

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.delneroingpec.eu

SKYPEProgetto:

PIANO DI COLTIVAZIONE AI SENSI DELL'ART.23 COMMA 1 L.R. 35/15 E S.M.I. CAVA COLUBRAIA-FORMIGNACOLA BACINO N°7 PIT/PPR COLUBRAIA E MONTE PALLERINA - COMUNE DI VAGLI DI SOTTO - PROVINCIA DI LUCCA - REGIONE TOSCANA

Titolo documento:

INTEGRAZIONI OTTOBRE 2022 RELAZIONE DI STABILITA' DEI FRONTI, DEGLI SCAVI E DELLE TECCHIE ART.2 COMMA D) DPGR 72/R (ART.17 COMMA 1 LETT. A) L.R. 35/15)

Committente:



Località:	Comune/i:	Provincia:
BACINO N°7 COLUBRAIA E MONTE PALLERINA	VAGLI DI SOTTO	LUCCA

(Empty space reserved for the main content of the report)

Il Legale Rappresentate
Sig. Nicolò VENTURINI

Il Progettista
Dott. Ing. Giacomo DEL NERO

OTTOBRE 2022

RELAZIONE TECNICA	Tipologia GEO	Numero 014-01-20	Pagine: 122	Denominazione file: stabilità_int_piano22_cavacolform_ott22	Allegati: Tavole Grafiche
-------------------	------------------	---------------------	----------------	--	------------------------------

* Copia conforme all'originale * Parco Regionale Alpi Apuane, Prot. 0004504 del 18-10-2022 in arrivo Cat.3 Cla. 2

SOMMARIO

SOMMARIO	3
1. PREMESSA	5
2. METODOLOGIA DI VERIFICA	5
3. INQUADRAMENTO GENERALE	7
3.1. SINTESI DEL PIANO DI COLTIVAZIONE.....	7
3.2. ORIENTAZIONE DEI FRONTI, DELLE TECCHIE E DEI TRACCIAMENTI	8
4. CARATTERIZZAZIONE GEOSTRUTTURALE DELL'AMMASSO ROCCIOSO	8
4.1. CARATTERI STRUTTURALI DI RILIEVO	8
4.2. CARATTERISTICHE MECCANICHE DELLA ROCCIA INTATTA.....	11
4.2.1. <i>classificazione di bieniawski (1989)</i>	11
4.2.2. <i>definizione del gsi (1997)</i>	11
4.3. CARATTERISTICHE MECCANICHE DELL'AMMASSO ROCCIOSO.....	12
4.3.1. <i>resistenza post-picco</i>	14
4.4. CARATTERISTICHE MECCANICHE DELLE DISCONTINUITÀ	15
5. CRITERI DI PROGETTAZIONE E VERIFICA	18
5.1. AZIONI	18
5.1.1. <i>caratterizzazione delle azioni</i>	18
5.1.2. <i>combinazione delle azioni</i>	18
5.2. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)	19
5.2.1. <i>azioni</i>	19
5.3. PARAMETRI GEOTECNICI E RESISTENZE	20
5.3.1. <i>fronti e tecchie</i>	20
5.3.2. <i>cantiere sotterraneo</i>	20
5.3.3. <i>sistemi di consolidamento (eventuali)</i>	21
5.4. AZIONI DOVUTE AL SISMA	21
5.4.1. <i>vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento dell'opera</i>	21
5.4.2. <i>tempo di ritorno del sisma</i>	22
5.4.3. <i>categoria di sottosuolo</i>	22
5.4.4. <i>condizioni topografiche</i>	22
5.4.5. <i>valutazione dell'azione sismica</i>	23
5.5. VALORI DI CALCOLO	24
5.6. DIMENSIONAMENTO DEI SISTEMI DI CONSOLIDAMENTO	26
5.6.1. <i>carichi sfavorevoli</i>	26
5.6.2. <i>carichi favorevoli</i>	26
5.7. CONSOLIDAMENTI PUNTUALI.....	27
5.7.1. <i>serie commerciale</i>	27
5.7.2. <i>verifica a taglio</i>	27
5.7.3. <i>verifica a sfilamento</i>	28
5.8. CONSOLIDAMENTO CORTICALE.....	29
5.8.1. <i>caratteristiche dei materiali impiegati di calcolo</i>	29
5.8.2. <i>verifica degli ancoraggi</i>	30
5.8.3. <i>verifica della rete</i>	30
5.8.4. <i>verifica della fune</i>	31
6. ANALISI DI STABILITÀ DEI FRONTI	32
6.1. STATO ATTUALE	36
6.1.1. <i>settore settentrionale</i>	36
6.1.1.1. <i>fronte N045/89 SE</i>	36
6.1.1.2. <i>fronte N135/89 NE</i>	37
6.1.2. <i>settore meridionale</i>	38
6.1.2.1. <i>fronte N045/89 SE</i>	38
6.1.2.2. <i>fronte N050/89 NW</i>	39
6.1.2.3. <i>fronte N135/89 SE</i>	40
6.1.2.4. <i>fronte N125/89 SW</i>	40
6.2. STATO ATTUALE	41

6.2.1.	<i>settore settentrionale</i>	41
6.2.1.1.	fronte N045/89 SE.....	41
6.2.1.2.	fronte N135/89 SW	41
6.2.1.3.	fronte N125/89 NE.....	41
6.2.2.	<i>settore meridionale</i>	41
7.	ANALISI DEL CANTIERE IN SOTTERRANEO	42
7.1.	VERIFICA PRELIMINARE DELLE SOLETTE DI COPERTURA	43
7.2.	VERIFICA STRUTTURALE DELLA SOLETTA DELL'ACCESSO	45
7.2.1.	<i>verifiche strutturali accesso principale</i>	49
7.2.1.1.	verifica strutturale della soletta dell'accesso secondario	50
7.2.2.	<i>verifica deterministica del portale di accesso principale</i>	50
7.2.3.	<i>elementi 1-4</i>	52
7.2.4.	<i>elemento 5</i>	53
7.2.5.	<i>elemento 6</i>	54
7.2.6.	<i>elemento 2,3, 7</i>	54
7.2.7.	<i>schema d'installazione</i>	55
7.2.8.	<i>verifiche strutturali accesso secondario</i>	56
7.2.8.1.	verifica deterministica della soletta dell'accesso secondario.....	56
7.2.8.1.1.	elementi isolati (a, b, c).....	57
7.2.8.1.2.	area cataclastica (f).....	60
7.2.8.1.3.	osservazioni conclusive.....	61
7.3.	ANALISI STATISTICA DEI CINEMATISMI DEL CANTIERE SOTTERRANEO	62
7.3.1.	<i>conversione famiglie di discontinuità</i>	64
7.3.2.	<i>geometria della scavo</i>	64
7.3.3.	<i>tracciamento 260/0</i>	65
7.3.4.	<i>tracciamento 340/0</i>	70
7.4.	VERIFICHE STRUTTURALI DEGLI ELEMENTI DI SOSTEGNO	73
8.	TECCHIE	76
8.1.	STATO ATTUALE	79
8.1.1.	<i>settore meridionale</i>	79
8.1.1.1.	tecchia N020/88°NW (10m).....	79
8.1.1.2.	tecchia N070/88°NW (40m).....	80
8.1.1.3.	tecchia N145/87°NE (45m).....	81
8.1.2.	<i>settore settentrionale</i>	82
8.1.2.1.	tecchia N045/89° SE (12m).....	83
8.1.2.2.	tecchia N055/60° SE (15m).....	84
8.1.2.3.	tecchia n125/89° SW (12m).....	85
8.1.2.4.	tecchia n135/60° SW (30m).....	86
8.2.	STATO FINALE DI PROGETTO	87
8.2.1.	<i>settore settentrionale</i>	87
8.2.1.1.	tecchia N045/89° SE (25m).....	87
8.2.1.2.	tecchia N045/89° NW (25m).....	87
8.2.2.	<i>tecchia N125/89° SW (25m)</i>	88
8.2.3.	<i>tecchia N135/70° NE (45m)</i>	88
8.3.	ANALISI DETERMINISTICA DELLA TECCHIA PRINCIPALE	89
8.4.	PARTE NW DEL CANTIERE A CIELO APERTO	95
9.	PIANO DI MONITORAGGIO	96
9.1.	MONITORAGGIO DELLO STATO TENSIONALE	97
10.	DIMENSIONAMENTO DEL SISTEMA PARAVALANGHE	99
	<i>allegato 1.B: verifiche planari analitiche rocplane®</i>	104
	<i>allegato 1.D: verifiche ribaltamento test di markland</i>	108
	ALLEGATO 2: VERIFICA DELLE TECCHIE	110
	<i>allegato 2.a: cinematismi planari: test di markland</i>	110
	<i>allegato 2.b: cinematismi planari: rocplane®</i>	114
	<i>allegato 2.c: cinematismi tridimensionali b-rock</i>	117
	APPENDICE A:CLASSIFICAZIONE GEOMECCANICA	121
	APPENDICE B:SPETTRI DI RISPOSTA SISMICI	122

1. PREMESSA

Su incarico della Onymar s.r.l., società gerente la Cava Colubraia-Formignacola sita nel Bacino Estrattivo 7 del PIT/PPR Colubraia Monte Pallerina, nel Comune di Vagli di Sotto (LU), è stata redatta la relazione di stabilità dei fronti e delle tecchie ai sensi dell'Art. 17 Comma 1 lett.A) della L.R. 35/15 e dell'Art.2 Comma D) DPGR 72/R, quale allegato al piano di coltivazione, ai sensi dell'Art.23 Comma 1 L.R. 35/15 e s.m.i..

Per la caratterizzazione geomeccanica dell'ammasso roccioso, si farà riferimento ai dati forniti dalla Società e relativi a studi geologici dell'unità estrattiva condotti nel corso di precedenti piani di coltivazione/variante (Geol.i Landucci e Mancini) nonché alla relazione geologica allegata al presente progetto e redatta dal Geol. Sergio MANCINI ai sensi dell'Art. 17 comma 1 lettera A) e della L.R. 35/15 dell'Art.2 DPGR 72/R.

Per le tavole allegate la Società ha provveduto a fornire un aggiornamento del rilievo topografico. Nei mesi scorsi sono stati inoltre eseguiti alcuni sopralluoghi in sito direttamente dallo scrivente per verificare visivamente lo stato attuale dei luoghi.

Il presente documento è stato aggiornato in relazione alla rimodulazione dell'intervento secondo quanto già descritto a giugno 2022 e sostituisce il precedente nonché le precedenti integrazioni ai contributi di AUSL.

2. METODOLOGIA DI VERIFICA

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

1. Prima osservazione dei fronti residui e delle tecchie residui 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 vite (SLV) secondo le NTC18 e definizione dei parametri di resistenza secondo gli approcci/combinazioni di verifica;
9. Verifica analitica allo stato attuale e di progetto dei cinematismi potenzialmente instabili dovuti all'iterazione fronte/sistema-i di discontinuità ricavati attraverso Test di Markland dei tipi:
 - a) Planare per i fronti di avanzamento attraverso *Rocplane* della *Rocscience* ;
 - b) Tridimensionale per i fronti di avanzamento attraverso *B-Rock* della *ProgramGeo*;
 - c) Ribaltamento attraverso l'impiego del *Test di Markland* (codificato da Goodman e Bray, 1976) per un'analisi grafica e della formula di Timoshenko e Gere (1961) per una verifica analitica.
10. Verifica del cantiere sotterraneo in progetto e nello specifico:
 - a) Analisi preliminare della copertura del cantiere sotterraneo attraverso lo *Scaled Span Method* 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. Verifica analitica allo stato attuale e di progetto dei cinematismi potenzialmente instabili dovuti all'iterazione tecchia/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*;
12. Analisi deterministica delle possibili iterazioni tecchia/sistema-i di discontinuità e cantiere sotterraneo/sistema-i di discontinuità osservabili in sito e dimensionamento di eventuali interventi di bonifica e/o consolidamento;
13. Osservazione dei fronti e delle tecchie, a seguito delle verifiche effettuate, così da individuare eventuali casi reali di potenziale scivolamento planare, tridimensionale e ribaltamento;
14. Piano di Monitoraggio tenso-deformativo;
15. Dimensionamento sistema paravalaghe per l'area servizi;
16. Discussione dei risultati ottenuti.

3. INQUADRAMENTO GENERALE

La Cava Colubraia-Formignacola è ubicata tra il crinale orientale del Monte Focoletta (1'672.0m s.l.m.) ed il versante Sud-orientale del Monte Tambura (1'890m s.l.m.) nel Bacino Estrattivo PIT/PPR n°7 Colubraia-Monte Pallerina, nel Comune di Vagli di Sotto (LU).

L'unità estrattiva, dal 2017, è autorizzata ad una coltivazione mista:

- a cielo aperto mediante ribasso del piazzale principale fino a q.1'168.5m s.l.m.;
- in sotterraneo mediante la realizzazione di tracciamenti esplorativi aventi direzioni sub-ortogonali che andranno a costituire due cantieri indipendenti (CSN e CSS) compresi tra le q.1'191.5m/1'192.5m-1'185.5m/1'186.5m s.l.m..

All'interno del Bacino estrattivo, oltre alla Cava Colubraia Formignacola, oggetto della presente relazione, è presente la Cava Colubraia, al momento non coltivata e soggetta a nuovo piano di coltivazione in fase di valutazione da parte degli enti competenti, e la Cava Fiaccolata da attiva (previsioni del PABE).

Il perimetro estrattivo rimane delimitato a Est dalla viabilità di arroccamento ed a Ovest dalla tecchia che presenta dislivelli compresi tra 30.0-50.0m.

