

ING. GIACOMO DEL NERO INGEGNERE CIVILE, AMBIENTALE ED EDILE RSPP, CSP, CSE			Edilizia Strutture Idraulica Geotecnica, miniere, cave Impianti Progettazione e direzioni lavori Coordinamento della Sicurezza Certificazioni Energetiche Perizie Pianificazione
Sede Legale: Via Venezia,1 54033 Marina di Carrara (MS)	Sede Operativa: Via Provinciale Carrara-Avenza, 34 54033 Carrara (MS)	tel. +39 0585.788459 cel. +39 327 3750954	e-mail: giacomo.delnero@gmail.com giacomo.delnero@ingpec.eu

Progetto:		
PIANO DI COLTIVAZIONE AI SENSI DELL'ART.23 COMMA 1 L.R.35/15 E S.M.I. CAVA N.39 FOSSA DEGLI ANGELI BACINO N°2 TORANO -BACINI DI CARRARA - COMUNE DI CARRARA (MS)		
Titolo documento:		
RELAZIONE GEOMECCANICA DI STABILITA'		
ART.4 COMMA 1 DPGR 72/R (ART.17 COMMA 1 LETT. C) L.R. 35/15)		
Committente: MARMİ CARRARA LORANO SRL		
Località:	Comune/i:	Provincia:
CAVA N.39 FOSSA DEGLI ANGELI BACINO N°2 TORANO SCHEDA PIT/PPR N°15	CARRARA	MASSA CARRARA
Il Legale Rappresentate		Il Tecnico
Sig. Mario ROSSI		Dott. Ing. Giacomo DEL NERO
OTTOBRE 2025		

RELAZIONE TECNICA	Tipologia	Numero	Pagine:	Denominazione file:	Allegati:
	GEO	008.00.22	49	stabilit�_piano25_cava39_ott25	Tavole Grafiche

SOMMARIO

SOMMARIO	3
1. PREMESSA.....	5
2. METODOLOGIA DI VERIFICA.....	5
3. LOCALIZZAZIONE GEOGRAFICO-TOPOGRAFICA	6
3.1. STATO DI PROGETTO, TAV. 8B.....	7
3.2. ORIENTAZIONE FRONTI, CAMERE, TRACCIAMENTI	8
4. CARATTERISTICHE GEOMECCANICHE	8
4.1. CARATTERIZZAZIONE DELLA ROCCIA INTATTA	8
4.2. CARATTERIZZAZIONE GEOSTRUTTURALE DELL'AMMASSO ROCCIOSO	8
4.2.1. <i>caratteri strutturali di rilievo</i>	8
4.2.2. <i>rilievo strutturale</i>	9
4.2.2.1. <i>elaborazione dei dati raccolti</i>	9
4.3. CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA	10
4.3.1. <i>classificazione di bieniawski (1989)</i>	10
4.3.2. <i>definizione del gsi (1997)</i>	10
4.3.3. <i>caratteristiche meccaniche dell'ammasso roccioso</i>	11
4.3.4. <i>resistenza post-picco</i>	13
4.3.5. <i>caratteristiche di resistenza delle discontinuità</i>	14
5. CRITERI DI PROGETTAZIONE E VERIFICA	16
5.1. AZIONI	16
5.2. CARATTERIZZAZIONE DELLE AZIONI	16
<i>combinazione delle azioni</i>	16
5.3. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)	17
5.4. AZIONI	17
5.5. PARAMETRI GEOTECNICI E RESISTENZE	18
5.6. FRONTI E TECCHIE	18
5.7. CANTIERE SOTTERRANEO.....	18
5.8. SISTEMI DI CONSOLIDAMENTO (EVENTUALI)	19
5.9. AZIONI DOVUTE AL SISMA.....	19
<i>vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento</i>	19
<i>tempo di ritorno del sisma</i>	20
<i>categoria di sottosuolo</i>	20
5.9.1. <i>condizioni topografiche</i>	20
5.9.2. <i>valutazione dell'azione sismica</i>	21
5.10. VALORI DI CALCOLO.....	23
6. ANALISI DI STABILITÀ DEI FRONTI	24
6.1. VERIFICHE DEI FRONTI.....	27
<i>fronte orientato N 045 subverticale esposto NW</i>	27
<i>fronte orientato N 045 subverticale esposto SE</i>	28
<i>fronte orientato N 0135 subverticale esposto SW</i>	29
6.2. EFFETTI DELLE DISCONTINUITÀ SULLA POSIZIONE DEI FRONTI.....	29
7. VERIFICA DEI CANTIERI SOTTERRANEI	30
7.1.1. <i>verifica generale della soletta di copertura</i>	31
7.2. ANALISI STATISTICA DEI CUNEI TRIDIMENSIONALI	33
7.2.1. <i>tracciamento N 045-225/00</i>	33
7.2.2. <i>tracciamento N 135-315/00</i>	33
7.2.3. <i>osservazioni ai cinematismi tridimensionali</i>	34
7.3. VERIFICHE STRUTTURALI DEI PILASTRI E DEI DIAFRAMMI	34
7.4. PROGETTO IMPIANTO DI VENTILAZIONE	38
7.4.1. <i>impianto di ventilazione esistente</i>	38
7.4.2. <i>impianto di ventilazione di progetto</i>	39
7.5. MONITORAGGI STRUTTURALI	40
ALLEGATI	41

ALLEGATO 1A: VERIFICHE CINEMATISMI PLANARI (ROCPLANE ®)	41
ALLEGATO 1B: VERIFICHE CINEMATISMI PLANARI (TEST DI MARKLAND)	42
ALLEGATO 1C: VERIFICHE CINEMATISMI TRIDIMENSIONALI (TEST DI MARKLAND)	44
ALLEGATO 1D: VERIFICHE TOPPLING (TEST DI MARKLAND)	46
APPENDICE A: CLASSIFICAZIONE GEOMECCANICA	48
APPENDICE B: PARAMETRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA.....	49

1. PREMESSA

Su incarico della Marmi Carrara Lorano srl, con sede a Carrara (MS), è stata redatta la presente relazione di geomeccanica e di stabilità dei fronti, delle tecchie e dei vuoti sotterranei, quale allegato al piano di coltivazione ai sensi dell'Art.2 Comma D) DPGR 72/R e dell'Art. 17 Comma 1 lett.A) della L.R. 35/15 a supporto della Variante al Piano di Coltivazione della cava n. 39 "Fossa degli Angeli".

Per la caratterizzazione geologica e geomeccanica dell'ammasso roccioso si rimanda alla Relazione Geologica allegata. Per l'aggiornare della morfologia del sito la Società ha eseguito un rilievo topografico di aggiornato.

2. METODOLOGIA DI VERIFICA

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

1. Prima osservazione dei fronti, dei tracciamenti, delle tecchie e del portale al fine di individuare eventuali situazioni di instabilità;
2. Acquisizione dei dati geostretturali riguardanti discontinuità in corrispondenza dei fronti accessibili e delle tecchie dell'unità estrattiva catalogate da tecnici qualificati per l'area di verifica o per zone nelle immediate vicinanze;
3. Proiezione su diagramma di Wulf dei dati geostretturali raccolti nell'area indagata attraverso il programma Dips della Rocscience® e definizione dei sistemi di discontinuità ivi individuati;
4. Recupero della classificazione geomeccanica dell'ammasso roccioso attraverso il metodo di Bieniawski e GSI di Hoek, Kaiser e Bawden effettuata nel corso di precedenti studi;
5. Calcolo dei parametri di resistenza dell'ammasso roccioso in condizioni di picco e residue mediante RockData della Rocscience®;
6. Calcolo dei parametri di resistenza delle discontinuità ascrivibili ad ogni sistema rilevato all'interno dell'unità estrattiva, attraverso metodo di Barton-Choubey;
7. Definizione delle caratteristiche geometriche degli elementi strutturali oggetto di studio allo stato attuale ed allo stato di finale di progetto;
8. Definizione dei criteri di verifica e dimensionamento agli stati limite ultimo (SLU) e stati limite di salvaguardia delle vite (SLV) secondo le NTC18 e definizione dei parametri di resistenza secondo gli approcci/combinazioni di verifica;
9. Verifica analitica allo stato attuale e di progetto dei cinematismi potenzialmente instabili dovuti all'iterazione fronte/sistema-i di discontinuità ricavati attraverso Test di Markland dei tipi:
 - a) Planare per i fronti di avanzamento attraverso *Rocplane* della *Rocscience* ;
 - b) Tridimensionale per i fronti di avanzamento attraverso *B-Rock* della *ProgramGeo*;

- c) Ribaltamento attraverso l'impiego del *Test di Markland* (codificato da Goodman e Bray, 1976) per un'analisi grafica e della formula di Timoshenko e Gere (1961) per una verifica analitica.

10. Verifica dei cantieri sotterranei e nello specifico:

- a) Analisi preliminare della copertura del cantiere sotterraneo attraverso lo Scaled Span Metod di Carter et al.i;
- b) Analisi strutturale del portale di accesso secondo la teoria della trave elastica e la teoria della trave elastica a conci di Diederichs e Kaiser (1999);
- c) Analisi deterministica del portale di accesso, verifica e dimensionamento di sistemi di consolidamento ai sensi della normativa vigente (NTC18);
- d) Verifica statistica dei cunei tridimensionali a contorno dei tracciamenti di scavo attraverso *Unwedge* della Rocscience;
- e) Verifica strutturale degli elementi di sostegno del cantiere sotterraneo secondo la pubblicazione di Gonzalez-Nicieza et al.i (2006).

11. Analisi deterministica delle possibili iterazioni tecchia/sistema-i di discontinuità osservabili in sito e dimensionamento di eventuali interventi di bonifica e/o consolidamento;

12. Osservazione dei fronti e delle tecchie, a seguito delle verifiche effettuate, così da individuare eventuali casi reali di potenziale scivolamento planare, tridimensionale e ribaltamento;

13. Verifica dei muri di sostegno e contenimento alla viabilità ed al riempimento del cantiere sotterraneo.

14. Discussione dei risultati ottenuti.

3. LOCALIZZAZIONE GEOGRAFICO-TOPOGRAFICA

La Cava è ubicata all'interno del Bacino Marmifero n.2 di Torano.

L'unità estrattiva è identificata al n°39 "FOSSA DEGLI ANGELI" del Catasto Cave del Comune di Carrara ed è costituita dai Mappali n.9p Fg.20 e n.19, 49, 192, 194, 196 del Foglio 21 del NCT del Comune di Carrara con limite di quota superiore fissato a 450.0m s.l.m. per un'area in disponibilità di circa 124'000mq.

L'accesso al sito avviene da Torano lungo la strada di comparto Piastra-Ravaccione fino allo svincolo per Lorano e successivamente dalla viabilità di accesso che attraversa l'area in disponibilità della Cava n.40 FACCIATA.

.La Cava è attualmente costituita di un unico cantiere sotterraneo della tipologia a camere e pilastri più rami esplorativi che si sviluppa lungo le direttrici SW-NE e SE-NW.

L'accesso al cantiere avviene tramite l'unico accesso sotterraneo a q.426.65m s.l.m., dal quale si raggiunge il ramo centrale (I° ramo NE) avente direzione SW-NE da cui dipartono tre corridoi verso NW a raggiungere il II° ramo NE sub-parallelo al precedente.

Dal corridoio centrale sono raggiungibili i livelli dei tracciamenti in direzione NE e SE.

Le camere si presentano con piano di calpestio a q.427.0-428.0m s.l.m., ribasso compreso tra 420.5-422.0m s.l.m. e tetto a q. 437.0-439.5m s.l.m., mentre i tracciamenti esplorativi si presentano con pavimento a q. 434.0-434.5m s.l.m. e tetto a q.439.5-440.0m s.l.m.. All'interno del cantiere sono stati ad oggi isolati i pilastri PMCL1, PMCL2, PMCL3, PMCL4-PLF3-PLF2.

3.1.STATO DI PROGETTO, TAV. 6

Allo stato di progetto, di durata ipotetica 30 mesi (2.5 anni), è previsto:

- l'avanzamento del ribasso di q.428.0-429.0m s.l.m. in direzione NE e SE;
- la coltivazione del ribasso di q.420.5-422.0m s.l.m. nei II° ramo NE e dei corridoi di collegamento con il ° ramo NE (come da progetto già assentito) ed il proseguo del ribasso nel I° ramo NE all'esterno del corridoio in uso comune alle cave 39-40.

Il ciclo di lavoro programmato ha durata di 30 mesi e quantità sostenibili di circa 18'360mc, valore inferiore al residuo volumetrico previsto dal PABE Scheda n.15. I vari sopralluoghi in sito hanno evidenziato, in alcuni settore del II° ramo NE aree ad elevato grado di fratturazione (fasce cataclastiche) per cui l'eventuale abbandono in sito produrrebbe la formazione di strutture verticali molto fratturate ed il potenziale incremento della pericolosità geomorfologica del sito, nonché l'aumento della pericolosità dei luoghi di lavoro.

A tal fine si prevede pertanto anche l'asportazione di ammasso roccioso per:

- circa 1'710mc per lavori di messa in sicurezza nel cantiere sotterraneo per situazioni previste dal piano di coltivazione ai sensi dell'Art.13 Comma 9 della Disciplina del PRC e che risulterebbero instabili in assenza di un'idonea programmazione.

Ai sensi dell'Articolo 13 Comma 9 della Disciplina di PRC tutte le attività inerenti i lavori di messa in sicurezza per situazioni di criticità previste dal piano di coltivazione non concorrono né alla percentuale di resa né agli obiettivi di produzione sostenibile. Il programma di lavoro esplicitato un'unica fase può subire delle variazioni nell'ordine di esecuzione, sia per particolari esigenze organizzative sia per interventi da parte degli Enti preposti al controllo.

3.2.ORIENTAZIONE FRONTI, CAMERE, TRACCIAMENTI

Di seguito si riporta l'orientazione dei fronti nelle condizioni attuali e di progetto per i cantieri della Cava n.39 FOSSA DEGLI ANGELI.

CANTIERE SOTTERRANEO	CONTORNO VUOTI 5.5-18.0m	N 135 subverticale
		N 45 subverticale esp. NE
	FRONTI 5.0-6.5 m	N 135 subverticale esp. SW
		N 135 subverticale esp. NE
		N 45 subverticale esp. NW
		N 45 subverticale esp. SE

Tabella 1: Elenco delle orientazione di fronti, tecchie, tracciamenti allo stato attuale e di variante al progetto della Cava n.39 Fossa degli Angeli.

4. CARATTERISTICHE GEOMECCANICHE

4.1.CARATTERIZZAZIONE DELLA ROCCIA INTATTA

I parametri di resistenza della roccia intatta sono stati ottenuti attraverso la consultazione del "Catalogo delle varietà merceologiche dei marmi apuani (ERTAG, 1980)" ed in particolare riferendosi alle caratteristiche meccaniche della varietà merceologica "BIANCO CARRARA", litologia dominante in sito. Per quei parametri non disponibili è stato invece sfruttato l'intervallo di esistenza dei parametri medi della matrice rocciosa del Bacino Marmifero Apuano (Pierotti et al, 2014), come riportato in Tabella 2.

CARATTERISTICHE MECCANICHE	
RESISTENZA A COMPREX UNIASSIALE (MPa)	100
RESISTENZA A TRAZIONE (MPa)	8±3
RESISTENZA A TAGLIO (MPa)	20±5
PESO SPECIFICO (ton/mc)	2.700
MODULO DI ELASTICITA' (MPa)	60'000
Coefficiente di Poisson medio	0.25±0.15
Angolo di Attrito interno (°)	37±3
Coesione (MPa)	5±2

Tabella 2: Caratteristiche meccaniche del materiale costituente l'ammasso roccioso.

