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)

tel. +39 0585.788459
cel. +39 327 3750954

e-mail: giacomo.delnero@gmail.com
giacomo.delnero@ingpec.eu

Progetto:

VARIANTE AL PIANO DI COLTIVAZIONE AI SENSI DELL'ART.23 COMMA 1 L.R.35/15 E S.M.I. CAVA N.11 FAGGETA BACINO N°1 PESCINA BOCCANAGLIA -SCHEDA PIT/PPR N.14-COMUNE DI CARRARA (MS)

Titolo documento:

RELAZIONE GEOMECCANICA DI STABILITA' DEI FRONTI, DELLE TECCHIE E DEGLI SCAVI SOTTERRANEI

ART.4 COMMA1 DPGR 72/R (ART.17 COMMA 1 LETT. C) L.R. 35/15)

Committente:	LAVORAZIONI ARTIGINALI VENTURINI SRLS	
Località:	*Comune/i:*	*Provincia:*
CAVA N.11 FAGGETA BACINO N°1 PESCINA BOCCANAGLIA SCHEDA PIT/PPR N°14	CARRARA	MASSA CARRARA

Il legale rappresentante		Il TECNICO
Sig. Emanuele VENTURINI		Dott. Ing. Giacomo DEL NERO
LAV SRLS Datore di Lavoro P. iva e Cod. Fiscale 01523150458		ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI MASSA CARRARA Giacomo Del Nero SEZIONE A N° 917 Ingegnere civile ambientale ed edile

APRILE 2022

RELAZIONE TECNICA	Tipologia	Numero	Pagine:	Denominazione file:	Allegati:
	GEO	22.005.00	113	relazione stabilita_cava11_var22	Tavole Grafiche

SOMMARIO

SOMMARIO **2**

1. PREMESSA **5**

2. METODOLOGIA DI VERIFICA **5**

3. LOCALIZZAZIONE GEOGRAFICO-TOPOGRAFICA **6**

3.1. STATO ATTUALE 7
3.2. PROGETTO DI COLTIVAZIONE 8
3.3. ORIENTAZIONE FRONTI, CAMERE, TRACCIAMENTI 10

4. CARATTERIZZAZIONE GEOSTRUTTURALE DELL'AMMASSO ROCCIOSO **11**

5. CLASSIFICAZIONE GEOMECCANICA **13**

5.1. CARATTERISTICHE MECCANICHE DELLA ROCCIA INTATTA 13
5.2. CLASSIFICAZIONE DI BIENIAWSKI (1989) 13
5.3. DEFINIZIONE DEL GSI (1997) 13
5.4. CARATTERISTICHE MECCANICHE DELL'AMMASSO ROCCIOSO 14
5.5. RESISTENZA DELLE DISCONTINUITÀ 15

6. CRITERI DI PROGETTAZIONE E VERIFICA **18**

6.1. AZIONI 18
6.1.1. caratterizzazione delle azioni 18
6.1.2. combinazione delle azioni 18
6.1.3. verifiche agli stati limite ultimi (SLU) 19
6.1.4. azioni 19
6.1.5. parametri geotecnici e resistenze 20
6.1.6. fronti e tecchie 20
6.1.7. cantiere sotterraneo 20
6.1.8. sistemi di consolidamento (eventuali) 21
6.2. AZIONI DOVUTE AL SISMA 21
6.2.1. vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento 21
6.2.2. tempo di ritorno del sisma 22
6.2.3. categoria di sottosuolo 22
6.2.4. condizioni topografiche 22
6.2.5. valutazione dell'azione sismica 23
6.3. DIMENSIONAMENTO DEI SISTEMI DI CONSOLIDAMENTO 24
6.3.1. carichi sfavorevoli 24
6.3.2. carichi favorevoli 25
6.3.3. consolidamenti puntuali 25
6.3.4. serie commerciale 25
6.3.5. verifica a taglio 26
6.3.6. verifica a sfilamento 26
6.4. VALORI DI CALCOLO 27

7. ANALISI DI STABILITÀ DEI FRONTI **28**

7.1. VERIFICHE DEI FRONTI 31
7.1.1. fronte orientato N 045-055 subverticale esposto NW 31
7.1.2. fronte orientato N 045-055 subverticale esposto SE 32
7.1.3. fronte orientato N 0135-145 subverticale esposto NE 33
7.1.4. fronte orientato N 140 subverticale esposto SW 34
7.2. EFFETTI DELLE DISCONTINUITÀ SULLA POSIZIONE DEI FRONTI 35

8. VERIFICA DEI CANTIERI SOTTERRANEI **36**

8.1.1. verifica generale della soletta di copertura 36
8.1.2. verifica strutturale dei portali di accesso 39
8.1.3. verifiche deterministiche dei portali di accesso 42
8.1.3.1. definizione delle masse isolate 43
8.1.3.2. settore 1 portale 43
8.1.3.2.1. elemento A- 43
8.1.3.2.2. elementi B-C-D 43

8.1.3.2.3. elemento E 44
8.1.3.2.4. elemento F-G-H 44
8.1.3.2.5. elemento I- 45
8.1.3.2.6. elementi L-M 45
8.1.3.3. settore 2 intermedio 46
8.1.3.3.1. elemento A- 46
8.1.3.3.2. elementi B-C 46
8.1.3.3.3. elemento D 47
8.1.3.3.4. elemento E-F-G 47
8.1.3.3.5. elemento H 48
8.1.3.3.6. elementi I-L 48
8.1.3.3.7. soluzione alternativa 49
8.1.3.4. settore 3 superiore 49
8.1.3.4.1. elemento A-B-C 49
8.1.3.4.2. elemento D 49
8.1.4. elementi E-F-G 50
8.1.4.1.1. elemento H 50
8.1.4.1.2. soluzione alternativa 51
8.2. ANALISI STATISTICA DEI CUNEI TRIDIMENSIONALI 52
8.2.1. tracciamento N 055-235/00 52
8.2.2. tracciamento N 0145-325/00 55
8.2.3. tracciamento N 115/00 57
8.2.4. tracciamento N 165/00 60
8.2.5. osservazioni ai cinematismi tridimensionali 62
8.3. VERIFICHE STRUTTURALI DEI PILASTRI E DEI DIAFRAMMI 63
8.3.1. diaframma D1 65
8.3.1.1.1. verifica della resistenza a compressione 65
8.3.2. pilastro P1 66
8.3.2.1.1. verifica della resistenza a compressione 66
8.3.3. progetto impianto di ventilazione 67

9. ANALISI DELLE TECCHIE 67

9.1. VERIFICHE ANALITICHE 68
9.1.1. tecchia N025/85 esposta NW 20-30m 68
9.1.2. tecchia N030/70-75 esposta NW 60m 69
9.1.3. tecchia N020/85 esposta SE 20-30m 70
9.1.4. tecchia N070/89 esposta SE 20-30m 71
9.1.5. tecchia N130/85 esposta SW 60m 71
9.1.6. tecchia N150/89 esposta SW 20m 72
9.1.7. tecchia N155/80 esposta SW 60-75m 73
9.2. DOMINIO INFERIORE O SETTENTRIONALE 75
9.3. DOMINIO CENTRALE 77
9.4. DOMINIO MERIDIONALE O SUPERIORE 78
9.4.1. parte superiore 78
9.4.1.1. settore A 79
9.4.1.2. settore B 79
9.4.1.3. settore C 79
9.4.1.4. considerazioni geomeccaniche 84
9.4.1.5. interventi nella parte superiore 84
9.4.1.6. settore A 84
9.4.1.6.1. consolidamento corticale area I 84
9.4.1.6.2. consolidamento corticale area II 85
9.4.1.7. settore B 88
9.4.1.7.1. sub-settore b1 88
9.4.1.7.2. sub-settore B2 89
9.4.1.7.3. sub-settore B3 89
9.4.1.7.1. sub-settore B3 fratturato 89
9.4.1.7.2. sub-settore B3 basale 90
9.4.1.8. settore C 93
9.4.1.8.1. sub-settore C1 93
9.4.1.8.2. sub-settore C1 parte intatta 93
9.4.1.8.3. sub-settore C1 parte fratturata 94
9.4.1.9. sub-settore C2 95
9.4.2. parte di bonifica 96
9.4.3. parte di messa in sicurezza 97

ALLEGATI 98

ALLEGATO 1A: VERIFICHE CINEMATISMI PLANARI (ROCPLANE ®) 98
ALLEGATO 1B: VERIFICHE CINEMATISMI PLANARI (TEST DI MARKLAND) 100
ALLEGATO 1C: VERIFICHE CINEMATISMI TRIDIMENSIONALI (TEST DI MARKLAND) 102
ALLEGATO 1D: VERIFICHE TOPPLING (TEST DI MARKLAND) 104

ALLEGATO 2: VERIFICHE DELLE TECCHIE 106

ALLEGATO 2A: VERIFICHE PLANARI(TEST DI MARKLAND) 106
ALLEGATO 2B: VERIFICHE TRIDIMENSIONALI(TEST DI MARKLAND) 109
APPENDICE A: CLASSIFICAZIONE GEOMECCANICA 112

APPENDICE B: PARAMETRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA 113

1. PREMESSA

Su incarico della LAV SRLS, ditta esercente la Cava n°11 FAGGETA sita nel sub-giacimento Porcinacchia-Carbonara, nel Bacino Estrattivo n°1 di Pescina-Boccanaglia, Comune di 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 ai sensi dell'Art.2 Comma D) DPGR 72/R e dell'Art. 17 Comma 1 lett.A) della L.R. 35/15.

Per la caratterizzazione geologica e geomeccanica dell'ammasso roccioso si rimanda alla Relazione Geologica redatta dal Dott. Geol. Fiorenzo DUMAS nonché i dati storici in disponibilità della Società a supporto di precedenti piani, varianti ed eventuali consolidamenti supplementari valutati in corso d'opera.

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 geostrutturali 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 geostrutturali 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 vita (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, cosí da individuare eventuali casi reali di potenziale scivolamento planare, tridimensionale e ribaltamento;
13. Discussione dei risultati ottenuti.

3. LOCALIZZAZIONE GEOGRAFICO-TOPOGRAFICA

L'unità estrattiva è ubicato nel Bacino Estrattivo n° 1 di Pescina Boccanaglia e nella Scheda n.14 Pescina-Piscinicchi-Boccanaglia bassa ai sensi dell'Allegato 5 del PIT della Regione Toscana, in località Porcinacchia-Carbonera, nel Comune di Carrara, in sinistra idrografica dell'omonimo canale ed identificata catastalmente al Mappale 74 del Foglio 19 del Nuovo Catasto Terreni del Comune di Carrara.

L'accesso al sito avviene tramite un'unica via di arroccamento, costituita di diversi tornanti, che raggiunge l'unità estrattiva da NW attraverso l'area in disponibilità della Cava n.10 Calacata, mentre l'unica strada pubblica per raggiungere l'area risulta Via di Boccanaglia che si sviluppa in direzione settentrionale dall'abitato di Torano (MS).

3.1. STATO ATTUALE

La cava, si estende per circa 24'600mq, ed è suddivisa in:

- un settore orientale coincidente con il dominio geologico dei calcari selciferi, caratterizzato da versanti indisturbati a copertura vegetale da basso ad alto fusto;
- un settore centrale delimitato a nord dal Fosso di Carbonara e coincidente con il dominio geologico dei marmi ove, in passato, si sono concentrate attività antropiche che hanno portato alla realizzazione di tecchie sub-verticali soprastanti gradonature e piazzali;
- un settore sud-occidentale coincidente con l'impluvio del Fosso di Carbonara o Pulcinacchia ove è stato realizzato un conoide detritico a ricoprimento degli affioramenti di grezzone;

L'accesso al sito avviene tramite un'unica via di arroccamento, costituita di diversi tornanti, che raggiunge l'unità estrattiva da NW attraversando il Canale Porcinacchia e la parte meridionale della Cava n.10 Calacata, mentre l'unica via pubblica per raggiungere l'area risulta Via di Boccanaglia che si sviluppa in direzione settentrionale dall'abitato di Torano (MS). La cava viene suddivisa in:

- due cantieri a cielo aperto:
  - il cantiere inferiore nel settore NW, limitrofo il Fosso di Carbonara e sede di pertinenze (viabilità, aree di stoccaggio, etc.) ove sono presenti due gradoni residuali a q.460.0m e 470.0m s.l.m.;
  - il cantiere superiore delimitato ad Est dalla tecchia ove si colloca l'area servizi a q.488.0m s.l.m., un piazzale attivo a q.487.0-488.0m s.l.m. in fase di ribasso a q.484.0-485.0m s.l.m. (SCIA 2021) e gradoni residuali a q.496.0m s.l.m. nel settore meridionale;
- Un cantiere sotterraneo a q.487.0-488.0m s.l.m., all'interno del quale si sta realizzando il ribasso del piano di calpestio di circa 3.0m (SCIA 2021), accessibile dal piazzale del cantiere superiore, costituito da una T di luce circa 9.0m ed altezza 5.5m avente direzione NE-SW con rami esplorativi sub-ortogonali in direzione NW e SE;
- un'area di stoccaggio del materiale da taglio a q.454.0-456.0m s.l.m. ubicata parzialmente all'interno del Fosso Carbonara/Porcinacchia per cui la Società ha presentato domanda di Autorizzazione al guado e Concessione di Demanio Idrico per circa 1'194.0mq al Genio Civile della Regione Toscana.

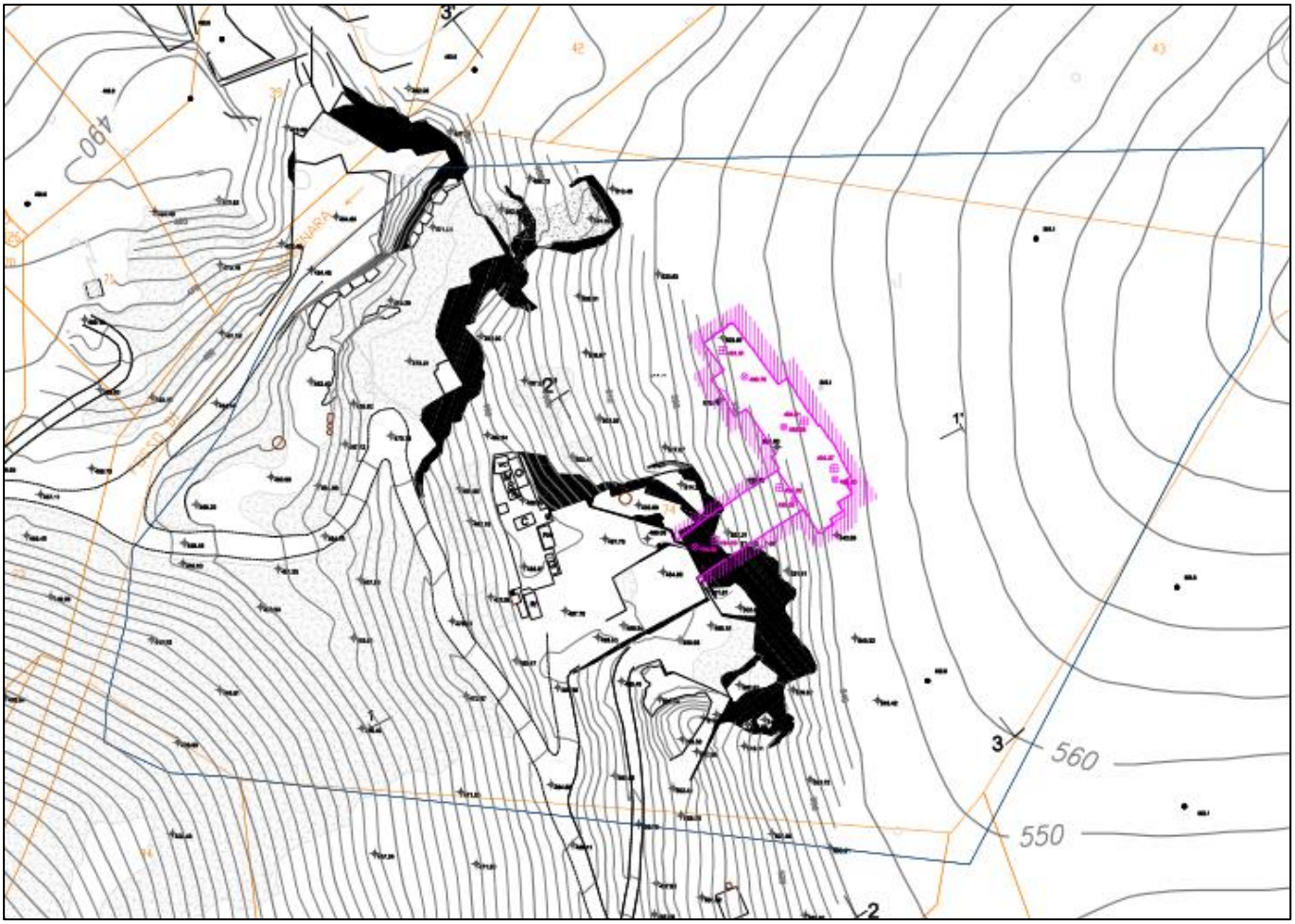


Figura 1: Planimetria dello stato attuale della Cava n.11 (in magenta il cantiere sotterraneo).

3.2. PROGETTO DI COLTIVAZIONE

Il ciclo di lavoro programmato ha durata di 5 anni e quantità sostenibili di circa **61'055mc**, valore inferiore al volume previsionale da PABE Scheda n.14.

I vari sopralluoghi in sito hanno evidenziato, nel settore meridionale ed alla base delle vecchie tecchie aree già isolate dal monte ed ad elevato grado di fratturazione (fasce cataclastiche, cappellaccio) 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; allo scopo si prevede pertanto anche l'asportazione di ammasso roccioso per:

- **7'111mc** per lavori di **messa in sicurezza** per situazioni previste dal piano di coltivazione ai sensi dell'**Art.14 Comma 9 della Disciplina del PRC** e meglio descritti nella Relazione Geomeccanica ed Analisi di Stabilità e che risulterebbe instabile in assenza di un'idonea programmazione;
- **3'596 mc** circa per lavori di scoperchiatura del giacimento previsti per l'ampliamento del piazzale a cielo aperto in direzione sud-occidentale, valore inferiore al 5% del volume complessivamente abbattuto e da realizzare in circa 5 mesi di attività, valore inferiore al 10% della durata dell'intera variante al piano di coltivazione (60mesi)

come previsto all'**Art.13 comma 8 della Disciplina di PRC** ed all'**Art.30 Comma 8 delle NTA del PABE;**

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.

Nel contempo si prevede l'asportazione di materiale detritico per circa 5'112mc di materiale detritico dal settore inferiore del conoide adiacente alla cava, interno alle aree definite a **pericolosità geomorfologica medio-elevata** (G3a) nelle Tavole del Quadro Progettuale del PABE Scheda n.14: Bacino di Pescina-Piscinicchi-Boccanaglia Bassa ovvero ricadenti in interventi di messa in sicurezza geomorfologica.

Tutto il materiale incoerente viene asportato per ragioni di sicurezza (**Art.24 Comma7 PABE**), ed in subordine per la realizzare del progetto di coltivazione (**Art.24 Comma8 PABE**), ovvero per la modifica della viabilità di accesso e l'apertura di nuovi sbassi (**Art.30 Comma 5**). Di conseguenza l'intervento di asportazione del materiale incoerente porterà benefici dal punto di vista ambientale, della sicurezza del cantiere (mantenimento

versanti detritici con angoli inferiori a quelli di natural riposo e viabilità con pendenze ed ampiezze adeguate ai mezzi) e geomorfologici (riduzione delle altezze dei conoidi). ***Pertanto gli interventi non concorrono ne alle percentuale di resa, ne al raggiungimento degli obiettivi di produzione sostenibile ai sensi dell'Art.25 Comma 5 della Disciplina di***

PRC e dell'Art.32 Comma 7 delle NTA del PABE.

Per i dettagli si rimanda allo Studio specifico.

Il programma di lavoro quinquennale esplicitato in due fasi può subire comunque variazioni nell'ordine di esecuzione, sia per particolari esigenze organizzative sia per interventi da parte degli Enti preposti al controllo. Al fine di rendere più esplicite le operazioni progettuali, di seguito si procede ad una descrizione più dettagliata.

Il presente piano quinquennale (2022-2027) di lavoro prevede:

- sviluppare i tracciamenti del cantiere sotterraneo nelle direttrici NW e SE realizzando due camere di coltivazione ove i sondaggi geognostici realizzati nel 2018 hanno evidenziato la presenza di qualità merceologiche di maggior pregio;
- Bonificare il settore meridionale andando a rimuovere elementi lapidei residuali già isolati dal monte e scoprendo il giacimento produttivo al fine di ampliare il piazzale principale di q.488.0m s.l.m.;
- Coltivare il piazzale principale a cielo aperto mediante ribassi successivi di circa 6.0m fino alla q. 470.0m s.l.m. andando nel contempo ad asportare la parte apicale del deposito detritico ove è collocata la viabilità di accesso;

- Realizzare un secondo accesso al cantiere sotterraneo a q.482.0m s.l.m., in corrispondenza del fronte residuale avente esposizione NW nel settore meridionale e proseguire i ribassi esterni anche all'interno delle gallerie;
- Spostare nel cantiere inferiore, nel piazzale bonificato di q.471.0m s.l.m., l'area servizi, mantenendo le limitrofe aree di stoccaggio;

In questo modo, a seguito delle attività di preparazione del giacimento/messa in sicurezza del sito/asportazione dei ravaneti si provvederà all'estrazione dei marmi all'interno dei precedenti perimetri dei cantieri attivi.

3.3. ORIENTAZIONE FRONTI, CAMERE, TRACCIAMENTI

Di seguito si riporta l'orientazione dei fronti nelle condizioni attuali e di progetto.

CANTIERE SOTTERRANEO	**TRACCIAMENTI 5.5-6.0m**	**N 55 subverticale esp. NW**
		N 55 subverticale esp. SE
		N 115 subverticale esp. NE
		N 145 subverticale esp. NE
		N 145 subverticale esp. SW
		N 165 subverticale esp. NE
	FRONTI 3.0-6.0 m	**N 55 subverticale esp. NW**
		N 55 subverticale esp. SE
		N 115 subverticale esp. NE
		N 145 subverticale esp. NE
		N 145 subverticale esp. SW
		N 165 subverticale esp. NE
CANTIERE A CIELO APERTO	**TECCHIE**	**N 025/85 NW 20.00-30.00m-**
		N 030/70-75 NW 60.00m
		N 070/89 SE 20.00-30.00m
		N 020/85 SE 20.00 m
		N 130/80-85 SW 60.00m
		N 155/75-80 SW 60.00-75.00m
		N 150/89 SW 20.0m
	FRONTI 3.0-6.0m	**N 45 subverticale esp. NW**
		N 45 subverticale esp. SE
		N 135 subverticale esp. NE
		N 135 subverticale esp. SW

Tabella 1: Elenco delle orientazione di fronti, tecchie, tracciamenti allo stato attuale e di progetto della Cava n.11 Faggeta.

4. CARATTERIZZAZIONE GEOSTRUTTURALE DELL'AMMASSO ROCCIOSO

Come riportato nella Relazione Geologica allegata al piano di coltivazione, i rilievi geostrutturali hanno evidenziato nei vari cantieri la presenza di alcuni settori con differenti caratteristiche; elemento dominante per la definizione delle "zone di omogeneità" FINIMENTO ed AREA ESTRATTIVA è stato il parametro "spaziatura" tra le discontinuità.

Il rilievo strutturale, ha permesso di identificare le discontinuità affioranti e di caratterizzarle attraverso il metodo normalizzato elaborato dall'I.S.R.M. (International Society of Rocks Mechanics, 1978).

I dati raccolti sono stati suddivisi per cantiere ed elaborati con l'ausilio del programma Dips della Rocscience® che ha consentito di definire i sistemi di discontinuità ed i loro piani rappresentativi nonché di trattare dal punto di vista statistico le relative caratteristiche fisico-meccaniche; la scelta di suddividere i dati per i diversi cantieri ha permesso di migliorare la precisione della trattazione effettuata.

Gli ultimi stendimenti effettuati hanno confermato la presenza dei sistemi precedentemente rilevati e più in generale, nel cantiere sotterraneo, con l'allontanamento dal piano campagna indisturbato, si può evincere un miglioramento geomeccanico dell'ammasso roccioso attraverso la diminuzione dei sistemi mediamente/non persistenti e la scomparsa di discontinuità ascrivibili al sistema K4, in concordanza con quanto già rilevato nel cantiere a cielo aperto. Per entrambi i cantieri si è comunque ritenuto opportuno mantenere i dati riscontrati nei precedenti rilievi dal momento che presentano una maggior rilevanza statistica. L'analisi statistica, in conformità con le precedenti, ha tenuto conto della presenza di due sistemi principali K1 e K2 (divisi a loro volta in quattro sottosistemi K1.1, K1.2, K2.1 e K2.2) e di due sistemi secondari K3 e K4, (quest'ultimo a sua volta suddiviso in K4.1 e K4.2 e rilevato solo nel cantiere sotterraneo).

I ranges di immersione ed inclinazione dei sistemi nonché le caratteristiche fisico-meccaniche sono illustrate in Tabella 2 e Tabella 3 per il cantiere sotterraneo e Tabella 4 e Tabella 5 per il cantiere a cielo aperto.

Di sicura rilevanza geostrutturale a grande scala si rileva:

- la fascia cataclastica "finimento" (F1 350°/78°) appartenente ad una faglia diretta ubicata tra il cantiere centrale e meridionale;
- le discontinuità molto persistenti ascrivibili al sistema del "verso" (V1, V2, V3) che della tecchia attraversano l'intero versante e pervadono il sotterraneo.

Per una corretta trattazione statistica, i dati raccolti sono stati proiettati su diagramma di Wulf, (Figura 4 e Figura 5).

Tra il 2020 ed il 2022 sono stati eseguiti alcuni rilievi geostrutturali di aggiornamento per l'area soprastante il portale, per lo scavo sotterraneo, le bancate esterne ed i gradoni residuali.

Al fine di incrementare la valenza statistica della trattazione, i dati sono stati uniti e confrontati con il rilievo realizzato a supporto del piano di coltivazione ad oggi autorizzato (Ing. Gardenato, 2018).

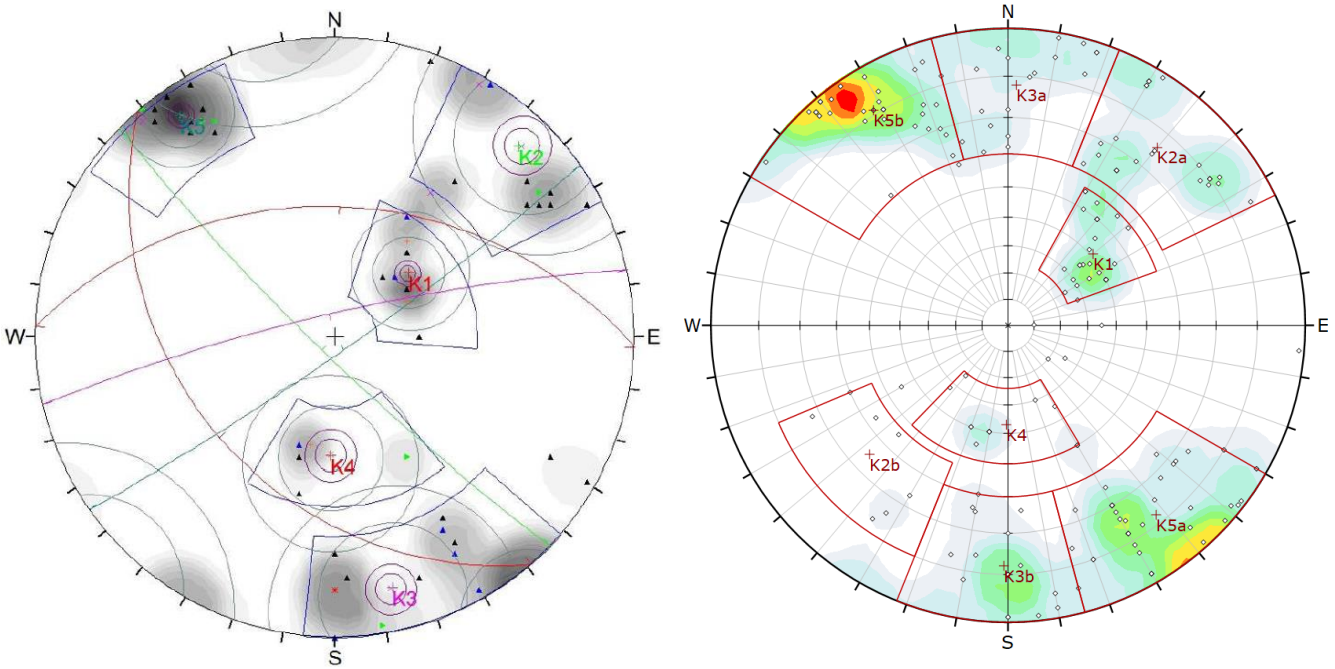


Figura 2: Rappresentazione su diagramma di Wulf dei poli e delle frequenze delle discontinuità rilevate a supporto del piano di coltivazione autorizzato (Ing. Gardenato, 2018) a sinistra e della SCIA 2020 a destra in corrispondenza di portale, tracciamento sotterraneo e bancata esterna.

Dal rilievo geostrutturale è stato possibile rintracciare tutti i sistemi definiti in sede progettuale e per i sistemi K1, K2, K3 e K5 è stato possibile definirne i sottosistemi reciproci come evidenziato dalla sottostante

Tabella 1

Famiglia	*Immersione (°)*	*Inclinazione (°)*	*Limite variabilità (2σ)*
K1	229	36	20.33
K2	224	83	25.57
K3	347	81	26.55
K4	2	43	28,25
K5	145	84	11,70

	Color	Dip	Dip Direction	Label
Mean Set Planes				
1m		41	230	K1
2m		78	322	K5a
3m		81	148	K5b
6m		65	47	K2b
7m		78	1	K3b
8m		78	182	K3a
9m		76	220	K2a
10m		37	1	K4

Tabella 2: piani rappresentativi delle discontinuità rilevate a supporto del piano di coltivazione a sinistra (Ing. Gardenato, 2018) e successivo aggiornamento.

5. CLASSIFICAZIONE GEOMECCANICA

Sulla base dei dati geostrutturali catalogati per i cantieri della Cava n°11 Faggeta, sono stati applicati i metodi di Bieniawski (1989) e del GSI (Geological Strenght Index – Hoek & Brown, 2002), al fine di classificare l'ammasso roccioso dei cantieri.

Famiglia	Imm. – Inc.	Apertura	Riemp.	Persistenza	Spaziatura	Morf. G.S.	Morf. P. S.	JRC_0	Acqua
K1	229°/36°	1 – 5 mm	Ass-Sf	10 - 20 m	0.6 - 2 m	U-P	dr	8.2	W
K2	224°/83°	1 – 5 mm	Assente	3 - 10 m	0.6 - 2 m	U-P	Smooth-dr	8.1	Dy
K3	347°/81°	esp	Sf-Hd	10 - 20 m	0.6 - 2 m	U-P	Smooth-dr	7.3	Dy
K4	2°/43°	0,1 - 1 mm	Sf	3 - 10 m	0.6 - 2 m	U-P	dr	7.8	Dy
K5	145°/84°	chiusa	Assente	>20 m	0.6 - 2 m	P	Smooth-dr	5.2	Dy

Tabella 3: Caratteristiche dei principali sistemi di discontinuità.

5.1. CARATTERISTICHE MECCANICHE 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 del marmo VENATO Carrara, propria delle litologie dominanti nell'area di Variante.

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 3.

CARATTERISTICHE MECCANICHE	VENATO
RESISTENZA A COMPREX UNIASSIALE (MPa)	110
RESISTENZA A FLESSIONE (MPa)	13
RESISTENZA A TRAZIONE (MPa)	8±3
RESISTENZA A TAGLIO (MPa)	20±5
PESO SPECIFICO (ton/mc)	2.680
MODULO DI ELASTICITA' (MPa)	56'000
Coefficiente di Poisson medio	0.25±0.15
Angolo di Attrito interno (°)	37±3
Coesione (MPa)	5±2

Tabella 4: Caratteristiche meccaniche del materiale costituente l'ammasso roccioso.

5.2. CLASSIFICAZIONE DI BIENIAWSKI (1989)

La classificazione geomeccanica dell'ammasso roccioso, confermando i precedenti studi, secondo il metodo di Bieniawski (indice RMR), ha permesso di classificare l'ammasso roccioso con: **RMR_b = 66.9** **RMR_c = 63.7**

5.3. DEFINIZIONE DEL GSI (1997)

I valori di RMRc, 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 BMR_{89}.

Il BMR_{89}, viene definito considerando bRMR nella condizione di assenza di acqua nelle fratture (coefficiente idrico 15), **GSI = BMR_{89} - 5 = 69.5- 5.00 = 64.5**

Poiché la stima, come raccomandato dagli autori (Hoek, 2003), non deve essere troppo rigida 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 **60-70**.

5.4. CARATTERISTICHE MECCANICHE DELL'AMMASSO ROCCIOSO

L'osservazione delle condizioni geostrutturali dell'area in esame e la conseguente classificazione fanno ricadere l'ammasso roccioso della Cava n.11 Faggeta 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'inviluppo 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:

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

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 5.

COSTANTI ELASTICHE CRITERIO DI HOEK-BROWN			
CAVA N11 FAGGETA	mb	s	a
	2.5790	0.0205	0.5020

Tabella 5: 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 6), tra cui:

- $\sigma_c = \sigma_{ci} s^a$ la resistenza a compressione semplice derivata imponendo un confinamento nullo (σ_3=0);
- $\sigma_t = \frac{s\,\sigma_{ci}}{m_b}$ la resistenza a trazione derivata imponendo σ_1=σ_3= σ_t;

- σ_{cm} la resistenza globale dell'ammasso roccioso;
- $\mathbf{E_m = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} 10^{\frac{GSI-10}{40}}}$ il modulo di deformabilità.

Le condizioni al contorno influenzano in modo differente l'inviluppo di rottura e pertanto anche le resistenze; nel caso preso in esame si è in presenza di fronti aventi alzata compresa tra 3.0-9.0m e di scavi con solette di spessore 16.0-30.0m.

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 N11 FAGGETA	σc	σt	σcm	E
	15.617	-0.873	25.970	23'713

Tabella 6: Parametri di Resistenza elastici ricavati attraverso il software RocData Rocscience®.

In Figura 3 si riportano gli inviluppi di rottura ottenuti attraverso un procedimento analitico di regressione dei risultati fino alla ricostruzione della curva di inviluppo 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:

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

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 7 si osserva che la resistenza tangenziale rimane compresa tra 2.2-3.8 MPa.

PARAMETRI ELASTICI				
CAVA N11 FAGGETA	σn (Mpa)		τ (Mpa)	
	min	max	Mc min	MC max
FRONTI (3.0-9.0m)	0.08	0.24	2.27	2.54
SOLETTA (15.0-35.0	0.40	0.93	2.77	3.75

Tabella 7: Parametri Elastici dell'ammasso roccioso costituente l'area di analisi.

5.5. 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 spaziature 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.

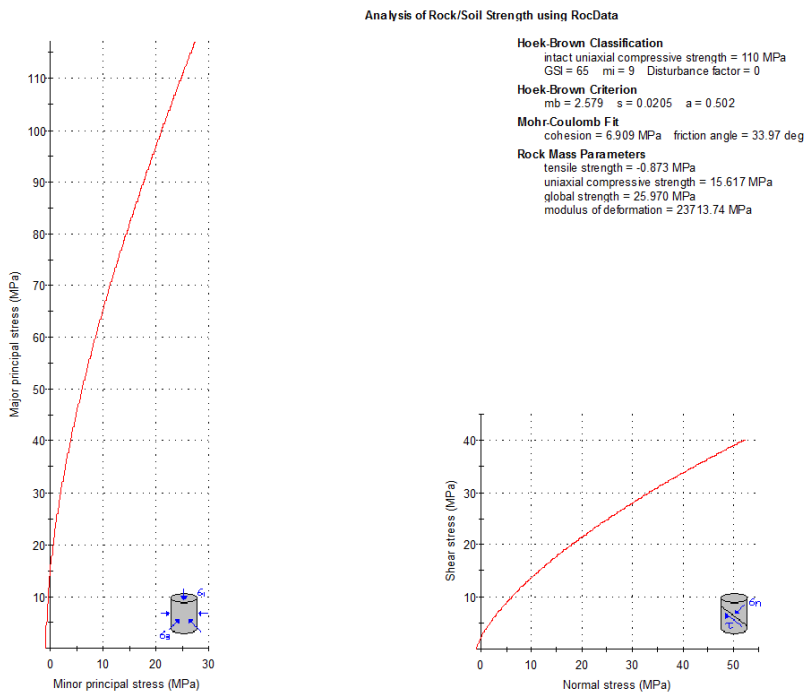


Figura 3: Curve di inviluppo e Parametri di resistenza generali dell'ammasso roccioso ricavati attraverso *RocData® Rocsciece.*

Il comportamento delle discontinuità viene descritto attraverso la legge non lineare di Barton-Bandis (1982): $\tau = \sigma n \ tg\phi p$

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 ϕp secondo la seguente equazione $\phi p = \phi r + (JRCn \ Log \ JCSn/\sigma n) + iu$

Dove:

- ϕ_r è l'angolo di base del materiale, che per il marmo, da dati di bibbliografia ("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 Rougness 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. Mancini, 2020);
- 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 30-40 MPa;
- 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'inviluppo 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.

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 rottura di Barton; derivando rispetto alla tensione è infatti possibile ottenere una retta tangente alla curva di 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. Partendo dall'espressione di Barton-Bandis sono stati derivati i valori dei parametri geotecnici utilizzati per le successive valutazioni.

In particolare il foglio di calcolo Excel® utilizzato, permette di stimare il valore massimo e minimo dei parametri geotecnici di picco. Tale valore è funzione della variabilità di alcuni parametri tipici della discontinuità (angolo di attrito di base, JRC e JCS) e dello stato tensionale (supposto unicamente litostatico) in cui si sta operando.

Per i JRC ed il JCS vista l'intrinseca difficoltà nel determinare la scala del problema saranno utilizzati direttamente gli estremi dell'intervallo dei dati direttamente rilevati in campagna.

Per la definizione dei parametri di resistenza delle discontinuità sono stati usati la componente normale al piano di discontinuità degli estremi delle altezze (3.00-35.00 m). Sulla base delle elaborazioni effettuate attraverso il criterio di rottura di Barton-Choubey sono stati stimati i parametri di resistenza delle discontinuità riportati in Tabella 8.

DISCONTINUITA' CAVA 11 FAGGETA	SISTEMA	JRC		JCS (MPa)		ϕb (°)		H (m)	cp (Kpa)		ϕp (°)	
		min	max	min	max	min	max		min	max	min	max
	K1	6	8	30	40	28.00	32.00	3.00	6.0	12.8	42.6	52.4
								35.00	57.1	101.8	36.2	44.0
	K2	6	8					3.00	3.3	7.5	44.3	54.7
								35.00	31.0	57.6	37.9	46.3
	K3	6	8					3.00	2.1	5.1	45.6	56.4
								35.00	19.7	37.9	39.2	48.0
	K4	6	8					3.00	3.6	7.8	37.6	47.2
								35.00	37.5	71.6	33.4	40.8
	K5	4	6					3.00	0.8	1.8	40.4	51.5
								35.00	7.9	16.3	36.2	45.1

Tabella 8: Caratteristiche e resistenza dei sistemi di discontinuità secondo il criterio di Barton-Choubey.

6. 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.

6.1. 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.

6.1.1. 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

6.1.2. COMBINAZIONE DELLE AZIONI

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

COMBINAZIONE FONDAMENTALE (SLU)

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \ldots$$

COMBINAZIONE SISMICA (SLU-SLE + E)

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \ldots$$

COMBINAZIONE ECCEZIONALE (SLU-SLE + A)

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \ldots$$

COMBINAZIONE RARA (SLE irreversibile)

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \ldots$$

COMBINAZIONE FREQUENTE (SLE revers.)

