
Definition of Sigma1 (Nbr x CV)	55 x 0
Definition of Sigma3 (Nbr x CV)	16 x 100

Quality Ranking	
Number of data used (n)	5
Initial number of data (nt)	5
Used/initial data (n/nt)	1
Average Confidence level (CLw)	1
Average Data Type (DTw)	0,9
Dispersion of planes (Plen)	0,79
Dispersion of slip lines (Slen)	0,92

World Stress Map parameters	
Quality Rank (QRw)	E
Stress Regime (Reg)	NF
SHmax	078
Shmin	170,1

Tensor parameters	
Quality Rank (QRt)	E
Stress Regime Index (R')	0,7
Stress Regime	Radial EXTENSIVE

L'immissione dei dati all'interno del programma fornisce un tensore di buona qualità; trattasi di un tensore estensivo con gli stress principali cosi orientati: σ1 orientato 71°/67°, σ2 orientato 265°/23° e σ3 176°/05°.

Tale ellissoide dello stress trova conferma con le evidenze di campagna in quanto genera fratture e fasce di finimento con prevalente orientazione appenninica (N-NW/S-SE). Tale stato tensionale è ascrivibile alla fase D2 della storia deformativa apuana responsabile di una deformazione distensiva duttile che ha portato all'emersione del complesso metamorfico apuano.

Non si può escludere che tale stato, a carattere distensivo, sia stato riattivato in una successiva fase D3, a carattere fragile, responsabile della riattivazione di zone di taglio duttili caratterizzate da cinematismi diretti e trascorrenti.

L'indice R' ricavato dalle elaborazioni è 0.7 e quindi prevalentemente a "carattere estensivo".

4.3 – RICONOSCIMENTO DELLE DISCONTINUITA' – CARATTERI STRUTTURALI DI RILEIVO – CLASSIFICAZIONE DELL'AMMASSO ROCCIOSO

4.3.1 – Riconoscimento dei sistemi di discontinuità e loro caratteristiche

La realizzazione del rilievo strutturale, permettendo il riconoscimento dei caratteri fisico-meccanici e geometrici delle singole discontinuità, ha come fine:

- ♦ l'individuazione dei sistemi di discontinuità principali presenti nel sito e le loro caratteristiche geometriche e fisico-meccaniche;
- ♦ la definizione dei parametri utili per la caratterizzazione geomeccanica dell'ammasso roccioso.

I rilievi strutturali sono stati realizzati in accordo con il metodo normalizzato per la descrizione delle discontinuità elaborato dall'I.S.R.M. (*International Society of Rocks Mechanics*, 1978), ben applicabile alla realtà in esame caratterizzata da un limitato sviluppo della fratturazione. Gli stendimenti sono stati realizzati in corrispondenza dei fronti accessibili, anche se una certa difficoltà è stata incontrata a causa dei degli accumuli di detrito che sono rimasti dalle precedenti coltivazioni.

Di ogni discontinuità individuata sono state rilevate le seguenti caratteristiche:

❒.Geometriche:
- ♦ orientazione;
- ♦ spaziatura;
- ♦ persistenza;

❒.Fisiche:
- ♦ scabrezza;
- ♦ rugosità;
- ♦ alterazione;
- ♦ apertura;
- ♦ riempimento;
- ♦ presenza d'acqua.

A tal fine si è proceduto nel periodo Luglio-Settembre 2020 all'esecuzione di alcuni stendimenti strutturali in corrispondenza dei fronti aperti sia sui fronti scoperti nella parte inferiore della cava "Campaccio Inferiore" sia sui fronti presenti a monte della viabilità di bacino "Campaccio Superiore", oltre alla realizzazione di stazioni puntuali di misura in corrispondenza di alcune aree ritenute significative, sia all'interno della cava sia nel suo intorno.

Gli stendimenti e le stazioni di misura effettuate sono stati riportati all'interno della Carta della Fratturazione Tav. 9 allegata al progetto.

All'interno della Carta della Fratturazione sono indicati anche i fronti residui e i tagli morfologici lungo le viabilità esistenti.

I dati strutturali raccolti sono stati elaborati con le usuali tecniche statistiche al fine di determinare le caratteristiche generali delle varie famiglie di discontinuità presenti nel sito, e confrontati con quelli rilevati nelle precedenti campagne.

L'elaborazione è stata condotta nell'ipotesi generale che la distribuzione dei dati sia di tipo normale (curva gaussiana) con l'ausilio del programma DIPS della Rocscience (Toronto-Canada).

Tale indicazione anche se non può essere a priori determinata, rimandando ad un'analisi molto più dettagliata di una ingente mole di dati (e non è lo scopo del presente lavoro), trova supporto nelle indicazioni fornite dal Dr. Hoek che nelle sue pubblicazioni evidenzia come "*a meno di avere a disposizione ingenti moli di dati da cui ricavare una differente distribuzione, la distribuzione normale riesce bene ad approssimare la distribuzione statistica dei parametri geomeccanici".*

In particolare lo studio, una volta eseguiti gli stendimenti e raccolti i dati in campagna, ha

seguito i seguenti passi:

- proiezione generale di tutti i dati relativi all'orientazione delle discontinuità rilevate e confronto con i dati pregressi;
- analisi statistica e definizione delle caratteristiche fisico-meccaniche dei sistemi rilevati al fine di caratterizzare l'ammasso roccioso;
- suddivisione dell'ammasso in zone a differente omogeneità strutturale (Dominio Strutturale 1: area produttiva o semiproduttiva dell'ammasso; Dominio Strutturale 2: cappellaccio-finimento)

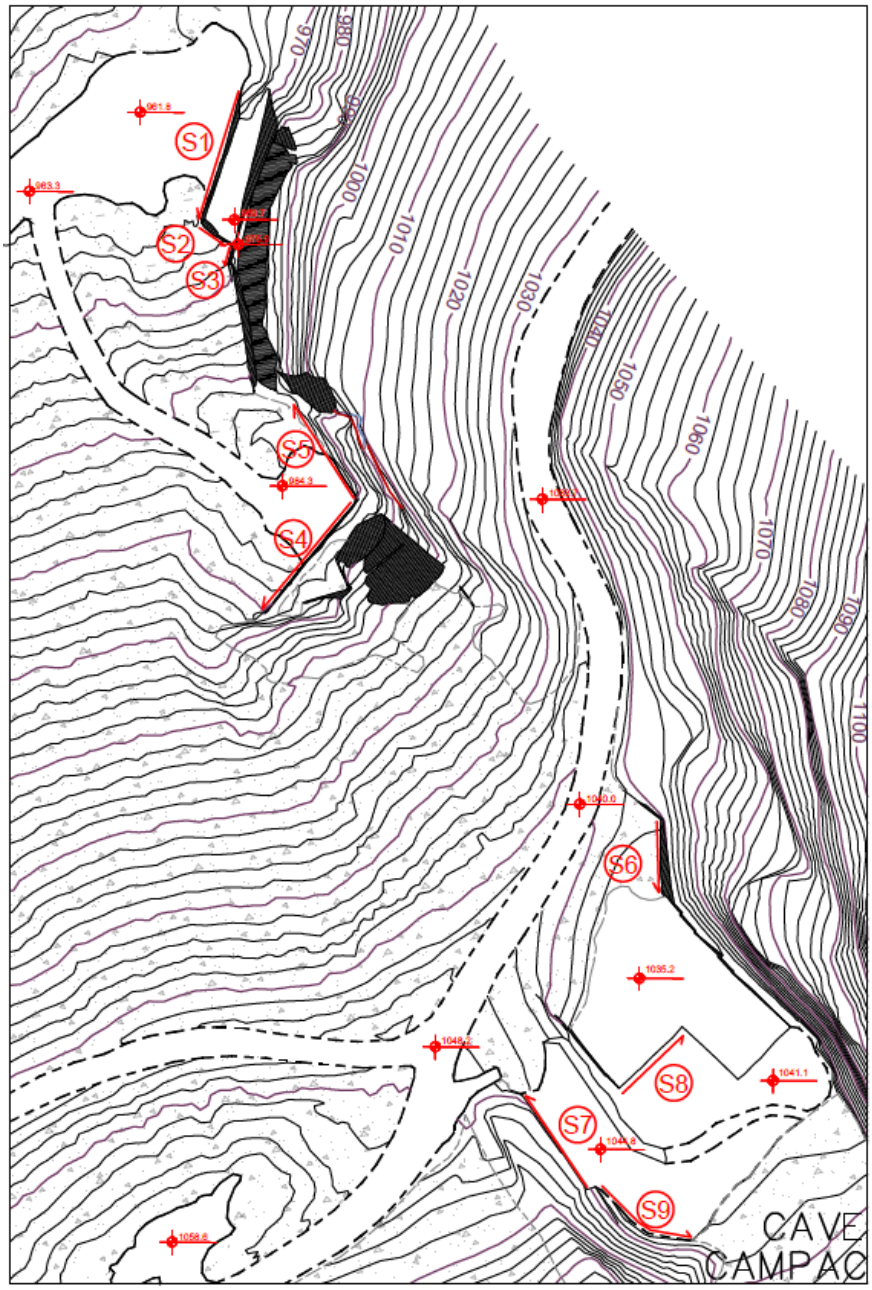


Figura 5: planimetria non in scala della cava allo stato attuale, in rosso sono indicati gli stendimenti strutturali (Sn).-

L'elaborazione dei dati raccolti è stata eseguita con l'ausilio di programma informatizzato DIPS della Rocscience, che ha permesso anche il trattamento statistico di parte dei dati, utile per la redazione delle tabelle sintetiche che raccolgono le caratteristiche fisico-meccaniche dei vari sistemi riconosciuti.

Allo scopo di evidenziare la giacitura preferenziale delle discontinuità rilevate nel sito sono stati proiettati su reticolo equiangolare di Wulff tutti i poli delle discontinuità rilevate nella cava (Figura 16), sono stati definiti i massimi di frequenza (Figura 17) ed i piani medi dei vari sistemi individuati (Figura 18); i dati dei range dei sistemi ed i relativi piani rappresentativi sono riportati nella seguente Tabella 1.

Tabella 1

Sistema	K1	K2	K3	K4
Ranges Immersione	195 - 250	244 - 296	313 - 017	325 – 014 145 - 194
Ranges Inclinazione	50 - 89	18 - 49	21 - 66	71 – 89 79 - 89
Piano Rappresentativo	224 - 71	273 - 30	352 - 46	355 – 81

Le proiezioni stereografiche, confermando le osservazioni dei rilievi geologico-strutturali di dettaglio, hanno evidenziato la presenza complessivamente di 4 sistemi di discontinuità presenti nell'intera area di cava, anche se con frequenza diversa a seconda del Dominio Strutturale preso in esame. Essi sono stati indicati convenzionalmente con la lettera K seguita da un indice numerico seguito da una lettera minuscola per differenziare le dispersione rilevate per alcuni raggruppamenti (K1 e K4).

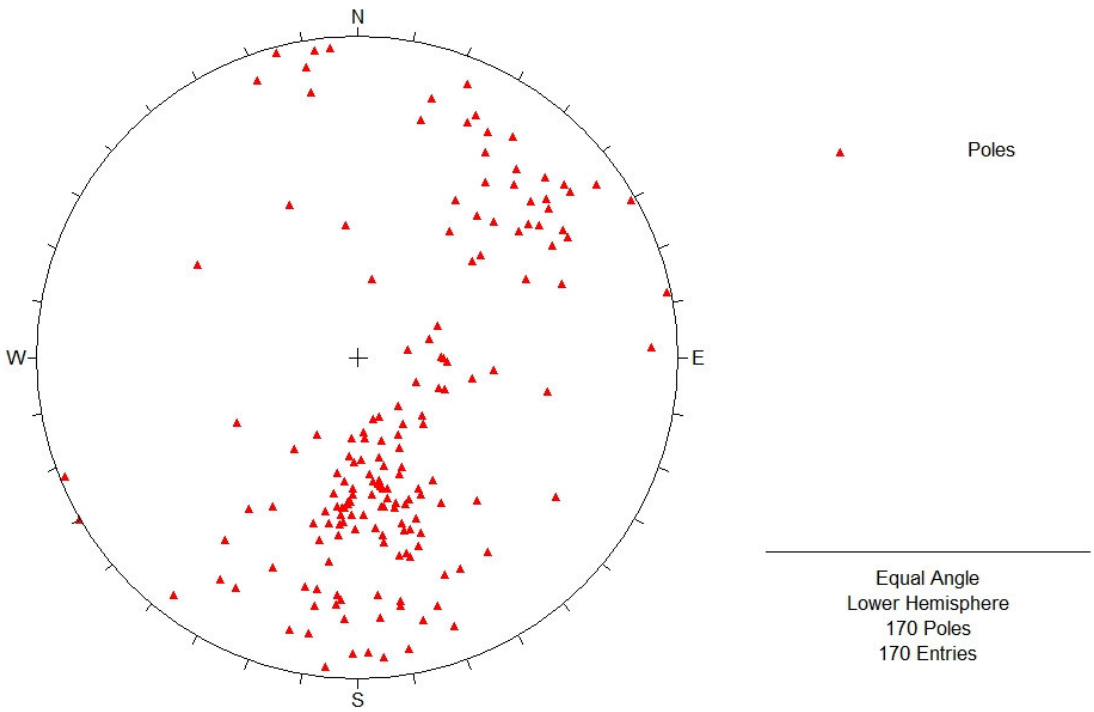


Figura 6: proiezione polare dei poli rilevati

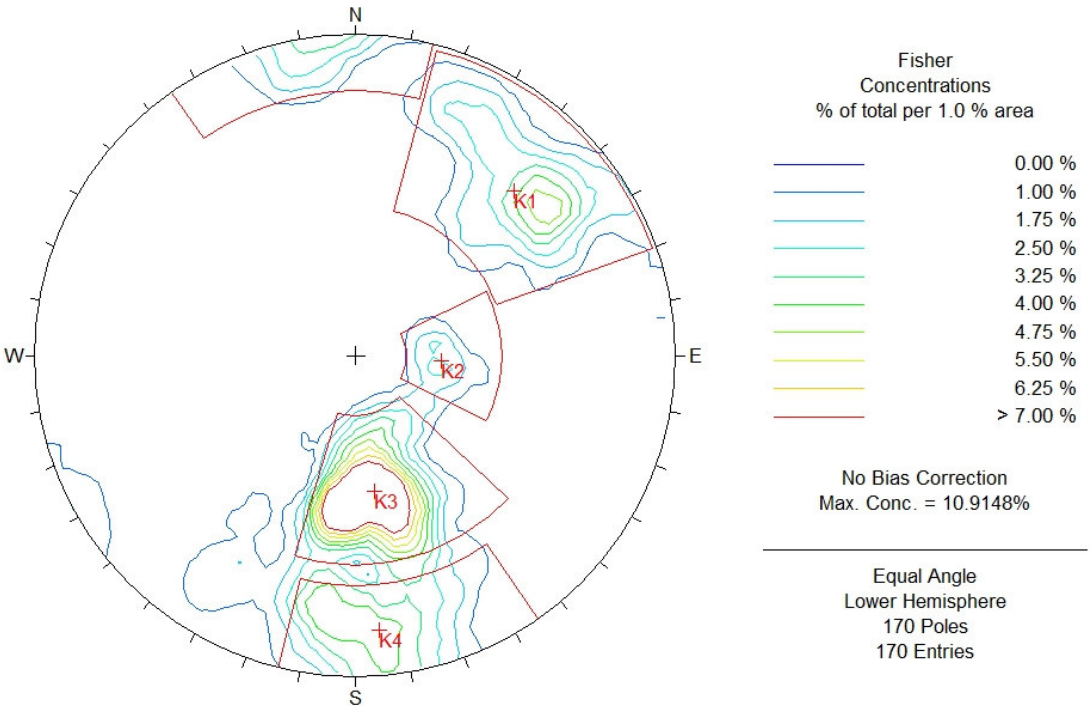


Figura 7: massimi di frequenza e principali sistemi rilevati

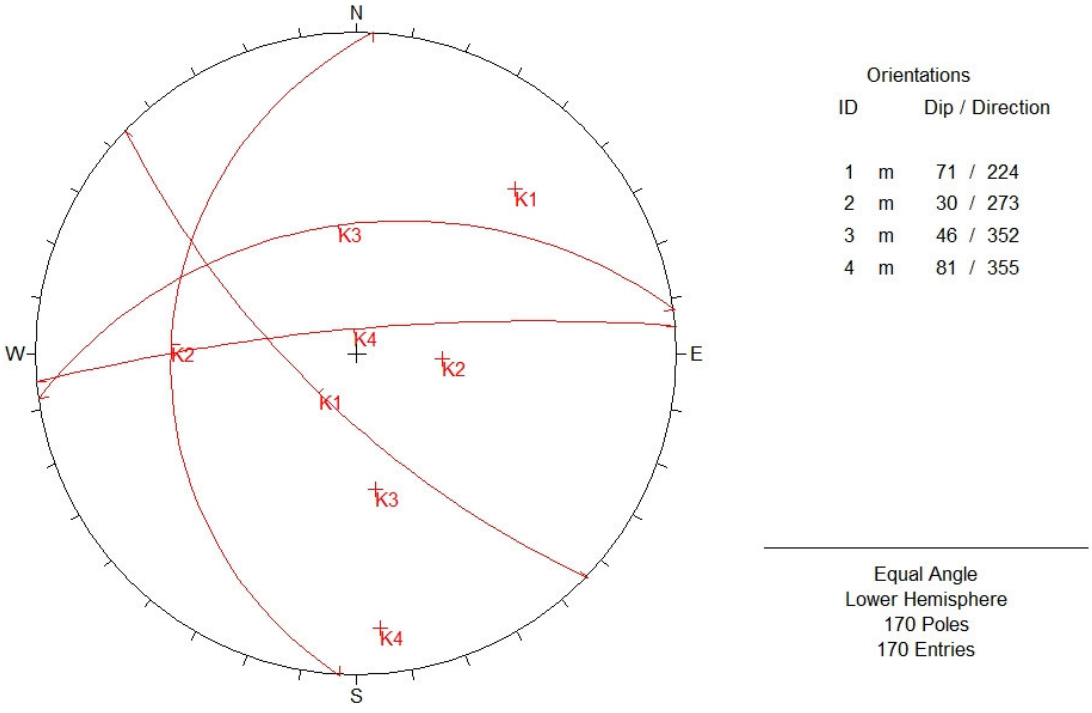


Figura 8: piani rappresentativi dei sistemi

Si ricorda che l'importanza di un sistema di discontinuità per la caratterizzazione geomeccanica è funzione sia del parametro frequenza ma anche degli altri parametri geometrici caratteristici quali persistenza, spaziatura, etc.

I dati raccolti sono stati elaborati al fine di redigere la Tabella 2 delle caratteristiche fisico-meccaniche dei sistemi delle discontinuità rilevate, ricavata dall'unione dei dati strutturali delle campagne di rilevamento effettuate. Come già di seguito si rimette una breve descrizione delle loro caratteristiche.

Per ciò che riguarda il parametro "*spaziatura*" questo è stato rilevato per il Dominio Strutturale 1 direttamente sui fronti accessibili in corrispondenza dei tagli a filo, quindi in prossimità dell'ammasso con caratteristiche migliori; mentre per il Dominio Strutturale 2 si è proceduto con il metodo osservazionale riferendosi alle classi di spaziatura di riferimento dei sistemi di classificazione più usati (rif. Bieniawski e GSI).

La cava presenta in generale un elevato grado di fatturazione, ma questa tende a migliorare man mano che si penetra all'interno dell'ammasso roccioso.

Il parametro "apertura" è risultato nell'analisi statistica avere valori relativamente bassi in entrambi i domini strutturali a seguito della condizione generale delle fratture indagate che presentano caratteristicamente la tendenza man mano che la frattura penetra nell'ammasso a ridursi sino ad evidenziare in molti casi un "*immarmamento*" completo della discontinuità. Ciò è più chiaramente visibile dai dati ricavati dal Dominio 1, già soggetto in passato a lavorazione e quindi privo di zone rocciose vergini, dove è più facile che fenomeni di tipo carsico e/o atmosferico favoriscano un aumento dell'apertura delle fratture nella loro parte più superficiale.

A favore della sicurezza, come meglio descriveremo in seguito, vi è la scabrezza a "grande scala" che caratteristicamente ricade nella maggior parte dei casi all'interno della classe "VIII" (rettilinea), con la presenza però di scarti anche di parecchi gradi dal generico piano di riferimento.

Sistema K1

Il sistema rappresenta il 22.1% dei dati esaminati, caratterizzati da fratture orientate principalmente verso Sud Ovest e con inclinazione media di circa 71°. Le discontinuità mostrano una lunghezza media di circa 7.1m, e risultano persistenti nel 48.5% dei casi, ricadendo per il 33.3% ed il 27.4% rispettivamente nelle classi 1-3 e 10-20; la spaziatura media si attesta sui circa 2.1m, con oltre l'80% dei giunti quasi equamente distribuito tra le classi 20-60, 60-200 e 200-600. Per quanto concerne la forma a grande scala, circa il 64% delle misure è ascrivibile alla classe "VIII", con un picco secondario del 24.2% ricadente invece nella classe "V"; il valore medio di apertura è di circa 0.8mm, con oltre il 75% dei dati ascrivibile alla classe 0-0.5 ed un 6% circa risultato invece esposto. Solo il 15% circa delle fratture appartenenti al sistema mostra segni di alterazione, per lo più sotto forma di superfici ossidate (12.1%) e solo secondariamente carnificate (3.1%); i riempimenti sono quasi assenti, se non nel 3% circa dei casi sotto forma di sassi. Il 18% circa delle discontinuità mostrava venute d'acqua superficiali, mentre il 6.1% risultava umida al tatto; per quanto riguarda invece il JRC quasi il 40% dei dati ricade nella categoria 4-6, mentre il 33.3% ed il 24.2% sono ascrivibili rispettivamente alle categorie 2-4 e 6-8.

Sistema K2

Sistema rappresentante il 7.4% dei dati, con piano rappresentativo orientato principalmente verso Ovest ed inclinazione media di circa 30°; si tratta di fratture sub-persistenti nel 72.7% dei casi, con un valore medio di persistenza di circa 5.6m ed il 64% circa dei dati ricadenti nella classe 3-10. La spaziatura media è di circa 2.8m, con il 67% circa dei giunti ascrivibili alla classe 60-200 ed il rimanente 33% circa ricadenti invece nella classe >600; la forma a grande scala ricade per il 54.5% nella categoria "VIII", con un picco secondario del 27.3% nella categoria "II". Le fratture risultano chiuse, con il 91% circa delle discontinuità ricadenti nella classe 0-0.5 ed il restante 9% invece esposto; assenti i riempimenti, mentre nel 18.2% dei casi esaminati sono state individuate tracce di ossidazione. L'acqua è presente sotto forma di superfici umide nel 9% circa dei casi e per una identica percentuale anche sotto forma di venute; per quanto concerne il JRC oltre il 70% dei dati ricade nella categoria 2-4, mentre sono ascrivibile alle categorie 4-6 e 6-8 rispettivamente il 18.2% ed il 9.1% dei giunti.