4.2.CARATTERIZZAZIONE GEOSTRUTTURALE DELL'AMMASSO ROCCIOSO

4.2.1. CARATTERI STRUTTURALI DI RILIEVO

Come riportato nella Relazione Geologica allegata al piano di coltivazione, il rilievo geologico-strutturale, a conferma ed integrazione delle precedenti indagini, ha evidenziato nei cantieri la presenza di alcune "zone di omogeneità" definiti in funzione del parametro "spaziatura" tra le discontinuità. In funzione di questo sono stati definite tre distinte classi di omogeneità, anche se la prima e la seconda hanno caratteristiche molto simili:

- **"FINIMENTI"**: vi sono ascritte fasce cataclastiche che interessano prevalentemente il settore occidentale del cantiere superiore. La spaziatura tra le discontinuità è decimetrica e la loro ubicazione è indicata in Tav.G4: Carta della Fatturazione 1:500;
- **"CAPPELLACCIO"**: è rappresentato dallo strato roccioso prossimo alla superficie morfologica che ricopre il settore meridionale del cantiere superiore, ed i versanti rocciosi affioranti di Valpulita (cantiere occidentale) e Valbona (area assentita del cantiere inferiore). La spaziatura tra le discontinuità è molto ridotta, variando da centimetrica a poco più che decimetrica.

Lo strato ha potenze variabili in funzioni dello stato tenso-deformativo a cui è stato soggetto il materiale. L'ubicazione, con opportuno segno grafico, è riportata Tav.G7: Carta della Fatturazione 1:500.

- **"AREA ESTRATTIVA"**: rappresenta le aree produttive caratterizzate da una spaziatura prossima al metro e superiore, valori che definiscono volumi rocciosi con buone potenzialità commerciali nella parte centro-settentrionale del cantiere superiore.

4.2.2. RILIEVO STRUTTURALE

4.2.2.1. ELABORAZIONE DEI DATI RACCOLTI

Tra il 2023 ed il 2024 sono state eseguite stazioni puntuali di misura di aggiornamento nelle aree di variante non sostanziale. I dati sono stati uniti e confrontati con il rilievo realizzato a supporto del piano di coltivazione autorizzato (Geol. Cattani, 2021-2022), da cui è stato possibile rintracciare tutti i sistemi definiti in sede progettuale con evidente predominanza del sistema del "contro" K1.1 ed in subordine dei sistemi del secondo K2 e K3.

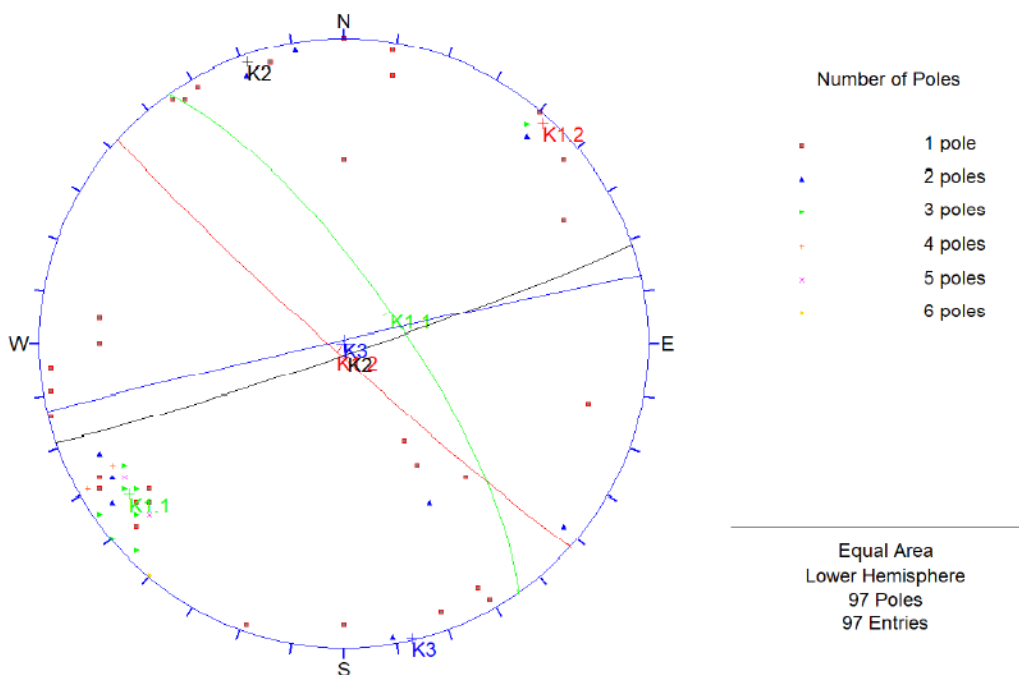


Figura 1: Rappresentazione su diagramma di Wulff dei poli, dei piani e delle frequenze delle discontinuità rilevate a supporto dei piani di coltivazione autorizzati (2021-2022)

<i>Raggruppamento medio</i>	<i>Imm. media</i>	<i>Incl. media</i>
K1.1	49°	74°
K1.2	220°	79°
K2	159°	74°
K3	316°	68°

Tabella 3: piani rappresentativi delle discontinuità rilevate a supporto dei piani di coltivazione autorizzati (2021-2022).

Al fine di incrementare la valenza statistica della trattazione, i dati sono stati uniti e confrontati con il rilievo realizzato a supporto dei precedenti piani di coltivazione autorizzato (2021, 2024).

Dal rilievo geostrutturale è stato possibile rintracciare tutti i sistemi definiti in sede progettuale con evidente predominanza del sistema del "contro" K1.1 (66.7%) ed in subordine i sistemi K1.2 (7.3%), del "secondo" K2 (9.5%) e K3 (16.5%), con quest'ultimi ruotati di 30°.

4.3.CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA

4.3.1. CLASSIFICAZIONE DI BIENIAWSKI (1989)

Sulla base dei dati geostrutturali rilevati, è stata utilizzata la precedente classificazione geomeccanica effettuata con il metodo di Bieniawski (1989) al fine di classificare l'ammasso roccioso e determinare il range di esistenza del GSI (Geological Strenght Index - Hoek & Brown, 2002) e definire i parametri di resistenza meccanica.

In particolare è risultato:

RMRb 74

RMRC 64

4.3.2. DEFINIZIONE DEL GSI (1997)

I valori di bRMRC, precedentemente ricavati attraverso la classificazione di Bieniawski, sono stati associati al Geological Strenght Index (GSI, Hoek-Brown 1997) mediante una formulazione empirica che mettesse in correlazione il GSI con il BMR₈₉.

Il BMR₈₉, costante per tutti i cantieri, viene definito considerando bRMRC nella condizione di assenza di acqua nelle fratture (coefficiente idrico 15), come riportato in **Errore. 'origine riferimento non è stata trovata..** $GSI = RMR_{89} - 5 = 74 - 5.00 = 69$

La stima, come raccomandato dagli autori (Hoek, 2003), non deve però essere troppo rigida ed è opportuno definire un intervallo di esistenza che descriva in maniera esaustiva lo stato effettivo dell'ammasso. Dai risultati ottenuti si ritiene che il GSI ricada con buona approssimazione all'interno dell'intervallo **65-70**; è quindi ragionevole, considerare per le successive trattazioni il valore minimo dell'intervallo.

4.3.3. CARATTERISTICHE MECCANICHE DELL'AMMASSO ROCCIOSO

Le condizioni geostretturali dell'area in esame e la conseguente classificazione (GSI=65) fanno ricadere l'ammasso roccioso della Cava n.39 all'interno del range di validità del Criterio di Hoek-Brown 2002 (GSI < 75).

A differenza delle leggi precedenti l'aggiornamento del 2002 considera anche un fattore di disturbo D (da 0 a 1) che tiene conto della pervasività antropica dovuta alle metodologie di scavo utilizzate.

L'involuppo di resistenza curvilineo, definito dalla seguente legge è stato ricavato utilizzando il programma di calcolo *Rocklab* della *Rocscience*.

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$$

Dove: σ_1, σ_3 tensioni principali massima e minima a collasso (il criterio non tiene infatti conto della tensione intermedia σ_2);

σ_{ci} resistenza a compressione monoassiale roccia intatta, circa 120MPa;

m_b, s ed a costanti funzione del GSI (criterio di Hoek-Brown, 2002).

Per GSI > 25:

$$m_b = m_i e^{\frac{GSI-100}{28-3D}} \quad s = e^{\frac{GSI-100}{9-3D}} \quad a = 0.5 + \frac{1}{6} \left(e^{\frac{-GSI}{15}} - e^{\frac{-20}{3}} \right)$$

Dove: m_i dipende dalla roccia intatta e per i domini riscontrati, da prove di Franklin e Hoek viene assunto 9;

D è il fattore di disturbo che per il caso in esame è stato considerato NULLO.

Nel caso in esame le costanti elastiche di Hoek-Brown sono riportate in Tabella 4.

COSTANTI ELASTICHE CRITERIO DI HOEK-BROWN			
CAVA N39 FOSSA DEGLI ANGELI	m_b	s	a
	2.9750	0.0319	0.5010

Tabella 4: Costanti elastiche di Hoek-Brown (2002) ricavati con il software *RocLab Rocscience®*.

Attraverso la Legge di Hoek-Brown modificata, per i cui dettagli si rimanda alle pubblicazioni di Hoek, Carranza-Torres & Corkum (2002), è stato quindi possibile ricavare i valori di resistenza dell'ammasso roccioso (Tabella 5), tra cui:

- $\sigma_c = \sigma_{ci} s^a$ la resistenza a compressione semplice derivata imponendo un confinamento nullo ($\sigma_3=0$);
- $\sigma_t = \frac{s \sigma_{ci}}{m_b}$ la resistenza a trazione derivata imponendo $\sigma_1=\sigma_3= \sigma_t$;
- σ_{cm} la resistenza globale dell'ammasso roccioso;
- $E_m = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} 10^{\frac{GSI-10}{40}}$ il modulo di deformabilità.

Le condizioni al contorno influenzano in modo differente l'involuppo di rottura e pertanto anche le resistenze; nel caso preso in esame si è in presenza di un cantiere sotterraneo avente coperture di spessore compreso tra 120.0-140.0m.

Per tale ragione sono state scelte due condizioni di versante (*slopes*) e due combinazioni di soletta (*tunnels*) corrispondenti ai possibili estremi dell'intervallo.

PARAMETRI DI RESISTENZA CRITERIO DI HOEK-BROWN (MPa)				
CAVA N39 FOSSA DEGLI ANGELI	σ_c	σ_t	σ_{cm}	E
	17.777	-1.073	26.273	29'854

Tabella 5: Parametri di Resistenza elastici ricavati attraverso il software *RocData Rocscience®*.

In Figura 2 si riportano gli inviluppi di rottura ottenuti attraverso un procedimento analitico di regressione dei risultati fino alla ricostruzione della curva di involucro di rottura sia nel piano delle tensioni principali σ_1 - σ_3 che nel piano τ - σ con il software RocData della Rocscience®. La resistenza tangenziale dell'ammasso roccioso, utilizzata per le successive verifiche risulta essere funzione dello stato tensionale previsto ed è stata stimata attraverso il Criterio di Hoek-Brown:

$$\tau = A \left(\frac{\sigma'_n - \sigma_{tm}}{\sigma_{ci}} \right)^B$$

Dove: A e B sono costanti del materiale;
 σ'_n è lo stato tensionale normale, nella condizione litostatica;
 σ_{tm} è la resistenza a trazione dell'ammasso roccioso secondo l'espressione di Hoek-Bray;
 σ_{ci} è la resistenza a compressione monoassiale del materiale intatto.

Dai risultati riportati in Tabella 6 si osserva che la resistenza tangenziale rimane compresa tra 7.2-8.5 MPa.

PARAMETRI ELASTICI				
CAVA N39 FOSSA DEGLI ANGELI	σ_n (Mpa)		τ (Mpa)	
	min	max	Mc min	MC max
COPERTURA (120.0-140.0m)	3.18	3.71	7.26	8.53

Tabella 6: Parametri Elastici dell'ammasso roccioso costituente l'area di analisi.

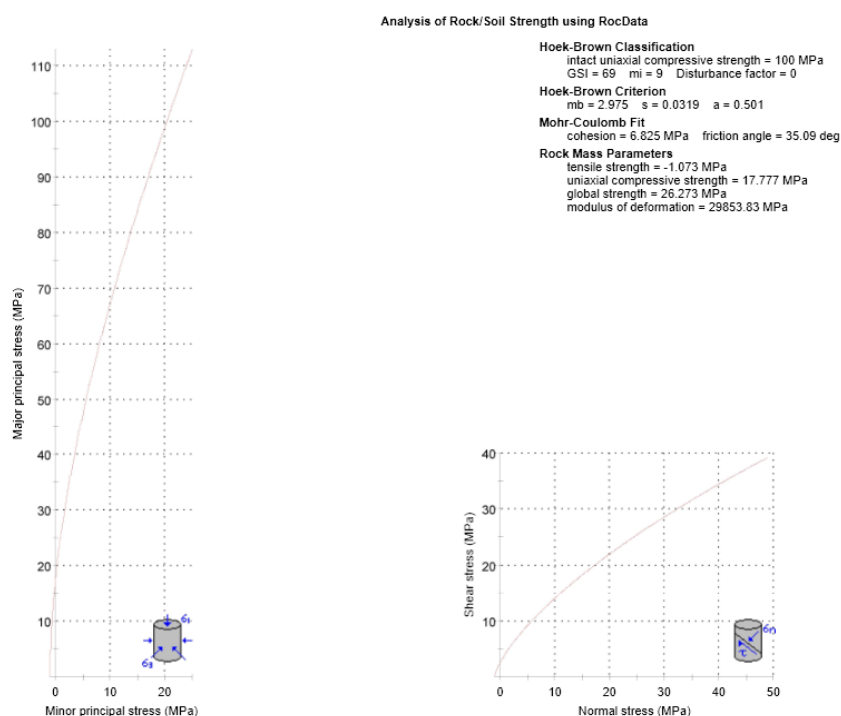


Figura 2: Curve di involucro e Parametri di resistenza generali dell'ammasso roccioso ricavati attraverso *RocData® Rocsciee*.

4.3.4. RESISTENZA POST-PICCO

Il comportamento meccanico post-picco dell'ammasso roccioso rappresenta un elemento fondamentale per valutare gli effetti di una variazione di sollecitazione che, superando i limiti di validità del campo elastico, porta il materiale ad un comportamento di tipo plastico prima della definitiva rottura.

La sola analisi tensionale in campo elastico risulta infatti limitativa poiché l'eventuale comportamento duttile, rammollente o fragile del materiale, durante la plasticizzazione, non viene tenuta in considerazione.

In relazione alle basse coperture litostatiche dei vuoti sotterranei, si ritiene plausibile che lo stato tensionale originario in sito sia ampiamente inferiore ai 30 MPa, e quindi da rilevante sperimentali (Friedrich, 1989) è opportuno ritenere il comportamento dell'intero ammasso roccioso fragile o "strain softening".

Recenti studi connessi a campagne di misurazioni in sito (Pierotti et al., 2014) evidenziano che le "forzature" sono da attribuirsi a processi di fratturazione fragile della roccia causati al superamento di un limite del deviatori ($\sigma_1 - \sigma_3$) e governati, nella fase iniziale, dalla sola componente coesiva della resistenza; mentre, solo al decadimento di quest'ultima, a causa della propagazione delle fratture e all'incipiente movimentazione, viene mobilitata la componente attritiva. Per tener conto di questi aspetti nel valutare il comportamento elasto-plastico secondo il Criterio di rottura di Hoek-Brown si è ritenuto plausibile considerare una componente attritiva residua nulla (rappresentata da $m_i=0$) ed una componente coesiva costante (rappresentata da s) e ricavata nella fase di caratterizzazione dell'ammasso roccioso (RocLab Tabella 6).

COSTANTI PLASTICHE CRITERIO DI HOEK-BROWN			
CAVA N39 FOSSA DEGLI ANGELI	mb	s	a
	0.0000	0.0319	0.5010

Tabella 7: Parametri di Resistenza plastici per la Cava n.39 Fossa degli Angeli (RocLab ®).