Allo stato attuale l'unità estrattiva è costituita da un cantiere a cielo aperto suddiviso in due settori:

- Il settore settentrionale "a fossa" è coltivato con la metodologia del ribasso a gradoni multipli di alzata compresa tra 3.0-6.0m nella sua porzione settentrionale. Il piazzale principale è ubicato a q.1'174.2m s.l.m. ed i gradoni sono compresi tra le q. 1'177.5m s.l.m. e 1'187.3m s.l.m.. In corrispondenza del limite nord-occidentale è presente un saggio sotterraneo di circa 3.2m di altezza e 6.0m di profondità a q. 1'186.6m s.l.m..
- Nel settore meridionale, invece, è stato abbandonato un piazzale a q.1'186.4m s.l.m. ed una serie di gradoni residuali a q. 1'190.7m, 1'193.6m s.l.m.. Dai gradoni residuali sono stati realizzati due tracciamenti esplorativi di altezza 6.0m che si sviluppano per alcune decine di metri in direzione SW e SE

3.1. SINTESI DEL PIANO DI COLTIVAZIONE

L'intervento prevede attività estrattive a cielo aperto ed in sotterraneo:

- nel cantiere a cielo aperto attualmente coltivato si prevede l'ampliamento del piazzale principale in direzione NW ed il progressivo sbancamento fino a q.1'162.5m s.l.m. mediante fronti di alzata circa 3.0m, abbandonando il settore occidentale prospiciente il cantiere sotterraneo meridionale;
- in sotterraneo, rinunciando ai cantieri meridionale e settentrionale, si prevede l'apertura tra q. 1'180.5-1'174.5m s.l.m., di nuovi tracciamenti esplorativi nel cantiere centrale(CSC), in corrispondenza del limite nord-occidentale della tecchia e succivi ribassi di circa 3.0m fino a q.1'162.5m s.l.m..

3.2. ORIENTAZIONE DEI FRONTI, DELLE TECCHIE E DEI TRACCIAMENTI

Di seguito si riporta l'orientazione dei fronti e delle tecchie analizzate nelle condizioni attuali e di progetto per i cantieri a cielo aperto. Per quanto riguarda le tecchie si è scelto di analizzare per le orientazioni interne ad un intervallo di 20°, una direzione media considerando comunque le condizioni peggiorative per quel che riguarda l'inclinazione ed il dislivello.

CAVA COLUBRAIA FORMIGNACOLA		STATO DI PROGETTO RIMODULATO GIUGNO 2022			
CANTIERE		FRONTI		TECCHIE	
		dir/incl	H (m)	dir/incl	H (m)
CIELO APERTO	SETTORE N	N 050/89 SE	4.0	N 045/89 SE	30.0
		N 135/89 SW	4.0	N 125/89 SW	25.0
		N 125/89 NE	4.0	N 135/70 NE	45.0
CANTIERE		trend/plunge	H (m)	L (m)	B (m)
SOTTERRANEO	CSC	250/89.	18.0	25.0	8.0-10.0
		330-340/89	18.0	75.0	8.0-10.0

Tabella 1: Elenco delle orientazione di fronti, tecchie e tracciamenti nella Cava Colubraia Formignacola

4. CARATTERIZZAZIONE GEOSTRUTTURALE DELL'AMMASSO ROCCIOSO

4.1. CARATTERI STRUTTURALI DI RILIEVO

I rilievi geostretturali a supporto di precedenti piani di coltivazione (Geol. Landucci, 2017 e Geol. Mancini, 2019) hanno permesso di identificare le discontinuità affioranti nell'area d'indagine. Rispetto alle precedenti trattazioni, le ultime campagne d'indagine in sito ed il conseguente aggiornamento dei dati, hanno permesso un affinamento dell'analisi statistica del campione a disposizione. Allo scopo: il sistema K1.1 è stato suddiviso in tre sotto-sistemi denominati K1a, K3a1 e K3a2; il sistema K2.2 in due K1b e K4; mentre, seppur di limitata valenza statistica, è stato introdotto il sistema omologo K3b.

Alla luce delle ultime elaborazioni sono stati rintracciati i sistemi principali S1 (13.1% verso), K1 (31.2% secondo), K2 (13.1% contro), K3a (23.8%), K3b (13.9%) ed il sistema secondario K4 (3.3%).

I sistemi K1 e K3b sono stati a loro volta rispettivamente suddivisi nei sotto-sistemi reciproci K1a (16.4%)-K1b (14.8%) e K3b1 (11.5%)-K3b2 (2.5%), con quest'ultimo d'importanza secondaria. Gli intervalli di immersione/inclinazione, i piani rappresentativi e le frequenze statistiche dei sistemi sono elencati in Tabella 2 e rappresentati graficamente da Figura 1 a Figura 3.

SISTEMA	RANGE IMMERSIONE	RANGE INCLINAZIONE	PIANO RAPPRESENTATIVO	FREQUENZA	
S1	235-272	31-62	257/56	13.11%	31.15%
K1a	314-003	31-69	346/44	16.39%	
K1b	150-183	50-81	160/69	14.75%	
K2	079-122	35-76	102/57	13.11%	13.93%
K3a	003-060	30-65	022/49	23.77%	
K3b1	004-065	65-90	027/76	11.48%	
K3b2	204-224	75-85	214/80	2.46%	
K4	132-145	82-90	138/87	3.28%	

Tabella 2: Piani rappresentativi, frequenza e variabilità d'inclinazione ed immersione dei sistemi di discontinuità della Cava Colubraia-Formignacola.

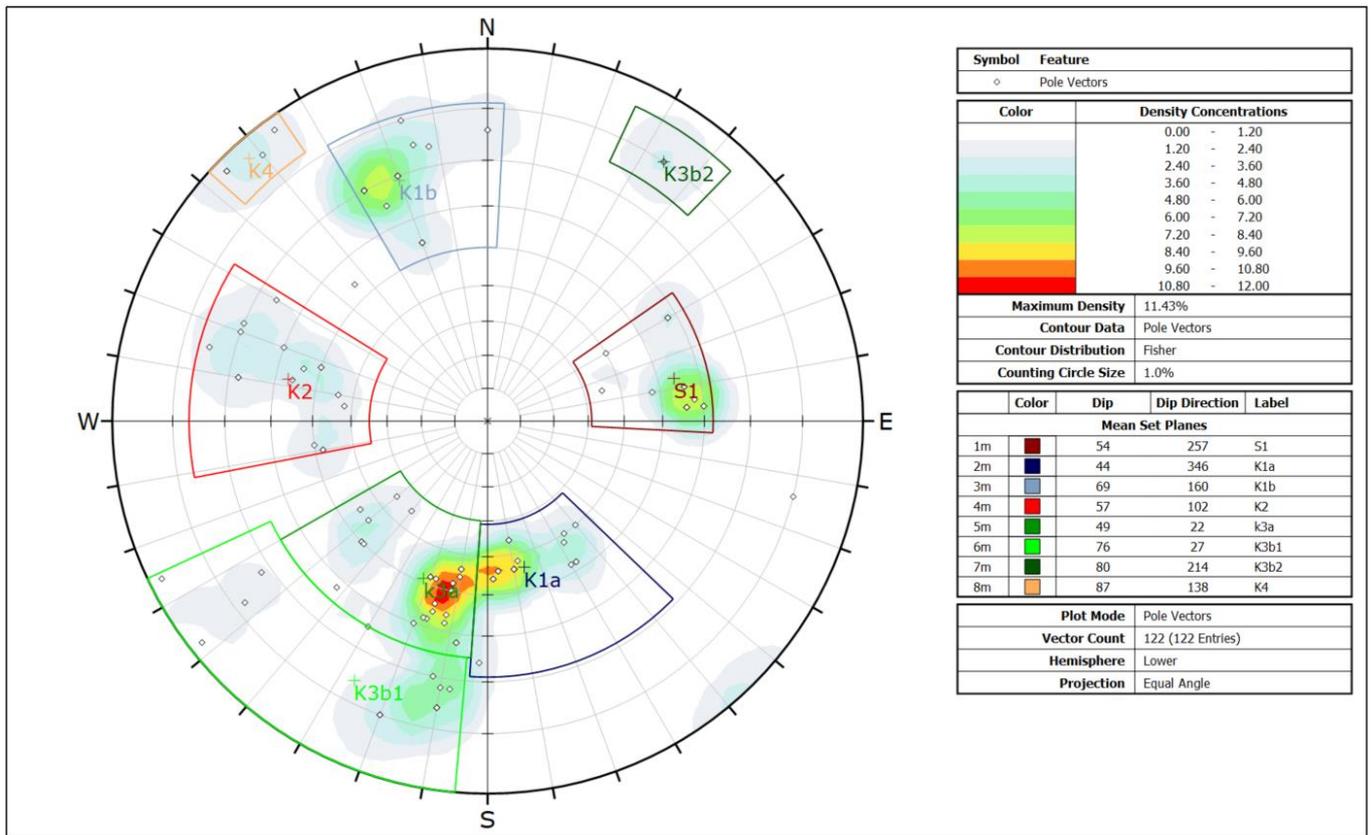


Figura 1: Proiezione equatoriale su reticolo di Wulff dei poli e delle frequenze dei sistemi di discontinuità della Cava Colubraia-Formignacola.

* Copia conforme all'originale * Parco Regionale Alpi Apuane, Prot. 0004504 del 18-10-2022 in arrivo Cat.3 Cla. 2

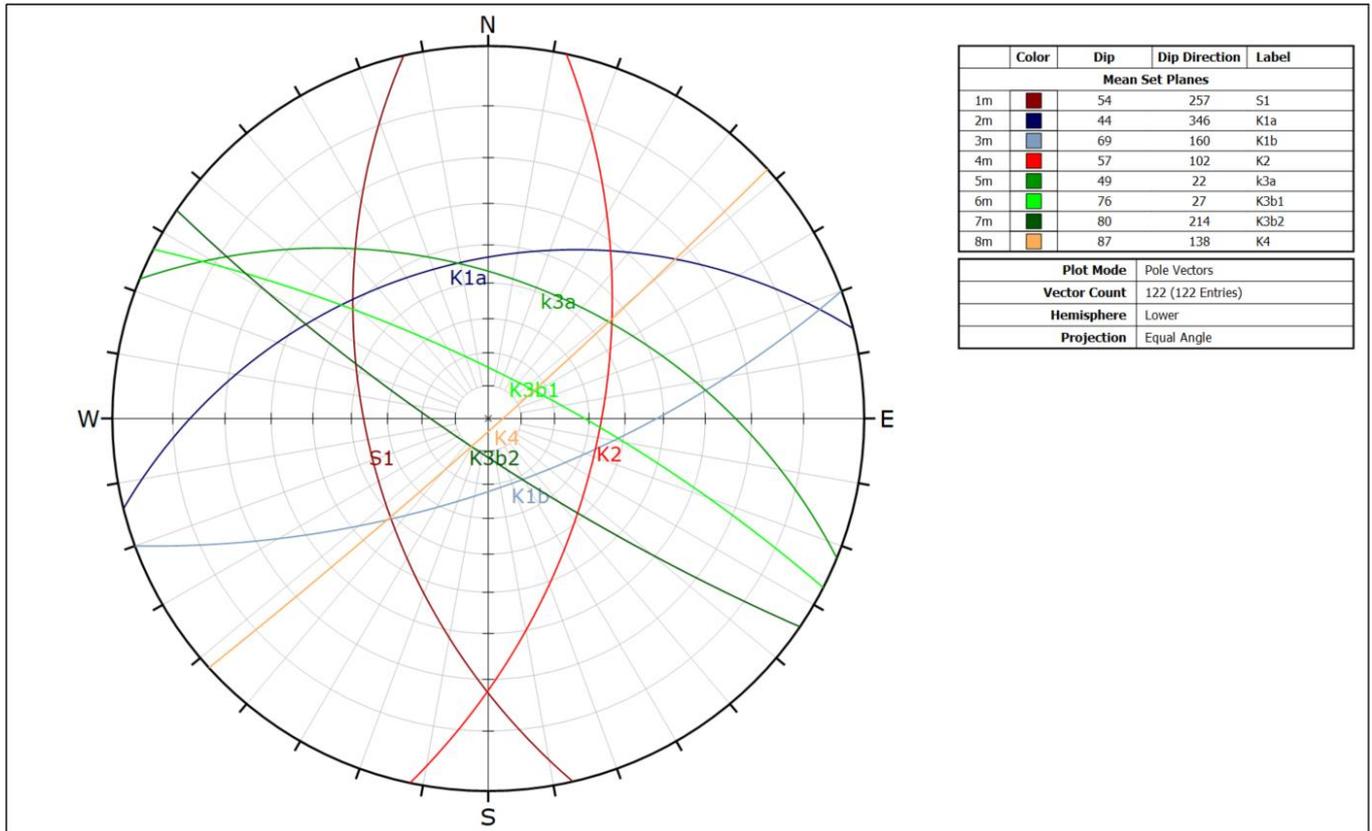


Figura 2: Proiezione equatoriale su reticolo di Wulf dei piani rappresentativi della Cava Colubraia-Formignacola.