Sistema K3

Il sistema principale del sito, rappresentane quasi il 50% delle misure raccolte ed analizzate, immergenti in direzione Nord e con inclinazione media di circa 46°. Si tratta di fratture a carattere persistente per circa il 51.3% dei casi, con un valore medio di circa 7.6m ed il 47.3% delle fratture ascrivibili alla classe 10-20, con un picco secondario del circa il 30% nella classe 3-10; la spaziatura media si attesta su valori di circa 1.1m, con oltre il 50% dei giunti ricadenti nella classe 60-200 ed un picco secondario appartenente alla classe 60-20 di circa il 30%. La forma a grande scala è ascrivibile per il 58.1% alla categoria "VIII", mentre i restanti dati sono suddivisi per il 31.8% ed il 10.8% rispettivamente tra le categorie rimanenti "V" e "II"; l'apertura media si attesta sui circa 6mm, con oltre il 60% delle discontinuità ascrivibili però alla classe 0-0.5. Limitata presenza di superfici ossidate o carsificate (rispettivamente il 10.8% ed l'8.1% dei dati esaminati). Il 23% circa dei giunti mostra riempimenti formati da terra e/o sassi, mentre l'acqua è stata rilevata solo sotto forma di patine umide nel 6.8% dei casi; per quanto riguarda il JRC circa il 50% dei dati è ascrivibile alla categoria 2-4, con un picco secondario del 35.1% nella categoria 4-6 e le rimanenti fratture (15% circa) ricadenti invece nelle classi 6-8, 8-10 e 10-12.

Sistema K4

Il sistema rappresenta circa il 21% dei dati raccolti, e comprende fratture con orientazione verso Nord, similmente al sistema K3, ma dotate di inclinazione più elevata (81° circa). Si tratta di giunti persistenti nel 58.1% e sub persistenti nel 32.2% dei casi esaminati, con un valore di lunghezza medio di circa 6.8m ed il 51.6% delle misure ricadenti nella classe 10-20; la spaziatura media è di circa 1.4m, con il 40.9% dei giunti ascrivibili alla classe 60-200 e due picchi secondari nelle classi 20-60 e 200-600, rispettivamente del 27.3% e del 22.7%. Per quanto riguarda la forma a grande scala il 58.1% dei dati è ascrivibile alla categoria "VIII" ed il 29% alla categoria "V"; l'apertura media è di 1.2mm, con il 64.5% dei dati ricadenti in classe 0-0.5 ed un 16% circa invece esposti. Il 25.8% delle fratture risulta ossidato ed il 10% circa carsificato, sono praticamente assenti invece i riempimenti (meno del 4%, composti da terra); l'acqua è presente nel 6.5% delle fratture sotto forma di superfici umide. Per quanto concerne il JRC circa il 45% dei giunti ricade nella categoria 2-4, con un picco secondario di circa il 35% ascrivibile invece alla categoria 4-6.

Versi di Macchia

In corrispondenza degli stendimenti si sono effettuate delle misure del "verso di macchia" – S1; i range di variazione del sito di cava sono riportati nella tabella seguente:

	RANGE IMMERSIONE	RANGE INCLINAZIONE
S 1	210 - 234	72 - 85

4.3.2 – Caratteri strutturali del rilievo

Il rilievo geologico-strutturale ha evidenziato, come già precedentemente indicato, la presenza nell'area di intervento di alcuni settori con differenti caratteristiche geometriche; elemento dominante per la definizione delle "zone di omogeneità" sono stati i parametri "*spaziatura*" e "*persistenza*".

Sulla base di questo è stata utilizzata una classe di omogeneità, definita "*Dominio Strutturale 1: area produttiva o semiproduttiva dell'ammasso*":

❒ "DOMINIO STRUTTURALE 1 - AREA PRODUTTIVA O SEMIPRODUTTIVA DELL'AMMASSO": esso comprende le aree del giacimento oggetto delle precedenti lavorazioni, con la ripresa degli interventi in corrispondenza dei fronti residui, parzialmente ricoperti dal ravaneti, posti a quota circa 984 m s.l.m e i sottostanti fronti residui posti in prossimità del piazzale attorno a quota 961-963 m s.l.m... I rilievi di campagna hanno evidenziato la presenza in cava di zone

cataclastiche (finimenti) ed una fratturazione marcata soprattutto nelle parti laterali dei fronti residui presenti mentre si ha un generale miglioramento (diminuzione della frequenza e spaziatura delle fratture) in corrispondenza delle porzioni centrali dei fronti esposti oltreché un graduale miglioramento nelle porzioni più basali e più interne al giacimento stesso e che saranno oggetto di sfruttamento del presente piano di coltivazione. Le fasce cataclastiche principali contornano a Nord/Est e Sud/Ovest, gli attuali piazzali della cava e le future aree di lavorazione. L'area che sarà oggetto di coltivazione è caratterizzata da varietà merceologiche di pregio rappresentate da livelli di marmi “bianchi” e da “venatini” che sono oggetto di forte richiesta dal mercato e ciò permette la vendita anche di blocchi di volumetria limitata.

❒ "DOMINIO STRUTTURALE 2 - CAPPELLACCIO-FINIMENTO”: la parte corticale (capellaccio) è caratterizzata da un grado di fratturazione più elevato che limitatamente ad alcune fasce di maggior debolezza si sviluppa anche all’interno dell’ammasso produttivo (finimenti). Nella parte di territorio in cui è ubicato il sito di interesse, l’intensa fatturazione impostata dalle fasi di deformazione fragile è stata acuita dall’azione crioclastica e dal dilavamento delle acque superficiali. L’andamento e lo spessore del cappellaccio e dei finimenti è ben osservabile lungo i fronti di cava residui. Lo spessore del cappellaccio generalmente si mantiene pressoché costante tra 2m e 3m al di sotto del quale l’ammasso risulta avere caratteristiche migliori.

Per quanto riguarda le fasce di finimento principali, queste sono state riportate all’interno della Carta della fratturazione allegata al progetto (Tav. 9).

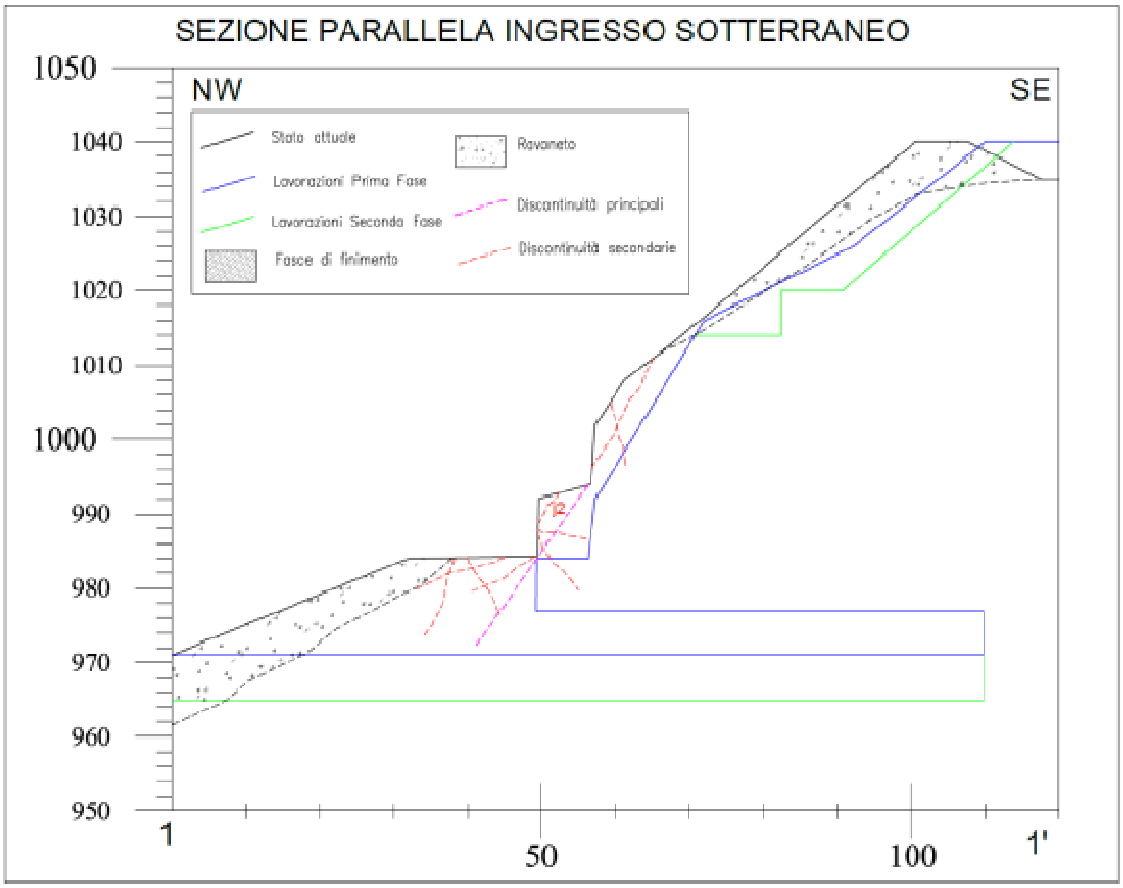
Per un inquadramento strutturale a grande scala si rimanda anche alla Carta geomorfologica allegata (Tav. 7), dove a grande scala sono stati riportati i sistemi di fratturazione principali rilevati da studi sulle ortofoto dell’area mentre per una definizione di dettaglio dal punto di vista strutturale si rimanda alla carta della fratturazione (Tav. 9) e alle sezioni geostrutturali (Tav. 9B).

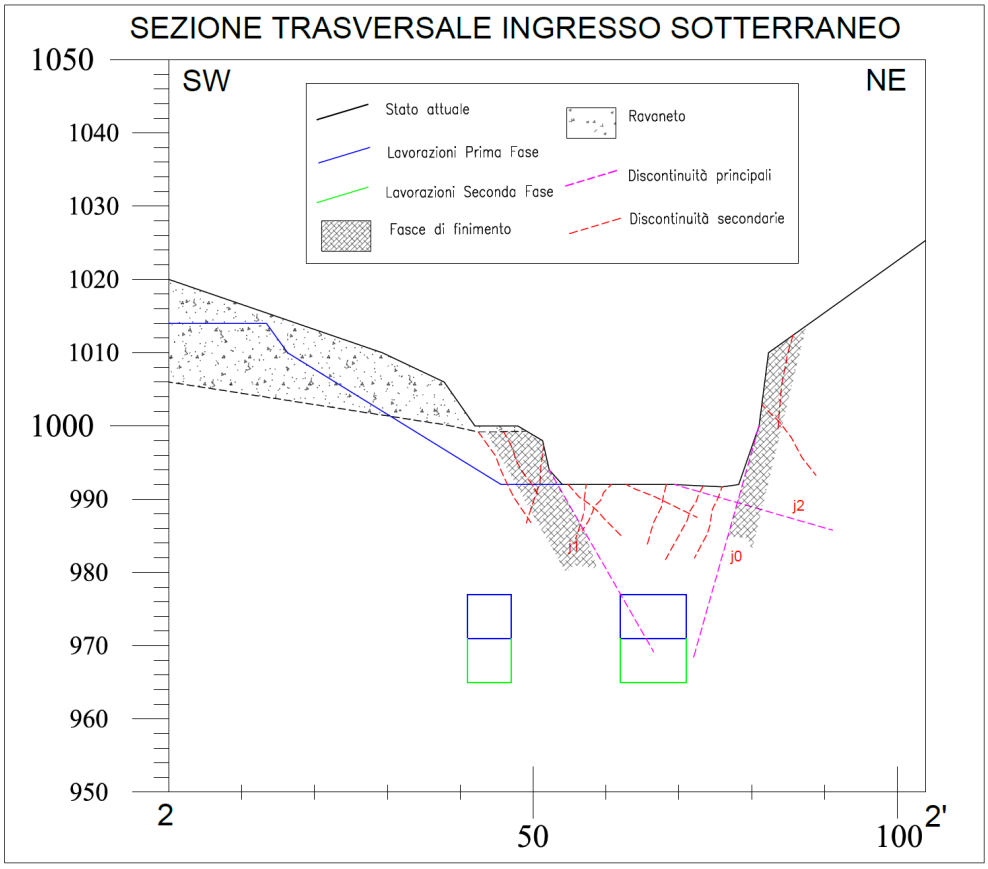
Dal punto di vista strutturale gli elementi di maggiore rilievo presenti in cava sono i seguenti:

- la presenza di un contatto stratigrafico tra i Marmi ed il Calcare Selcifero, poco a Nord-Est dell'area in esame, ben visibile anche sui fronti residui della Cava Campaccio Superiore;
- il finimento F3, probabilmente collegato al finimento F7 visibile sulla Cava Campaccio Superiore, delimitato dal sistema di fratturazione K1, in dettaglio dalla frattura J0, e che corre circa ortogonale ai fronti residui posti nei pressi di quota 984 m s.l.m.;
- la presenza di un finimento F4, posto in direzione opposta al finimento F3 e a Sud-Ovest del fronte residuo principale di quota circa 984 m s.l.m., anche questo delimitato dal sistema di fratturazione K1 e dalla frattura J2; la posizione e l'andamento dei finimenti F3 e F4 circa ortogonali ai fronti residui hanno determinato il posizionamento dell'ingresso del sotterraneo, ubicato al fine di ridurre le interferenze tra i suddetti finimenti e il progetto;
- il posizionamento della frattura J0 e J1 non influisce sullo sviluppo in sotterraneo, nella prima fase di progetto; con lo sbasso successivo non si esclude l'intersezione del sistema J0-J1. È da notare comunque che nel caso in cui vengano intercettate le due fratture, queste formerebbero un cuneo autoportante;

Le lavorazioni a cielo aperto, invece, preliminari all'ingresso del sotterraneo sono state strutturate al fine di comportare la completa pulizia della frattura J2, che allo stato attuale grava sui fronti residui dove è previsto il futuro ingresso del sotterraneo.

In corrispondenza di questo, si prevedono interventi di consolidamento del fronte di ingresso sul portale di accesso, in prima analisi, con una bullonatura regolare con profondità di intervento di almeno 9m; la dimensione degli elementi sarà riportata all’interno della relazione di stabilità preliminare.


SEZIONE PARALLELA INGRESSO SOTTERRANEO
NW
SE
Stato attuale
Lavorazioni Prima Fase
Lavorazioni Seconda Fase
Fasce di finimento
Ravaneto
Discontinuità principali
Discontinuità secondarie
j2
1050
1040
1030
1020
1010
1000
990
980
970
960
950
1
50
100
1'


SEZIONE TRASVERSALE INGRESSO SOTTERRANEO
SW
NE
Stato attuale
Lavorazioni Prima Fase
Lavorazioni Seconda Fase
Fasce di finimento
Ravaneto
Discontinuità principali
Discontinuità secondarie
j1
j0
j2
1050
1040
1030
1020
1010
1000
990
980
970
960
950
2
50
100
2'

4.3.3 – Classificazione dell'ammasso roccioso

In questo paragrafo si procede alla caratterizzazione dell'ammasso secondo il metodo di Bieniawski (1989) ed il GSI (Geological strenght - Index-Hoek&Brown, 2002), sulla base dei dati geostrutturali e delle osservazioni condotte durante la campagna d'indagine nell'area di interesse ed in un interno significativo.

In considerazione delle caratteristiche strutturali generali osservate (spaziatura, presenza di sistemi random, etc.), l'area è stata racchiusa all'interno di un unico Dominio Strutturale che verrà indicato con il nome di "Cantiere Carcaraia", comprendente tutta l'area dei fronti di scavo attuali e residui.

Dall'analisi dei dati non sono emerse variazioni sostanziali rispetto a quanto riscontrato con i rilievi e gli studi effettuati durante le campagna di raccolta dati passate; pertanto si ripropongono i medesimi risultati, integrati con le nuove misurazioni ed osservazioni realizzate durante i rilievi di Settembre lungo i fronti attuali in coltivazione.

CLASSIFICAZIONE DI BENIAWSKI (Indice RMR, 1989):

In questo paragrafo si procede alla caratterizzazione dell'ammasso secondo il metodo di Bieniawski (1989) ed il GSI (Geological strenght - Index-Hoek&Brown, 2002), sulla base dei dati geostrutturali e delle osservazioni condotte durante la campagna d'indagine nell'area di interesse ed in un interno significativo.

CLASSIFICAZIONE DI BIENIAWSKI (Indice RMR, 1989):

DOMINIO STRUTTURALE 1:

Il metodo consiste nell'assegnare un valore (indice RMR) risultante dalla sommatoria di cinque indici stimati in relazione alle caratteristiche dell'ammasso roccioso e delle discontinuità che lo caratterizzano e riferite al peso statistico di ogni sistema. Il valore di base detto anche BRMR (basic RMR) viene poi corretto in funzione dell'orientazione esistente tra fronti principali e sistemi di discontinuità. La sommatoria del BRMR con questo indice finale fornisce l'RMR (Rock Mass Rating) che viene raffrontato a cinque classi di qualità dell'ammasso (Tabella 3).

Per la determinazione di RQD si fa fede al carotaggio orizzontale effettuato nell'area Campaccio inferiore, in prossimità di dove è previsto l'ingresso in sotterraneo, che ha fornito un valore RQD da considerare comunque cautelativo e pari al 75%. il valore è da considerarsi cautelativo in considerazione che la stima con Jv fornisca un valore superiore (formula di Palmstrong 1995)

$$RQD\% = 110 - 2.5Jv$$

con

$$J_V = \frac{1}{S_1} + \frac{1}{S_2} + ... + \frac{1}{S_n} =$$

Jv=2,5

RQD= 110-2.5*2,5 = 103.8

dove S1…Sn spaziature dei vari sistemi di discontinuità del sito; da cui RQD=0 per Jv >44 e 100% per Jv <2.5. Questa formula ha fornito nel caso del Dominio Strutturale 1 un valore prossimo al 100%; in misura cautelativa è stato utilizzato, anche a favore di sicurezza, un valore di 75% di recupero.

CAMPACCIO - DOMINIO 1 (MARMO SANO)

	PARAMETRO	Valori riscontrati	INDICE RMR	Note
1	***RESISTENZA ROCCIA***	80-100MPa	9	Valore medio relativo ad una resistenza monoassiale di 90MPa
2	***RQD***	75%	15	Valore pari a 75% da stima RQD del sondaggio
3	***SPAZIATURE GIUNTI***	Valore mediato	Vedi Tab. 8	Il range è riferito ai valori di spaziatura dei sistemi persistenti
4	***CONDIZIONE DEI GIUNTI***	Lunghezza, Apertura, Rugosità, Riempimento, Alterazione	Vedi Tab. 8	Il range è riferito ai valori dei sistemi persistenti
5	***CONDIZIONI IDRAULICHE***		Vedi Tab. 8	
		Totale somma voci 3-4-5	45	Risultato elaborazione Tab.10
	BRMR	**Valore stimato**	**69**	
	Corr. Orient. Giunti		**-3**	Risultato elaborazione Tab.12
	RMR	**Valore stimato**	**66**	

Tabella 4: Dominio 1, valore di BMR: assegnazione dei parametri di Beniawski, 1989.

DOMINIO STRUTTURALE 2:

Sulla base dei valori rilevati ed ottenuti per il Dominio Strutturale 1 si sono ricavati quelli per il Dominio Strutturale 2, considerando un valore di jv di 25 (circa 5 volte superiore anche a quello ricavato direttamente) che ha fornito un valore di RQD del 47% circa.

CAMPACCIO - DOMINIO 2 (CAPPELLACCIO-FINIMENTO)

	PARAMETRO	Valori riscontrati	INDICE RMR	Note
1	***RESISTENZA ROCCIA***	80-100MPa	9	Valore medio relativo ad una resistenza monoassiale di 90MPa
2	***RQD***	47%	7	Valore cautelativo pari a 35% sebbene la stima con Jv fornisca un valore superiore
3	***SPAZIATURE GIUNTI***	Valore mediato	Vedi Tab. 9	Il range è riferito ai valori di spaziatura dei sistemi persistenti
4	***CONDIZIONE DEI GIUNTI***	Lunghezza, Apertura, Rugosità, Riempimento, Alterazione	Vedi Tab. 9	Il range è riferito ai valori dei sistemi persistenti
5	***CONDIZIONI IDRAULICHE***		Vedi Tab. 9	
		Totale somma voci 3-4-5	30	Risultato elaborazione Tab.11
	BRMR	**Valore stimato**	**46**	
	Corr. Orient. Giunti		**-3**	Risultato elaborazione Tab.12
	RMR	**Valore stimato**	**43**	

Tabella 5: Dominio 2, valore di BMR: assegnazione dei parametri di Beniawski, 1989.

L'elaborazione dei dati raccolti ha fornito quindi la seguente classificazione finale dell'ammasso:

Tabella 6:

CAVA CAMPACCIO	BRMR	RMR
Dominio Strutturale 1	69	66
Dominio Strutturale 2	46	43

da cui si evince che l'area del Dominio Strutturale 1 è ascrivibile alla classe "buona/discreta", mentre il Dominio Strutturale 2 ricade al limite tra le classi "discreta" e "scadente" di Bieniawski (1989).

CLASSIFICAZIONE DI HOEK-KAISER-BAWDEN (Indice GSI, 1995-2002):

Questa classificazione fornisce un sistema per valutare la riduzione della resistenza dell'ammasso in funzione delle differenti condizioni geologiche in cui si trova lo stesso.

Delle versioni elaborate è stata usata l'ultima, che utilizza la tabella modificata da Sonmez-Ulusay (1999), Tabella 11, che permette di dare un valore numerico ai parametri "condizione strutturale" (SR) e "condizione delle discontinuità" (SCR), in maniera meno soggettiva rispetto alla semplice descrizione basata sulla Tabella 10. La stima del parametro SR è basata sul numero di discontinuità per mc di roccia (J_v), mentre l'indice SCR parte dalla stessa base relativa alla valutazione delle condizioni delle discontinuità per la stima dell'indice RMR di Bieniawski.

Dominio Strutturale 1

Per il caso in oggetto sono stati stimati dei valori di Jv (joints/mc) di 2.5 corrispondenti ad un SR = 75; con un valore di SCR pari a 12.9. Entrando con tali valori all'interno della Tabella 11 sopra richiamata si è stimato un valore di GSI di 60-65.

La scelta di un *range* al posto di un valore univoco è consigliata dagli stessi autori; si ricorda inoltre che una stima del valore di GSI si può ottenere anche dal valore di BRMR, con la seguente espressione:

$$\mathbf{GSI = BMR_{89} - 5 = 69 - 5 = 64}$$

che fornisce un valore di GSI = 54**;** in considerazione del valore stimato per via diretta con le tabelle degli autori e del valore ricavato dal BMR si ritiene che sia utilizzabile per il Dominio Strutturale 1 dell'ammasso in studio un valore **GSI= 64**.

Questo corrisponde ad un ammasso con struttura "*fratturata- a blocchi*" e con condizioni delle discontinuità "*discrete*".

Dominio Strutturale 2

Per il caso in oggetto sono stati stimati dei valori di Jv (joints/mc) di 20 corrispondenti ad un SR = 30; con un valore di SCR pari a 8.0, rif. Tab.14. Entrando con tali valori all'interno della tabella 11 sopra richiamata si è stimato un valore di GSI di 40-45.

La scelta di un range al posto di un valore univoco è consigliata dagli stessi autori; si ricorda inoltre che una stima del valore di GSI si può ottenere anche dal valore di BRMR, con la seguente espressione:

$$\mathbf{GSI = BMR_{89} - 5 = 46 - 5 = 41}$$

che fornisce un valore di GSI = 41**;** in considerazione del valore stimato per via diretta con le tabelle degli autori e del valore ricavato dal BMR si ritiene che sia utilizzabile per il Dominio Strutturale 2 dell'ammasso in studio un valore cautelativo di **GSI=35**.

Questo corrisponde ad un ammasso con struttura "fratturata" e con condizioni delle discontinuità "scadenti/discrete".

Di seguito si richiama in sintesi la stima effettuata ed i valori utilizzati:

CANTIERI CAVA CAMPACCIO	GSI AMMASSO
Dominio Strutturale 1	64
Dominio Strutturale 2	35

4.4 – STIMA DEI PARAMETRI DI RESISTENZA DELL'AMMASSO ROCCIOSO

Per la definizione della legge di comportamento dell'ammasso roccioso si fa riferimento al criterio di rottura di HOEK-BROWN.