Trascurando pertanto il contributo attritivo, la tensione deviatorica limite per l'ammasso roccioso costituente la Cava N.39 Fossa degli Angeli viene calcolata come segue:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \sigma_c s^a = 17.80 \text{ MPa}$$

Il limite elastico dell'ammasso roccioso è pertanto equiparabile alla resistenza deviatorica di 17.80 MPa che è prossimo alla resistenza a compressione uniassiale (assenza di confinamento laterale).

Analisi numeriche riferite a rotture progressive in sotterraneo (Hoek, 2005), hanno comunque dimostrato che l'applicazione di tale criterio stabilisce solo la possibilità di fenomeni di "forzatura" concentrati nelle porzioni più superficiali degli scavi, ovvero in reale assenza di confinamento laterale. Tali fenomeni, seppur non trascurabili, quali monito delle condizioni tensionali al contorno e per problematiche legate alla sicurezza

degli addetti (fenomeni di spalling), non rappresentano tuttavia un indizio di un possibile cedimento globale della struttura.

La pericolosità a grande scala è infatti minima fino a quando le tensioni non raggiungono la resistenza globale ("global strenght") e provocano l'effettivo collasso delle strutture portanti.

Tale resistenza viene definita attraverso la relazione di Hoek, Carranza-Torres e Corkum (2002) per un intervallo della tensione principale minima $0 < \sigma_3 < \frac{\sigma_{ci}}{4}$, che alle condizioni tensionali riscontrabili nel bacino apuano risulta sempre verificato.

$$\sigma_{cm} = \sigma_{ci} \left(\frac{[m_b + 4s - a(m_b - 8s)](m_b/4 + s)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)} \right) = 26.27 \text{ MPa}$$

La resistenza globale dell'ammasso roccioso, da considerare per le successive verifiche, è quindi 26.27 MPa.

4.3.5. CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DELLE DISCONTINUITÀ

Il Criterio di Hoek-Brown ipotizza l'ammasso roccioso un continuo equivalente e la sua validità aumenta all'aumentare della scala del problema rispetto alle spazature riscontrate in sito; pertanto, per i fronti residuali, come l'area in esame, si deve ritenere che la stabilità possa essere governata più facilmente dalle discontinuità principali.

Il comportamento delle discontinuità viene descritto attraverso la legge non lineare di Barton-Bandis (1982):

$$\tau = \sigma_n \tan \phi_p$$

Nell'equazione, la resistenza della discontinuità alla rottura (τ) viene calcolata per ogni famiglia di discontinuità del sito definendo l'angolo di picco a rottura ϕ_p secondo la seguente equazione

$$\phi_p = \phi_r + (JRC_n \log JCS_n / \sigma_n) + i_u$$

Dove: ϕ_r è l'angolo di base del materiale, che per il marmo, da dati di bibliografia ("Analisi di Metodologie di Calcolo e Sperimentali applicabili nelle valutazioni statistiche in coltivazione di pietra ornamentale" - Centro Studi per la Fisica delle Rocce - Torino), è compreso nell'intervallo 28°-32°;

JRC_n (Joint Roughness Coefficient) è il valore alla scala del problema determinato attraverso i dati di campagna raccolti che definiscono la rugosità a piccola scala delle discontinuità compresi tra i profili di rugosità 4-6 nella scala di Barton e Choubey (Geol. Cattani, 2021);

JCS_n (Joint Wall Compressive Strenght) è il valore alla scala del problema determinato attraverso i dati di campagna raccolti sulle fratture esposte risulta circa 25-40 (Geol. Cattani, 2021);

i_u rappresenta l'angolo di ondulazione a grande scala della discontinuità (parametro "scabrezza"), che si trascura ai fini della sicurezza perché di difficile determinazione;

σ_n rappresenta il carico normale al piano del giunto che è stato assunto uguale alla componente del carico litostatico unitario (2.7 ton/mq o 26.5 kN/mc) ortogonale alla superficie media del sistema di riferimento.

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

A scopo cautelativo le analisi all'equilibrio limite sono effettuate in termini di coesione (c) e angolo di attrito (ϕ) (legge lineare di Mohr-Coulomb) sono state effettuate considerando i valori minimi, ovvero coesione nulla e angolo di attrito medio di 31°.

5. CRITERI DI PROGETTAZIONE E VERIFICA

Le verifiche di sicurezza riportate nei seguenti capitoli saranno effettuate agli Stati Limite Ultimo (SLU), per le condizioni statiche, ed allo Stato di Salvaguardia della Vita (SLV), per le condizioni sismiche ai sensi dei Capitoli 2.6, 6.2.4 e 7.11.1 delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC18) di cui al DM 17-01-2018.

5.1. AZIONI

Nella definizione delle azioni si distinguono i carichi permanenti (G) quali pesi propri strutturali (G1) e non strutturali (G2), i carichi variabili Q (sovraccarichi, neve, vento e temperatura), i carichi eccezionali A (incendio, urti, esplosioni) ed i carichi sismici (E). Data l'entità dei carichi (G), le sollecitazioni dovute ai carichi accidentali, alla neve e al ghiaccio risultano trascurabili e nelle successive analisi non verranno tenuti in considerazione.

5.2. CARATTERIZZAZIONE DELLE AZIONI

Per le azioni variabili si tiene conto dei coefficienti di combinazione di Tab.2.5.I NTC18, di seguito riportati.

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

COMBINAZIONE DELLE AZIONI

In relazione allo stato limite affrontato si prevede una specifica combinazione:

COMBINAZIONE FONDAMENTALE (SLU)

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot \bar{Q}_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \Psi_{02} \cdot \bar{Q}_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \Psi_{03} \cdot \bar{Q}_{k3} + \dots$$

COMBINAZIONE SISMICA (SLU-SLE + E)

$$E + G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \cdot \bar{Q}_{k1} + \Psi_{22} \cdot \bar{Q}_{k2} + \dots$$

COMBINAZIONE ECCEZIONALE (SLU-SLE + A)

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \Psi_{21} \cdot \bar{Q}_{k1} + \Psi_{22} \cdot \bar{Q}_{k2} + \dots$$

COMBINAZIONE RARA (SLE irreversibile)

$$G_1 + G_2 + P + \bar{Q}_{k1} + \Psi_{02} \cdot \bar{Q}_{k2} + \Psi_{03} \cdot \bar{Q}_{k3} + \dots$$

COMBINAZIONE FREQUENTE (SLE reversibile)

$$G_1 + G_2 + P + \Psi_{11} \cdot \bar{Q}_{k1} + \Psi_{12} \cdot \bar{Q}_{k2} + \Psi_{13} \cdot \bar{Q}_{k3} + \dots$$

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE (SLE lungo termine)

$$G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \cdot \bar{Q}_{k1} + \Psi_{22} \cdot \bar{Q}_{k2} + \Psi_{23} \cdot \bar{Q}_{k3} + \dots$$

Dove: G_1 = azioni permanenti strutturali;

G_{k2}	= azioni permanenti non strutturali
P	= forza di precompressione;
Q_{k1}	= azione variabile di base;
Q_{ki}	= azioni variabili tra loro indipendenti;
γ_{G1}	= coefficiente parziale dei carichi permanenti;
γ_{G2}	= coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali;
γ_P	= coefficiente di sicurezza dei carichi concentrati;
γ_{Qi}	= coefficiente di sicurezza dei carichi variabili;
ψ_{ij}	= coefficiente di combinazione delle azioni variabili.

5.3.VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Per gli stati limite ultimo deve essere soddisfatta la relazione: $R_d \geq E_d$
dove R_d il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico ed E_d è il valore di progetto dell'effetto dell'azione.

Nelle verifiche agli stati limite ultimo si distinguono:

- lo stato limite per perdita di equilibrio (EQU);
- lo stato limite per raggiungimento della resistenza strutturale (STR);
- lo stato limite per raggiungimento della resistenza del terreno (GEO).

La verifica della condizione di stato limite ultimo deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (EQU, A1,A2), per i parametri geotecnici (M1, M2) e per le resistenze (R1, R2, R3). I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci distinti ed alternativi:

- APPROCCIO 1: COMBINAZIONE 1 (A1+M1+R1) per la verifica STRUTTURALE
COMBINAZIONE 2 (A2+M2+R2) per la verifica GEOTECNICA
- APPROCCIO 2: COMBINAZIONE UNICA (A1+M2+R3 (GEO) o R1 (STR).

5.4.AZIONI

Per le azioni si utilizzano i coefficienti riduttivi riportati in Tab.6.2.I NTC18.

	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_Q	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}

5.5.PARAMETRI GEOTECNICI E RESISTENZE

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	γ_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

I parametri geotecnici saranno ridotti attraverso il coefficiente parziale sicurezza γ_M , indicati in Tabella 6.2.II NTC18) e tenendo conto, ove necessario, degli ulteriori coefficienti γ_R specificati dalla stessa normativa per i diversi tipi di opera.

Per gli ammassi rocciosi al valore caratteristico di resistenza a taglio γ_R si applica un coefficiente parziale $\gamma_R = 1.0$ (M1) e $\gamma_R = 1.25$ (M2), mentre al valore caratteristico della resistenza uni-assiale q_u , anche se le NTC18 non si esprimono, è stato utilizzato il coefficiente parziale dell'EC7 $\gamma_{qu} = 1.0$ (M1) e $\gamma_{qu} = 1.4$ (M2).

5.6.FRONTI E TECCHIE

Consideranto fronti e tecchie equiparabili ai fronti di scavo del Cap.6.8.2 NTC18 la condizione di verifica deve essere soddisfatta secondo:

- la COMBINAZIONE 2 (A2+M2+R2) con il coefficiente parziale delle resistenze definito dalla Tab.6.8.I NTC18 per gli stati limite ultimi (SLU);

Tab. 6.8.I - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

- Considerando i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici unitari (§7.11.1 e §7.11.4 NTC08) ed il coefficiente parziale sulle resistenze pari a $\gamma_R = 1.2$.

5.7.CANTIERE SOTTERRANEO

Per le opere in sotterraneo intese come i contorni a vuoti dello scavo in progetto il Cap.6.7.5 NTC18 impone che le verifiche globali agli stati limite ultimi vengano eseguiti secondo la COMBINAZIONE 2 (A2+M2+R2) dell'APPROCCIO 1 con valori dei coefficienti parziali di resistenza R1 ed R2 unitari.

Anche se la norma nulla dice in relazione alle verifiche sismiche, si è ritenuto a scopo cautelativo di inserire il contributo sismico all'interno delle verifiche effettuate secondo l'approccio A2+M2+R2 considerando tutti i coefficienti parziali di resistenza unitari.

La verifica globale del cantiere sotterraneo è stata eseguita pertanto agli stati limite SLU e SLV nella consapevolezza che gli stati limite ultimi restituiscano valori in termini di tensioni e deformazioni più gravosi rispetto agli stati limite di esercizio.

5.8.SISTEMI DI CONSOLIDAMENTO (EVENTUALI)

Il dimensionamento dei sistemi di consolidamento e/o rinforzo è contenuto nel Cap.6.6 NTC 18. Le verifiche saranno affrontate confrontando la massima azione di progetto P_d , nelle condizioni di Stato Limite Ultimo (SLU) e Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV), con la resistenza di progetto R_{ed} determinata applicando alla resistenza caratteristica R_{ak} (ricavata da prove di carico e rottura) i coefficienti parziali per le resistenze di ancoraggio riferite a sistemi PERMANENTI (Tabella 6.6.I NTC18) in relazione alle caratteristiche funzionali della struttura.

Tab. 6.6.I - Coefficienti parziali per la resistenza degli ancoraggi

	Simbolo	Coefficiente parziale
Temporanei	γ_R	1,1
Permanenti	γ_R	1,2

La resistenza caratteristica R_{ak} , viene scelta tra la minore della resistenza media e minima ricavate attraverso metodi di calcolo analitici, dai valori caratteristici dei parametri geotecnici dedotti dai risultati di prove in sito e/o di laboratorio, applicando gli opportuni fattori ξ an riportati in Tabella 6.6.III NTC18, riferiti ai soli profili di indagine che consentono la completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo.

$R_{ak} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{a,c})_{medio}}{\xi_{a3}}; \frac{(R_{a,c})_{min}}{\xi_{a4}} \right\}$	Numero di profili di indagine				
	1	2	3	4	≥ 5
	ξ_{a3}	ξ_{a3}	ξ_{a3}	ξ_{a3}	ξ_{a3}
	1,80	1,75	1,70	1,65	1,60
	1,80	1,70	1,65	1,60	1,55

Tab. 6.6.III - Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, in funzione del numero n di profili di indagine

Nella valutazione analitica delle resistenze alla sfilamento degli ancoraggi non si applicano coefficienti parziali di sicurezza sui valori caratteristici della resistenza del terreno, e si fa quindi riferimento ai coefficienti parziali di sicurezza M_1 .

5.9.AZIONI DOVUTE AL SISMA

VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

Le strutture da verificare rientrano, ai sensi del Cap. 2.4.1 NTC18 nella categoria 2 delle "Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari" per le quali la vita nominale di progetto, dalla Tabella 2.4.I NTC18 è $V_N \geq 50$ anni.

Tale scelta rappresenta di fatto un aumento delle condizioni di sicurezza dal momento che l'intero piano di coltivazione avrebbe ai sensi della normativa vigente una durata di tre anni e pertanto l'opera rientrerebbe nella Categoria 1.

Anche la destinazione d'uso della struttura viene cautelativamente classificata in Classe d'Uso II (Cap. 2.4.2. NTC18): "Costruzioni il cui uso prevede normali affollamenti,..." dove il coefficiente dedicato risulta da Tab.2.4.II $C_u = 1.0$.

Il periodo di riferimento (V_R) per le azioni sismiche è dato da:

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

TEMPO DI RITORNO DEL SISMA

Dal momento che si intende eseguire le verifiche agli stati limite di salvaguardia della vita (SLV) e di stato limite di danno (SLD) dalla Tab.3.2.I NTC18 viene definita una probabilità di superamento nel periodo di riferimento $P_{VR\ SLV} = 10\%$

Tab. 3.2.I – Probabilità di superamento P_{VR} in funzione dello stato limite considerato

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

In relazione al periodo di riferimento dell'opera ed alla probabilità di superamento si ottiene un tempo di ritorno per SLV di 475 anni.

In relazione ai tempi di realizzazione dei lavori di coltivazione prospettati si ritiene che le condizioni sismiche scelte siano **estremamente cautelative**.

CATEGORIA DI SOTTOSUOLO

Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.

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

L'ammasso roccioso appartiene alla Categoria A della Tabella 3.2.II NTC18.

5.9.1. CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Dal punto di vista topografico il sito appartiene alla Categoria T4: "Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$ " Tabella 3.2.III NTC18.

Tab. 3.2.III – Categorie topografiche

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

5.9.2. VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Le analisi in presenza di azioni sismiche sono effettuate con il metodo pseudo-statico. L'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente costante e proporzionale alle forze gravitative potenzialmente instabili costituita di una componente orizzontale e di una componente verticale espresse mediante un coefficiente sismico orizzontale (k_h) ed un coefficiente sismico verticale (k_v), valutati mediante le seguenti relazioni del §7.11.3.5.2 NTC18:

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{max}}{g}$$
 Dove:
 a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
 g = Accelerazione di gravità;
 β_m = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito da (§7.11.4 NTC18) pari a 0.27 per le verifiche allo stato limite ultimo.

Tab. 7.11.I – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g (g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g (g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g (g) \leq 0,1$	0,20	0,20

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima attesa al sito è valutata con la seguente espressione:

Tab. 3.2.IV – Espressioni di S_s e di C_c

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

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

dove: a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido;

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) Tab.3.2.IV NTC18 e topografica (S_T) Tab.3.2.V NTC18.

Tab. 3.2.V – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

I parametri di pericolosità sismica sono stati definiti attraverso il programma Edilus-MS della ACCA Software®, ove è sufficiente indicare un punto di riferimento medio che per il caso in esame presenta coordinate WGS84 44.10428573 10.12277667

L'accelerazione sismica risulta essere 0.162 g per SLV.