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \ldots$$

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE (SLE lungo termine)

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \ldots$$

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.

6.1.3. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Per gli stati limite ultimo deve essere soddisfatta la relazione: $Rd \geq Ed$

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).

6.1.4. 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_{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}

6.1.5. 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	$\gamma_{c'}$	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

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 γ_R =1.0 (M1) e γ_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 γ_{qu}=1.0 (M1) e γ_{qu}=1.4 (M2).

6.1.6. 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 γ_R=1.2.

6.1.7. 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.

6.1.8. 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_{ad} 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.

$$R_{ak} = \mathrm{Min}\left\{\frac{(R_{a,c})_{medio}}{\xi_{a3}};\frac{(R_{a,c})_{min}}{\xi_{a4}}\right\}$$

Numero di profili di indagine	1	2	3	4	≥5
ξ_{a3}	1,80	1,75	1,70	1,65	1,60
ξ_{a4}	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 M1.

6.2. AZIONI DOVUTE AL SISMA

6.2.1. 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 ≥ 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 Cu = 1.0.*

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

$$VR = VN \cdot CU = 50 \cdot 1.0 = 50 \text{ anni}$$

6.2.2. 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_{V_R} in funzione dello stato limite considerato*

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

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 del lavori di coltivazione prospettati si ritiene che le condizioni sismiche scelte siano **estremamente cautelative.**

6.2.3. 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.

6.2.4. 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°"* Tabella3.2.III NTC18.

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

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

6.2.5. 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:

$$k_h = \beta_S \cdot \frac{a_{max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0{,}5 \cdot k_h$$

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
$0{,}2 < a_g\,(g) \le 0{,}4$	0,30	0,28
$0{,}1 < a_g\,(g) \le 0{,}2$	0,27	0,24
$a_g\,(g) \le 0{,}1$	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	$1{,}00 \le 1{,}40 - 0{,}40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1{,}20$	$1{,}10 \cdot (T_C^*)^{-0{,}20}$
C	$1{,}00 \le 1{,}70 - 0{,}60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1{,}50$	$1{,}05 \cdot (T_C^*)^{-0{,}33}$
D	$0{,}90 \le 2{,}40 - 1{,}50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1{,}80$	$1{,}25 \cdot (T_C^*)^{-0{,}50}$
E	$1{,}00 \le 2{,}00 - 1{,}10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1{,}60$	$1{,}15 \cdot (T_C^*)^{-0{,}40}$

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

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 44.10401407 10.10485853

L'accelerazione sismica risulta essere 0.160 g per SLV.

Parametri di pericolosità Sismica				
Stato Limite	T_r [anni]	a_g/g [-]	F_o [-]	T^*_c [s]
Operatività	30	0.051	2.451	0.240
Danno	50	0.064	2.469	0.252
Salvaguardia Vita	475	0.160	2.395	0.288
Prevenzione Collasso	975	0.205	2.383	0.295

Tabella 9: Parametri di pericolosità sismica per il punto di riferimento della Cava 11 Faggeta (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≥30° - 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: **amax SLV = SS·ST·ag = 0.160·g·1.00·1.4 = 0.224 g**

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

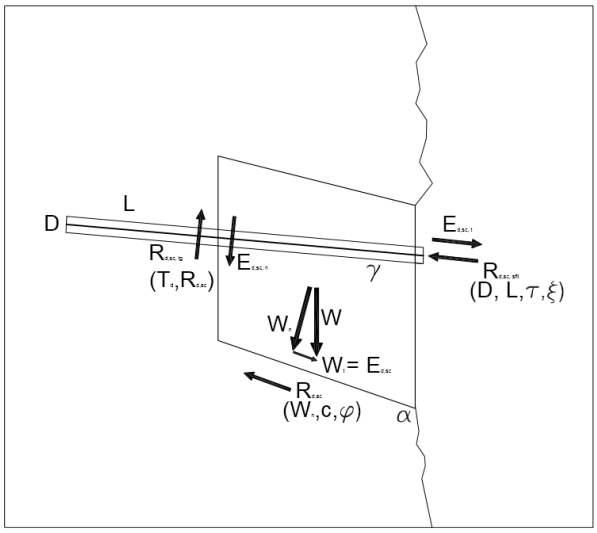
k_h = 0.06 k_v = 0.03

6.3. DIMENSIONAMENTO DEI SISTEMI DI CONSOLIDAMENTO

Di seguito si riporta il criterio di dimensionamento dei sistemi di consolidamento adottati nel presente progetto.

Il dimensionamento è stato eseguito secondo la Combinazione 2 – Approccio 1: A1+M1+R3 "tiranti di ancoraggio"(§6.6 NTC18), tenendo conto dei relativi coefficienti parziali, e riguarda prettamente i chiodi e le barre da roccia per un consolidamento puntuale o le reti fascianti per un consolidamento corticale.

6.3.1. CARICHI SFAVOREVOLI



Gli eventuali carichi destabilizzanti sono dovuti alla componente del peso tangenziale alla potenziale superficie di scivolamento $E_{d,sc}$ sia in condizioni statiche (SLU) che in condizioni sismiche pseudo-statiche (SLV).

In relazione alla combinazione di calcolo scelta i carichi permanenti sfavorevoli vengono amplificati di un coefficiente delle azioni A1 = 1.3 (considerando tali carichi alla stregua di quelli portati). $\mathbf{E_{d,sc} = W_t = W \operatorname{sen} \alpha}$

Figura 4: schema generale delle resistenze e dei carichi sfavorevoli di un ancoraggio

6.3.2. CARICHI FAVOREVOLI

I carichi favorevoli sono dovuti alle resistenze coesiva ed attritiva funzione rispettivamente dell'estensione superficiale di contatto e della componente del peso normale alla potenziale superficie di scivolamento sia in condizioni statiche (SLU) che in condizioni sismiche pseudo-statiche (SLV).

$$\mathbf{R_{d,sc} = c\,S_{sc} + W_n \tan \varphi} \quad \text{(SLU)}$$

Dove: c è la coesione della discontinuità (coefficiente parziale geotecnico M1=1.00);

S_{sc} è la superficie di potenziale scivolamento;

W_n = W cos α è la componente del peso normale al piano di potenziale scivolamento avente inclinazione

ϕ è l'angolo di attrito della discontinuità (coefficiente parziale geotecnico M1 = 1.00).

Nelle eventuali condizioni sismiche, come già detto, non conoscendo gli effetti delle variazioni dei segni dei singoli coefficienti verticale ed orizzontale saranno eseguite le verifiche nelle quattro condizioni possibili di accelerazione sismica. Il confronto tra le resistenze ed i carichi sfavorevoli produce un fattore di sicurezza (FS)

$$\mathbf{FS = \frac{R_{d,sc}}{E_{d,sc}}}$$

Qualora FS ≤ 1 è necessario intervenire per mezzo di sistemi di consolidamento puntuali e/o corticali che aumentino le condizioni di stabilità (FS > 1).

6.3.3. CONSOLIDAMENTI PUNTUALI

Il dimensionamento delle chiodature puntuali viene effettuato in funzione delle dimensioni delle masse potenzialmente instabili da sostenere; in tal senso è necessario verificare che i carichi sfavorevoli non superino la resistenza tangenziale del chiodo (verifica a taglio) e che il tratto di chiodo ancorato (lunghezza utile di ancoraggio) sia tale da impedirne lo sfilamento (verifica allo sfilamento).

6.3.4. SERIE COMMERCIALE

Per il dimensionamento sono state scelte le serie commerciali di chiodature della Dywidag Y1050H di cui di seguito si riporta la scheda tecnica. Per ogni diametro nominale viene riportato: la sezione trasversale, la forza di snervamento, la tensione limite di snervamento, il peso per metro.

Il dimensionamento deve procedere per tentativi scegliendo pertanto un diametro commerciale di prima iterazione. E' inteso che ogni diametro commerciale può essere verificato in funzione del numero di chiodi che si andranno ad installare in sito e della loro lunghezza, pertanto si terrà conto del metodo economico al fine di aver la medesima efficacia al minor costo sostenuto.

Acciaio da precompressione DYWIDAG Y1050H

Diametro nominale Ø [mm]	Tensione snerv. / rottura $f_{0,1k}/f_{pk}$ [N/mm²]	Sezione trasversale A [mm²]	Carico snervamento $F_{p0,1k}$ [kN]	Carico ultimo F_{pk} [kN]	Peso [kg/m]	Peso DCP [kg/m]	Omolog.
15	900/1.100	177	159	195	1.39	–	
26.5	950/1.050	552	525	580	4.48	7.4	
32	950/1.050	804	760	845	6.53	9.8	△
36	950/1,050	1,018	960	1,070	8.27	12.3	○ ×
40	950/1,050	1,257	1,190	1,320	10.21	14.0	○ ×
47	950/1,050	1,735	1,650	1,820	14.10	20.0	×

Figura 5: Scheda tecnica delle serie commerciali disponibili acciaio Dywidag®.

6.3.5. VERIFICA A TAGLIO

Il contributo di resistenza tangenziale del singolo chiodo è stato desunto dalla resistenza a snervamento dell'acciaio assumendo un coefficiente moltiplicativo di 0.5 ed un coefficiente divisorio di sicurezza parziale sulla resistenza dell'acciaio γ_s=1.15.

$F_{y,k} = f_{y,k} A / \gamma_s$ è la resistenza caratteristica a snervamento della barra di acciaio di sezione A;

$T_k = 0.5 F_{y,k}$ è la resistenza a taglio caratteristica della barra di acciaio.

In relazione all'approccio di verifica scelto la resistenza a taglio di progetto viene ulteriormente ridotta per mezzo del coefficiente delle resistenze R3 = 1.2-1.1.

Td = Tk / R3 è la resistenza a taglio di progetto della barra di acciaio

Successivamente per meglio valutare il numero (n) di barre necessarie a garantire l'equilibrio stabile del volume roccioso le resistenze dovute alla chiodatura ed alla resistenza attritiva e coesiva lungo la superficie di scivolamento vengono confrontate con la componente verticale del carico tangenziale sia in condizioni statiche che sismiche pseudostatiche.

$$FS_{tg} = \frac{R_{d,sc\,tg}}{E_{d,sc\,n}} = \frac{n\,T_d + R_{d,sc\,n}}{E_{d,sc\,n}} = \frac{n\,T_d + \text{sen}\,(\alpha-\gamma)(c\,S_{sc} + W_n \tan\varphi)}{E_{d,sc}\ \text{sen}\,(\alpha-\gamma)}$$

Dove: α-γ è la differenza tra l'inclinazione del piano di scivolamento e l'inclinazione dell'ancoraggio.

6.3.6. VERIFICA A SFILAMENTO

Per verificare l'eventuale sfilamento è necessario confrontare le resistenze allo sfilamento dovute alla coesione tra barra / malta cementizia / ammasso roccioso con la componente del carico sfavorevole in direzione assiale rispetto alla chiodatura. L'unica variabile in gioco, una volta scelta la tipologia di chiodo, rimane la lunghezza di ancoraggio (L), che si ricorda deve essere considerata all'interno dell'ammasso roccioso intatto e quindi escludendo eventuali segmenti che attraversano discontinuità persistenti o fasce cataclastiche.

$$FS_{sfil} = \frac{R_{d,sc\,sfil}}{E_{d,sc\,t}} = \frac{nD_s\pi\,L\,\xi\,\tau_r + R_{d,sc\,t}}{E_{d,sc\,t}} = \frac{nD_s\pi\,L\,\xi\,\tau_r + R_{d,sc}\cos(\alpha-\gamma)}{E_{d,sc}\ \cos(\alpha-\gamma)}$$

Dove: Ds è il diametro del foro;

ξ = 1 / (1.2 1.8) = 0.46 è un coefficiente riduttivo assunto in relazione alle NTC18 considerando un profilo d'indagine ed un coefficiente riduttivo della resistenza per ancoraggi permanenti;

τ_r = 2 MPa è la tensione di adesione laterale media tra malta e roccia.

Nel caso di barra passante la resistenza del tirante/chiodo è equivalente alla resistenza a snervamento ridotta per mezzo del coefficiente delle resistenze R3 = 1.2.

$$FS_{sfil} = \frac{R_{d,sc\,sfil}}{E_{d,sc\,t}} = \frac{F_{y,d} + R_{d,sc\,t}}{E_{d,sc\,t}} = \frac{F_{y,d} + R_{d,sc}\cos(\alpha - \gamma)}{E_{d,sc}\cos(\alpha - \gamma)}$$

Nel caso di inclinazione della chiodatura tale che la sollecitazione a sfilamento risulta verificata per la geometria ai fini della resistenza in condizioni sismiche detta L la lunghezza d'ancoraggio in condizioni statiche, la corrispondente lunghezza libera in condizioni sismiche L_s è ottenuta mediante la seguente relazione:

$$L_s = L\left(1 + 1.5\frac{a_{max}}{g}\right) = L(1 + 0.35) = 1.35\,L$$

6.4. 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.

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.

CAVA N11 FAGGETA		VALORI DI	
		M1	M2
Resistenza a Compressione Uniassiale (MPa)		110.00	78.57
Resistenza Globale Ammasso Roccioso (Mpa)		25.97	18.55
Resistenza a Compressione Ammasso Roccioso (Mpa)		15.62	11.16
Tensione Deviatorica Ammasso Roccioso (Mpa)		15.63	0.00
Resistenza a Trazione Ammasso Roccioso (MPa)		-0.87	-0.70
Resistenza a Taglio Ammasso Roccioso (MPa)		2.27	1.81
Modulo di Elasticità (Gpa)		23'713	
Indici ammasso roccioso (Hoek-Brown)	mb	2.5790	2.0632
	sb	0.0205	0.0164
	a	0.5020	

DISCONTINUITA' CAVA 11 FAGGETA	SISTEMA	cd (Kpa)		ϕd (°)	
		M1	M2	M1	M2
	K1	25.2	20.1	40.9	34.7
	K2	14.0	11.2	42.8	36.5
	K3	9.1	7.3	44.2	37.9
	K4	16.5	13.2	37.2	31.3
	K5	3.6	2.9	40.5	34.3

Tabella 10: Valori di calcolo delle caratteristiche meccaniche dell'ammasso roccioso e delle discontinuità utilizzati per le verifiche di stabilità.

7. ANALISI DI STABILITÀ DEI FRONTI

Durante le attività previste le bancate a cielo aperto hanno un'alzata compresa tra 3.00 m e 6.00 m, ad eccezione di elementi residuali da rimuovere; e per le successive verifiche è stata scelta l'alzata massima.

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 si che vengano messi in luce potenziali situazioni di rischio, cosí da intervenire disgaggiando 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 ≤ 20°).

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 Goodmann & 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≤1).

Poiché il programma B-Rock prende come notazione numerica i vari piani in serie (esempio il sistema K1 è indicato come 1, il K2a come 2, e via di seguito) si riporta di seguito la tabella di conversione numerazione/sistema discontinuità dei cantieri della Cava.

Famiglia B-Rock	Piano discontinuità (imm./incl.)	
1	$K_{1.a}$	230/41
2	$K_{2.a}$	220/76
3	$K_{2.b}$	047/65
4	$K_{3.a}$	182/78
5	$K_{3.b}$	001/78
6	K_4	001/37
7	$K_{5.a}$	322/78
8	$K_{5.b}$	148/81

Tabella 11: 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 del 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).

$$l = 0.868 \sqrt[3]{Et^2/\gamma}$$

dove: l= altezza massima della bancata stabile

E= modulo dell'ammasso roccioso, Kg/cmq

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

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

7.1. VERIFICHE DEI FRONTI

7.1.1. FRONTE ORIENTATO N 045-055 SUBVERTICALE ESPOSTO NW

CINEMATISMI PLANARI

In Tabella 12 si riportano i sistemi soggetti a potenziali scivolamenti planari.

H bancata	SISTEMI	FS sisma	Volume in t/mc/m	Note
6 m	K4	2.06	64.43	
	K5a	0.23	5.10	Far coincidere preventivamente fronte e discontinuità evita il manifestarsi dell'evento.

Tabella 12: Cinematismi planari per il fronte N 050 subvert. esp. NW del cantiere a cielo aperto.

CINEMATISMI TRIDIMENSIONALI

In Tabella 13 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
2	K1a/K2a	163,2194	17,34	
3	K1a/K2b	1794,7546	43,26	
4	K1a/K3a	21,442	3,87	
5	K1a/K3b	66,1852	3,6	
6	K1a/K4	311,1177	4,29	
7	K1a/K5a	57,1271	1,57	
18	K2a/K3b	11,5972	2,78	
19	K2a/K4	188,5943	4,14	

20	K2a/K5a	43,244	0,8	Se si forma procedere a consolidamento o ulteriore verifica.
24	K2b/K4	77,4212	2,98	
25	K2b/K5a	33,0758	0,0	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie, ma il basso peso statistico di K2b(3.5%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere a consolidamento o ulteriore verifica.
27	K3a/K3b	372,0134	93,03	
29	K3a/K5a	45,956	1,66	
32	K3b/K5a	36,6079	0,0	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie. Se si forma procedere a consolidamento, disgaggio o ulteriore verifica.
34	K4/K5a	16,8617	0,0	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie, ma il basso peso statistico di K4(7.1%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere a consolidamento o ulteriore verifica.
36	K5a/K5b	78,5587	14,61	
200	K2b/K4+K2a	76,9724	2,94	

Tabella 13: Cinematismi tridimensionali per il fronte N 050 subvert. esp. NW.

POTENZIALI RIBALTAMENTI

L'analisi condotta per via grafica (basata esclusivamente sulle caratteristiche geometriche) mostra potenziali ribaltamenti relativi al sistema K5b come evidenziato in Tabella 14 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)
K5b	0.6-2.0m	34.00m

Tabella 14: Potenziali ribaltamenti per il fronte N 050 subvert. esp. NW.

7.1.2. FRONTE ORIENTATO N 045-055 SUBVERTICALE ESPOSTO SE

CINEMATISMI PLANARI

In Tabella 15 si riportano i sistemi soggetti a potenziali scivolamenti planari.

H bancata	SISTEMI	FS sisma	Volume in mc/m	Note
6 m	K5b	0.23	5.10	Far coincidere preventivamente fronte e discontinuità evita il manifestarsi dell'evento.

Tabella 15: Cinematismi planari per il fronte N 050 subvert. esp. SE.

CINEMATISMI TRIDIMENSIONALI

In Tabella 16 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
16	K2a/K2b	149,7487	19,1	
17	K2a/K3a	0,0894	0,0	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie. Se si forma procedere a consolidamento, disgaggio o ulteriore verifica.
21	K2a/K5b	3,0262	0,0	
22	K2b/K3a	19,9685	2,67	
23	K2b/K3b	0,5025	4,69	
26	K2b/K5b	11,1902	1,14	
30	K3a/K5b	3,0698	0,0	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie. Se si forma

				procedere a consolidamento, disgaggio o ulteriore verifica.
33	K3b/K5b	11,1284	2,29	
35	K4/K5b	56,3884	4,46	
145	K2a/K2b+K3b	30,7921	17,78	
146	K2a/K2b+K4	99,6403	18,32	
147	K2a/K2b+K5a	46,6936	17,83	

Tabella 16: Cinematismi tridimensionali per il fronte N 050 subvert. esp.

POTENZIALI RIBALTAMENTI

L'analisi condotta per via grafica (basata esclusivamente sulle caratteristiche geometriche) mostra potenziali ribaltamenti relativi ai sistemi K5a e K4, quest'ultimo caratterizzato da basso peso statistico (7.1%), come evidenziato in Tabella 17 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)
K4	0.6-2.0m	34.00 m
K5a		

Tabella 17: Potenziali ribaltamenti per il fronte N 55 subvert. esp. SE del cantiere a cielo.

7.1.3. FRONTE ORIENTATO N 0135-145 SUBVERTICALE ESPOSTO NE

CINEMATISMI PLANARI

In Tabella 18 si riportano i sistemi soggetti a potenziali scivolamenti planari ricavati mediante l'analisi grafica.

H bancata	SISTEMI	FS sisma	Volume in mc/m	Note
7 m	K2b	0.59	14.48	Il cinematismo ha basso grado di realizzarsi per il basso peso statistico del sistema (3.5%).
	K4	2.06	64.43	

Tabella 18: Cinematismi planari per il fronte N 140 subvert. esp. NE.

CINEMATISMI TRIDIMENSIONALI

In Tabella 19 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
16	K2a/K2b	274,4871	18,31	
22	K2b/K3a	156,0907	2,36	
23	K2b/K3b	136,5175	1,37	
24	K2b/K4	92,3111	0,0	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie, ma il basso peso statistico di K2b(3.5%), K4 (7.1%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere a consolidamento o ulteriore verifica.
25	K2b/K5a	132,2513	1,03	Il basso peso statistico di K2b(3.5%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma, nonostante FS≥1, procedere a consolidamento o ulteriore verifica.
26	K2b/K5b	145,1625	1,21	
32	K3b/K5a	0,1276	4,1	
33	K3b/K5b	9,0857	2,54	
34	K4/K5a	101,1472	3,47	

35	K4/K5b	179,3813	4,33	
142	K2a/K2b+K1a	227,3084	18,03	
184	K2b/K3a+K1a	123,9134	2,34	
191	K2b/K3b+K1a	110,4143	1,35	
205	K2b/K5a+K1a	108,0473	1,02	Il basso peso statistico di K2b(3.5%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma, nonostante FS≥1, procedere a consolidamento o ulteriore verifica.
212	K2b/K5b+K1a	117,0574	1,2	
268	K4/K5a+K1a	76,1634	3,38	
270	K4/K5a+K2a	39,7346	3,27	
272	K4/K5a+K3a	104,0388	3,44	
273	K4/K5a+K3b	104,3938	3,46	
275	K4/K5b+K1a	125,9206	4,2	
277	K4/K5b+K2a	57,8547	4,06	
279	K4/K5b+K3a	186,6279	4,28	
280	K4/K5b+K3b	187,6606	4,3	

Tabella 19: Cinematismi tridimensionali per il fronte N 140 subvert. esp. NE.

POTENZIALI RIBALTAMENTI

L'analisi condotta per via grafica (basata esclusivamente sulle caratteristiche geometriche) mostra potenziali ribaltamenti relativi ai sistemi K1 e K2a come evidenziato in Tabella 20 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	0.6-2.0m	34.00 m
K2a		

Tabella 20: Potenziali ribaltamenti per il fronte N 140 subvert. esp. NE.

7.1.4. FRONTE ORIENTATO N 140 SUBVERTICALE ESPOSTO SW

CINEMATISMI PLANARI

In Tabella 21 si riportano i sistemi soggetti a potenziali scivolamenti planari.

H bancata	SISTEMI	FS sisma	Volume in t/mc/m	Note
6.0m	K1	1.56	46.28	
	K2a	0.59	14.48	Far coincidere preventivamente fronte e discontinuità evita il manifestarsi dell'evento.

Tabella 21: Cinematismi planari per il fronte N 140 subvert. esp. SW.

CINEMATISMI TRIDIMENSIONALI

In Tabella 22 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
2	K1a/K2a	386,2301	1,83	
4	K1a/K3a	508,7652	1,9	
5	K1a/K3b	463,9966	1,93	
6	K1a/K4	353,9711	2,05	
7	K1a/K5a	509,2045	1,92	
8	K1a/K5b	534,5026	1,9	

17	K2a/K3a	19,4938	1,15	
18	K2a/K3b	30,8649	2,69	
19	K2a/K4	72,9549	4,85	
20	K2a/K5a	26,3619	1,28	
21	K2a/K5b	20,1339	1,11	
27	K3a/K3b	372,0388	93,03	
29	K3a/K5a	9,8316	2,02	
30	K3a/K5b	0,7731	2,06	
36	K5a/K5b	46,793	14,05	
45	K1a/K2a+K2b	337,4835	1,69	
60	K1a/K3a+K2b	391,5705	1,73	
67	K1a/K3b+K2b	359,7948	1,76	
74	K1a/K4+K2b	280,8888	1,88	
81	K1a/K5a+K2b	384,9428	1,75	
88	K1a/K5b+K2b	403,0922	1,73	
223	K3a/K3b+K4	525,0677	92,83	
285	K5a/K5b+K2b	23,0802	13,8	

Tabella 22: Cinematismi tridimensionali per il fronte N 140 subvert. esp. SW.

POTENZIALI RIBALTAMENTI

L'analisi condotta per via grafica (basata esclusivamente sulle caratteristiche geometriche) mostra potenziali ribaltamenti relativi ai sistemi K2b e K4, caratterizzato da basso peso statistico (3.5% e 7.1%) come evidenziato in Tabella 23 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)
K2b	0.6-2.0m	34.00 m
K4		

Tabella 23: Potenziali ribaltamenti per il fronte N 140 subvert. esp. SW.

7.2. EFFETTI DELLE DISCONTINUITÀ SULLA POSIZIONE DEI FRONTI

Dalle risultanze ottenute va evidenziato 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 possono sviluppare condizioni cinematiche instabili o potenzialmente tali, possono essere le responsabili di un arretramento del fronte, condizione non prevedibile in sede di stesura del progetto o della Scia, comunque di qualsiasi elaborato programmatico della coltivazione.

Tali "variazioni" dipendono direttamente dal fatto che le fratture ascrivibili ai sistemi di discontinuità principali, (K1, K2, K3, K5, vedi Relazione Geomeccanica allegata), sono caratterizzate da valori di inclinazione compresi nel seguente intervallo:

K1= 20-50°	**K2= 50-80°**	**K3= 55-90°**	**K5= 60-90°**

l'esistenza del range d'inclinazione per il singolo sistema di fratturazione, comporta che una bancata (altezza compresa tra 3.0-8.0m) o il contorno allo scavo sotterraneo può subire arretramenti compresi tra 0.0-3.0 m come riportato nella sottostante tabella:

SISTEMA	ALTEZZA (m)	INCLINAZIONE (°)	ARRETRAMENTO (m)
K1	3.0-5.5	20-50	2.5-3.0
K2	3.0-5.5	50-80	0.5-2.5
K3	3.0-5.5	55-90	0.0-2.1
K5	3.0-5.5	60-90	0.0-1.7

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

8. VERIFICA DEI CANTIERI SOTTERRANEI

Le analisi di stabilità hanno interessato gli elementi 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;
- la verifica analitica e deterministica dei portali di accesso ai sotterranei;
- la verifica strutturale dei pilastri e dei diaframmi che saranno isolati nel corso della coltivazione sotterranea;
- dimensionamento dell'impianto di ventilazione;
- l'analisi dei potenziali cinematismi tridimensionali a cui le discontinuità presenti potrebbero dare origine lungo pareti e tetti delle camere e dei tracciamenti.

8.1.1. 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

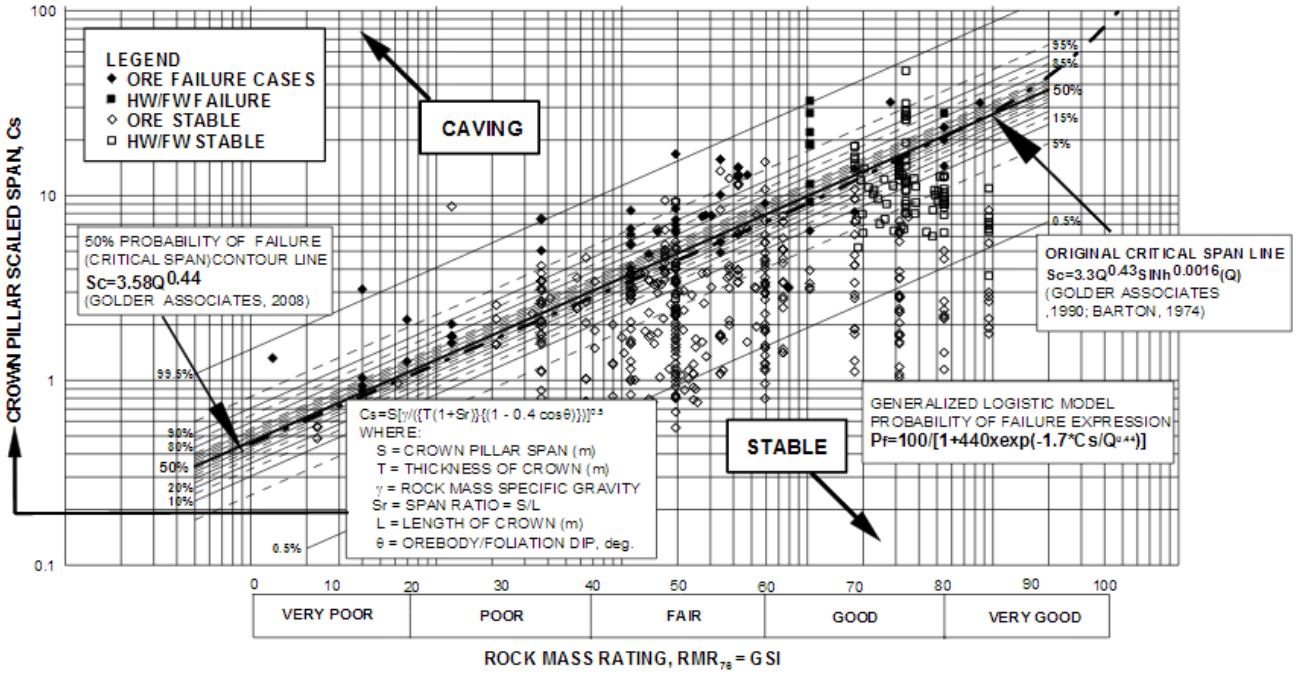
a favore della stabilità:
T è lo spessore della calotta;

a svantaggio della stabilità:
S è la luce libera della calotta;

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

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:



$$S_C = 3.3 \text{ x } Q^{0.43} \text{ x } \sinh^{0.0016}(Q)$$

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

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

VERIFICA DELLA CALOTTA DI COPERTURA CANTIERE SOTTERRANEO CAVAN11 FAGGETA					
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E PARAMETRICHE DI VERIFICA		TRACCIAMENTI		ACCESSO	
PESO SPECIFICO AMMASSO ROCCIOSO	γ (ton/mc)	2.70			
ALTEZZA SEZIONE	H (m)	5.50			
LUCE LIBERA SEZIONE	S (m)	9.00		9.00	
LUNGHEZZA TRACCIAMENTI	L (m)	35.00		9.00	
SPESSORE COPERTURA=CALOTTA	T (m)	25.00	55.00	15.00	25.00
PIANO DI FOLIAZIONE MARMO	(°)	60°-80°			

Tabella 24: Caratteristiche geometriche dello scavo e parametri dell'ammasso roccioso utilizzati nelle verifiche delle calotte di copertura per il cantiere sotterraneo ATTUALE della Cava FAGGETA.

A seguito dell'elaborati dei dati è risultato:

Per il tracciamento Cs risulta variabile tra 1.84 e 2.54m.

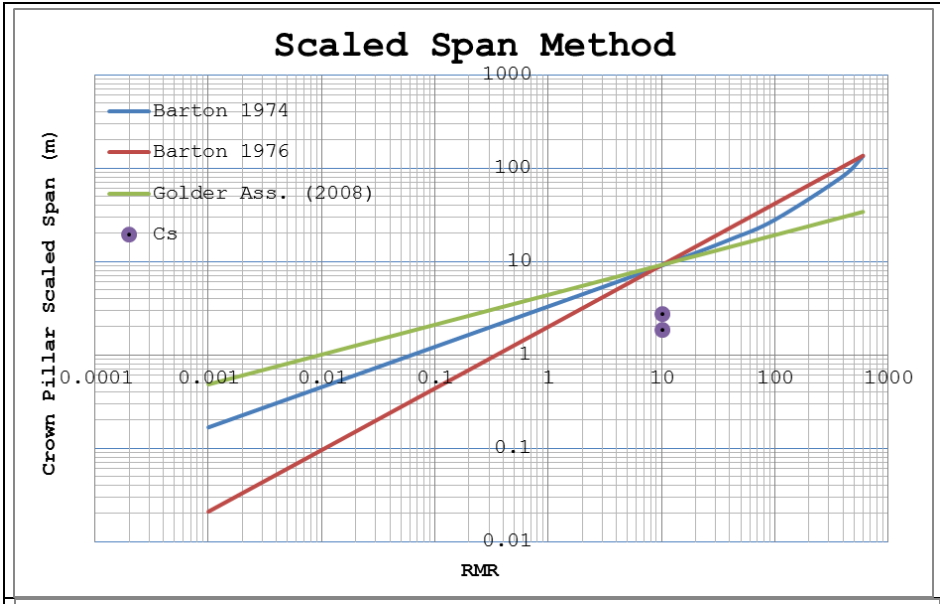
Per le gallerie di accesso Cs risulta variabile tra 2.54 e 2.74m.

Confrontando i risultati ottenuti con la classificazione geomeccanica del materiale (GSI=60) 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 **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**.

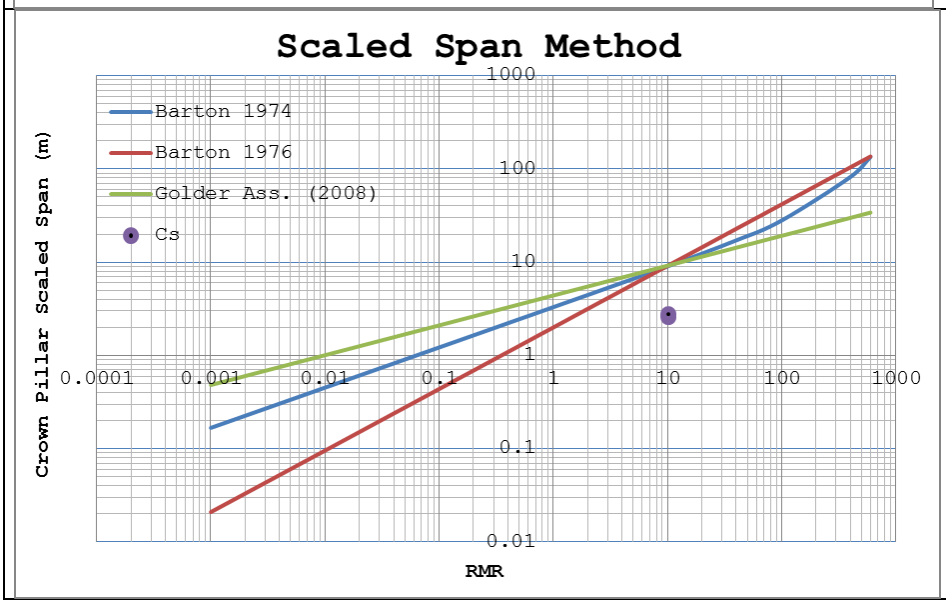
Traducendo i risultati ottenuti in termini di Fattore di Sicurezza si ottiene:

- per le camere di coltivazione FS = 3.3-4.9;
- per le gallerie di accesso Fs=2.5-3.3

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



TRACCIAMENTI



ACCESSI SOTTERRANEI

Figura 6: Scala bi-logaritmica dell'intervallo di variabilità del Crown Pillar Scaled Span (Cs) e confronto con i limiti di criticità (Barton 1974, 1976 e Golder Ass. 2008) per il tracciamento e gli accessi del cantiere sotterraneo della Cava n.11 Faggeta.

8.1.2. VERIFICA STRUTTURALE DEI PORTALI DI ACCESSO

I portali di accesso ai cantieri sotterranei sono stati trattati alla stregua di un telaio bidimensionale dotato in sommità di una trave elastica orizzontale vincolata alle estremità attraverso puri incastri o appoggi.

Per le verifiche è stata impostata un'analisi strutturale riducendo il problema alla "teoria della trave elastica" ed "a conci" come proposto da Diederichs e Kaiser (1999).

In particolare la verifica è stata condotta, come previsto dalle Norme Tecniche (NTC18) agli stati limite ultimi (SLU) per le sollecitazioni tensionali, tangenziali e flessionali e agli stati limite di esercizio (SLE) per le deformazioni assiali.

Il metodo semplificato proposto da Diederichs e Kaiser prevede di considerare la parte sospesa dell'arco alla stregua di una "trave elastica".

Per le verifiche strutturali "classiche" la trave risulta soggetta alla sola componente tangenziale del peso proprio ed agli eventuali carichi accidentali (neve e vento trascurabili vista la mole delle grandezze in gioco), in funzione dei quali è stato ricavato il momento flettente massimo in mezzeria, la tensione massima nel lembo superiore e lo sforzo di taglio sulla superficie di contatto con i piedritti, mentre la deformazione massima è quella dovuta all'inflessione in mezzeria. Le varie sollecitazioni e deformazioni sono state ricavate secondo le formule e gli schemi riportate in Figura 7.

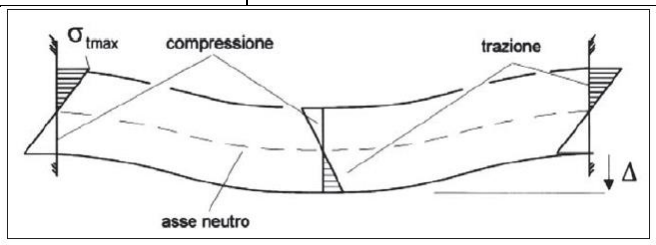
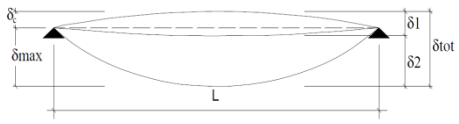
TRAZIONE	TAGLIO	DEFORMAZIONE
		
$\sigma_{tmax} = \frac{M}{Z_x} = \frac{M}{I_x} \cdot \frac{h}{2} = \frac{W \cdot L}{2 \cdot b \cdot h^2} = \frac{\gamma \cdot L^2}{2h}$	$\mathbf{V = \frac{W}{2} = 0.5\,\gamma\,h\,B\,L}$	$\Delta = \frac{W \cdot L^3}{384 E_{rm} \cdot I_x} = \frac{\gamma \cdot L^4}{32 E_{rm} \cdot h^2}$
RESISTENZA A TRAZIONE	**RESISTENZA TANGENZIALE**	**DEFORMAZIONE MASSIMA**
$\boldsymbol{\sigma_{r,t}}$	$\mathbf{R = c + T \tan\phi = \sigma_{t\,max}\,h\,(2b + L)\tan\phi}$	$\Delta_{lim} = \mathbf{\frac{L}{400}}$
VERIFICHE DI SICUREZZA		
$FS_t = \frac{\sigma_{r,t}}{\sigma_{t\,max}}$	$FS_\tau = \frac{R}{V}$	$\Delta < \frac{L}{400}$

Figura 7: Modello di comportamento di una trave elastica fissata alle estremità (modificato da Diederichs e Kaiser, 1999).

Dove: $M = \frac{W\,L}{12} = \frac{\gamma\,h\,B\,L^2}{12}$ momento flettente agente sulla trave;

W = γV carico verticale peso proprio della trave e carico accidentale;

L luce libera della trave;

h spessore della trave;

B la profondità della trave;

$Z_x = \frac{B\,h^2}{6}$ modulo di resistenza della sezione;

$\mathbf{E_{rm}}$ modulo di elasticità dell'ammasso roccioso;

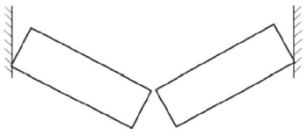
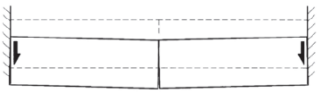
c l'angolo d'attrito di picco dell'ammasso roccioso;

T la componente ortogonale al piedritto.

Allo scopo di considerare la presenza di discontinuità persistenti che suddividano in più parti la soletta, potenzialmente instabili, è stata sfruttata la teoria della "trave elastica a conci".

In quest'ultima verifica, ipotizzando un basso confinamento laterale, ovvero la presenza di carichi litostatici orizzontali trascurabili, si ritiene che all'interno della trave si possa formare un arco parabolico in compressione che trasmetta i carichi verticali agenti ai piedritti laterali infinitamente rigidi. La bassa tensione di confinamento associata all'ipotetica presenza di fratture persistenti trasversali allo scavo può produrre fenomeni di ribaltamento o schiacciamento, quest'ultimi in caso di rapporto L/h≥10 contrastabili dalle resistenze meccaniche residuali e dall'esistenza di ponti di roccia.