A partire dall'inviluppo di resistenza curvilineo (piano σ-τ) è possibile definire, un angolo di attrito interno ed una coesione equivalenti, rappresentativi di un ipotetico inviluppo di Mohr-Coulomb, ottenuto con una retta tangente all'inviluppo curvilineo.

L'elaborazione dell'inviluppo di Hoek e Brown e del relativo inviluppo di Mohr-Coulomb per l'ammasso sono state effettuate utilizzando il programma di calcolo ROCKLAB 1.0 (versione 2002) della Rocscience Inc.(Toronto).-

L'elaborazione dei dati si differenzia da quella precedente (anno 1997) sostanzialmente per l'introduzione di un nuovo parametro, chiamato "fattore disturbo - D" che tiene conto delle caratteristiche di disturbo indotte dalle operazioni di scavo. In particolare il parametro D varia da un minimo di zero, caso di ammassi non disturbati o con disturbo minimo, ad un massimo di 1 (caso di massimo disturbo, per esempio uso massiccio di esplosivo). Per l'assegnazione del valore di tale parametro si deve inoltre considerare la finalità dell'opera a cui si sta lavorando: se per esempio si tratta di una galleria, o dello studio di stabilità di una parete rocciosa.

Premesso ciò, i parametri utili per la definizione delle caratteristiche di resistenza dell'ammasso necessari per poter operare con il criterio di Hoek&Brown sono rappresentati da:

- valore di σ_{ci} (sigci) resistenza a compressione uniassiale della roccia intatta: 100 MPa;
- valore di **GSI** (Geological Strenght Index, prima definito);
- parametro adimensionale "$\mathbf{m_i}$" tabellato in funzione del tipo di roccia oggetto di indagine, per il marmo 9±3: valore adoperato 9;
- fattore disturbo "D", posto uguale a 0.0 (scavo completamente mecanizzato).

Si riporta di seguito l'espressione matematica della legge di comportamento di Hoek&Brown, utilizzata dal programma RocLab per la valutazione dei parametri di resistenza:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci}(m (\sigma_3/\sigma_{ci})+s)^a \quad (1)$$

con:

- σ1 tensione principale massima;
- σ3 tensione principale minima;
- m = mi e $^{(GSI - 100)/(28-14D)}$ ed mi tabellato in funzione del tipo di roccia, nel caso del "marmo" si assumerà mi=9;
- s = e $^{(GSI - 100)/(9-3D)}$
- a= ½ + 1/6 (e $^{(-GSI/15)}$ – e $^{(-20/3)}$)

mentre nella (1) σ_{ci} la resistenza a compressione semplice della matrice rocciosa, posta pari a 100MPa.

Sostituendo nelle espressioni sopra i valori di GSI si ottengono i valori per m e per s che sono utilizzati per derivare la **resistenza a compressione semplice dell'ammasso**; imponendo

quindi $\sigma_3 = 0$ (confinamento nullo) l'espressione assume la forma:

$$\sigma_{cm} = \sigma_{ci}(s)^a = \sigma_{ci} \sqrt{s}$$

con il valore di *a* che può essere approssimato a 1/2.

Per **la resistenza a trazione** il criterio utilizza la seguente espressione:

$$\sigma_{tm} = (s\ \sigma_{ci}) / m$$

Per **il modulo di deformabilità** l'espressione usata dal programma è la seguente:

$$E\ (GPa) = (1-D/2)\ 10^{((GSI-10)/40)} \text{ per } \sigma_{ci} \geq 100MPa$$

Quindi imponendo nel programma citato (o semplicemente sostituendo nelle espressioni sopra) i valori stimati si possono ottenere al variare di questi in funzione dei differenti domini strutturali, i relativi parametri di resistenza richiesti; in particolare questi saranno presentati dominio per dominio e poi sintetizzati in una tabella finale.

Dominio Marmo, GSI= 64, Figura 8

PARAMETRO AMMASSO	VALORE STIMATO
Resistenza a compressione σ_c	12.1MPa
Resistenza globale σ_{cm}	20.7MPa
Resistenza a trazione σ_{tm}	-0.7MPa
Modulo di deformazione E	21238.4MPa

Dominio 2 (Marmo), GSI= 35, Figura 9

PARAMETRO AMMASSO	VALORE STIMATO
Resistenza a compressione σ_c	2.2MPa
Resistenza globale σ_{cm}	10.6MPa
Resistenza a trazione $\sigma_{t\ tm}$	-0.1MPa
Modulo di deformazione E	4000.6MPa

Nelle figure 8 e 9 sono riportati gli inviluppi delle curve di resistenza e delle rette tangenti ottenute come inviluppo alle curve di Hoek&Brown utilizzando il criterio di rottura di Mohr-Coulomb; l'andamento della retta determina angolo di attrito e coesione secondo la legge di comportamento di Mohr-Coulomb in termini di angolo di attrito e coesione caratteristici dell'ammasso.

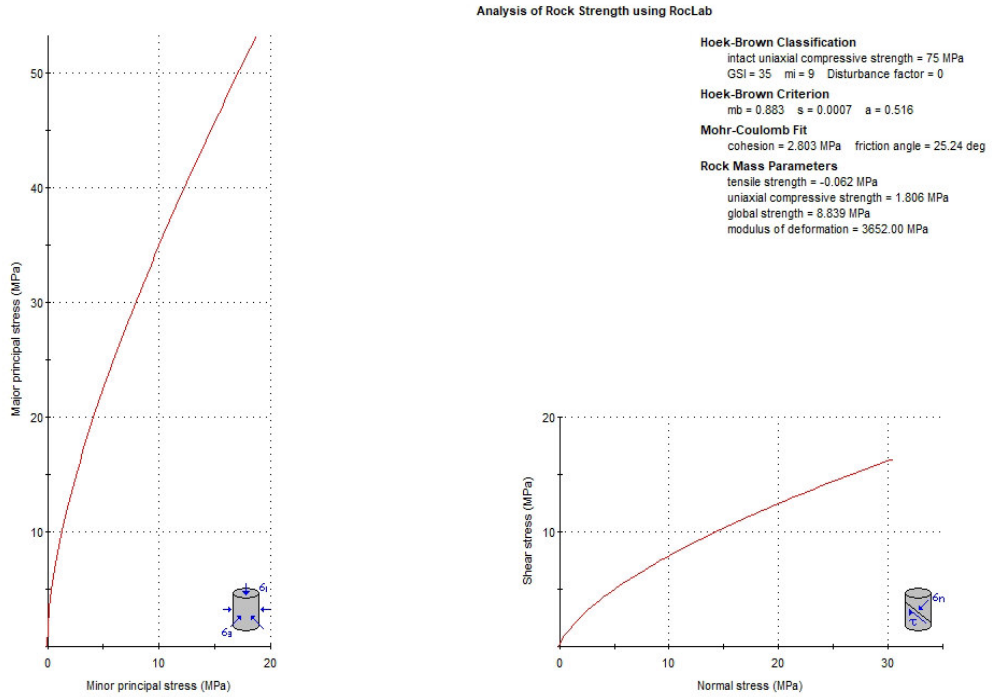


Figura 9 – elaborato di Roclab con GSI 64 per DOMINIO 1

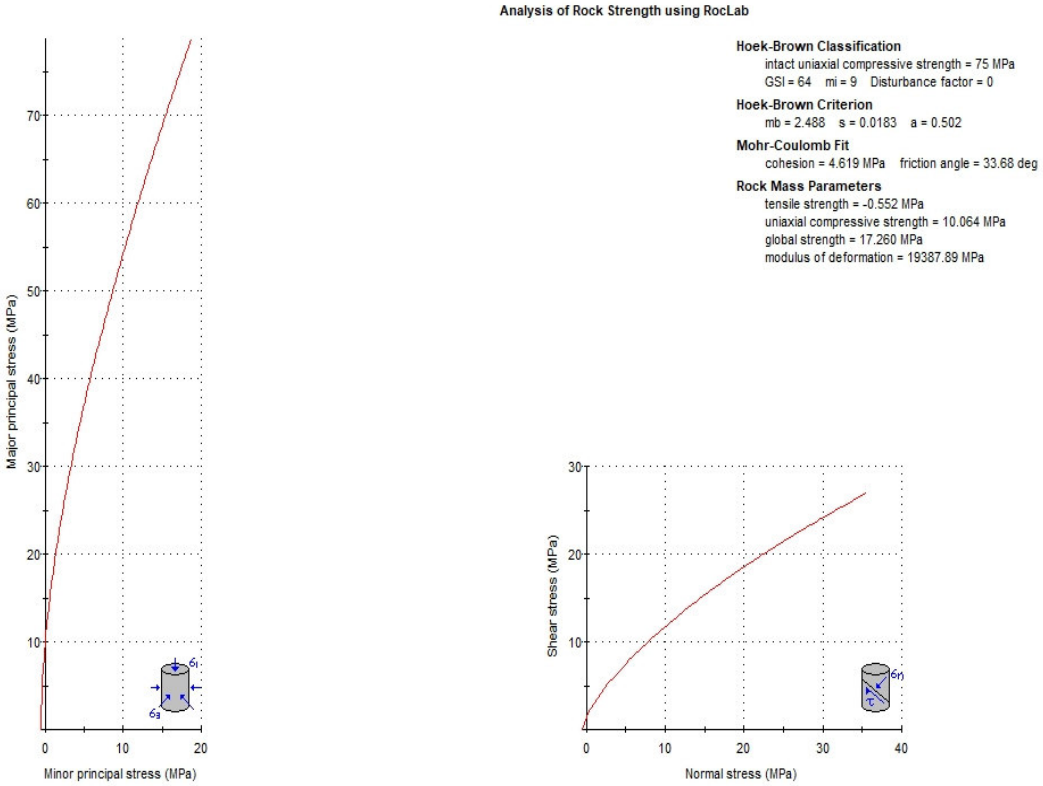


Figura 10 – elaborato di Roclab con GSI 35 per DOMINIO 2

5.0 - RESISTENZA AL TAGLIO DELLE DISCONTINUITA'

Attraverso l'espressione di Barton-Bandis $\tau = \sigma_n tg\phi_p$, si è calcolata la resistenza della discontinuità alla rottura (τ) per ogni famiglia presente nei vari cantieri di lavoro in cui è stato suddiviso il sito valutando il ϕ_p (angolo di picco alla rottura) con la seguente espressione:

$$\phi_p = \phi_b + (JRC \text{ Log } JCS/\sigma_n) + i_O$$

dove:

- ϕ_b = angolo di base del materiale marmo;
- JRC (Joint RougnessCoefficient) è il valore di rugosità a piccola scala della discontinuità;
- JCS (Joint Wall Compressive Strenght) è il valore di resistenza alla compressione delle pareti del giunto;
- i_O rappresenta l'angolo di ondulazione a grande scala della discontinuità (parametro "scabrezza" – forma, vedi tabelle caratteristiche fisico-meccaniche);
- σ_n carico agente normalmente alla parete del giunto.

Per la definizione dei parametri da utilizzare nelle verifiche, si ricorda che l'inviluppo di resistenza, costruito al variare della tensione normale agente sul piano di discontinuità (legge di Barton-Bandis), è di tipo curvilineo, con curvatura che tende all'infinito per valori elevati della tensione normale σ_n.

Tuttavia le analisi all'equilibrio limite sono effettuate in termini di coesione (c) e angolo di attrito (ϕ) (legge lineare di Mohr-Coulomb), i cui valori possono essere ricavati dall'inviluppo di Barton, tramite semplici calcoli matematici. Derivando, rispetto alla tensione è infatti possibile ottenere una retta tangente alla curva inviluppo, la cui pendenza fornisce il valore dell'angolo di attrito e la cui intercetta con l'asse delle τ fornisce il valore della coesione. Questa operazione può essere effettuata per diversi valori della tensione normale, in modo da ottenere una serie di coppie di valori di coesione e angolo di attrito in funzione della tensione normale media, agente alle diverse profondità a cui sono riferiti i calcoli di stabilità.

L'altezza della bancata per la quale sono stati calcolati i parametri geomeccanici utili per le verifiche è stata sia quella media di lavorazione pari a 6.0m sia quella prevista massima del sito pari a 37m.

Sulla base di questi dati si è calcolato il corrispondente valore del ϕ_p caratteristico dei vari sistemi di discontinuità presenti nel sito (ϕ nella tabella sottostante). In particolare con un valore di JRC di 2 (valore minimo) e vista l'altezza della bancata di 6m e 37m si sono ottenuti i seguenti parametri caratteristici da utilizzare nelle verifiche dopo opportuna riduzione:

Tabella 12 – Parametri geotecnici caratteristici delle discontinuità

SISTEMA	JRC	JCS (MPa)	ϕ_b min-max	ϕ_P			c_P kPa		$\phi_{K,P}$	$c_{k,P}$ kPa
				Hm	*min*	*max*	*min*	*max*	*Caratt.*	*Caratt.*
K1	2 - 4	45	30-32	**6**	35,6	43,1	0,6	1,6	35,6	0,6
				37	33,9	40,0	3,7	8,9	33,9	3,7
K2	2 - 4	45	30-32	**6**	34,7	41,4	1,6	4,0	34,7	1,6
				37	33,2	38,3	9,5	22,4	33,2	9,5
K3	2 - 4	45	30-32	**6**	34,9	41,8	1,3	3,3	34,9	1,3
				37	33,3	38,7	7,7	18,2	33,3	7,7
K4	2 - 4	45	30-32	**6**	36,2	44,4	0,3	0,8	36,2	0,3
				37	34,6	41,3	1,8	4,4	34,6	1,8

Considerando che il valore di coesione ricavato dalla tabella di calcolo con il metodo di Barton-Bandis rappresenta, di fatto, una coesione apparente, comparabile con il parametro di coesione non drenata nei terreni, nelle verifiche che seguono si utilizza un valore pari a 1/10 di quello calcolato, assimilabile ad una coesione efficace e sicuramente a favore di sicurezza.

Tabella 13 - Parametri di progetto

SISTEMA	STATO TENSIONALE	PHI (°)	TG PHI	M1	TGPHI/M1	PHI PROG (°)		c kPa	M2	c PROG kPa
K1	**6m**	35,6	0,72	1,25	0,57	**29,8**		0,6	1,25	**0,48**
	37m	34	0,67	1,25	0,54	**28,4**		3,7	1,25	**2,96**
K2	**6m**	34,7	0,69	1,25	0,55	**29,0**		1,6	1,25	**1,28**
	37m	33,2	0,65	1,25	0,52	**27,6**		9,5	1,25	**7,6**
K3	**6m**	34,9	0,70	1,25	0,56	**29,2**		1,3	1,25	**1,04**
	37m	33,3	0,66	1,25	0,53	**27,7**		7,7	1,25	**6,16**
K4	**6m**	36,2	0,73	1,25	0,59	**30,3**		0,3	1,25	**0,24**
	37m	34,6	0,69	1,25	0,55	**28,9**		1,8	1,25	**1,44**

Nel caso di condizioni residue si ipotizzerò nullo il valore della coesione mentre il valore dell'angolo di attrito $\phi_{K,r}$ = 32° è stato ridotto applicando il coefficiente γ_{M2} (1.25) al valore della tangente; il valore di progetto da usare nelle valutazione in condizioni residue sarà pari a :

- $\phi'_{d,r}$ = 27°

6.0 - INQUADRAMENTO SISMICO DELL'AREA

In considerazione degli effetti del sisma sui potenziali cinematismi, si è provveduto a valutare secondo quanto richiesto dalla nuova normativa (NTC – D.M. 14/01/2018) la sismicità dell'area di intervento.

Ricordiamo che rispetto alla vecchia normativa si è passati da un concetto di “zona dipendente” ad uno di “sito dipendente” al fine di considerare gli effetti locali dell’azione sismica.

A tal proposito si è utilizzato il programma GEOSTRU – PARAMETRI SISMICI presente gratuitamente nel web al sito www. Geostru.com.

Le valutazioni che seguiranno di verifica saranno condotte in termini SLU, stato limite ultimo, SLV (Stato Limite Salvaguardia della Vita), applicando i relativi coefficienti.

Nel programma sono stati inseriti i seguenti parametri di partenza relativi alla localizzazione ed alla tipologia del sito in esame:

- Coordinate del sito in esame ED50: 44.129318°lat N; 10.235028°long.E;
- Classe d’uso: II, affollamento normale, Assenza di funzioni pubbliche;
- Vita nominale: 50 anni;

In automatico il programma ricerca i siti di riferimento da cui ricavare il valore di accelerazione al bedrock, valore di base che sarà poi modificato in funzione delle caratteristiche stratigrafiche e topografiche locali, creando la maglia di riferimento.

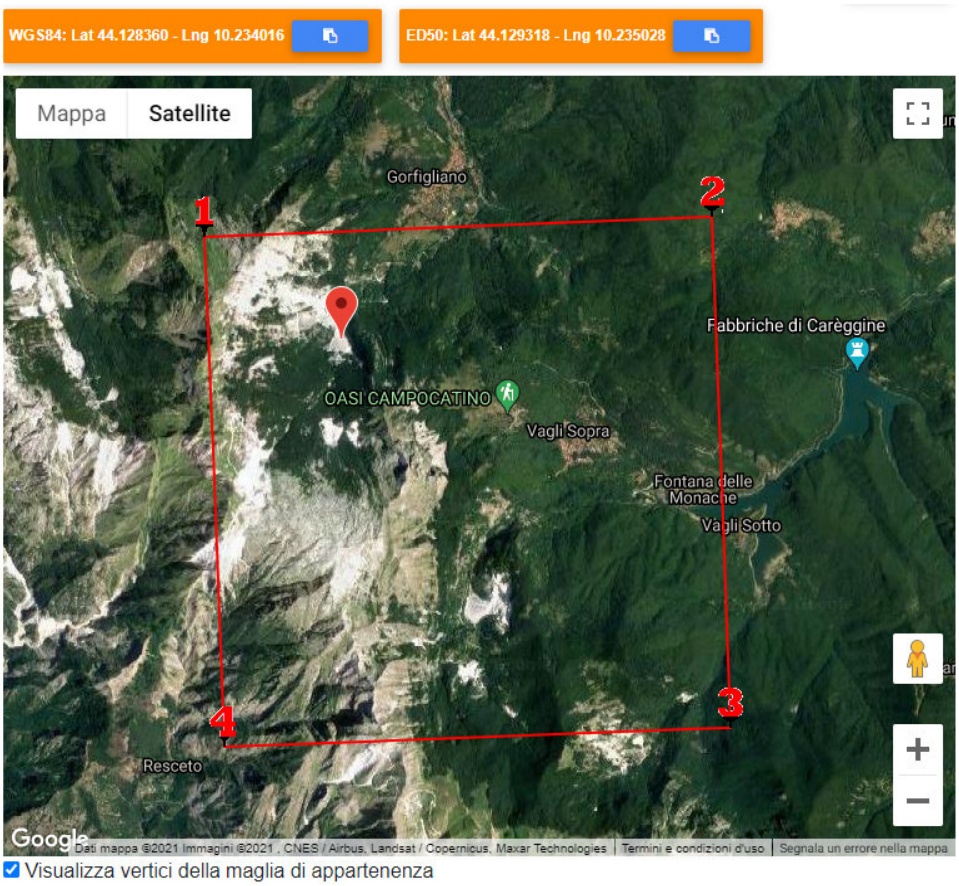


Figura 11

A questo punto vengono richiesti i parametri sismici del sito in esame, che sono inseriti in funzione delle caratteristiche del sito e del suo utilizzo, e cioè:

- Categoria di sottosuolo: A;
- Categoria Topografica: T4;
- Periodo di riferimento: 50 anni;
- Coefficiente cu = 1

Il programma citato in applicazione alle espressioni riportate nel testo della normativa procede ad eseguire i calcoli fornendo i valori finali di accelerazione massima attesa (Amax) , il coefficiente β e quindi i valori dei coefficienti orizzontale (Kh) e verticale (Kv) da inserire nei calcoli; di seguito si rimette lo specchietto finale, Tabella 14, di output del programma:

Stati limite

Classe Edificio

II. Affollamento normale. Assenza di funz. pubbliche e sociali...

Vita Nominale 50

Interpolazione Media ponderata

CU = 1

Stato Limite	Tr [anni]	a_g [g]	Fo	Tc* [s]
Operatività (SLO)	30	0.057	2.437	0.242
Danno (SLD)	50	0.074	2.442	0.253
Salvaguardia vita (SLV)	475	0.188	2.421	0.280
Prevenzione collasso (SLC)	975	0.242	2.428	0.285
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50			

Coefficienti sismici

Tipo Stabilità dei pendii e fondazioni

Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

H (m) 1

us (m) 0.1

Cat. Sottosuolo A

Cat. Topografica T4

	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1,00	1,00	1,00	1,00
CC Coeff. funz categoria	1,00	1,00	1,00	1,00
ST Amplificazione topografica	1,40	1,40	1,40	1,40

Tabella 14: coefficienti sismici

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.016	0.021	0.071	0.102
kv	0.008	0.010	0.036	0.051
Amax [m/s²]	0.783	1.011	2.581	3.324
Beta	0.200	0.200	0.270	0.300

7.0 - ORIENTAZIONI DEI FRONTI DI LAVORO

Verranno di seguito indicati i fronti oggetto di analisi nella presente relazione, distinguendo quelli del Cantiere Inferiore da quelli del Cantiere Superiore. La posizione dei fronti di lavoro è stata effettuata sulla tavola relativa allo Stato Finale di II Fase.

Nell'ambito del "range" dei ±10° i principali fronti di escavazione previsti con lo sviluppo dell'attività nella cava in oggetto presentano la seguente orientazione generale:

<u>Fronti principali Cantiere Inferiore (Cielo aperto e sviluppo ribasso in galleria), Fig. 12</u>

- Fr1: Fronte orientato N 040° verticale esposto a NW (310°/89°);
- Fr2: Fronte orientato N 150° verticale esposto a NE (60°/89°);
- Fr3: Fronte orientato N 125° verticale esposto a NE (35°/89°);
- Fr4: Fronte orientato N 145° verticale esposto a SW (235°/89°).

Fronti principali Cantiere Superiore (Cielo aperto), Fig. 12

- Fr5: Fronte orientato N 060° verticale esposto a NW (330°/89°);
- Fr6: Fronte orientato N 175° verticale esposto a W (265°/89°);
- Fr7: Fronte orientato N 135° verticale esposto a SW (225°/89°);
- Fr8: Fronte orientato N 115° verticale esposto a NE (25°/89°).

L'altezza nelle verifiche sarà posta pari a quella impiegata normalmente nella coltivazione, circa 6m per i fronti attivi, fino ad un massimo di 25m per i fronti residui come combinazione di più gradoni.