Parametri di pericolosità Sismica

Stato Limite	T_r [anni]	a_g/g [-]	F_o [-]	T^*_c [s]
Operatività	30	0.051	2.450	0.240
Danno	50	0.065	2.464	0.253
Salvaguardia Vita	475	0.162	2.395	0.287
Prevenzione Collasso	975	0.208	2.385	0.296

Tabella 8: Parametri di pericolosità sismica per il punto di riferimento della Cava 39 Fossa degli Angeli (Edilus-MS ACCA Software®).

Per le diverse categorie di suolo in esame si ha:

- $S_T = 1.40$ coefficiente di amplificazione topografica (S_T) per "pendii con inclinazione $i \geq 30^\circ$ - in corrispondenza della sommità del pendio" (Tabella 3.2.III NTC18);
- $S_S = 1.00$ coefficiente di amplificazione stratigrafica (S_S) per suolo di tipo A (Tabella 3.2.II NTC18) ovvero ammasso roccioso;

da cui:

$$a_{max} \text{ SLV} = SS \cdot ST \cdot a_g = 0.162 \cdot g \cdot 1.00 \cdot 1.4 = 0.224 \text{ g}$$

con corrispondenti valori dei coefficienti sismici orizzontale (k_h) e verticale (k_v):

$$k_h = 0.06$$

$$k_v = 0.03$$

5.10. VALORI DI CALCOLO

I parametri geotecnici ottenuti per la roccia intatta, le discontinuità e l'ammasso roccioso, secondo i diversi comportamenti ipotizzati, sono stati opportunamente ridotti secondo i fattori correttivi previsti dalle NTC18 e per le discontinuità sono stati definiti i valori caratteristici dei parametri di resistenza come previsto dall'EC 7 (Tabella 8). Le Istruzioni del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici indicano di assimilarli al valor medio dal momento che per strutture sufficientemente rigide, quali un ammasso roccioso, sussiste una compensazione delle eterogeneità e le azioni vengono trasferite dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti per mezzo dei ponti di roccia. Per le discontinuità sono stati considerati i valori residui di resistenza.

CAVA N39 FOSSA DEGLI ANGELI		VALORI DI	
		M1	M2
Resistenza a Compressione Uniassiale (MPa)		100.00	71.43
Resistenza Globale Ammasso Roccioso (Mpa)		26.27	18.77
Resistenza a Compressione Ammasso Roccioso (Mpa)		17.78	12.70
Tensione Deviatorica Ammasso Roccioso (Mpa)		17.80	12.71
Resistenza a Trazione Ammasso Roccioso (MPa)		-1.07	-0.86
Resistenza a Taglio Ammasso Roccioso (MPa)		7.26	5.81
Modulo di Elasticità (Gpa)		29'854	
Indici ammasso roccioso (Hoek-Brown)	mb	2.9750	2.3800
	sb	0.0319	0.0255
	a	0.5010	
Resistenza discontinuità residue	cd (Kpa)	0.00	0.00
	ϕ_d (°)	31.00	25.67

Tabella 9: Valori di calcolo delle caratteristiche meccaniche dell'ammasso roccioso e delle discontinuità utilizzati per le verifiche di stabilità.

6. ANALISI DI STABILITÀ DEI FRONTI

Durante le attività previste le bancate avranno un'alzata compresa tra 5.0-7.0m, per cui le successive verifiche è stata scelta l'alzata massima di 8.0m. Tale scelta gioca a favore di sicurezza in quanto si analizzano condizioni peggiorative riscontrabili in sito, aumentando di fatto i possibili volumi movimentabili con tutto quello che ne consegue.

Allo scopo, nei capitoli precedenti, sono state definite le caratteristiche strutturali e le caratteristiche di resistenza, sia dell'ammasso roccioso che delle discontinuità.

Per le verifiche analitiche dei fronti di ciascun cantiere sono stati utilizzati i piani rappresentativi delle famiglie di discontinuità riconosciute all'interno del singolo cantiere.

Condizione necessaria affinché si producano potenziali cinematismi è che una o due discontinuità delimitanti la porzione rocciosa intersechino almeno l'alzata oppure sia l'alzata che la pedata dei fronti in coltivazione e che il valore dell'inclinazione di tali discontinuità sia superiore all'angolo di attrito residuo 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, da parte del personale, prima dell'esecuzione di tagli al monte fa sì che vengano messi in luce potenziali situazioni di rischio, così da intervenire disaggiando o stabilizzando l'eventuale massa rocciosa, con quest'ultimo intervento che generalmente è condotto in corrispondenza dei fronti residui.

Il fatto che le cave costituiscono dei fronti di lavoro in continua evoluzione permette, con il progredire della coltivazione, di intervenire ogni qualvolta si presenti una situazione di potenziale instabilità.

Per ogni fronte in coltivazione sono state approntate tre verifiche:

- analisi dei potenziali cinematismi planari;
- analisi dei potenziali cinematismi tridimensionali;
- analisi dei potenziali ribaltamenti.

Si ricorda inoltre che l'analisi su base statistica è puramente indicativo e dovrà essere valutato ad ogni nuovo avanzamento dal Direttore Responsabile come previsto dalla "Procedura Unificata Taglio al Monte" redatta e condivisa dall'AUSL Toscana Nord Ovest all'interno del Piano straordinario per la sicurezza nella lavorazione del marmo nel distretto Apuo-Versiliese (DGR n.575 del 29.05.2017).

Per la visualizzazione dei listati e delle restituzioni grafiche riguardanti le verifiche effettuate per i potenziali scivolamenti planari, scivolamenti tridimensionali ed i ribaltamenti, si rimanda all'ALLEGATO 1: VERIFICHE DEI FRONTI.

Per tutte le analisi sono stati utilizzati i parametri meccanici di progetto come definito in Tabella 10 e Tabella 11 in funzione della tipologia di approccio/combinazione prevista da legge.

La verifica di tipo planare nel campo bidimensionale ed in condizioni sismiche è stata effettuata tramite il programma *RocPlane della Rocscience®*, il cui criterio adottato per l'analisi, è quello dell'equilibrio limite, criterio di rottura di Mohr-Coulomb.

La base teorica è relativa alle formule ricavate da Hoek & Bray (1981) per cinematismi di origine planare (caso bidimensionale); combinando i fronti di scavo più rappresentativi con le orientazioni dei piani rappresentativi dei sistemi di discontinuità attraverso Test di Markland (grafico) sono stati selezionati i sistemi di discontinuità che possono, anche potenzialmente, attivare cinematismi planari (differenziale delle orientazioni $\leq 20^\circ$).

Per l'analisi è stato ipotizzato inoltre, a favore di sicurezza che la direzione di scivolamento e la direzione azimutale della discontinuità siano perfettamente perpendicolari, non tenendo conto del contributo dovuto alla differenza tra le due, che nel caso risulti superiore a 20° esclude l'attivarsi del cinematismo stesso.

Per l'analisi sono stati utilizzati i parametri meccanici di progetto come definito in Tabella 10 e Tabella 11 in funzione della tipologia di approccio/combinazione prevista da legge.

L'analisi dei cinematismi tridimensionali di cunei rocciosi potenzialmente instabili, generati dalla combinazione di due e/o tre sistemi di discontinuità oltre al fronte, oggetto di verifica, è stata eseguita attraverso il programma *B-Rock®* della ProgramGeo che si basa sulla teoria dei blocchi rimovibili di Goodman & Shi e di valutazione della stabilità di Hoek & Bray (1981).

La teoria analizza, da un punto di vista geometrico, la possibilità reale che la combinazione di più piani (le fratture) isolino su di un dato fronte, di altezza stabilita, volumi geometricamente rimovibili. Nel caso si riconoscano geometrie potenzialmente tali, il programma in automatico effettua una stima analitica delle forze stabilizzanti ed instabilizzanti al fine di definire un fattore di sicurezza (FS).

Allo scopo sono stati utilizzati i valori di persistenza, apertura e spaziatura media modale riferibili a ciascun sistema individuato in base alle caratteristiche ricavate in precedenza.

Il programma B-Rock 2.2 in particolare combina i sistemi di frattura a due a due con il fronte in analisi per poi passare ad inserire un terzo sistema.

Le verifiche sono state condotte in condizioni sismiche ottemperando alle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC), come si nota i parametri utilizzati non sono quelli ridotti, dal

momento che il programma in automatico applica i coefficienti correttivi previsti dalla Combinazione di Carico 2 delle NTC08.

Al fine di schematizzare i risultati, sono state redatte per ogni fronte analizzato, delle tabelle riassuntive in cui sono riportati:

- i sistemi coinvolti;
- il peso o volume della massa in gioco;
- il valore del coefficiente di sicurezza compreso tra 0 e 10;
- eventuali note descrittive nelle condizioni potenzialmente instabili ($FS \leq 1$).

Poiché il programma B-Rock prende come notazione numerica i vari piani in serie (esempio il sistema K1.1 è indicato come 1, il K1.2 come 2, e via di seguito) si riporta di seguito la tabella di conversione numerazione/sistema discontinuità della cava.

Famiglia B-Rock	Piano discontinuità (imm./incl.)	
1	K _{1.1}	057/82
2	K _{1.2}	227/82
3	K ₂	146/86
4	K ₃	322/077

Tabella 10: Elenco delle famiglie di discontinuità considerate nel software *B-Rock* per il calcolo dei cinematismi planari, tridimensionali e ribaltamenti.

Affinché si abbia potenziale instabilità per ribaltamento su di un fronte devono essere presenti le seguenti condizioni, codificate da Goodman & Bray (1976):

- Direzione del fronte e direzione degli strati non devono differire per più di 20° (cono di confidenza totale pari a 40°);
- La direzione di immersione degli strati deve essere opposta a quella del fronte in oggetto;
- Lateralmente il fronte deve essere isolato (assenza di continuità laterale del blocco) da altre fratture, dal vuoto o da tagli nel caso di fronti di scavo;
- 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 (assunto pari all'angolo di attrito medio di base/residuo del materiale 30°).

Tradotta in formula, quest'ultima condizione impone che:

$$(90 - \Phi_p) \leq (\Phi_f - \varphi_p)$$

dove:

Φ_p = inclinazione media rappresentativa dei sistemi o del piano in esame;

Φ_f = inclinazione del fronte in esame;

φ_p = angolo di attrito tra i piani.

In particolare queste condizioni, di tipo puramente geometrico, permettono di compiere un test grafico andando a definire in un'area all'interno dello stereogramma i poli di quei piani che potenzialmente potrebbero essere in grado di innescare il fenomeno.

Ulteriore condizione necessaria è la presenza di un sistema di fratturazione od un taglio che, a basso angolo, isoli la base del blocco stesso, permettendogli di ruotare.

L'analisi è stata condotta per tutti i poli dei piani rilevati nello studio strutturale e verrà di seguito descritta andando ad analizzare fronte per fronte. Alla verifica grafica ne è seguita una analitica mediante l'applicazione della formula di Timoshenko e Gere (1961).

$$l = 0.868 \sqrt{Et_2/\gamma}$$

dove: l = altezza massima della bancata stabile

E = modulo dell'ammasso roccioso, Kg/cm²

t = spessore del solido di roccia soggetto a ribaltamento (spaziatura media in metri)

γ = peso di volume della roccia = 2,7 t/mc

6.1.VERIFICHE DEI FRONTI

FRONTE ORIENTATO N 045 SUBVERTICALE ESPOSTO NW

CINEMATISMI PLANARI

In Tabella 11 si riportano i sistemi soggetti a potenziali scivolamenti planari.

H bancata	SISTEMI	FS sisma	Volume in t/mc/m	Note
8 m	K3	0.10	6.85	Far coincidere preventivamente fronte e discontinuità evita il manifestarsi dell'evento.

Tabella 11: Cinematismi planari per il fronte N 045 subvert. esp. NW.

CINEMATISMI TRIDIMENSIONALI

In Tabella 12 si riportano le potenziali combinazioni che potrebbero emergere sul fronte in oggetto ed i relativi coefficienti di sicurezza.

Blocco	Comb. Piani	Vol. in mc	FS sisma	Note
3	K1.1-K3	71,10	0,00	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie. Se si forma procedere a consolidamento o ulteriore verifica.
5	K1.2-K3	74,49	0,57	Se si forma, nonostante il basso peso statistico di K1.2(9.4%) procedere a consolidamento o ulteriore verifica.
6	K2-K3	81,25	3,57	
17	K2-K3+K1.1	80,28	3,48	

Tabella 12: Cinematismi tridimensionali per il fronte N 045 subvert. esp. NW.

POTENZIALI RIBALTAMENTI

L'analisi condotta per via grafica (basata esclusivamente sulle caratteristiche geometriche) mostra potenziali ribaltamenti relativi al sistema K2 come evidenziato in Tabella 13 dove vengono riportati anche i risultati ottenuti dall'applicazione della formula di Timoshenko e Gere.

SISTEMI	Spessore volume colonnare medio (t)	Altezza massima volume (l)
K2	1-1.5m	36.7

Tabella 13: Potenziali ribaltamenti per il fronte N 045 subvert. esp. NW.

FRONTE ORIENTATO N 045 SUBVERTICALE ESPOSTO SE**CINEMATISMI PLANARI**

In Tabella 14 si riportano i sistemi soggetti a potenziali scivolamenti planari.

H bancata	SISTEMI	FS sisma	Volume in mc/m	Note
8 m	K2	0.02	2.68	Far coincidere preventivamente fronte e discontinuità evita il manifestarsi dell'evento.

Tabella 14: Cinematismi planari per il fronte N 050 subvert. esp. SE.

CINEMATISMI TRIDIMENSIONALI

In Tabella 15 si riportano le potenziali combinazioni che potrebbero emergere sul fronte in oggetto ed i relativi coefficienti di sicurezza.

Blocco	Comb. Piani	Vol. in mc	FS sisma	Note
1	K1.1-K1.2	12.48		
2	K1.1-K2	3.34		
4	K1.2-K2	0.88		Il blocco tende a perdere contatto con la superficie. Il basso peso statistico di K1.2 (9.4%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere a consolidamento, disgaggio o ulteriore verifica.
8	K1.1-K1.2+K3	6.09		

Tabella 15: Cinematismi tridimensionali per il fronte N 045 subvert. esp. SE.

POTENZIALI RIBALTAMENTI

L'analisi condotta per via grafica (basata esclusivamente sulle caratteristiche geometriche) mostra potenziali ribaltamenti relativi ai sistemi K3, come evidenziato in Tabella 16 dove vengono riportati anche i risultati ottenuti dall'applicazione della formula di Timoshenko e Gere.

SISTEMI	Spessore volume colonnare medio (t)	Altezza massima volume (l)
K3	0.8-1.2	31.6m

Tabella 16: Potenziali ribaltamenti per il fronte N 45 subvert. esp. SE.

FRONTE ORIENTATO N 0135 SUBVERTICALE ESPOSTO SW

CINEMATISMI PLANARI

In Tabella 17 si riportano i sistemi soggetti a potenziali scivolamenti planari ricavati mediante l'analisi grafica.

H bancata	SISTEMI	FS sisma	Volume in mc/m	Note
8 m	K1.2	0.05	3.95	Il cinematismo ha basso grado di realizzarsi per il basso peso statistico del sistema (9.4%).

Tabella 17: Cinematismi planari per il fronte N 135 subvert. esp. SW.

CINEMATISMI TRIDIMENSIONALI

In Tabella 18 si riportano le potenziali combinazioni che potrebbero emergere sul fronte in oggetto ed i relativi coefficienti di sicurezza.

Blocco	Comb. Piani	Vol. in mc	FS sisma	Note
4	K1.2-K2	23.11	0.24	Il basso peso statistico di K1.2(9.4%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere a consolidamento o ulteriore verifica.
5	K1.2-K3	44.33	0.59	
6	K2-K3	100.70	3.87	

Tabella 18: Cinematismi tridimensionali per il fronte N 135 subvert. esp. SW.