Studi a riguardo hanno evidenziato che sono sufficienti minime porzioni di continuità dell'ammasso roccioso (0.5% della potenziale sezione della discontinuità) per avere contributi non trascurabili alla stabilità (Diederichs, 2003). Pertanto per ciascuna struttura ad arco "fratturata" saranno affrontate le verifiche a ribaltamento, schiacciamento, all'azione tangenziale, ed alla deformazione per inflessione, attraverso le seguenti formule:

BUCKLING	SCHIACCIAMENTO	TAGLIO	DEFORMAZIONI
			
MOMENTO FLETTENTE	**TENSIONE MASSIMA**	**TENSIONE TANGENZIALE**	**INFLESSIONE ELASTICA**
$M_w = \frac{1}{8} \cdot \gamma \cdot h \cdot L^2$	$\mathbf{f_{max}} = \mathbf{0.25}\,\frac{\boldsymbol{\gamma}\ \mathbf{L^2}}{\boldsymbol{N\,Z}}$ (N = 0.50)	V = $0.5\gamma_e \cdot L \cdot h$	$\Delta = \mathbf{Z_0} - \boldsymbol{Z}$
MOMENTO RESISTENTE	**RESISTENZA CRUSH**	**RESISTENZA TANGENZIALE**	**DEF.LIM. SNERVAMENTO**
$M_R = \frac{1}{2} \cdot f_{max} \cdot N \cdot h \cdot Z$ (N = 0.75)	$\frac{\boldsymbol{\sigma_c}}{\mathbf{2}} = \frac{\boldsymbol{UCS}}{\mathbf{2}}$	$\mathbf{R = T\tan\phi = 0.5\,f_{max}\,N\,h\tan\phi}$ $0.5 f_{max} \cdot N \cdot h \cdot tan\varphi$ $N = \frac{1}{\left(0.22\,{}^{L}/_{h}\right) + 2.7}$	$\Delta_{lim} = \mathbf{0.1\,h}$
VERIFICHE DI SICUREZZA			
$FS_{buck} = \frac{M_R}{M_w}$	$FS_{crush} = \frac{UCS}{f_{max}}$	$\boldsymbol{FS_\tau} = \frac{\mathbf{R}}{\mathbf{V}}$	$\Delta < \Delta_{lim}$

Dove: $f_{max} = 0.25\,\frac{\gamma\ L^2}{N\,Z}$ è la tensione massima di compressione, per cui prima dell'inflessione elastica, N è assunto 0.75 (buckling) e $Z=Z_0$

$Z_0 = h\left(1 - \frac{2}{3}N\right)$ è il braccio del momento per cui;

Z = Nh è lo spessore del lembo di compressione;

dopo l'inflessione elastica (N=0.5 per crushing)

$l = L + \frac{8}{3}\frac{{Z_0}^2}{\mathrm{L}}$ è la lunghezza dell'arco parabolico;

$\mathrm{f_{av}} = \frac{1}{3}\mathrm{f_{max}}\left(\frac{2}{3} + N\right)$ è il valore medio della tensione di compressione.

$\Delta l = l\frac{\mathrm{f_{av}}}{E_{rm}}$ è l'accorciamento elastico dell'arco compresso;

$Z = \sqrt{\frac{3}{8}L\left(\frac{8}{3L}{Z_0}^2 - \Delta l\right)}$ è il braccio del momento dopo l'accorciamento elastico;

$Z = Z_0 - \Delta_{lim}$ è il valore critico del braccio del momento per cui verificare lo schiacciamento.

Per le successive analisi sono state utilizzate le combinazioni di carico ed i coefficienti illustrati nelle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC18) e riportati nel capitolo dedicato; mentre per le resistenze del materiale si rimanda ai valori ridotti di Tabella 10. In particolare il portale verrà verificata:

- agli Stati Limiti Ultimi per azioni tensionali, tangenziali e flessionali;
- agli Stati Limiti di Esercizio per le deformazioni flessionali.

Viste le condizioni in sito, le verifiche della soletta dell'accesso al cantiere sotterraneo vengono di seguito riportate ipotizzando che la trave abbia uno spessore di 10.0m e sia portante fino al piano di calpestio (16.0m).

VERIFICA TRAVE ELASTICA CONTINUA E A CONCI ACCESSO CANTIERE SOTTERRANEO CAVA FAGGETA

ACCESSO UNICO

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE			CARICHI			CARATTERISTICHE MECCANICHE					
profondità (b)	9.00	m	permanenti	26.50	KN/mc	angolo attrito A.R.	49	°	Modulo Elastico	13335	MPa
altezza (h)	15.00	m	accidentale	2.00	KN/mq	coesione A.R.	6.9	MPa	res. Comprex	15.6	MPa
altezza trave (h)	15.00	m	carichi totali	34.65	KN/mc	angolo attrito fr.	34	°	res. Tang.	2.3	MPa
luce (L)	9.00	m	coeff. Permanenti	1.30		coesione fr.	3	Kpa	res. trax	0.87	MPa
Volume	2430.00	mc	coeff. Accidentali	1.50		inclinazione fr.	80	°	stratificazione	70	°

SOLLECITAZIONI	G (MN)	Q acc (MN)	V (MN)	Mc (MNm)
	83.71	0.24	41.98	62.97

VERIFICA TRAVE ELASTICA CONTINUA

VERIFICA A TRAZIONE (SLU)			
RESISTENZA	σr,tx	0.87	MPa
SOLLECITAZIONE	σtx max	0.19	MPa
FATTORE DI SICUREZZA	Fstrax	4.65	
VERIFICA A TAGLIO (SLU)			
RESISTENZA	R	69.00	MN
SOLLECITAZIONE	V	4.66	MN
FATTORE DI SICUREZZA	Fstang	14.79	
VERIFICA DEFORMAZIONE (SLE)			
DEF. LIMITE	Δlim	22.50	mm
DEFORMAZIONE	Δ	0.00	mm
FATTORE DI SICUREZZA	FSΔcont	1.24E+04	

VERIFICA TRAVE ELASTICA A CONCI

VERIFICA A RIBALTAMENTO ORIZZONTALE (SLU) buckling			
MOMENTO RESISTENTE	Mr	3.37	MPa
MOMENTO FLETTENTE	Mw	4.11	MPa
FATTORE DI SICUREZZA	Fsbuck	0.82	-2.79
VERIFICA A SCHIACCIAMENTO (SLU) crushing/snap-through			
rapporto span/spessore	L/h	0.60	NO POT ROTTURA
RESISTENZA	σcrush	15.60	MPa
SOLLECITAZIONE	f max	0.08	MPa
FATTORE DI SICUREZZA	Fscrush	195.01	
VERIFICA A TAGLIO (SLU) slip			
RESISTENZA	R	0.31	MN
SOLLECITAZIONE	V	1.58	MN
FATTORE DI SICUREZZA	FSm	0.20	-1.26
VERIFICA DEFORMAZIONE SNERVAMENTO (SLE)			
DEF. LIMITE SNERVAMENTO	Δlim	2.E+03	mm
DEFORMAZIONE	Δ	0.01	mm
FATTORE DI SICUREZZA	FSΔdiscr	1.72E+05	

Dalle analisi si evince che la trave continua è verificata dal punto di vista strutturale, mentre la trave a conci non risulta verificata a buckilng (ribaltamento orizzontale) e slipping (scorrimento di taglio).

Condizione essenziale perché si possano verificare i cinematismi è la presenza di due discontinuità persistenti ascrivibili al sistema K5 che taglino la "trave" sugli appoggi (splipping) o di un'ulteriore frattura K5 nel tetto.

Al fine di ottenere FS=1.1 sono necessari 6 TIRANTI DYWIDAG 950/1050 Φ40mm di lunghezza 12.0m, installati in posizione sub-orizzontale, sub-paralleli all'asse delle scavo su un'unica fila ad interasse 1.5m.

Seppur tale condizione è scongiurata dall'assenza di discontinuità ascrivibili al sistema nella spalla sinistra, la presenza di una fascia cataclastica nella spalla destra e di una frattura molto persistente che attraversa il tetto ha isolato in combinazione con le macchie lente/fratture del verso elementi che sono stati bonificati con lo sviluppo della coltivazione. Preliminarmente alla realizzazione del tracciamento la società ha provveduto a far realizzare alla APIAN un intervento di consolidamento preventivo mediante tiranti DIWIDAG come illustrato nell'estratto allegato.

8.1.3. VERIFICHE DETERMINISTICHE DEI PORTALI DI ACCESSO

L'analisi del portale di accesso, effettuata antecedentemente all'apertura della galleria, ha permesso di rintracciare le principali discontinuità che isolano elementi potenzialmente instabili. Per l'accesso secondario tale analisi potrà essere effettuata una volta che è stato attestato il fronte di attacco.

Figura 8: Foto-restituzione con indicati i principali elementi potenzialmente instabili.

ELEMENTO		V	S sciv	Si
1	A	2.7	7.8	0.2
1	B	5.3	4.3	
1	C	3.0	0.0	
1	D	1.0	0.0	
1	E	8.0	4.3	
1	F	14.3	6.0	
1	G	6.5	0.0	
1	H	1.8	0.0	
1	I	23.8	7.4	0.4
1	L	1.4	0.0	
1	M	3.2	4.4	
2	A	13.5	6.3	
2	B	21.3	10.2	
2	C	2.7	0.0	
2	D	18.6	9.0	
2	E	19.4	3.3	
2	F	9.0	0.0	
2	G	11.9	2.4	
2	H	25.8	9.7	9.8
2	I	9.9	0.0	5.3
2	L	5.1	0.0	11.8
3	A	28.7	21.9	
3	B	26.4	10.5	
3	C	2.7	0.0	
3	D	40.8	15.9	
3	E	15.5	4.3	
3	F	9.0	0.0	
3	G	14.6	4.0	
3	H	63.6	22.8	17.1

8.1.3.1. DEFINIZIONE DELLE MASSE ISOLATE

La proiezione grafica delle discontinuità rilevate sia in pianta che in sezione ha permesso di definire tre settori di analisi (definite dalle discontinuità del verso K1) ed i volumi degli elementi oggetto dell'attuale verifica per ciascun settore.

Per tutti i sotto-elementi è stata ipotizzata la persistenza totale delle discontinuità rilevate, situazione non confermata dalle verifiche visive effettuate, ma che comunque permette di procedere con maggior cautela nelle successive trattazioni.

Da quanto riscontrato, per mezzo di valutazione grafica e riscontro visivo, le discontinuità in combinazione con il fronte della tecchia isolano gli elementi aventi le dimensioni indicate nella sottostante tabella.

Tabella 25: definizione delle dimensioni dei sotto-elementi oggetto di consolidamento

8.1.3.2. SETTORE 1 PORTALE

8.1.3.2.1. ELEMENTO A-

Le'elemto A da calcolo deterministico ottenuto a livello grafico presenta volume **V=2.7mc**, per un carico di **Wd = 0.07MN** e superficie di scivolamento lungo K2di 7.8mq e superficie intatta di circa 0.5mq.

L'elemento risulta verificato per resistenza tangenziale dell'ammasso roccioso.

VERIFICA DI STABILITA'PRELIMINARE A2+M2+R2							ELEMENTO A
SUPERFICIE DISCONTINUITA' (mq)	S	7.80	SLU	SLV (parametri minimi intervallo)			
CARICO NORMALE (MN)	Wn,d	0.03		Comb (++)	Comb (-+)	Comb (+-)	Comb (--)
CARICO TANGENZIALE (MN)		Ed,sc	0.06	0.06	0.07	0.06	0.06
RESISTENZA TANGENZIALE DISCONTINUITA' (MN)		Rd,sc	0.02	0.03	0.02	0.03	0.02
RESISTENZA TANGENZIALE AMMASSO ROCCIOSO (MN)		Rd,tau	3.04				
FATTORE DI SICUREZZA		FS	42.96	43.06	40.80	45.35	42.86

8.1.3.2.2. ELEMENTI B-C-D

Gli elementi B-C-D da calcolo deterministico ottenuto a livello grafico presentano volume totale **V=9.25mc**, per un carico di **Wd = 0.25MN** e superficie di scivolamento K2 4.3mq. Gli elementi non risultano verificati agli stati limite (SLU e SLV) con **FS_{min}=0.3**.

Allo scopo è stato dimensionato un sistema di consolidamento costituito da tiranti TIRANTI DIWIDAG Y1050H 950/1050 Φ40 mm con inclinazione sub-orizzontale.

Per realizzare un FS > 1 risulta necessaria l'installazione di 1 TIRANTE DIWIDAG Y1050H 950/1050 Φ40 mm ad elemento di lunghezza utile minima 1.5 m.

VERIFICA DI STABILITA' E DIMENSIONAMENTO CONSOLIDAMENTO						ELEMENTI 1A-B-C	
SUPERFICIE DISCONTINUITA' (mq)	S	4.30	SLU	SLV (parametri minimi intervallo)			
CARICO NORMALE (MN)	Wn,d	0.10		Comb (++)	Comb (-+)	Comb (+-)	Comb (--)
CARICO TANGENZIALE (MN)		Ed,sc	0.29	0.22	0.23	0.21	0.22
RESISTENZA TANGENZIALE DISCONTINUITA' (MN)		Rd,sc	0.08	0.09	0.08	0.08	0.08
FATTORE DI SICUREZZA		FS	0.28	0.39	0.33	0.40	0.34
AZIONE RESIDUA (MN)		Ed,sc,res	0.21	0.14	0.16	0.13	0.15
INCLINAZIONE ANCORAGGI (° RIF ORIZZONTALE)		α	0.00				
AZIONE RESIDUA TANGENZIALE ALL'ANCORAGGIO (MN)		Ed,sc,t	0.19	0.12	0.14	0.11	0.13
AZIONE RESIDUA NORMALE ALL'ANCORAGGIO (MN)		Ed,sc,n	0.09	0.06	0.07	0.05	0.06
NUMERO ANCORAGGI		n	1.00				
LUNGHEZZA D'INFISSIONE (m)		L	1.50				
RESISTENZA TANGENZIALE ANCORAGGI (MN)		nTd	0.43				
RESISTENZA A SFILAMENTO (MN)		Rsfil	0.35				
FATTORE DI SICUREZZA A TAGLIO		FS tg	1.93	2.54	2.37	2.67	2.48
FATTORE DI SICUREZZA A SFILAMENTO		FS sfil	3.14	4.11	3.86	4.32	4.05

8.1.3.2.3. ELEMENTO E

L'elemento E da calcolo deterministico ottenuto a livello grafico presenta volume **V=8.0mc**, per un carico di **Wd = 0.21MN** e superficie di scivolamento K2 di 4.3mq.

L'elemento non risulta verificato agli stati limite (SLU e SLV) con **FS_{min}=0.30**.

VERIFICA DI STABILITA' E DIMENSIONAMENTO CONSOLIDAMENTO						ELEMENTO E	
SUPERFICIE DISCONTINUITA' (mq)	S	4.30	SLU	SLV (parametri minimi intervallo)			
CARICO NORMALE (MN)	Wn,d	0.09		Comb (++)	Comb (-+)	Comb (+-)	Comb (--)
CARICO TANGENZIALE (MN)		Ed,sc	0.25	0.19	0.20	0.18	0.19
RESISTENZA TANGENZIALE DISCONTINUITA' (MN)		Rd,sc	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07
FATTORE DI SICUREZZA		FS	0.28	0.39	0.33	0.40	0.34
AZIONE RESIDUA (MN)		Ed,sc,res	0.18	0.12	0.14	0.11	0.13
INCLINAZIONE ANCORAGGI (° RIF ORIZZONTALE)		α	0.00				
AZIONE RESIDUA TANGENZIALE ALL'ANCORAGGIO (MN)		Ed,sc,t	0.16	0.11	0.12	0.10	0.12
AZIONE RESIDUA NORMALE ALL'ANCORAGGIO (MN)		Ed,sc,n	0.08	0.05	0.06	0.05	0.05
NUMERO ANCORAGGI		n	1.00				
LUNGHEZZA D'INFISSIONE (m)		L	1.50				
RESISTENZA TANGENZIALE ANCORAGGI (MN)		nTd	0.43				
RESISTENZA A SFILAMENTO (MN)		Rsfil	0.35				
FATTORE DI SICUREZZA A TAGLIO		FS tg	2.19	2.88	2.69	3.02	2.82
FATTORE DI SICUREZZA A SFILAMENTO		FS sfil	3.59	4.69	4.41	4.94	4.63

Allo scopo è stato dimensionato un sistema di consolidamento costituito da tiranti TIRANTI DIWIDAG Y1050H 950/1050 Φ40 mm con inclinazione sub-orizzontale.

Per realizzare un FS > 1 risulta necessaria l'installazione di 1 TIRANTE DIWIDAG Y1050H 950/1050 Φ40 mm ad elemento di lunghezza utile minima 1.5 m.

8.1.3.2.4. ELEMENTO F-G-H

Gli elementi F-G-H da calcolo deterministico ottenuto a livello grafico presentano volume **V=22.5mc**, per un carico di **Wd = 0.38MN** e superficie di scivolamento K2 di 6.0mq.

Gli elementi non risulta verificati agli stati limite (SLU e SLV) con **FS_{min}=0.30**.

Allo scopo è stato dimensionato un sistema di consolidamento costituito da tiranti TIRANTI DIWIDAG Y1050H 950/1050 Φ40 mm con inclinazione sub-orizzontale.

Per realizzare un FS > 1 risulta necessaria l'installazione di 2 TIRANTI DIWIDAG Y1050H 950/1050 Φ40 mm ad elemento di lunghezza utile minima 1.5 m.

VERIFICA DI STABILITA' E DIMENSIONAMENTO CONSOLIDAMENTO						ELEMENTO F-G-H	
SUPERFICIE DISCONTINUITA' (mq)	S	6.00	SLU	SLV (parametri minimi intervallo)			
CARICO NORMALE (MN)	Wn,d	0.25		Comb (++)	Comb (-+)	Comb (+-)	Comb (--)
CARICO TANGENZIALE (MN)		Ed,sc	0.70	0.54	0.57	0.51	0.54
RESISTENZA TANGENZIALE DISCONTINUITA' (MN)		Rd,sc	0.20	0.21	0.19	0.20	0.18
FATTORE DI SICUREZZA		FS	0.28	0.39	0.33	0.40	0.34
AZIONE RESIDUA (MN)		Ed,sc,res	0.51	0.33	0.38	0.31	0.36
INCLINAZIONE ANCORAGGI (° RIF ORIZZONTALE)		α	0.00				
AZIONE RESIDUA TANGENZIALE ALL'ANCORAGGIO (MN)		Ed,sc,t	0.46	0.30	0.35	0.28	0.33
AZIONE RESIDUA NORMALE ALL'ANCORAGGIO (MN)		Ed,sc,n	0.21	0.14	0.16	0.13	0.15
NUMERO ANCORAGGI		n	2.00				
LUNGHEZZA D'INFISSIONE (m)		L	1.50				
RESISTENZA TANGENZIALE ANCORAGGI (MN)		nTd	0.87				
RESISTENZA A SFILAMENTO (MN)		Rsfil	0.70				
FATTORE DI SICUREZZA A TAGLIO		FS tg	1.64	2.16	2.01	2.26	2.10
FATTORE DI SICUREZZA A SFILAMENTO		FS sfil	2.63	3.45	3.23	3.62	3.39

8.1.3.2.5. ELEMENTO I-

Le'elemto I da calcolo deterministico ottenuto a livello grafico presenta volume **V=23.8mc**, per un carico di **Wd = 0.63MN** e superficie di scivolamento K2di 7.4mq e superficie intatta di circa 1.0mq.

L'elemento risulta verificato per resistenza tangenziale dell'ammasso roccioso.

VERIFICA DI STABILITA'PRELIMINARE A2+M2+R2						ELEMENTI I	
SUPERFICIE DISCONTINUITA' (mq)	S	7.40	SLU	SLV (parametri minimi intervallo)			
CARICO NORMALE (MN)	Wn,d	0.27		Comb (++)	Comb (-+)	Comb (+-)	Comb (--)
CARICO TANGENZIALE (MN)		Ed,sc	0.57	0.57	0.60	0.54	0.57
RESISTENZA TANGENZIALE DISCONTINUITA' (MN)		Rd,sc	0.21	0.22	0.20	0.22	0.19
RESISTENZA TANGENZIALE AMMASSO ROCCIOSO (MN)		Rd,tau	6.08				
FATTORE DI SICUREZZA		FS	10.00	10.04	9.49	10.57	9.96

8.1.3.2.6. ELEMENTI L-M

Gli elementi L-M da calcolo deterministico ottenuto a livello grafico presentano volume **V=4.6mc**, per un carico di **Wd = 0.12MN** e superficie di scivolamento K3 di 4.4mq.

L'elemento non risulta verificato agli stati limite (SLU e SLV) con **FS_{min}=0.01.**

VERIFICA DI STABILITA' E DIMENSIONAMENTO CONSOLIDAMENTO						ELEMENTI L-M	
SUPERFICIE DISCONTINUITA' (mq)	S	4.40	SLU	SLV (parametri minimi intervallo)			
CARICO NORMALE (MN)	Wn,d	0.00		Comb (++)	Comb (-+)	Comb (+-)	Comb (--)
CARICO TANGENZIALE (MN)		Ed,sc	0.16	0.12	0.13	0.12	0.13
RESISTENZA TANGENZIALE DISCONTINUITA' (MN)		Rd,sc	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
FATTORE DI SICUREZZA		FS	0.01	0.02	0.01	0.02	0.01
AZIONE RESIDUA (MN)		Ed,sc,res	0.16	0.12	0.12	0.12	0.12
INCLINAZIONE ANCORAGGI (° RIF ORIZZONTALE)		α	0.00				
AZIONE RESIDUA TANGENZIALE ALL'ANCORAGGIO (MN)		Ed,sc,t	0.16	0.12	0.12	0.12	0.12
AZIONE RESIDUA NORMALE ALL'ANCORAGGIO (MN)		Ed,sc,n	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
NUMERO ANCORAGGI		n	1.00				
LUNGHEZZA D'INFISSIONE (m)		L	1.50				
RESISTENZA TANGENZIALE ANCORAGGI (MN)		nTd	0.43				
RESISTENZA A SFILAMENTO (MN)		Rsfil	0.35				
FATTORE DI SICUREZZA A TAGLIO		FS tg	2.74	3.67	3.46	3.68	3.46
FATTORE DI SICUREZZA A SFILAMENTO		FS sfil	126.24	169.01	159.18	169.38	159.50

Allo scopo è stato dimensionato un sistema di consolidamento costituito da tiranti TIRANTI DIWIDAG Y1050H 950/1050 Φ40 mm con inclinazione sub-orizzontale.

Per realizzare un FS > 1 risulta necessaria l'installazione di 1 TIRANTE DIWIDAG Y1050H 950/1050 Φ40 mm ad elemento di lunghezza utile minima 1.5 m.

8.1.3.3. SETTORE 2 INTERMEDIO

8.1.3.3.1. ELEMENTO A-

L'elemento A da calcolo deterministico ottenuto a livello grafico presenta volume **V=13.5mc**, per un carico di **Wd = 0.36MN** e superficie di scivolamento K2 di 6.3mq.

L'elemento non risulta verificato agli stati limite (SLU e SLV) con **FS_{min}=0.30**.

VERIFICA DI STABILITA' E DIMENSIONAMENTO CONSOLIDAMENTO						ELEMENTO A		
SUPERFICIE DISCONTINUITA' (mq)	S	6.30	SLU	SLV (parametri minimi intervallo)				
CARICO NORMALE (MN)	Wn,d	0.15		Comb (++)	Comb (-+)	Comb (+-)	Comb (--)	
CARICO TANGENZIALE (MN)		Ed,sc	0.42	0.32	0.34	0.31	0.32	
RESISTENZA TANGENZIALE DISCONTINUITA' (MN)		Rd,sc	0.12	0.13	0.11	0.12	0.11	
FATTORE DI SICUREZZA		FS	0.28	0.39	0.33	0.40	0.34	
AZIONE RESIDUA (MN)		Ed,sc,res	0.30	0.20	0.23	0.18	0.22	
INCLINAZIONE ANCORAGGI (° RIF ORIZZONTALE)		α		0.00				
AZIONE RESIDUA TANGENZIALE ALL'ANCORAGGIO (MN)		Ed,sc,t	0.28	0.18	0.21	0.17	0.20	
AZIONE RESIDUA NORMALE ALL'ANCORAGGIO (MN)		Ed,sc,n	0.13	0.08	0.10	0.08	0.09	
NUMERO ANCORAGGI		n		1.00				
LUNGHEZZA D'INFISSIONE (m)		L		1.50				
RESISTENZA TANGENZIALE ANCORAGGI (MN)		nTd		0.28				
RESISTENZA A SFILAMENTO (MN)		Rsfil		0.35				
FATTORE DI SICUREZZA A TAGLIO		FS tg	1.00	1.33	1.22	1.39	1.28	

Allo scopo è stato dimensionato un sistema di consolidamento costituito da tiranti TIRANTI DIWIDAG Y1050H 950/1050 Φ32 mm con inclinazione sub-orizzontale.

Per realizzare un FS > 1 risulta necessaria l'installazione di 1 TIRANTE DIWIDAG Y1050H 950/1050 Φ32 mm ad elemento di lunghezza utile minima 1.5 m.

8.1.3.3.2. ELEMENTI B-C

Gli elementi B-C da calcolo deterministico ottenuto a livello grafico presentano volume totale **V=21.3mc**, per un carico di **Wd = 0.64MN** e superficie di scivolamento K2 10.2mq.

Gli elementi non risultano verificati agli stati limite (SLU e SLV) con **FS_{min}=0.3**.

VERIFICA DI STABILITA' E DIMENSIONAMENTO CONSOLIDAMENTO						ELEMENTI 2B-C	
SUPERFICIE DISCONTINUITA' (mq)	S	10.20	SLU	SLV (parametri minimi intervallo)			
CARICO NORMALE (MN)	Wn,d	0.27		Comb (++)	Comb (-+)	Comb (+-)	Comb (--)
CARICO TANGENZIALE (MN)		Ed,sc	0.75	0.58	0.61	0.55	0.58
RESISTENZA TANGENZIALE DISCONTINUITA' (MN)		Rd,sc	0.21	0.22	0.20	0.22	0.19
FATTORE DI SICUREZZA		FS	0.28	0.39	0.33	0.40	0.34
AZIONE RESIDUA (MN)		Ed,sc,res	0.54	0.35	0.41	0.33	0.38
INCLINAZIONE ANCORAGGI (° RIF ORIZZONTALE)		α		0.00			
AZIONE RESIDUA TANGENZIALE ALL'ANCORAGGIO (MN)		Ed,sc,t	0.49	0.32	0.37	0.30	0.35
AZIONE RESIDUA NORMALE ALL'ANCORAGGIO (MN)		Ed,sc,n	0.23	0.15	0.17	0.14	0.16
NUMERO ANCORAGGI		n		2.00			
LUNGHEZZA D'INFISSIONE (m)		L		1.50			
RESISTENZA TANGENZIALE ANCORAGGI (MN)		nTd		0.55			
RESISTENZA A SFILAMENTO (MN)		Rsfil		0.70			
FATTORE DI SICUREZZA A TAGLIO		FS tg	1.09	1.45	1.34	1.52	1.40
FATTORE DI SICUREZZA A SFILAMENTO		FS sfil	2.48	3.26	3.05	3.42	3.20

Allo scopo è stato dimensionato un sistema di consolidamento costituito da tiranti TIRANTI DIWIDAG Y1050H 950/1050 Φ40 mm con inclinazione sub-orizzontale.

Per realizzare un FS > 1 risulta necessaria l'installazione di 2 TIRANTI DIWIDAG Y1050H 950/1050 Φ40 mm ad elemento di lunghezza utile minima 1.5 m.

8.1.3.3.3. ELEMENTO D

L'elemento E da calcolo deterministico ottenuto a livello grafico presenta volume **V=18.6mc**, per un carico di **Wd = 0.49MN** e superficie di scivolamento K2 di 9.0mq.

L'elemento non risulta verificato agli stati limite (SLU e SLV) con **FS_{min}=0.30.**

VERIFICA DI STABILITA' E DIMENSIONAMENTO CONSOLIDAMENTO					ELEMENTO D		
SUPERFICIE DISCONTINUITA' (mq)	S	10.00	SLU	SLV (parametri minimi intervallo)			
CARICO NORMALE (MN)	Wn,d	0.21		Comb (++)	Comb (-+)	Comb (+-)	Comb (--)
CARICO TANGENZIALE (MN)		Ed,sc	0.58	0.45	0.47	0.42	0.45
RESISTENZA TANGENZIALE DISCONTINUITA' (MN)		Rd,sc	0.16	0.17	0.16	0.17	0.15
FATTORE DI SICUREZZA		FS	0.28	0.39	0.33	0.40	0.34
AZIONE RESIDUA (MN)		Ed,sc,res	0.42	0.27	0.31	0.25	0.30
INCLINAZIONE ANCORAGGI (° RIF ORIZZONTALE)		α	0.00				
AZIONE RESIDUA TANGENZIALE ALL'ANCORAGGIO (MN)		Ed,sc,t	0.38	0.25	0.29	0.23	0.27
AZIONE RESIDUA NORMALE ALL'ANCORAGGIO (MN)		Ed,sc,n	0.18	0.12	0.13	0.11	0.13
NUMERO ANCORAGGI		n	1.00				
LUNGHEZZA D'INFISSIONE (m)		L	1.50				
RESISTENZA TANGENZIALE ANCORAGGI (MN)		nTd	0.28				
RESISTENZA A SFILAMENTO (MN)		Rsfil	0.35				
FATTORE DI SICUREZZA A TAGLIO		FS tg	0.80	1.07	0.98	1.12	1.02
FATTORE DI SICUREZZA A SFILAMENTO		FS sfil	1.70	2.24	2.09	2.35	2.18

Allo scopo è stato dimensionato un sistema di consolidamento costituito da tiranti TIRANTI DIWIDAG Y1050H 950/1050 Φ32 mm con inclinazione sub-orizzontale.

Anche se l'installazione di 1 TIRANTE DIWIDAG Y1050H 950/1050 Φ32 mm di lunghezza utile minima 1.5 m non soddisfa le azioni tangenziali il consolidamento del sottostante elemento 1E risultando sovradimensionato (0.27MN) e superiore all'azione residua (0.10 MN) dell'elemento 2D permette di sfruttare la sottostante superficie di scivolamento K1 (50°) e di verificarne la stabilità come di seguito riportato con FS>1.

VERIFICA DI STABILITA' E DIMENSIONAMENTO CONSOLIDAMENTO					ELEMENTO D		
SUPERFICIE DISCONTINUITA' (mq)	S	15.00	SLU	SLV (parametri minimi intervallo)			
CARICO NORMALE (MN)	Wn,d	0.32		Comb (++)	Comb (-+)	Comb (+-)	Comb (--)
CARICO TANGENZIALE (MN)		Ed,sc	0.49	0.38	0.40	0.35	0.37
RESISTENZA TANGENZIALE DISCONTINUITA' (MN)		Rd,sc	0.25	0.26	0.24	0.25	0.23
FATTORE DI SICUREZZA		FS	0.50	0.68	0.60	0.71	0.62
AZIONE RESIDUA (MN)		Ed,sc,res	0.24	0.12	0.16	0.10	0.14
INCLINAZIONE ANCORAGGI (° RIF ORIZZONTALE)		α	0.00				
AZIONE RESIDUA TANGENZIALE ALL'ANCORAGGIO (MN)		Ed,sc,t	0.19	0.09	0.12	0.08	0.11
AZIONE RESIDUA NORMALE ALL'ANCORAGGIO (MN)		Ed,sc,n	0.16	0.08	0.10	0.07	0.09
NUMERO ANCORAGGI		n	1.00				
LUNGHEZZA D'INFISSIONE (m)		L	1.50				
RESISTENZA TANGENZIALE ANCORAGGI (MN)		nTd	0.28				
RESISTENZA A SFILAMENTO (MN)		Rsfil	0.35				
FATTORE DI SICUREZZA A TAGLIO		FS tg	1.24	1.63	1.50	1.73	1.59
FATTORE DI SICUREZZA A SFILAMENTO		FS sfil	1.61	2.10	1.95	2.25	2.08

8.1.3.3.4. ELEMENTO E-F-G

Gli elementi E-F-G da calcolo deterministico ottenuto a livello grafico presentano volume **V=40.2mc**, per un carico di **Wd = 0.38MN** e superficie di scivolamento K2 di 6.0mq.

Gli elementi non risulta verificati agli stati limite (SLU e SLV) con **FS_{min}=0.30.**

Allo scopo è stato dimensionato un sistema di consolidamento costituito da tiranti TIRANTI DIWIDAG Y1050H 950/1050 Φ40 mm con inclinazione sub-orizzontale.

Per realizzare un FS > 1 risulta necessaria l'installazione di 2 TIRANTI DIWIDAG Y1050H 950/1050 Φ40 mm ad elemento di lunghezza utile minima 1.5 m.

VERIFICA DI STABILITA' E DIMENSIONAMENTO CONSOLIDAMENTO					ELEMENTO F-G-H		
SUPERFICIE DISCONTINUITA' (mq)	S	26.00	SLU	SLV (parametri minimi intervallo)			
CARICO NORMALE (MN)	Wn,d	0.45		Comb (++)	Comb (-+)	Comb (+-)	Comb (--)
CARICO TANGENZIALE (MN)		Ed,sc	1.26	0.96	1.02	0.91	0.97
RESISTENZA TANGENZIALE DISCONTINUITA' (MN)		Rd,sc	0.35	0.37	0.34	0.37	0.33
FATTORE DI SICUREZZA		FS	0.28	0.39	0.33	0.40	0.34
AZIONE RESIDUA (MN)		Ed,sc,res	0.90	0.59	0.68	0.55	0.64
INCLINAZIONE ANCORAGGI (° RIF ORIZZONTALE)		α	0.00				
AZIONE RESIDUA TANGENZIALE ALL'ANCORAGGIO (MN)		Ed,sc,t	0.82	0.53	0.62	0.50	0.58
AZIONE RESIDUA NORMALE ALL'ANCORAGGIO (MN)		Ed,sc,n	0.38	0.25	0.29	0.23	0.27
NUMERO ANCORAGGI		n	2.00				
LUNGHEZZA D'INFISSIONE (m)		L	1.50				
RESISTENZA TANGENZIALE ANCORAGGI (MN)		nTd	0.55				
RESISTENZA A SFILAMENTO (MN)		Rsfil	0.70				
FATTORE DI SICUREZZA A TAGLIO		FS tg	0.77	1.02	0.93	1.07	0.97
FATTORE DI SICUREZZA A SFILAMENTO		FS sfil	1.60	2.10	1.96	2.20	2.05

Anche se l'installazione di 2 TIRANTI DIWIDAG Y1050H 950/1050 Φ32 mm di lunghezza utile minima 1.5 m non soddisfa le azioni tangenziali il consolidamento del sottostante elemento 1F-G-H risultando sovradimensionato (0.24MN) e superiore all'azione residua (0.12 MN) dell'elemento 2D permette di sfruttare la sottostante superficie di scivolamento K1 (50°) e di ottenere la seguente verifica di stabilità.

VERIFICA DI STABILITA' E DIMENSIONAMENTO CONSOLIDAMENTO					ELEMENTO F-G-H		
SUPERFICIE DISCONTINUITA' (mq)	S	26.00	SLU	SLV (parametri minimi intervallo)			
CARICO NORMALE (MN)	Wn,d	0.68		Comb (++)	Comb (-+)	Comb (+-)	Comb (--)
CARICO TANGENZIALE (MN)		Ed,sc	1.06	0.83	0.87	0.77	0.80
RESISTENZA TANGENZIALE DISCONTINUITA' (MN)		Rd,sc	0.53	0.57	0.52	0.55	0.50
FATTORE DI SICUREZZA		FS	0.50	0.68	0.60	0.71	0.62
AZIONE RESIDUA (MN)		Ed,sc,res	0.53	0.26	0.35	0.22	0.31
INCLINAZIONE ANCORAGGI (° RIF ORIZZONTALE)		α	0.00				
AZIONE RESIDUA TANGENZIALE ALL'ANCORAGGIO (MN)		Ed,sc,t	0.41	0.20	0.27	0.17	0.23
AZIONE RESIDUA NORMALE ALL'ANCORAGGIO (MN)		Ed,sc,n	0.34	0.17	0.22	0.14	0.20
NUMERO ANCORAGGI		n	2.00				
LUNGHEZZA D'INFISSIONE (m)		L	1.50				
RESISTENZA TANGENZIALE ANCORAGGI (MN)		nTd	0.55				
RESISTENZA A SFILAMENTO (MN)		Rsfil	0.70				
FATTORE DI SICUREZZA A TAGLIO		FS tg	1.18	1.56	1.43	1.66	1.52
FATTORE DI SICUREZZA A SFILAMENTO		FS sfil	1.53	1.99	1.85	2.13	1.97

8.1.3.3.5. ELEMENTO H

L'elemento I da calcolo deterministico ottenuto a livello grafico presenta volume **V=25.7mc**, per un carico di **Wd = 0.68MN** e superficie di scivolamento K2di 9.7mq e superficie intatta di circa 9.8mq.

L'elemento risulta verificato per resistenza tangenziale dell'ammasso roccioso.

VERIFICA DI STABILITA'PRELIMINARE A2+M2+R2					ELEMENTO H		
SUPERFICIE DISCONTINUITA' (mq)	S	7.40	SLU	SLV (parametri minimi intervallo)			
CARICO NORMALE (MN)	Wn,d	0.29		Comb (++)	Comb (-+)	Comb (+-)	Comb (--)
CARICO TANGENZIALE (MN)		Ed,sc	0.62	0.62	0.65	0.58	0.62
RESISTENZA TANGENZIALE DISCONTINUITA' (MN)		Rd,sc	0.22	0.24	0.21	0.23	0.21
RESISTENZA TANGENZIALE AMMASSO ROCCIOSO (MN)		Rd,tau	59.58				
FATTORE DI SICUREZZA		FS	88.09	88.27	83.68	92.99	87.90

8.1.3.3.6. ELEMENTI I-L

Gli elementi I-L da calcolo deterministico ottenuto a livello grafico presentano volume **V=15.0mc**, per un carico di **Wd = 0.12MN** e superficie intatta di circa 5.3mq.

L'elemento risulta verificato per resistenza tangenziale dell'ammasso roccioso.

VERIFICA DI STABILITA'PRELIMINARE A2+M2+R2						ELEMENTI I-L		
SUPERFICIE DISCONTINUITA' (mq)	S	4.40	SLU	SLV (parametri minimi intervallo)				
CARICO NORMALE (MN)	Wn,d	0.01		Comb (++)	Comb (-+)	Comb (+-)	Comb (--)	
CARICO TANGENZIALE (MN)		Ed,sc	0.40	0.39	0.41	0.39	0.41	
RESISTENZA TANGENZIALE DISCONTINUITA' (MN)		Rd,sc	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	
RESISTENZA TANGENZIALE AMMASSO ROCCIOSO (MN)		Rd,tau	31.92					
FATTORE DI SICUREZZA		FS	73.03	75.20	70.83	75.37	70.97	

8.1.3.3.7. SOLUZIONE ALTERNATIVA

Vista la morfologia della tecchia e l'andamento delle discontinuità sussiste la possibilità di operare un consolidamento dal piazzale presente a fianco del fronte.

In questo modo realizzando un unico tirante passante (20.0m) DIWIDAG Φ32mm sub-parallelo al fronte sarà possibile verificare gli elementi 2A,2B,2H,2I,2L e realizzare due consolidamenti puntuali ortogonali al fronte in corrispondenza degli elementi 2C e 2EFG (6.0m) e degli elementi 2IL (3.0m).