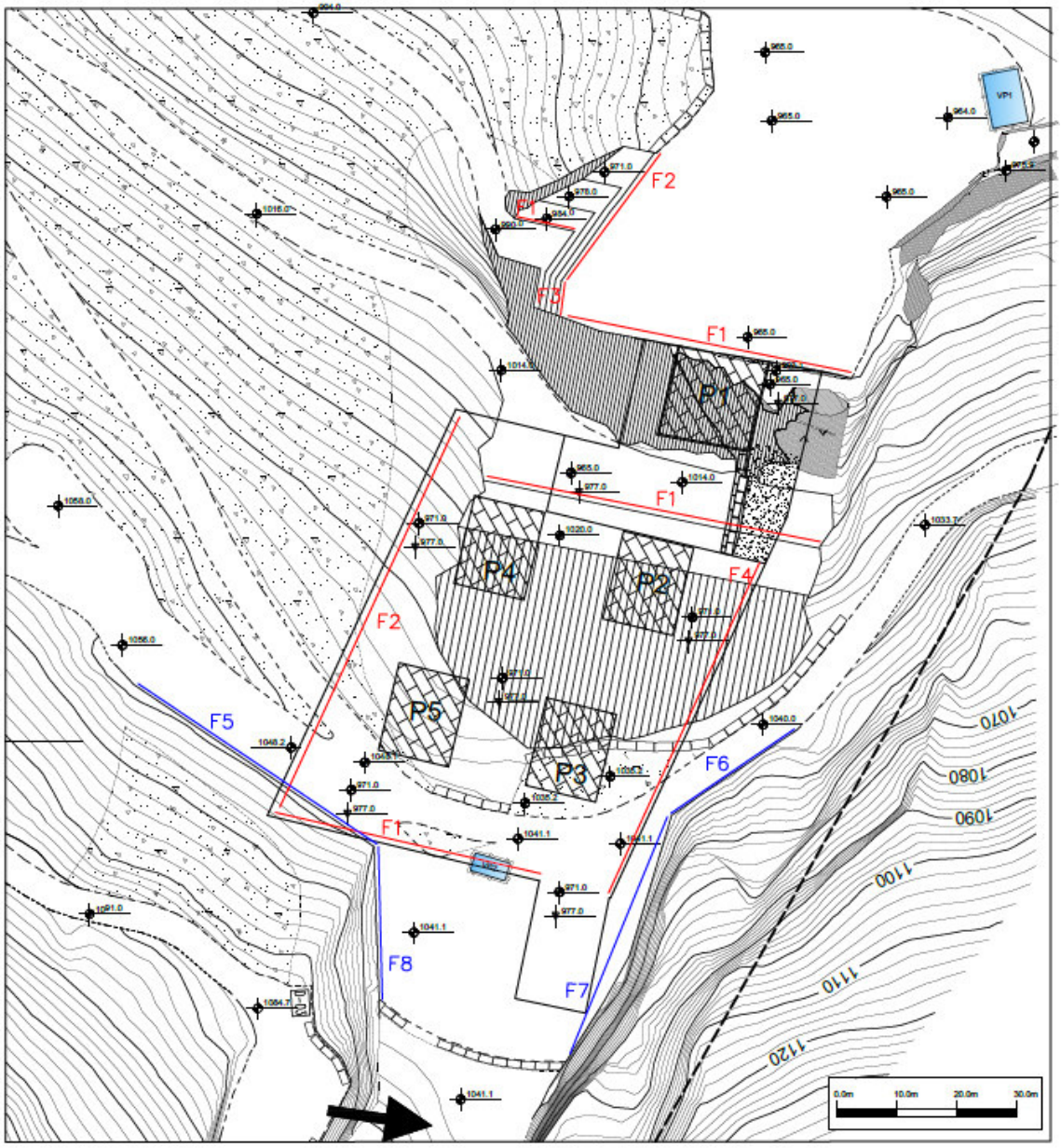


Figura 12: planimetria della cava allo stato attuale, in rosso sono indicati i principali fronti del cantiere Inferiore e Sotterraneo, mentre in blu quelli del Cantiere Superiore.-

8.0 - ANALISI DEI CARICHI

8.1. Carichi permanenti - Ammasso roccioso

Ammasso roccioso gk1A = 27,0kN/m3

8.2. Carichi permanenti non strutturali

Data la configurazione del sito e la tipologia di opera in esame non sono previsti carichi permanenti di natura non strutturale di intensità rilevante ai fini del calcolo

8.3. Carichi variabili

- Sovraccarico accidentale in copertura - Sovraccarico qk1 = 15,0kN/m2
- Neve (su superficie orizzontale) qk1 = 3,92kN/m2
- Vento superfici verticali sopravento (h≤4m dal suolo) qk21 = +1,30kN/m2
- superfici verticali sottovento (h≤4m dal suolo) qk22 = -0,65kN/m2

8.4 Azioni di calcolo

Stato Limite Ultimo

Il progetto e la verifica delle strutture sono effettuale in condizioni di Stato Limite di resistenza della struttura (SLU – STR), con la seguente combinazione di carico:

Combinazione fondamentale

$$F_d = \gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} Q_{k1})$$

dove: G1 = valore caratteristico delle azioni permanenti strutturali;
G2 = valore caratteristico delle azioni permanenti non strutturali
P = valore caratteristico della forza di precompressione;
Qk1 = valore caratteristico dell'azione variabile di base;
Qki = valori caratteristici delle azioni variabili tra loro indipendenti;
γG1 = coefficiente parziale dei carichi permanenti;
γG2 = coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali;
γP = coefficiente parziale della precompressione (1,0);
γQi = coefficiente parziale delle azioni variabili;
ψ0i = coefficiente di combinazione delle azioni variabili.

Tabella 1. Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente γ_F	EQU	A1	A2
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali G_2[1]	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

[1] Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Stati Limite di Esercizio

Combinazione Caratteristica (rara) $$F_d = G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \sum_{j=2}^{j=n} (\psi_{0j} Q_{kj})$$

Combinazione Frequente $$F_d = G_1 + G_2 + P + \psi_{11} Q_{k1} + \sum_{j=2}^{j=n} (\psi_{2j} Q_{kj})$$

Combinazione Quasi Permanente $$F_d = G_1 + G_2 + P + \sum_{j=1}^{j=n} (\psi_{2j} Q_{kj})$$

Combinazione sismica/eccezionale

Combinazione Sismica $$F_d = E + G_1 + G_2 + P + \sum_{j=1}^{j=n} (\psi_{2j} Q_{kj})$$

Combinazione Eccezionale $$F_d = G_1 + G_2 + P + A_d + \sum_{i=1}^{j=n} (\psi_{2j} Q_{kj})$$

dove: E = azione sismica;

Ad = azione eccezionale di progetto;

ψ 0j = coefficiente atto a definire i valori rari (di breve durata) ma ancora significativi nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili;

ψ 1j = coefficiente atto a definire i valori delle azioni assimilabili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;

ψ2j = coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni variabili assimilabili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_{j=1}^{j=n} (\psi_{2j} Q_{kj})$$

Nelle combinazioni si intende che vengano omessi i carichi Qkj che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G2.

Altre combinazioni sono da considerare in funzione di specifici aspetti (p. es. fatica, ecc.). I valori dei coefficienti di combinazione (ψ_{ij}) sono riportati nella seguente Tabella NTC2018.

Tabella 2. Valori dei coefficienti di combinazione dei carichi variabili

Categoria / Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse , parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	Da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

9.0 - VERIFICHE DI STABILITÀ DEI FRONTI A CIELO APERTO

Le analisi riportate nei seguenti paragrafi sono volte alla ricerca dei potenziali meccanismi di instabilità per effetto della fratturazione dell'ammasso roccioso sui fronti di coltivazione in progetto.

Le verifiche saranno effettuate sulla configurazione di cava prospettata al termine della fase 2, fase massima di sviluppo dei lavori e soggetta ad autorizzazione.

I fronti analizzati sono quelli riportati nel capitolo 8 e sono stati suddivisi per una più semplice trattazione in 4 cantieri.

Per le analisi saranno considerati fronti con altezze variabili da 6m (altezza convenzionale delle bancate di coltivazione) a 40m (altezza massima dei fronti residui).

9.1. Fronti a cielo aperto

Con riferimento alle indicazioni fornite dalle NTC 2018 per i fronti di scavo (§ 6.8.6 – D.M. 17/01/2018) le verifiche agli SLU saranno eseguite con la "*Combinazione 2 dell'Approccio 1*", considerando quindi la seguente combinazione di coefficienti:

Combinazione 2: (A2+M2+R2)

con i valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II del suddetto D.M. e con il coefficiente di resistenza globale (γ_{R2}) pari 1,1 (§ 6.8.2 D.M. 17/01/2018).

Tabella NTC2018. Coefficienti parziali per le azioni o per gli effetti delle azioni (tab. 6.2.I D.M. 17/01/2018)

Tabella 7. Coefficienti parziali per le azioni o per gli effetti delle azioni (tab. 6.2.I D.M. 17/01/2018)

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti G_2 [1]	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

[1] Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tabella NTC2018. Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (tab. 6.2.II D.M. 17/01/2018)

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Per ogni stato limite deve essere soddisfatta la relazione: "*Ed≤Rd"* dove Ed è il valore di progetto dell'azione e Rd il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

9.2. Scivolamento planare – Metodologia di verifica

L'analisi parte da una verifica grafica attraverso il Test di Markland, sviluppato con l'ausilio del programma MECROCCE della Programgeo di Brescia.

La verifica grafica permette di individuare sulla base del piano medio dei singoli sistemi di discontinuità, quei piani potenzialmente instabili in riferimento al fronte in analisi.

In particolare, il programma proietta su reticolo equingolare di Wulff le tracce ciclografiche dei piani rappresentativi dei sistemi riconosciuti nel sito, il fronte di scavo ed il cono di attrito, nel caso si è scelto il valore base di 30°.

I cinematismi attivabili secondo il programma risultano quelli che hanno una immersione concorde con quella del fronte, con una inclinazione minore del fronte e con una inclinazione superiore a quella dell'angolo di attrito di base.

Nella discussione inziale per via grafica, si escludono inoltre quei piani la cui immersione differisce per ±20° dall'immersione del fronte di scavo.

Per i piani che soddisfano le condizioni sopra, è proposta una prima valutazione di tipo numerico, secondo lo schema che segue.

Le analisi numeriche sono state effettuate con l'ausilio del programma di calcolo ROC-PLANE della Rocscience Inc. di Toronto, che consente di individuare tutti i blocchi che possono formarsi per effetto dell'intersezione di un singolo piano di fratturazione con il fronte in esame.

Le ipotesi alla base del calcolo sono:

- piani di discontinuità con persistenza illimitata o almeno tale da attraversare completamente i blocchi senza interruzioni di continuità;
- superficie planare delle discontinuità;
- estensione delle fratture all'intero fronte (se non nei casi specificamente motivati) o comunque con valori massimi pari all'effettiva persistenza rilevata in sito.

Il programma considera l'ammasso roccioso come un mezzo integro, attraversato da piani di discontinuità variamente orientati (in base ai dati di giacitura inseriti dall'utente). La stabilità dei singoli volumi rocciosi isolati dall'intersezione dei piani di fratturazione è governata da:

- orientazione del piano di fratturazione rispetto al fronte di scavo, in funzione della quale potrebbero originarsi a volumi cinematicamente rimuovibili o meno;
- azioni sollecitanti e resistenti che si sviluppano all'interfaccia tra il blocco e l'ammasso, in funzione dell'inclinazione del piano di scivolamento e dalle caratteristiche di resistenza dei giunti, espresse in termini di coesione e angolo di attrito (avendo adottato un criterio resistente alla Mor- Coulomb).

Per la tipologia di verifica scelta (individuazione dei potenziali cinematismi) sarà preso in conto il solo angolo di attrito residuo pari a 30°, trascurando l'eventuale contributo della coesione apparente.

Per ognuno dei blocchi individuati, il programma fornisce il volume e il peso unitario del blocco e il fattore di sicurezza nei confronti della potenziale instabilità individuata (Rd/Ed = capacità resistente/azione sollecitante), che per le ipotesi di studio assunte non varia.

Come premesso nell'introduzione saranno analizzati tutti i fronti di scavo in progetto al termine della fase 2, con altezze variabili da 6 a 25m.

Le analisi di stabilità saranno effettuate in condizioni di Stato Limite Ultimo in presenza di sisma, con l'approccio 1 - combinazione 2. L'azione del sisma sarà implementata come una forza statica equivalente, data dal prodotto delle forze di gravità per i coefficienti sismici orizzontale e verticale, definiti al precedente cap. 9. In aggiunta sarà considerata una sovrappressione interna dovuta alla presenza di acqua all'interno delle fratture (saturazione 10%).

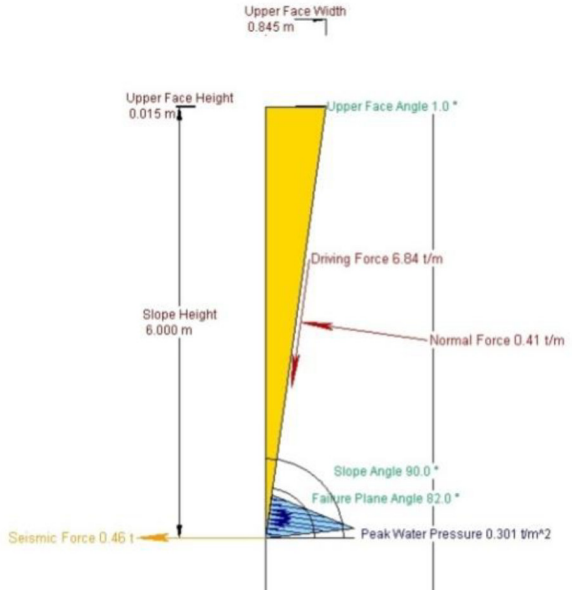


Figura 13. Modello di calcolo bidimensionale

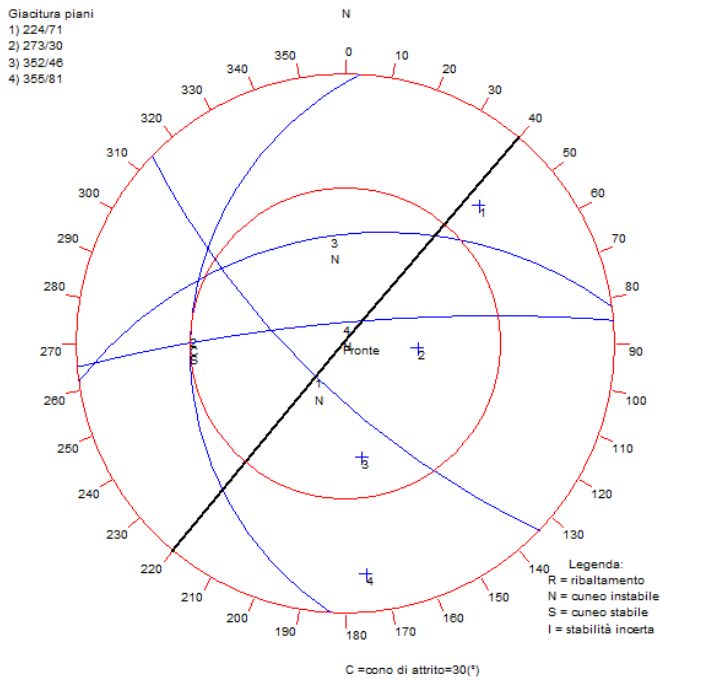
In questa fase previsionale di progetto, non saranno presi in conto eventuali carichi variabili, trattandosi di verifiche di stabilità di blocchi presenti sulle pareti di scavo. Si precisa, infine, che tutti i carichi derivanti dal peso proprio dell'ammasso saranno considerati come carichi permanenti strutturali (γ_{G1} = 1,00). I sistemi di discontinuità rilevati in sito e utilizzati nelle analisi sono quelli già illustrati nella precedente 1 al cap. 4.3.1.

9.3. Analisi dei risultati di calcolo

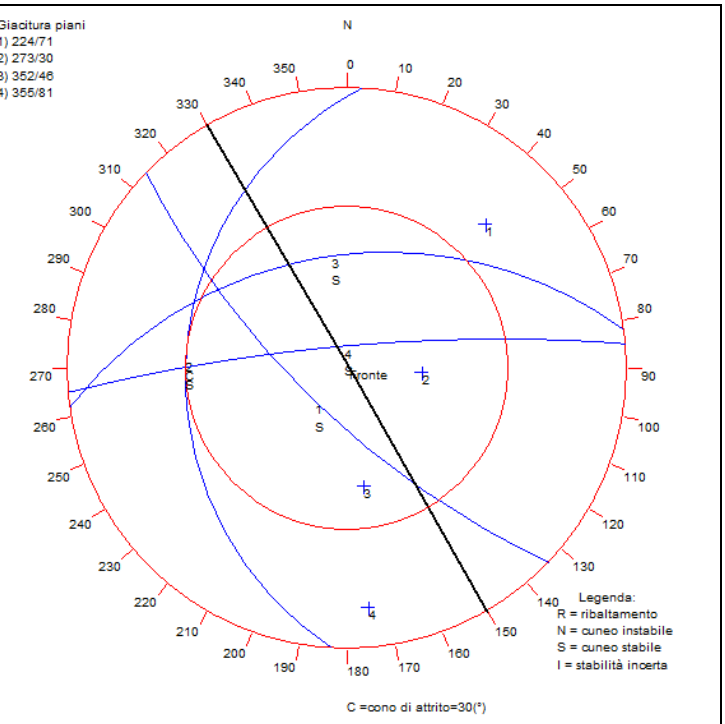
Nel presente paragrafo sono sintetizzati i risultati delle analisi svolte sui diversi fronti a cielo aperto, nella configurazione geometrica al termine della seconda fase di coltivazione (a 5 anni).

9.3.1 - Fronti principali nel cantiere Campaccio Inferiore

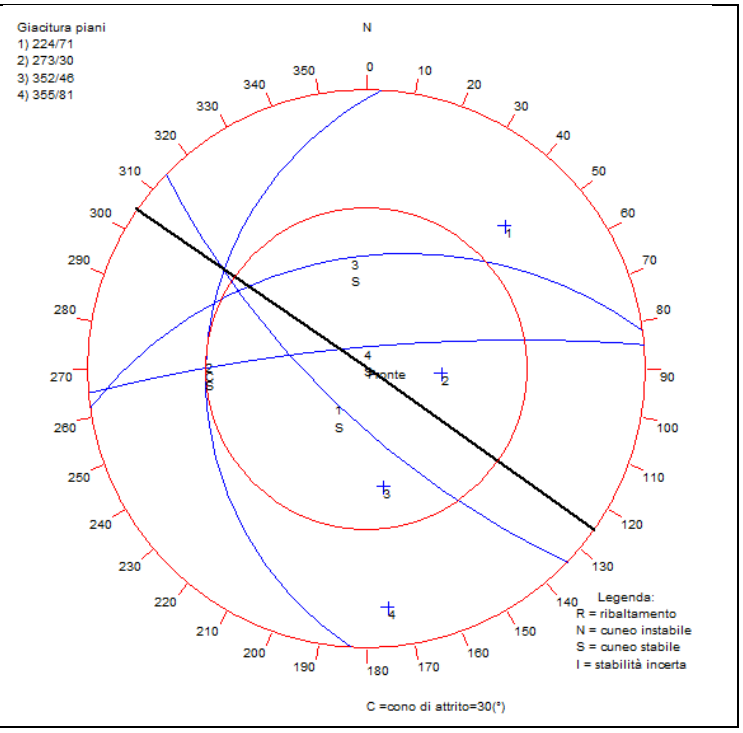
- ***Fr1: Fronte orientato N40 verticale esposto a NW (310°-89°);***

Dalla verifica grafica non si osservano potenziali scivolamenti planari associati a questo fronte con riferimento ai piani medi dei sistemi riconosciuti.	

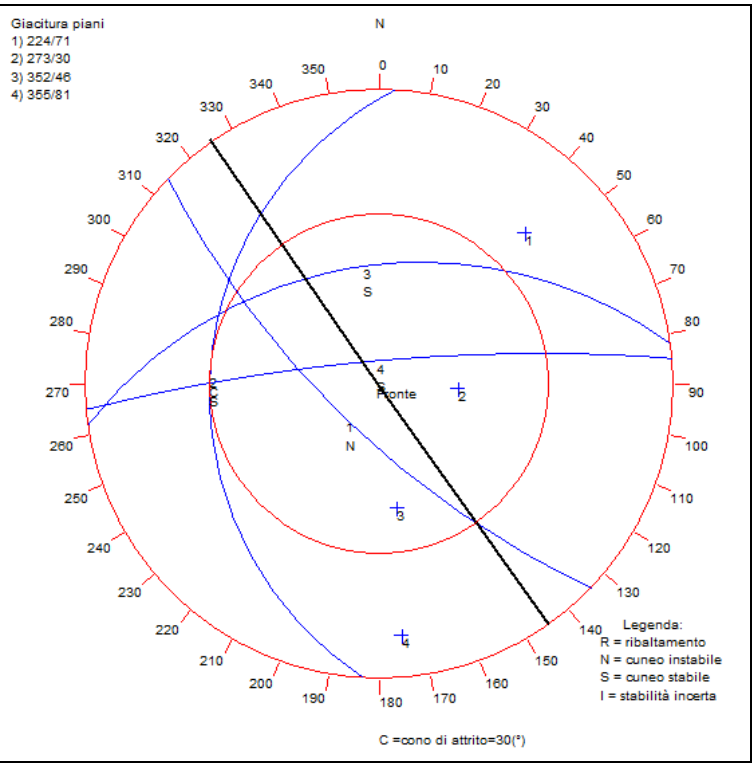
- ***Fr2: Fronte orientato N 150° verticale esposto a NE (60°/89°);***

Dalla verifica grafica non si osservano potenziali scivolamenti planari associati a questo fronte con riferimento ai piani medi dei sistemi riconosciuti	

- ***Fr3: Fronte orientato N 125° verticale esposto a NE (35°/89°);***

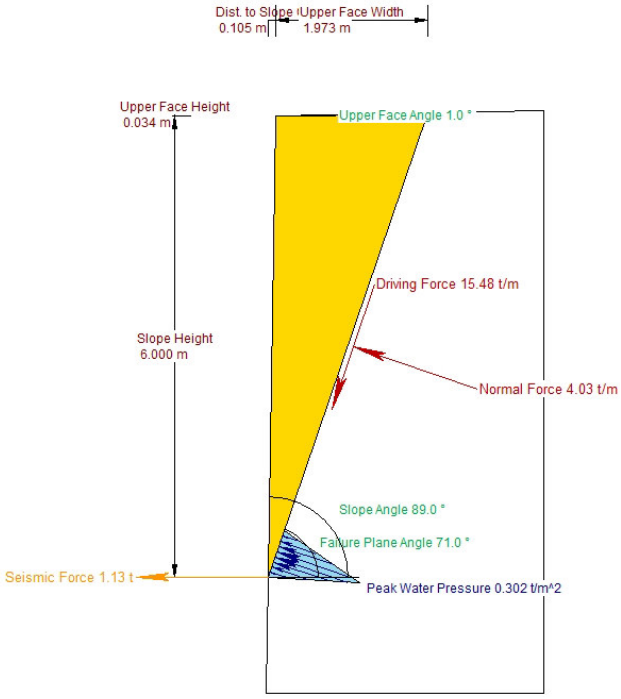
Dalla verifica grafica non si osservano potenziali scivolamenti planari associati a questo fronte con riferimento ai piani medi dei sistemi riconosciuti	

- ***Fr4: Fronte orientato N 145° verticale esposto a SW (235°/89°);***

Dalla verifica, potenziali cinematismi planari ascrivibili al sistema K1 che in considerazione del valore di inclinazione del piano medio, può essere impiegato come fronte di scavo.	

Sistema di fratturazione	Giacitura	Peso del Blocco		R_d/E_d	NOTE Ipotesi Intervento
		H=6m	H=25m		
(-)	Dip Dir. / Dip - (°)	(Ton/m)	(Ton/m)	(-)	
K1	224 - 71	15,98	277,38	0,14	In caso di fronti da 6m disgaggio con lo sviluppo della coltivazione ed impiego come fronte di scavo. Per fronti residui, progressivo disgaggio con il loro sviluppo.