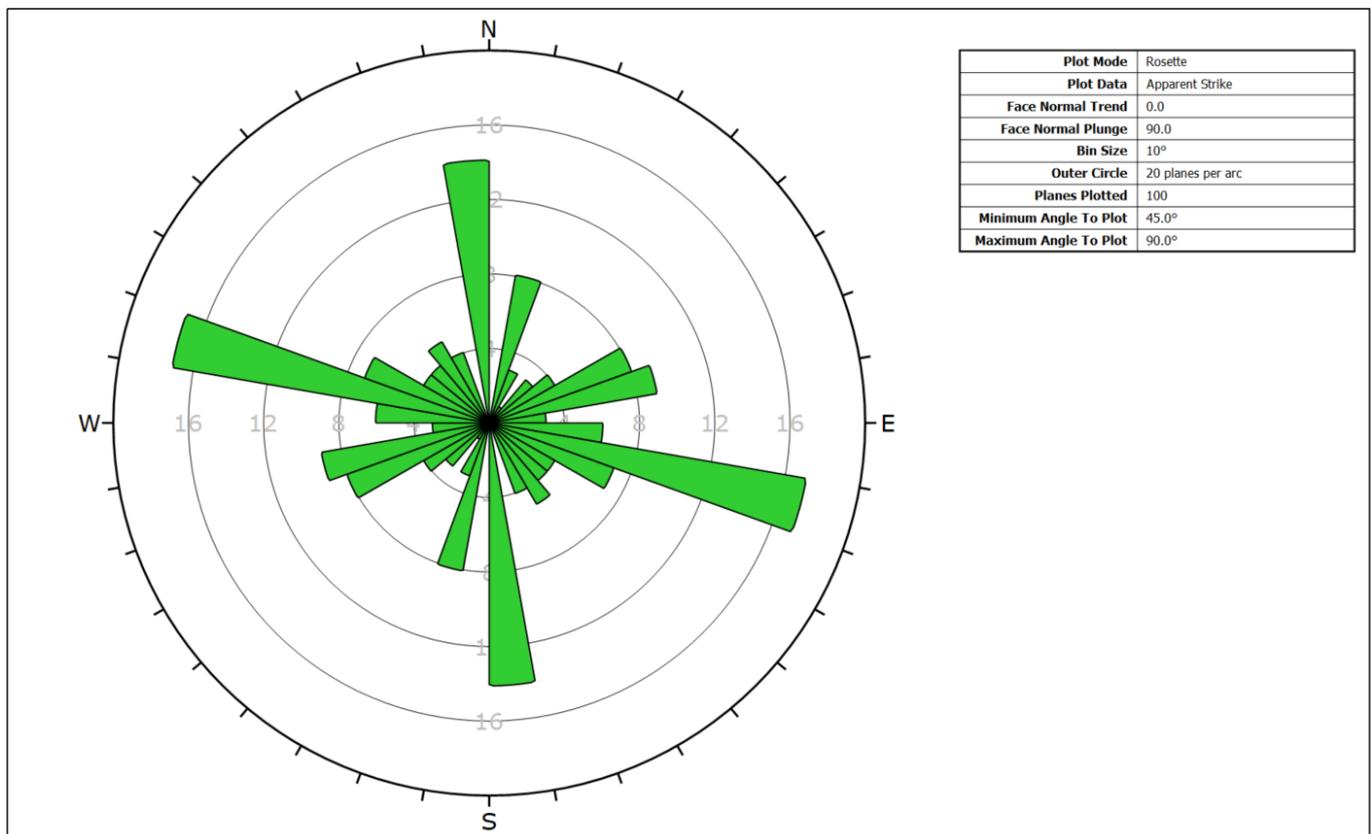


Figura 3: Proiezione equatoriale su reticolo di Wulf delle rose di frequenza della Cava Colubraia-Formignacola.

4.2. 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 dei marmi "ARABESCATO Arnetola" ed "ORDINARIO Vagli", proprie delle litologie dominanti in sito.

Per quei parametri non disponibili è stato invece sfruttato l'intervallo di esistenza dei parametri medi della matrice rocciosa del Bacino Marmifero Apuano (Pierotti et al, 2014), come riportato in Tabella 3.

CARATTERISTICHE MECCANICHE	ARABESCATO	ORDINARIO
RESISTENZA A COMPRESI UNIASSIALE (MPa)	126.0	119.4
RESISTENZA A FLESSIONE (MPa)	7.5	15.1
RESISTENZA A TRAZIONE (MPa)	8±3	
RESISTENZA A TAGLIO (MPa)	20±5	
PESO SPECIFICO (ton/mc)	2.684	2.688
MODULO DI ELASTICITA' (MPa)	40'600	64'900
Coefficiente di Poisson medio	0.25±0.15	
Angolo di Attrito interno (°)	37±3	
Coesione (MPa)	5±2	

Tabella 3: Caratteristiche meccaniche del materiale costituente l'ammasso roccioso.

Dalle caratteristiche riportate sopra si evince che non sussistono importanti differenze in termini di resistenze meccaniche tra i due materiali, ed a scopo cautelativo saranno usati i parametri peggiorativi.

4.2.1. CLASSIFICAZIONE DI BIENIAWSKI (1989)

I parametri di classificazione di Bieniawski (1989), per l'ammasso roccioso della Cava Colubraia-Formignacola hanno permesso di definire il rock mass rating (RMR) di base e corretto in funzione dell'orientazione dei fronti (Geol.Mancini, 2019):

$$RMR_b = 60.3 \qquad RMR_c = 52.3$$

La classificazione geomeccanica dell'ammasso roccioso, secondo il metodo di Bieniawski (indice RMR), permette di ascrivere l'ammasso roccioso alla classe III "DISCRETA".

4.2.2. DEFINIZIONE DEL GSI (1997)

I valori di RMR_c , precedentemente ricavati attraverso la classificazione di Bieniawski, sono stati associati al Geological Strength 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),

$$GSI = RMR_{89} - 5 = 60.3 - 5.00 = 55.3$$

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 **50-60**.

4.3. CARATTERISTICHE MECCANICHE DELL'AMMASSO ROCCIOSO

L'osservazione delle condizioni di fratturazione dell'area in esame (più di 4 sistemi di discontinuità con peso statistico pressappoco paragonabile) e la classificazione geomeccanica fanno ricadere l'ammasso roccioso della Cava Colubraia-Formignacola all'interno dell'intervallo di validità del Criterio di Hoek-Brown 2002 ($GSI < 75$).

La validità del criterio aumenta all'aumentare della scala del problema rispetto alle spaziature riscontrate in sito, e nel caso si deve ritenere che tale criterio possa essere utilizzato per le strutture più grandi come le tecchie e delle strutture portanti dei vuoti sotterranei, mentre per la scala dei fronti coltivabili, residuali e dei tracciamenti si deve ritenere che la stabilità possa essere governata più facilmente dalle discontinuità presenti anche se numerose.

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

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

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

Dove: σ_1, σ_3 tensioni principali massima e minima a collasso (il criterio non tiene infatti conto della tensione intermedia σ_2);
 σ_{ci} resistenza a compressione monoassiale roccia intatta, circa 120MPa;
 m_b, s ed a costanti funzione del GSI (criterio di Hoek-Brown, 2002).

Per $GSI > 25$:

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

Dove: $m_i = 9$ costante adimensionale mediana della roccia intatta che per il marmo, da prove di Franklin e Hoek, viene assunto 9 ± 3 ;
 $GSI = 55$ è il valor medio dell'intervallo di esistenza del geological strenght index derivante dalla classificazione vista nel capitolo precedente;
 $D = 0$ è il fattore di disturbo assunto NULLO per l'assenza di metodologie di escavazione che possano implicare l'uso di esplosivo.

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

COSTANTI ELASTICHE CRITERIO DI HOEK-BROWN			
CAVA COLUBRAIA FORMIGNACOLA	m_b	s	a
	1.8040	0.0067	0.5040

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

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

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

PARAMETRI DI RESISTENZA CRITERIO DI HOEK-BROWN (MPa)				
CAVA COLUBRAIA FORMIGNACOLA	σ_c	σ_t	σ_{cm}	E
	9.653	-0.448	22.270	13'335

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

Le condizioni al contorno sono funzione delle dimensioni e delle tipologie delle strutture analizzate (tecchie, fronti, scavi) ed influenzano in modo differente l'involuppo di rottura e pertanto anche le resistenze meccaniche.

Nei cantieri a cielo aperto si avranno fronti di alzata compresa tra 3.0-6.0 m e tecchie con altezze comprese tra 10.0-60.0 m, mentre nei cantieri sotterranei si avranno coperture comprese tra 5.0-125.0m. Allo scopo:

- per il cantiere a cielo aperto sono state scelte quattro condizioni di versante (slopes) corrispondenti agli estremi dell'intervallo di altezza dei fronti e delle tecchie;
- mentre per i cantieri sotterranei sono state scelte due condizioni di copertura (tunnels) corrispondenti agli valori estremi di ricoprimento.

In Figura 4 si riportano gli involuppi di rottura ottenuti attraverso un procedimento analitico di regressione dei risultati fino alla ricostruzione della curva di involuppo di rottura sia nel piano delle tensioni principali $\sigma_1-\sigma_3$ che nel piano $\tau-\sigma$ con il software RocData della Rocscience ®. La resistenza tangenziale dell'ammasso roccioso, utilizzata per le successive verifiche risulta essere funzione dello stato tensionale previsto ed è stata stimata attraverso il Criterio di Hoek-Brown:

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

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

PARAMETRI ELASTICI								
CAVA COLUBRAIA FORMIGNACOLA	c (Mpa)		ϕ (°)		σ_n (Mpa)		τ (Mpa)	
	min	max	min	max	min	max	Mc min	MC max
FRONTI (3.0-6.0m)	1.20	1.21	61.62	62.52	0.08	0.16	1.36	1.50
TECCHIE (10.0-60.0m)	1.22	1.47	53.96	60.63	0.27	1.59	1.69	3.66
SOTTERRANEO (5.0-125.0m)	1.20	1.54	52.88	62.64	0.13	3.31	1.46	5.92

Tabella 6: Parametri Elastici dell'ammasso roccioso dei fronti, della tecchia e degli scavi sotterranei.

Dai risultati riportati in Tabella 6 si osserva che:

- Per la tecchia la resistenza tangenziale varia da 1.7 a 3.7 MPa;
- Per i fronti la resistenza tangenziale varia da 1.4 a 1.5 MPa.

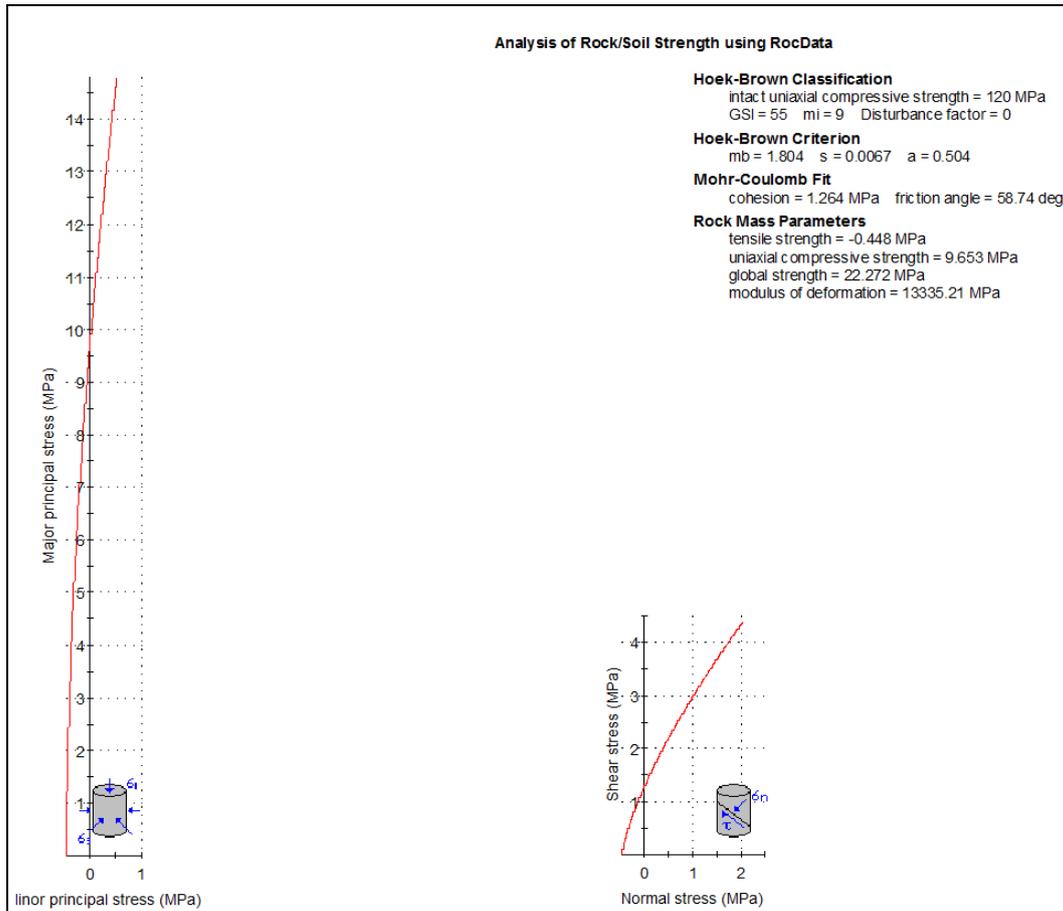


Figura 4: Curve di involuppo e parametri di resistenza generali dell'ammasso roccioso della Cava Colubraia-Formignacola ricavati attraverso il programma RocData® (Rocscience). resistenza delle discontinuità.

4.3.1. RESISTENZA POST-PICCO

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

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

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

Recenti studi connessi a campagne di misurazioni in sito evidenziano che le cosiddette "forzature" sono da attribuirsi a processi di fratturazione fragile della roccia causati

dal superamento del limite di resistenza compressivo a confinamento nullo, ed equivalente pertanto al deviatorico ($\sigma_1 - \sigma_3$) (Pierotti et al., 2014).

La tensione deviatorica limite per l'ammasso roccioso costituente la Cava VALSORA viene calcolata come segue:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \sigma_{ci} s^a = 9.63 \text{ MPa}$$

Il limite elastico dell'ammasso roccioso è pertanto equiparabile alla resistenza deviatorica di 9.63 MPa che è prossimo alla resistenza a compressione uniassiale (assenza di confinamento laterale).

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

La pericolosità a grande scale è infatti minima fino a quando le tensioni non raggiungono la resistenza globale ("global strength") e provocano l'effettivo collasso delle strutture portanti. Tale resistenza viene definita attraverso la relazione di Hoek, Carranza-Torres e Corkum (2002) per un intervallo della tensione principale minima $0 < \sigma_3 < \frac{\sigma_{ci}}{4}$, che alle condizioni tensionali riscontrabili nel bacino apuano risulta sempre verificato.

$$\sigma_{cm} = \sigma_{ci} \left(\frac{[m_b + 4s - \alpha(m_b - 8s)](m_b/4 + s)^{a-1}}{2(1+\alpha)(2+\alpha)} \right) = 22.27 \text{ MPa}$$

La resistenza globale dell'ammasso roccioso, da considerare per le successive verifiche, è quindi 22.27 MPa.