8.1.3.4. SETTORE 3 SUPERIORE

8.1.3.4.1. ELEMENTO A-B-C

Gli elementi A-B-C da calcolo deterministico ottenuto a livello grafico presentano volume **V=57.8mc**, per un carico di **Wd = 1.5MN** e superficie di scivolamento K2+K1 di 26.9mq.

Gli elementi non risultano verificati agli stati limite (SLU e SLV) con **FS_{min}=0.45.**

VERIFICA DI STABILITA' E DIMENSIONAMENTO CONSOLIDAMENTO						ELEMENTI ABC	
SUPERFICIE DISCONTINUITA' (mq)	S	30.00	SLU	SLV (parametri minimi intervallo)			
CARICO NORMALE (MN)	Wn,d	0.88		Comb (++)	Comb (-+)	Comb (+-)	Comb (--)
CARICO TANGENZIALE (MN)		Ed,sc	1.63	1.27	1.33	1.18	1.24
RESISTENZA TANGENZIALE DISCONTINUITA' (MN)		Rd,sc	0.68	0.73	0.66	0.70	0.64
FATTORE DI SICUREZZA		FS	0.42	0.57	0.50	0.60	0.51
AZIONE RESIDUA (MN)		Ed,sc,res	0.95	0.54	0.67	0.48	0.61
INCLINAZIONE ANCORAGGI (° RIF ORIZZONTALE)		α	0.00				
AZIONE RESIDUA TANGENZIALE ALL'ANCORAGGIO (MN)		Ed,sc,t	0.78	0.44	0.55	0.39	0.50
AZIONE RESIDUA NORMALE ALL'ANCORAGGIO (MN)		Ed,sc,n	0.54	0.31	0.38	0.27	0.35
NUMERO ANCORAGGI		n	3.00				
LUNGHEZZA D'INFISSIONE (m)		L	1.50				
RESISTENZA TANGENZIALE ANCORAGGI (MN)		nTd	0.83				
RESISTENZA A SFILAMENTO (MN)		Rsfil	1.05				
FATTORE DI SICUREZZA A TAGLIO		FS tg	1.04	1.37	1.26	1.45	1.33
FATTORE DI SICUREZZA A SFILAMENTO		FS sfil	1.54	2.01	1.87	2.14	1.98

Allo scopo è stato dimensionato un sistema di consolidamento costituito da tiranti TIRANTI DIWIDAG Y1050H 950/1050 Φ32 mm con inclinazione sub-orizzontale.

Per realizzare un FS > 1 risulta necessaria l'installazione di 3 TIRANTI DIWIDAG Y1050H 950/1050 Φ32 mm ad elemento di lunghezza utile minima 1.5 m.

8.1.3.4.2. ELEMENTO D

L'elemento D da calcolo deterministico ottenuto a livello grafico presenta volume **V=40.8mc**, per un carico di **Wd = 1.08MN** e superficie di scivolamento K2 di 14.4mq.

L'elemento non risulta verificato agli stati limite (SLU e SLV) con **FS_{min}=0.45.**

Allo scopo è stato dimensionato un sistema di consolidamento costituito da tiranti TIRANTI DIWIDAG Y1050H 950/1050 Φ32 mm con inclinazione sub-orizzontale.

Per realizzare un FS > 1 risulta necessaria l'installazione di 2 TIRANTI DIWIDAG Y1050H 950/1050 Φ32 mm ad elemento di lunghezza utile minima 1.5 m.

VERIFICA DI STABILITA' E DIMENSIONAMENTO CONSOLIDAMENTO						ELEMENTO D		
SUPERFICIE DISCONTINUITA' (mq)	S	14.40	SLU	SLV (parametri minimi intervallo)				
CARICO NORMALE (MN)	Wn,d	0.62		Comb (++)	Comb (-+)	Comb (+-)	Comb (--)	
CARICO TANGENZIALE (MN)		Ed,sc	1.15	0.89	0.94	0.83	0.88	
RESISTENZA TANGENZIALE DISCONTINUITA' (MN)		Rd,sc	0.48	0.51	0.47	0.50	0.45	
FATTORE DI SICUREZZA		FS	0.42	0.57	0.50	0.60	0.51	
AZIONE RESIDUA (MN)		Ed,sc,res	0.67	0.38	0.47	0.34	0.43	
INCLINAZIONE ANCORAGGI (° RIF ORIZZONTALE)		α	0.00					
AZIONE RESIDUA TANGENZIALE ALL'ANCORAGGIO (MN)		Ed,sc,t	0.55	0.31	0.39	0.28	0.35	
AZIONE RESIDUA NORMALE ALL'ANCORAGGIO (MN)		Ed,sc,n	0.38	0.22	0.27	0.19	0.25	
NUMERO ANCORAGGI		n	2.00					
LUNGHEZZA D'INFISSIONE (m)		L	1.50					
RESISTENZA TANGENZIALE ANCORAGGI (MN)		nTd	0.55					
RESISTENZA A SFILAMENTO (MN)		Rsfil	0.70					
FATTORE DI SICUREZZA A TAGLIO		FS tg	1.00	1.33	1.22	1.41	1.28	
FATTORE DI SICUREZZA A SFILAMENTO		FS sfil	1.47	1.93	1.79	2.06	1.90	

8.1.4. ELEMENTI E-F-G

Gli elementi E-F-G da calcolo deterministico ottenuto a livello grafico presentano volume **V=39.0mc**, per un carico di **Wd = 1.03MN** e superficie di scivolamento K2 di 8.3mq.

Gli elementi non risulta verificati agli stati limite (SLU e SLV) con **FS_{min}=0.45**.

VERIFICA DI STABILITA' E DIMENSIONAMENTO CONSOLIDAMENTO					E-F-G		
SUPERFICIE DISCONTINUITA' (mq)	S	8.30	SLU	SLV (parametri minimi intervallo)			
CARICO NORMALE (MN)	Wn,d	0.59		Comb (++)	Comb (-+)	Comb (+-)	Comb (--)
CARICO TANGENZIALE (MN)		Ed,sc	1.10	0.85	0.90	0.80	0.84
RESISTENZA TANGENZIALE DISCONTINUITA' (MN)		Rd,sc	0.46	0.49	0.44	0.47	0.43
FATTORE DI SICUREZZA		FS	0.42	0.57	0.50	0.59	0.51
AZIONE RESIDUA (MN)		Ed,sc,res	0.64	0.37	0.45	0.32	0.41
INCLINAZIONE ANCORAGGI (° RIF ORIZZONTALE)		α	0.00				
AZIONE RESIDUA TANGENZIALE ALL'ANCORAGGIO (MN)		Ed,sc,t	0.53	0.30	0.37	0.26	0.34
AZIONE RESIDUA NORMALE ALL'ANCORAGGIO (MN)		Ed,sc,n	0.37	0.21	0.26	0.19	0.23
NUMERO ANCORAGGI		n	2.00				
LUNGHEZZA D'INFISSIONE (m)		L	1.50				
RESISTENZA TANGENZIALE ANCORAGGI (MN)		nTd	0.55				
RESISTENZA A SFILAMENTO (MN)		Rsfil	0.70				
FATTORE DI SICUREZZA A TAGLIO		FS tg	1.03	1.36	1.25	1.44	1.32
FATTORE DI SICUREZZA A SFILAMENTO		FS sfil	1.52	2.00	1.85	2.12	1.96

Allo scopo è stato dimensionato un sistema di consolidamento costituito da tiranti TIRANTI DIWIDAG Y1050H 950/1050 Φ32 mm con inclinazione sub-orizzontale.

Per realizzare un FS > 1 risulta necessaria l'installazione di 2 TIRANTI DIWIDAG Y1050H 950/1050 Φ32 mm ad elemento di lunghezza utile minima 1.5 m.

8.1.4.1.1. ELEMENTO H

L'elemento I da calcolo deterministico ottenuto a livello grafico presenta volume **V=63.6mc**, per un carico di **Wd = 1.69MN** e superficie di scivolamento K2 di 22.8mq e superficie intatta di circa 9.8mq.

L'elemento risulta verificato per resistenza tangenziale dell'ammasso roccioso.

VERIFICA DI STABILITA'PRELIMINARE A2+M2+R2						ELEMENTO H		
SUPERFICIE DISCONTINUITA' (mq)	S	22.80	SLU	SLV (parametri minimi intervallo)				
CARICO NORMALE (MN)	Wn,d	0.03		Comb (++)	Comb (-+)	Comb (+-)	Comb (--)	
CARICO TANGENZIALE (MN)		Ed,sc	1.69	1.64	1.74	1.63	1.73	
RESISTENZA TANGENZIALE DISCONTINUITA' (MN)		Rd,sc	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	
RESISTENZA TANGENZIALE AMMASSO ROCCIOSO (MN)		Rd,tau	103.97					
FATTORE DI SICUREZZA		FS	56.10	57.77	54.41	57.90	54.52	

8.1.4.1.2. SOLUZIONE ALTERNATIVA

Vista la morfologia della tecchia e l'andamento delle discontinuità sussiste la possibilità di operare un consolidamento dal piazzale presente a fianco del fronte.

In questo modo realizzando un unico tirante passante (20.0m) DIWIDAG Φ32mm sub-parallelo al fronte sarà possibile verificare gli elementi 2B,2D,2E,2G e realizzare due consolidamenti puntuali ortogonali al fronte in corrispondenza degli elementi 2A (3.0m), 2C e 2F (6.0m).

8.2. ANALISI STATISTICA DEI CUNEI TRIDIMENSIONALI

Per l'analisi dei cunei tridimensionali potenzialmente instabili nei cantieri sotterranei sono stati considerate le massime geometrie previste dal piano di coltivazione per i tracciamenti aventi le caratteristiche di **Errore. L'origine riferimento non è stata rovata.**.

VERIFICHE CUNEI 3D TRACCIAMENTI CANTIERI SOTTERRANEI CAVA n11 FAGGETA				
NUM	TREND/PLUNGE	BASE	ALTEZZA	LUNGHEZZA
T1	055-235/0	10.0-18.0	18.0-25.0	24.0-36.0
T2	145-325/0	10.0-12.0	18.0	39.0-51.0
T3	115/0	7.0	18.0	18.0
T4	165/0	10.0	18.0	18.0

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.

8.2.1. TRACCIAMENTO N 055-235/00

In Tabella 26 si riportano le verifiche relative al tracciamento 055-235/00.

COMBINAZIONE			ZONA	FS	V (mc)	note
Joint_A	Joint_B	Joint_C				
1	2	3	TETTO	0.00	7.756	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie, la scarsa percentuale di K2b(3.5%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere ad immediato consolidamento o verifica.
1	2	3	PARETE S	12.17	0.936	
1	2	4	PARETE N	0.94	0.936	Se si forma procedere a disgaggio, consolidamento o verifica.
1	2	8	PARETE N	0.82	14.953	Se si forma procedere a consolidamento o verifica.
1	2	8	PARETE S	9.05	1.257	
1	3	4	TETTO	0.00	4.413	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie, la scarsa percentuale di K2b(3.5%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere ad immediato consolidamento o verifica.
1	3	4	PARETE S	2.35	2.924	
1	3	5	PARETE N	3.88	19.012	
1	3	8	TETTO	0.00	0.268	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie, la scarsa percentuale di K2b(3.5%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere ad immediato disgaggio o verifica.

1	4	5	PARETE S	12.61	0.268	
1	4	6	PARETE S	12.13	0.245	
1	4	8	PARETE N	0.77	19.178	Se si forma procedere a consolidamento o verifica.
1	4	8	PARETE S	2.34	7.073	
1	5	8	TETTO	0.00	7.073	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie. Se si forma procedere ad immediato consolidamento o verifica.
1	6	8	TETTO	0.00	4.06	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie, la scarsa percentuale di K4(7.1%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere ad immediato consolidamento o verifica.
1	7	8	PARETE S	3.38	4.06	
2	3	5	TETTO	0.00	0.105	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie. Se si forma procedere ad immediato disgaggio o verifica.
2	3	5	PARETE N	4.09	0.031	
2	3	6	TETTO	0.00	2.523	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie, la scarsa percentuale di K2b(3.5%), K4(7.1%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere ad immediato consolidamento o verifica.
2	3	7	TETTO	0.00	3.456	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie, la scarsa percentuale di K2b(3.5%), limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere ad immediato consolidamento o verifica.
2	4	5	PARETE S	0.33	20.602	Se si forma procedere a consolidamento o verifica.
2	4	5	PARETE N	1.91	20.602	
2	4	6	PARETE S	0.33	5.181	La scarsa percentuale di K4(7.1%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere a consolidamento o verifica.
2	4	6	PARETE N	2.11	5.181	
2	4	7	PARETE S	0.62	4.372	Se si forma procedere a consolidamento o verifica.
2	4	7	PARETE N	2.24	4.372	
2	4	8	PARETE N	5.75	3.651	
2	5	8	TETTO	0.00	3.651	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie. Se si forma procedere ad immediato consolidamento o verifica.
2	6	8	TETTO	0.00	2.194	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie, la scarsa percentuale di K4(7.1%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere ad immediato consolidamento o verifica.
2	7	8	PARETE S	0.27	2.194	
3	4	5	TETTO	0.00	0.073	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie, la scarsa percentuale di K2b(3.5%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere ad immediato disgaggio o verifica.
3	4	5	PARETE S	4.19	0.073	
3	4	6	TETTO	0.00	1.993	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie, la scarsa percentuale di K2b(3.5%),

						K4(7.1%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere ad immediato consolidamento o verifica.
3	4	7	TETTO	0.00	1.9	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie, la scarsa percentuale di K2b(3.5%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere ad immediato consolidamento o verifica.
3	5	6	PARETE S	3.77	1.9	
3	5	7	PARETE N	0.65	34.82	La scarsa percentuale di K2b(3.5%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere a consolidamento o verifica.
3	5	7	PARETE S	3.79	34.82	
3	5	8	PARETE S	3.97	17.727	
3	6	8	PARETE S	0.44	17.727	La scarsa percentuale di K2b(3.5%), K4(7.1%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere a consolidamento o verifica.
3	6	8	PARETE N	2.03	12.145	
3	7	8	TETTO	0.00	12.145	
3	7	8	PARETE N	6.76	0.115	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie, la scarsa percentuale di K1a(8%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere ad immediato consolidamento o ulteriore verifica.
4	5	8	TETTO	0.00	0.032	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie, la scarsa percentuale di K2b(3.5%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere ad immediato consolidamento o verifica.
4	6	8	TETTO	0.00	8.406	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie, la scarsa percentuale di K2b(3.5%), K4(7.1%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere ad immediato consolidamento o verifica.
4	7	8	PARETE S	1.71	24.198	
5	7	8	TETTO	0.00	24.198	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie. Se si forma procedere ad immediato consolidamento o verifica.
5	7	8	PARETE N	6.76	6.069	
6	7	8	TETTO	0.00	6.069	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie, la scarsa percentuale di K4(7.1%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere ad immediato consolidamento o verifica.
6	7	8	PARETE N	7.32	14.988	

Tabella 26: Verifica dei volumi potenzialmente instabili per il tracciamento orientato 055-235/00 NE-SW.

8.2.2. TRACCIAMENTO N 0145-325/00

In Tabella 27 si riportano le verifiche relative al tracciamento 055-235/00.

COMBINAZIONE			ZONA	FS	V (mc)	note
Joint_A	Joint_B	Joint_C				
K1	K2a	K2b	0.00	0.17	TETTO	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie, la scarsa percentuale di K2b(3.5%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere immediato disgaggio, consolidamento o verifica.
K1	K2a	K2b	13.47	2.03	PARETE W	
K1	K2b	K3a	0.00	0.26	TETTO	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie, la scarsa percentuale di K2b(3.5%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere immediato disgaggio, consolidamento o verifica.
K1	K2b	K3a	2.21	6.02	PARETE W	Se si forma procedere a consolidamento o verifica.
K1	K2b	K3b	2.43	6.35	PARETE E	
K1	K2b	K4	4.21	1.86	PARETE E	
K1	K2b	K5a	1.50	5.93	PARETE E	
K1	K2b	K5b	0.00	0.28	TETTO	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie, la scarsa percentuale di K2b(3.5%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere ad immediato disgaggio, consolidamento o verifica.
K1	K2b	K5b	1.39	7.34	PARETE W	
K1	K3a	K3b	12.61	0.11	PARETE W	
K1	K3a	K4	2.26	15.52	PARETE W	
K1	K3b	K5a	4.33	0.46	PARETE E	Se si forma procedere a consolidamento o verifica.
K1	K3b	K5b	0.00	29.73	TETTO	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie. Se si forma procedere ad immediato consolidamento o verifica.
K1	K3b	K5b	1.25	26.51	PARETE W	
K1	K4	K5a	1.30	29.30	PARETE E	
K1	K4	K5b	0.00	13.80	TETTO	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie, la scarsa percentuale di K4(7.1%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere ad immediato consolidamento o verifica.
K1	K4	K5b	1.21	34.89	PARETE W	
K1	K5a	K5b	3.38	1.99	PARETE W	
K2a	K2b	K3a	0.79	14.58	PARETE W	La scarsa percentuale di K2b(3.5%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere a consolidamento o verifica.
K2a	K2b	K3b	0.00	3.57	TETTO	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie, la scarsa percentuale di K2b(3.5%), limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere ad immediato consolidamento o verifica.
K2a	K2b	K3b	1.60	29.27	PARETE E	
K2a	K2b	K4	0.00	3.21	TETTO	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie, la scarsa percentuale di K2b(3.5%), K4(7.1%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere ad immediato consolidamento o verifica.
K2a	K2b	K4	3.83	3.74	PARETE E	
K2a	K2b	K5a	0.00	3.44	TETTO	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie, la scarsa percentuale di K2b(3.5%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere ad immediato

						consolidamento o verifica.
K2a	K2b	K5a	0.85	24.25	PARETE E	La scarsa percentuale di K2b(3.5%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere a consolidamento o verifica.
K2a	K2b	K5b	0.69	15.96	PARETE W	
K2a	K3a	K3b	1.03	4.16	PARETE W	Se si forma, nonostante FS≥1 procedere a consolidamento o verifica.
K2a	K3a	K4	1.06	6.44	PARETE W	
K2a	K3a	K5a	0.89	5.30	PARETE W	Se si forma procedere a consolidamento o verifica.
K2a	K3b	K5a	3.19	0.40	PARETE E	
K2a	K3b	K5b	0.00	47.04	TETTO	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie. Se si forma procedere ad immediato consolidamento o verifica.
K2a	K3b	K5b	0.69	7.19	PARETE W	Se si forma procedere a consolidamento o verifica.
K2a	K4	K5a	0.89	26.72	PARETE E	La scarsa percentuale di K4(7.1%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere a consolidamento o verifica.
K2a	K4	K5b	0.00	13.75	TETTO	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie, la scarsa percentuale di K4(7.1%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere ad immediato consolidamento o verifica.
K2a	K4	K5b	0.69	18.05	PARETE W	La scarsa percentuale di K4(7.1%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere a consolidamento o verifica.
K2a	K5a	K5b	0.74	7.37	PARETE W	Se si forma procedere a consolidamento o verifica.
K2b	K3a	K3b	0.00	0.11	TETTO	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie, la scarsa percentuale di K2b(3.5%), limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere ad immediato disgaggio, consolidamento o verifica.
K2b	K3a	K3b	1.16	25.62	PARETE W	
K2b	K3a	K4	0.00	0.03	TETTO	La scarsa percentuale di K2b(3.5%), K4(7.1%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere a consolidamento o verifica.
K2b	K3a	K4	1.31	5.65	PARETE W	
K2b	K3a	K5a	0.00	52.23	TETTO	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie, la scarsa percentuale di K2b(3.5%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere ad immediato consolidamento o verifica.
K2b	K3a	K5a	0.57	16.34	PARETE W	La scarsa percentuale di K2b(3.5%), limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere a consolidamento o verifica.
K2b	K3a	K5b	1.87	1.96	PARETE E	
K2b	K3b	K5b	3.93	1.11	PARETE W	
K2b	K4	K5a	1.66	4.50	PARETE E	
K2b	K4	K5b	1.34	5.63	PARETE W	
K2b	K5a	K5b	0.00	4.24	TETTO	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie, la scarsa percentuale di K2b(3.5%), K4(7.1%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere ad immediato consolidamento o verifica.
K2b	K5a	K5b	0.57	20.18	PARETE W	La scarsa percentuale di K2b(3.5%), limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere a consolidamento o verifica.
K3a	K3b	K5a	4.11	0.41	PARETE E	
K3a	K3b	K5b	0.00	0.11	TETTO	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie. Se si forma procedere ad immediato disgaggio, consolidamento

						o verifica.
K3a	K3b	K5b	2.80	1.69	PARETE W	
K3a	K4	K5a	1.59	25.10	PARETE E	
K3a	K4	K5b	0.00	0.03	TETTO	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie, la scarsa percentuale di K4(7.1%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere ad immediato disgaggio consolidamento o verifica.
K3a	K4	K5b	2.60	2.36	PARETE W	
K3a	K5a	K5b	3.04	1.93	PARETE W	
K3b	K4	K5a	3.06	0.48	PARETE W	
K3b	K4	K5b	2.05	19.71	PARETE E	
K3b	K5a	K5b	0.00	3.61	TETTO	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie. Se si forma procedere ad immediato disgaggio, consolidamento o verifica.
K3b	K5a	K5b	2.95	0.43	PARETE W	
K4	K5a	K5b	0.00	2.42	TETTO	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie, la scarsa percentuale di K4(7.1%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere ad immediato disgaggio consolidamento o verifica.
K4	K5a	K5b	3.22	22.05	PARETE W	

Tabella 27: Verifica dei volumi potenzialmente instabili per il tracciamento orientato 0145-325/00 NW-SE.

8.2.3. TRACCIAMENTO N 115/00

In Tabella 28 si riportano le verifiche relative al tracciamento 115/00.

COMBINAZIONE			ZONA	FS	V (mc)	note
Joint_A	**Joint_B**	**Joint_C**				
K1	K2a	K2b	TETTO	0	0.167	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie, la scarsa percentuale di K2b(3.5%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere immediato disgaggio, consolidamento o verifica.
K1	K2a	K2b	PARETE S	15.602	3.207	
K1	K2a	K2b	PARETE N	16.359	3.207	
K1	K2a	K3a	PARETE N	1.16	10.226	
K1	K2a	K3a	PARETE S	10.919	10.226	
K1	K2a	K3b	PARETE N	2.285	3.356	
K1	K2a	K4	PARETE N	10.865	0.214	
K1	K2a	K5a	PARETE N	1.184	4.613	
K1	K2a	K5b	PARETE N	1.211	9.21	
K1	K2a	K5b	PARETE S	11.434	9.21	
K1	K2b	K3a	TETTO	0	0.262	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie, la scarsa percentuale di K2b(3.5%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere ad immediato disgaggio, consolidamento o verifica.
K1	K2b	K3b	PARETE N	0.483	24.36	La scarsa percentuale di K2b(3.5%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere a consolidamento o verifica.
K1	K2b	K3b	PARETE S	0.926	24.36	
K1	K2b	K5a	PARETE N	0.733	46.237	
K1	K2b	K5a	PARETE S	0.869	46.237	
K1	K2b	K5b	TETTO	0	0.278	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie, la scarsa percentuale di K2b(3.5%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere ad immediato disgaggio,

						consolidamento o verifica.
K1	K3a	K3b	PARETE S	12.608	0.105	
K1	K3a	K4	PARETE S	12.133	0.031	
K1	K3a	K5a	PARETE N	2.028	10.607	
K1	K3b	K4	PARETE S	4.232	0.348	
K1	K3b	K4	PARETE N	4.265	0.348	
K1	K3b	K5b	TETTO	0	29.728	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie. Se si forma procedere ad immediato consolidamento o verifica.
K1	K3b	K5b	PARETE S	1.229	14.709	
K1	K3b	K5b	PARETE N	2.005	14.709	
K1	K4	K5a	PARETE S	4.232	0.366	
K1	K4	K5a	PARETE N	4.347	0.366	
K1	K4	K5b	TETTO	0	13.803	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie, la scarsa percentuale di K4(7.1%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere ad immediato consolidamento o verifica.
K1	K5a	K5b	PARETE S	3.377	1.993	
K2a	K2b	K3b	TETTO	0	3.573	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie, la scarsa percentuale di K2b(3.5%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere ad immediato disgaggio, consolidamento o verifica.
K2a	K2b	K3b	PARETE N	0.483	2.521	La scarsa percentuale di K2b(3.5%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere a consolidamento o verifica.
K2a	K2b	K3b	PARETE S	1.261	2.521	
K2a	K2b	K4	TETTO	0	3.208	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie, la scarsa percentuale di K2b(3.5%), K4(7.1%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere ad immediato disgaggio, consolidamento o verifica.
K2a	K2b	K5a	TETTO	0	3.438	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie, la scarsa percentuale di K2b(3.5%), limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere ad immediato disgaggio, consolidamento o verifica.
K2a	K2b	K5a	PARETE S	0.762	9.496	La scarsa percentuale di K2b(3.5%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere a consolidamento o verifica.
K2a	K2b	K5a	PARETE N	0.869	9.496	
K2a	K3a	K3b	PARETE S	0.326	0.115	Se si forma procedere a disgaggio, consolidamento o verifica.
K2a	K3a	K4	PARETE S	0.325	0.032	
K2a	K3a	K5a	PARETE S	1.219	3.156	
K2a	K3b	K4	PARETE N	1.035	3.588	La scarsa percentuale di K4(7.1%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma, nonostante FS≥1 procedere a disgaggio, consolidamento o verifica.
K2a	K3b	K4	PARETE S	1.348	3.588	
K2a	K3b	K5b	TETTO	0	47.044	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie.Se si forma procedere ad immediato consolidamento o verifica.
K2a	K3b	K5b	PARETE S	1.261	1.997	
K2a	K3b	K5b	PARETE N	2.655	1.997	
K2a	K4	K5a	PARETE S	0.79	19.864	La scarsa percentuale di K4(7.1%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma, nonostante FS≥1 procedere a disgaggio, consolidamento o verifica.
K2a	K4	K5a	PARETE N	0.974	19.864	

K2a	K4	K5b	TETTO	0	13.747	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie, la scarsa percentuale di K4(7.1%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere ad immediato consolidamento o verifica.
K2a	K5a	K5b	PARETE S	0.822	5.642	Se si forma procedere a disgaggio, consolidamento o verifica.
K2b	K3a	K3b	TETTO	0	0.113	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie, la scarsa percentuale di K2b(3.5%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere ad immediato disgaggio consolidamento o verifica.
K2b	K3a	K3b	PARETE S	1.481	4.341	
K2b	K3a	K3b	PARETE N	41.235	4.341	
K2b	K3a	K4	TETTO	0	0.032	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie, la scarsa percentuale di K2b(3.5%), K4(7.1%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere ad immediato disgaggio consolidamento o verifica.
K2b	K3a	K4	PARETE S	0.922	5.947	La scarsa percentuale di K2b(3.5%), K4(7.1%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere a consolidamento o verifica.
K2b	K3a	K4	PARETE N	26.349	5.947	
K2b	K3a	K5a	TETTO	0	52.227	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie, la scarsa percentuale di K2b(3.5%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere ad immediato disgaggio consolidamento o verifica.
K2b	K3a	K5a	PARETE S	0.823	4.514	La scarsa percentuale di K2b(3.5%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere a consolidamento o verifica.
K2b	K3a	K5a	PARETE N	2.096	4.514	
K2b	K3b	K5b	PARETE S	3.957	0.964	
K2b	K4	K5b	PARETE S	0.684	23.249	La scarsa percentuale di K2b(3.5%), K4(7.1%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere a consolidamento o verifica.
K2b	K5a	K5b	TETTO	0	4.243	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie, la scarsa percentuale di K2b(3.5%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere ad immediato disgaggio consolidamento o verifica.
K2b	K5a	K5b	PARETE S	0.596	14.581	La scarsa percentuale di K2b(3.5%),limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere a consolidamento o verifica.
K2b	K5a	K5b	PARETE N	11.522	14.581	
K3a	K3b	K5b	TETTO	0	0.113	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie. Se si forma procedere ad immediato disgaggio consolidamento o verifica.
K3a	K3b	K5b	PARETE S	1.563	5.314	
K3a	K3b	K5b	PARETE N	2.206	5.314	
K3a	K4	K5b	TETTO	0	0.031	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie, la scarsa percentuale di K4(7.1%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere ad immediato disgaggio consolidamento o verifica.
K3a	K4	K5b	PARETE S	1.413	9.667	
K3a	K4	K5b	PARETE N	3.629	9.667	
K3a	K5a	K5b	PARETE S	1.88	6.051	
K3b	K4	K5a	PARETE S	1.212	6.513	

K3b	K5a	K5b	TETTO	0	3.612	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie. Se si forma procedere ad immediato disgaggio consolidamento o verifica.
K3b	K5a	K5b	PARETE S	1.112	4.064	
K3b	K5a	K5b	PARETE N	12.559	4.064	
K4	K5a	K5b	TETTO	0	2.424	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie, la scarsa percentuale di K4(7.1%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere ad immediato disgaggio consolidamento o verifica.
K4	K5a	K5b	PARETE S	3.143	21.783	
K4	K5a	K5b	PARETE N	12.163	21.783	

Tabella 28: Verifica dei volumi potenzialmente instabili per il tracciamento orientato 0115/00 SE.

8.2.4. TRACCIAMENTO N 165/00

In Tabella 29 si riportano le verifiche relative al tracciamento 165/00.

COMBINAZIONE			ZONA	FS	V (mc)	note
Joint_A	**Joint_B**	**Joint_C**				
K1	**K2a**	**K2b**	TETTO	0.00	0.17	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie, la scarsa percentuale di K2b(3.5%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere immediato disgaggio, consolidamento o verifica.
K1	**K2a**	**K2b**	PARETE E	12.26	5.51	
K1	**K2a**	**K2b**	PARETE W	14.00	5.51	
K1	**K2a**	**K3b**	PARETE W	2.29	3.36	
K1	**K2a**	**K4**	PARETE W	6.69	1.26	
K1	**K2a**	**K5a**	PARETE W	1.18	4.61	
K1	**K2b**	**K3a**	TETTO	0.00	0.26	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie, la scarsa percentuale di K2b(3.5%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere immediato disgaggio, consolidamento o verifica.
K1	**K2b**	**K3a**	PARETE W	1.52	53.28	
K1	**K2b**	**K3a**	PARETE E	1.74	53.28	
K1	**K2b**	**K5b**	TETTO	0.00	0.28	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie, la scarsa percentuale di K2b(3.5%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere immediato disgaggio, consolidamento o verifica.
K1	**K2b**	**K5b**	PARETE W	0.82	44.85	La scarsa percentuale di K2b(3.5%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere a consolidamento o verifica.
K1	**K2b**	**K5b**	PARETE E	1.07	44.85	
K1	**K3a**	**K3b**	PARETE E	12.61	0.11	
K1	**K3a**	**K4**	PARETE E	12.13	0.03	
K1	**K3a**	**K5a**	PARETE W	2.30	7.18	
K1	**K3b**	**K5b**	TETTO	0.00	29.73	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie. Se si forma procedere ad immediato disgaggio, consolidamento o verifica.
K1	**K3b**	**K5b**	PARETE E	1.37	21.59	
K1	**K3b**	**K5b**	PARETE W	1.85	21.59	
K1	**K4**	**K5b**	TETTO	0.00	13.80	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie, la scarsa percentuale di K4(7.1%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere immediato disgaggio,

						consolidamento o verifica.
K1	**K4**	**K5b**	PARETE E	1.07	92.69	La scarsa percentuale di K4(7.1%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma, nonostante FS≥1, procedere a consolidamento o verifica.
K1	**K4**	**K5b**	PARETE W	2.91	92.69	
K1	**K5a**	**K5b**	PARETE E	3.38	1.99	
K2a	**K2b**	**K3a**	PARETE E	1.09	4.26	
K2a	**K2b**	**K3a**	PARETE W	2.15	4.26	
K2a	**K2b**	**K3b**	TETTO	0.00	3.57	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie, la scarsa percentuale di K2b(3.5%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere ad immediato consolidamento o verifica.
K2a	**K2b**	**K4**	TETTO	0.00	3.21	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie, la scarsa percentuale di K2b(3.5%), K4(7.1%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere ad immediato consolidamento o verifica.
K2a	**K2b**	**K5a**	TETTO	0.00	3.44	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie, la scarsa percentuale di K2b(3.5%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere ad immediato consolidamento o verifica.
K2a	**K2b**	**K5b**	PARETE E	0.89	4.20	La scarsa percentuale di K2b(3.5%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere a consolidamento o verifica.
K2a	**K2b**	**K5b**	PARETE W	1.25	4.20	
K2a	**K3a**	**K3b**	PARETE E	1.31	2.25	
K2a	**K3a**	**K4**	PARETE E	1.35	2.72	
K2a	**K3a**	**K5a**	PARETE E	0.88	4.11	Se si forma procedere a consolidamento o verifica.
K2a	**K3b**	**K5b**	TETTO	0.00	47.04	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie. Se si forma procedere ad immediato disgaggio, consolidamento o verifica.
K2a	**K3b**	**K5b**	PARETE E	0.89	3.18	Se si forma procedere a consolidamento o verifica.
K2a	**K3b**	**K5b**	PARETE W	2.30	3.18	
K2a	**K4**	**K5b**	TETTO	0.00	13.75	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie, la scarsa percentuale di K4(7.1%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere ad immediato consolidamento o verifica.
K2a	**K4**	**K5b**	PARETE E	0.89	5.37	La scarsa percentuale di K4(7.1%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere a consolidamento o verifica.
K2a	**K4**	**K5b**	PARETE W	3.85	5.37	
K2a	**K5a**	**K5b**	PARETE E	0.94	3.41	Se si forma procedere a consolidamento o verifica.
K2b	**K3a**	**K3b**	TETTO	0.00	0.11	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie, la scarsa percentuale di K2b(3.5%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere ad immediato disgaggio, consolidamento o verifica.
K2b	**K3a**	**K3b**	PARETE E	1.34	17.13	
K2b	**K3a**	**K3b**	PARETE W	36.13	17.13	
K2b	**K3a**	**K4**	TETTO	0.00	0.03	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie, la scarsa percentuale di K2b(3.5%), K4(7.1%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere ad immediato disgaggio, consolidamento o verifica.
K2b	**K3a**	**K5a**	TETTO	0.00	52.23	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie, la scarsa percentuale di K2b(3.5%) limita l'estensione del

						fenomeno. Se si forma procedere ad immediato consolidamento o verifica.
K2b	**K3a**	**K5a**	PARETE E	0.63	9.45	La scarsa percentuale di K2b(3.5%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere a consolidamento o verifica.
K2b	**K3a**	**K5a**	PARETE W	1.69	9.45	
K2b	**K3b**	**K4**	PARETE E	1.92	4.19	
K2b	**K3b**	**K4**	PARETE W	4.21	4.19	
K2b	**K3b**	**K5b**	PARETE E	4.08	1.06	
K2b	**K4**	**K5a**	PARETE E	1.48	4.15	
K2b	**K4**	**K5a**	PARETE W	4.08	4.15	
K2b	**K4**	**K5b**	PARETE E	0.44	22.42	La scarsa percentuale di K2b(3.5%), K4(7.1%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere a consolidamento o verifica.
K2b	**K5a**	**K5b**	TETTO	0.00	4.24	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie, la scarsa percentuale di K2b(3.5%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere ad immediato disgaggio consolidamento o verifica.
K2b	**K5a**	**K5b**	PARETE E	0.63	12.10	La scarsa percentuale di K2b(3.5%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere a consolidamento o verifica.
K2b	**K5a**	**K5b**	PARETE W	11.64	12.10	
K3a	**K3b**	**K5b**	TETTO	0.00	0.11	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie. Se si forma procedere ad immediato disgaggio consolidamento o verifica.
K3a	**K3b**	**K5b**	PARETE W	4.19	0.64	
K3a	**K3b**	**K5b**	PARETE E	4.64	0.64	
K3a	**K4**	**K5b**	TETTO	0.00	0.03	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie, la scarsa percentuale di K4(7.1%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere ad immediato disgaggio consolidamento o verifica.
K3a	**K4**	**K5b**	PARETE E	4.41	0.78	
K3a	**K4**	**K5b**	PARETE W	7.99	0.78	
K3a	**K5a**	**K5b**	PARETE E	3.06	1.73	
K3b	**K5a**	**K5b**	TETTO	0.00	3.61	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie. Se si forma procedere ad immediato disgaggio consolidamento o verifica.
K4	**K5a**	**K5b**	TETTO	0.00	2.42	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie, la scarsa percentuale di K4(7.1%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere ad immediato disgaggio consolidamento o verifica.
K4	**K5a**	**K5b**	PARETE E	3.36	18.61	
K4	**K5a**	**K5b**	PARETE W	12.33	18.61	

Tabella 29: Verifica dei volumi potenzialmente instabili per il tracciamento orientato 165/00 SE.

8.2.5. 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 cinematismi tridimensionali.

In particolare per tutti i tracciamenti si riscontrano potenziali distacchi di volumi a causa della combinazione dei sistemi principali del verso di macchia K1 e/o del secondo K3 o K5 con il sistema del contro K2. Si deve comunque ritenere che le combinazioni con le fratture K3-K5 siano a ridotta frequenza statistica per l'appartenenza degli stessi al medesimo macro-sistema. 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 inziale dei tracciamenti e pertanto si deve ritenere che siano già stati o siano in procinto di essere messi in sicurezza per mezzo di disgaggio o consolidamento e se cosí 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.

8.3. 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 (Rc) 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_{v0} risulta pertanto:

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

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;

γ =0.0265 (KN/m^3) 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.

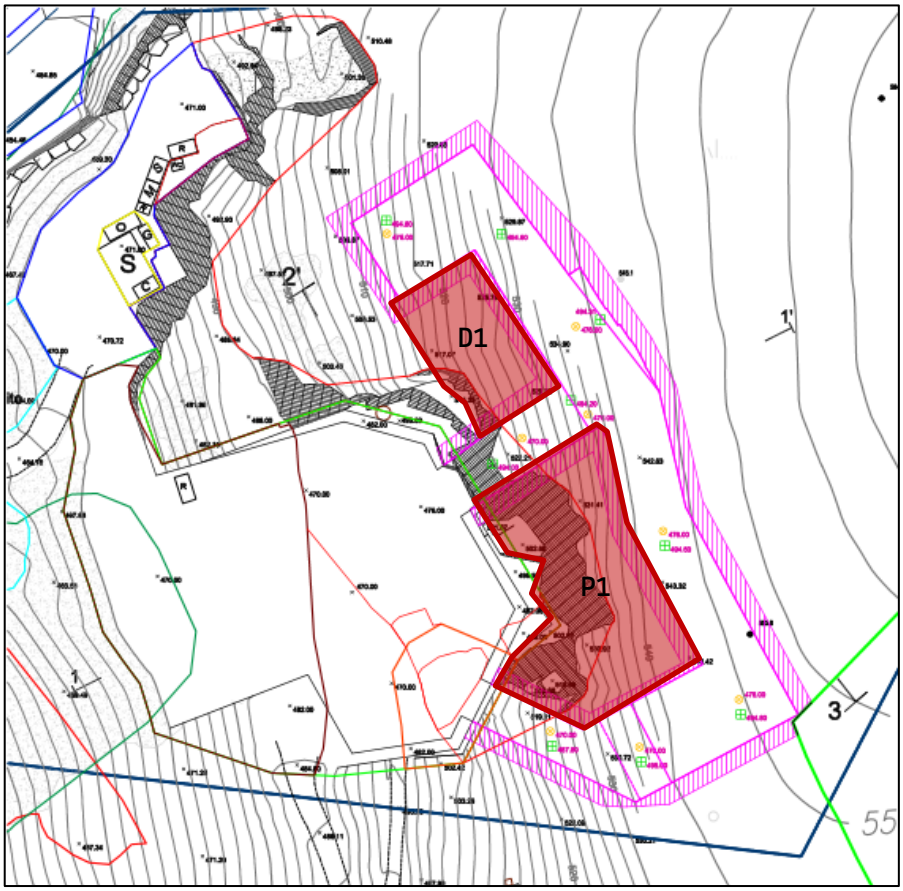


Figura 9: Elementi strutturali del cantiere sotterraneo della Cava n.11 Faggeta.