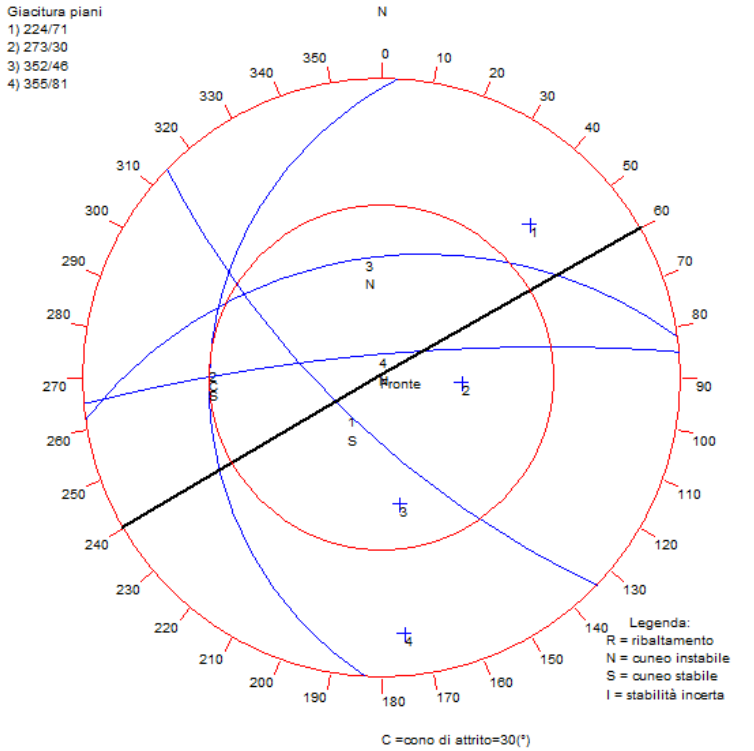
Schema sistema K1 – Fronte 6m



9.3.2 - Fronti principali nel cantiere Campaccio Superiore

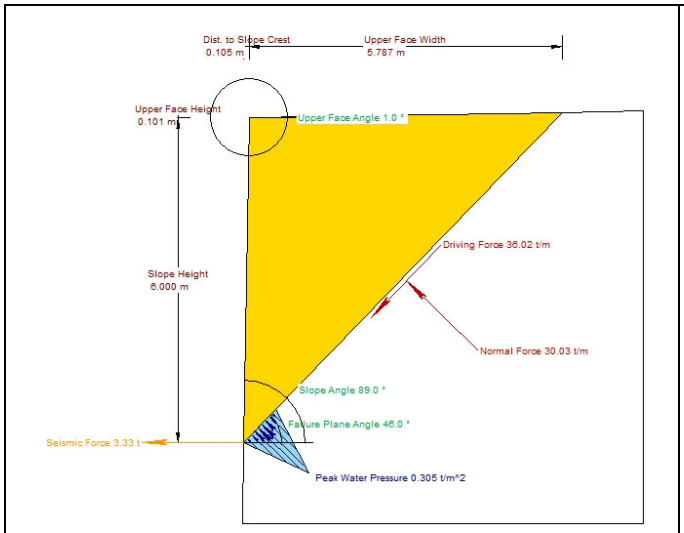
- ***Fr5: Fronte orientato N 60° verticale esposto a NW (330°/89°);***

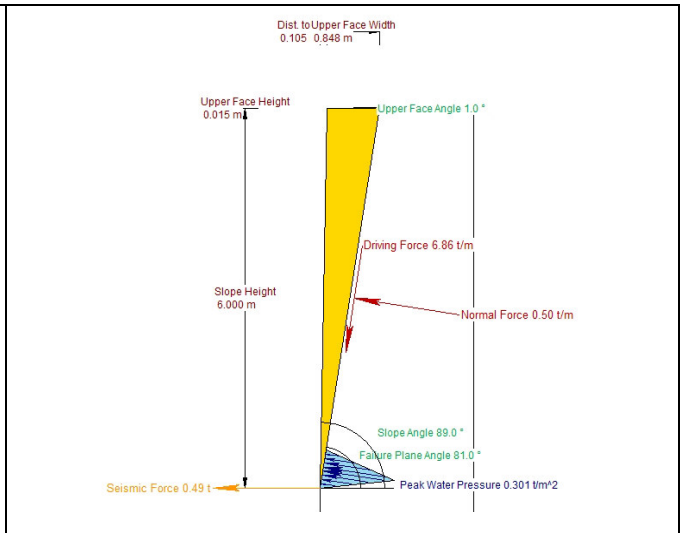
Dalla verifica grafica con il programma automatico MECROCCE (Test di Markland), potenziali cinematismi planari ascrivibili ai sistemi K3 e K4. I piani pervasivi del sistema K4 possono essere impiegati come fronti di scavo, una volta ripuliti, visto il valore dell'inclinazione del sistema stesso.



Sistema di fratturazione	Giacitura	Peso del Blocco		R_d/E_d	NOTE Ipotesi Intervento
		H=6m	H=25m		
(-)	Dip Dir. / Dip - (°)	(Ton/m)	(Ton/m)	(-)	
K3	342 - 46	46,86	813,5	0,44	In caso di fronte da 6m disgaggio meccanico con lo sviluppo della coltivazione. Per latezze superiori
K4	355 - 81	6,87	119,2	0,038	In caso di fronti da 6m disgaggio con la coltivazione ed impiego come fronti di scavo vista l'inclinazione media del sistema.

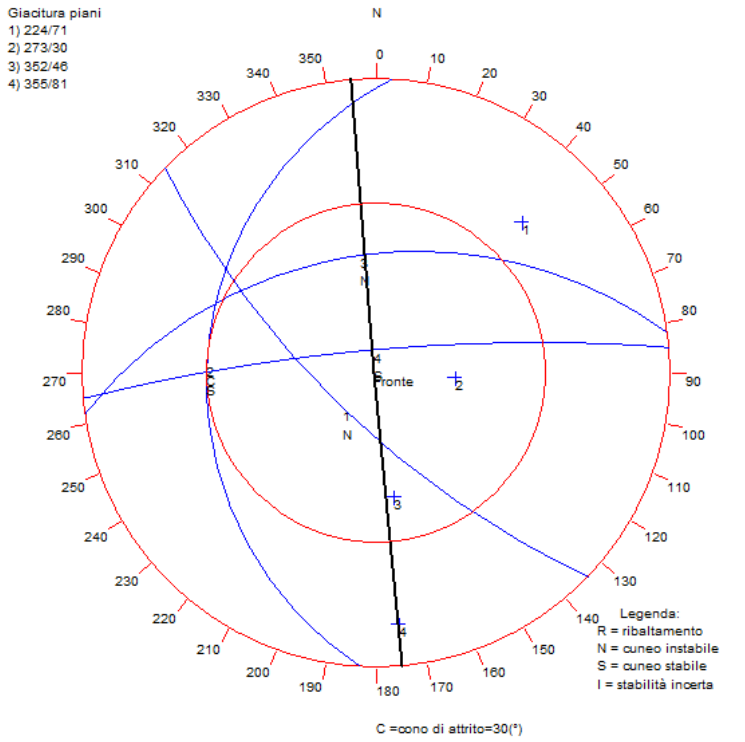
Schema sistema K3 e K4 – Fronte 6m





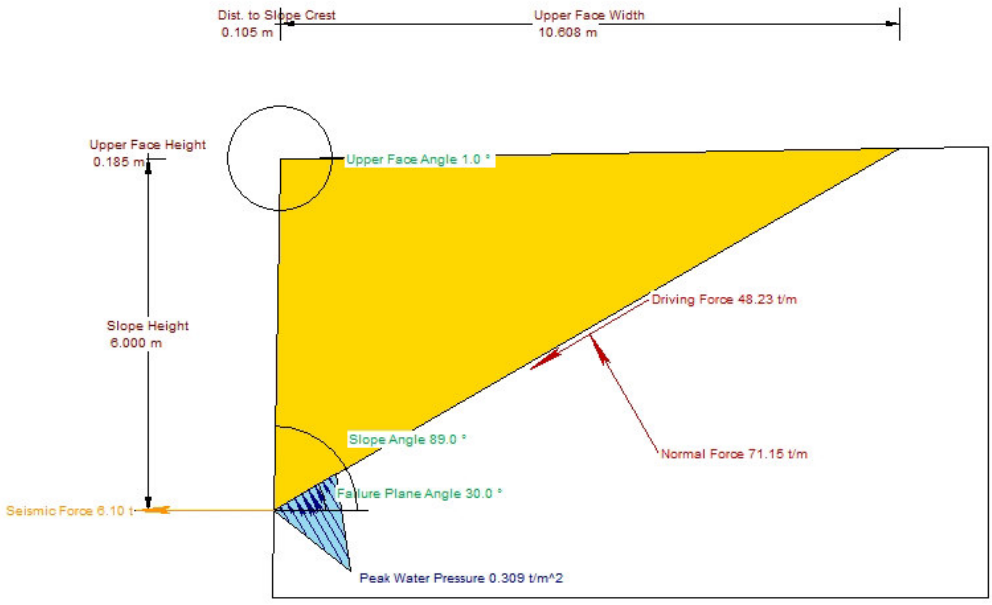
- ***Fr6: Fronte orientato N 175° verticale esposto a W (265°/89°);***

Dalla verifica grafica con il programma automatico MECROCCE (Test di Markland), potenziali cinematismi planari ascrivibili ai piani del sistema K2; la bassa inclinazione media del sistema (30°) rende di fatto il potenziale cinematismo molto improbabile.



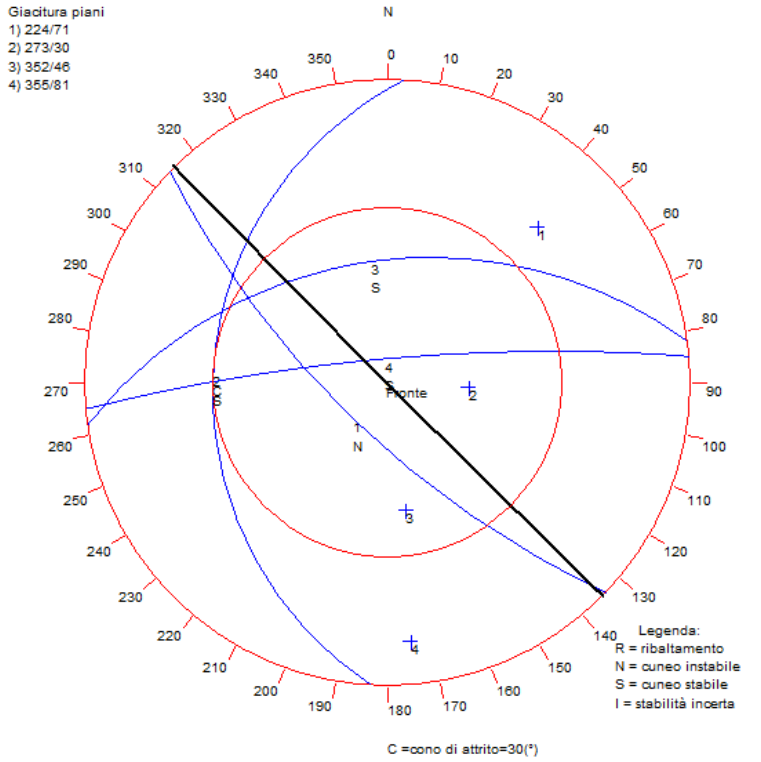
Sistema di fratturazione	Giacitura	Peso del Blocco		R_d/E_d	NOTE Ipotesi Intervento
		H=6m	H=40m		
(-)	Dip Dir. / Dip - (°)	(Ton/m)	(Ton/m)	(-)	
K2	273 - 30	85,9	1.491	0,77	In caso di fronti da 6m disgaggio con lo sviluppo della coltivazione – per altezze diverse necessaria valutazione su casistica reale, viste le dimensioni delle masse al crescere dell'altezza.

Schema sistema K2 – Fronte 6m



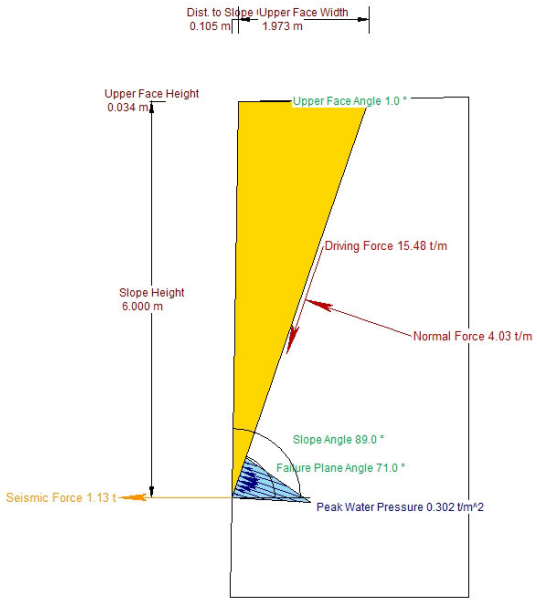
- ***Fr7: Fronte orientato N 135° verticale esposto a SW (225°/89°);***

Dalla verifica grafica con il programma automatico MECROCCE (Test di Markland), potenziali cinematismi planari ascrivibili ai piani del sistema K1; in caso di fratture persistenti in sistema può essere impiegato come fronte di scavo visto il valore di inclinazione del piano medio.

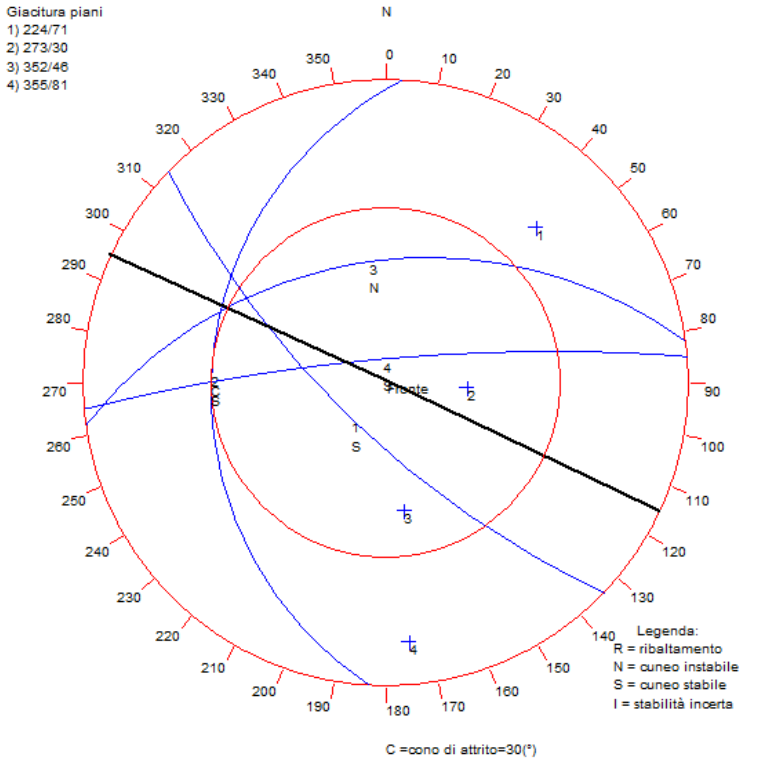


Sistema di fratturazione	Giacitura	Peso del Blocco		R_d/E_d	NOTE Ipotesi Intervento
		H=6m	H=25m		
(-)	Dip Dir. / Dip - (°)	(Ton/m)	(Ton/m)	(-)	
K1	224 - 71	15,98	277,38	0,14	In caso di fronti da 6m disgaggio con lo sviluppo della coltivazione ed impiego come fronte di scavo. Per fronti residui, progressivo disgaggio con il loro sviluppo ripulendoli progressivamente

Schema sistema K1 – Fronte 6m



- ***Fr8: Fronte orientato N 115° verticale esposto a NE (25°/89°);***

Dalla verifica grafica con il programma automatico MECROCCE (Test di Markland), potenziali cinematismi planari ascrivibili ai sistemi K3 e K4, sebbene l'angolo tra immersione del fronte e della discontinuità in entrambi i casi sia superiore a 20° rendendo il cinematismo di fatto non attivabile. Per verifica analitica del sistema K4 si veda fronte Fr5 precedente.	

9.4. Scivolamento tridimensionale - Metodologia di calcolo

L'analisi dei potenziali cinematismi "tridimensionali" è mirata alla ricerca dei potenziali meccanismi di instabilità legati alla formazione di blocchi e/o volumi di roccia isolati dal resto dell'ammasso per effetto dell'intersezione di più piani di fratturazione.

In questa prima fase preliminare, le analisi sono state effettuate con l'ausilio del programma di calcolo BROCK 2.0 della ProgramGeo di Brescia, che consente di individuare tutti i blocchi che possono formarsi per effetto dell'intersezione di due piani di fratturazione con il fronte in esame, secondo i principi della teoria dei blocchi (Goodman & Shi).

In funzione della giacitura dei piani di fratturazione il programma consente di individuare i blocchi cinematicamente rimuovibili dal fronte e il relativo rapporto tra la capacità resistente e le azioni sollecitanti (Rd/Ed). Sui singoli blocchi rimovibili è possibile introdurre un terzo piano di fratturazione, per la rappresentazione di eventuali fratture di trazione che potrebbero formarsi nella parte posteriore del volume identificato, favorendone lo scivolamento.

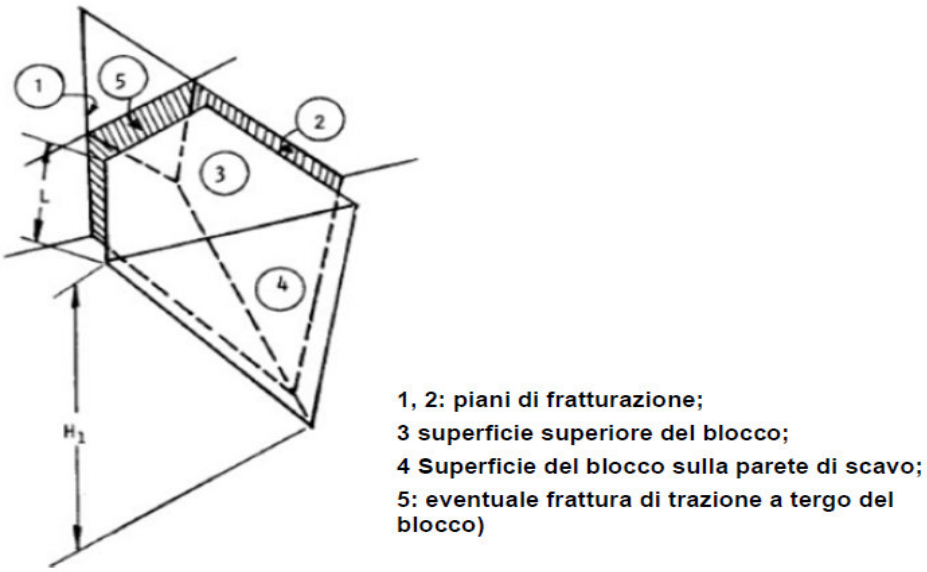


Figura 5. Schematizzazione di un blocco cinematicamente rimovibile

Per il calcolo della capacità resistente, il programma sfrutta il criterio di Barton-Bandis, che consente di determinare la resistenza a taglio su superfici rugose sottoposte sotto l'azione di tensioni normali di modesta entità, secondo quanto già illustrato al precedente cap. 7.2, a cui si rimanda per ulteriori dettagli.

$$\tau = \sigma_n \cdot \tan\left(\phi_b + JRC \cdot \log_{10}\left(\frac{JCS}{\sigma_n}\right)\right)$$ Criterio di resistenza di Barton- Bandis

Trattandosi di analisi previsionali preliminari, per il calcolo della stabilità si farà riferimento al solo angolo di attrito residuo, assunto pari a 30°, trascurando l'incremento di resistenza dovuto alla rugosità delle discontinuità (JCS=0).

Le ipotesi alla base del calcolo sono:

- piani di discontinuità con persistenza illimitata o almeno tale da attraversare completamente i blocchi senza interruzioni di continuità;
- superficie planare delle discontinuità;
- estensione delle fratture all'intero fronte (se non nei casi specificamente motivati) o comunque con valori massimi pari all'effettiva persistenza rilevata in sito.

Il programma considera l'ammasso roccioso come un mezzo integro, attraversato da piani di discontinuità variamente orientati (in base ai dati di giacitura inseriti dall'utente). La stabilità dei singoli volumi rocciosi isolati dall'intersezione dei piani di fratturazione è governata da:

- orientazione dei piani di fratturazione rispetto al fronte di scavo, in funzione della quale potrebbero originarsi a volumi cinematicamente rimuovibili o meno;
- azioni sollecitanti e resistenti che si sviluppano all'interfaccia tra il blocco e l'ammasso, in funzione dell'inclinazione dei piani di scivolamento e dalle caratteristiche di resistenza dei giunti;.

Per ognuno dei blocchi individuati, il programma fornisce i seguenti risultati di calcolo

- Volume e peso unitario del blocco;
- fattore di sicurezza nei confronti della potenziale instabilità individuata.

Come premesso nell'introduzione del capitolo saranno analizzati tutti i fronti di scavo in progetto al termine della fase 2, con altezze variabili da 6 a 40m (valore limite).

Le analisi di stabilità saranno effettuate in condizioni di Stato Limite Ultimo in presenza di sisma, con l'approccio 1 - combinazione 2. L'azione del sisma sarà implementata come una forza statica equivalente, data dal prodotto delle forze di gravità per i coefficienti sismici orizzontale e verticale, definiti al precedente cap. 9.0. In aggiunta sarà considerata una sovrapressione interna dovuta all'eventuale presenza di acqua all'interno delle fratture (saturazione 10%, benché in fase di indagine in sito non sia stata rilevata acqua all'interno delle fratture).

In questa fase previsionale di progetto, non saranno presi in conto eventuali carichi variabili, trattandosi di verifiche di stabilità di blocchi presenti sulle pareti di scavo. Si precisa, infine, che tutti i carichi derivanti dal peso proprio dell'ammasso saranno considerati come carichi permanenti strutturali (γG1 = 1,00).

I sistemi di discontinuità rilevati in sito e utilizzati nelle analisi sono quelli già illustrati nella precedente Tabella 1 al cap.4.3.1.

9.5. Analisi dei risultati di calcolo

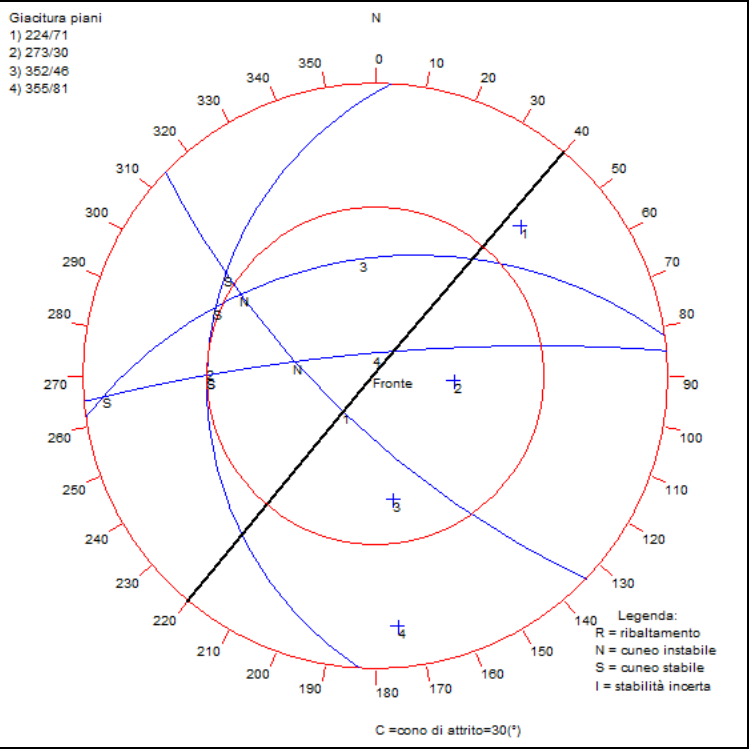
Nei paragrafi a seguire sono riportati risultati del calcolo, riassunti in forma tabellare con i seguenti dati:

- il numero del cuneo tridimensionale di dimensioni massime calcolato dal programma;
- i sistemi di fratturazione coinvolti;
- il volume del blocco;
- il valore del rapporto tra la capacità resistente e le azioni sollecitanti (Rd/Ed);
- le eventuali ipotesi preliminari di intervento.