POTENZIALI RIBALTAMENTI

L'analisi condotta per via grafica (basata esclusivamente sulle caratteristiche geometriche) mostra potenziali ribaltamenti relativi ai sistemi K1.1 come evidenziato in Tabella 19 dove vengono riportati anche i risultati ottenuti dall'applicazione della formula di Timoshenko e Gere.

SISTEMI	Spessore volume colonnare medio (t)	Altezza massima volume (l)
K1.1	0.4-0.8m	21.9 m

Tabella 19: Potenziali ribaltamenti per il fronte N 135 subvert. esp. NE.

6.2.EFFETTI DELLE DISCONTINUITÀ SULLA POSIZIONE DEI FRONTI

Allo scopo di rappresentare graficamente l'intervento la Società ha provveduto a far eseguire un aggiornamento dello stato dei luoghi, mediante rilievo plano-altimetrico di dettaglio realizzato in ottemperanza degli OBBLIGHI INFORMATIVI CONNESSI ALL'ESERCIZIO DELL'ATTIVITÀ DI CAVA: Specifiche Tecniche degli Elaborati di Rilievo Tridimensionale ai sensi dell'Art.25 Comma 2bis L.R. 35/15 e s.m.i. (D.G.R. n.260 del 02.03.2020).

Va comunque ricordato che la posizione di ogni singola bancata riportata negli elaborati progettuali **è da considerarsi indicativa**; in quanto questa è fortemente influenzata dalle caratteristiche della fratturazione locale. Infatti, la presenza di fratture con giacitura inclinata, che interagendo con i fronti e con i contorni del sotterraneo possono sviluppare condizioni cinematiche instabili o potenzialmente tali, responsabili di un arretramento del

contorno dello scavo, condizione non prevedibile in sede progettuale, e comunque di qualsiasi elaborato programmatico della coltivazione.

Tali "variazioni" dipendono direttamente dal fatto che le fratture ascrivibili ai sistemi di discontinuità principali, (K1.1, K1.2, K2 e K3, vedi Relazione Geomeccanica allegata), sono caratterizzate da valori di inclinazione compresi nel seguente intervallo:

K1.1= 70-89°	K1.2= 75-89°	K2= 55-89°	K3= 60-89°
--------------	--------------	------------	------------

l'esistenza del range d'inclinazione per il singolo sistema di fratturazione, comporta che una bancata (altezza compresa tra 5.0-6.5m) o il contorno allo scavo sotterraneo (compreso tra 5.0-5.5m) può subire arretramenti compresi tra 0.0-3.0 m come riportato nella sottostante tabella:

SISTEMA	ALTEZZA (m)	INCLINAZIONE (°)	ARRETRAMENTO (m)
K1.1	5.0-6.5	70-89	0.0-2.4
K1.2	5.0-6.5	75-89	0.0-1.75
K2	5.0-6.5	60-89	0.0-2.4
K3	5.0-6.5	50-89	0.0-3.8

In relazione a quanto sopra esposta vengono riportati negli elaborati grafici le fasce di tolleranza estrattiva e paesaggistica (retinato verde) al cui interno può variare lo sviluppo della coltivazione, in funzione delle caratteristiche litologiche-strutturali, nonché di errori pratici-accidentali, nel rispetto delle volumetrie di progetto.

7. VERIFICA DEI CANTIERI SOTTERRANEI

Le analisi di stabilità hanno interessato gli elementi strutturali e di contorno ai vuoti sotterranei di progetto e nel dettaglio hanno riguardato, per ciascun cantiere:

- la verifica della copertura minima in funzione delle sollecitazioni a cui è sottoposti in base alle NTC 18;
- l'analisi dei potenziali cinematismi tridimensionali a cui le discontinuità presenti potrebbero dare origine lungo pareti e tetti delle camere e dei tracciamenti;
- la verifica strutturale dei pilastri e dei diaframmi che saranno isolati nel corso della coltivazione sotterranea;
- dimensionamento dell'impianto di ventilazione;

7.1.1. VERIFICA GENERALE DELLA SOLETTA DI COPERTURA

Lo Scaled Span Method elaborato da Carter T.G. (1990) prevede di definire in maniera speditiva le condizioni di stabilità della calotta rocciosa a copertura di uno scavo in relazione alla geometria dello stesso ed alle caratteristiche dell'ammasso roccioso in un campo di validità tridimensionale.

In linea teorica la stabilità della calotta può essere definita attraverso la seguente funzione in relazione alla classificazione dell'ammasso roccioso (bRMR):

$$C_s = S \left(\frac{\gamma}{T(1+S_R)(1-0.4 \cos \theta)} \right)^{0.5}$$

Dove

a favore della stabilità:

T è lo spessore della calotta;

θ inclinazione del piano di scistosità, corrispondente al verso di macchia (35-50)

a svantaggio della stabilità:

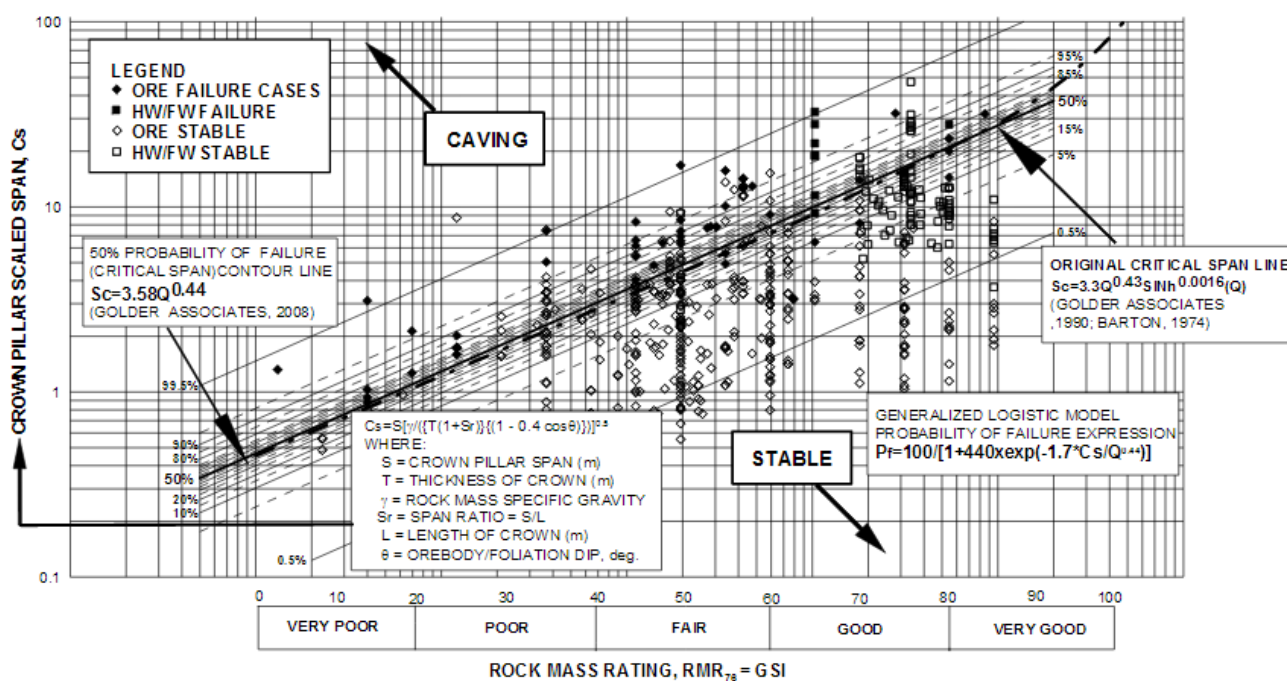
S è la luce libera della calotta;

S_R = S/L è il rapporto di estensione;

L è la lunghezza totale del tracciamento;

γ = 2.7 ton/mc è il peso specifico.

Il C_s ottenuto viene confrontato con quello critico C_{s, crit} definito dalla Golder Associates (2008), in base alla valutazione di una serie di risultati empirici in sito attraverso la seguente formula:



$$S_c = 3.3 \times Q^{0.43} \times \sinh^{0.0016}(Q)$$

Dove Q è l'indice di qualità dello scavo (Norwegian Geotechnical Institute) la cui conversione nel bRMR di Bieniawski (1976) è approntata mediante la seguente formulazione:

$$RMR_{76} = 9 \ln(Q) + 44$$

Di seguito si riporta la tabella riassuntiva delle caratteristiche geometriche utilizzate per il calcolo del coefficiente di Carter.

VERIFICA DELLA CALOTTA DI COPERTURA CANTIERE ATTUALE SOTTERRANEO CAVA N39 FOSSA DEGLI ANGELI			
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E PARAMETRICHE DI VERIFICA		CAMERE	
PESO SPECIFICO AMMASSO ROCCIOSO	γ (ton/mc)	2.70	
ALTEZZA SEZIONE	H (m)	5.50	12.00
LUCE LIBERA SEZIONE	S (m)	10.00	18.00
LUNGHEZZA TRACCIAMENTI	L (m)	40.00	100.00
SPESSORE COPERTURA=CALOTTA	T (m)	30.00	160.00
PIANO DI FOLIAZIONE MARMO	(°)	45.00	

Tabella 20: Caratteristiche geometriche dello scavo e parametri dell'ammasso roccioso utilizzati nelle verifiche delle calotte di copertura per il cantiere sotterraneo CAVA N.39 FOSSA DEGLI ANGELI.

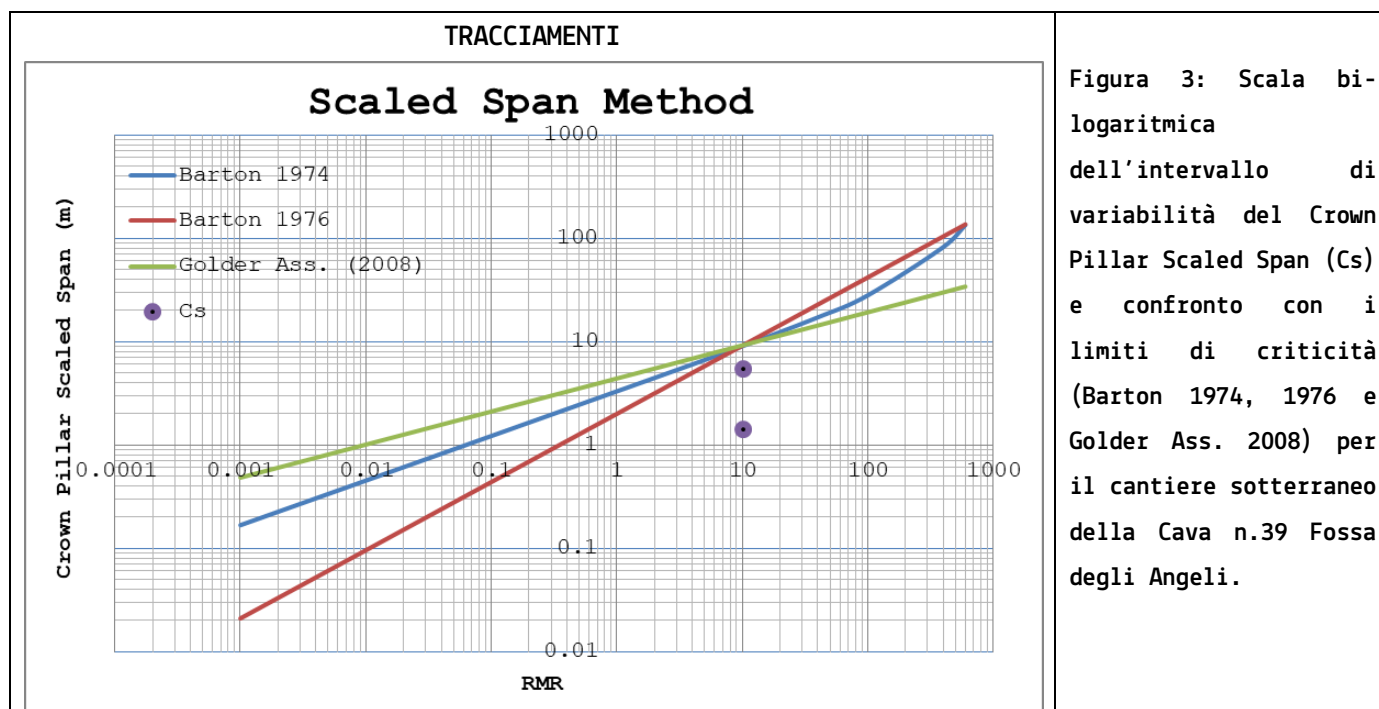
A seguito dell'elaborati dei dati è risultato:

Cs risulta variabile tra 1.39 e 5.38m.

Confrontando i risultati ottenuti con la classificazione geomeccanica del materiale (GSI=69) si nota che il range di variabilità dell'indice è indipendente dall'altezza dei vuoti ed è sempre inferiore limite critico determinato attraverso le metodologie di Barton (1974 e 1976) e della Golder Associates (2008), riportati in Figura 3.

Traducendo i risultati ottenuti in termini di Fattore di Sicurezza si ottiene un valore compreso tra 1.69-6.59.

In tali condizioni si ritiene che le geometrie delle coperture rocciose attuali siano idonee ad auto-portarsi sopra i vuoti del cantiere sotterraneo attuale.



7.2.ANALISI STATISTICA DEI CUNEI TRIDIMENSIONALI

Per l'analisi dei cunei tridimensionali potenzialmente instabili nei cantieri sotterranei sono state considerate le massime geometrie previste dal piano di coltivazione per i tracciamenti aventi le caratteristiche di.

VERIFICHE CUNEI 3D TRACCIAMENTI-CAMERE CANTIERI SOTTERRANEI CAVA N39 FOSSA DEGLI ANGELI			
NUM	TREND/PLUNGE	BASE	ALTEZZA
T1	045-225/0	10.0-18.0	12.0
T2	135-315/0	10.0-18.0	12.0

Tabella 21: Caratteristiche geometriche dei tracciamenti e delle camere di coltivazione

L'analisi ha permesso di definire le dimensioni massime di tutti i potenziali cinematismi che si verrebbero a creare nel corso della realizzazione dei vari cantieri.

Dal momento che tutti i cantieri sotterranei devono ancora essere aperti la realizzazione dei tracciamenti esplorativi permetterà di scoprire eventuali situazioni potenzialmente instabili prima che queste raggiungano dimensioni ingestibili, ovvero intervenire mediante interventi di consolidamento, riduzioni delle luce libere autorizzate o realizzazione di sostegni supplementari.

7.2.1. TRACCIAMENTO N 045-225/00

In Tabella 26 si riportano le verifiche relative al tracciamento 045-225/00.

COMBINAZIONE			ZONA	FS	V (MC)	NOTE
Joint_A	Joint_B	Joint_C				
K1.1	K1.2	K2	TETTO	0.034	12353.84	Il basso peso statistico di K1.2 (9.4%) rende difficile il manifestarsi del cinematismo. Se si forma procede a consolidamento, disgaggio e/o verifica
K1.1	K1.2	K2	PARETE W	0.069	10.027	
K1.1	K1.2	K2	PARETE E	0.089	10.027	
K1.1	K2	K3	PARETE W	0.069	6.986	Se si forma procede a consolidamento e/o verifica
K1.1	K2	K3	PARETE E	8.543	6.986	
K1.2	K2	K3	PARETE W	0.069	43.751	Il basso peso statistico di K1.2 (9.4%) rende difficile il manifestarsi del cinematismo. Se si forma procede a consolidamento, disgaggio e/o verifica

Tabella 22: Verifica dei volumi potenzialmente instabili per il tracciamento 045-225/00 NE-SW.

7.2.2. TRACCIAMENTO N 135-315/00

In Tabella 23 si riportano le verifiche relative al tracciamento 0135-315/00.