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.

All'interno della Cava n.11 Faggetta si verranno a realizzare un pilastro P1 nel settore meridionale ed un diaframma D1 nel settore settentrionale del cantiere sotterraneo, come di seguito illustrato.

8.3.1. DIAFRAMMA D1

Il diaframma D1 è ubicato tra l'entrata principale e la camera settentrionale e presenta impronta di circa 387.2mq ed altezza compresa tra 18.00 e 24.00 metri. In base al teorema delle Aree Tributarie l'elemento risulta soggetto al carico di una soletta di copertura avente superficie di circa 797.8 mq e spessore variabile da 21.0 m a 46.0 m.

8.3.1.1.1. VERIFICA DELLA RESISTENZA A COMPRESSIONE

Per la definizione dei carichi gravanti sul pilastro in esame sono state definite le caratteristiche di Tabella 30.

DIAFRAMMA D1			
Sezione orizzontale reagente	**Sd1**	387.2	mq
Altezza Diaframma (470/476-494 m s.l.m.)	**hd1**	21	m
Peso Totale solo Pilastro	**Wd1**	215.48	MN
SOLETTA COPERTURA DIAFRAMMA D1			
Area tributaria di competenza	**Acd1**	797.8	mq
Spessore Copertura Medio (m)	**hcd1**	33.5	m
Peso Copertura	**Wcd1**	708.25	MN
PESO TOTALE (base)	**Wtd1**	**923.72**	**MN**

Tabella 30: Caratteristiche del diaframma D1 e della soletta di copertura di competenza di D1.

Il peso totale gravante alla base del pilastro, dato dalla sommatoria tra il peso della copertura ed il peso dello stesso diaframma D1, risulta di circa 923.72 MN..

	VERIFICA RESISTENZA A COMPRESSIONE				D1
	CARICO VERTICALE	Wtotd1	923.72	MN	
	RESISTENZA DIAFRAMMA	Rc	11.16	MPa	
	COEFF.SISMICO VERTICALE	kv	0.03		FSc
SLU	CARICO PROGETTO	Wdd1	923.72	MN	4.68
	SOLLECITAZIONE A COMPRESSIONE	σvo	2.39	MPa	
SLV	CARICO PROGETTO	Wdsd1	951.44	MN	4.54
	SOLLECITAZIONE A COMPRESSIONE	σvs	2.46	MPa	

Tabella 31: Verifica a compressione del diaframma D1, alle condizioni di SLU e SLV.

Per l'analisi in condizioni sismiche risulta cautelativo considerare la sola condizione di inerzia sismica concorde al carico orizzontale.

Dalle verifiche riportate in Tabella 29 il diaframma D1 risulta VERIFICATO a Compressione sia in condizioni statiche (SLU) che in condizioni sismiche (SLV), rispettivamente con Fattori di Sicurezza di 4.68 e 4.54.

8.3.2. PILASTRO P1

Il pilastro P1 è ubicato tra l'entrata principale e la camera settentrionale e presenta impronta di circa 886.4mq ed altezza compresa tra 18.00 e 24.00 metri. In base al teorema delle Aree Tributarie l'elemento risulta soggetto al carico di una soletta di copertura avente superficie di circa 1'597.70 mq e spessore variabile da 15.0m a 55.0 m.

8.3.2.1.1. VERIFICA DELLA RESISTENZA A COMPRESSIONE

Per la definizione dei carichi gravanti sul pilastro in esame sono state definite le caratteristiche di Tabella 32.

PILASTRO P1			
Sezione orizzontale reagente	**Sp1**	886.4	mq
Altezza Pilastro (470/476-494 m s.l.m.)	**hp1**	21	m
Peso Totale solo Pilastro	**Wp1**	493.28	MN
SOLETTA COPERTURA PILASTRO P1			
Area tributaria di competenza	**Acp1**	1597.7	mq
Spessore Copertura Medio (m)	**hcp1**	36	m
Peso Copertura	**Wcp1**	1524.21	MN
PESO TOTALE (base pilastro)	**Wtp1**	**2017.49**	**MN**

Tabella 32: Caratteristiche del diaframma P1 e della soletta di copertura di competenza di P1.

Il peso totale gravante alla base del pilastro, dato dalla sommatoria tra il peso della copertura ed il peso dello stesso diaframma P1, risulta di circa 2'017.5 MN..

Per l'analisi in condizioni sismiche risulta cautelativo considerare la sola condizione di inerzia sismica concorde al carico orizzontale.

	VERIFICA RESISTENZA A COMPRESSIONE				P1
	CARICO VERTICALE	Wtotd1	2017.49	MN	
	RESISTENZA PILASTRO	Rc	11.16	MPa	
	COEFF.SISMICO VERTICALE	kv	0.03		FSc
SLU	CARICO PROGETTO	Wdd1	2017.49	MN	4.90
	SOLLECITAZIONE A COMPRESSIONE	σvo	2.28	MPa	
SLV	CARICO PROGETTO	Wdsd1	2078.01	MN	4.76
	SOLLECITAZIONE A COMPRESSIONE	σvs	2.34	MPa	

Tabella 33: Verifica a compressione del diaframma P1, alle condizioni di SLU e SLV.

Dalle verifiche riportate in Tabella 33 il pilastro P1 risulta VERIFICATO a Compressione sia in condizioni statiche (SLU) che in condizioni sismiche (SLV), rispettivamente con Fattori di Sicurezza di 4.90 e 4.76.

8.3.3. PROGETTO IMPIANTO DI VENTILAZIONE

Lo sviluppo del cantiere sotterraneo, seppur con diversa ubicazione dell'uscita secondaria, prevede in sostanza le medesime condizioni del progetto di coltivazione autorizzato, sia in termini volumetrici che di sviluppi lineari dei tracciamenti.

Si ritiene pertanto che l'impianto già dimensionato per il progetto autorizzato sia idoneo anche alle previsioni della presente variante.

9. ANALISI DELLE TECCHIE

Si premette che dall'analisi geotrutturale condotta è emerso che l'ammasso roccioso costituente le tecchie della Cava n.11 presentano un'elevata omogeneità risultata indipendentemente dall'area in esame, pertanto il parametro che può essere adottato al fine di semplificarne la loro descrizione è quello morfologico.

In funzione della forma attuale e che andrà ad assumere nel corso della coltivazione queste possono essere suddivise in tre domini:

- Dominio Morfologico Inferiore o Settentrionale;
- Dominio Morfologico Centrale;
- Dominio Morfologico Superiore o Meridionale;

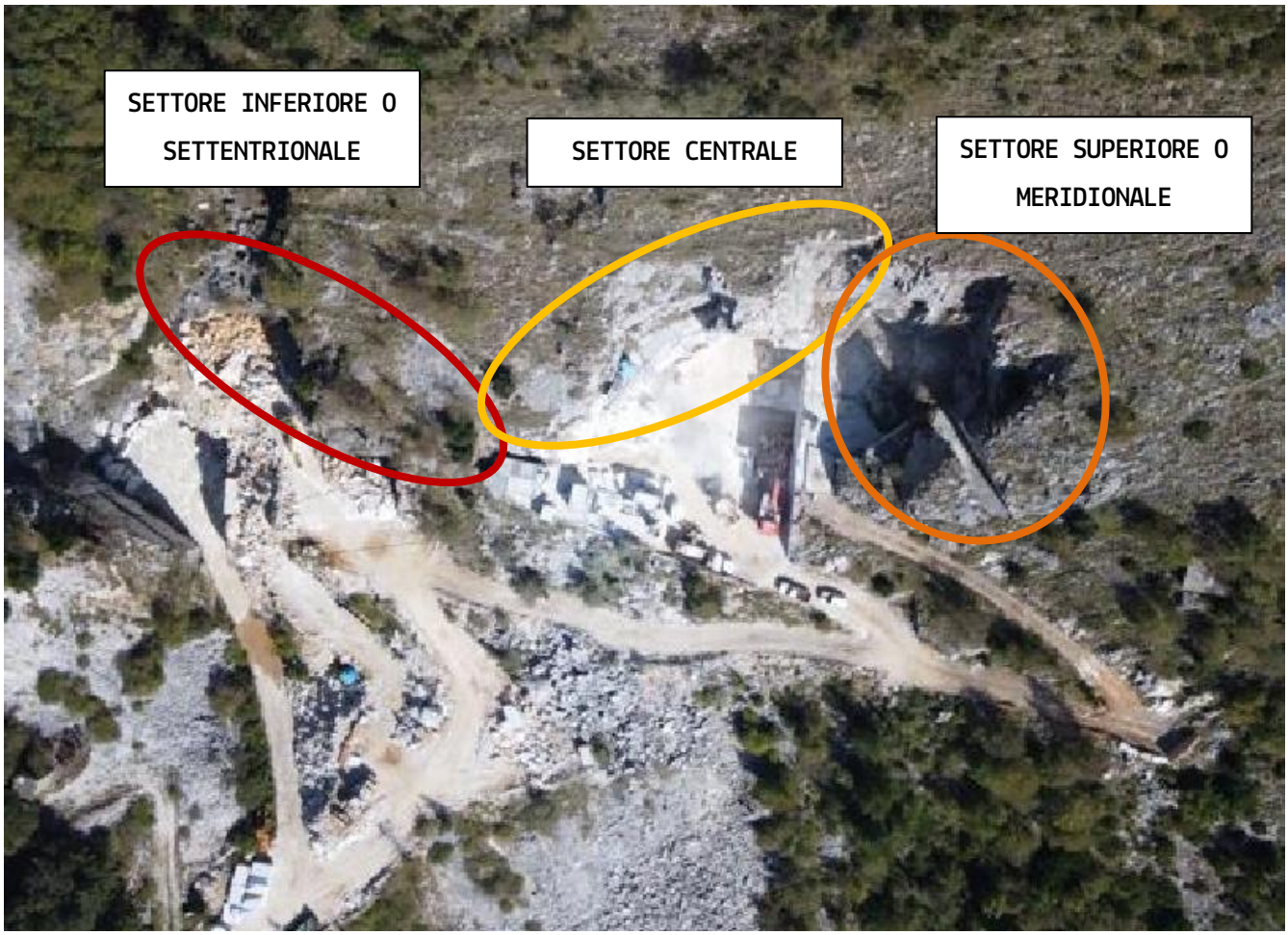


Figura 10: Ripresa panoramica della Cava n.11 con indicati i domini morfologici delle tecchie.

Il presente piano di coltivazione interesserà maggiormente il settore centrale e superiore, mentre il settore inferiore non sarà interessato da ulteriori interventi.

Le analisi effettuate hanno preso in considerazione le bancate residue costituenti le tecchie dei cantieri sopra elencati.

Allo scopo, nei capitoli precedenti, sono stati definiti i piani rappresentativi dei sistemi di discontinuità presenti all'interno dell'unità estrattiva, ed in relazione alla classificazione geomeccanica elaborata, sono stati definiti i parametri di resistenza, sia dell'ammasso roccioso che delle discontinuità.

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

9.1. VERIFICHE ANALITICHE

Le verifiche analitiche delle tecchie hanno valutato i potenziali scivolamenti planari e tridimensionali secondo i procedenti già visti per la verifica dei fronti.

Per le illustrazioni grafiche si rimanda all'ALLEGATO 2.

9.1.1. TECCHIA N025/85 ESPOSTA NW 20-30M

CINEMATISMI PLANARI

In Tabella 34 si riportano i sistemi soggetti a potenziali scivolamenti planari.

H bancata	SISTEMI	FS sisma	Note
20-30m	K5a	0.23	Far coincidere tecchia e frattura previene il manifestarsi del cinematismo.

Tabella 34: Cinematismi planari per la tecchia N025/85 esp. NW.

CINEMATISMI TRIDIMENSIONALI

In Tabella 35 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
2	K1a/K2a	22406,3791	12,09	
3	K1a/K2b	225535,3072	30,58	
4	K1a/K3a	4659,9964	2,24	
5	K1a/K3b	9985,4698	2,41	
6	K1a/K4	34463,6411	3,11	
7	K1a/K5a	4308,5427	1,25	
8	K1a/K5b	1446,2392	1,27	
18	K2a/K3b	1158,016	1,82	
19	K2a/K4	17144,2568	3,13	
20	K2a/K5a	569,2026	0,6	Se si forma procedere a consolidamento o verifica
24	K2b/K4	4060,5955	2,24	
27	K3a/K3b	46234,2463	70,32	
29	K3a/K5a	932,4097	1,37	
32	K3b/K5a	31,3222	0,0	L'elemento tende a perdere contatto con la superficie.Se si forma procedere ad immediato consolidamento o verifica.
36	K5a/K5b	5549,1718	12,45	
45	K1a/K2a+K2b	24000,918	11,98	
59	K1a/K3a+K2a	4441,7515	2,17	
60	K1a/K3a+K2b	4746,0244	2,24	
66	K1a/K3b+K2a	9185,2666	2,29	
67	K1a/K3b+K2b	10254,4756	2,4	
74	K1a/K4+K2b	36225,0469	3,1	
165	K2a/K4+K2b	16851,3281	3,08	
221	K3a/K3b+K2a	1476,5481	60,97	
222	K3a/K3b+K2b	8384,9209	67,4	

Tabella 35: Cinematismi tridimensionali per la tecchia N025/85 esp. NW.

9.1.2. TECCHIA N030/70-75 ESPOSTA NW 60M

CINEMATISMI PLANARI

In Tabella 36 si riportano i sistemi soggetti a potenziali scivolamenti planari.

H bancata	SISTEMI	FS sisma	Note
60m	K5a	0.23	Far coincidere tecchia e frattura previene il manifestarsi del cinematismo.

Tabella 36: Cinematismi planari per la tecchia N025/85 esp. NW.

CINEMATISMI TRIDIMENSIONALI

In Tabella 37 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
2	K1a/K2a	162647,2483	10,92	
3	K1a/K2b	1778448,5762	7,47	
4	K1a/K3a	22216,2336	2,05	
5	K1a/K3b	58463,0111	2,19	
6	K1a/K4	244127,8018	2,83	
7	K1a/K5a	13475,6532	1,17	

8	K1a/K5b	1306,0032	1,38	
18	K2a/K3b	4447,1654	1,71	
19	K2a/K4	122176,5113	2,87	
20	K2a/K5a	164,7167	0,74	Se si forma procedere a consolidamento o verifica
24	K2b/K4	26737,3175	2,03	
27	K3a/K3b	363516,9611	64,32	
29	K3a/K5a	1530,3261	1,38	
36	K5a/K5b	33664,5961	11,94	
45	K1a/K2a+K2b	174449,4375	10,84	
66	K1a/K3b+K2a	55066,9492	2,12	
67	K1a/K3b+K2b	59813,207	2,19	
74	K1a/K4+K2b	255910,48442,82	2,82	
165	K2a/K4+K2b	120715,60942,83	2,83	
221	K3a/K3b+K2a	15571,2393	59,81	
222	K3a/K3b+K2b	69759,0156	62,0	

Tabella 37: Cinematismi tridimensionali per la tecchia N030/75 esp. NW.

9.1.3. TECCHIA N020/85 ESPOSTA SE 20-30M

CINEMATISMI PLANARI

In Tabella 38 si riportano i sistemi soggetti a potenziali scivolamenti planari.

H bancata	SISTEMI	FS sisma	Note
20-30m	K5b	0.23	Far coincidere tecchia e frattura previene il manifestarsi del cinematismo.

Tabella 38: Cinematismi planari per la tecchia N020/85 esp. NE.

CINEMATISMI TRIDIMENSIONALI

In Tabella 39 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
16	K2a/K2b	5661,2001	15,08	
22	K2b/K3a	856,8294	1,92	
23	K2b/K3b	125,6301	1,3	
25	K2b/K5a	4,6101	1,38	
26	K2b/K5b	418,4188	0,79	Il basso peso statistico di K2b(3.5%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere a consolidamento o verifica
30	K3a/K5b	0,4079	0,0	L'elemento tende a perdere contatto con la superficie. Se si forma procedere ad immediato disgaggio, consolidamento o verifica.
33	K3b/K5b	309,1108	1,78	
34	K4/K5a	1020,5162	2,91	
35	K4/K5b	3853,6914	3,54	
144	K2a/K2b+K3a	1082,8994	12,97	
145	K2a/K2b+K3b	1537,0408	14,22	
146	K2a/K2b+K4	3652,8943	14,64	
147	K2a/K2b+K5a	1225,3379	14,32	
148	K2a/K2b+K5b	499,0764	12,81	
275	K4/K5b+K1a	3180,3364	3,44	
277	K4/K5b+K2a	3191,6824	3,41	
278	K4/K5b+K2b	2744,03	3,33	

Tabella 39: Cinematismi tridimensionali per la tecchia N020/85 esp. SE.

9.1.4. TECCHIA N070/89 ESPOSTA SE 20-30M

CINEMATISMI PLANARI

In Tabella 40 si riportano i sistemi soggetti a potenziali scivolamenti planari.

H bancata	SISTEMI	FS sisma	Note
20-30m	K3a	0.36	Far coincidere tecchia e frattura previene il manifestarsi del cinematismo.
	K5b	0.23	

Tabella 40: Cinematismi planari per la tecchia N070/85 esp. SE.

CINEMATISMI TRIDIMENSIONALI

In Tabella 41 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
7	K1a/K5a	296,5927	1,51	
8	K1a/K5b	3196,6345	1,09	
16	K2a/K2b	18455,0619	14,18	
17	K2a/K3a	143,9519	0,0	L'elemento tende a perdere contatto con la superficie. Se si forma procedere ad immediato disgaggio, consolidamento o verifica.
21	K2a/K5b	781,058	0,34	Se si forma procedere a consolidamento o verifica
22	K2b/K3a	2365,3143	1,8	
26	K2b/K5b	24,083	0,0	L'elemento tende a perdere contatto con la superficie. Il basso peso statistico di K2b(3.5%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere ad immediato disgaggio, consolidamento o verifica.
30	K3a/K5b	908,3845	0,29	Se si forma procedere a consolidamento o verifica
33	K3b/K5b	1,0385	0,0	L'elemento tende a perdere contatto con la superficie. Se si forma procedere ad immediato disgaggio, consolidamento o verifica.
36	K5a/K5b	5586,9102	12,45	
145	K2a/K2b+K3b	5706,6514	13,56	
146	K2a/K2b+K4	11621,8496	13,81	
284	K5a/K5b+K2a	2231,2576	11,93	
285	K5a/K5b+K2b	2900,4063	12,18	
286	K5a/K5b+K3a	1470,3345	11,66	
287	K5a/K5b+K3b	2204,6501	12,18	
288	K5a/K5b+K4	4121,2173	12,33	

Tabella 41: Cinematismi tridimensionali per la tecchia N020/89 esp. SE.

9.1.5. TECCHIA N130/85 ESPOSTA SW 60M

CINEMATISMI PLANARI

In Tabella 42 si riportano i sistemi soggetti a potenziali scivolamenti planari.

H bancata	SISTEMI	FS sisma	Note
60m	K1	1.56	
	K2a	0.59	Far coincidere tecchia e frattura previene il manifestarsi del cinematismo.

Tabella 42: Cinematismi planari per la tecchia N130/85 esp. SW.

CINEMATISMI TRIDIMENSIONALI

In Tabella 43 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
2	K1a/K2a	1,47700505	70,0	
4	K1a/K3a	209605,0529	1,05	
5	K1a/K3b	168337,2291	1,07	
6	K1a/K4	79766,0328	1,15	
7	K1a/K5a	212451,887	1,06	
8	K1a/K5b	235774,16811,05	1,05	
16	K2a/K2b	1,927330484	13,33	
17	K2a/K3a	1,927330484	0,25	Se si forma procedere a disgaggio, consolidamento o verifica
18	K2a/K3b	1,927330484	0,42	Se si forma procedere a disgaggio, consolidamento o verifica
19	K2a/K4	1,92733048	40,4	
20	K2a/K5a	1,92733048	40,39	
21	K2a/K5b	1,92733048	40,3	
27	K3a/K3b	368538,0075	64,27	
28	K3a/K4	4797271,5614	8,37	
29	K3a/K5a	7424,0725	1,3	
30	K3a/K5b	341,3502	0,57	Se si forma procedere a consolidamento o verifica
36	K5a/K5b	44817,2272	11,8	
60	K1a/K3a+K2b	201798,0625	1,03	
67	K1a/K3b+K2b	162535,9531	1,05	
74	K1a/K4+K2b	77752,0078	1,13	
81	K1a/K5a+K2b	202442,625	1,03	
88	K1a/K5b+K2b	224499,3438 1,02	1,02	
223	K3a/K3b+K4	499747	64,2	
285	K5a/K5b+K2b	23506,5137	11,6	

Tabella 43: Cinematismi tridimensionali per la tecchia N070/85 esp. SE.

9.1.6. TECCHIA N150/89 ESPOSTA SW 20M

CINEMATISMI PLANARI

In Tabella 44 si riportano i sistemi soggetti a potenziali scivolamenti planari.

H bancata	SISTEMI	FS sisma	Note
20m	K1	1.56	
	K2a	0.59	Far coincidere tecchia e frattura previene il manifestarsi del cinematismo.

Tabella 44: Cinematismi planari per la tecchia N150/89 esp. SW.

CINEMATISMI TRIDIMENSIONALI

In Tabella 45 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
2	K1a/K2a	15578,0397	12,28	
3	K1a/K2b	74879,1266	32,71	
4	K1a/K3a	10440,0359	2,19	
5	K1a/K3b	12102,8947	2,48	
6	K1a/K4	17186,5186	3,34	
7	K1a/K5a	10415,412	1,38	
8	K1a/K5b	9471,3094	1,27	
17	K2a/K3a	122,3277	0,66	Se si forma procedere a consolidamento o verifica
18	K2a/K3b	548,2402	1,93	
19	K2a/K4	3115,7365	3,45	
20	K2a/K5a	368,3468	0,72	Se si forma procedere a consolidamento o verifica
21	K2a/K5b	130,5443	0,6	Se si forma procedere a consolidamento o verifica
27	K3a/K3b	13783,9767	74,53	
29	K3a/K5a	355,7801	1,49	
30	K3a/K5b	13,1426	1,02	
36	K5a/K5b	1740,2117	12,82	
45	K1a/K2a+K2b	12141,8975	12,04	
60	K1a/K3a+K2b	9958,7031	2,13	
67	K1a/K3b+K2b	11490,085	2,41	
74	K1a/K4+K2b	16053,832	3,23	
81	K1a/K5a+K2b	10089,3857	1,33	
88	K1a/K5b+K2b	9179,543	1,22	
158	K2a/K3b+K2b	504,3724	1,9	
165	K2a/K4+K2b	2649,2422	3,37	
222	K3a/K3b+K2b	2111,926	71,22	
223	K3a/K3b+K4	20785,668	74,05	

Tabella 45: Cinematismi tridimensionali per la tecchia N150/89 esp. SW.

9.1.7. TECCHIA N155/80 ESPOSTA SW 60-75M

CINEMATISMI PLANARI

In Tabella 46 si riportano i sistemi soggetti a potenziali scivolamenti planari.

H bancata	SISTEMI	FS sisma	Note
75m	K1	1.56	
	K2a	0.59	Far coincidere tecchia e frattura previene il manifestarsi del cinematismo.

Tabella 46: Cinematismi planari per la tecchia N155/80 esp. SW.

CINEMATISMI TRIDIMENSIONALI

In Tabella 45 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
2	K1a/K2a	565990,4499	10,24	
3	K1a/K2b	3662555,5112	6,57	
4	K1a/K3a	288761,4413	1,8	
5	K1a/K3b	365935,9686	2,04	
6	K1a/K4	620111,1754	2,73	
7	K1a/K5a	278803,2674	1,1	
8	K1a/K5b	237100,7109	1,0	
17	K2a/K3a	171,29	0,84	Se si forma procedere a consolidamento o verifica
18	K2a/K3b	12116,2269	1,62	
19	K2a/K4	133605,018	2,87	
20	K2a/K5a	4485,3015	0,6	Se si forma procedere a consolidamento o verifica
21	K2a/K5b	29,0415	1,38	
27	K3a/K3b	716374,1047	62,55	
29	K3a/K5a	10102,1905	1,28	
36	K5a/K5b	83684,8731	11,62	
45	K1a/K2a+K2b	494002,6563	10,1	
59	K1a/K3a+K2a	29305,0977		
60	K1a/K3a+K2b	286964,25		
67	K1a/K3b+K2b	363235,1563	2,01	
74	K1a/K4+K2b	612608,5	2,7	
80	K1a/K5a+K2a	143645,7969	0,99	Se si forma procedere a consolidamento o verifica
81	K1a/K5a+K2b	278782,3125	1,09	
87	K1a/K5b+K2a	130503,7344	0,92	
88	K1a/K5b+K2b	236993,0625	0,99	
165	K2a/K4+K2b	119907,8125	2,83	
222	K3a/K3b+K2b	116939,2031	60,38	

Tabella 47: Cinematismi tridimensionali per la tecchia N155/80 esp. SW.

9.2. DOMINIO INFERIORE O SETTENTRIONALE

Il Dominio inferiore o settentrionale allo stato attuale presenta una tecchia avente orientazione media N 025/85 e dislivelli compresi tra 20.0-30.0m.

La parte superiore della tecchia è ascrivibile al dominio geostrutturale del "cappellaccio" o comunque del "finimento" sia per le intrinseche condizioni dell'ammasso roccioso sia per l'uso intenso di esplosivo. Nella parte inferiore invece sono visibili i tagli a filo realizzati per produrre materiale commerciabile, sebbene l'uso della polvere per movimentare i volumi isolati, ha lasciato in posto fronti molto alterati.

In quest'area è già presente un piazzale a q.470.5m s.l.m. e si prevede di completare le attività di bonifica e messa in sicurezza già previste nel piano di coltivazione approvato, ovvero:

- ZONA A rimozione di elementi isolati e prospicienti il piazzale mediante l'impiego dei mezzi di cava (escavatore cingolato equipaggiato con benna) o personale specializzato in lavori su funi (;
- ZONA B completare la bonifica dei fronti residuali ed apporre i consolidamenti corticali precedentemente dimensionati mediante l'impiego di personale specializzato.

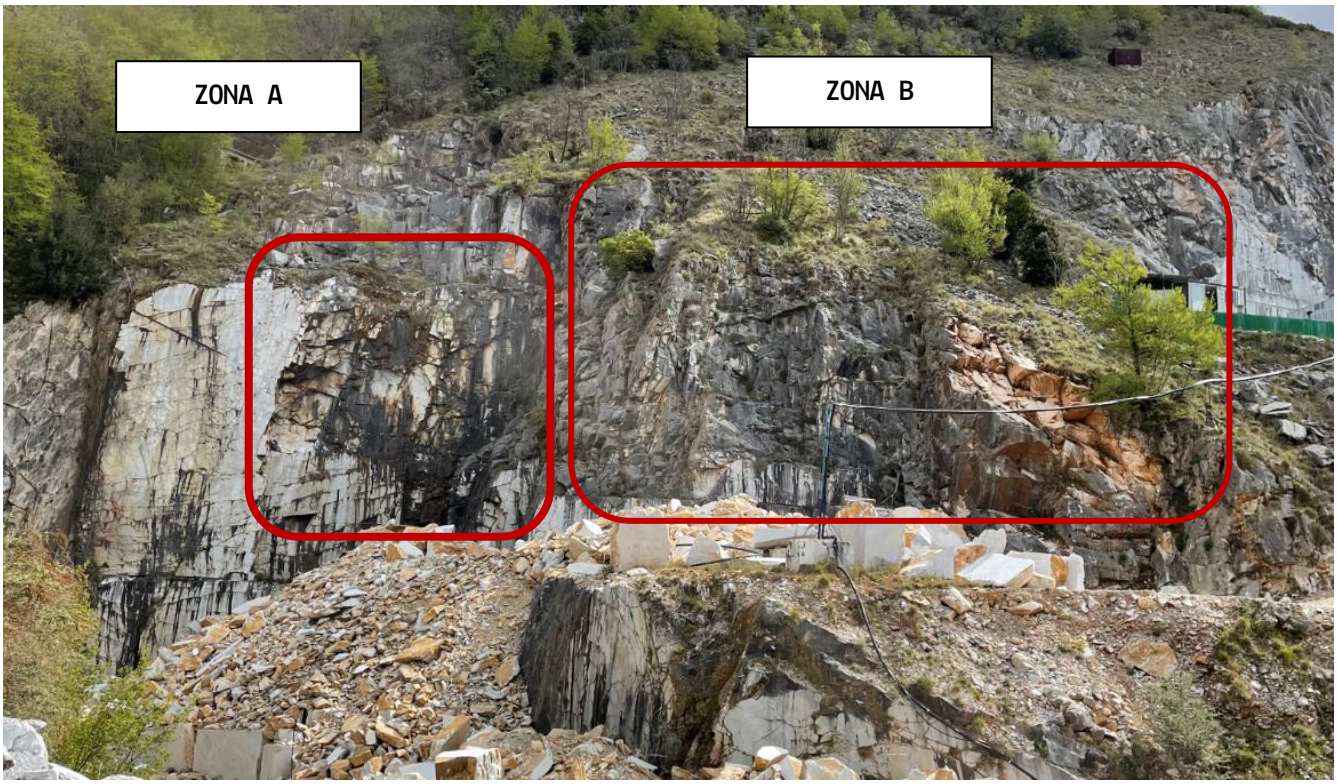


Figura 11: ripresa della tecchia del settore settentrionale o inferiore con indicate le principali aree di intervento già prospettate (2018)..

La variante non prevede di realizzare l'uscita secondaria in questa zona e pertanto anche gli interventi di consolidamento previsti per il portale di accesso al cantiere sotterraneo (consolidamenti strutturali puntuali).

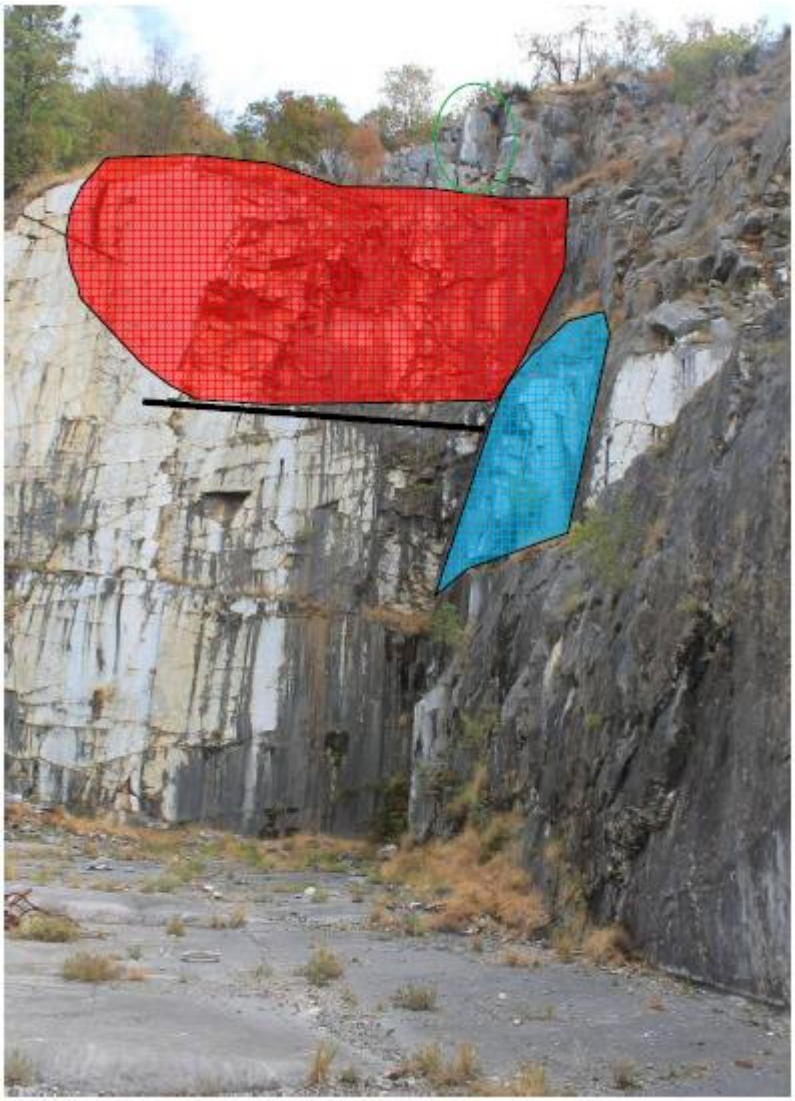


Figura 12: ZONA A interventi di messa in sicurezza mediante consolidamento corticale (area rossa) o rimozione elementi (area blu) previsti nel progetto autorizzato (2018).

Figura 13: ZONA B interventi di messa in sicurezza mediante consolidamento corticale (area rossa) previsti nel progetto autorizzato (2018).

9.3. DOMINIO CENTRALE

Il Dominio centrale è costituito dai fronti residuali soprastanti l'accesso al cantiere sotterraneo di q.484.0m s.l.m. ed è costituito in prevalenza da un fronte esposto N 070/89 SE di dislivello 20.0-30.0m ed un fronte residuale N 130-155/75-85 SW di dislivello compreso tra 60.0-75.0m.

Anche in questo settore sono evidenti le diverse metodologie di lavoro della parte superiore ove per arrivare a scoprire il giacimento si è fatto largo uso di esplosivo e la parte inferiore realizzata invece a filo elicoidale e polvere nera solo per la movimentazione degli elementi isolati.

Tutta quest'area è stata bonificata e messa in sicurezza prima della riattivazione della cava e soprattutto prima dell'apertura dell'accesso sotterraneo secondo i dimensionamenti allegati nel soprastante capitolo dedicato.

In questo settore si prevede il ribasso del piazzale esterno di circa 114.0-17.0m fino a raggiungere q. 470.0m s.l.m. e lasciando in posto gradoni residuali di pedata circa 1.0m.

Figura 14: Ripresa panoramica della tecchia del settore centrale.

9.4. DOMINIO MERIDIONALE O SUPERIORE

Il Dominio meridionale o superiore si presenta con fronti residuali compresi tra N 130-155/75-85 esposti SW in continuità con il settore centrale e fronti residuali N 030/70-75 esposti NW con dislivelli massimi raggiungibili di 60m.

Il settore per facilitarne la descrizione è stato suddiviso in:

- parte superiore;
- parte di bonifica;
- parte di messa in sicurezza.

9.4.1. PARTE SUPERIORE

La parte superiore è già stata valutata all'interno della SCIA 2021 come riportato di seguito. La tecchia è stata suddivisa in tre settori distinti con le lettere A, B e C e successivamente in sub-settori in relazione alle caratteristiche geostrutturali e morfologiche.

Figura 15: Ripresa panoramica della tecchia sud-orientale della Cava n.11 Faggeta con indicati i settori di analisi.

9.4.1.1. SETTORE A

Il settore A presenta orientazione media 220/75 ed è immediatamente adiacente al fronte realizzato a filo elicoidale bonificato nel 2019-2020 (disgaggio, consolidamento corticale e puntuale) al fine di consentire l'apertura dell'accesso primario al cantiere sotterraneo a livello del piazzale principale di circa q.488.0m s.l.m..

L'intera struttura coincide, in almeno tre zone con superfici esposte ascrivibili al sistema K2 ad elevata acclività (75-89° in arancio) ed è attraversata da discontinuità ascrivibili ai sistemi K5 (in blu/azzurro), K1a (in verde), K3 (in magenta).

Alcune aree (I e II in rosso) sono invece ascrivibili ai domini strutturali del cappellaccio (ciglio) e del finimento (fasce cataclastiche concordi al sistema K5).

Nella parte superiore la combinazione delle discontinuità K5, K2, K1a genera una morfologia a V, mentre nella parte inferiore è presente un gradone residuale di circa 6-8m di alzata e 2-6m di pedata, interrotto nella parte centrale da un canale di taglio a V.

9.4.1.2. SETTORE B

Il Settore B orientato tra 240-255/75-89° è costituito di tre sotto-settori in funzione delle condizioni morfologiche riscontrate:

- il Sub-Settore B1, in continuità con il Settore A occupa la parte centro-superiore del fronte residuale ed è rappresentato da una porzione rocciosa laminare (in rosso) aggettante intensamente fratturata costituita da numerose masse incastrate aventi un volume complessivo stimato in circa 95mc ed orientazione media orientata 240/89;
- il Sub-Settore B2 è rappresentato da una struttura colonnare a base rettangolare di dimensioni circa 2.0*7.0m ed orientazione 255/75. L'intera struttura è sezionata da discontinuità trasversali e subverticali ascrivibili al sistema K5 (in blu) in combinazione con fratture K1 a ridotta acclività a reggipoggio/franappoggio (in verde);
- il Sub-Settore B3 nell'estremità meridionale della tecchia orientata SW è rappresentato da una struttura rocciosa ogivale concava avente un volume stimato in circa 75mc che per circa 1/3, nella parte superiore, è intensamente fratturata (in rosso) mentre nella parte inferiore, circa 2/3, presenta le medesime caratteristiche geostrutturali della colonna del precedente settore.

9.4.1.3. SETTORE C

Il Settore C si presenta esposto in direzione NW con orientazione media 300 ed è frazionabile in due sotto-settori:

- Il Sub-Settore C1, nella parte orientale è presenta una grande struttura tabulare di circa 140mc inclinata circa 75-89° sospesa sopra una vecchio canale esplorativo e ricompresa tra due discontinuità K5 che la separano dalla colonna del settore B2 e dal retrostante versante ed attraversata da alcune discontinuità K1 (a reggipoggio);

- Il Sub-Settore C2 di forma concava nella parte occidentale, ricompreso tra un vecchio taglio sub-verticale a filo elicoidale ed il precedente elemento presenta un'inclinazione media di circa 65° costituito da un impluvio ricompreso tra un piano esposto K2 (in arancio) ed un piano K3 (in magenta) fratturato nella parte superiore dall'uso di esplosivo.

Figura 16: Ripresa del Settore A della tecchia meridionale della Cava n.11 Faggeta.