4.4. CARATTERISTICHE MECCANICHE DELLE DISCONTINUITÀ

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

$$\tau = \sigma n \operatorname{tg} \phi_p$$

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 ϕ_p secondo la seguente equazione

$$\phi_p = \phi_r + (\operatorname{JRC}_n \operatorname{Log} \operatorname{JCS}_n / \sigma) + i_u$$

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

JRC_n (Joint Roughness Coefficient) è il valore alla scala del problema determinato attraverso i dati di campagna raccolti che definiscono la rugosità a piccola scala delle discontinuità compresi tra i profili di rugosità 4-6 nella scala di Barton e Choubey (Geol. 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 60-80 MPa (Geol. Mancini, 2020);

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

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

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

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'involuppo di rottura di Barton; derivando rispetto alla tensione è infatti possibile ottenere una retta tangente alla curva di involuppo, 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 del settore (1.00-20.00 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 7.

DISCONTINUITA' CAVA COLUBRAIA-FORMIGNACOLA	SISTEMA	JRC		JCS (MPa)		φb (°)		H (m)	cp (Kpa)		φp (°)	
		min	max	min	max	min	max		min	max		
	S1	4	8	70	80	28.00	32.00	3.00	2.3	5.2	38.7	48.8
6.00								4.5	9.7	37.5	47.0	
10.00								7.3	15.3	36.6	45.6	
60.00								40.5	77.4	33.5	41.0	
	K1a	4	8	70	80	28.00	32.00	3.00	3.0	6.5	38.3	48.1
6.00								5.7	12.1	37.1	46.3	
10.00								9.3	19.2	36.2	45.0	
60.00								51.5	97.5	33.1	40.3	
	K1b	4	8	70	80	28.00	32.00	3.00	1.5	3.5	39.5	49.9
6.00								3.0	6.5	38.3	48.1	
10.00								4.8	10.3	37.4	46.8	
60.00								26.5	51.6	34.3	42.2	
	K2	4	8	70	80	28.00	32.00	3.00	2.3	5.1	38.8	48.8
6.00								4.4	9.5	37.6	47.0	
10.00								7.1	14.9	36.7	45.7	
60.00								39.5	75.6	33.6	41.1	
	K3a	4	8	70	80	28.00	32.00	3.00	2.7	6.0	38.5	48.4
6.00								5.2	11.2	37.3	46.6	
10.00								8.5	17.6	36.4	45.2	
60.00								47.2	89.6	33.3	40.6	
	K3b1	4	8	70	80	28.00	32.00	3.00	1.1	2.5	40.2	50.9
6.00								2.0	4.6	39.0	49.1	
10.00								3.3	7.2	38.1	47.8	
60.00								18.2	36.1	35.0	43.2	
	K3b2	4	8	70	80	28.00	32.00	3.00	0.8	1.9	40.8	51.8
6.00								1.5	3.4	39.6	50.0	
10.00								2.4	5.4	38.7	48.7	
60.00								13.2	26.8	35.6	44.0	
	K4	4	8	70	80	28.00	32.00	3.00	0.2	0.7	42.8	54.9
6.00								0.5	1.2	41.6	53.1	
10.00								0.8	1.9	40.8	51.8	
60.00								4.2	9.1	37.7	47.1	

Tabella 7: Resistenza dei sistemi di discontinuità della Cava Colubraia Formignacola secondo il criterio di Barton-Choubey.

* Copia conforme all'originale * Parco Regionale Alpi Apuane, Prot. 0004504 del 18-10-2022 in arrivo Cat.3 Cla. 2

5. CRITERI DI PROGETTAZIONE E VERIFICA

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

5.1. AZIONI

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

5.1.1. 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

5.1.2. COMBINAZIONE DELLE AZIONI

Per ogni stato limite affrontato si prevede una specifica combinazione di azioni:

COMBINAZIONE FONDAMENTALE (SLU)

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

COMBINAZIONE SISMICA (SLU-SLE + E)

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

COMBINAZIONE ECCEZIONALE (SLU-SLE + A)

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

COMBINAZIONE RARA (SLE irreversibile)

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

COMBINAZIONE FREQUENTE (SLE reversibile)

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

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE (SLE lungo termine)

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

Dove:

G_1 = azioni permanenti strutturali;

G_{k2} = azioni permanenti non strutturali

P = forza di precompressione;

Q_{k1} = azione variabile di base;

Q_{ki} = azioni variabili tra loro indipendenti;

γ_{G1} = coefficiente parziale dei carichi permanenti;

γ_{G2} = coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali;

γ_P = coefficiente di sicurezza dei carichi concentrati;

γ_{Qi} = coefficiente di sicurezza dei carichi variabili;

Ψ_{ij} = coefficiente di combinazione delle azioni variabili.

5.2. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Per gli stati limite ultimo deve essere soddisfatta la relazione:

$$R_d \geq E_d$$

Dove: R_d il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico
 E_d è il valore di progetto dell'effetto dell'azione.

Nelle verifiche agli stati limite ultimo si distinguono:

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

La verifica della condizione di stato limite ultimo deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (EQU, A1,A2), per i parametri geotecnici (M1, M2) e per le resistenze (R1, R2, R3).

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci distinti ed alternativi:

APPROCCIO 1: **COMBINAZIONE 1 (A1+M1+R1)** **per la verifica STRUTTURALE**
 COMBINAZIONE 2 (A2+M2+R2) **per la verifica GEOTECNICA**

APPROCCIO 2: **COMBINAZIONE UNICA (A1+M2+R3 (GEO) o R1 (STR)).**

5.2.1. 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}

5.3. PARAMETRI GEOTECNICI E RESISTENZE

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.

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

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

5.3.1. FRONTI E TECCHIE

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

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

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

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

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

5.3.2. CANTIERE SOTTERRANEO

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

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

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

5.3.3. SISTEMI DI CONSOLIDAMENTO (EVENTUALI)

Il criterio di 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.

$R_{ak} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{a,c})_{medio}}{\xi_{a3}}; \frac{(R_{a,c})_{min}}{\xi_{a4}} \right\}$	Numero di profili di indagine	1	2	3	4	≥ 5
	ξ_{a3}	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 M_1 .

5.4. AZIONI DOVUTE AL SISMA

5.4.1. VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO DELL'OPERA

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

$$V_N \geq 50 \text{ anni}$$

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 CINQUE 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 preveda normali affollamenti, ...[omissis]..." dove il coefficiente dedicato risulta da Tab.2.4.II $C_u = 1.0$

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

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

5.4.2. TEMPO DI RITORNO DEL SISMA

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

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

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

In relazione al periodo di riferimento dell'opera ed alla probabilità di superamento si ottiene un tempo di ritorno per SLV di 475 anni, che confrontato ai tempi di realizzazione del progetto risulta estremamente cautelative.

5.4.3. CATEGORIA DI SOTTOSUOLO

L'ammasso roccioso appartiene alla **Categoria di sottosuolo 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." Tabella 3.2.II NTC18.

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.

5.4.4. CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Il sito appartiene alla Categoria T4: "Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$ " Tab.3.2.III NTC18.

Tab. 3.2.III – Categorie topografiche

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

5.4.5. VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Le analisi in presenza di sisma sono effettuate con il metodo pseudo-statico.

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

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

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:

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{max}}{g} \quad \text{Dove:}$$

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

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
 g = Accelerazione di gravità;
 β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito pari a 0.27 per le verifiche SLV da Tabella 7.11.I NTC18.

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

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

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

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

dove: a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido;
 S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) Tab.3.2.IV NTC18 e topografica (S_T) Tab.3.2.V NTC18.

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

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

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

L'accelerazione sismica risulta essere 0.185 g per SLV.

Parametri di pericolosità Sismica				
Stato Limite	T _r [anni]	a _g /g [-]	F _o [-]	T _c [s]
Operatività	30	0.056	2.442	0.240
Danno	50	0.073	2.440	0.253
Salvaguardia Vita	475	0.185	2.418	0.280
Prevenzione Collasso	975	0.238	2.421	0.283

Tabella 8: Parametri di pericolosità sismica per il punto di riferimento della Cava Colubraia-Formignacola (Edilus-MS ACCA Software®).

Per il sito in esame si ha (cfr. Appendice A):

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

da cui: $a_{max} SLV = S \cdot a_g SLV = S_s \cdot S_T \cdot a_g = 0.185g \cdot 1.0 \cdot 1.4 = 0.259g$

$$k_h = 0.070$$

$$k_v = 0.035$$

La possibilità di variare il segno dei coefficienti sismici (+ o -) permette di avere quattro condizioni di analisi, tuttavia nelle successive trattazioni verranno valutate, se possibile, le sole condizioni peggiorative per la stabilità.

5.5. 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, come riportato in Tabella 9 e per le discontinuità sono stati definiti i valori caratteristici dei parametri di resistenza riportati in Tabella 10, 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.

Tuttavia a scopo cautelativo sono stati scelti i valori minimi sia per l'ammasso roccioso che per i sistemi di discontinuità.

CAVA COLUBRAIA FORMIGNACOLA		VALORI DI CALCOLO	
		M1	M2
Resistenza a Compressione Uniassiale (MPa)		120.00	85.71
Resistenza Globale Ammasso Roccioso (Mpa)		22.27	15.91
Resistenza a Compressione Ammasso Roccioso (Mpa)		9.65	6.90
Tensione Deviatorica Ammasso Roccioso (Mpa)		9.63	6.29
Resistenza a Trazione Ammasso Roccioso (MPa)		-0.45	-0.36
Resistenza a Taglio Ammasso Roccioso (MPa)		1.36	1.09
Modulo di Elasticità (Gpa)		13'335	
Indici ammasso roccioso (Hoek-Brown)	mb	1.8040	1.4432
	sb	0.0067	0.0054
	a	0.5040	

Tabella 9: Valori di calcolo dei parametri meccanici dell'ammasso roccioso della Cava Colubraia-Formignacola.

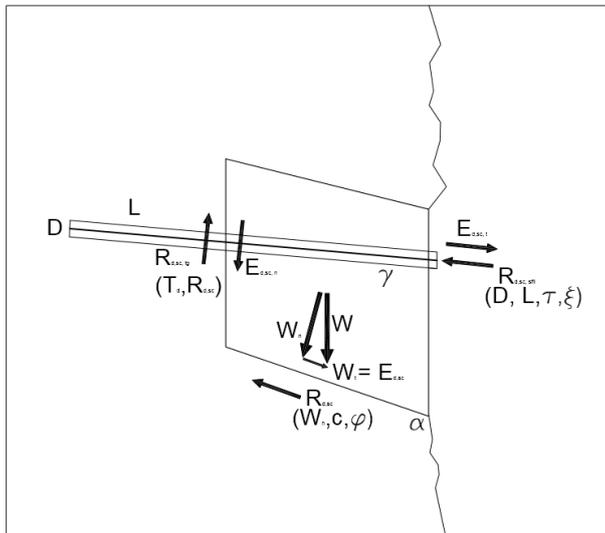
DISCONTINUITA' CAVA COLUBRAIA FORMIGNACOLA	SISTEMA	H (m)	cd (Kpa)		φd (°)	
			M1	M2	M1	M2
	S1	fronti		4.1	3.3	40.5
tecchie			21.5	17.2	36.9	31.0
K1a	fronti		5.2	4.1	40.0	33.9
	tecchie		27.2	21.7	36.4	30.6
K1b	fronti		2.7	2.2	41.4	35.2
	tecchie		14.2	11.3	37.8	31.8
K2	fronti		4.0	3.2	40.6	34.4
	tecchie		21.0	16.8	37.0	31.1
K&a	fronti		4.7	3.8	40.2	34.1
	tecchie		24.9	19.9	36.6	30.7
K3b1	fronti		1.9	1.5	42.2	35.9
	tecchie		9.8	7.9	38.6	32.5
K3b2	fronti		1.4	1.1	42.8	36.6
	tecchie		7.2	5.8	39.2	33.2
K4	fronti		0.5	0.4	45.2	38.8
	tecchie		2.4	1.9	41.6	35.4

Tabella 10: Valori di calcolo M1 e M2 dei parametri meccanici delle discontinuità della Cava Colubraia-Formignacola.

* Copia conforme all'originale * Parco Regionale Alpi Apuane, Prot. 0004504 del 18-10-2022 in arrivo Cat.3 Cla. 2

5.6. DIMENSIONAMENTO DEI SISTEMI DI CONSOLIDAMENTO

Il dimensionamento è stato eseguito secondo la Combinazione 2 – Approccio 1: A1+M1+R3 “tiranti di ancoraggio”, tenendo conto dei relativi coefficienti parziali, come previsto dalle NTC08, e riguarda prettamente i chiodi e le barre da roccia per un consolidamento puntuale o le reti fascianti per un consolidamento corticale.



stregua di quelli portati).

Figura 5: schema generale delle resistenze e dei carichi sfavorevoli di un ancoraggio

5.6.2. CARICHI FAVOREVOLI

I carichi favorevoli sono dovuti alle resistenze coesiva ed attrittiva 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).

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

Dove:

- c è la coesione della discontinuità (coefficiente parziale geotecnico $M1=1.00$);
- S_{sc} è la superficie di potenziale scivolamento;
- $W_n = W \cos \alpha$ componente del peso normale al piano α di potenziale scivolamento;
- φ è l'angolo di attrito della discontinuità (coeff. 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 rapporto tra resistenze e carichi sfavorevoli produce un fattore di sicurezza (FS)

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

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

5.6.1. CARICHI SFAVOREVOLI

Gli eventuali carichi destabilizzanti sono dovuti alla componente del peso (0.0265KN/m^3) tangenziale alla potenziale superficie di scivolamento $E_{d,sc}$ sia in condizioni statiche (SLU) che in condizioni sismiche pseudo-statiche (SLV).

$$E_{d,sc} = W_t = W \sin \alpha$$

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

5.7. 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).