COMBINAZIONE			ZONA	FS	V (MC)	NOTE
Joint_A	Joint_B	Joint_C				
K1.1	K1.2	K2	TETTO	0.034	119.69	Il basso peso statistico di K1.2 (9.4%) rende difficile il manifestarsi del cinematismo. Se si forma procede a consolidamento, disgaggio e/o verifica
K1.1	K1.2	K3	TETTO	0.113	13.05	
K1.1	K2	K3	TETTO	0.113	7.449	Se si forma procede a consolidamento e/o verifica
K1.2	K2	K3	PARETE W	0.034	2.172	Il basso peso statistico di K1.2 (9.4%) rende difficile il manifestarsi del cinematismo. Se si forma procede a consolidamento, disgaggio e/o verifica
K1.2	K2	K3	PARETE E	0.195	2.172	

Tabella 23: Verifica dei volumi potenzialmente instabili per il tracciamento 135-315/00 NW-SE.

7.2.3. OSSERVAZIONI AI CINEMATISMI TRIDIMENSIONALI

Le verifiche sopra riportate hanno evidenziato che i tracciamenti, nonostante siano stati contemplati al fine di interferire il meno possibile con l'assetto geostrutturale dell'ammasso roccioso, generano potenziali cinatismi tridimensionali.

In particolare per tutti i tracciamenti si riscontrano potenziali distacchi di volumi a causa della combinazione del sistema del contro con i secondi. Tali volumi potenzialmente instabili si intendono ancora da formarsi, mentre nelle camere esistenti allo stato attuale i cunei potenzialmente instabili si sono già formati nella fase di avanzamento iniziale dei tracciamenti e pertanto si deve ritenere che siano già stati o siano in procinto di essere messi in sicurezza per mezzo di disgreggio o consolidamento e se così non fosse si ritiene necessaria almeno un'ulteriore verifica deterministica specifica.

Per tutte le terne di combinazione si deve comunque prestare la massima cautela in fase di coltivazione o avanzamento dei tracciamenti e seguendo le considerazioni esposte in precedenza procedere ad eventuali verifiche di dettaglio in funzione di quanto riscontrato in sito.

7.3.VERIFICHE STRUTTURALI DEI PILASTRI E DEI DIAFRAMMI

Il dimensionamento strutturale dei vuoti sotterranei si basa fondamentalmente su formulazioni empiriche che tengono in considerazione la qualità dell'ammasso roccioso, il che le rende difficilmente applicabili ad altre tipologie geologiche differenti da quelle indagate per calibrare le stesse formule.

Per superare tale problematica Gonzalez-Nicieza et al. i hanno realizzato una pubblicazione comparativa di tutte le formulazioni empiriche (2006) ed hanno ricavato due formule generali, valide per ogni tipologia di ammasso, che tenessero conto sia della classificazione geomeccanica, per valutare la resistenza a compressione; sia della presenza di discontinuità persistenti, per valutare l'eventuale resistenza a taglio lungo il piano di fratturazione.

Dal momento che gli elementi strutturali non sono ancora stati realizzati, la verifica relativa alla resistenza tangenziale, deve essere rimandata ad un secondo momento, quando la ditta operante nella Cava inizierà ad isolare gli elementi di sostegno.

Per meglio valutare l'effettiva condizione strutturale risulta più semplice tradurre le formule di resistenza in un fattore di sicurezza dato dal rapporto tra l'effettiva sollecitazione agente sull'elemento e la resistenza dell'elemento alla stessa.

La resistenza a compressione (R_c) è direttamente proporzionale alla resistenza a compressione uniassiale dell'elemento strutturale, tenendo ovviamente in considerazione l'effetto scala che sussiste tra il provino di laboratorio e l'elemento da verificare.

Le formulazioni empiriche classiche, tuttavia, non tengono conto della qualità dell'ammasso roccioso che può essere più o meno fratturato ed influenzare direttamente la resistenza.

Per ovviare a tale problematica, Sheorey (1997) ha proposto una formula nella quale l'effetto scala introdotto per la resistenza del pilastro diventasse funzione dell'indice RMR di Bieniawski, e nel caso in esame, mediante le opportune conversioni, del GSI di Hoek. Dal momento che si è già provveduto ad eseguire una stima della resistenza dell'ammasso roccioso mediante il software Rocdata® e che la resistenza a compressione è indipendente dalla geometria degli elementi analizzati, per tutti i cantieri sotterranei la resistenza a compressione utilizzata è di 8.85MPa (6.32MPa ridotta da NTC18).

Il carico agente sul pilastro viene calcolato attraverso la Teoria delle Aree Tributarie che richiede una regolarità in pianta, uno spessore di calotta superiore all'altezza dei pilastri e non tiene in considerazione l'effetto arco.

Il carico medio del pilastro σ_{vo} risulta pertanto:

$$\sigma_{vo} = \frac{Wt_{pi}}{A_{pi}} = \frac{\gamma (A_{pi} h_{pi} + A_{cpi} h_{cpi})}{A_{pi}}$$

Dove: Wt_{pi} (MN) è il carico verticale totale gravante alla base del pilastro i-esimo;
 A_{pi} (mq) è l'impronta in pianta reagente dell'elemento i-esimo;
 $\gamma = 0.0265$ (KN/m³) è il peso specifico del materiale costituente calotta e pilastro;
 h_{pi} (m) è l'altezza media dell'elemento i-esimo;
 A_{cpi} è l'impronta in pianta dell'area tributaria dell'elemento i-esimo (in mq);
 h_{cpi} (m) è lo spessore dell'area tributaria gravante sull'elemento i-esimo.

Tenendo conto delle dovute considerazioni, sopra elencate, il fattore di sicurezza del pilastro soggetto a compressione viene definito come il rapporto tra la resistenza a compressione R_c e la tensione verticale media σ_{vo} che il pilastro deve sorreggere:

$$FS_c = \frac{R_c}{\sigma_{vo}}$$

Per effettuare le verifiche in condizioni sismiche è stata considerata la condizione più gravosa per la stabilità, ovvero con accelerazione sismica verticale verso il basso in modo da incrementare le sollecitazioni a compressioni agenti sugli elementi strutturali.

La verifica delle opere strutturali del cantiere sotterraneo è stata eseguita pertanto agli stati limite SLU e SLV nella consapevolezza che gli stati limite ultimi restituiscano valori in termini di tensioni e deformazioni più gravosi rispetto agli stati limite di esercizio.

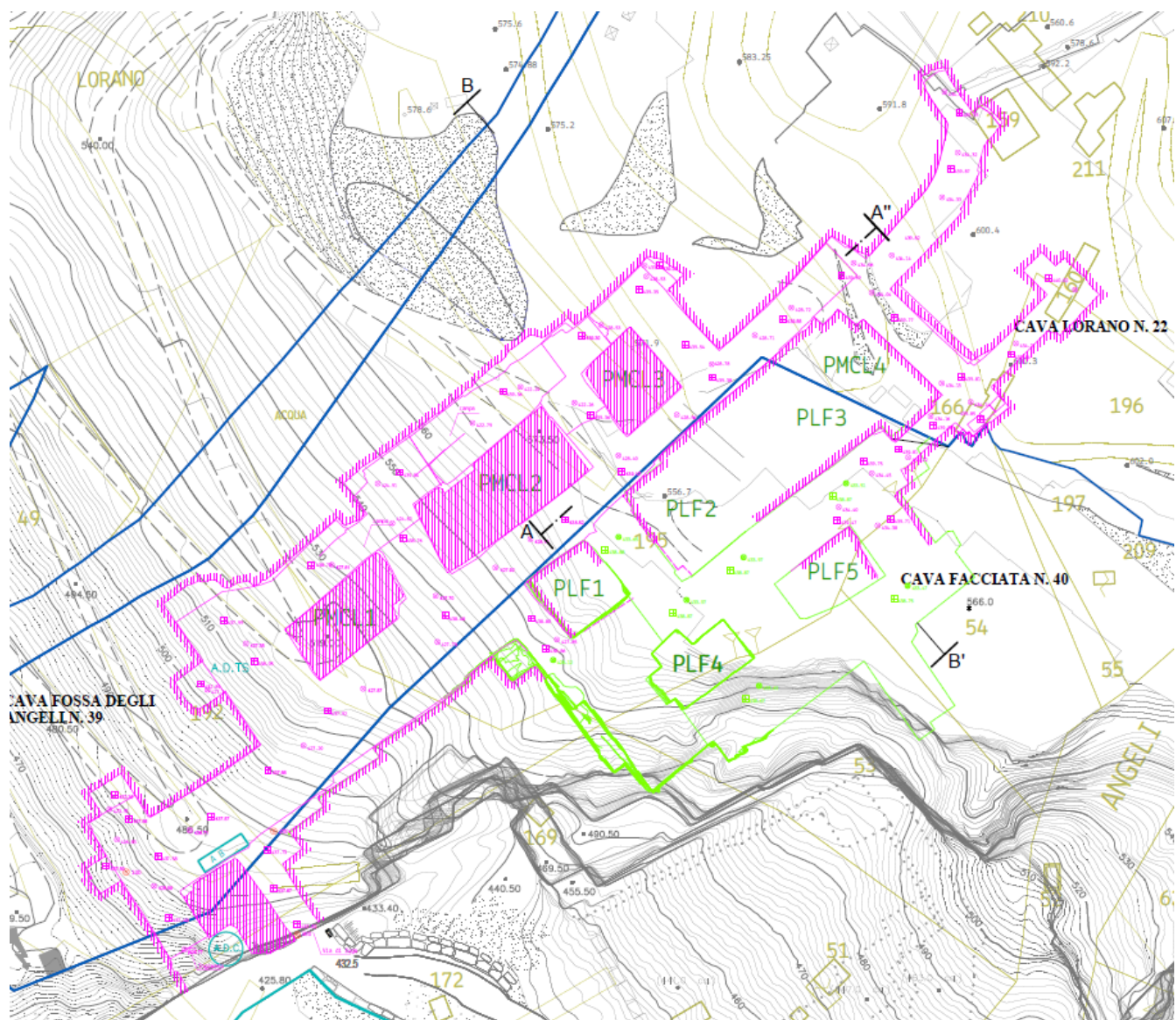
Per le opere in sotterraneo intese come i contorni a vuoti dello scavo in progetto il Cap.6.7.5 NTC18 impone che le verifiche globali agli stati limite ultimi vengano eseguiti secondo la COMBINAZIONE 2 (A2+M2+R2) dell'APPROCCIO 1 con valori dei coefficienti parziali di resistenza R1 ed R2 unitari.

Anche se la norma nulla dice in relazione alle verifiche sismiche, si è ritenuto a scopo cautelativo di inserire il contributo sismico all'interno delle verifiche effettuate secondo l'approccio A2+M2+R2 considerando tutti i coefficienti parziali di resistenza unitari.

All'interno della Cava n.39 Fossa degli Angeli ed a confine con la Cava n.40, oltre agli attuali pilastri PMCL1, PMCL2 e PMCL3 si verranno a realizzare i pilastri PMCL4 unito a PLF3 come sotto illustrato.

In relazione alla possibile variazione della geometria della struttura in relazione alle condizioni geostrukturali locali e non prevedibili al momento si è scelto di considerare le condizioni più sfavorevoli dal punto di vista della sicurezza, ovvero:

- sezione reagente minima;
- altezza della sezione reagente massima;
- copertura media massima (stato attuale);
- area tributaria massima.



STATO ATTUALE PILASTRO	Sup min (mq)	Altezza max (m)	Area Trib (mq)	Spessore medio (m)	Carico Verticale (MN)	Sollecitazione (Mpa)	FS	Fssisma
PMCL1	430.00	12.00	1400.00	90.00	3475.74	8.08	1.6939	1.71039
PMCL2	730.00	12.00	1690.00	120.00	5606.34	7.68	1.7829	1.80018
PMCL3	260.00	12.00	820.00	120.00	2690.28	10.35	1.3233	1.33613
PLF2	NON ESISTENTE							
PMCL4/PLF3	NON ESISTENTE							
STATO ATTUALE PILASTRO	Sup min (mq)	Altezza max (m)	Area Trib (mq)	Spessore medio (m)	Carico Verticale (MN)	Sollecitazione (Mpa)	FS	Fssisma
PMCL1	430.00	18.00	1400.00	90.00	3544.11	8.24	1.7277	1.67739
PMCL2	730.00	18.00	1690.00	120.00	5722.41	7.84	1.8166	1.76367
PMCL3	260.00	18.00	820.00	120.00	2731.62	10.51	1.3554	1.31591
PLF2	490.00	18.00	1290.00	120.00	4335.93	8.85	1.6093	1.56238
PMCL4/PLF3	1010.00	18.00	2120.00	150.00	8908.77	8.82	1.6144	1.56739

Dalle analisi tutti gli elementi di sostegno risultano verificati sia in condizioni statiche che sismiche con fattori di sicurezza sempre superiori a $F_{Smin}=1.30$.

Gli elevati spessori ancora presenti al di sotto del cantiere Fossa degli Angeli della Cava n.22 Lorano, fanno ritenere che almeno per questa fase progettuale non possano sussistere potenziali interferenze tra le attività estrattive.

7.4.PROGETTO IMPIANTO DI VENTILAZIONE

7.4.1. IMPIANTO DI VENTILAZIONE ESISTENTE

L'impianto di ventilazione esistente è rappresentato in arancio di seguito. Il ventilatore modello RS1000 è collocato nella spalla destra dell'accesso secondario a q. 433.40m s.l.m.. Da questo diparte una condotta tubolare di diametro 1000mm che percorre il diaframma compreso tra il cielo aperto e la camera principale.

In corrispondenza del termine del corridoio comune la tubazione subisce una prima biforcazione con conseguente riduzione di sezione a 800mm al fine di ventilare il cantiere sotterraneo della Cava n.40 "La Facciata" verso SE e della Cava n.39 "Fossa degli Angeli" verso NW.

In corrispondenza del pilastro PMCL3 la tubazione subisce una seconda biforcazione che permette di raggiungere il ramo NE di lavorazione ed il ramo NE fermo in modo da generare una corrente d'aria inversa.