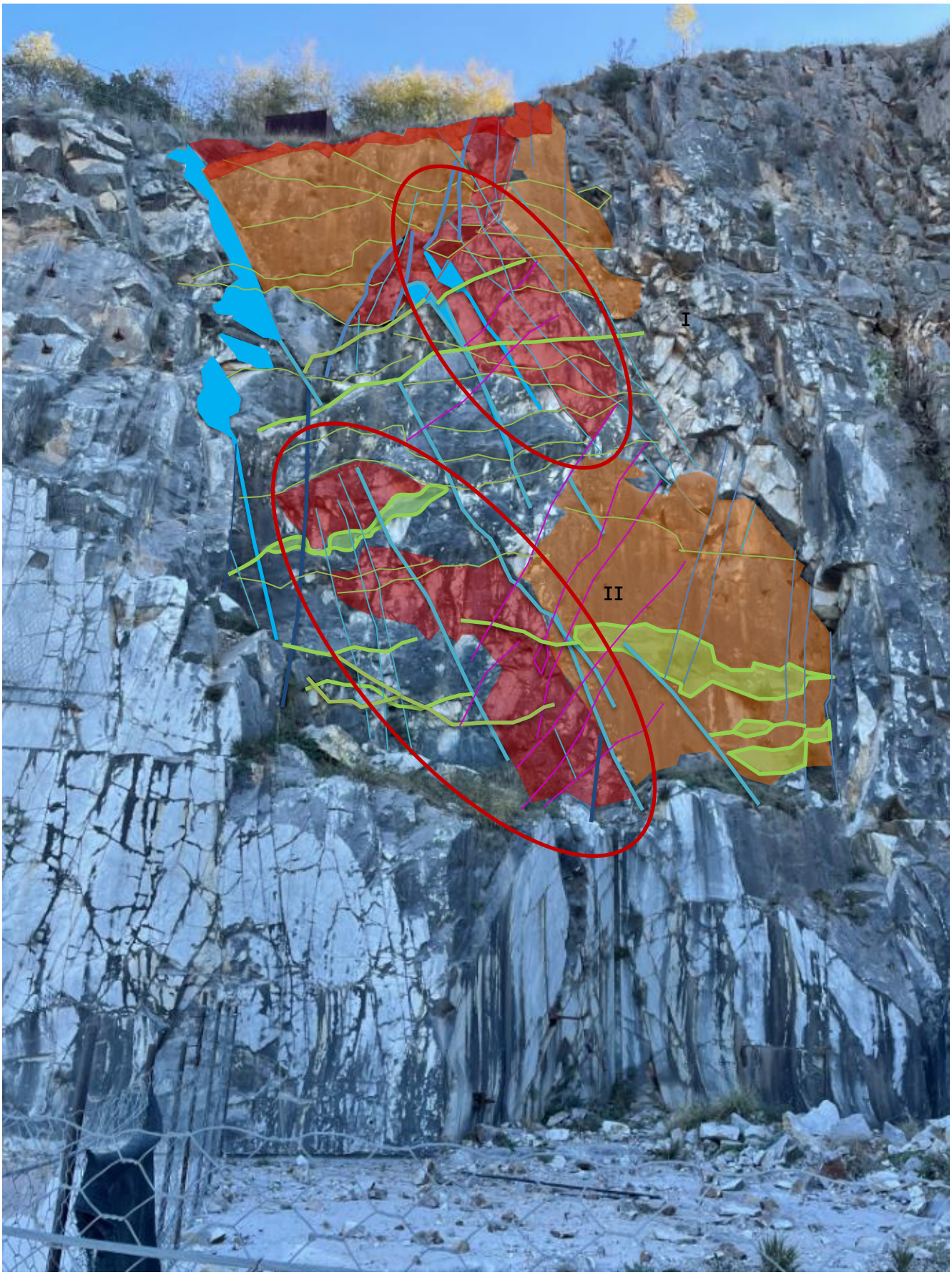


Figura 17: Ripresa del Settore A della tecchia meridionale con indicate le principali discontinuità K1 (in verde), K2 (in arancio), K3 (in magenta) K5 (in blu/azzurro) e le aree intensamente fratturate (cappellaccio e finimento in rosso).

Figura 18: Ripresa del Settore B della tecchia meridionale ed indicazione delle principali discontinuità K1 (in verde), K2 (in arancio), K3 (in magenta) K5 (in blu/azzurro) e le aree intensamente fratturate (cappellaccio e finimento in rosso)

Figura 19: Ripresa del Settore C della tecchia meridionale ed indicazione delle principali discontinuità K1 (in verde), K2 (in arancio), K3 (in magenta) K5 (in blu/azzurro) e le aree intensamente fratturate (cappellaccio e finimento in rosso)

9.4.1.4. CONSIDERAZIONI GEOMECCANICHE

Le verifiche analitiche, seppur geralizzate alla trattazione statistica del campione, hanno rimarcato che nella tecchia sud-orientale i potenziali cinematismi non sono legati a fenomeni di incipiente instabilità a grande scala lungo discontinuità ascrivibili ai sistemi principali rintracciati; ma sono da imputare alle condizioni residuali assunte dalle aree ascrivibili a:

- il Dominio geostrutturale del cappellaccio, corrispondente al ciglio del fronte residuale ed al versante soprastante, caratterizzato da elementi litoidi di ridotte dimensioni (0.1-2mc) per lo più pareallelepipedi definiti dai sistemi K1, K2 e K5/K3;
- il Dominio geostrutturale del finimento legato a fasce ed aree cataclastiche concordi a sistemi trasversali al fronte principale (K5);
- il Dominio geostrutturale antropizzato caratterizzato da mancanti, rimarcati e ragnatele di fratture derivanti dalla propagazione delle discontinuità pre-esistenti a seguito dell'uso di esplosivo, ampiamente impiegato in passato.

9.4.1.5. INTERVENTI NELLA PARTE SUPERIORE

Gli interventi a lungo termine sono legati all'eventuale variazione dell'attuale piano di coltivazione attraverso la presentazione di una variante sostanziale o di un nuovo piano conforme ai PABE Scheda 14 PIT/PPR al fine di andare ad ampliare verso Sud il cantiere a cielo aperto. In questo modo si dovrà provvedere a sostituire la barriera sul gradone di q. 496.0m s.l.m. con altro sistema di consolidamento e prevedere un'eventuale interferenza tenso-deformativa con l'attuale tecchia in relazione alla rimozione di ammasso roccioso alla base. Si chiarisce sin d'ora comunque che, in base alla morfologia attuale, alla base della tecchia meridionale permarrà un gradone di q. 496.0m s.l.m. in continuità con il fronte di attacco del cantiere sotterraneo già realizzato.

Di seguito si riporta la descrizione di ciascun settore e sub-settore.

9.4.1.6. SETTORE A

Il settore A è già stato oggetto d'intervento mediante prolungamento della riesta apicale sul ciglio della tecchia ed installazione della barriera sul gradone di q. 502.7m s.l.m.. Tali interventi saranno integrati realizzando un consolidamento corticale delle aree cataclastiche definite I e II rispettivamente quantificate in 48.0mc e 50.0mc.

9.4.1.6.1. CONSOLIDAMENTO CORTICALE AREA I

L'area interessata dall'intervento viene stimata in circa 4.0*8.0*1.5m, per una superficie di circa 32mq ed un volume di circa 48.0mc.

In base all'osservazione del sito il volume unitario massimo potenzialmente instabile viene quantificato in 2.5mc.

Ipotizzando l'installazione di barre DYWIDAG 900/1100 Φ20mm le resistenze tangenziale (102KN) risultano superiori ai carichi indotti di progetto su ciascun tirante (37KN), dal momento che si prevede di installare almeno 6 barre perimetrali aventi lunghezza di

infissaggio minima 1.50 m. La rete è idonea a sorreggere il crollo di un volume massimo di 2.5 mc (Va), ed a tal fine si evidenzia che anche con solo 1 filo integro la rete sarebbe verificata. La verifica delle 3 funi sub-orizzontali fune è stata effettuata nelle condizioni di crollo simultaneo dell'intera porzione rocciosa, stimata in circa 48mc ed equivalente ad un carico massimo di circa 130KN.

Il consolidamento corticale realizzato con 1 fascia di spessore 4.0m ed altezza 8.0m di rete avente maglia 8.0*10.0 mm e fili Φ2.00 mm, sorretta da 3 funi Φ 20.00 mm 1770 N/mmq ed ancorate mediante 6 barre Φ20.0 mm 900/1100 N/mmq lunghezza 1.5-2.0m risulta VERIFICATO

	DIMENSIONAMENTO CONSOLIDAMENTO CORTICALE			SETTORE A ZONA I		
	peso massimo elemento (KN)	P	5.40	SLU	SLV	
	carico totale (KN)	P tot	127.20		Comb (+)	Comb (-)
VERIFICA ANCORAGGI	CARICO SU ANCORAGGIO (KN)		Ed,sc	27.56	29.49	25.63
	RESISTENZA ANCORAGGIO (KN)		Rd,sc	102.44		
	DIAMETRO NOMINALE BARRA (mm)		ϕnom	20.00		
	NUMERO CONSOLIDAMENTI		N chiodi	6		
	FATTORE DI SICUREZZA		Fsa	3.72	3.47	4.00
	LUNGHEZZA MINIMA INFISSIONE (m)		L min	0.34		
	LUNGHEZZA TOTALE ANCORAGGIO (m)		L tot	1.50		
VERIFICA RETE	RESISTENZA LIMITE FILO (KN/mmq)		σmax	1.28		
	DIAMETRO NOMINALE FILO (mm)		ϕnom	2.00		
	NUMERO FILI RETE		N fili	10		
	AZIONE DI PROGETTO		σd,fl	0.15	0.15	0.15
	FATTORE DI SICUREZZA		FSr	8.83	8.52	8.54
	NUMERO MINIMO FILI RETE		N fili min	1		
VERIFICA FUNE	RESISTENZA A TRAZIONE DI CALCOLO (KN)		Ff,d	79.35		
	DIAMETRO COMMERCIALE FUNE ACCIAIO (mm)		ϕf	10.00		
	NUMERO DI FUNI DI ACCIAIO		N	9.00		
	CARICHI DI PROGETTO (KN)		Fd	18.37	15.42	12.85
	FATTORE DI SICUREZZA		FSf	4.32	5.15	6.18
	DIAMETRO MINIMO FUNE ACCIAIO (mm)		ϕf min	2.32		

9.4.1.6.2. CONSOLIDAMENTO CORTICALE AREA II

L'area interessata dall'intervento viene stimata in circa 3.0*11.0*1.5m, per una superficie di circa 33mq ed un volume di circa 50mc.

In base all'osservazione del sito il volume unitario massimo potenzialmente instabile viene quantificato in 2.5mc.

Ipotizzando l'installazione di barre DYWIDAG 900/1100 Φ20mm le resistenze tangenziale (102KN) risultano superiori ai carichi indotti di progetto su ciascun tirante (37KN), dal momento che si prevede di installare almeno 6 barre perimetrali aventi lunghezza di infissaggio minima 1.50 m. La rete è idonea a sorreggere il crollo di un volume massimo di 2.5 mc (Va), ed a tal fine si evidenzia che anche con solo 1 filo integro la rete sarebbe verificata. La verifica delle 3 funi sub-orizzontali fune è stata effettuata nelle

condizioni di crollo simultaneo dell'intera porzione rocciosa, stimata in circa 48mc ed equivalente ad un carico massimo di circa 130KN.

Il consolidamento corticale realizzato con 1 fascia di spessore 4.0m ed altezza 12.0m di rete avente maglia 8.0*10.0 mm e fili Φ2.00 mm, sorretta da 3 funi Φ 20.00 mm 1770 N/mmq ed ancorate mediante 6 barre Φ20.0 mm 900/1100 N/mmq lunghezza 1.5-2.0m risulta VERIFICATO

	DIMENSIONAMENTO CONSOLIDAMENTO CORTICALE			SETTORE A ZONA II		
	peso massimo elemento (KN)	P	5.40	SLU	SLV	
	carico totale (KN)	P tot	131.18		Comb (+)	Comb (-)
VERIFICA ANCORAGGI	CARICO SU ANCORAGGIO (KN)		Ed,sc	28.42	30.41	26.43
	RESISTENZA ANCORAGGIO (KN)		Rd,sc	102.44		
	DIAMETRO NOMINALE BARRA (mm)		ϕnom	20.00		
	NUMERO CONSOLIDAMENTI		N chiodi	6		
	FATTORE DI SICUREZZA		Fsa	3.60	3.37	3.88
	LUNGHEZZA MINIMA INFISSIONE (m)		L min	0.35		
	LUNGHEZZA TOTALE ANCORAGGIO (m)		L tot	1.50		
VERIFICA RETE	RESISTENZA LIMITE FILO (KN/mmq)		σmax	1.28		
	DIAMETRO NOMINALE FILO (mm)		ϕnom	2.00		
	NUMERO FILI RETE		N fili	10		
	AZIONE DI PROGETTO		σd,fl	0.15	0.15	0.15
	FATTORE DI SICUREZZA		FSr	8.83	8.52	8.54
	NUMERO MINIMO FILI RETE		N fili min	1		
VERIFICA FUNE	RESISTENZA A TRAZIONE DI CALCOLO (KN)		Ff,d	79.35		
	DIAMETRO COMMERCIALE FUNE ACCIAIO (mm)		ϕf	10.00		
	NUMERO DI FUNI DI ACCIAIO		N	3.00		
	CARICHI DI PROGETTO (KN)		Fd	56.84	47.70	39.75
	FATTORE DI SICUREZZA		FSf	1.40	1.66	2.00
	DIAMETRO MINIMO FUNE ACCIAIO (mm)		ϕf min	7.16		

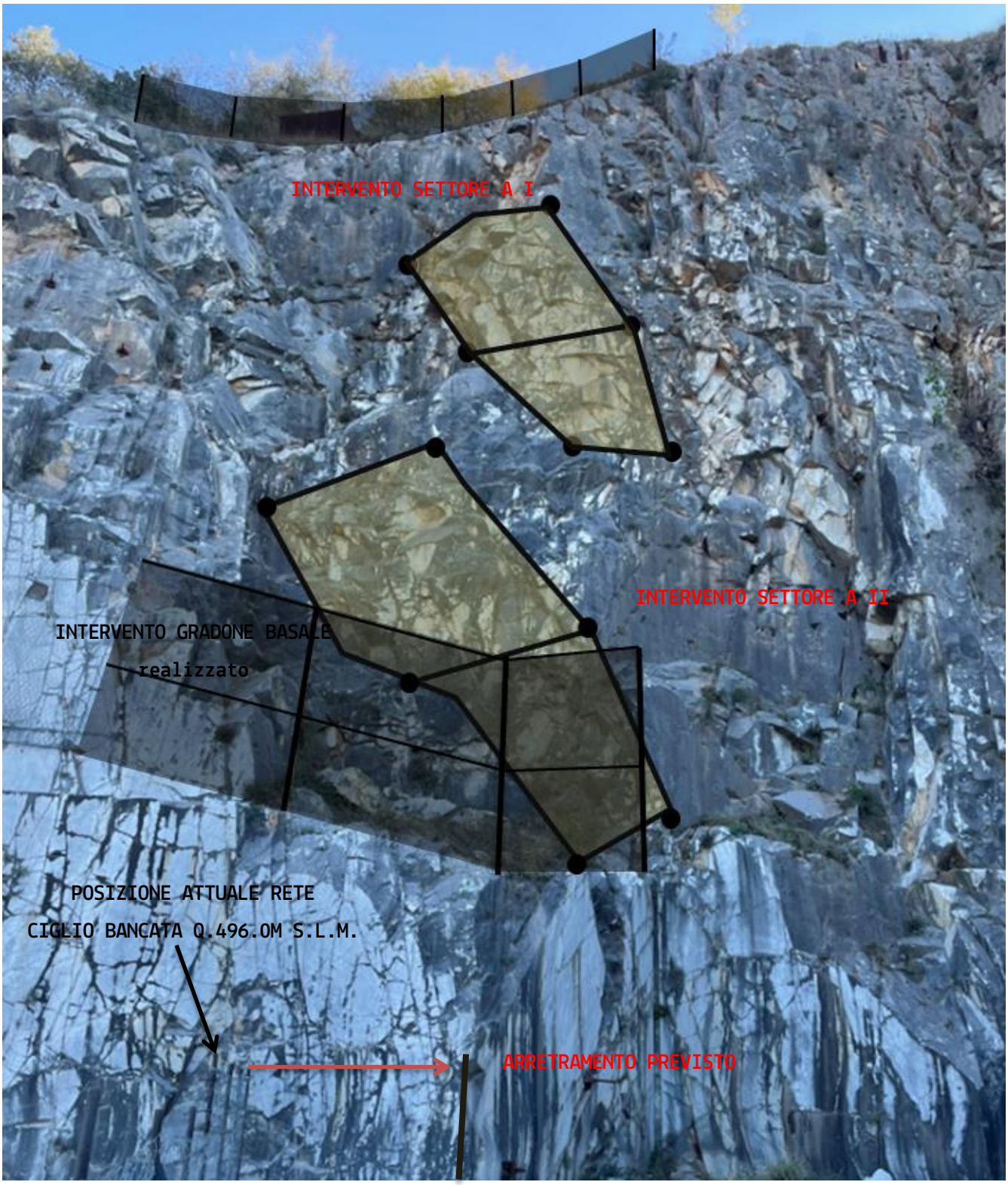


Figura 20: Interventi di consolidamento/contenimento previsti per il Settore A: sul ciglio della tecchia, del gradone di q. 502.0m s.l.m. e della bancata di q. 496.0m s.l.m.; tra cui gli interventi già realizzati o previsti per il breve periodo e nei settori I e II gli interventi previsti per il proseguo della coltivazione oltre la SCIA 2021.

9.4.1.7. SETTORE B

Nel settore B si prevede di proseguire la riesta apicale sul ciglio della tecchia e di intervenire nella aree B1, B2 e B3 rispettivamente quantificate in 95, 390 e 75mc.

9.4.1.7.1. SUB-SETTORE B1

L'area interessata dall'intervento viene stimata in circa 0.0/7.0*18.0*0.0/3.0m per una superficie di circa 70mq ed un volume di circa 95.0mc.

In base all'osservazione del sito il volume unitario massimo potenzialmente instabile viene quantificato in 2.5mc.

Ipotizzando l'installazione di barre DYWIDAG 900/1100 Φ20mm le resistenze tangenziale (102KN) risultano superiori ai carichi indotti di progetto su ciascun tirante (37KN), dal momento che si prevede di installare almeno 11 barre (10 perimetrali e 1 centrale) aventi lunghezza di infissaggio minima 1.50 m. La rete è idonea a sorreggere il crollo di un volume massimo di 2.5 mc (Va), ed a tal fine si evidenzia che anche con solo 1 filo integro la rete sarebbe verificata. La verifica delle 3 funi sub-orizzontali fune è stata effettuata nelle condizioni di crollo simultaneo dell'intera porzione rocciosa, stimata in circa 95mc ed equivalente ad un carico massimo di circa 250KN.

	DIMENSIONAMENTO CONSOLIDAMENTO CORTICALE			SETTORE B1		
	peso massimo elemento (KN)	P	5.40	SLU	SLV	
	carico totale (KN)	P tot	250.43		Comb (+)	Comb (-)
VERIFICA ANCORAGGI	CARICO SU ANCORAGGIO (KN)		Ed,sc	29.60	31.67	27.52
	RESISTENZA ANCORAGGIO (KN)		Rd,sc	102.44		
	DIAMETRO NOMINALE BARRA (mm)		ϕnom	20.00		
	NUMERO CONSOLIDAMENTI		N chiodi	11		
	FATTORE DI SICUREZZA		Fsa	3.46	3.23	3.72
	LUNGHEZZA MINIMA INFISSIONE (m)		L min	0.36		
	LUNGHEZZA TOTALE ANCORAGGIO (m)		L tot	1.50		
VERIFICA RETE	RESISTENZA LIMITE FILO (KN/mmq)		σmax	1.28		
	DIAMETRO NOMINALE FILO (mm)		ϕnom	2.00		
	NUMERO FILI RETE		N fili	10		
	AZIONE DI PROGETTO		σd,fl	0.15	0.15	0.15
	FATTORE DI SICUREZZA		FSr	8.83	8.52	8.54
	NUMERO MINIMO FILI RETE		N fili min	1		
VERIFICA FUNE	RESISTENZA A TRAZIONE DI CALCOLO (KN)		Ff,d	114.26		
	DIAMETRO COMMERCIALE FUNE ACCIAIO (mm)		ϕf	12.00		
	NUMERO DI FUNI DI ACCIAIO		N	3.00		
	CARICHI DI PROGETTO (KN)		Fd	108.52	91.07	75.88
	FATTORE DI SICUREZZA		FSf	1.05	1.25	1.51
	DIAMETRO MINIMO FUNE ACCIAIO (mm)		ϕf min	11.40		

Il consolidamento corticale realizzato con 2 fasce di spessore 4.0m ed altezze di 12.0m e 18.0m di rete avente maglia 8.0*10.0 mm e fili Φ2.00 mm, sorretta da 3 funi Φ 20.00 mm 1770 N/mmq ed ancorate mediante 11 barre Φ20.0 mm 900/1100 N/mmq lunghezza 1.5-2.0m risulta VERIFICATO.

9.4.1.7.2. SUB-SETTORE B2

Il settore B2 è costituito di una struttura colonnare di circa 390mc intersecata da discontinuità sub.-verticali stratificano la struttura trasversalmente al monte ed in prospettiva di un avanzamento della coltivazione nell'area potrebbero andare a detensionarsi.

L'intervento è stato pertanto predisposto al fine di andare ad "impacchettare" lateralmente gli elementi stratificati ove l'ammasso roccioso si presenti quanto più intatto, ovvero nella parte centro-inferiore, dove tra l'altro gli spessori di circa 1.5-2.0m sono tali da garantire la tenuta dei tiranti.

Nella parte inferiore il consolidamento puntuale avrà l'ulteriore finalità di stabilizzare il volume isolato dalla discontinuità K3 (circa 7mc); quest'ultimo intervento, in relazione alle valutazioni effettuabili solo in fase operativa, potrà essere sostituito da un "legaccio costituito 3 funi Φ12mm" ancorate alle facce solide presenti ai lati.

In relazione alle valutazioni effettuabili nel corso dell'intervento si

Si prevede pertanto di installare 4 tiranti DIWIDAG 950/1050 Φ40mm sub-orizzontali di lunghezza 12.0m tale da raggiungere e superare di almeno 2.0m la discontinuità K5 coincidente alla parte orientale del Settore C1.

Nella parte superiore invece, poiché la morfologia non permette di intervenire lateralmente, si prevede di installare 1 tirante DIWIDAG 950/1050 Φ40mm sub-orizzontale di lunghezza 6.0m, in sostituzione di una delle barre previste per il settore B1.

9.4.1.7.3. SUB-SETTORE B3

L'area interessata dall'intervento può essere suddivisa in:

- porzione di ammasso roccioso intensamente fratturato, stimato in circa 2.0/3.0*15.0*0.0/1.5m per una superficie di circa 35-40mq ed un volume di circa 30.0mc;
- porzione basale di ammasso roccioso "mediamente intatto", stimato in circa 75mc in appoggio su piano di scivolamento di circa 40mq inclinato 75° (sistema K2).

9.4.1.7.1. SUB-SETTORE B3 FRATTURATO

In base all'osservazione del sito il volume unitario massimo potenzialmente instabile viene quantificato in 2.5mc.

	DIMENSIONAMENTO CONSOLIDAMENTO CORTICALE			SETTORE B3 sup		
	peso massimo elemento (KN)	P	6.75	SLU	SLV	
	carico totale (KN)	P tot	66.25		Comb (+)	Comb (-)
VERIFICA ANCORAGGI	CARICO SU ANCORAGGIO (KN)		Ed,sc	14.35	15.36	13.35
	RESISTENZA ANCORAGGIO (KN)		Rd,sc	102.44		
	DIAMETRO NOMINALE BARRA (mm)		ϕnom	20.00		
	NUMERO CONSOLIDAMENTI		N chiodi	6		
	FATTORE DI SICUREZZA		Fsa	7.14	6.67	7.67
	LUNGHEZZA MINIMA INFISSIONE (m)		L min	0.18		
	LUNGHEZZA TOTALE ANCORAGGIO (m)		L tot	1.50		
VERIFICA RETE	RESISTENZA LIMITE FILO (KN/mmq)		σmax	1.28		
	DIAMETRO NOMINALE FILO (mm)		ϕnom	2.00		
	NUMERO FILI RETE		N fili	10		
	AZIONE DI PROGETTO		σd,fl	0.18	0.19	0.19
	FATTORE DI SICUREZZA		FSr	7.07	6.82	6.83
	NUMERO MINIMO FILI RETE		N fili min	1		
VERIFICA FUNE	RESISTENZA A TRAZIONE DI CALCOLO (KN)		Ff,d	114.26		
	DIAMETRO COMMERCIALE FUNE ACCIAIO (mm)		ϕf	12.00		
	NUMERO DI FUNI DI ACCIAIO		N	3.00		
	CARICHI DI PROGETTO (KN)		Fd	28.71	24.09	20.07
	FATTORE DI SICUREZZA		FSf	3.98	4.74	5.69
	DIAMETRO MINIMO FUNE ACCIAIO (mm)		ϕf min	3.02		

Ipotizzando l'installazione di barre DYWIDAG 900/1100 Φ20mm le resistenze tangenziale (102KN) risultano superiori ai carichi indotti di progetto su ciascun tirante (37KN), dal momento che si prevede di installare almeno 6 barre perimetrali aventi lunghezza di infissaggio minima 1.50 m. La rete è idonea a sorreggere il crollo di un volume massimo di 2.5 mc (Va), ed a tal fine si evidenzia che anche con solo 1 filo integro la rete sarebbe verificata. La verifica delle 3 funi sub-orizzontali fune è stata effettuata nelle condizioni di crollo simultaneo dell'intera porzione rocciosa, stimata in circa 95mc ed equivalente ad un carico massimo di circa 65KN.

Il consolidamento corticale realizzato con 1 fascia di spessore 4.0m ed altezze di 10.0m di rete avente maglia 8.0*10.0 mm e fili Φ2.00 mm, sorretta da 3 funi Φ 20.00 mm 1770 N/mmq ed ancorate mediante 6 barre Φ20.0 mm 900/1100 N/mmq lunghezza 1.5-2.0m risulta VERIFICATO.

9.4.1.7.2. SUB-SETTORE B3 BASALE

L'elemento B3 da calcolo deterministico ottenuto a livello grafico presenta un volume stimato **V = 27 mc**, per un carico di **Wd = 1.99 MN**. A scopo cautelativo è stato considerato completamente isolato sia posteriormente che lateralmente rispettivamente da una discontinuità K2 e da una K5.

VERIFICA DI STABILITA'PRELIMINARE A2+M2+R2						B3 INF	
SUPERFICIE DISCONTINUITA' (mq)	S	40.00	SLU	SLV (parametri minimi intervallo)			
CARICO NORMALE (MN)	Wn,d	0.51		Comb (++)	Comb (-+)	Comb (+-)	Comb (--)
CARICO TANGENZIALE (MN)		Ed,sc	1.92	1.89	2.01	1.83	1.95
RESISTENZA TANGENZIALE DISCONTINUITA' (MN)		Rd,sc	0.82	0.85	0.80	0.84	0.80
RESISTENZA TANGENZIALE AMMASSO ROCCIOSO (MN)		Rd,tau	0.00				
FATTORE DI SICUREZZA		FS	0.39	0.41	0.36	0.42	0.37

Nelle ipotesi di verifica l'elemento si trova in condizioni di instabilità con FSmin=0.36 .

VERIFICA DI STABILITA' E DIMENSIONAMENTO CONSOLIDAMENTO						B3 INF	
SUPERFICIE DISCONTINUITA' (mq)	S	40.00	SLU	SLV (parametri minimi intervallo)			
CARICO NORMALE (MN)	Wn,d	0.51		Comb (++)	Comb (-+)	Comb (+-)	Comb (--)
CARICO TANGENZIALE (MN)		Ed,sc	2.50	2.46	2.61	2.38	2.53
RESISTENZA TANGENZIALE DISCONTINUITA' (MN)		Rd,sc	1.02	1.05	1.00	1.05	0.99
FATTORE DI SICUREZZA		FS	0.41	0.43	0.38	0.44	0.39
AZIONE RESIDUA (MN)		Ed,sc,res	1.47	1.41	1.61	1.34	1.54
INCLINAZIONE ANCORAGGI (° RIF ORIZZONTALE)		α	0.00				
AZIONE RESIDUA TANGENZIALE ALL'ANCORAGGIO (MN)		Ed,sc,t	1.42	1.36	1.55	1.29	1.48
AZIONE RESIDUA NORMALE ALL'ANCORAGGIO (MN)		Ed,sc,n	0.38	0.36	0.42	0.35	0.40
NUMERO ANCORAGGI		n	4.00				
LUNGHEZZA D'INFISSIONE (m)		L	1.50				
RESISTENZA TANGENZIALE ANCORAGGI (MN)		nTd	1.73				
RESISTENZA A SFILAMENTO (MN)		Rsfil	0.87				
FATTORE DI SICUREZZA A TAGLIO		FS tg	1.13	1.16	1.07	1.19	1.10
FATTORE DI SICUREZZA A SFILAMENTO		FS sfil	1.76	1.80	1.68	1.85	1.73

Per realizzare un FS > 1 risulta necessaria l'installazione di 4 TIRANTI DIWIDAG Y1050H 950/1050 Φ40 mm di lunghezza utile minima 1.5 m e lunghezza totale minima 6.0m; tali consolidamenti dovranno essere realizzati prestando attenzione a non intercettare quelli effettuali lateralmente all'intervento in direzione sub-parallela al settore.

Due dei quattro tiranti dimensionati potranno sostituire le barre di ancoraggio del consolidamento corticale della parte soprastante.

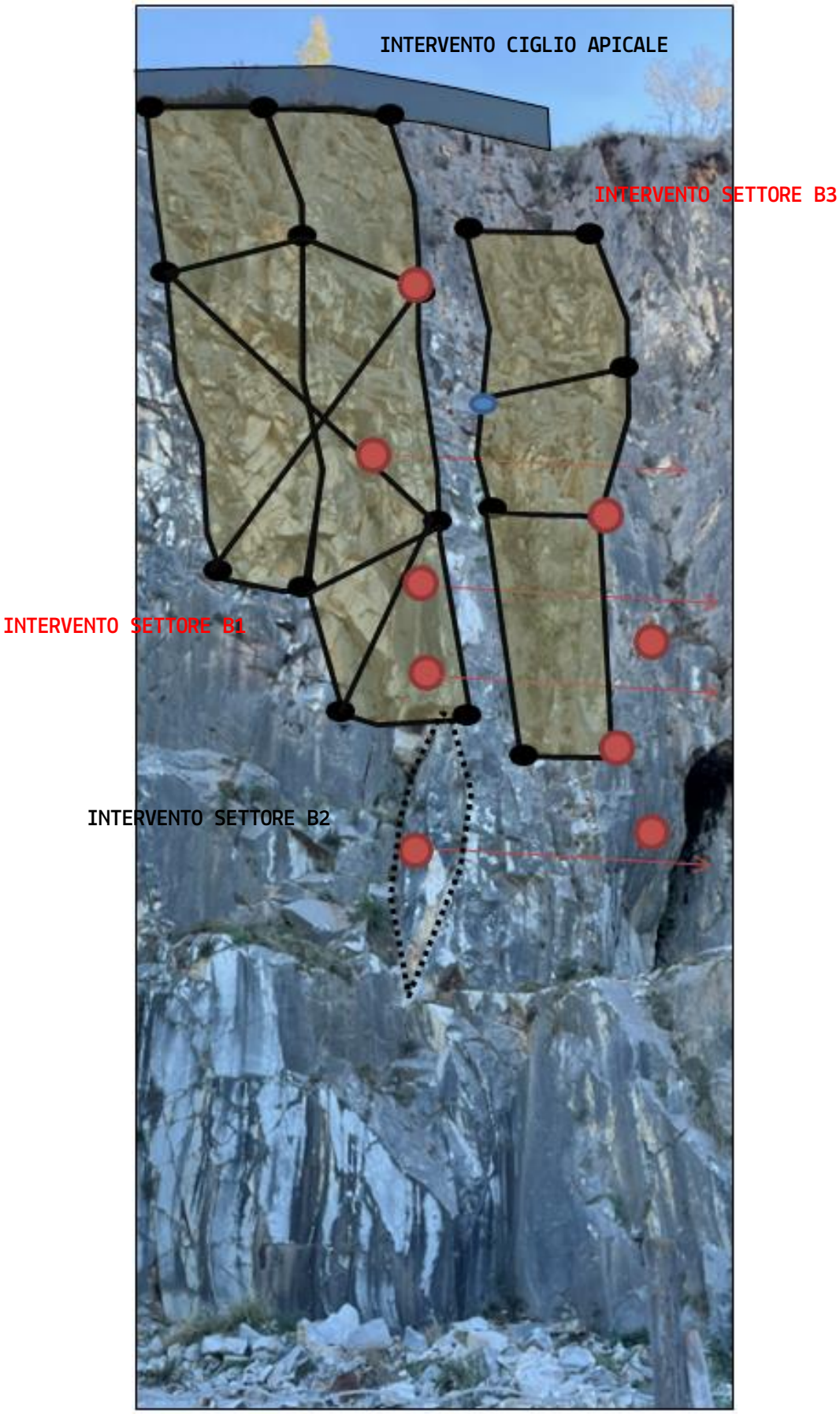


Figura 21: Interventi di consolidamento/contenimento previsti per il Settore B: con punto le barre DIWIDAG 950/1050 in rosso Φ40mm; in blu Φ26.5mm; in nero Φ20mm, con tratto nero le funi di acciaio, in giallo la rete fasciante, in grigio la riesta in piedi sul ciglio della tecchia.

9.4.1.8. SETTORE C

Nel settore C si prevede di allungare la riesta apicale sul ciglio della tecchia e di intervenire nella aree C1 e C2 come di seguito illustrato.

9.4.1.8.1. SUB-SETTORE C1

Il settore C1 è costituito di una parte "intatta" incastrata tra il sub-settore adiacente e la discontinuità ascrivibile al sistema K5 ed una parte "fratturata" di bordo.

9.4.1.8.2. SUB-SETTORE C1 PARTE INTATTA

L'analisi a grande scala a previsto la verifica dell'elemento "intatto" quantificato in circa **V_{C1} = 110 mc**, per un carico di **Wd_{C1} = 2.9 MN**. A scopo cautelativo è stato considerato completamente isolato sia posteriormente che lateralmente rispettivamente da una discontinuità K5 e dalle discontinuità sub-persistenti K2.

VERIFICA DI STABILITA'PRELIMINARE A2+M2+R2						C1	
SUPERFICIE DISCONTINUITA' (mq)	S	130.00	SLU	SLV (parametri minimi intervallo)			
CARICO NORMALE (MN)	Wn,d	0.05		Comb (++)	Comb (-+)	Comb (+-)	Comb (--)
CARICO TANGENZIALE (MN)		Ed,sc	2.91	2.83	3.01	2.82	3.00
RESISTENZA TANGENZIALE DISCONTINUITA' (MN)		Rd,sc	0.56	0.57	0.56	0.57	0.56
RESISTENZA TANGENZIALE AMMASSO ROCCIOSO (MN)		Rd,tau	0.00				
FATTORE DI SICUREZZA		FS	0.18	0.18	0.17	0.18	0.17

Nelle ipotesi di verifica l'elemento si trova in condizioni di instabilità con FSmin=0.17. Si deve tuttavia sottolineare che la presenza di discontinuità sub-persistenti ascrivibili al sistema K2 genera dei rintacchi che offrono stabilità all'elemento a grande scala.

VERIFICA DI STABILITA' E DIMENSIONAMENTO CONSOLIDAMENTO						C1	
SUPERFICIE DISCONTINUITA' (mq)	S	130.00	SLU	SLV (parametri minimi intervallo)			
CARICO NORMALE (MN)	Wn,d	0.05		Comb (++)	Comb (-+)	Comb (+-)	Comb (--)
CARICO TANGENZIALE (MN)		Ed,sc	3.79	3.68	3.91	3.67	3.90
RESISTENZA TANGENZIALE DISCONTINUITA' (MN)		Rd,sc	0.56	0.57	0.56	0.57	0.56
FATTORE DI SICUREZZA		FS	0.15	0.15	0.14	0.15	0.14
AZIONE RESIDUA (MN)		Ed,sc,res	3.22	3.11	3.34	3.10	3.34
INCLINAZIONE ANCORAGGI (° RIF ORIZZONTALE)		α	0.00				
AZIONE RESIDUA TANGENZIALE ALL'ANCORAGGIO (MN)		Ed,sc,t	3.22	3.11	3.34	3.10	3.34
AZIONE RESIDUA NORMALE ALL'ANCORAGGIO (MN)		Ed,sc,n	0.06	0.05	0.06	0.05	0.06
NUMERO ANCORAGGI		n	8.00				
LUNGHEZZA D'INFISSIONE (m)		L	1.50				
RESISTENZA TANGENZIALE ANCORAGGI (MN)		nTd	3.46				
RESISTENZA A SFILAMENTO (MN)		Rsfil	1.75				
FATTORE DI SICUREZZA A TAGLIO		FS tg	1.06	1.09	1.03	1.10	1.03
FATTORE DI SICUREZZA A SFILAMENTO		FS sfil	26.54	27.33	25.74	27.39	25.80

Per realizzare un FS > 1 risulta necessaria l'installazione di 8 TIRANTI DIWIDAG Y1050H 950/1050 Φ40 mm di lunghezza utile minima 1.5 m e lunghezza totale minima 4.0m; tali

consolidamenti dovranno essere realizzati prestando attenzione a non intercettare quelli effettuali lateralmente all'intervento in direzione sub-parallela al settore.

Allo scopo, poiché 4 tiranti sono già stati dimensionati a lavorare a taglio nel precedente settore, gli stessi possono essere impiegati per resistere a taglio anche nel presente intervento di consolidamento.

9.4.1.8.3. SUB-SETTORE C1 PARTE FRATTURATA

La parte fratturata, corrispondente al bordo del sub-settore C1 presenta un'estensione di 2.0*15*1.25m per una superficie di 30mq ed un volume di circa 35mc. In base all'osservazione del sito il volume unitario massimo potenzialmente instabile viene quantificato in 2.0mc.

	DIMENSIONAMENTO CONSOLIDAMENTO CORTICALE			SETTORE C1 frat		
	peso massimo elemento (KN)	P	5.40	SLU	SLV	
	carico totale (KN)	P tot	99.38		Comb (+)	Comb (-)
VERIFICA ANCORAGGI	CARICO SU ANCORAGGIO (KN)		Ed,sc	21.53	23.04	20.02
	RESISTENZA ANCORAGGIO (KN)		Rd,sc	102.44		
	DIAMETRO NOMINALE BARRA (mm)		ϕnom	20.00		
	NUMERO CONSOLIDAMENTI		N chiodi	6		
	FATTORE DI SICUREZZA		Fsa	4.76	4.45	5.12
	LUNGHEZZA MINIMA INFISSIONE (m)		L min	0.26		
	LUNGHEZZA TOTALE ANCORAGGIO (m)		L tot	1.50		
VERIFICA RETE	RESISTENZA LIMITE FILO (KN/mmq)		σmax	1.28		
	DIAMETRO NOMINALE FILO (mm)		ϕnom	2.00		
	NUMERO FILI RETE		N fili	10		
	AZIONE DI PROGETTO		σd,fl	0.15	0.15	0.15
	FATTORE DI SICUREZZA		FSr	8.83	8.52	8.54
	NUMERO MINIMO FILI RETE		N fili min	1		
VERIFICA FUNE	RESISTENZA A TRAZIONE DI CALCOLO (KN)		Ff,d	114.26		
	DIAMETRO COMMERCIALE FUNE ACCIAIO (mm)		ϕf	12.00		
	NUMERO DI FUNI DI ACCIAIO		N	3.00		
	CARICHI DI PROGETTO (KN)		Fd	43.06	36.14	30.11
	FATTORE DI SICUREZZA		FSf	2.65	3.16	3.79
	DIAMETRO MINIMO FUNE ACCIAIO (mm)		ϕf min	4.52		

Ipotizzando l'installazione di barre DYWIDAG 900/1100 Φ20mm le resistenze tangenziale (102KN) risultano superiori ai carichi indotti di progetto su ciascun tirante (37KN), dal momento che si prevede di installare almeno 6 barre perimetrali aventi lunghezza di infissaggio minima 1.50 m. La rete è idonea a sorreggere il crollo di un volume massimo di 2.0 mc (Va), ed a tal fine si evidenzia che anche con solo 1 filo integro la rete sarebbe verificata. La verifica delle 3 funi sub-orizzontali fune è stata effettuata nelle condizioni di crollo simultaneo dell'intera porzione rocciosa, stimata in circa 35mc ed equivalente ad un carico massimo di circa 100KN.

Il consolidamento corticale realizzato con 1 fascia di spessore 3.0m ed altezze di 15.0m di rete avente maglia 8.0*10.0 mm e fili Φ2.00 mm, sorretta da 3 funi Φ 20.00 mm 1770 N/mmq ed ancorate mediante 6 barre Φ20.0 mm 900/1100 N/mmq lunghezza 1.5-2.0m risulta VERIFICATO. Allo scopo nel lato orientale della rete potranno essere sfruttati i tiranti precedentemente dimensionati.