5.7.1. 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.

Acciaio da precompressione DYWIDAG Y1050H

Diametro nominale \emptyset	Tensione snerv. / rottura $f_{0,1k}/f_{pk}$	Sezione trasversale A	Carico snervamento $F_{p0,1k}$	Carico ultimo F_{pk}	Peso	Peso DCP	Omolog.
[mm]	[N/mm ²]	[mm ²]	[kN]	[kN]	[kg/m]	[kg/m]	
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 6: Scheda tecnica delle serie commerciali disponibili acciaio Dywidag®.

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.

5.7.2. 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 $\gamma_s=1.15$.

$F_{y,k} = f_{y,k} A / \gamma_s$ 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 $R3 = 1.2$.

$T_d = T_k / R3$ 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: $\alpha - \gamma$ è la differenza tra l'inclinazione del piano di scivolamento e l'inclinazione dell'ancoraggio.

5.7.3. 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.

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

Dove: D_s è il diametro del foro;

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

$\tau_r = 2 \text{ MPa}$ 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:

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

5.8. CONSOLIDAMENTO CORTICALE

Il dimensionamento delle reti fascianti e dei relativi ancoraggi è funzione della dimensione massima degli elementi potenzialmente instabili costituenti il versante oggetto d'intervento come già visto nella sezione dedicata ai carichi sfavorevoli (W).

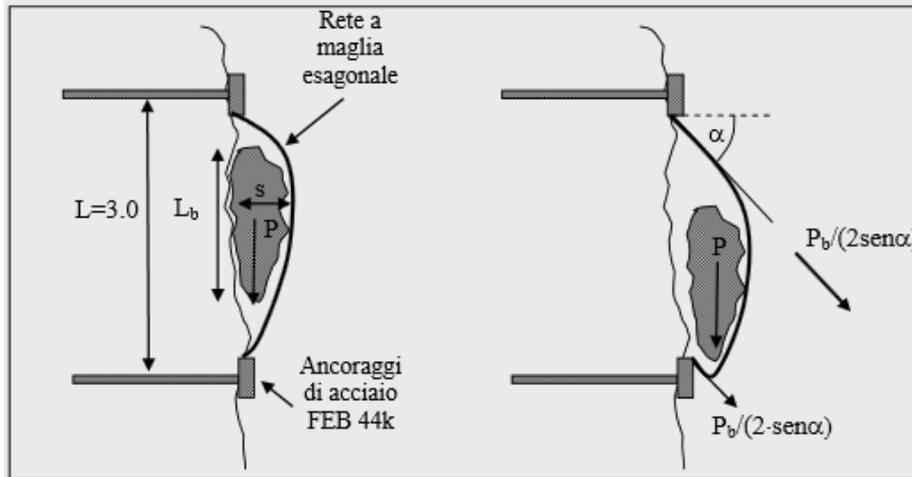


Figura 7: Schema di calcolo della rete metallica di consolidamento corticale.

Il dimensionamento del consolidamento corticale è costituito da:

- verifica degli ancoraggi;
- verifica della rete;
- verifica delle funi perimetrali;
- verifica dei morsetti.

Per prima ipotesi si deve scegliere la dimensione della maglia rettangolare di prima iterazione ($i_v \times i_h$).

5.8.1. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI DI CALCOLO

Di seguito si riportano le caratteristiche dei materiali "standard" impiegati per la realizzazione dei consolidamenti corticali previsti. Eventuali variazioni in termini dimensionati saranno descritte ove necessario.

CARATTERISTICHE BARRE BLOCCAGGIO RETE

DYWIDAG DYWIT s.p.a.	
Tipologia acciaio	15 F 0005 o 20 F 0000 900/1100
Tipologia barre	Aderenza migliorata e filettatura continua
Diametro nominale	15-20-26.5 mm
Tipo ancoraggio	Dado esagonale, rondella emisferica e piastra bombata 150 mm * 150 mm * 8 mm
Carico nominale di snervamento Fyk	900 N/mm²
Carico nominale di rottura Ftk	1100 N/mm²

CARATTERISTICHE RETE

MACCAFERRI D.T. FZ 2.70 8x10 2x25	
Maglia	8 cm * 10 cm
Filo rete	2.00-2.20-2.40-2.70-3.00-3.40-3.90 mm
Resistenza a snervamento $f_{y, nom}$	380 MPa
Allungamento massimo	10%
Dimensioni rotoli	2-3-4 m * 25-50-100 m

CARATTERISTICHE FUNI PERIMETRALI (SOSTEGNO SUP E CONTENIMENTO INF)

FUNE ACCIAIO AL SPI ZINC.	
Diametro nominale	Variabile 10-15-20 mm
Tensione nominale di snervamento	1'770 N/mm²

CARATTERISTICHE MORSETTI DI UNIONE

MORSETTI ZINCATI UNI 13411-5 Type A Φ 8 mm	
Diametro nominale	10 mm

MISCELA CEMENTIZIA PER INGHISAGGIO CHIODI RETE

Contenuto minimo di cemento	1'200 Kg/m³
Tipo cemento	42.50 MPa

5.8.2. VERIFICA DEGLI ANCORAGGI

Gli ancoraggi devono risultare verificati sia all'azione tangenziale dovuta alla componente del grave ortogonale al chiodo, che allo sfilamento dovuto alla componente del grave di progetto assiale all'ancoraggio; la prima verifica dipende dalle resistenze proprie del sistema di ancoraggio adottato, mentre la seconda è funzione della lunghezza d'infissaggio dell'elemento resistente.

Sia per la verifica all'azione tangenziale che per quella a sfilamento (lunghezza minima) si utilizza la metodologia già illustrata per il dimensionamento dei sistemi di consolidamento puntuale, e nel dettaglio:

$$E_{d MAX} < n T_d = n \frac{0.5 F_{yk}}{\gamma_s R_3} \qquad L_{min} = \frac{T_d}{\pi D_s \tau_s \xi}$$

5.8.3. VERIFICA DELLA RETE

La verifica viene effettuata sul carico sfavorevole di progetto W . A scopo cautelativo si considera il contributo resistente dei soli fili verticali della rete.

La verifica prevede il confronto tra la massima sollecitazione limite a trazione del filo σ_{MAX} e la massima sollecitazione indotta dal distacco della massa di progetto σ_d .

$$FS = \frac{\sigma_{MAX}}{\sigma_d}$$

La resistenza limite a trazione di progetto del singolo filo costituente la rete, impiegando i coefficienti di sicurezza previsti dalle NTC08 (γ_s e R3):

$$\sigma_{MAX} = \frac{f_{y,nom}}{\gamma_s R3}$$

L'azione di progetto agente sulla rete (tensione sul singolo filo verticale) è data dal peso della massa di progetto e dall'amplificazione prodotta dall'azione sismica e dai coefficienti previsti da normativa:

$$\sigma_d = \frac{\gamma_{G1}[Wk_h \cos\alpha + W(1 + k_v)\sin\alpha]}{2(A_f N_f)}$$

- Dove:
- W è il peso delle masse di progetto;
 - $\gamma_{G1} = 1.3$ (A1 da Tab.6.2.1. NTC08);
 - k_h è il coefficiente sismico orizzontale;
 - k_v è il coefficiente sismico verticale;
 - α è l'angolo d'inclinazione della rete rispetto all'orizzontale nel momento di distacco del grave di progetto assunto circa pari all'inclinazione media del versante;
 - A_f è la sezione del filo di rete;
 - $N_f = L/L_m$ è il numero di fili che concorrono a trattenere il volume calcolata dal rapporto tra lunghezza volume e lunghezza maglia.

Per ragioni cautelative attrito e coesione saranno considerate NULLE.

5.8.4. VERIFICA DELLA FUNE

La verifica viene effettuata confrontando la resistenza a trazione di progetto della fune, utilizzando i coefficienti di normativa (R3) con il carico agente:

$$FS = \frac{F_{f,d}}{F_d} \qquad F_{f,d} = \frac{F_{f,k}}{R3}$$

I carichi dati dal peso della massa di progetto e dall'amplificazione prodotta dall'azione sismica e dai coefficienti previsti da normativa sono i medesimi di quelli ottenuti per il calcolo dell'azione agente sulla rete:

$$F_d = \gamma_{G1}[Wk_h \cos\alpha + W(1 + k_v)\sin\alpha]$$

6. ANALISI DI STABILITÀ DEI FRONTI

Durante la coltivazione le bancate si presenteranno con alzate comprese tra 3.0-6.0 m e le successive verifiche sono state effettuate con bancate aventi alzata di 6.00 m.

La scelta di utilizzare il valore massimo dell'intervallo previsionale di esistenza, gioca a favore di sicurezza in quanto si analizzano le condizioni più gravose, aumentando i possibili volumi movimentabili con tutto quello che ne consegue.

Le analisi di stabilità hanno preso in considerazione i fronti di coltivazione attuali presenti nei vari settori del cantiere a cielo aperto e quelli di progetto previsti nel settore settentrionale.

Le verifiche sono state condotte in condizioni sismiche ottemperando alle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC18), secondo l'APPROCCIO 1: Combinazione di Carico 2 (A2+M2+R2) delle NTC18; allo scopo nei capitoli precedenti, sono state definite le caratteristiche di resistenza ed i parametri geometrici sia per l'ammasso roccioso che per le famiglie di discontinuità riconosciute nel sito estrattivo.

Si ricorda che 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 alle resistenze delle discontinuità stesse.

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

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

Una costante osservazione dei fronti, da parte del personale, prima dell'esecuzione di tagli al monte fa sì che vengano messi in luce potenziali situazioni di rischio, così da intervenire disgiungendo 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.

Si ricorda 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 ogni fronte in coltivazione sono state approntate tre verifiche:

- ANALISI DEI POTENZIALI CINEMATISMI PLANARI;
- ANALISI DEI POTENZIALI CINEMATISMI TRIDIMENSIONALI;
- ANALISI DEI POTENZIALI RIBALTAMENTI.

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

Le verifiche planari bidimensionali ed in condizioni sismiche sono state eseguite attraverso il programma *RocPlane* della Rocscience®, il cui criterio adottato è quello dell'equilibrio limite, secondo la legge di Mohr-Coulomb e cui base teorica è relativa alle formule ricavate da Hoek & Bray (1981) per i cinematismi di origine planare.

Combinando i fronti di scavo più rappresentativi con i range dei sistemi di discontinuità attraverso Test di Markland (grafico) sono stati selezionati i sistemi di discontinuità che possono, anche potenzialmente, attivare cinematismi planari (differenziale delle orientazioni $\leq 20^\circ$).

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

L'analisi è stata improntata in campo deterministico considerando il valore caratteristico dei seguenti parametri geometrici e geomeccanici:

- alzata media della bancata di 6.0 m;
- pedata media della bancata non definita;
- inclinazione media del giunto da Tabella 2;
- coesione del giunto utilizzando i valori caratteristici di Tabella 10;
- angolo di attrito del giunto utilizzando i valori caratteristici di Tabella 10.

Sono stati inoltre scelti:

- peso specifico dell'ammasso roccioso pari a 2.7 ton/mc;
- angolo di inclinazione della bancata (1°) e del fronte (89.9°);
- coefficiente sismico orizzontale 0.07 corrispondente ad un sisma con periodo di ritorno di 475 anni, corrispondente allo Stato Limite Sismico (SLV).
- ASSENZA di PRESSIONE IDRAULICA per tutti i sistemi di discontinuità dal momento che è stata riscontrata assenza o limitata presenza di umidità.

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

- l'altezza della bancata;
- il sistema coinvolto;
- il peso o volume unitario della massa in gioco;

- il valore del coefficiente di sicurezza in condizioni statiche e sismiche;
- eventuali note descrittive nelle condizioni potenzialmente instabili ($FS \leq 1$).

Nelle note, oltre alla valutazione del potenziale cinematismo, è stato improntato un dimensionamento di massima (NTC18) per un sistema di consolidamento puntuale sub-orizzontale realizzato con tiranti DYWIDAG 950/1050, indicandone diametro, lunghezza utile e frequenza.

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-Rock2*[®] 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 tutti i sistemi individuati, indipendentemente dal fatto che il sistema sia di tipo secondario, o abbia un basso peso statistico.

Il fronte di analisi è stato considerato subverticale con bancata superiore sub-orizzontale ed alzata di 6.00 m. I parametri geotecnici utilizzati sono quelli derivanti dallo studio geomeccanico effettuato, in particolare:

- Peso specifico dell'ammasso roccioso pari a 2.7 ton/mc;
- Resistenza globale dell'ammasso roccioso $q_u = 120.00$ MPa;
- Modulo di elasticità di 13'335 MPa;
- GSI pari a 55;
- Fattore di disturbo NULLO ($D=0.0$);
- JRC 4;
- JCS 600 Kg/cmq;
- Coesione del giunto utilizzando i valori di calcolo di Tabella 10;
- Angolo di attrito del giunto utilizzando i valori di calcolo di Tabella 10.
- Accelerazione sismica 0.7 g - per un sisma con periodo di ritorno di 475 anni, corrispondente allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV).

Il programma *B-Rock2* in particolare combina i sistemi di frattura a due a due con il fronte in analisi per poi passare ad inserire un terzo sistema (tension crack).

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 100;
 - eventuali note descrittive nelle condizioni potenzialmente instabili ($FS \leq 1$).

FAMIGLIA B-ROCK	SISTEMA	PIANO DISC. (imm/incl)
1	S1	257/56
2	K1a	346/44
3	K1b	160/69
4	K2	102/57
5	K3a	022/49
6	K3b1	027/76
7	K3b2	214/80
8	K4	138/87

Poiché il programma B-Rock prende come notazione numerica i vari piani in serie (esempio il sistema S1 è indicato come 1, il K1a come 2, e via di seguito) si riporta di lato la tabella di conversione numerazione/sistema discontinuità per la Cava Colubraia Formignacola.