RS 1000

Tra-Bo Ventilatori S.r.l.
Ventilatori industriali e civili

Peso ventilatore in kgf
Poids du ventilateur en kgf
Weight of ventilator in kgf
Gewicht des Ventilators in kgf
Peso ventilador en kgf

570 Kgf

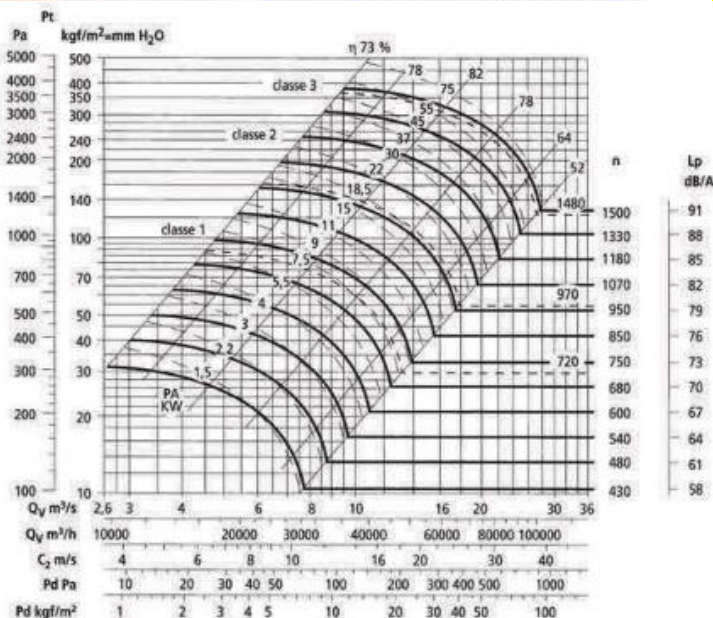
PD² = 78 kgf m²
GD² = 78 kgf m²

Massima velocità di rotazione
Vitesse maximum de rotation
Maximum rotation speed
Maximale Drehgeschwindigkeit
Maxima velocidad de rotación

	Classe 1	Classe 2	Classe 3
< 100°C =	1000	1240	1600
100 + 200°C =	900	1120	1400
200 + 300°C =	800	1000	1240

Tolleranza sulla rumorosità + 3 dB
Tolérance sur le bruit + 3 dB
Noise tolerance + 3 dB
Geräuschtoleranz + 3 dB
Tolerancia respecto a ruido + 3 dB

Tolleranza sulla potenza
assorbita ± 3%
Tolérance sur la puissance
absorbée ± 3%
Absorbed power tolerance ± 3%
Leistungsaufnahmetoleranz ± 3%
Tolerancia acerca de la potencia
absorbida ± 3%



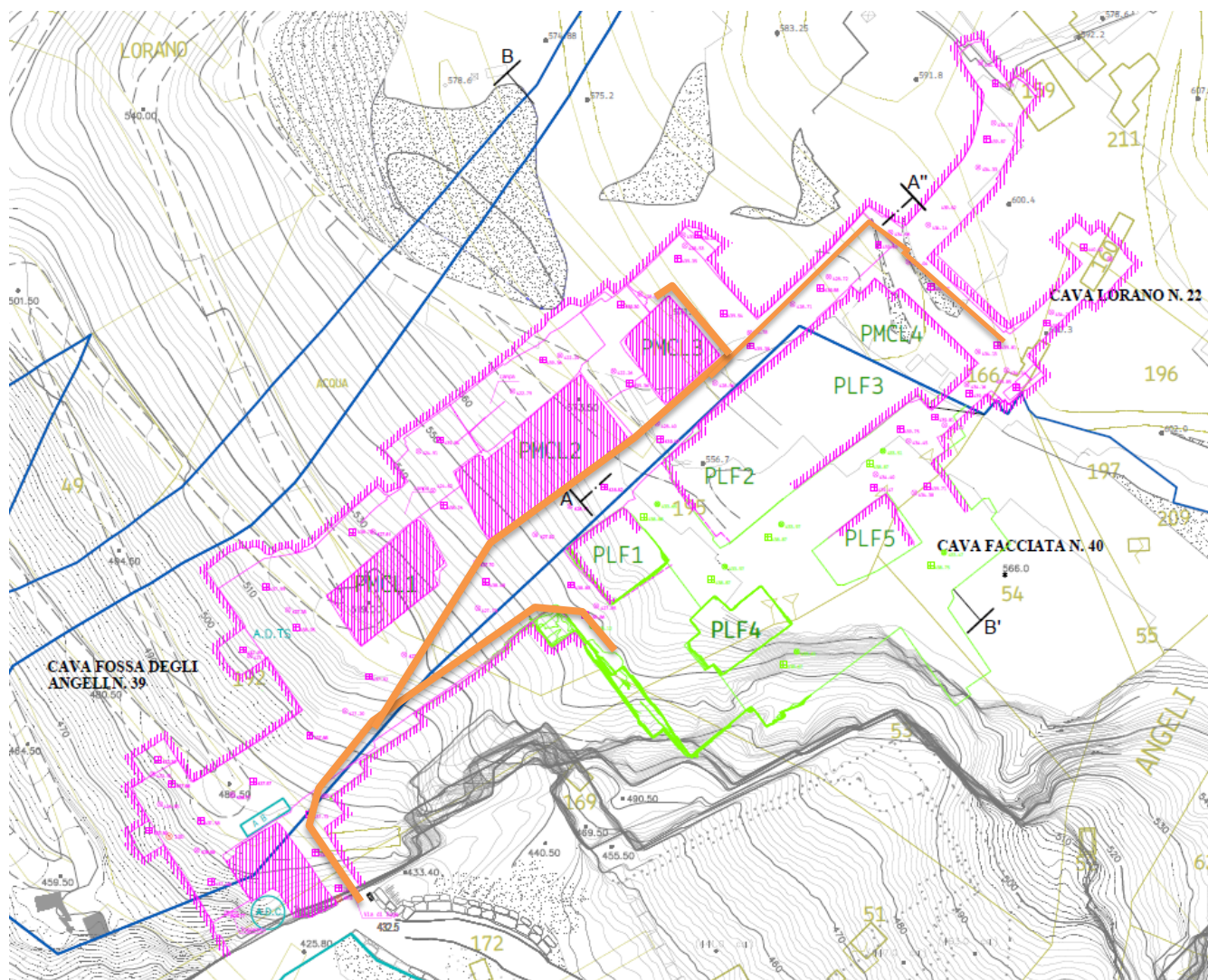


Figura 5: Impianto di ventilazione (in arancio) allo stato attuale.

7.4.2. IMPIANTO DI VENTILAZIONE DI PROGETTO

Nella variante non si prevede si proseguire i tracciamenti "ciechi", ma di coltivare esclusivamente le camere già realizzate ove è già presente l'impianto di ventilazione.

In ragione di dette previsioni progettuali l'impianto di ventilazione non necessiterà di ulteriori modifiche rispetto allo stato attuale.

7.5.MONITORAGGI STRUTTURALI

All'interno del cantiere sotterraneo è ad oggi presente un sistema di monitoraggio delle deformazioni rigide in corrispondenza dei pilastri P7, P9, del diaframma D1, del Pilastro P1 e del portale di accesso, con quest'ultimi nell'area in disponibilità della Cava n.40.

In relazione all'attuale sistema di monitoraggio, gestito dall'Ing. Gardenato, si conclude che *"le determinazioni condotte attraverso i 26 trasduttori di spostamento a corde vibranti che compongono le 8 postazioni di misura attive, paiono non segnalare alcun movimento in atto degno di nota."*

Carrara, 10.10.2025

Il Legale Rappresentante

Sig. Mario ROSSI

Il Tecnico

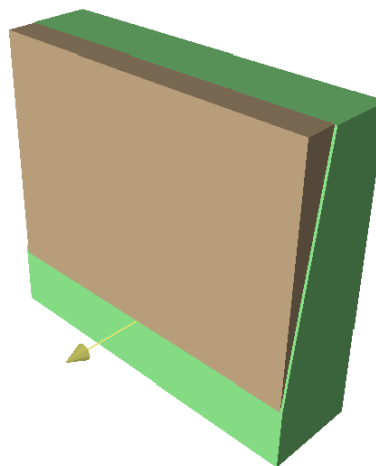
Dott. Ing. Giacomo DEL NERO

ALLEGATI

ALLEGATO 1A: VERIFICHE CINEMATISMI PLANARI (ROCPLANE ®)

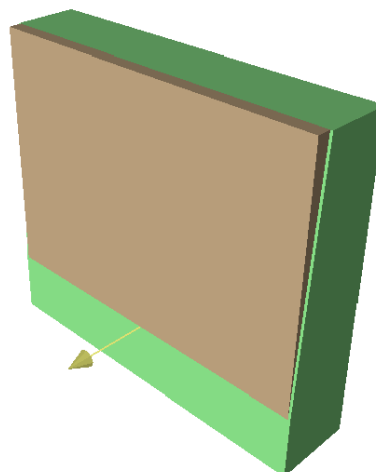
SISTEMA K1

Factor of Safety	0.05
Driving Force	10.64t/m
Resisting Force	0.51t/m
Wedge Weight	10.66t/m
Wedge Volume	3.95m ³ /m
Shear Strength	0.51t/m ²
Normal Force	0.85t/m
Seismic Force	0.64t
Plane Waviness	0.0°



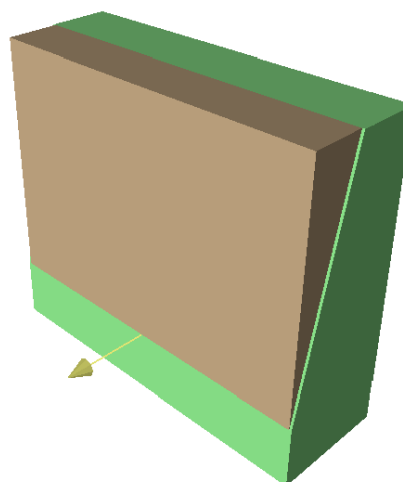
SISTEMA K2

Factor of Safety	0.01
Driving Force	4.55t/m
Resisting Force	0.03t/m
Wedge Weight	4.54t/m
Wedge Volume	1.68m ³ /m
Shear Strength	0.03t/m ²
Normal Force	0.04t/m
Seismic Force	0.27t
Plane Waviness	0.0°

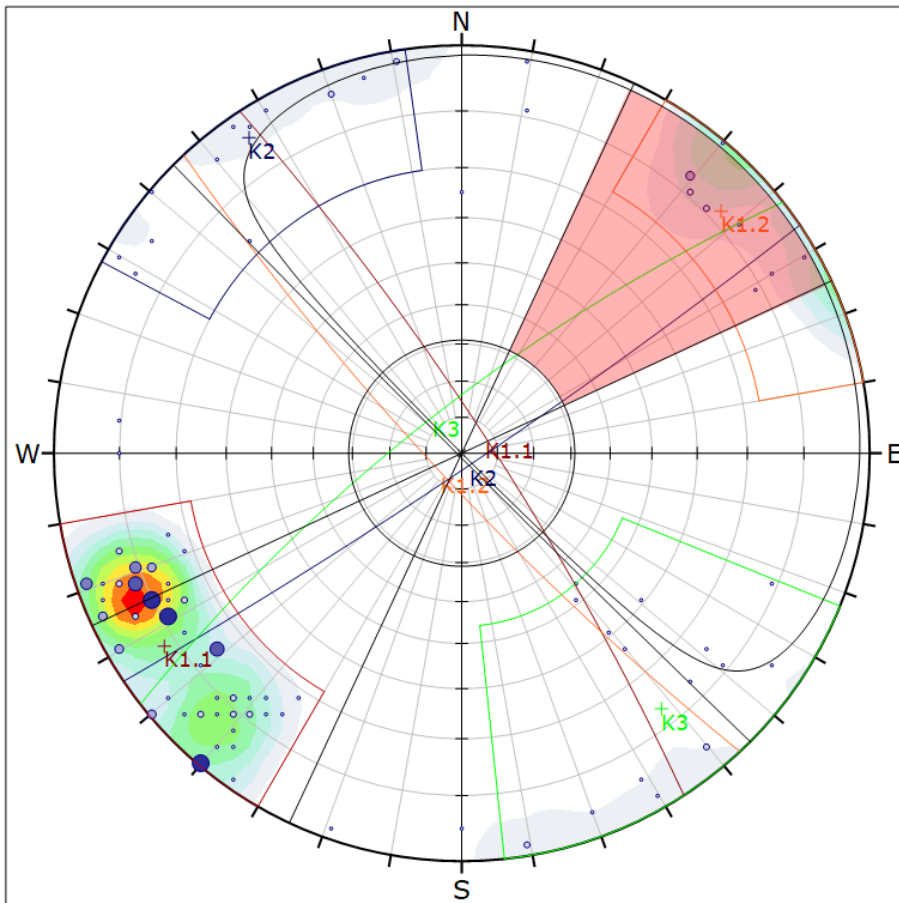


SISTEMA K3

Factor of Safety	0.10
Driving Force	18.28t/m
Resisting Force	1.85t/m
Wedge Weight	18.51t/m
Wedge Volume	6.85m ³ /m
Shear Strength	1.85t/m ²
Normal Force	3.08t/m
Seismic Force	1.11t
Plane Waviness	0.0°

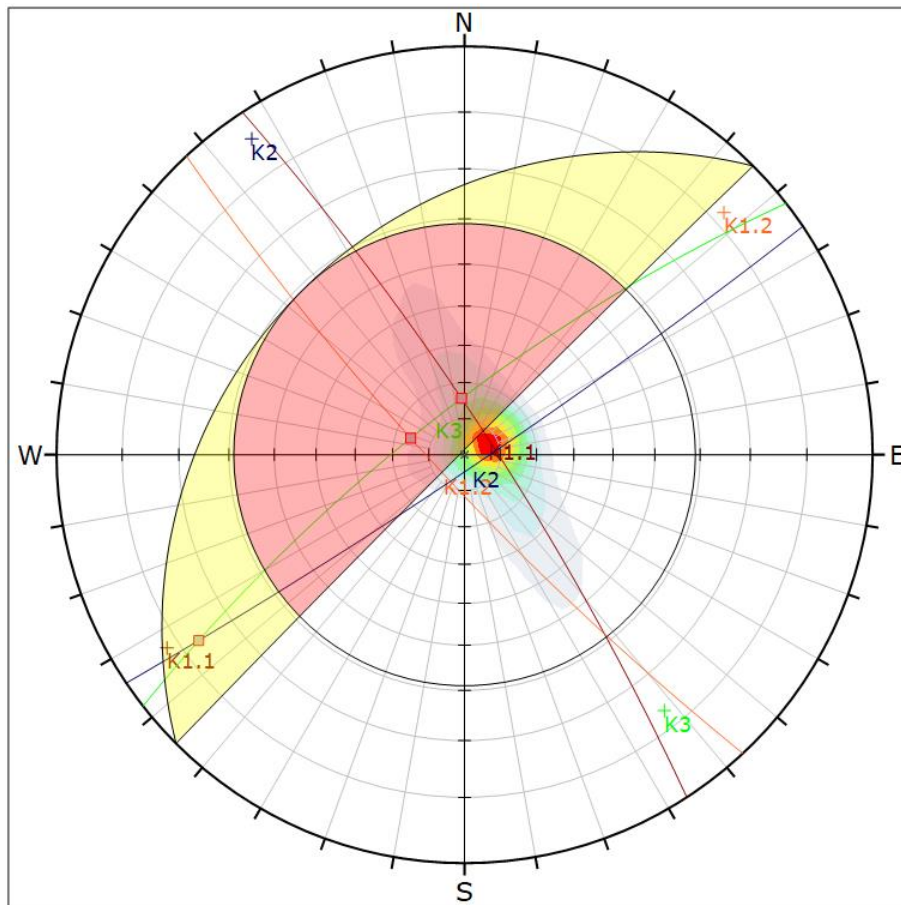


FRONTE N 135 ESPOSTO SW

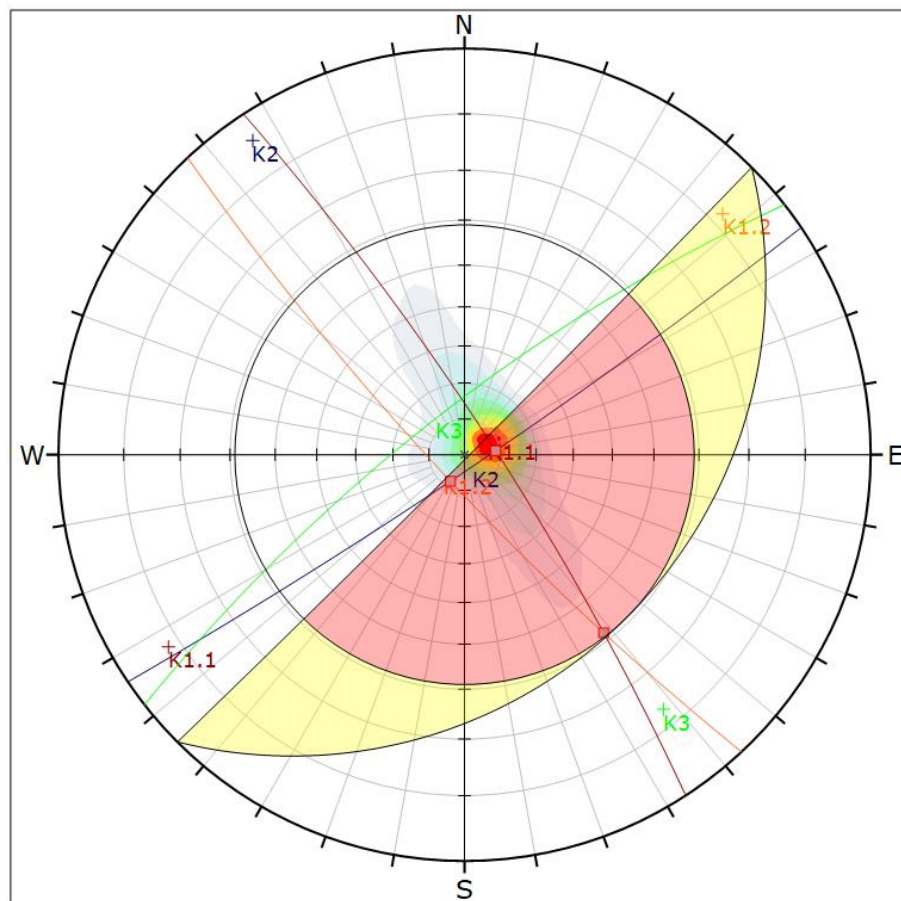


ALLEGATO 1c: VERIFICHE CINEMATISMI TRIDIMENSIONALI (TEST DI MARKLAND)