9.4.1.9. SUB-SETTORE C2

Gli elementi potenzialmente instabili provenienti dal settore C2, per morfologia del versante, potranno essere contenuti installando una rete paramassi in piedi in corrispondenza del tratto basale.

Come da precedente dimensionamento il sistema di messa in sicurezza dovrà contenere volumi di dimensioni massime comprese tra 1.5-2.0mc.

L'intervento prevede pertanto di installare una rete a doppia torsione da 2.7mm con maglia 8*10cm sostenuta da 2 barre DIWIDAG 950/1050 Φ26.5mm per lato, da installarsi sub-orizzontalmente ad una profondità minima di 1.5m e da puntoni di altezza 3.5m, diametro 32mm e passo 2.0m aventi medesime caratteristiche meccaniche di resistenza delle barre.

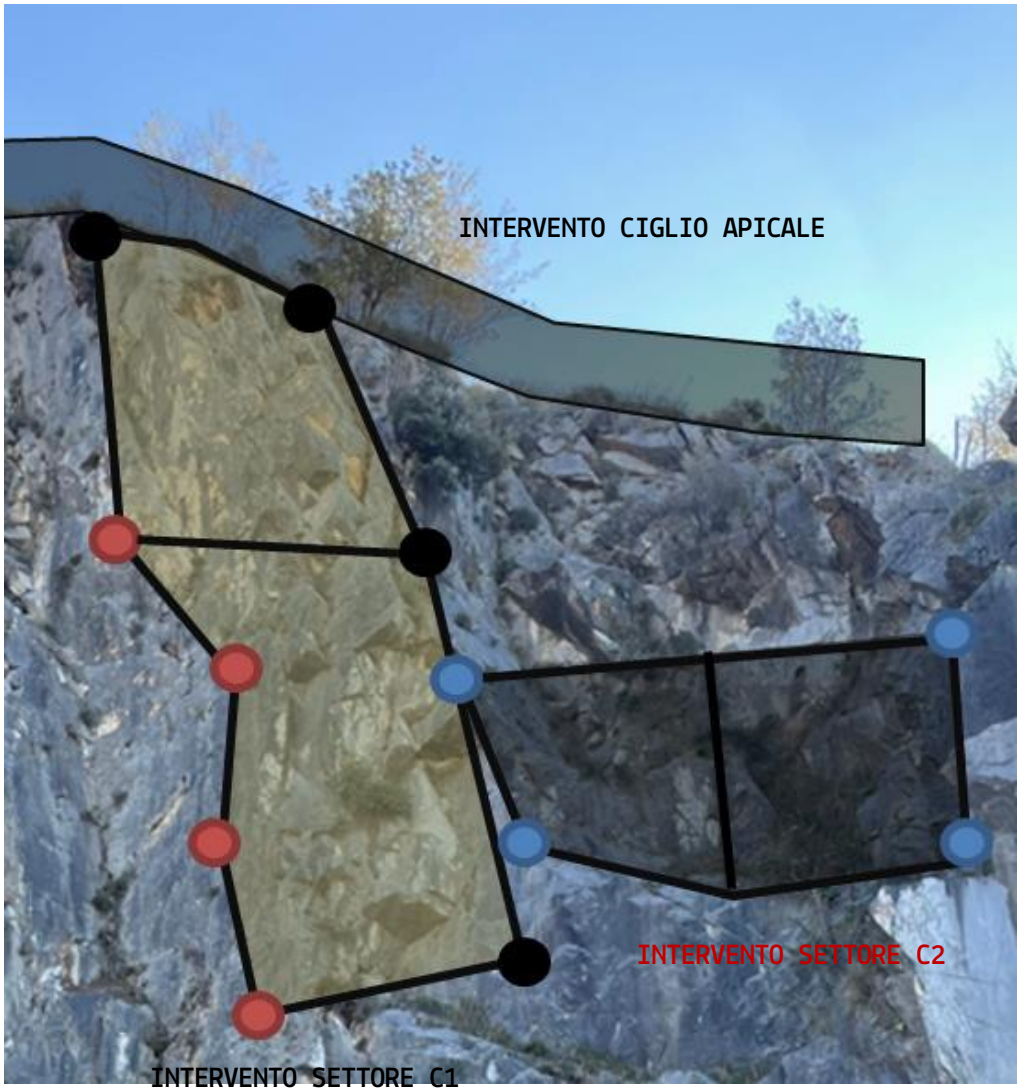


Figura 22: Interventi di consolidamento/contenimento previsti per il Settore C: con punto le barre DIWIDAG 950/1050 in rosso Φ40mm; in blu Φ26.5mm; in nero Φ20mm, con tratto nero le funi di acciaio, in giallo la rete fasciante, in grigio la riesta in piedi sul ciglio della tecchia e nel tratto basale del sub-settore C2.

9.4.2. PARTE DI BONIFICA

La parte di bonifica prevede la rimozione di elementi già isolati dall'ammasso roccioso dal piazzale di q. 496.0m s.l.m. come già descritto all'interno della SCIA 2021.

Nel corso dei sopralluoghi è stato possibile riscontrare che nel corso della precedente gestione sono stati abbandonati in sito due elementi di 93.8mc (A1) e 420.3mc (A2).

I due volumi sono stati isolati dall'ammasso roccioso per mezzo di taglio a filo elicoidale per essere poi leggermente aperti mediante piccola carica di esplosivo inserito all'interno della perforazione di piccolo diametro.

Figura 23: Ripresa dei due elementi isolati dall'ammasso roccioso nel corso della passata gestione e già movimentati, del generatore e della rete para-massi.

Utilizzando la viabilità di arroccamento sarà possibile raggiungere il gradone di q.496.2m s.l.m.; terminati gli interventi sulla parte superiore della tecchia sarà rimosso dapprima l'elemento A1, di ridotte dimensioni, per mezzo di escavatore cingolato di taglia piccola, mentre per l'elemento A2 sarà realizzata una rampa al fine di aggirare l'elemento per poter operare da posizione sicura e demolirlo per mezzo di cuscini divaricatori e martello demolitore.

In questa fase l'attività di bonifica considera di rimuovere circa 613.4mc già isolati dal monte che altrimenti, rimanendo in sito, rappresenterebbe un elemento di potenziale criticità alle condizioni di sicurezza del sottostante piazzale.

9.4.3. PARTE DI MESSA IN SICUREZZA

Nella parte occidentale del area estrattiva, compresa tra il gradone di q.496.0m s.l.m. ed il piazzale principale di q.487.0-488.0m s.l.m. si è in presenza sia del "cappellaccio" che sarà rimosso per scopertura del giacimento (**circa 3'596mc**) sia del contatto stratigrafico tra i marmi ed i marmi dolomitici con importanti inclusioni di dolomia ramificata che hanno prodotto un'estesa fascia cataclastica in adiacenza dei ribassi produttivi.

Figura 24: ripresa della parte di messa in sicurezza della tecchia meridionale con indicato il contatto stratigrafico e la fascia cataclastica.

In questa fase l'attività di messa in sicurezza prospettata permetterà di rimuovere una buona porzione della fascia cataclastica (circa 6'340mc) che altrimenti, rimanendo in sito poiché priva di resa merceologica, rappresenterebbe un elemento di potenziale criticità alle condizioni di sicurezza del sottostante piazzale.

Per quanto riguarda il portale della galleria, le attuali condizioni morfologiche non permettono di effettuare valutazioni di tipo deterministico e pertanto si rimanda al termine dell'attestamento dei fronti, alle quote previste di apertura, per studi specifici.

Carrara, 05.04.2022

Il Tecnico

Dott. Ing. Giacomo DEL NERO

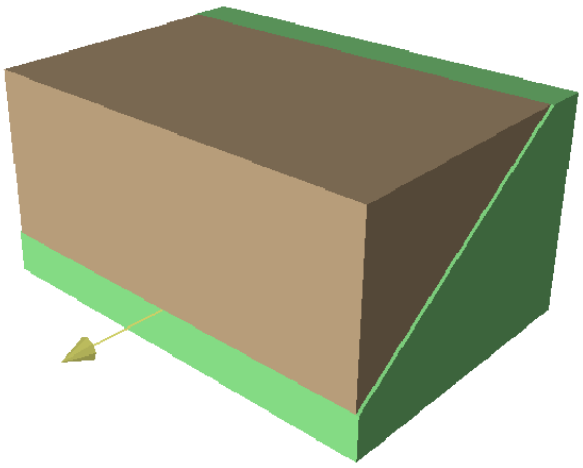
ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI MASSA CARRARA
Giacomo Del Nero
SEZIONE A N° 917
Ingegnere civile ambientale ed edile

ALLEGATI

ALLEGATO 1A: VERIFICHE CINEMATISMI PLANARI (ROCPLANE ®)

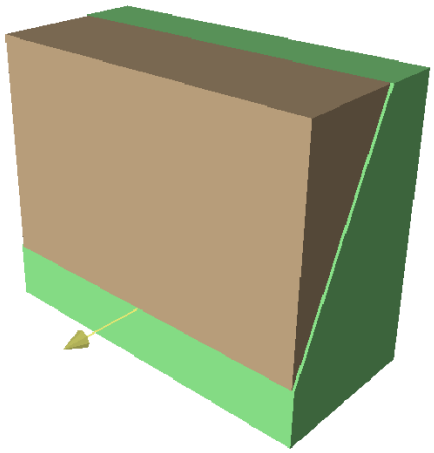
SISTEMA K1

Factor of Safety	1.56
Driving Force	77.82t/m
Resisting Force	121.65t/m
Wedge Weight	124.96t/m
Wedge Volume	46.28m^3/m
Shear Strength	121.65t/m^2
Normal Force	98.06t/m
Seismic Force	7.50t
Plane Waviness	0.0°



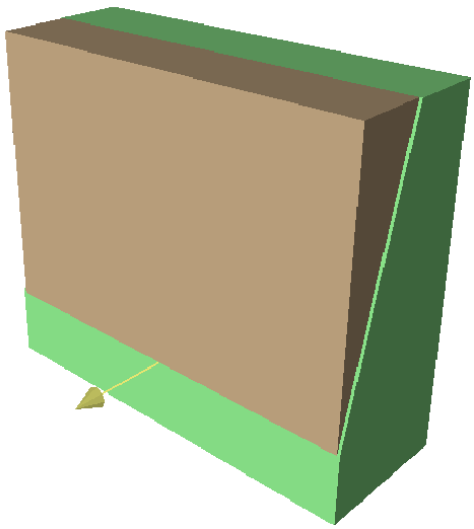
SISTEMA K2

Factor of Safety	0.59
Driving Force	36.42t/m
Resisting Force	21.46t/m
Wedge Weight	39.09t/m
Wedge Volume	14.48m^3/m
Shear Strength	21.46t/m^2
Normal Force	14.39t/m
Seismic Force	2.35t
Plane Waviness	0.0°



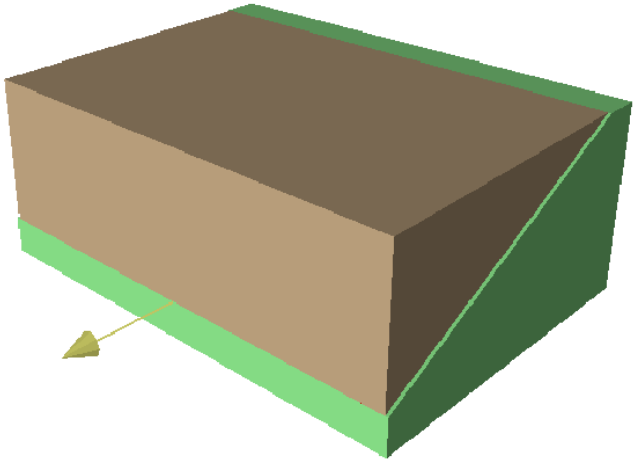
SISTEMA K3

Factor of Safety	0.36
Driving Force	21.33t/m
Resisting Force	7.58t/m
Wedge Weight	21.74t/m
Wedge Volume	8.05m^3/m
Shear Strength	7.58t/m^2
Normal Force	4.37t/m
Seismic Force	1.30t
Plane Waviness	0.0°



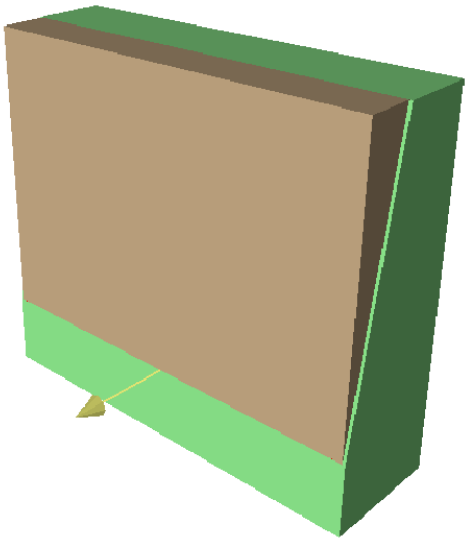
SISTEMA K4

Factor of Safety	2.06
Driving Force	88.28t/m
Resisting Force	182.23t/m
Wedge Weight	173.97t/m
Wedge Volume	64.43m^3/m
Shear Strength	182.23t/m^2
Normal Force	150.27t/m
Seismic Force	10.44t
Plane Waviness	0.0°



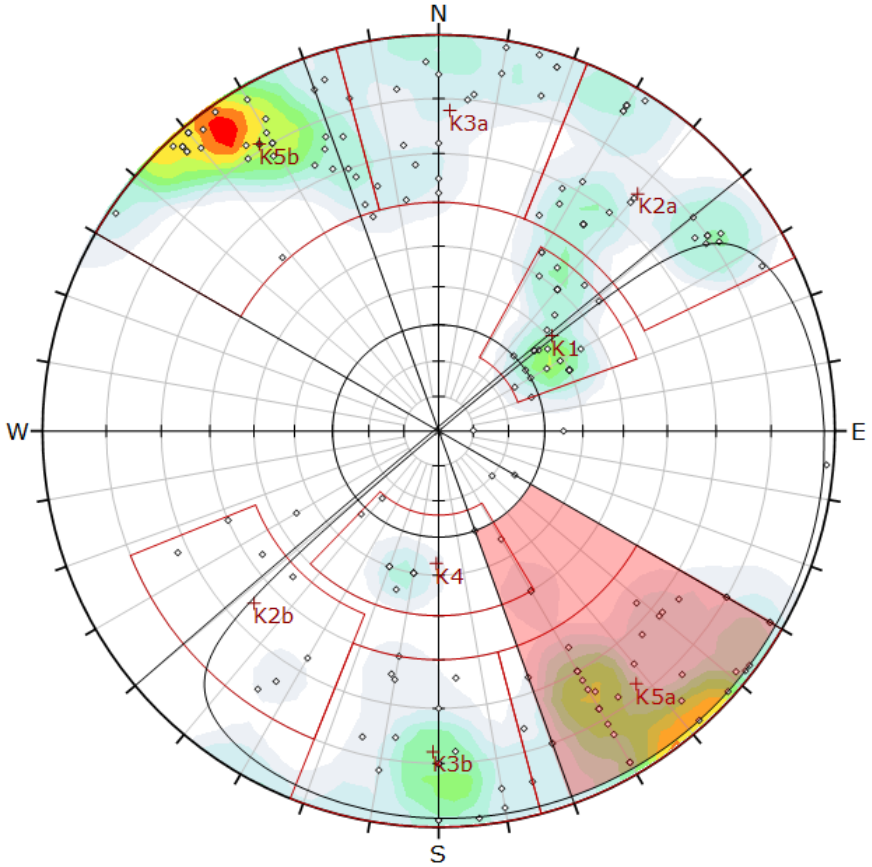
SISTEMA K5

Factor of Safety	0.23
Driving Force	13.70t/m
Resisting Force	3.17t/m
Wedge Weight	13.76t/m
Wedge Volume	5.10m^3/m
Shear Strength	3.17t/m^2
Normal Force	1.58t/m
Seismic Force	0.83t
Plane Waviness	0.0°

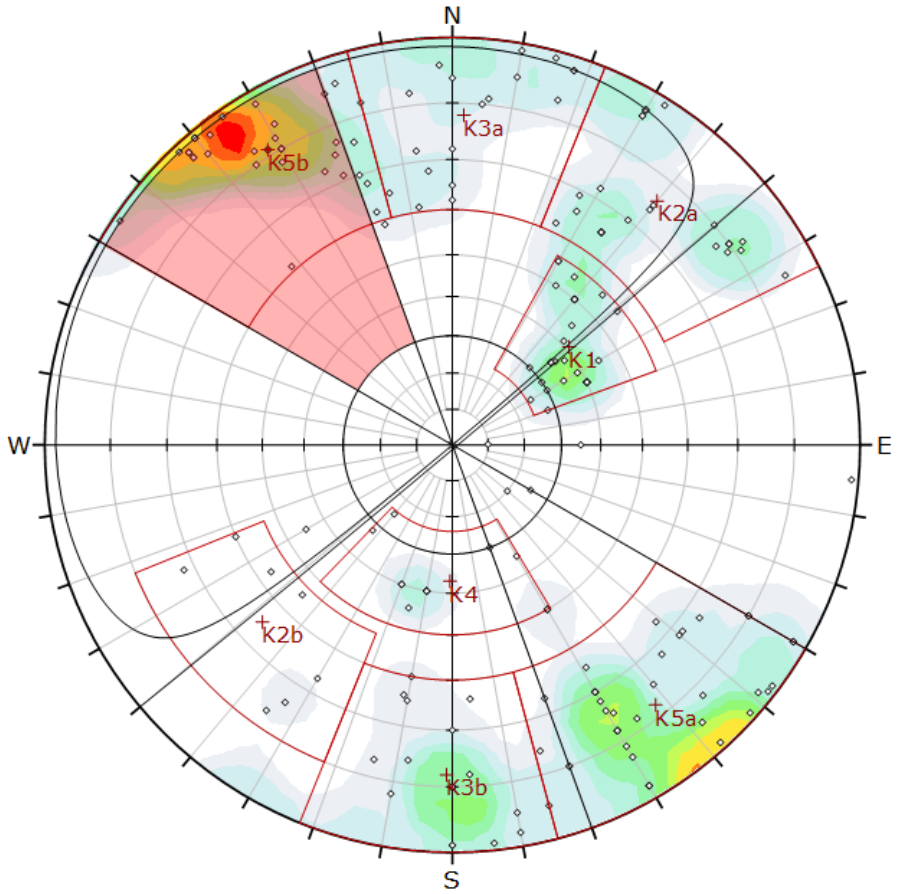


ALLEGATO 1B: VERIFICHE CINEMATISMI PLANARI (TEST DI MARKLAND)

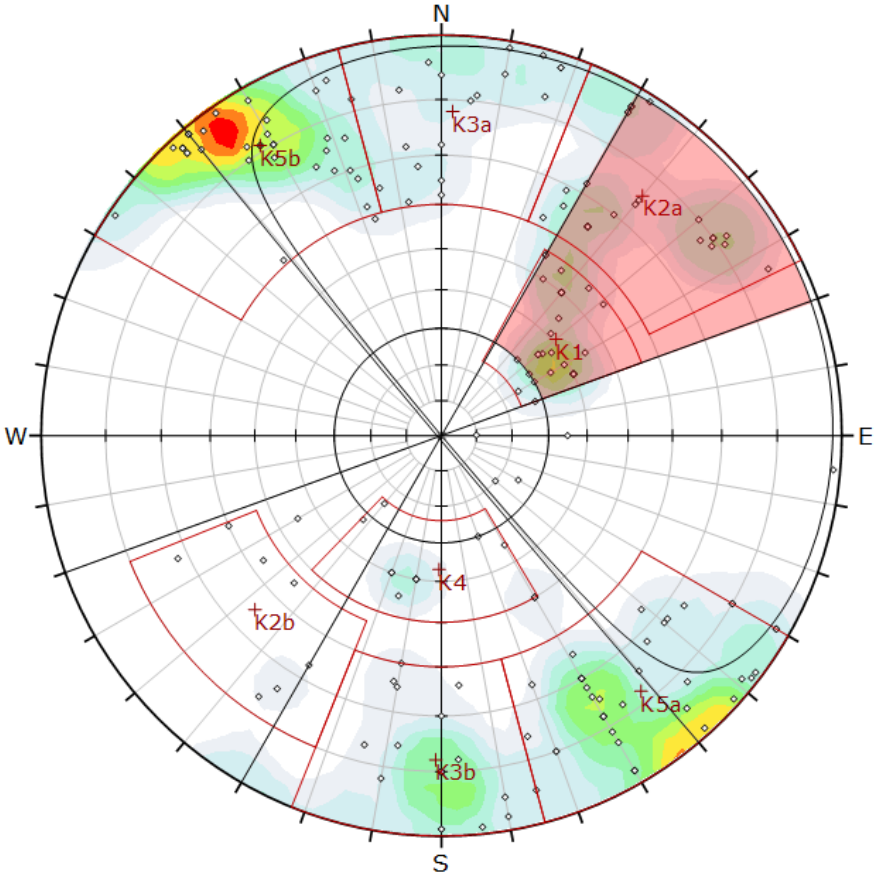
FRONTE N 045-055 esposto NW



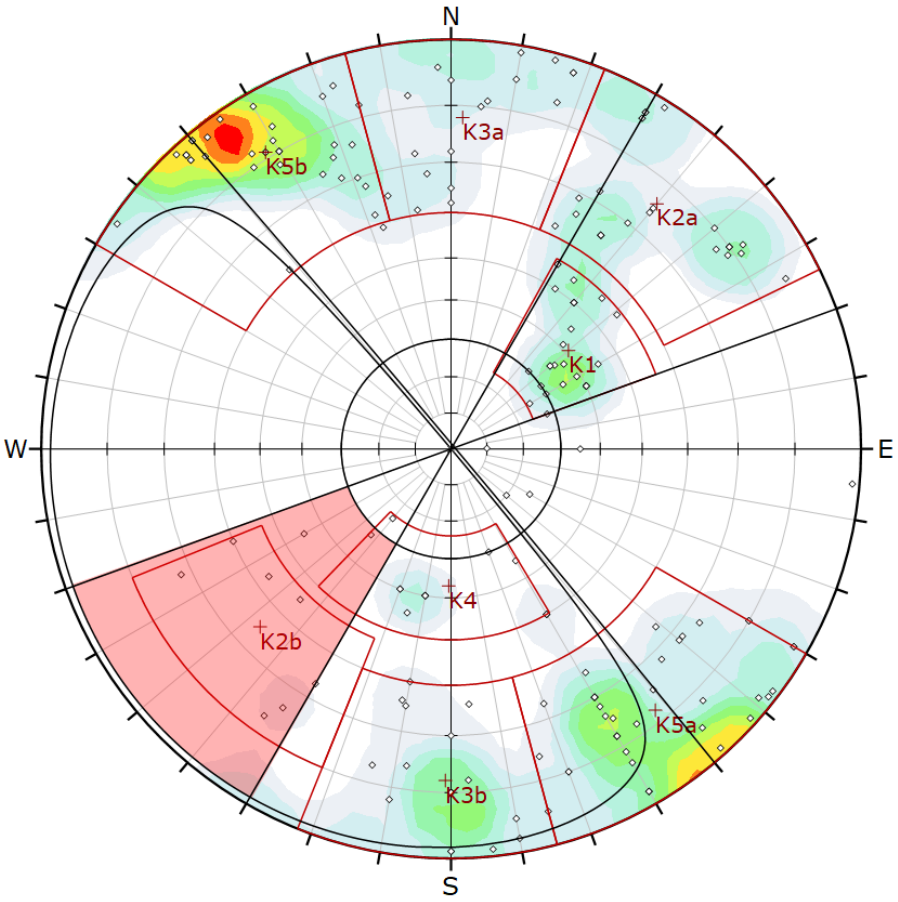
FRONTE N 045-055 esposto SE



FRONTE N 135-145 ESPOSTO SW

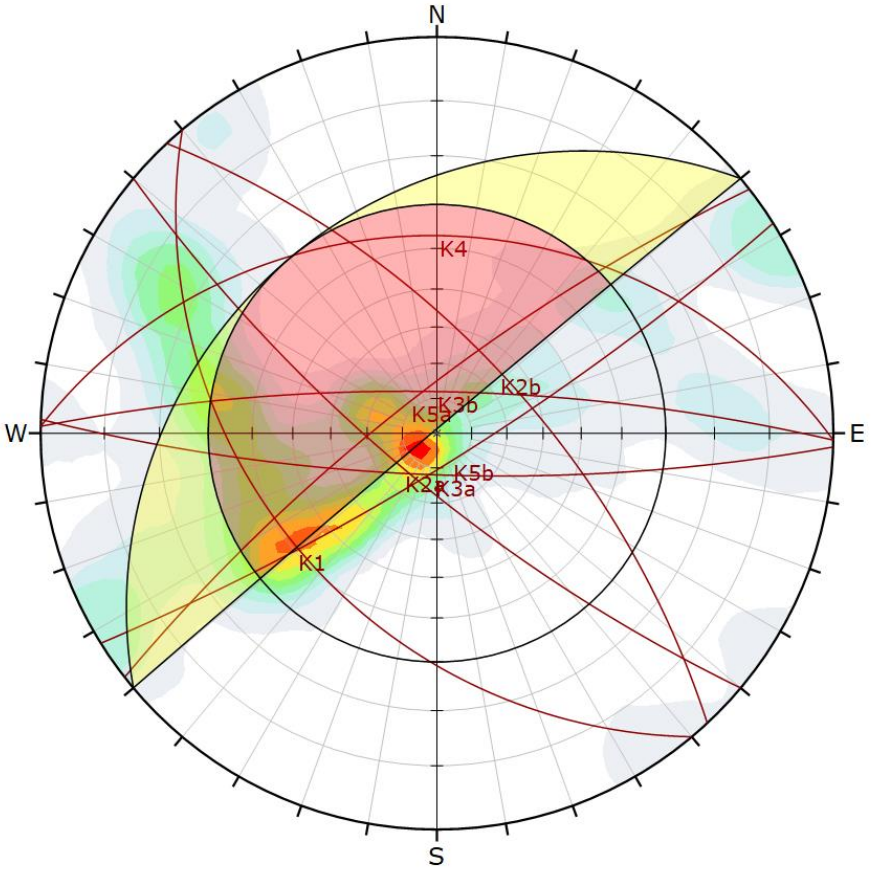


FRONTE N 135-145 ESPOSTO NE

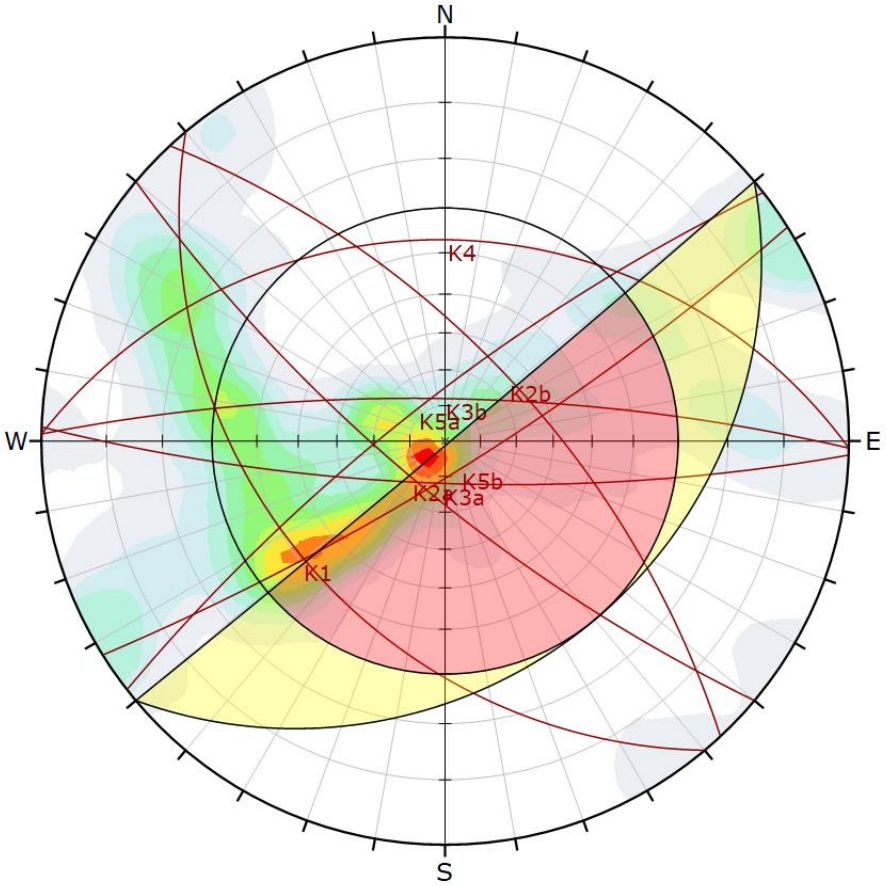


ALLEGATO 1C: VERIFICHE CINEMATISMI TRIDIMENSIONALI (TEST DI MARKLAND)

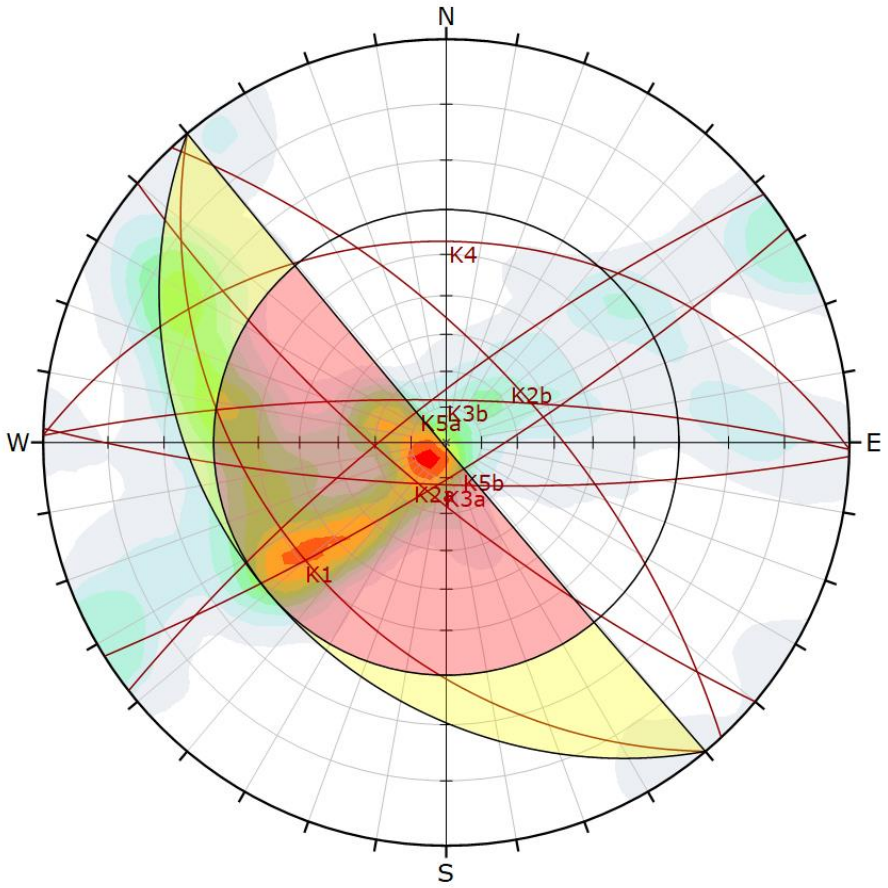
FRONTE N 045-055 esposto NW



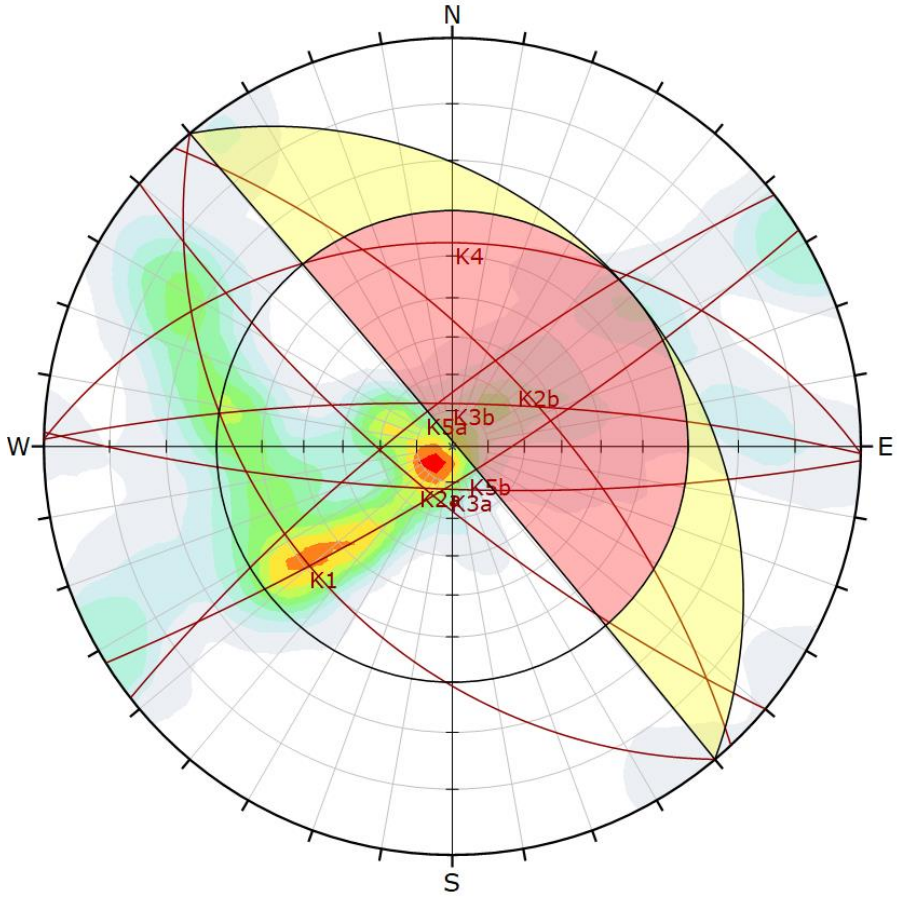
FRONTE N 045-055 esposto SE



FRONTE N 135-145 ESPOSTO SW

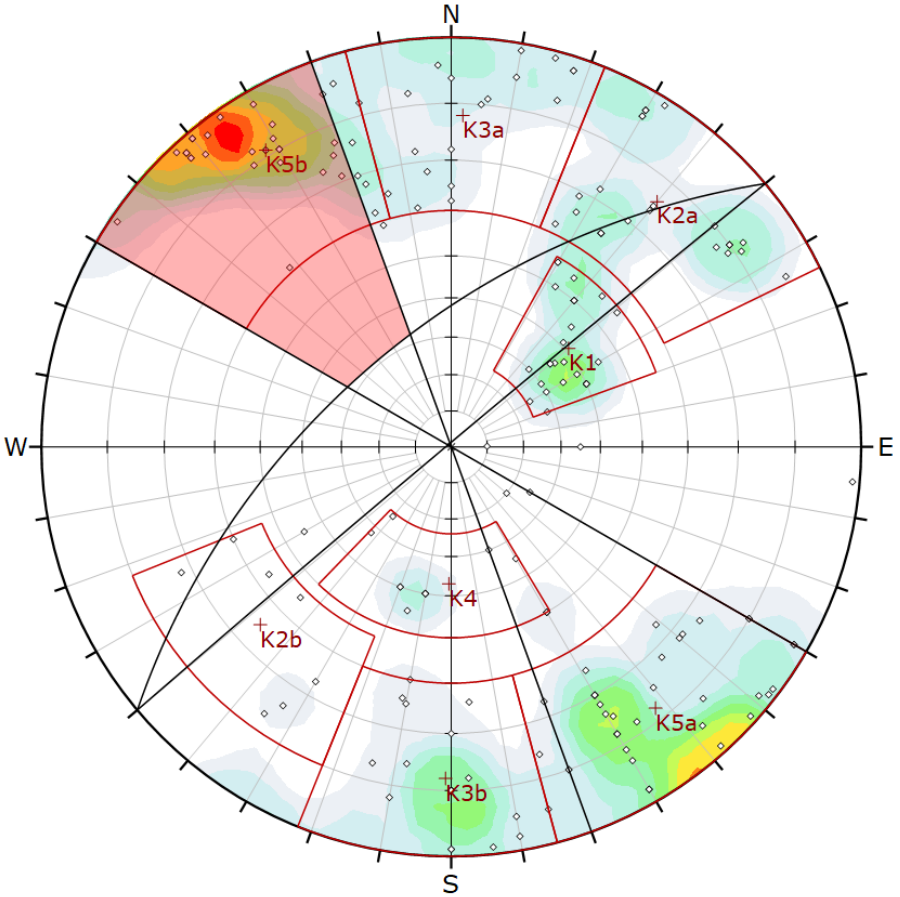


FRONTE N 135-145 ESPOSTO NE

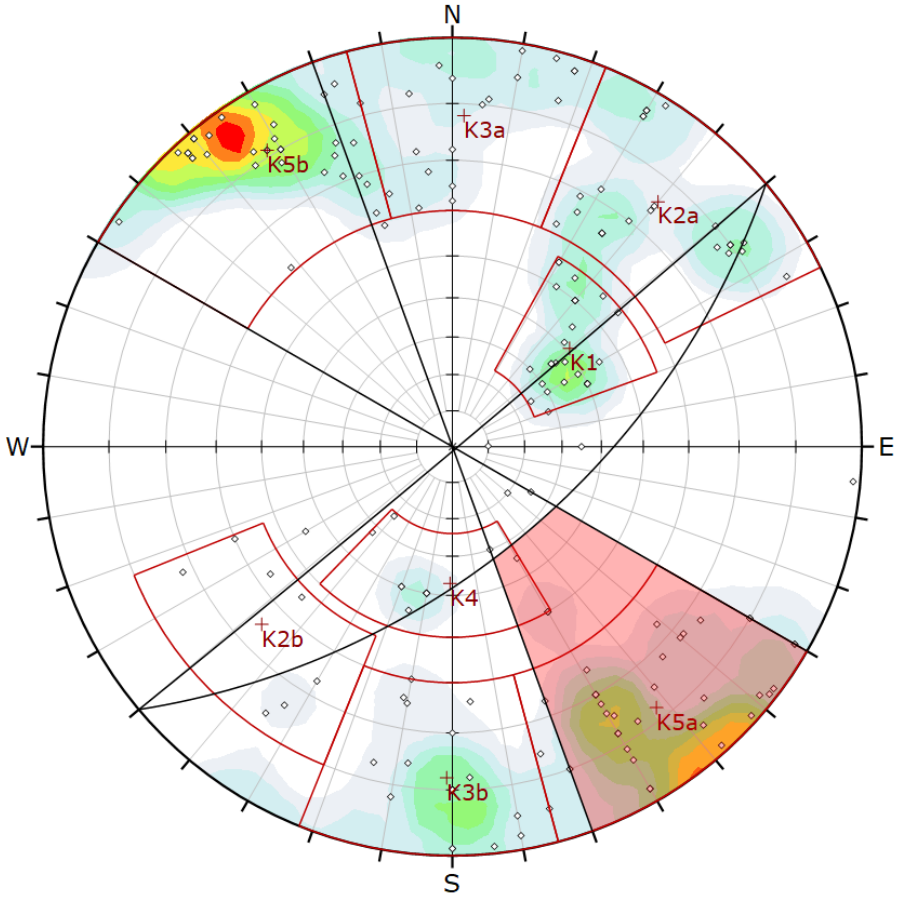


ALLEGATO 1D: VERIFICHE TOPPLING (TEST DI MARKLAND)