Tabella 11: Elenco delle famiglie di discontinuità considerate nel software B-Rock per il calcolo dei cinematici 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, isola la base del blocco stesso, permettendogli di ruotare.

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

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

dove: l= altezza massima della bancata stabile

E= modulo dell'ammasso roccioso, Kg/cmq

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

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

6.1. STATO ATTUALE

6.1.1. SETTORE SETTENTRIONALE

6.1.1.1. FRONTE N045/89 SE

CINEMATISMI PLANARI

In Tabella 12 si riportano i sistemi soggetti a potenziale scivolamento planare da analisi grafica.

H bancata	SISTEMI	FS	FS sisma	Volume in mc/m	Note
6.0 m	K1b	0.35	0.38	6.64	Far coincidere preventivamente fronte e discontinuità evita il manifestarsi del fenomeno. Se si forma procedere a disaggio, consolidamento con barre DYWIDAG $\Phi 26.5$ Ls=1.5m in numero 3/4m lineare, o ulteriore verifica.
	K2	0.52	0.57	11.50	Far coincidere preventivamente fronte e discontinuità evita il manifestarsi del fenomeno. Se si forma procedere a disaggio, consolidamento con barre DYWIDAG $\Phi 26.5$ Ls=1.5m in numero 1/m lineare, o ulteriore verifica.
	K4	0.04	0.00	0.63	La ridotta frequenza (3.3%) limita l'estensione del cinematismo. Se si forma procedere a disaggio.

Tabella 12: Cinematismi planari identificati con analisi grafica e software RocPlane® fronte N 045/89 SE.

CINEMATISMI TRIDIMENSIONALI

In Tabella 13 si riportano le potenziali combinazioni che potrebbero emergere sul fronte in oggetto ed i relativi coefficienti di sicurezza.

Comb.	Piani	Vol. (mc)	FS s	Note
2	S1-K1b	0.0542	0.00	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie. Se si forma, viste le ridotte dimensioni, procedere ad immediato disaggio o ulteriore verifica.
3	S1-K2	152.9645	4.15	
8	K1a-K1b	635.028	17.86	
13	K1a-K4	15.157	4.29	
14	K1b-K2	40.5177	0.64	Se si forma procedere a consolidamento, disaggio o ulteriore verifica.
15	K1b-K3a	69.5289	2.66	
16	K1b-K3b1	25.6535	1.56	
17	K1b-K3b2	8.9074	0.49	La scarsa frequenza di K3b2 (2.5%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere a consolidamento, disaggio o ulteriore verifica.
19	K2-K3a	0.8371	0.73	Se si forma procedere a consolidamento, disaggio o ulteriore verifica.
20	K2-K3b1	15.5558	0.67	
21	K2-K3b2	37.3693	1.12	
22	K2-K4	5.8708	0.65	La scarsa frequenza di K4 (3.3%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere a consolidamento, disaggio o ulteriore verifica.
25	K3a-K4	5.0645	1.38	
27	K3b1-K4	1.6821	0.47	La scarsa frequenza di K4 (3.3%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere a consolidamento, disaggio o ulteriore verifica.
28	K3b2-K4	0.4615	0.00	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie. Nonostante la scarsa

				frequenza di K3b2(2.5%) e K4(3.3%), se si forma procedere ad immediato disaggio o ulteriore verifica.
41	S1-K2+K1a	99.7787	4.15	
43	S1-K2+K3a	116.3518	4.15	
44	S1-K2+K3b1	119.241	4.15	
45	S1-K2+K3b2	120.4034	4.15	
46	S1-K2+K4	18.4003	4.15	
71	K1a-K1b+S1	203.386	17.48	
72	K1a-K1b+K2	109.9627	17.06	
108	K1b-K2+K1a	40.4592	0.64	Se si forma procedere a consolidamento, disaggio o ulteriore verifica.
112	K1b-K2+K4	20.8393	0.63	La scarsa frequenza di K4 (3.3%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere a consolidamento, disaggio o ulteriore verifica.
114	K1b-K3a+K1a	66.3507	2.65	
118	K1b-K3a+K4	8.3716	2.55	
120	K1b-K3b1+K1a	25.1278	1.55	
124	K1b-K3b1+K4	3.6901	1.49	

Tabella 13: Cinematismi tridimensionali identificati con il software B-Rock per il fronte N 045/89 SE.

POTENZIALI RIBALTAMENTI

L'analisi condotta per via grafica (basata esclusivamente sulle caratteristiche geometriche) mostra potenziali ribaltamenti relativi al sistema K1a, 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)
K1a	1.20 m	36.0 m

Tabella 14: Potenziali ribaltamenti identificati attraverso l'analisi grafica per il fronte N 045/89 SE.

6.1.1.2. FRONTE N135/89 NE

CINEMATISMI PLANARI

In Tabella 15 si riportano i sistemi soggetti a potenziale scivolamento planare da analisi grafica.

H bancata	SISTEMI	FS	FS sisma	Volume in mc/m	Note
6.0 m	K3a	0.69	0.75	15.56	Far coincidere preventivamente fronte e discontinuità evita il manifestarsi del fenomeno. Se si forma procedere a disaggio, consolidamento con barre DYWIDAG $\Phi 26.5$ Ls=1.5m in numero 1/m lineare, o ulteriore verifica.
	K3b1	0.24	0.27	4.19	Far coincidere preventivamente fronte e discontinuità evita il manifestarsi del fenomeno. Se si forma procedere a disaggio, consolidamento con barre DYWIDAG $\Phi 26.5$ Ls=1.5m in numero 1/2m lineare, o ulteriore verifica.

Tabella 15: Cinematismi planari identificati con analisi grafica e software RocPlane® fronte N 135/89 NE.

CINEMATISMI TRIDIMENSIONALI

In Tabella 16 si riportano le potenziali combinazioni che potrebbero emergere sul fronte in oggetto ed i relativi coefficienti di sicurezza.

Comb.	Piani	Vol. (mc)	FS s	Note
4	S1-K3a	7.0927	0.00	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie. Se si forma procedere ad immediato consolidamento, disaggio o ulteriore verifica.

8	K1a-K1b	710.2351	17.82	
9	K1a-K2	110.681	1.94	
10	K1a-K3a	19.9447	0.00	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie. Se si forma procedere ad immediato consolidamento, disgaggio o ulteriore verifica..
13	K1a-K4	102.7239	4.11	
14	K1b-K2	3.5417	0.00	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie. Se si forma procedere ad immediato consolidamento, disgaggio o ulteriore verifica.
15	K1b-K3a	130.3166	2.63	
16	K1b-K3b1	19.3521	1.57	
19	K2-K3a	104.0101	1.09	
20	K2-K3b1	22.2023	0.66	Se si forma procedere a consolidamento, disgaggio o ulteriore verifica.
22	K2-K4	25.8289	2.27	
25	K3a-K4	78.212	1.33	
27	K3b1-K4	7.7404	0.47	La scarsa frequenza di K4 (3.3%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere a consolidamento, disgaggio o ulteriore verifica.
74	K1a-K1b+K3b1	49.2367	16.97	
75	K1a-K1b+K3b2	155.2453	17.45	
78	K1a-K2+K1b	112.5545	1.93	
80	K1a-K2+K3b1	46.8526	1.86	
81	K1a-K2+K3b2	46.4233	1.91	
102	K1a-K4+K1b	102.1334	4.09	
105	K1a-K4+K3b1	26.3771	3.94	
106	K1a-K4+K3b2	39.5946	4.05	
113	K1b-K3a+S1	90.0557	2.59	
137	K2-K3a+S1	97.6185	1.10	
155	K2-K4+S1	21.3933	2.26	
177	K3a-K4+K3b1	72.9808	1.32	
178	K3a-K4+K3b2	59.2529	1.32	

Tabella 16: Cinematismi tridimensionali identificati con il software B-Rock per il fronte N 135/89 NE.

POTENZIALI RIBALTAMENTI

L'analisi condotta per via grafica (basata esclusivamente sulle caratteristiche geometriche) mostra potenziali ribaltamenti relativi ai sistemi S1 e K3b2, con quest'ultimo di ridotto peso statistico (2.5%), 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)
S1	1.50 m	42.0 m
K3b2	8.00 m	128.2 m

Tabella 17: Potenziali ribaltamenti identificati attraverso l'analisi grafica per il fronte N 135/89 NE.

6.1.2. SETTORE MERIDIONALE

6.1.2.1. FRONTE N045/89 SE

Si rimanda alle verifiche dedicate al fronte del settore settentrionale avente medesima orientazione.

6.1.2.2. FRONTE N050/89 NW

CINEMATISMI PLANARI

In Tabella 18 si riportano i sistemi soggetti a potenziale scivolamento planare da analisi grafica.

H bancata	SISTEMI	FS	FS sisma	Volume in mc/m	Note
6.0 m	K1a	0.80	0.87	18.66	Far coincidere preventivamente fronte e discontinuità evita il manifestarsi del fenomeno. Se si forma procedere a disaggio, consolidamento con barre DYWIDAG $\Phi 26.5$ Ls=1.5m in numero 2/3m lineare, o ulteriore verifica.

Tabella 18: Cinematismi planari identificati con analisi grafica e software RocPlane® fronte N 050/89 NW.

CINEMATISMI TRIDIMENSIONALI

In Tabella 19 si riportano le potenziali combinazioni che potrebbero emergere sul fronte in oggetto ed i relativi coefficienti di sicurezza.

Comb.	Piani	Vol. (mc)	FS s	Note
1	S1-K1a	132.9405	1.33	
4	S1-K3a	102.6861	2.16	
5	S1-K3b1	39.4414	1.83	
6	S1-K3b2	14.1622	1.57	
9	K1a-K2	16.8712	1.05	Se si forma, nonostante $FS \geq 1$, procedere a consolidamento, disaggio o ulteriore verifica.
10	K1a-K3a	43.2805	1.04	
11	K1a-K3b1	94.2365	2.28	
12	K1a-K3b2	129.1055	2.27	
13	K1a-K4	0.1238	1.15	
23	K3a-K3b1	170.0901	21.97	
24	K3a-K3b2	199.0083	9.37	
26	K3b1-K3b2	53.3751	14.18	
30	S1-K1a+K2	124.6684	1.33	
34	S1-K1a+K4	47.3448	1.32	
49	S1-K3a+K2	86.2274	2.14	
52	S1-K3a+K4	30.2649	2.13	
55	S1-K3b1+K2	34.3158	1.82	
58	S1-K3b1+K4	13.6531	1.80	
84	K1a-K3a+K1b	41.5985	1.04	Se si forma, nonostante $FS \geq 1$, procedere a consolidamento, disaggio o ulteriore verifica.
90	K1a-K3b1+K1b	89.6546	2.27	
96	K1a-K3b2+K1b	122.7954	2.26	
163	K3a-K3b1+K1b	79.3637	21.63	
169	K3a-K3b2+K1b	88.4439	9.24	
181	K3b1-K3b2+K1b	27.2636	13.98	

Tabella 19: Cinematismi tridimensionali identificati con il software B-Rock per il fronte N 050/89 NW.

POTENZIALI RIBALTAMENTI

L'analisi condotta per via grafica (basata esclusivamente sulle caratteristiche geometriche) mostra potenziali ribaltamenti relativi ai sistemi K1b, K4, con quest'ultimo a ridotto peso statistico (3.3%), 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)
K1b	1.30 m	38.2 m
K4	6.00 m	105.9 m

Tabella 20: Potenziali ribaltamenti identificati attraverso l'analisi grafica per il fronte N 050/89 NW.

6.1.2.3. FRONTE N135/89 SE

Si rimanda alle verifiche dedicate al fronte del settore settentrionale avente medesima orientazione.

6.1.2.4. FRONTE N125/89 SW

CINEMATISMI PLANARI

In Tabella 21 si riportano i sistemi soggetti a potenziale scivolamento planare da analisi grafica.

H bancata	SISTEMI	FS	FS sisma	Volume in mc/m	Note
6.0 m	S1	0.54	0.61	11.95	Far coincidere preventivamente fronte e discontinuità evita il manifestarsi del fenomeno. Se si forma procedere a disaggio, consolidamento con barre DYWIDAG $\Phi 26.5$ Ls=1.5m in numero 1/m lineare, o ulteriore verifica.
	K3b2	0.21	0.18	2.87	Far coincidere preventivamente fronte e discontinuità evita il manifestarsi del fenomeno. Se si forma procedere a disaggio, consolidamento con barre DYWIDAG $\Phi 26.5$ Ls=1.5m in numero 1/2.5m lineare, o ulteriore verifica.

Tabella 21: Cinematismi planari identificati con analisi grafica e software RocPlane® fronte N 125/89 SW.

CINEMATISMI TRIDIMENSIONALI

In Tabella 22 si riportano le potenziali combinazioni che potrebbero emergere sul fronte in oggetto ed i relativi coefficienti di sicurezza.