9.5.1 - Fronti principali nel cantiere Campaccio Inferiore

- ***Fr1: Fronte orientato N40 verticale esposto a NW (310°-89°);***

Dalla verifica grafica con il programma automatico MECROCCE (Test di Markland), potenziali cinematismi tridimensionali ascrivibili all'intersezione tra i sistemi K1, K2, K3 e K4.
Nell'ipotesi di verifica, imponendo solo angolo di attrito di base del materiale, solo le combinazioni K1-K4 e K2-K4 hanno un coefficiente di sicurezza inferiore a 1.
Nel primo caso la massa ha volumetria limitata a circa 10,2mc per fronte di 6m, con possibilità di disgaggio meccanico. Nel secondo caso la massa è di circa 145mc.
Per entrambi i casi si osservi che, localmente, portare a coincidere i fronti di scavo con i piani del sistema K1 e/o K4 consente di escludere i cinematismi che li coinvolgono.



Risultati del programma di analisi numerica B-ROCK 2.0 della Program Geo di Brescia

Committente: ACQUABIANCA MARMI SRL

Località: CAMPACCIO Data:

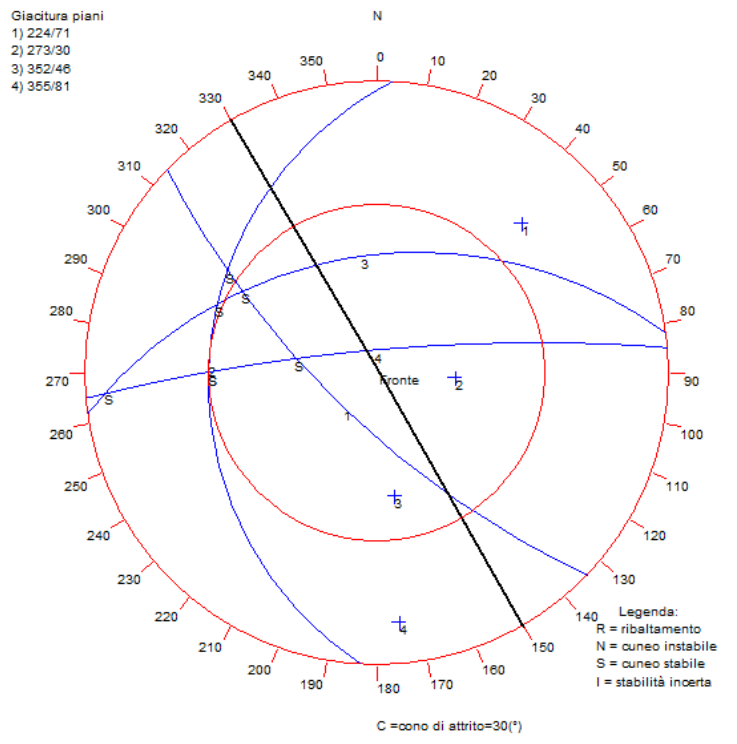
Riferimenti: VERIFICA FRONTE F1

Verifica di stabilità di blocchi isolati: coefficienti di sicurezza

Blocco	*Famiglie*	*Immersione*	*Inclinazione*	*Volume (mc)*	*Fs*	*Deficit di forza(kg):*
1	1/2	304	26	180,5498	1,54	122393,7
2	1/3	301	33	95,2948	1,22	31547,9
3	1/4	280	58	10,1961	0,66	-7989,7
4	2/3	293	28	270,3663	1,02	8815,8
5	2/4	270	30	144,9915	0,97	-5493,6
6	3/4	266	4	482,257	16,56	2002785,9
7	1/2+3	304	26	158,5846	n.c.	0
8	1/2+4	304	26	73,399	n.c.	0
9	1/3+2	301	33	42,7232	n.c.	0
10	1/3+4	301	33	1598,9044	n.c.	0
11	1/4+2	280	58	8,621	n.c.	0
12	1/4+3	280	58	50,9122	n.c.	0
13	2/3+1	293	28	1745,6283	n.c.	0
14	2/3+4	293	28	26932,8624	n.c.	0
15	2/4+1	270	30	160,6509	n.c.	0
16	2/4+3	270	30	10975,3354	n.c.	0
17	3/4+1	266	4	130,853	n.c.	0
18	3/4+2	266	4	116,7967	n.c.	0

- ***Fr2: Fronte orientato N 150° verticale esposto a NE (60°/89°);***

Dalla verifica grafica con il programma automatico MECROCCE (Test di Markland), non si rilevano combinazioni tridimensionali potenzialmente instabili.



Risultati del programma di analisi numerica B-ROCK 2.0 della Program Geo di Brescia da cui emerge che non ci sono combinazioni cinematicamente rimovibili:

Committente: ACQUABIANCA MARMI SRL

Località: CAMPACCIO Data:

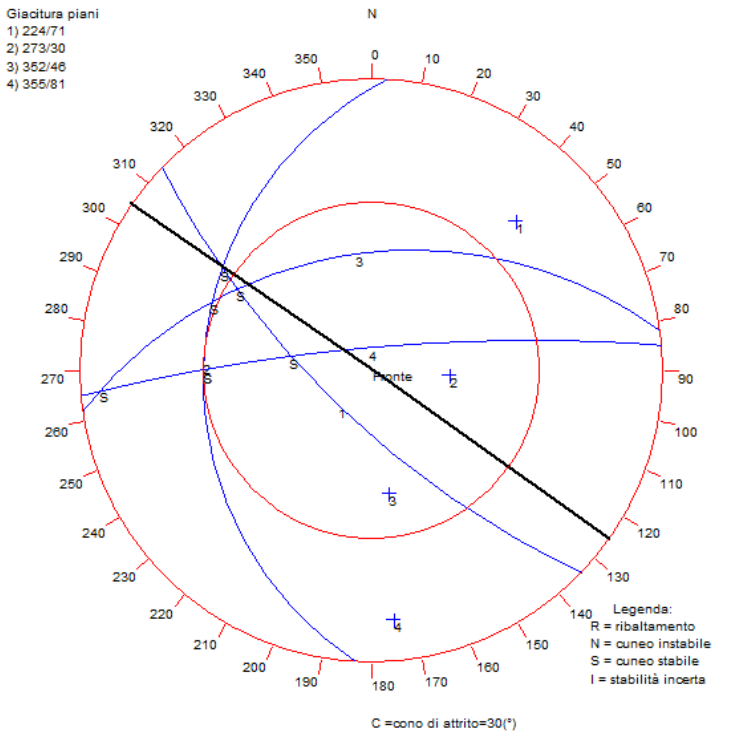
Riferimenti: VERIFICA FRONTE F2

Verifica di stabilità di blocchi isolati: coefficienti di sicurezza

Blocco	*Famiglie*	*Immersione*	*Inclinazione*	*Volume (mc)*	*Fs*	*Deficit di forza(kg):*
1	1/2	304	26	141,6016	n.c.	0
2	1/3	301	33	62,4975	n.c.	0
3	1/4	280	58	25,545	n.c.	0
4	2/3	293	28	84,0681	n.c.	0
5	2/4	270	30	157,3321	n.c.	0
6	3/4	266	4	264,9648	n.c.	0
7	1/2+3	304	26	1327,8254	n.c.	0
8	1/2+4	304	26	319,6526	n.c.	0
9	1/3+2	301	33	832,4557	n.c.	0
10	1/3+4	301	33	6846,1727	n.c.	0
11	1/4+2	280	58	49,4777	n.c.	0
12	1/4+3	280	58	1816,9451	n.c.	0
13	2/3+1	293	28	622,7736	n.c.	0
14	2/3+4	293	28	6330,5481	n.c.	0
15	2/4+1	270	30	501,9827	n.c.	0
16	2/4+3	270	30	15612,8554	n.c.	0
17	3/4+1	266	4	33,0666	n.c.	0
18	3/4+2	266	4	21,817	n.c.	0

- ***Fr3: Fronte orientato N 125° verticale esposto a NE (35°/89°);***

Dalla verifica grafica con il programma automatico MECROCCE (Test di Markland), non si rilevano combinazioni tridimensionali potenzialmente instabili.



Committente: ACQUABIANCA MARMI SRL

Località: CAMPACCIO Data:

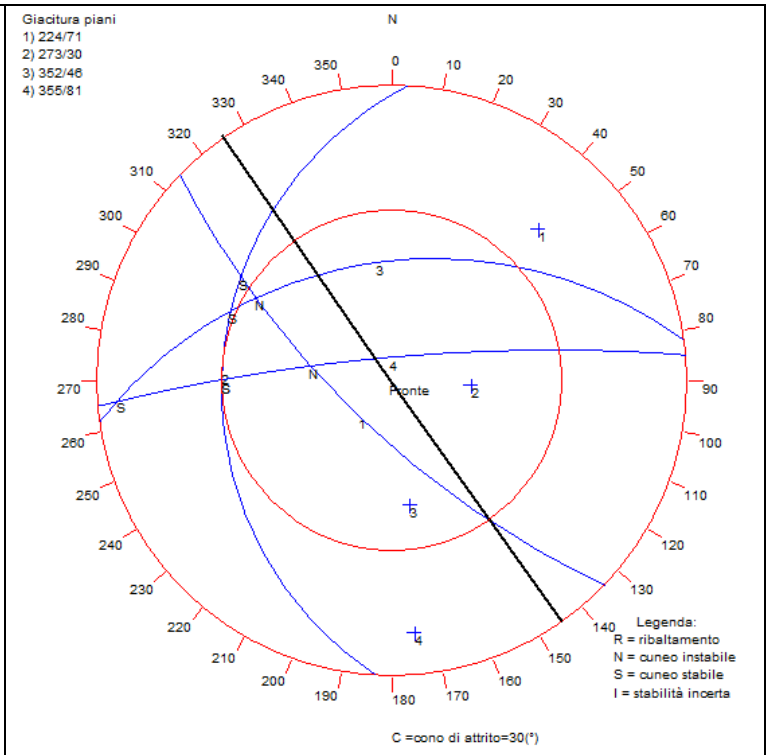
Riferimenti: VERIFICA FRONTE F3

Verifica di stabilità di blocchi isolati: coefficienti di sicurezza

Blocco	*Famiglie*	*Immersione*	*Inclinazione*	*Volume (mc)*	*Fs*	*Deficit di forza(kg):*
1	1/2	304	26	0,4206	n.c.	0
2	1/3	301	33	4,0546	n.c.	0
3	1/4	280	58	20,664	n.c.	0
4	2/3	293	28	9,0069	n.c.	0
5	2/4	270	30	63,913	n.c.	0
6	3/4	266	4	292,838	n.c.	0
7	1/2+3	304	26	0,465	n.c.	0
8	1/2+4	304	26	0,1388	n.c.	0
9	1/3+2	301	33	16,0066	n.c.	0
10	1/3+4	301	33	161,8409	n.c.	0
11	1/4+2	280	58	53,5931	n.c.	0
12	1/4+3	280	58	1909,7796	n.c.	0
13	2/3+1	293	28	1,9881	n.c.	0
14	2/3+4	293	28	59,0615	n.c.	0
15	2/4+1	270	30	15,7268	n.c.	0
16	2/4+3	270	30	1180,4446	n.c.	0
17	3/4+1	266	4	2,8122	n.c.	0
18	3/4+2	266	4	12,454	n.c.	0

- ***Fr4: Fronte orientato N 145° verticale esposto a SW (235°/89°);***

Dalla verifica grafica con il programma automatico MECROCCE (Test di Markland), potenziali cinematismi tridimensionali ascrivibili all'intersezione tra i sistemi K1, K2, K3 e K4.
Nell'ipotesi di verifica, imponendo solo angolo di attrito di base del materiale, solo le combinazioni K1-K2, K1-K4, K2-K3 e K2-K4 hanno un coefficiente di sicurezza inferiore a 1, peraltro le ultime due con valori prossimi ad 1 (0,97 e 0,91).
Nel primo caso K1-K2, localmente si possono far coincidere i fronti di scavo con i piani del sistema K1, condizione che elimina i cinematismi che coinvolgono quel sistema. Stessa condizione è applicabile al caso di combinazione K1-K4, facendo coincidere i fronti di scavo con i piani pervasivi dei sistemi K1 o K4 che presentano inclinazioni medie da 71° a 81°.
Nei casi coinvolgenti il sistema K2, considerando eventuali condizioni al contorno quali una certa rugosità delle superfici (JRC) o una ondulazione a grande scala delle stesse, si può supporre che il coefficiente di sicurezza risulti superiore all'unità. Nel caso si procederà comunque rimuovendo progressivamente la massa con lo sviluppo della coltivazione.



Risultati del programma di analisi numerica B-ROCK 2.0 della Program Geo di Brescia:

Committente: ACQUABIANCA MARMI SRL

Località: CAMPACCIO Data:

Riferimenti: VERIFICA FRONTE F4

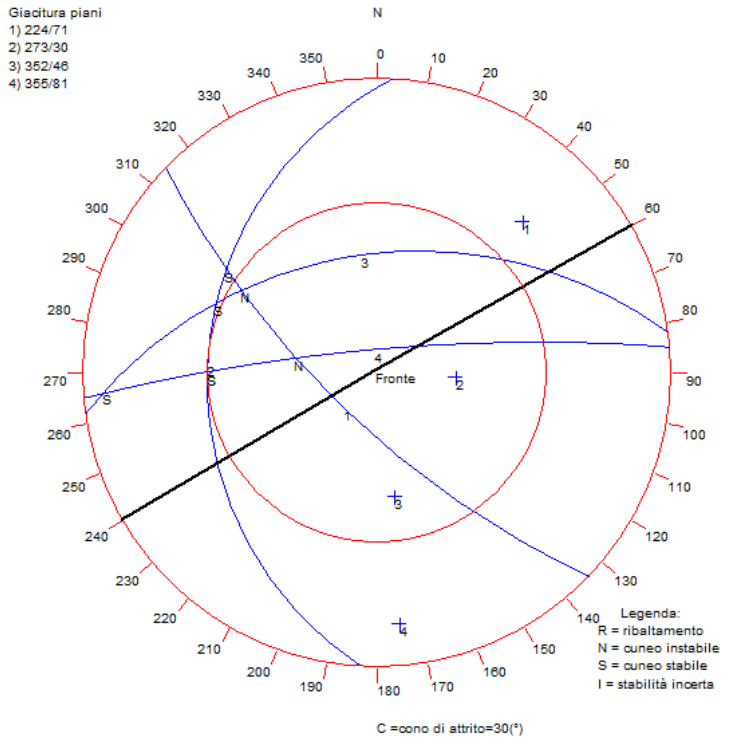
Verifica di stabilità di blocchi isolati: coefficienti di sicurezza

Blocco	*Famiglie*	*Immersione*	*Inclinazione*	*Volume (mc)*	*Fs*	*Deficit di forza(kg):*
1	1/2	304	26	113,7618	0,0	-8209,4
2	1/3	301	33	61,2186	1,2	18830,6
3	1/4	280	58	28,6871	0,66	-22225,9
4	2/3	293	28	58,0215	0,97	-2365,9
5	2/4	270	30	130,8291	0,91	-15843,6
6	3/4	266	4	429,6898	16,54	1783001,1
7	1/2+3	304	26	2033,4258	n.c.	0
8	1/2+4	304	26	582,7127	n.c.	0
9	1/3+2	301	33	1312,2402	n.c.	0
10	1/3+4	301	33	16885,3389	n.c.	0
11	1/4+2	280	58	114,9912	n.c.	0

9.5.2 - Fronti principali nel cantiere Campaccio Superiore

- ***Fr5: Fronte orientato N 60° verticale esposto a NW (330°/89°);***

Dalla verifica grafica con il programma automatico MECROCCE (Test di Markland), potenziali cinematismi tridimensionali ascrivibili all'intersezione tra i sistemi K1, K2, K3 e K4.
Nell'ipotesi di verifica, imponendo solo angolo di attrito di base del materiale, solo le combinazioni K1-K4 e K2-K4 hanno un coefficiente di sicurezza inferiore a 1, rispettivamente 0,65 e 0,97.
In entrambe le combinazioni, il far coincidere il fronte di scavo con i piani del sistema K1 o K4 di fatto esclude i cinematismi che li possono coinvolgere.



Risultati del programma di analisi numerica B-ROCK 2.0 della Program Geo di Brescia:

Committente: ACQUABIANCA MARMI SRL

Località: CAMPACCIO Data:

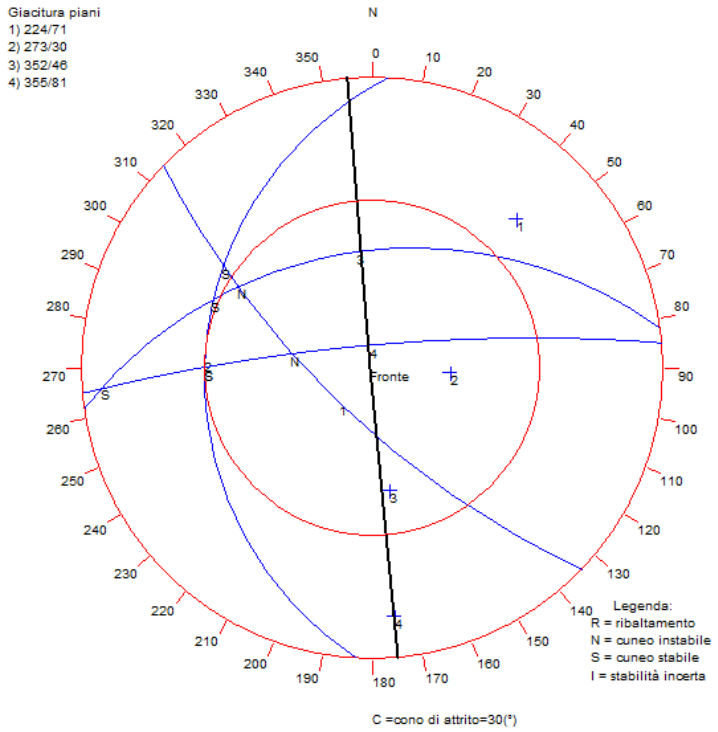
Riferimenti: VERIFICA FRONTE F5

Verifica di stabilità di blocchi isolati: coefficienti di sicurezza

Blocco	*Famiglie*	*Immersione*	*Inclinazione*	*Volume (mc)*	*Fs*	*Deficit di forza(kg):*
1	1/2	304	26	109,9217	1,54	74446,1
2	1/3	301	33	138,1492	1,21	45248,6
3	1/4	280	58	9,5101	0,65	-7582,2
4	2/3	293	28	242,5926	1,02	5180,1
5	2/4	270	30	73,6774	0,97	-3262,9
6	3/4	266	4	525,7974	16,58	2187035,5
7	1/2+3	304	26	170,9218	n.c.	0
8	1/2+4	304	26	20,3744	n.c.	0
9	1/3+2	301	33	33,2252	n.c.	0
10	1/3+4	301	33	1055,7396	n.c.	0
11	1/4+2	280	58	8,8647	n.c.	0
12	1/4+3	280	58	14,3665	n.c.	0
13	2/3+1	293	28	183,6527	n.c.	0
14	2/3+4	293	28	5132,5319	n.c.	0
15	2/4+1	270	30	44,2862	n.c.	0
16	2/4+3	270	30	934,6309	n.c.	0
17	3/4+1	266	4	243,5854	n.c.	0
18	3/4+2	266	4	226,0264	n.c.	0

- ***Fr6: Fronte orientato N 175° verticale esposto a W (265°/89°);***

Dalla verifica grafica con il programma automatico MECROCCE (Test di Markland), potenziali cinematismi tridimensionali ascrivibili all'intersezione tra i sistemi K1, K2, K3 e K4.
Nell'ipotesi di verifica, imponendo solo angolo di attrito di base del materiale, solo le combinazioni K1-K2, K1-K4, K2-K3 e K2-K4 hanno un coefficiente di sicurezza inferiore a 1, peraltro le ultime due con valori prossimi ad 1 (0,92 e 0,98).
Nel primo caso K1-K2, localmente si possono far coincidere i fronti di scavo con i piani del sistema K1, condizione che elimina i cinematismi che coinvolgono quel sistema. Stessa condizione è applicabile al caso di combinazione K1-K4, facendo coincidere i fronti di scavo con i piani pervasivi dei sistemi K1 o K4 che presentano inclinazioni medie da 71° a 81°.
Nei casi coinvolgenti il sistema K2, considerando eventuali condizioni al contorno quali una certa rugosità delle superfici (JRC) o una ondulazione a grande scala delle stesse, si può supporre che il coefficiente di sicurezza risulti superiore all'unità. Nel caso si procederà comunque rimuovendo progressivamente la massa con lo sviluppo della coltivazione.



Risultati del programma di analisi numerica B-ROCK 2.0 della Program Geo di Brescia:

Committente: ACQUABIANCA MARMI SRL

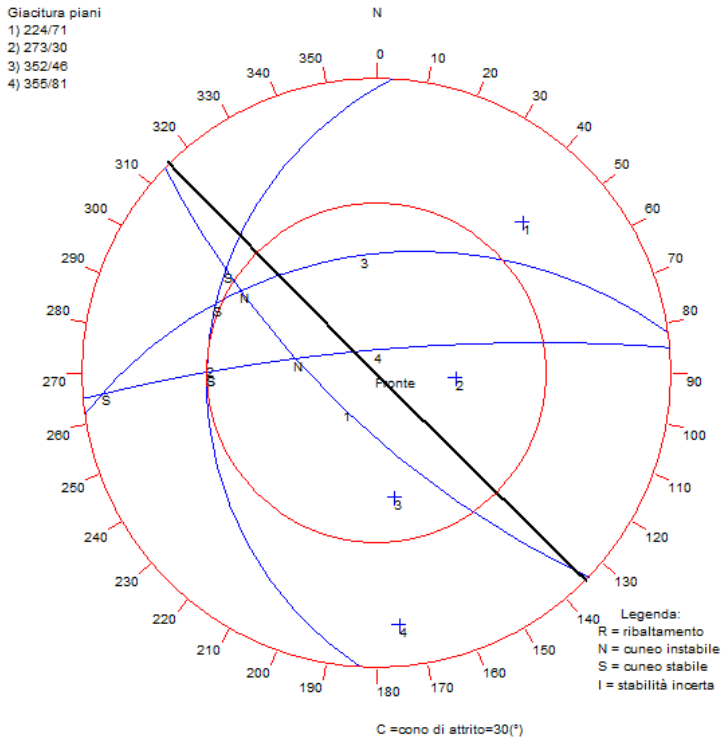
Località: CAMPACCIO Data:

Riferimenti: VERIFICA FRONTE F6

Verifica di stabilità di blocchi isolati: coefficienti di sicurezza

Blocco	*Famiglie*	*Immersione*	*Inclinazione*	*Volume (mc)*	*Fs*	*Deficit di forza(kg):*
1	1/2	304	26	716,4634	0,0	-19101
2	1/3	301	33	64,7532	1,22	21285,3
3	1/4	280	58	13,7621	0,67	-10624,2
4	2/3	293	28	657,1885	0,98	-20644,3
5	2/4	270	30	748,4557	0,92	-81990,7
6	3/4	266	4	448,1494	16,52	1856848,7
7	1/2+3	304	26	165,1859	n.c.	0
8	1/2+4	304	26	548,9873	n.c.	0
9	1/3+2	301	33	206,9788	n.c.	0
10	1/3+4	301	33	3521,4232	n.c.	0
11	1/4+2	280	58	5,1051	n.c.	0
12	1/4+3	280	58	338,2402	n.c.	0

- ***Fr7: Fronte orientato N 135° verticale esposto a SW (225°/89°);***

Dalla verifica grafica con il programma automatico MECROCCE (Test di Markland), potenziali cinematismi tridimensionali ascrivibili all'intersezione tra i sistemi K1, K2, K3 e K4. Nell'ipotesi di verifica, imponendo solo angolo di attrito di base del materiale, solo le combinazioni K1-K2, K1-K4, K2-K3 e K2-K4 hanno un coefficiente di sicurezza inferiore a 1, peraltro le ultime due con valori prossimi ad 1 (0,96 e 0,91). Nel primo caso K1-K2, localmente si possono far coincidere i fronti di scavo con i piani del sistema K1, condizione che elimina i cinematismi che coinvolgono quel sistema. Stessa condizione è applicabile al caso di combinazione K1-K4, facendo coincidere i fronti di scavo con i piani pervasivi dei sistemi K1 o K4 che presentano inclinazioni medie da 71° a 81°. Nei casi coinvolgenti il sistema K2, considerando eventuali condizioni al contorno quali una certa rugosità delle superfici (JRC) o una ondulazione a grande scala delle stesse, si può supporre che il coefficiente di sicurezza risulti superiore all'unità. Nel caso si procederà comunque rimuovendo progressivamente la massa con lo sviluppo della coltivazione.	