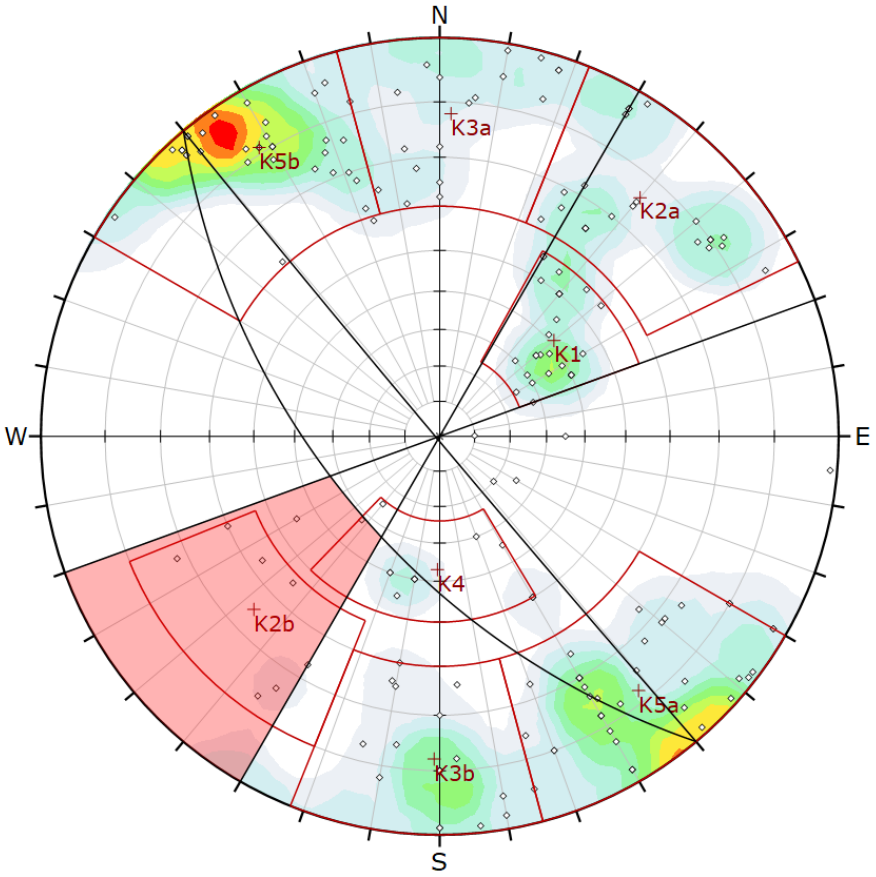
FRONTE N 045-055 esposto NW



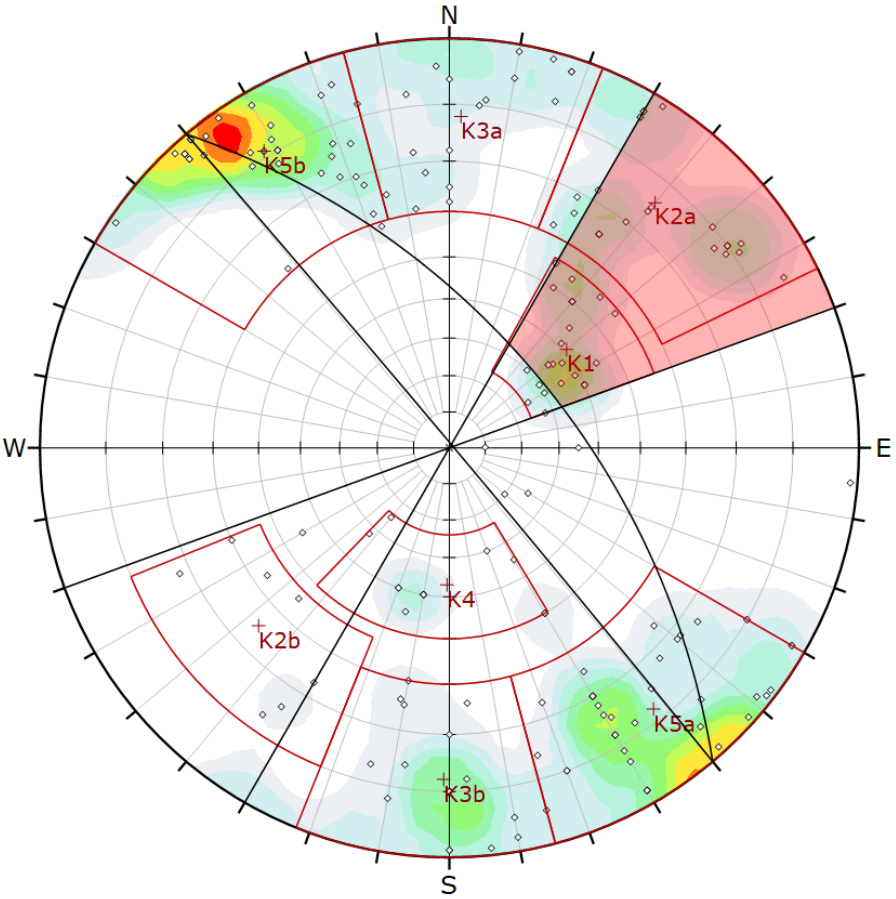
FRONTE N 045-055 esposto SE



FRONTE N 135-145 ESPOSTO SW



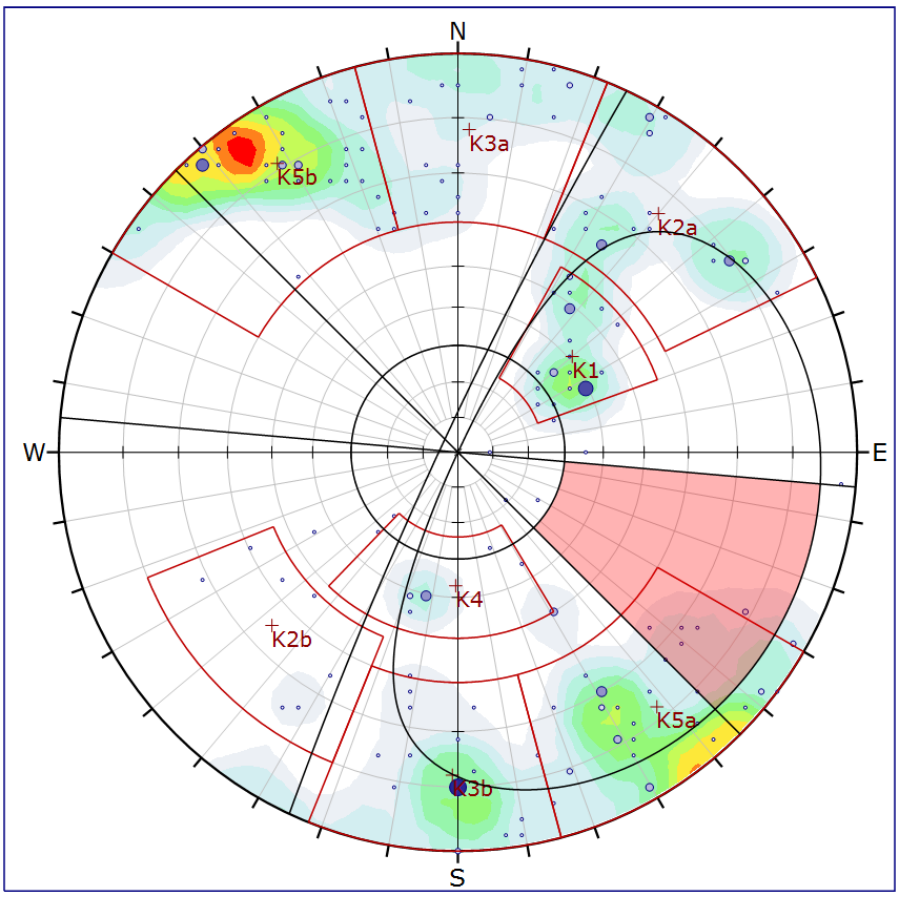
FRONTE N 135-145 ESPOSTO NE



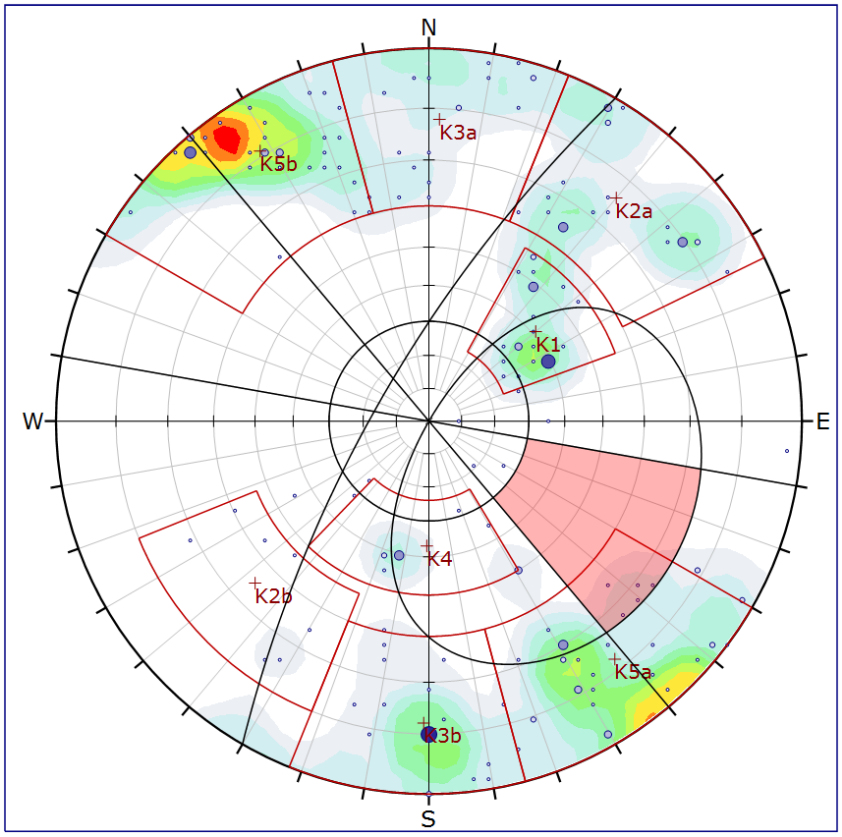
ALLEGATO 2: VERIFICHE DELLE TECCHIE

ALLEGATO 2A: VERIFICHE PLANARI (TEST DI MARKLAND)

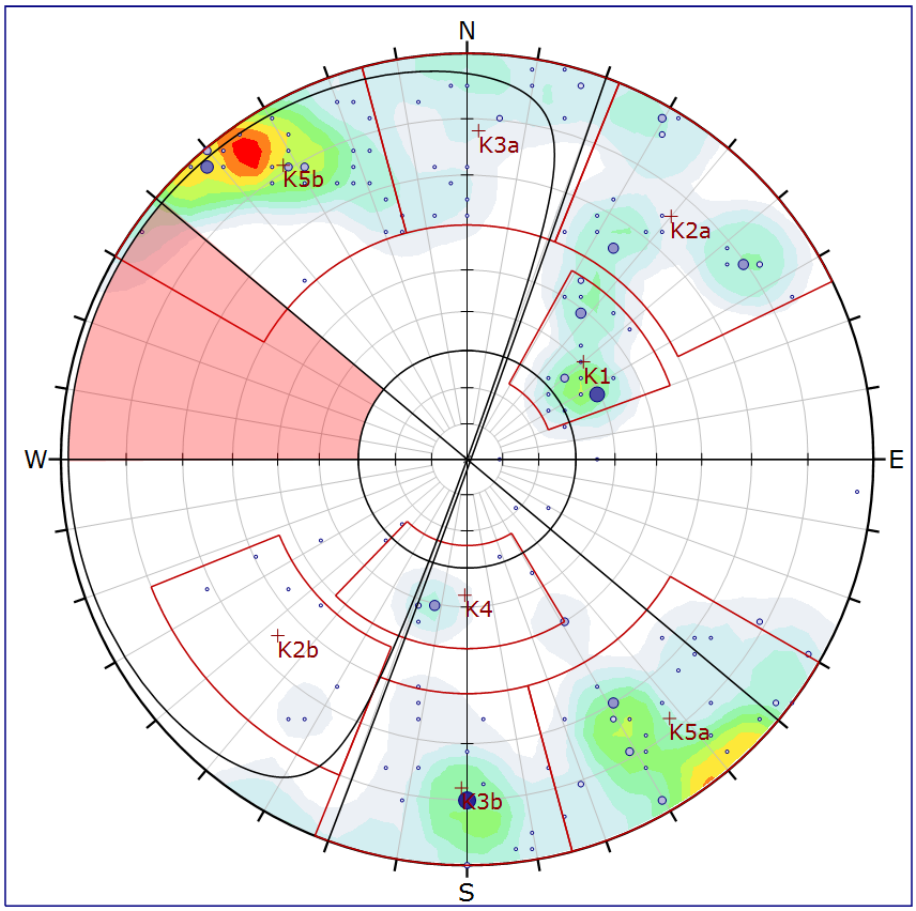
TECCHIA N 025/85 NW



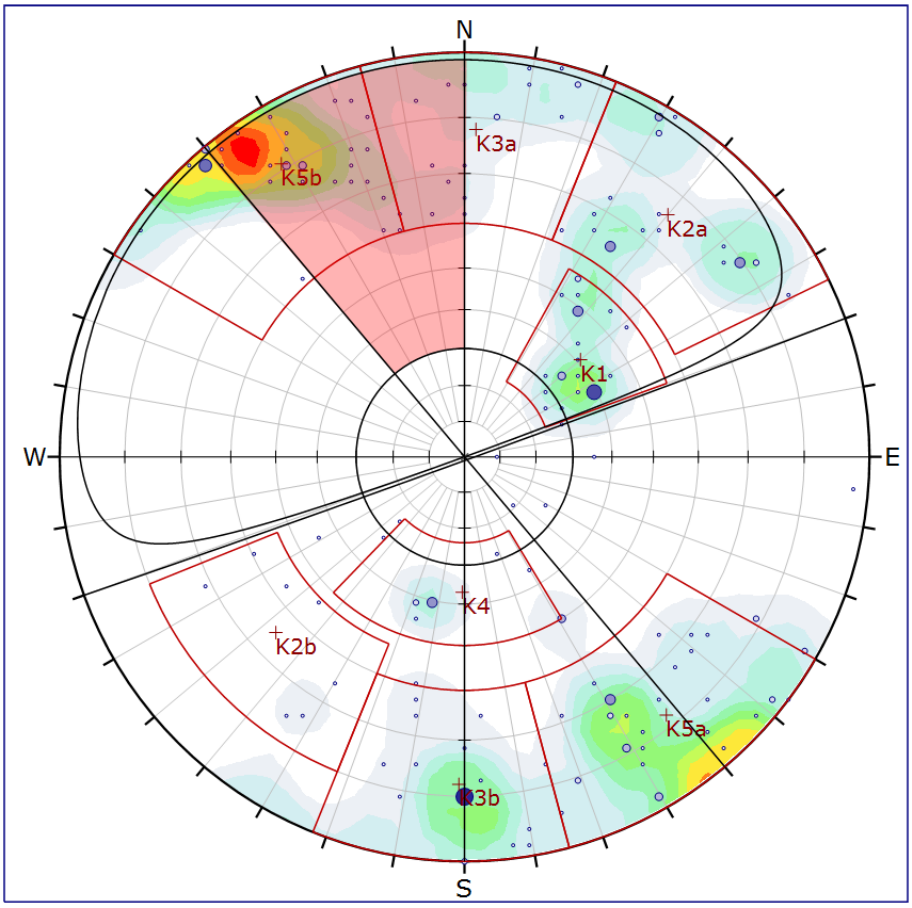
TECCHIA N 030/75 NW



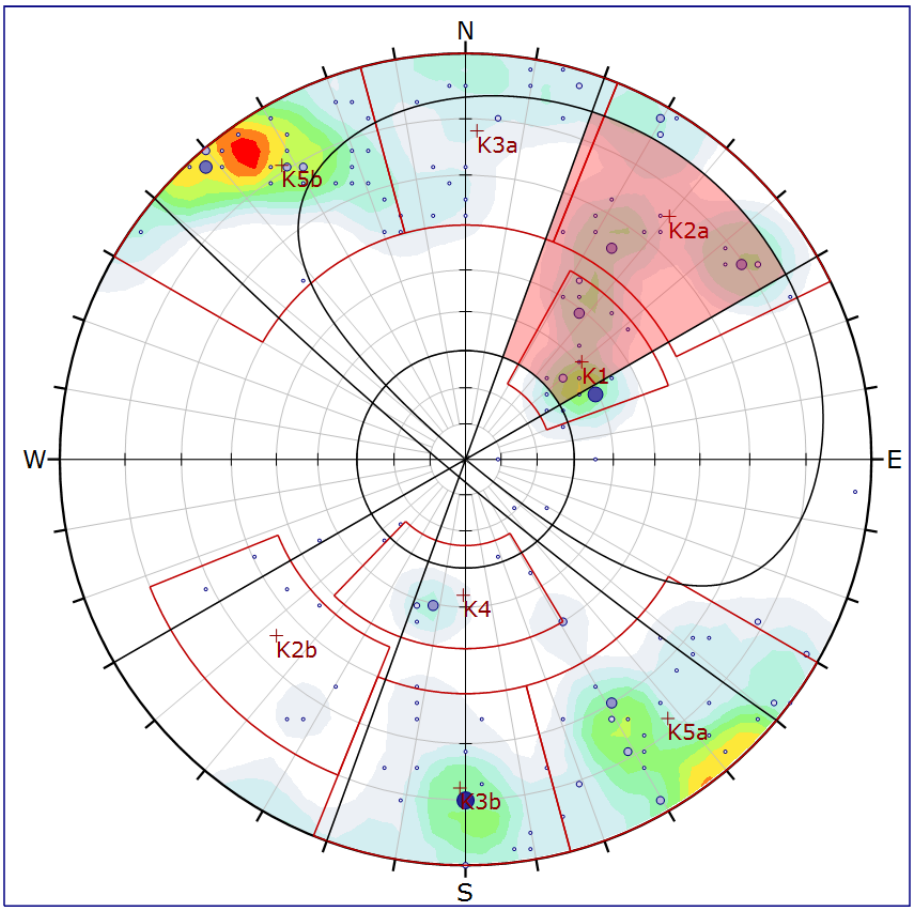
TECCHIA N 020/85 SE



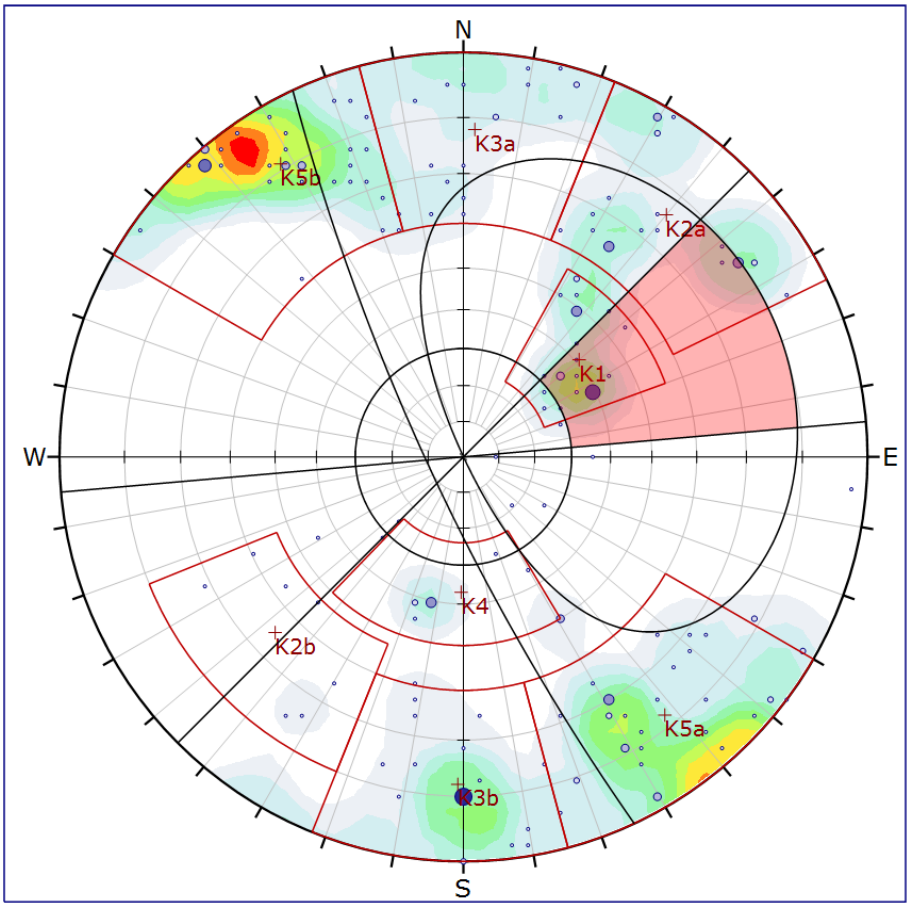
TECCHIA N 070/89 SE



TECCHIA N 130/85 SW

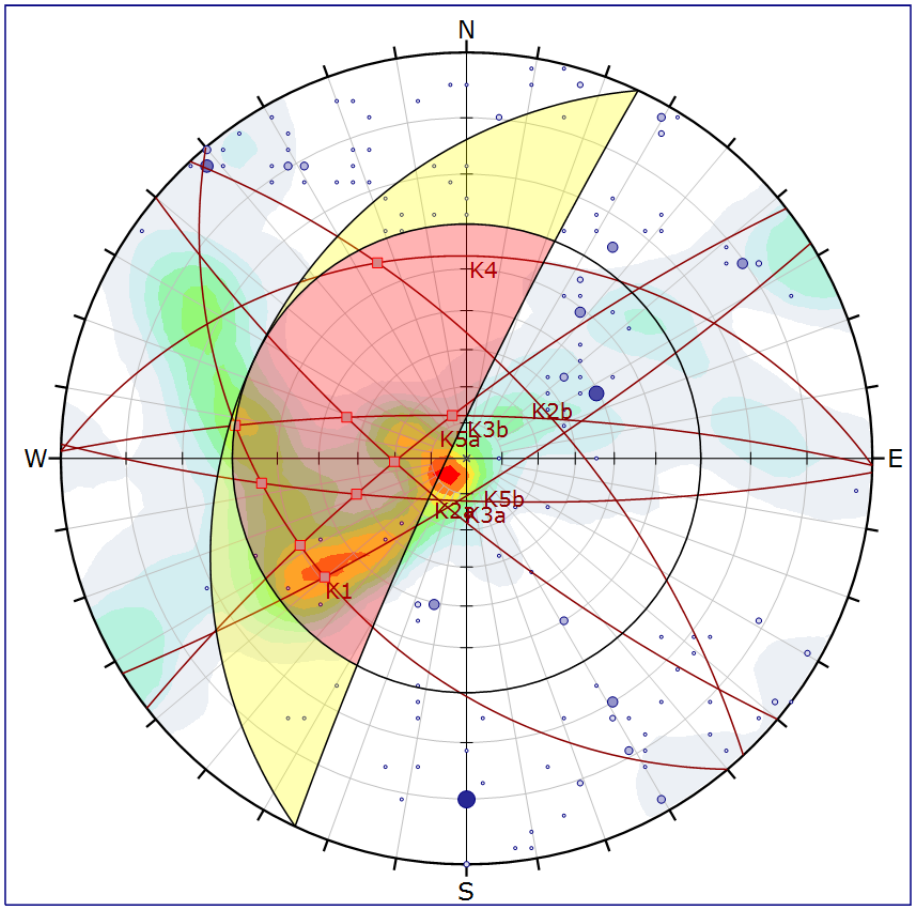


TECCHIA N 150-155/80-89 SW

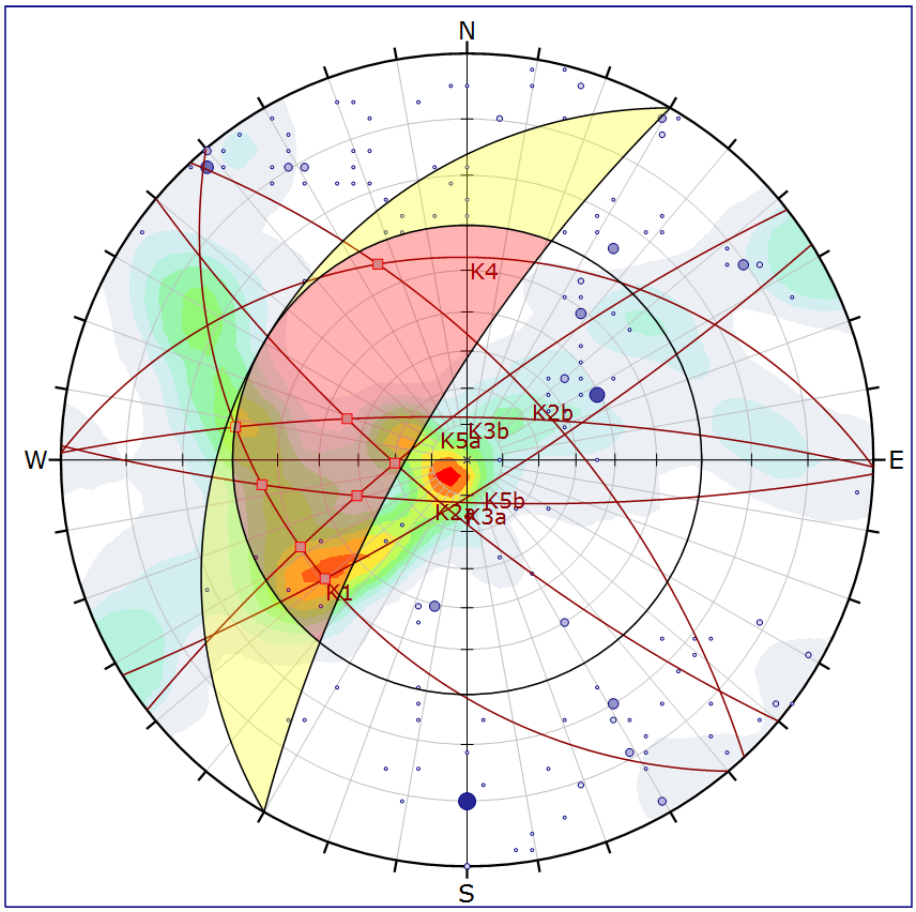


ALLEGATO 2B: VERIFICHE TRIDIMENSIONALI(TEST DI MARKLAND)

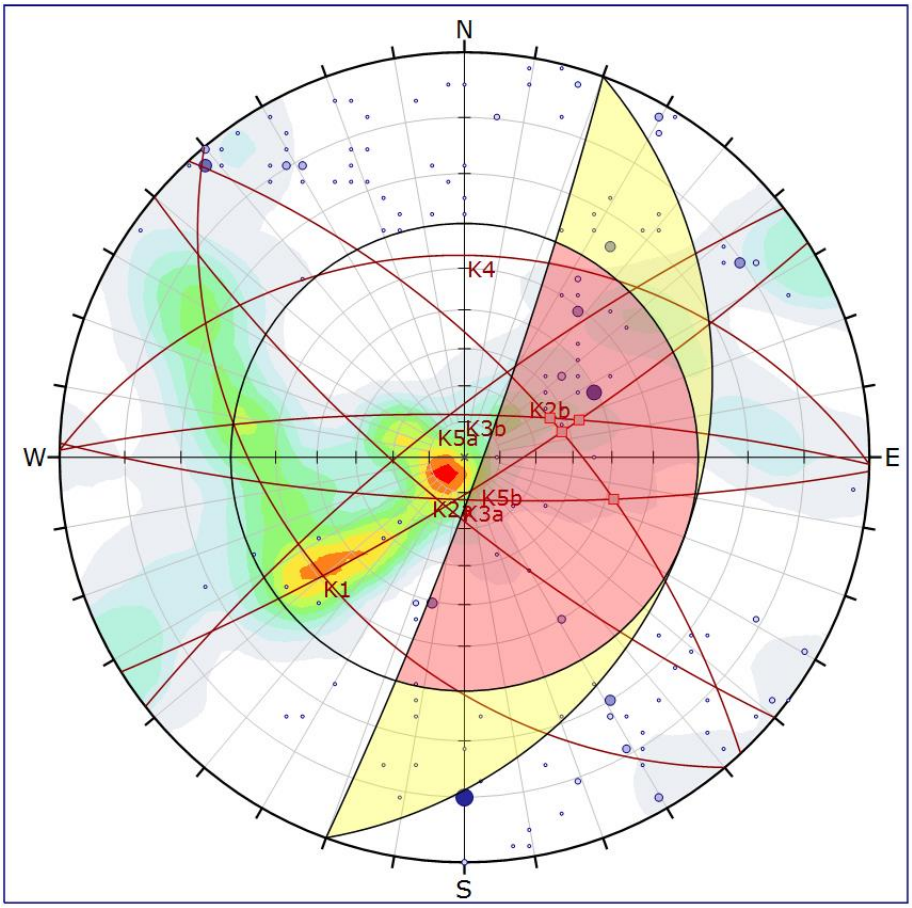
TECCHIA N 025/85 NW



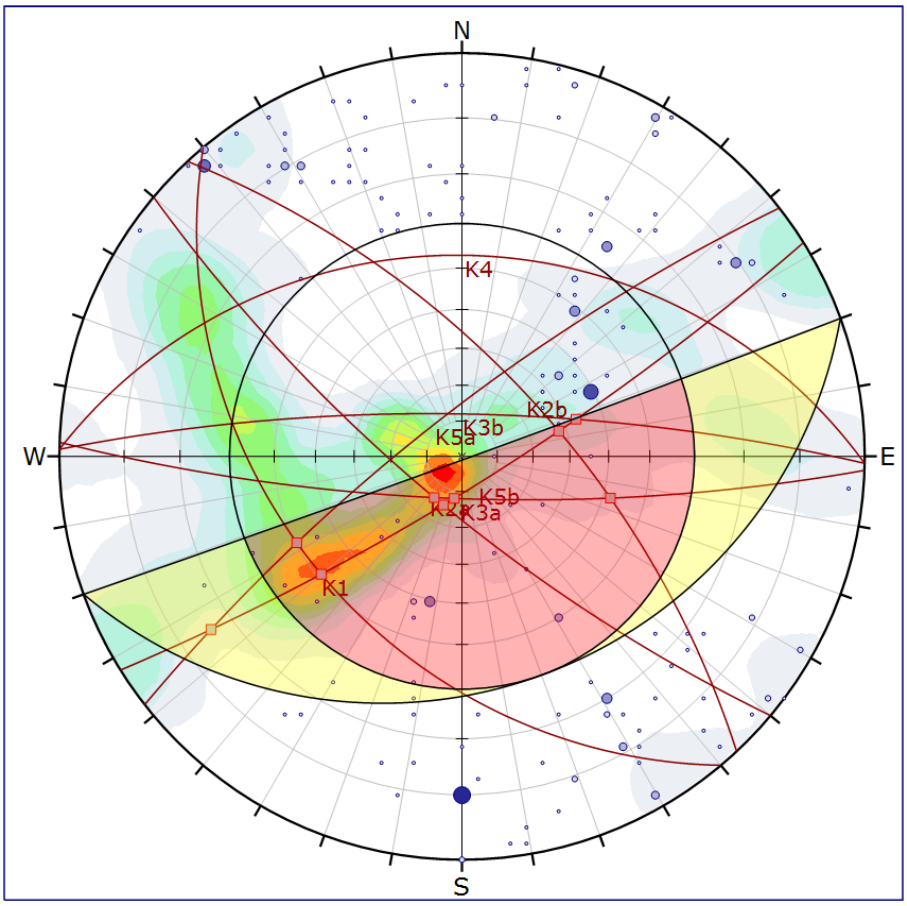
TECCHIA N 030/75 NW



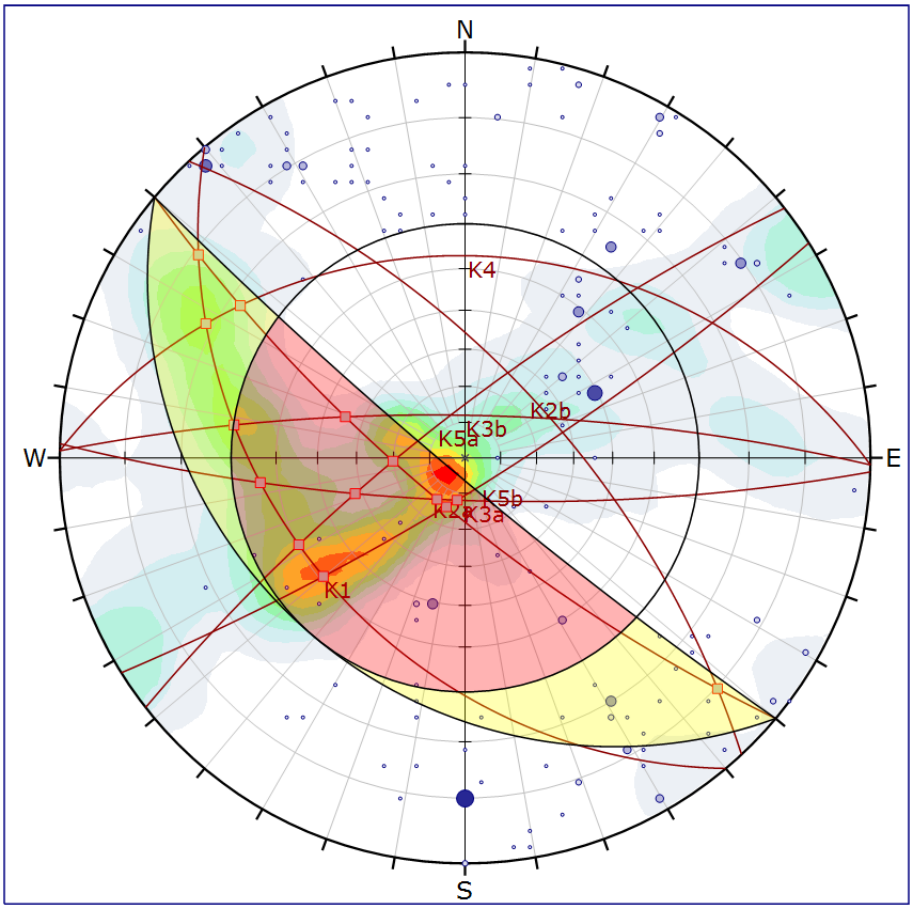
TECCHIA N 020/85 SE



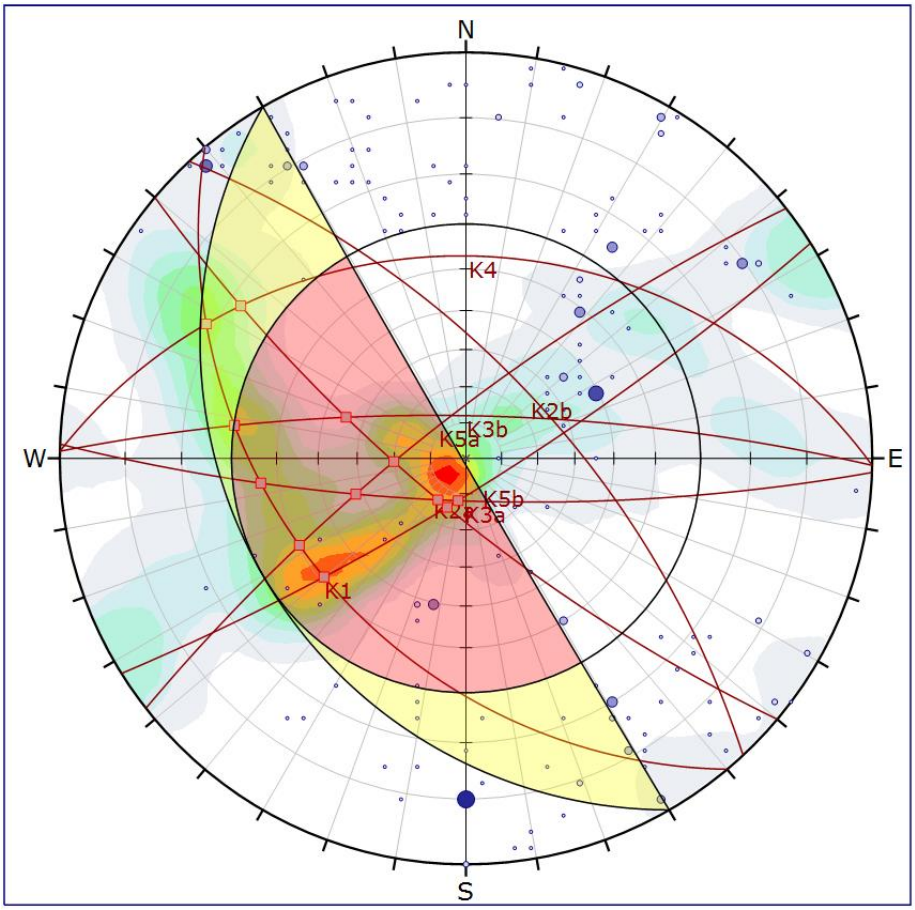
TECCHIA N 070/89 SE



TECCHIA N 130/85 SW



TECCHIA N 150-155/80-89 SW



APPENDICE A: CLASSIFICAZIONE GEOMECCANICA

ARAMETRI			AMPO VALORI						
	esistenza	arico di punta	100 g/cmq	0-100 g/cmq	0-40 g/cmq	0-20 g/cmq	on applicabile		
	occia	ompressione uniassiale	2500 Kg/cmq	1000-2500 Kg/cmq	00-1000 Kg/cmq	50-500 g/cmq	0-250 g/cmq	0-50 g/cmq	10 g/cmq
	NDICE		5	2					
	QD		0-100%	5-90%	0-75%	5-50%	25%		
	NDICE		0	7	3				
	PAZIATURA		2 m	.6-2 m	00-600 mm	0-200mm	60 mm		
	NDICE		0	5	0				
	ONDIZIONE GIUNTI Valore valutato in base alla sez. E)		uperfici olto cabre non ontinue. Pareti occia dura	uperfici scabre pertura <1 mm areti roccia ura	uperfici cabre pertura < 1mm areti roccia lterata	uperfici isce o laminate o iempimento <5mm apertura 1-5 mm iunti continui	rammentazione tenero spessore > 5 mm o iunti aperti > 5 mm iunti continui		
	INDICE		0	5	0	10			
	ONDIIONI DRAULICHE	fflusso per 10 m unghezza tunnel	Assente	10	0-25 litri/min	5-125 itri/min	125 litri/min		
		app.: tra Pressione cqua nei giunti su ol. Nat. In situ	0	0.1	.1-0.2	.2-0.5	0.5		
		ondizioni generali	omplet. sciutto	ebol. midо	olo umidità	cqua in debole ressione	everi problemi idraulici		
	INDICE		5	0			)		

Tabella 48: Parametri di classificazione degli ammassi rocciosi (After Bienawski, 1989).

N = Σ ni	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 L	30 min 1 m	10 ore 2.5 m	7 giorni 5 m	1 anno 10 m	20 anni 15 m

Tabella 49: Classificazione degli ammassi rocciosi (After Bienawski, 1989).

APPENDICE B: PARAMETRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA

EdiLus-MS - Servizio Rilevazione Pericolosità Sismica - ACCA s... http://www.acca.it/EdiLus-MS/

EdiLus-MS
Mappe Sismiche

Available on the App Store

EdiLus-MS è il software ACCA per individuare la pericolos
italiane direttamente dalla mappa. Scrivi l'indirizzo e/o spos
interessa e otterrai dinamicamente tutti i parametri di pericc

ad es. "Contrada Rosole, 13 BAGNOLI IRPINO"

Cava n° 17 Ruggetta A, Bacino n°2 di Torano - Com

44.09856738, 10.10906607

Latitudine (WGS84): 44.09772947
Longitudine (WGS84): 10.10759354
Latitudine (ED50): 44.099494
Longitudine (ED50): 10.108673
Altitudine (mt) 442

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	2.451	0.240
Danno	50	0.064	2.470	0.252
Salvaguardia Vita	475	0.160	2.395	0.288
Prevenzione Collasso	975	0.205	2.383	0.296

Termini e Condizioni di utilizzo di EdiLus-MS

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

1 di 1 11/05/17, 10:26