Comb.	Piani	Vol. (mc)	FS s	Note
2	S1-K1b	44.2977	1.03	Se si forma, nonostante $FS \geq 1$, procedere a consolidamento, disaggio o ulteriore verifica.
3	S1-K2	153.6468	4.15	
6	S1-K3b2	22.7667	0.65	La scarsa frequenza di K3b2 (2.5%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere a consolidamento, disaggio o ulteriore verifica.
7	S1-K4	32.3337	1.19	
11	K1a-K3b1	0.118	2.73	
12	K1a-K3b2	32.427	2.31	
17	K1b-K3b2	4.7652	0.00	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie. Se si forma, nonostante la scarsa frequenza di K3b2(2.5%), procedere ad immediato consolidamento, disaggio o ulteriore verifica.
18	K1b-K4	12.0706	3.34	
21	K2-K3b2	2.158	0.00	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie. Se si forma, nonostante la scarsa frequenza di K3b2(2.5%), procedere ad immediato consolidamento, disaggio o ulteriore verifica.
23	K3a-K3b1	81.3116	22.44	
24	K3a-K3b2	107.6699	9.51	
26	K3b1-K3b2	50.8152	14.20	
28	K3b2-K4	8.3027	0.20	La scarsa frequenza di K3b2 (2.5%) e K4(3.3%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere a consolidamento, disaggio o ulteriore verifica.
36	S1-K1b+K2	29.8184	1.02	Se si forma, nonostante $FS \geq 1$, procedere a consolidamento, disaggio o ulteriore

				verifica.
132	K1b-K4+K1a	11.9675	3.33	
134	K1b-K4+K3a	10.1584	3.32	
135	K1b-K4+K3b1	7.8942	3.31	
161	K3a-K3b1+S1	33.2469	22.03	
164	K3a-K3b1+K2	51.1217	22.21	
167	K3a-K3b2+S1	81.2192	9.30	
170	K3a-K3b2+K2	92.8821	9.40	
179	K3b1-K3b2+S1	25.7043	13.21	
182	K3b1-K3b2+K2	37.264	13.99	
183	K3b1-K3b2+K3a	45.2784	13.86	

Tabella 22: Cinematismi tridimensionali identificati con il software B-Rock per il fronte N 125/89 SW.

POTENZIALI RIBALTAMENTI

L'analisi condotta per via grafica (basata esclusivamente sulle caratteristiche geometriche) mostra potenziali ribaltamenti relativi ai sistemi K3a, K3b1, 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)
K3a	1.30 m	38.2 m
K3b1	6.00 m	105.9 m

Tabella 23: Potenziali ribaltamenti identificati attraverso l'analisi grafica per il fronte N 125/89 SW.

6.2. STATO DI PROGETTO

6.2.1. SETTORE SETTENTRIONALE

6.2.1.1. FRONTE N045/89 SE

Si rimanda alle verifiche dedicate al fronte del settore settentrionale avente medesima orientazione.

6.2.1.2. FRONTE N135/89 SW

Si rimanda alle verifiche dedicate al fronte del settore settentrionale avente medesima orientazione.

6.2.1.3. FRONTE N125/89 NE

Si rimanda alle verifiche dedicate al fronte del settore meridionale avente orientazione N135/89 NE.

6.2.2. SETTORE MERIDIONALE

Visto che il settore meridionale non è interessato da interventi diversi da quelli precedentemente autorizzati si rimanda alle analisi relative al piano di coltivazione vigente.

7. ANALISI DEL CANTIERE IN SOTTERRANEO

Le analisi contenute all'interno del presente capitolo hanno riguardato i soli interventi previsti nel piano di coltivazione e differenti da quelli già autorizzati, ovvero la realizzazione del cantiere sotterraneo denominato "centrale" (CSC).

I cantieri sotterranei esistenti e/o previsti nel precedente piano di coltivazione (CSS e CSN) già autorizzati (CSS e CSN) non saranno infatti realizzati.

Il nuovo cantiere CSC sarà aperto nel settore settentrionale del cielo aperto al piede della tecchia N135/70 NE e prevede la realizzazione di due rami esplorativi a T in contemporanea ad un'uscita secondaria adiacente alla prima.

La galleria d'accesso principale sarà collocata sotto al saggio esistente, a q.1'186.0 m s.l.m., e si svilupperà per circa 25.0m in direzione 250/0 con luce libera di 8.0m, al fine di ridurre l'interferenza tenso/deformativa nell'ammasso roccioso. Il secondo ramo di direzione 340/0-180/0, avrà lunghezza 75.0m e luce libera costante a 10.0m. Ad Est del secondo ramo, a circa 18.0m da quello di accesso, sarà realizzato un ulteriore tracciamento in direzione 70/0 e dopo circa 12.0m un ulteriore ramo 160/0 verso l'esterno di circa

Gli scavi saranno aperti con altezza costante di circa 6.0m che andrà successivamente ad aumentare fino a 18.0m in conseguenza di un ribasso del calpestio di circa 3.0m ad avanzamento. L'intervento prevede l'isolamento di un pilastro P1 tra i due accessi avente dimensioni 12*18m.

Le analisi di stabilità condotte hanno interessato gli elementi di contorno alla camera ed ai tracciamenti di progetto e nel dettaglio hanno riguardato:

- la verifica della soletta di copertura minima in funzione delle sollecitazioni a cui è sottoposti in base alle NTC 18;
- la verifica analitica e deterministica del portale di accesso al cantiere;
- i potenziali cinematismi tridimensionali a cui le discontinuità presenti potrebbero dare origine lungo pareti e tetti;
- la verifica strutturale del pilastro P1;

Si ricorda che condizione necessaria affinché si producano potenziali cinematismi è che due o tre discontinuità delimitanti una porzione rocciosa intersechino almeno l'alzata oppure sia l'alzata che la calotta della camera di escavazione e che le forze resistenti (attrito e coesione) siano inferiori alle forze agenti (peso e sisma).

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, in assenza di ponti di roccia o con ponti di roccia insufficienti a resistere alle azioni in gioco;
- dimensioni volumetriche compatibili con le dimensioni dei fronti, dei piazzali e della stessa cava.

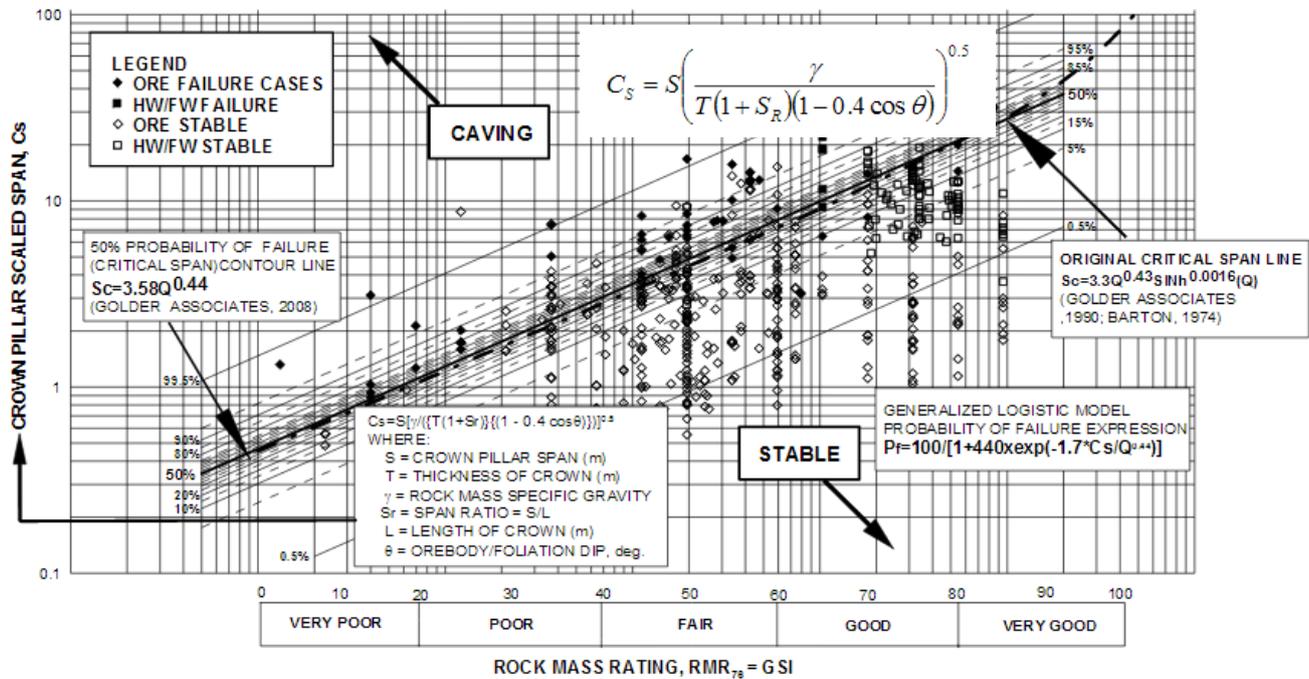
Una costante osservazione degli elementi di contorno delle camere di escavazione (pilastrini, calotte, piedritti e solette), da parte del personale, fa sì che vengano messi in luce potenziali situazioni a rischio, così da intervenire disaggiando o stabilizzando l'eventuale massa rocciosa.

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

7.1. VERIFICA PRELIMINARE DELLE SOLETTE 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):



Dove:

a favore della stabilità:

- T è lo spessore della calotta;
- θ l'eventuale inclinazione del piano di scistosità che nella zona risulta mediamente 55°;

a svantaggio della stabilità:

- S è la luce libera della calotta;
- S_R = S/L è il rapporto di estensione;
- L è la lunghezza totale del tracciamento;
- γ = 2.7 ton/mc è il peso specifico.

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

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

* Copia conforme all'originale * Parco Regionale Alpi Apuane, Prot. 0004504 del 18-10-2022 in arrivo Cat.3 Cla. 2

Dove Q è l'indice di qualità dello scavo (Norwegian Geotechnical Institute) la cui conversione nel bRMR di Bieniawski (1976) è approntata mediante la seguente formulazione: $RMR_{76} = 9 \ln(Q) + 44$

Successivamente attraverso il comando RICERCA OBIETTIVO approntato in un foglio di calcolo Excel è stato possibile definire lo spessore di calotta minimo necessario a garantire l'autoportanza dello scavo.

Di seguito si riportano le caratteristiche geometriche assunte le verifiche dei due accessi al cantiere sotterraneo (Tabella 24):

VERIFICA DELLA CALOTTA DI COPERTURA CSC COLUBRAIA FORMIGNACOLA		
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E PARAMETRICHE DI VERIFICA		ACCESSO SECONDARIO
PESO SPECIFICO AMMASSO ROCCIOSO	γ (ton/mc)	2.70
ALTEZZA SEZIONE	H (m)	18.00
LUCE LIBERA SEZIONE	S (m)	8.00
LUNGHEZZA TRACCIAMENTI	L (m)	10.00
SPESSORE COPERTURA=CALOTTA	T (m)	18.00
PIANO DI FOLIAZIONE MARMO	(°)	55.00

Tabella 24: Caratteristiche geometriche dello scavo e parametri dell'ammasso roccioso utilizzati nelle verifiche delle calotte di copertura.

Nonostante il piano di taglio verticale sia prossimo ai 90° , nelle successive verifiche si è scelto, a scopo cautelativo, di impiegare anzi il piano di foliazione dell'ammasso roccioso (marmo) che nel sito è stato rintracciato da campagne d'indagine, prossimo ai 55° .

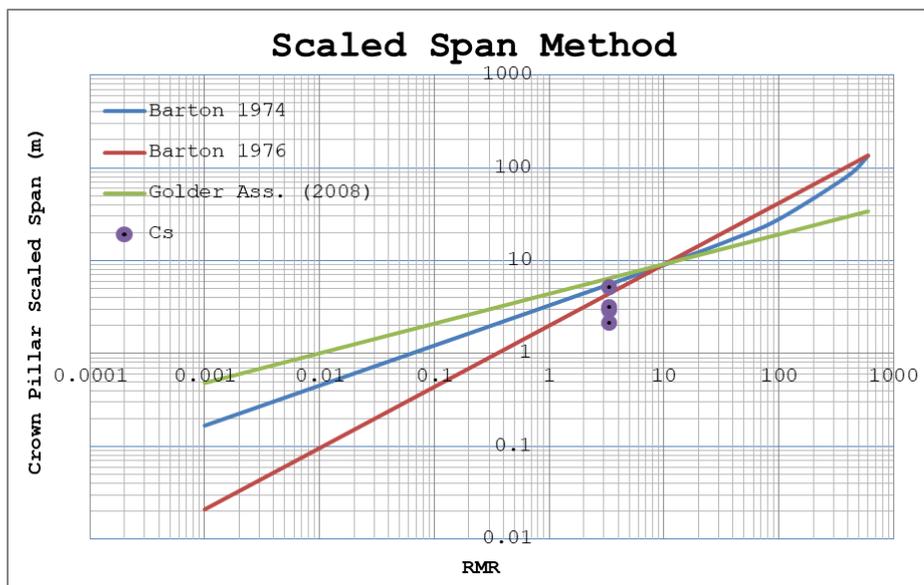


Figura 8: Scala bi-logaritmica dell'intervallo di variabilità del Crown Pillar Scaled Span (Cs) e confronto con i limiti di criticità (Barton 1974, 1976 e Golder Ass. 2008) per l'ingresso principale ed i tracciamenti.

Per la galleria di accesso principale Cs risulta variabile tra 2.19 e 5.19 m, per quello secondario CS risulta 3.61m, mentre per i tracciamenti esplorativi risulta compreso tra 2.11 e 3.17m.

Confrontando i risultati ottenuti con la classificazione geomeccanica del materiale (RMR=55) si nota che il range di variabilità dell'indice è sempre inferiore limite critico

determinato attraverso le metodologie di Barton (1974 e 1976) e della Golder Associates (2008) per i tracciamenti, mentre risulta superiore al limite di Barton 1976 per l'accesso in corrispondenza della soletta residuale compresa tra i due vuoti sotterranei, (Figura 8).

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

- per l'accesso principale $F_s=1.08-1.93$;
- per l'accesso secondario $F_s=2.54$;
- per i tracciamenti esplorativi $F_s=1.77-2.65$.

Approntando un foglio di calcolo elettronico ed utilizzando il comando "Ricerca Obiettivo" è possibile ricavare la copertura minima necessaria per ottenere un fattore di sicurezza unitario corrispondente al limite di stabilità.

Dall'elaborazione effettuata si ottiene uno spessore critico minimo di 6.4m, che comunque è inferiore alla soletta minima (6.8m) in corrispondenza del lato sud dell'accesso. Allo scopo di aumentarne le resistenze, anche alla luce della ridotta profondità della vecchia galleria (3.8m) si può intervenire consolidando la trave residua o abbattendola, con quest'ultima possibile da evitare in relazione al potenziale contrasto laterale offerto dalla stessa (effetto puntone).