Risultati del programma di analisi numerica B-ROCK 2.0 della Program Geo di Brescia:

Committente: ACQUABIANCA MARMI SRL

Località: CAMPACCIO Data:

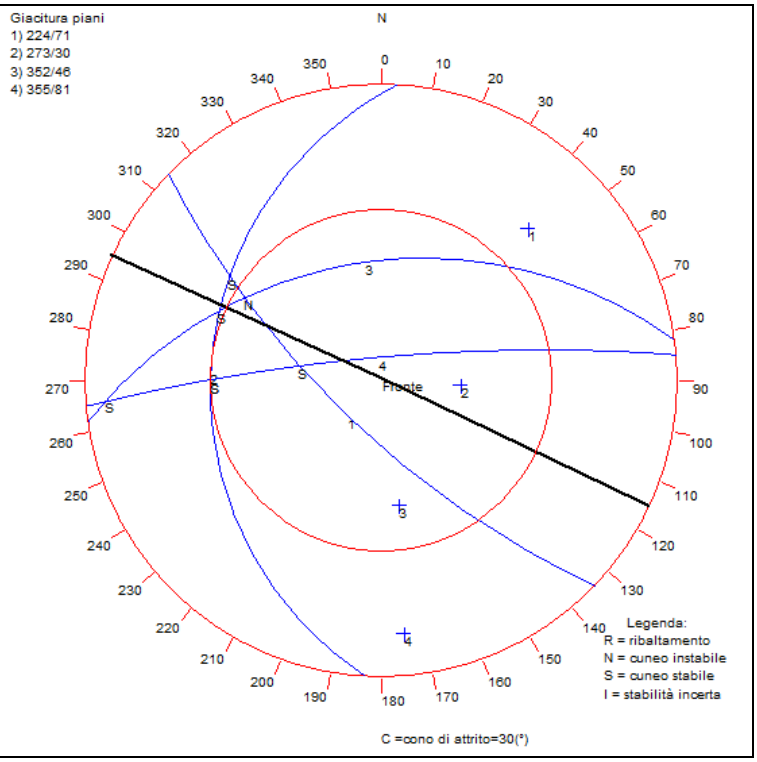
Riferimenti: VERIFICA FRONTE F7

Verifica di stabilità di blocchi isolati: coefficienti di sicurezza

Blocco	*Famiglie*	*Immersione*	*Inclinazione*	*Volume (mc)*	*Fs*	*Deficit di forza(kg):*
1	1/2	304	26	273,9864	0,0	-51601,6
2	1/3	301	33	253,4781	1,15	58394,4
3	1/4	280	58	229,0302	0,65	-186370,7
4	2/3	293	28	25,9866	0,96	-1374,3
5	2/4	270	30	90,7107	0,91	-11533,6
6	3/4	266	4	421,6063	16,56	1751176,6
7	1/2+3	304	26	388186,3315	n.c.	0
8	1/2+4	304	26	125346,2366	n.c.	0
9	1/3+2	301	33	360509,5039	n.c.	0
10	1/3+4	301	33	4279219,773	n.c.	0
11	1/4+2	280	58	100094,023	n.c.	0
12	1/4+3	280	58	3679840,8982	n.c.	0
13	2/3+1	293	28	29,8074	n.c.	0
14	2/3+4	293	28	713,6192	n.c.	0
15	2/4+1	270	30	38,8219	n.c.	0
16	2/4+3	270	30	4635,0638	n.c.	0
17	3/4+1	266	4	12,3109	n.c.	0
18	3/4+2	266	4	1,6114	n.c.	0

- ***Fr8: Fronte orientato N 115° verticale esposto a NE (25°/89°);***

Dalla verifica grafica con il programma automatico MECROCCE (Test di Markland), potenziali cinematismi tridimensionali ascrivibili all'intersezione tra i sistemi K1, K2 e K3.
Nell'ipotesi di verifica, imponendo solo angolo di attrito di base del materiale, solo la combinazione K1-K3 presenta coefficiente di sicurezza inferiore ad 1, con volumetria (per altezza fronte di 6m) limitata a 3,3mc circa, volume del tutto disgaggiabile con mezzi meccanici all'emersione. Inoltre, il far coincidere localmente i fronti di scavo con i piani pervasivi dei sistemi K1 e K4 che presentano inclinazioni tra 71° e 81°, di fatto esclude l'attivabilità dei cinematismi che coinvolgono questi sistemi.



Risultati del programma di analisi numerica B-ROCK 2.0 della Program Geo di Brescia:

Committente: ACQUABIANCA MARMI SRL

Località: CAMPACCIO Data:

Riferimenti: VERIFICA FRONTE F8

Verifica di stabilità di blocchi isolati: coefficienti di sicurezza

Blocco	*Famiglie*	*Immersione*	*Inclinazione*	*Volume (mc)*	*Fs*	*Deficit di forza(kg):*
1	1/2	304	26	8,4667	1,47	4946,9
2	1/3	301	33	3,2962	0,0	-2357,4
3	1/4	280	58	5,2114	n.c.	0
4	2/3	293	28	0,3071	n.c.	0
5	2/4	270	30	41,4411	n.c.	0
6	3/4	266	4	305,6466	n.c.	0
7	1/2+3	304	26	25,9677	n.c.	0
8	1/2+4	304	26	2,5184	n.c.	0
9	1/3+2	301	33	0,01	n.c.	0
10	1/3+4	301	33	24,9522	n.c.	0
11	1/4+2	280	58	3,2333	n.c.	0
12	1/4+3	280	58	48,2389	n.c.	0
13	2/3+1	293	28	0,2936	n.c.	0
14	2/3+4	293	28	0,1693	n.c.	0
15	2/4+1	270	30	27,1418	n.c.	0
16	2/4+3	270	30	345,4234	n.c.	0
17	3/4+1	266	4	24,9013	n.c.	0
18	3/4+2	266	4	33,6018	n.c.	0

9.6. - Instabilità per ribaltamento flessionale - Metodologia di calcolo

Le analisi per la ricerca di potenziali instabilità per ribaltamento sono effettuate mediante semplici verifiche sulle caratteristiche geometriche dei fronti di scavo e dei sistemi di fratturazione che li interessano.

Affinché si possa originare un meccanismo di instabilità di ribaltamento flessionale devono sussistere le seguenti condizioni (Goodman & Bray, 1976):

a) La direzione del fronte e la direzione degli strati o delle fratture non devono differire per più di 30° (cono di confidenza totale pari a 60°);

b) La direzione di immersione degli strati o delle fratture deve essere opposta a quella del fronte in oggetto;

c) Il fronte deve essere isolato lateralmente (assenza di continuità laterale del blocco) da altre fratture, da un vuoto o, nel caso di fronti di scavo, da tagli;

d) La normale al piano di ribaltamento deve avere un valore di inclinazione inferiore alla differenza tra l'inclinazione del fronte e l'angolo di attrito lungo i piani.

Tradotta in formula, quest'ultima condizione impone che: $(90- \Phi p) \leq (\Phi f - \phi)$

dove: Φp = inclinazione media del sistema di fratturazione o della stratificazione;

Φf = inclinazione del fronte;

ϕ = angolo di attrito sul piano delle discontinuità o della stratificazione.

In aggiunta sarà effettuata anche un'analisi per la determinazione dell'altezza critica dei volumi rocciosi, riferita ai soli sistemi di discontinuità che presentano inclinazioni del piano medio prossima alla verticale. Per questa stima sarà utilizzata la formula di Timoshenko&Gere (1961) sotto riportata.

$$L = 0{,}868 \cdot \left[\frac{(E \cdot T^2)}{\gamma} \right]^{1/3}$$

dove:

- L = altezza critica della struttura rocciosa in esame;
- E = modulo elastico dell'ammasso roccioso (21.238,4MPa);
- T = spaziatura media delle discontinuità;
- γ = peso di volume unitario dell'ammasso roccioso (2,7 t/mc);

Come premesso al paragrafo precedente le analisi si basano su criteri prettamente geometrici e sono volte alla sola individuazione delle eventuali situazioni critiche, ossia alla ricerca degli scenari che potrebbero dare luogo alla formazione di volumi isolati dal resto dell'ammasso e soggetti a potenziale instabilità per ribaltamento.

Come premesso nell'introduzione saranno analizzati tutti i fronti di scavo in progetto al termine della fase 2, con altezze variabili da 6 a 25m.

Le analisi di stabilità saranno effettuate con i parametri geotecnici (solo angolo di attrito) calcolati per la combinazione 2 dell'approccio 1 - combinazione 2.

I sistemi di discontinuità rilevati in sito e utilizzati nelle analisi sono quelli già illustrati nella precedente tabella 1 al cap. 4.3.1. Tutti i piani di fratturazione sono supposti indefinitamente estesi (continuità illimitata senza alcun "ponte di roccia").

9.7. - Verifiche a ribaltamento flessionale

9.7.1 - Fronti principali nel cantiere Campaccio Inferiore

- ***Fr1: Fronte orientato N40 verticale esposto a NW (310°-89°);***

NOME		Immers. (°)	Inclinz. (°)	Φ (°)
FRONTE	**FR1**	310	89	30

FAMIGLIA	immersione (°)	inclinazione (°)	diff.-immersioni (°)	180°+/-30°	90 - incl. Piano < (°)	incl. Fronte-Φ (°)		**Condizione Ribaltamento**
K1	224	71	Ribaltamento escluso per condizione geometrica					NO
K2	273	30	Ribaltamento escluso per condizione geometrica					NO
K3	352	46	Ribaltamento escluso per condizione geometrica					NO
K4	355	81	Ribaltamento escluso per condizione geometrica					NO

Non si riconoscono condizioni riferite ai piani medi dei sistemi di discontinuità che potrebbero innescare fenomeni locali di ribaltamento con il fronte in analisi.-

- ***Fr2: Fronte orientato N 150° verticale esposto a NE (60°/89°);***

NOME		Immers. (°)	Inclinz. (°)	Φ (°)
FRONTE	**FR2**	60	89	30

FAMIGLIA	immersione (°)	inclinazione (°)	diff.-immersioni (°)	180°+/-30°	90 - incl. Piano < (°)	incl. Fronte-Φ (°)		**Condizione Ribaltamento**
K1	224	71	164	NO	19	59	**SI**	NO
K2	273	30	213	NO	60	59	NO	NO
K3	352	46	292	NO	44	59	**SI**	NO
K4	355	81	295	NO	9	59	**SI**	NO

Non si riconoscono condizioni riferite ai piani medi dei sistemi di discontinuità che potrebbero innescare fenomeni locali di ribaltamento con il fronte in analaisi.-

- ***Fr3: Fronte orientato N 125° verticale esposto a NE (35°/89°);***

NOME		Immers. (°)	Inclinz. (°)	Φ (°)
FRONTE	**FR3**	35	89	30

FAMIGLIA	immersione (°)	inclinazione (°)	diff.-immersioni (°)	180°+/-30°	90 - incl. Piano < (°)	incl. Fronte-Φ (°)		**Condizione Ribaltamento**
K1	224	71	189	**SI**	19	59	**SI**	**SI**
K2	273	30	238	NO	60	59	NO	NO
K3	352	46	317	NO	44	59	**SI**	NO
K4	355	81	320	NO	9	59	**SI**	NO

L'unica possibilità di potenziali cinematismi per ribaltamento relativi al fronte FR3 è a carico del sistema K1: in caso di fratture persistenti, visto l'angolo di inclinazione medio del sistema, si consiglia il suo impiego come fronte di scavo.

- ***Fr4: Fronte orientato N 145° verticale esposto a SW (235°/89°);***

NOME		Immers. (°)	Inclinz. (°)	Φ (°)				
FRONTE	**FR4**	235	89	30				
FAMIGLIA	immersione (°)	inclinazione (°)	diff.-immersioni (°)	180°+/-30°	90 - incl. Piano < (°)	incl. Fronte-Φ (°)		**Condizione Ribaltamento**
K1	224	71	Ribaltamento escluso per condizione geometrica					NO
K2	273	30	Ribaltamento escluso per condizione geometrica					NO
K3	352	46	Ribaltamento escluso per condizione geometrica					NO
K4	355	81	Ribaltamento escluso per condizione geometrica					NO

9.7.2 - Fronti principali nel cantiere Superiore Campaccio

- ***Fr5: Fronte orientato N 60° verticale esposto a NW (330°/89°);***

NOME		Immers. (°)	Inclinz. (°)	Φ (°)				
FRONTE	**FR5**	330	89	30				
FAMIGLIA	immersione (°)	inclinazione (°)	diff.-immersioni (°)	180°+/-30°	90 - incl. Piano < (°)	incl. Fronte-Φ (°)		**Condizione Ribaltamento**
K1	224	71	Ribaltamento escluso per condizione geometrica					NO
K2	273	30	Ribaltamento escluso per condizione geometrica					NO
K3	352	46	Ribaltamento escluso per condizione geometrica					NO
K4	355	81	Ribaltamento escluso per condizione geometrica					NO

- ***Fr6: Fronte orientato N 175° verticale esposto a W (265°/89°);***

NOME		Immers. (°)	Inclinz. (°)	Φ (°)				
FRONTE	**FR6**	265	89	30				
FAMIGLIA	immersione (°)	inclinazione (°)	diff.-immersioni (°)	180°+/-30°	90 - incl. Piano < (°)	incl. Fronte-Φ (°)		**Condizione Ribaltamento**
K1	224	71	Ribaltamento escluso per condizione geometrica					NO
K2	273	30	Ribaltamento escluso per condizione geometrica					NO
K3	352	46	Ribaltamento escluso per condizione geometrica					NO
K4	355	81	Ribaltamento escluso per condizione geometrica					NO

- ***Fr7: Fronte orientato N 135° verticale esposto a SW (225°/89°);***

NOME		Immers. (°)	Inclinz. (°)	Φ (°)				
FRONTE	**FR7**	225	89	30				
FAMIGLIA	immersione (°)	inclinazione (°)	diff.-immersioni (°)	180°+/-30°	90 - incl. Piano < (°)	incl. Fronte-Φ (°)		**Condizione Ribaltamento**
K1	224	71	Ribaltamento escluso per condizione geometrica					NO
K2	273	30	Ribaltamento escluso per condizione geometrica					NO
K3	352	46	Ribaltamento escluso per condizione geometrica					NO
K4	355	81	Ribaltamento escluso per condizione geometrica					NO

- ***Fr8: Fronte orientato N 115° verticale esposto a NE (25°/89°);***

NOME		Immers. (°)	Inclinz. (°)	Φ (°)				
FRONTE	**FR8**	25	89	30				
FAMIGLIA	immersione (°)	inclinazione (°)	diff.-immersioni (°)	180°+/-30°	90 - incl. Piano < (°)	incl. Fronte-Φ (°)		**Condizione Ribaltamento**
K1	224	71	199	**SI**	19	59	**SI**	**SI**
K2	273	30	248	NO	60	59	NO	NO
K3	352	46	327	NO	44	59	**SI**	NO
K4	355	81	330	NO	9	59	**SI**	NO

L'unica possibilità di potenziali cinematismi per ribaltamento relativi al fronte FR8 è a carico del sistema K1: in caso di fratture persistenti, visto l'angolo di inclinazione medio del sistema, si consiglia il suo impiego come fronte di scavo oi nel caso di fronti residui di far coincidere gli stessi con le discontinuità più pervasive di questo sistema.

9.8. - Stima dell'altezza critica dei fronti

Nel presente paragrafo si riporta la stima dell'altezza critica dei volumi rocciosi isolati dalle fratture subverticali (Sistemi K1 e K4), che potrebbero generare potenziali cinematismi di ribaltamento per rottura al piede della struttura, utilizzando l'espressione seguente (Timoshenko&Gere, 1961) effettuata con la formulazione sotto:

$$L = 0{,}868 \cdot \left[\frac{(E \cdot T^2)}{\gamma} \right]^{1/3}$$

dove:
L = altezza critica della struttura rocciosa in esame in m;
E = modulo elastico dell'ammasso roccioso (21.238,4MPa);
T = spaziatura media delle discontinuità in m;
γ = peso di volume unitario dell'ammasso roccioso (0,027MN/mc);

si ha:

- *Sistema K1* considerando una spaziatura media del sistema di 206cm si ha una **L= 133m**
- *Sistema K6* - considerando una spaziatura media del sistema di 144cm si ha una **L=103m**

A fronte delle stime sopra riportate si evince che l'altezza critica è compatibile con l'altezza massima dei fronti e delle tecchie della cava, per cui escludono potenziali ribaltamenti di blocchi isolati dal resto dell'ammasso da fratture sub verticali.

Si raccomanda comunque la continua osservazione dei fronti con l'avanzare degli scavi, al fine di rilevare eventuali situazioni di potenziale pericolo e verificarne la stabilità o la necessità di interventi di consolidamento.

Si raccomanda, inoltre, nel caso di rinvenimento di fratture subverticali particolarmente persistenti, di sfruttarle come piani naturali di taglio a tergo dei blocchi, così da asportare tutta la massa rocciosa in contatto con la superficie di frattura, evitando così di avere blocchi in condizioni di precaria stabilità o la necessità di realizzare chiodature di stabilizzazione.

In presenza di fratture sub verticali immergenti in direzione opposta al fronte di coltivazione, si raccomanda di procedere all'asportazione del materiale dall'alto verso il basso, evitando di "azzoppare" la struttura rimuovendo od effettuando tagli al piede di strutture "lastriformi".

10.0 – ANALISI DEL PROGETTO A CIELO APERTO ED INTERAZIONE CON ELEMENTI STRUTTURALI DI RILIEVO ED INTERVENTI PRELIMINARI

Per quanto riguarda le potenziali interazioni tra la fratturazione e lo sviluppo del sotterraneo progettato, si rinvia a quanto riportato nella relazione specifica allegata.

Nel presente paragrafo si procederà analizzando le potenziali interazioni tra gli elementi strutturali principali e lo scavo a cielo aperto, distinguendo tra i due cantieri Superiore ed Inferiore.

In via del tutto generale, si ricorda che condizione necessaria affinché si producano potenziali cinematismi è che una o due discontinuità delimitanti la porzione rocciosa intersechino la superficie della tecchia e che il valore dell'inclinazione di tali discontinuità sia superiore alle resistenze attritive e coesive delle discontinuità stesse.

Inoltre, affinché possa originarsi cinematismo, devono presentarsi le seguenti ulteriori condizioni:

- mancanza di continuità laterale della massa rocciosa;
- persistenza totale dei piani che isolano la massa, senza presenza di ponti di roccia;
- dimensioni della volumetria in studio compatibile con le dimensioni dei fronti, dei piazzali e della stessa cava.

Una costante osservazione dei fronti e delle bancate residue, da parte del personale, fa si che vengano messi in luce potenziali situazioni di rischio, così da intervenire disgaggiando o stabilizzando l'eventuale massa rocciosa, con quest'ultimo intervento che generalmente è condotto in corrispondenza dei fronti residui.

10.1 – Cantiere Inferiore Campaccio

Come detto nei precedenti capitoli, il carattere di maggior rilievo dal punto di vista strutturale è rappresentato dalla presenza di una serie di discontinuità principali denominate J0, J1 e J2 che caratterizzano l'area di ingresso del sotterraneo. Le sezioni aggiuntive 1-1' e 2-2' visibili al paragrafo 4.3.2 mostrano le seguenti condizioni generali:

- la combinazione tra J0 e J1 definisce una struttura a forma di "piramide rovescia" che tende ad incastrarsi all'interno dell'ammasso, con la prosecuzione della J1 che dovrebbe andare ad interessare il lato occidentale del futuro sotterraneo (sezione ortogonale all'ingresso 2-2'). Al momento dell'ingresso, in aggiunta ad un intervento di consolidamento generale in corrispondenza del punto di ingresso, potranno comunque rendersi necessari interventi di consolidamento a tetto derivanti dalla combinazione del vuoto dello scavo con i sistemi maggiormente pervasivi localmente presenti, condizioni da valutare su casi reali;

- la J2, come visibile nella sezione 1-1' e che presenta immersione in direzione NNE, rimane in posizione superiore rispetto agli interventi progettati finalizzati a rimuovere la porzione di ammasso isolata da tale discontinuità, ed anche la posizione dell'ingresso rimane tale da escludere un interessamento diretto con questo elemento strutturale.

Per quanto di indicazione (vedi Foto 1 seguente), si procederà poi a dettagliare in apposito documento gli interventi specifici, su quest'area si prevede di:

- su tutte le aree sul lato in destra orografica (aree in campitura rossa) disgaggio e verifica. In considerazione del sistema dominante si prevedono consolidamenti locali con chiodature posizionate in direzione perpendicolare al fronte (frecce nere) ed il posizionamento di reti corticali armate sul fronte, a coprire parte delle aree di finimento indicate come F3 ed F7 nella Tavola 9 carta della fratturazione. Ove previsto dalle fasi di lavoro, le reti proseguiranno con lo sviluppo dei lavori e l'abbassamento del piano di cava (finimento F3);
- nell'area con campitura verde si prevedono interventi di rimozione del materiale detritico previa realizzazione di viabilità di collegamento a partire da quella principale che conduce al cantiere inferiore;

- nell'area con campitura blu previsto disgaggio ed eventuale posizionamento di rete corticale in corrispondenza dell'area più fratturata associata alla frattura J2 ed al finimento F4;
- in corrispondenza dell'area di imbocco, considerato che si prevede un abbassamento del piano attuale di q.ta 984.3m s.l.m. circa a q.ta 971m s.l.m., prima della realizzazione dell'ingresso, dovrà essere rivalutato lo stato strutturale in dettaglio così da prevedere eventuali consolidamenti che si rendessero necessari. Tali interventi saranno dettagliati e descritti in apposita relazione tecnica.

10.2 – Cantiere Superiore Campaccio

In questo cantiere i lavori di escavazione saranno limitati all'ampliamento degli spazi attuali per consentire di impostare le attività di gestione dei derivati. In corrispondenza della prosecuzione della J0 è segnalata l'area di finimento F7 ad essa associata che caratterizza tutta la spalla in destra orografica del vecchio cantiere, nelle vicinanze del contatto con la formazione del Calcare selcifero. Quest'area, prima di iniziare interventi nelle zone sottostanti rif. piano di q.ta 1035.2m s.l.m., dovrà essere verificata redigendo un piano di disgaggio e consolidamento. A tal fine sarà predisposto studio di dettaglio al fine di individuare gli elementi su cui intervenire, con collaborazione da parte di personale specializzato (tecchiaioli) che coadiuveranno i tecnici nelle fasi di rilievo in parete.