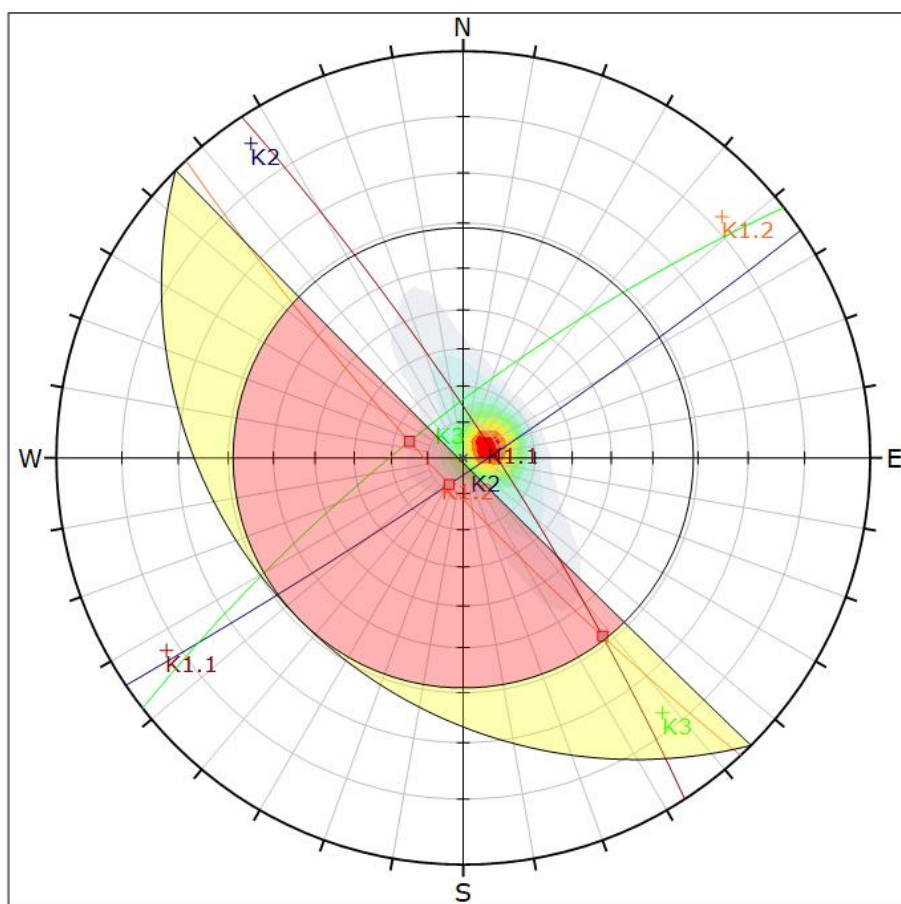
FRONTE N 045 NW



FRONTE N 045 SE

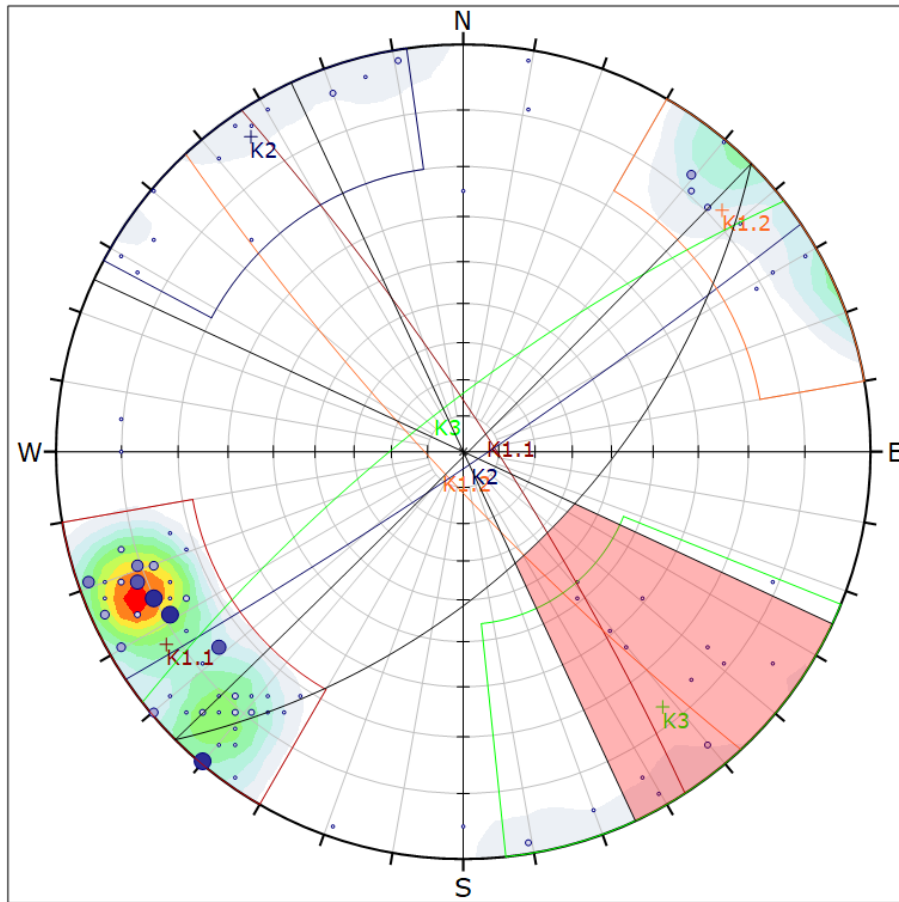


FRONTE N 135 SW

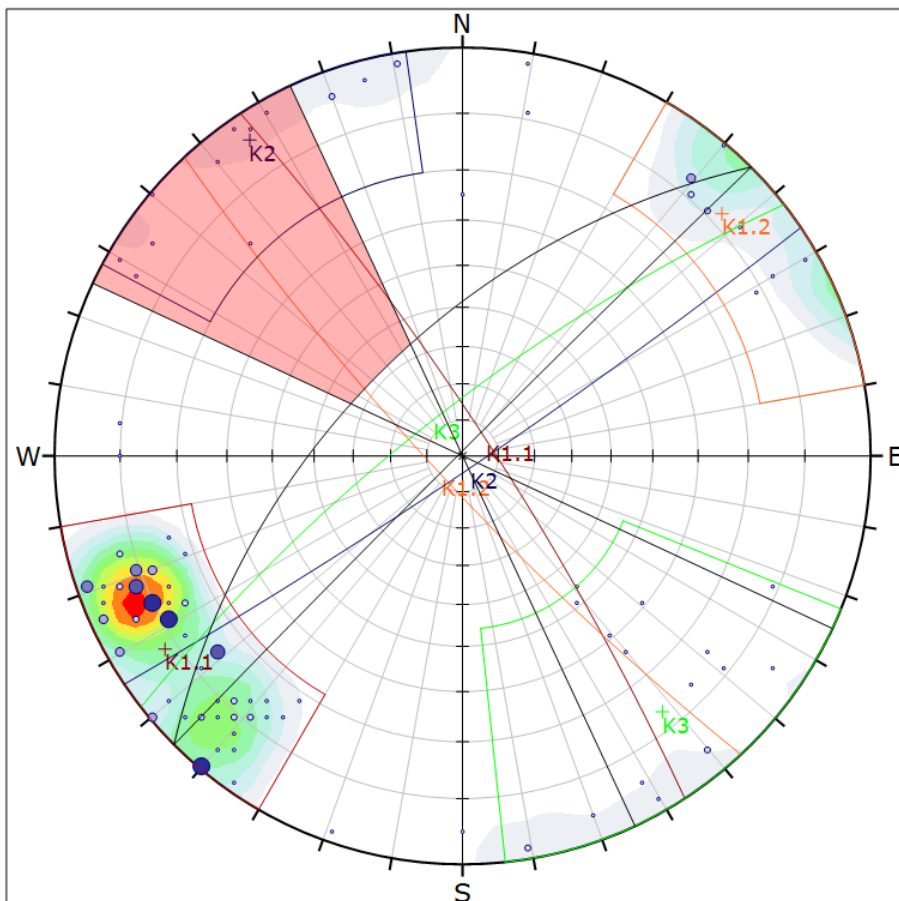


ALLEGATO 1D: VERIFICHE TOPPLING (TEST DI MARKLAND)

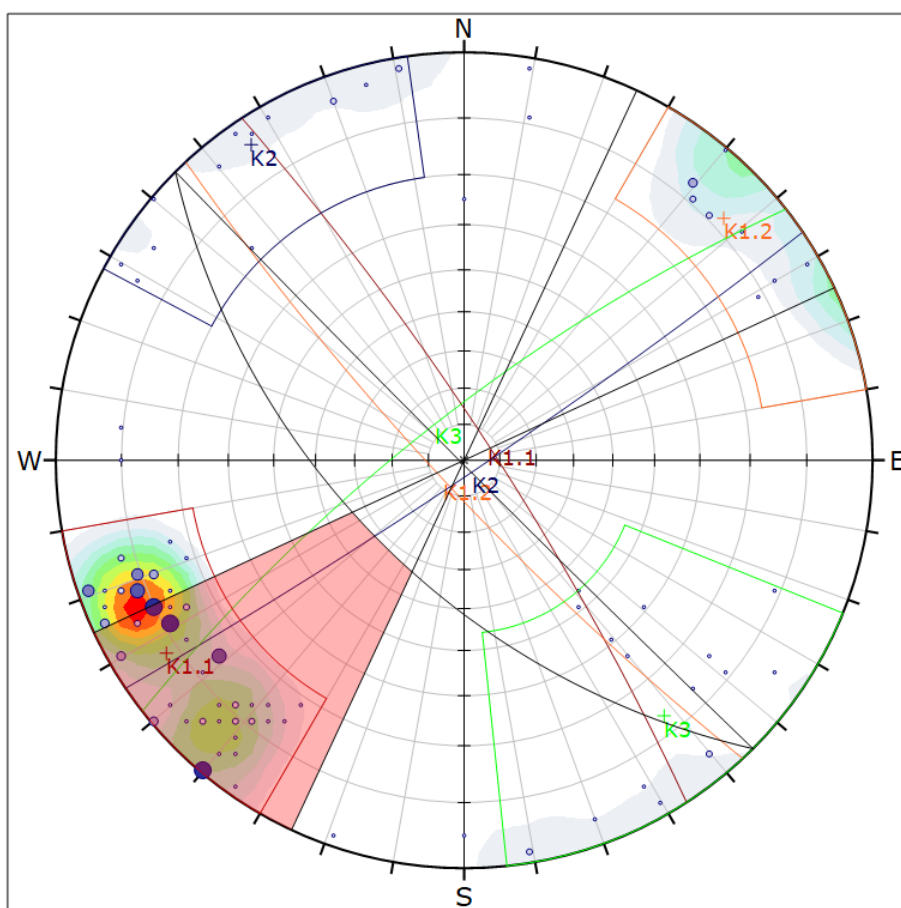
FRONTE N 045 esposto NW



FRONTE N 045 esposto SE



FRONTE N 135° ESPOSTO SW



APPENDICE A: CLASSIFICAZIONE GEOMECCANICA

PARAMETRI			CAMPO VALORI						
1	Resistenza	Carico di punta	>100 Kg/cmq	40-100 Kg/cmq	20-40 Kg/cmq	10-20 Kg/cmq	non applicabile		
	roccia	Compressione uniassiale	>2500 Kg/cmq	>1000-2500 Kg/cmq	500-1000 Kg/cmq	250-500 Kg/cmq	50-250 Kg/cmq	10-50 Kg/cmq	>10 Kg/cmq
	INDICE		15	12	7	4	2	1	0
2	RQD		90-100%	75-90%	50-75%	25-50%	<25%		
	INDICE		20	17	13	8	3		
3	SPAZIATURA		>2 m	0.6-2 m	200-600 mm	60-200mm	<60 mm		
	INDICE		20	15	10	8	5		
4	CONDIZIONE GIUNTI (Valore valutato in base alla sez. E)		Superfici molto scabre non continue. Pareti roccia dura	Superfici scabre Apertura <1 mm Pareti roccia dura	Superfici scabre Apertura <1mm Pareti roccia alterata	Superfici Lisce o laminate o riempimento <5mm o apertura 1-5 mm Giunti continui	frammentazione tenero spessore > 5 mm o giunti aperti > 5 mm Giunti continui		
	INDICE		30	25	20	10	0		
5	CONDIZIONI IDRAULICHE	Afflusso per 10 m lunghezza tunnel	Assente	<10	10-25 litri/min	25-125 litri/min	>125 litri/min		
		Rapp.: tra Pressione acqua nei giunti su sol. Nat. In situ	0	<0.1	0.1-0.2	0.2-0.5	<0.5		
		Condizioni generali	Complet. Asciutto	Debol. Umido	Solo umidità	Acqua in debole pressione	Severi problemi idraulici		
	INDICE		15	10	7	4	0		

Tabella 24: Parametri di classificazione degli ammassi rocciosi (After Bienawski, 1989).

N = $\sum n_i$	0-21	21-40	41-60	61-80	81-100
CLASSE	V	IV	III	II	I
QUALITA' DELLO AMMASSO	molto scadente	scadente	discreta	buona	ottima
c Kg/cmq	>1.0	1.0-2.0	2.0-3.0	3.0-4.0	>4.0
ϕ	<15°	15°-25°	25°-35°	35°-45°	>45°
GIUDIZIO SULLE DIFFICOLTA' DELLO SCAVO	nessuna difficoltà	può essere scavato facilmente frammentazione notevole	discrete difficoltà	si cava con difficoltà frammenti di notevoli dimensioni	notevoli difficoltà di scavo
T	30 min	10 ore	7 giorni	1 anno	20 anni
L	1 m	2.5 m	5 m	10 m	15 m

Tabella 25: Classificazione degli ammassi rocciosi (After Bienawski, 1989).

APPENDICE B: PARAMETRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA

19/01/22, 21:56

EdiLus-MS - Servizio Rilevazione Pericolosità Sismica - ACCA software

EdiLus-MS

Mappe Sismiche

EdiLus-MS è il software ACCA per individuare la pericolosità sismica c località italiane direttamente dalla mappa. Scrivi l'indirizzo e/o sposta il sito che ti interessa e otterrai dinamicamente tutti i parametri di pericol

ad es. "Contrada Rosole, 13 BAGNOLI IRPINO"

CAVA 39 FOSSA DEGLI ANGELI



44.11369206, 10.15436613

Latitudine (WGS84)

44.10357694

Longitudine (WGS84)

10.12238961

Latitudine (ED50)

44.105342

Longitudine (ED50)

10.12347

Altitudine (mt)

439

Classe dell'edificio

II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti ▼

Vita Nominale Struttura

50 ▼

Periodo di Riferimento per l'azione sismica

50

Parametri di pericolosità Sismica

Stato Limite	T_r [anni]	a_g/g [-]	F_o [-]	T_c^* [s]
Operatività	30	0.051	2.450	0.240
Danno	50	0.065	2.464	0.253
Salvaguardia Vita	475	0.162	2.395	0.287
Prevenzione Collasso	975	0.208	2.385	0.296

[Termini e Condizioni di utilizzo di EdilLus-MS](#)

<https://www.acca.it/edilus-ms/>



Tel.: 0827/69.504 - Fax: 0827/60.12.35
P.IVA 01883740647 - E-mail: info@acca.it

1/2