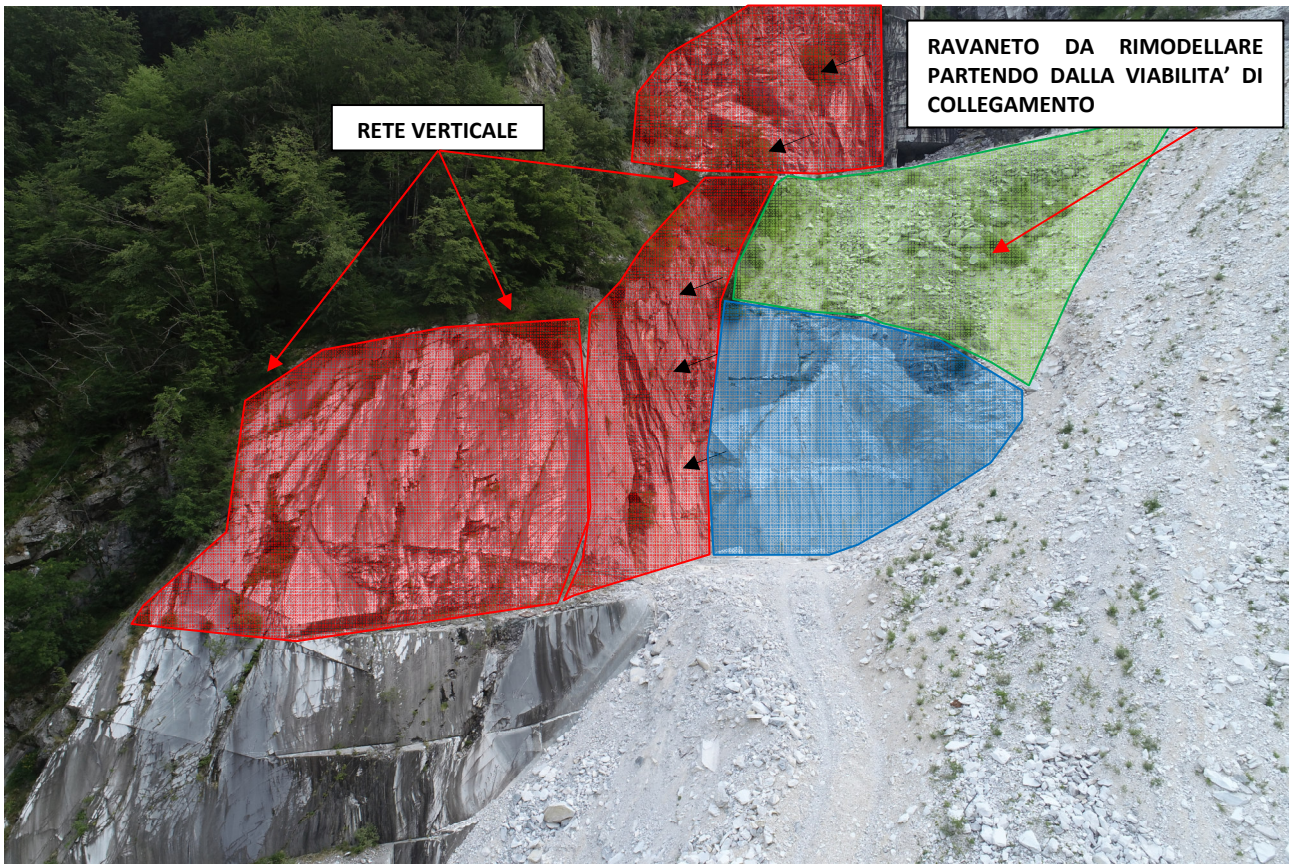


Foto 1: schema area intervento.-

Si resta disponibili per eventuali chiarimenti e/o integrazioni alla presente.-

Carrara, 29/05/2021

IL LEGALE RAPPRESENTANTE **IL GEOLOGO**

Sig. Corrado IACOPI

Dott. Geol. Brunello FORFORI

Tabella 2: Parametri fisico-meccanici dei sistemi di discontinuità rilevati

SISTEMA		K1	K2	K3	K4
PERSISTENZA	non pers subpers. pers.	15.1% 36.4% 48.5%	9.1% 72.7% 18.2%	20.3% 28.4% 51.3%	9.7% 32.2% 58.1%
PERSISTENZA (m)	min. max. med..	0.3 20 7.1	1 10 5.6	0.4 20 7.6	0.6 15 6.8
CLASSI DI PERSISTENZA (m)	0-1 1-3 3-10 10-20 20-50 >50	9.1% 33.3% 15.1% 27.4% 15.1% 0%	0% 9.1% 63.6% 27.3% 0% 0%	2.7% 16.2% 29.7% 47.3% 4.1% 0%	3.3% 19.3% 25.8% 51.6% 0% 0%
SPAZIATURA (cm)	min. max. med.	17 966 206.3	60 641 276	10 643 108.1	9 478 144.4
CLASSI DI SPAZIATURA (cm)	0-2 2-6 6-20 20-60 60-200 200-600 >600	0% 0% 4.6% 31.8% 31.8% 22.7% 9.1%	0% 0% 0% 0% 66.7% 0% 33.3%	0% 0% 6.8% 28.8% 50.8% 11.9% 1.7%	0% 0% 9.1% 27.3% 40.9% 22.7% 0%
FORMA (scabrezza a g.s.)	II V VIII	12.2% 24.2% 63.6%	27.3% 18.2% 54.5%	10.8% 31.1% 58.1%	12.9% 29% 58.1%
ALTERAZIONE	Assente Ox/Spalm. Carsif. Concrez. Ox/Carsif.	84.8% 12.1% 3.1% 0% 0%	81.8% 18.2% 0% 0% 0%	81.1% 10.8% 8.1% 0% 0%	64.5% 25.8% 9.7% 0% 0%
APERTURA (mm)	min. max. med.	0 10 0.8	0 0 0.0	0 90 6	0 10 1.2
CLASSI DI APERTURA (mm)	0-0.5 0.5-2.5 2.5-10 10-100 >100 ESP.	78.7% 6.1% 6.1% 3% 0% 6.1%	90.9% 0% 0% 0% 0% 9.1%	63.5% 6.8% 16.2% 12.2% 0% 1.3%	64.5% 3.3% 12.9% 3.2% 0% 16.1%
RIEMPIMENTO	Assente Terra Sassi Concrezioni Sassi/Terra Sas./Ter./Con.	97% 0% 3% 0% 0% 0%	100% 0% 0% 0% 0% 0%	77.1% 9.4% 10.8% 0% 2.7% 0%	96.8% 3.2% 0% 0% 0% 0%
ACQUA	Assente Umidità Venute	75.7% 6.1% 18.2%	81.8% 9.1% 9.1%	93.2% 6.8% 0%	93.5% 6.5% 0%
JCS (MPa)	Min. Max. Media	--- --- 45	--- --- 45	--- --- 45	--- --- 45
JRC (Joint Roughness Coefficient)	0 - 2 2 – 4 4 – 6 6 – 8 8 – 10 10 – 12	0% 33.3% 39.4% 24.2% 3.1% 0%	0% 72.7% 18.2% 9.1% 0% 0%	0% 48.6% 35.1% 2.7% 6.8% 6.8%	0% 45.2% 35.5% 16.1% 3.2%0%

A. CLASSIFICATION PARAMETERS AND THEIR RATINGS									
Parameter			Range of values						
1	Strength of intact rock material	Point-load strength index	>10 MPa	4 - 10 MPa	2 - 4 MPa	1 - 2 MPa	For this low range - uniaxial compressive test is preferred		
		Uniaxial comp. strength	>250 MPa	100 - 250 MPa	50 - 100 MPa	25 - 50 MPa	5 - 25 MPa	1 - 5 MPa	< 1 MPa
	Rating		15	12	7	4	2	1	0
2	Drill core Quality *RQD*		90% - 100%	75% - 90%	50% - 75%	25% - 50%	< 25%		
	Rating		20	17	13	8	3		
3	Spacing of discontinuities		> 2 m	0.6 - 2 . m	200 - 600 mm	60 - 200 mm	< 60 mm		
	Rating		20	15	10	8	5		
4	Condition of discontinuities (See E)		Very rough surfaces Not continuous No separation Unweathered wall rock	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Slightly weathered walls	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Highly weathered walls	Slickensided surfaces or Gouge < 5 mm thick or Separation 1-5 mm Continuous	Soft gouge >5 mm thick or Separation > 5 mm Continuous		
	Rating		30	25	20	10	0		
5	Groundwater	Inflow per 10 m tunnel length (l/m)	None	< 10	10 - 25	25 - 125	> 125		
		(Joint water press)/ (Major principal σ)	0	< 0.1	0.1, - 0.2	0.2 - 0.5	> 0.5		
		General conditions	Completely dry	Damp	Wet	Dripping	Flowing		
	Rating		15	10	7	4	0		

B. RATING ADJUSTMENT FOR DISCONTINUITY ORIENTATIONS (See F)						
Strike and dip orientations		Very favourable	Favourable	Fair	Unfavourable	Very Unfavourable
Ratings	Tunnels & mines	0	-2	-5	-10	-12
	Foundations	0	-2	-7	-15	-25
	Slopes	0	-5	-25	-50	

C. ROCK MASS CLASSES DETERMINED FROM TOTAL RATINGS					
Rating	100 ← 81	80 ← 61	60 ← 41	40 ← 21	< 21
Class number	I	II	III	IV	V
Description	Very good rock	Good rock	Fair rock	Poor rock	Very poor rock

D. MEANING OF ROCK CLASSES					
Class number	I	II	III	IV	V
Average stand-up time	20 yrs for 15 m span	1 year for 10 m span	1 week for 5 m span	10 hrs for 2.5 m span	30 min for 1 m span
Cohesion of rock mass (kPa)	> 400	300 - 400	200 - 300	100 - 200	< 100
Friction angle of rock mass (deg)	> 45	35 - 45	25 - 35	15 - 25	< 15

E. GUIDELINES FOR CLASSIFICATION OF DISCONTINUITY conditions					
Discontinuity length (persistence) Rating	< 1 m 6	1 - 3 m 4	3 - 10 m 2	10 - 20 m 1	> 20 m 0
Separation (aperture) Rating	None 6	< 0.1 mm 5	0.1 - 1.0 mm 4	1 - 5 mm 1	> 5 mm 0
Roughness Rating	Very rough 6	Rough 5	Slightly rough 3	Smooth 1	Slickensided 0
Infilling (gouge) Rating	None 6	Hard filling < 5 mm 4	Hard filling > 5 mm 2	Soft filling < 5 mm 2	Soft filling > 5 mm 0
Weathering Ratings	Unweathered 6	Slightly weathered 5	Moderately weathered 3	Highly weathered 1	Decomposed 0

F. EFFECT OF DISCONTINUITY STRIKE AND DIP ORIENTATION IN TUNNELLING**			
Strike perpendicular to tunnel axis		Strike parallel to tunnel axis	
Drive with dip - Dip 45 - 90°	Drive with dip - Dip 20 - 45°	Dip 45 - 90°	Dip 20 - 45°
Very favourable	Favourable	Very unfavourable	Fair
Drive against dip - Dip 45-90°	Drive against dip - Dip 20-45°	Dip 0-20 - Irrespective of strike°	
Fair	Unfavourable	Fair	

* Some conditions are mutually exclusive . For example, if infilling is present, the roughness of the surface will be overshadowed by the influence of the gouge. In such cases use A.4 directly.

** Modified after Wickham et al (1972).

Tabella 3: Parametri generali di riferimento classificazione di Bieniawski.-

TABELLA 8 – DOMINIO 1

CONDIZIONI DELLE DISCONTINUITA'					
CAVA CAMPACCIO – DOMINIO 1					
FAMIGLIA	PARAMETRI	DESCRIZIONE	VALORE	PESO SISTEMA	VALORE
	Persistenza	3-10m	2	0,221	0,44
	Apertura	0.1-1.0mm	4	0,221	0,88
K1	**JRC**	vedi Tab.	5	0,221	1,11
	Riempimento	vedi Tab.	5	0,221	1,11
	Alterazione	vedi Tab.	5	0,221	1,11
	H2O	vedi Tab.	12	0,221	2,65
	Spaziatura	>2m	20	0,221	4,42
				Totale Pesato	**11,7**
	Persistenza	3-10m	2	0,074	0,15
	Apertura	0mm	6	0,074	0,44
K2	**JRC**	vedi Tab.	4	0,074	0,30
	Riempimento	vedi Tab.	6	0,074	0,44
	Alterazione	vedi Tab.	5	0,074	0,37
	H2O	vedi Tab.	12	0,074	0,89
	Spaziatura	>2m	20	0,074	1,48
				Totale Pesato	**4,1**
	Persistenza	3-10m	2	0,497	0,99
	Apertura	>5mm	0	0,497	0,00
K3	**JRC**	vedi Tab.	3	0,497	1,49
	Riempimento	vedi Tab.	4	0,497	1,99
	Alterazione	vedi Tab.	5	0,497	2,49
	H2O	vedi Tab.	12	0,497	5,96
	Spaziatura	1,1m	15	0,497	7,46
				Totale Pesato	**20,4**
	Persistenza	3-10m	2	0,208	0,42
	Apertura	1-5mm	1	0,208	0,21
K4	**JRC**	vedi Tab.	2	0,208	0,42
	Riempimento	vedi Tab.	5	0,208	1,04
	Alterazione	vedi Tab.	4	0,208	0,83
	H2O	vedi Tab.	12	0,208	2,50
	Spaziatura	1,4m	17	0,208	3,54
				Totale Pesato	**8,9**
Rating Totale Pesato		**45,1**			

TABELLA 9 – DOMINIO 2

CONDIZIONI DELLE DISCONTINUITA'					
CAVA CAMPACCIO – DOMINIO 2					
FAMIGLIA	PARAMETRI	DESCRIZIONE	VALORE	PESO SISTEMA	VALORE
	Persistenza	10-20m	1	0,221	0,22
	Apertura	0.1-1.0mm	4	0,221	0,88
K1	JRC	vedi Tab.	4	0,221	0,88
	Riempimento	vedi Tab.	3	0,221	0,66
	Alterazione	vedi Tab.	2	0,221	0,44
	H2O	vedi Tab.	7	0,221	1,55
	Spaziatura	1,2	12	0,221	2,65
				Totale Pesato	7,3
	Persistenza	10-20m	1	0,074	0,07
	Apertura	1-5mm	1	0,074	0,07
K2	JRC	vedi Tab.	2	0,074	0,15
	Riempimento	vedi Tab.	4	0,074	0,30
	Alterazione	vedi Tab.	4	0,074	0,30
	H2O	vedi Tab.	8	0,074	0,59
	Spaziatura	1,1	11	0,074	0,81
				Totale Pesato	2,3
	Persistenza	10-20m	1	0,497	0,50
	Apertura	>5mm	0	0,497	0,00
K3	JRC	vedi Tab.	2	0,497	0,99
	Riempimento	vedi Tab.	3	0,497	1,49
	Alterazione	vedi Tab.	3	0,497	1,49
	H2O	vedi Tab.	9	0,497	4,47
	Spaziatura	1,1m	11	0,497	5,47
				Totale Pesato	14,4
	Persistenza	10-20m	1	0,208	0,21
	Apertura	1-5mm	1	0,208	0,21
K4	JRC	vedi Tab.	1	0,208	0,21
	Riempimento	vedi Tab.	3	0,208	0,62
	Alterazione	vedi Tab.	2	0,208	0,42
	H2O	vedi Tab.	9	0,208	1,87
	Spaziatura	1,4m	14	0,208	2,91
				Totale Pesato	6,4
Rating Totale Pesato		30,4			

GEOLOGICAL STRENGTH INDEX per rocce fratturate (Hoek & Marinos, 2000)

Dalla litologia, struttura e condizioni della superficie delle discontinuità stimare il valore medio di GSI. Non è necessaria una precisione estrema. Indicare un campo da 33 a 37 è più realistico che indicare GSI = 35. La determinazione di GSI non si applica nel caso di rotture controllate dalla giacitura dei piani, se questi presentano un orientamento sfavorevole rispetto al fronte di scavo. La resistenza al taglio di giunti soggetti ad alterazione o deterioramento dovuti alla modifica delle condizioni di umidità sarà ridotta se vi è presenza di acqua.
Per giunti che si collocano nelle categorie scadenti o molto scadenti, in caso di condizioni bagnate, spostare il valore di GSI verso destra.
Eventuali pressioni idrauliche devono essere considerate in termini di tensioni efficaci.

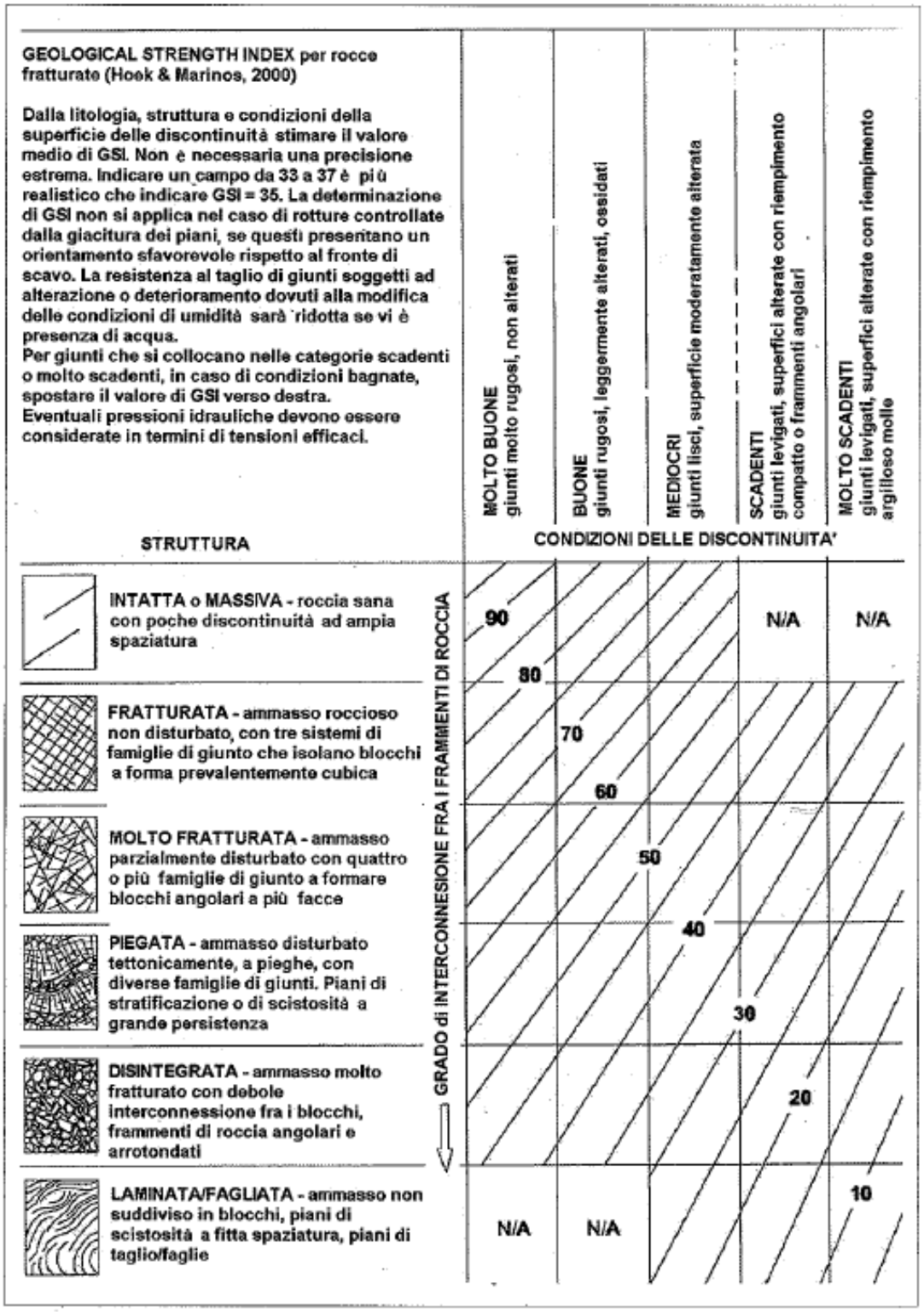


Tabella 10 – Stima visiva del GSI

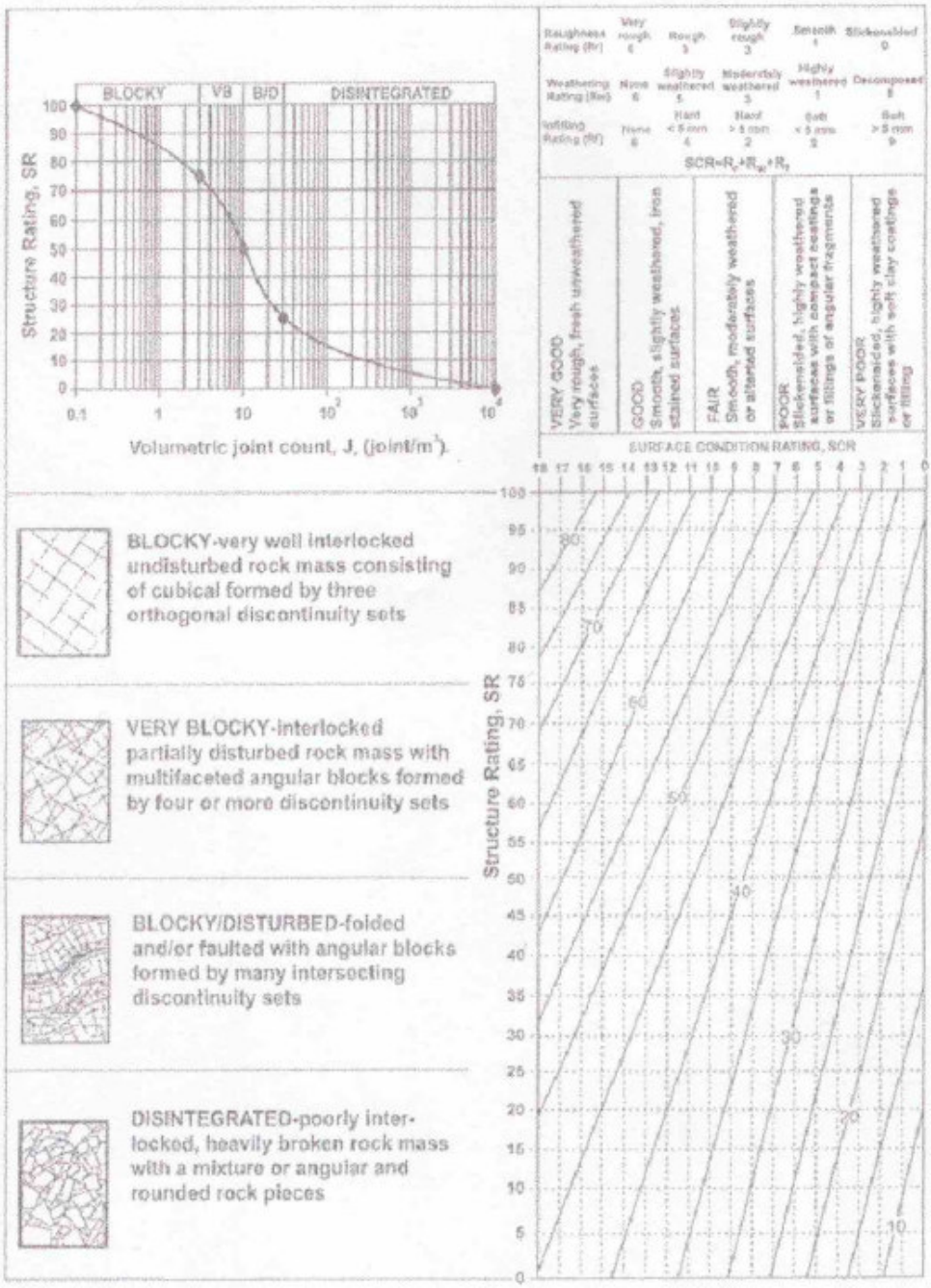


Tabella 11: Diagrammi per la definizione del GSI – Somnez-Uluzay.-