In tali condizioni si ritiene che la geometria della copertura rocciosa prevista per i tracciamenti e l'accesso secondario sia idonea ad auto-portarsi. Mentre per la soletta dell'accesso principale è necessario intervenire abbattendo il residuo compreso tra i due vuoti sotterranei, o in alternativa consolidandolo dal punto di vista strutturale.

7.2. VERIFICA STRUTTURALE DELLA SOLETTA DELL'ACCESSO

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".

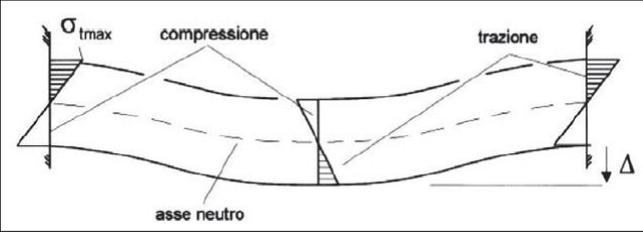
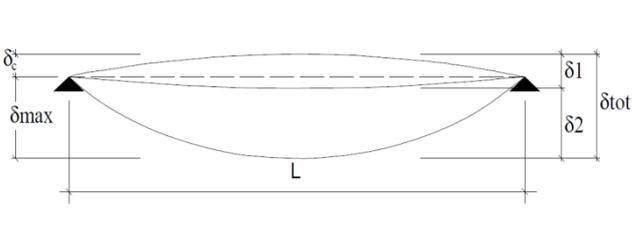
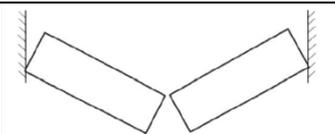
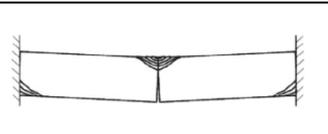
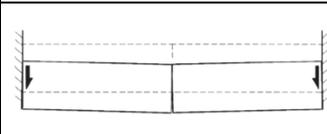
TRAZIONE	TAGLIO	DEFORMAZIONE
		
$\sigma_{t \max} = \frac{M}{Z_x} = \frac{\gamma h L^2}{2 h^2}$	$V = \frac{W}{2} = 0.5 \gamma h B L$	$\Delta = \frac{W \cdot L^3}{384 E_{rm} \cdot I_x} = \frac{\gamma \cdot L^4}{32 E_{rm} \cdot h^2}$
RESISTENZA A TRAZIONE	RESISTENZA TANGENZIALE	DEFORMAZIONE MASSIMA
$\sigma_{r,t}$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

Figura 9: Modello di comportamento di una trave elastica fissata alle estremità (modificato da Diederichs e Kaiser, 1999).

Dove:

- $M = \frac{WL}{12} = \frac{\gamma h B L^2}{12}$ momento flettente agente sulla trave;
- $W = \gamma V$ 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;
- E_{rm} modulo di elasticità dell'ammasso roccioso;
- c l'angolo d'attrito di picco dell'ammasso roccioso;
- T la componente ortogonale al piedritto.

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 massimo in mezzera, 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 mezzera. Le varie sollecitazioni e deformazioni sono state ricavate secondo le formule e gli schemi riportate sotto.

RIBALTAMENTO ORIZZONTALE	SCHIACCIAMENTO	TAGLIO	DEFORMAZIONI
			
MOMENTO FLETTENTE		TAGLIO	
$M_w = \frac{1}{8} \cdot \gamma \cdot h \cdot L^2$	$f_{max} = 0.25 \frac{\gamma L^2}{N Z}$ (N = 0.50)	$V = \frac{W}{2} = 0.5 \gamma h B L$	$\Delta = Z_0 - Z$
MOMENTO RESISTENTE	RESISTENZA A SCHIACCIAMENTO	RESISTENZA TANGENZIALE	DEFORMAZIONE LIMITE DI SNERVAMENTO
$M_R = \frac{1}{2} \cdot f_{max} \cdot N \cdot h \cdot Z$	$\frac{\sigma_c}{2} = \frac{UCS}{2}$	$R = T \tan \phi = 0.5 f_{max} N h \tan \phi$	$\Delta_{lim} = 0.1 h$
VERIFICHE DI SICUREZZA			
$FS_{buck} = \frac{M_R}{M_w}$	$FS_{crush} = \frac{UCS}{f_{max}}$	$FS_{\tau} = \frac{R}{V}$	$\Delta < \Delta_{lim}$

Dove: $f_{max} = 0.25 \frac{\gamma L^2}{N Z}$ è la tensione massima di compressione, per cui

$N = \frac{1}{(0.22 \frac{L}{h}) + 2.7}$ è la percentuale di spessore compresso;

$Z = Nh$ è lo spessore del lembo di compressione;

$Z_0 = h \left(1 - \frac{2}{3} N\right)$ è il braccio del momento prima dell'inflessione per cui N è assunto 0.75;

$Z = \sqrt{\frac{3}{8} L \left(\frac{8}{3L} Z_0^2 - \Delta l\right)}$ è il braccio del momento a seguito dell'accorciamento elastico, dove:

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

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

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

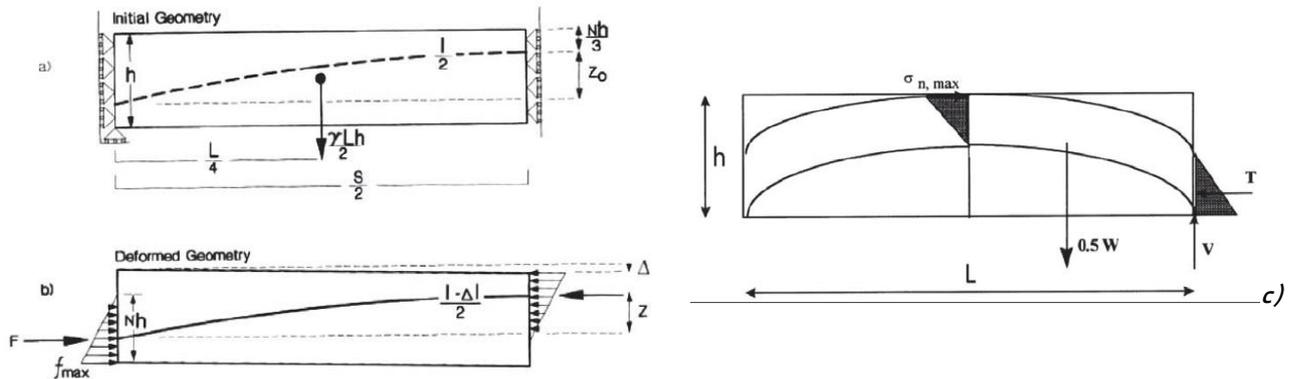


Figura 10: modello della trave a conchi iniziale (a) e deformata (b) e di roccia fratturata (c), secondo la trattazione di Diederichs e Kaiser (1999).

Dall'osservazione della tecchia soprastante il futuro accesso sotterraneo si evince che la soletta risulta tagliata trasversalmente da alcune discontinuità persistenti del secondo (K1b) che definiscono potenziali piani preferenziali di rottura con inclinazione prossima ai 70° e longitudinalmente da una discontinuità molto persistente K3a.

Allo scopo si è ipotizzato che la trave possa essere suddivisa in più parti secondo 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 trasversali allo scavo di carattere persistente può produrre fenomeni di ribaltamento o schiacciamento contrastabili solo 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 la struttura ad arco "fratturata" saranno affrontate le verifiche a ribaltamento, schiacciamento, all'azione tangenziale, ed alla deformazione per inflessione, attraverso le seguenti formule:

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.

Il portale del tracciamento è stata trattata alla stregua di un telaio bidimensionale dotato in sommità di una trave elastica orizzontale vincolata alle estremità attraverso puri incastri o appoggi, avente luce libera di circa 7.0 m, profondità di 1.10 m e spessore medio di 22.0 m; al fine di considerare la condizione peggiorativa, sono stati ipotizzati carichi verticali dovuti al peso proprio e ai carichi accidentali.

Attraverso la verifica semplificata basata sulla "teoria della trave elastica" proposta da Diederichs e Kaiser (1999), è stato possibile rintracciare momento flettente in mezzeria, tensione a trazione negli appoggi ed inflessione elastica massima. Per considerare l'effetto delle discontinuità subverticali (condizione peggiore), è stato ipotizzata l'esistenza di un arco parabolico in compressione all'interno del portale, considerandolo come una trave a conci separati che trasmette il carico sui piedritti infinitamente rigidi.

7.2.1. VERIFICHE STRUTTURALI ACCESSO PRINCIPALE

VERIFICA TRAVE ELASTICA CONTINUA E A CONCI ACCESSO SOTTERRANEO CAVA COLUBRAIA-FORMIGNACOLA					
CONDIZIONI DI COPERTURA MINIMA					
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE		CARICHI			
profondità (b)	12 m	permanenti	26.5	KN/mc	
altezza (h)	6 m	accidentale	2	KN/mq	
altezza trave (h)	6 m	carichi totali	34.95	KN/mc	
luce (L)	8 m	coeff. Permanenti	1.3		
Volume	576 mc	coeff. Accidentali	1.5		
CARATTERISTICHE MECCANICHE					
angolo attrito A.R.	52 °	Modulo Elastico	13335	MPa	
coesione A.R.	1.2 MPa	res. Complex	9.65	MPa	
angolo attrito fr.	30 °	res. Tang.	1.36	MPa	
coesione fr.	0 Kpa	res. trax	0.45	MPa	
SOLLECITAZIONI		G (KN)	Q acc (KN)	V (KN)	Mc (KNm)
		19'843.20	288.00	10'065.60	13'420.80
VERIFICA TRAVE ELASTICA CONTINUA	VERIFICA A TRAZIONE (SLU)				
	RESISTENZA	σ_{rx}	0.45	MPa	
	SOLLECITAZIONE	$\sigma_{tx \max}$	0.19	MPa	
	FATTORE DI SICUREZZA	Fstrax	2.41		
	VERIFICA A TAGLIO (SLU)				
	RESISTENZA	R	97.92	MN	
	SOLLECITAZIONE	V	10.07	MN	
	FATTORE DI SICUREZZA	Fstang	9.73		
	VERIFICA DEFORMAZIONE (SLE)				
	DEF. LIMITE	Δ_{lim}	20.00	mm	
DEFORMAZIONE	Δ	0.00	mm		
FATTORE DI SICUREZZA	FS Δ_{cont}	INDEF			
VERIFICA TRAVE ELASTICA A CONCI	VERIFICA A RIBALTAMENTO ORIZZONTALE (SLU) buckling				
	MOMENTO RESISTENTE	M_r	3.15	MPa	
	MOMENTO FLETTENTE	M_w	1.27	MPa	
	FATTORE DI SICUREZZA	Fsbuck	2.47		
	VERIFICA A SCHIACCIAMENTO (SLU) crushing/snap-through				
	rapporto span/spessore	L/h	1.33	assenza pot. rotture	
	RESISTENZA	σ_{crush}	9.65	MPa	
	SOLLECITAZIONE	f max	0.47	MPa	
	FATTORE DI SICUREZZA	Fscrush	20.71		
	VERIFICA A TAGLIO (SLU) slip				
	RESISTENZA	R	0.27	MN	
	SOLLECITAZIONE	V	0.64	MN	
	FATTORE DI SICUREZZA	FSm	0.42	-0.37	
	VERIFICA DEFORMAZIONE SNERVAMENTO (SLE)				
	DEF. LIMITE SNERVAMENTO	Δ_{lim}	600.00	mm	
DEFORMAZIONE	Δ	0.05	mm		
FATTORE DI SICUREZZA	FS Δ_{discr}	12'395.01			

Viste le condizioni in sito, le verifiche della soletta di accesso al cantiere sotterraneo dalla Cava Rocco vengono di seguito riportate ipotizzando che la trave abbia uno spessore di 5.0m e sia sormontata da una copertura non portante di 10.0m.

Dalle analisi si evince che la trave continua è verificata dal punto di vista strutturale, mentre la trave a conci non risulta verificata a slipping (scorrimento di taglio). Rimandando al successivo capitolo per la concreta possibilità che tali cinematismi si possano manifestare, a scopo cautelativo è stato dimensionato un sistema di consolidamento puntuale atto ad impedirne lo sviluppo

costituito di tiranti DYWIDAG 950/1050 nel portale dello scavo al fine di compensare il differenziale tra resistenze e sollecitazioni (0.37MN).

Allo scopo di ottenere FS=1.1 si ritiene necessaria l'installazione di 3 TIRANTI DYWIDAG 950/1050 Φ 32mm di lunghezza 6.0m, installati in posizione sub-orizzontale, sub-paralleli all'asse delle scavo su una fila in mezzzeria della trave compresa tra i due scavi.

7.2.1.1. VERIFICA STRUTTURALE DELLA SOLETTA DELL'ACCESSO SECONDARIO

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

Dall'osservazione della tecchia soprastante il futuro accesso secondario si evince che la soletta risulta attraversata da discontinuità persistenti del secondo (K1b) ad elevata acclività ($\geq 70^\circ$) e franappoggio, già oggetto di precedenti interventi di consolidamento e trasversalmente da discontinuità molto persistente K3a inclinate circa 50° .

Il portale del tracciamento è stata trattata alla stregua di un telaio bidimensionale dotato in sommità di una trave elastica orizzontale vincolata alle estremità attraverso puri incastri o appoggi, avente luce libera di circa 8.0 m e spessore medio di 18.0 m; al fine di considerare la condizione peggiorativa, sono stati ipotizzati carichi verticali dovuti al peso proprio e ai carichi accidentali. La profondità, per la trattazione effettuata, risulta trascurabile.

Attraverso la verifica semplificata basata sulla "teoria della trave elastica" proposta da Diederichs e Kaiser (1999), è stato possibile rintracciare momento flettente in mezzeria, tensione a trazione negli appoggi ed inflessione elastica massima.

Seppur inverosimile, per considerare l'effetto delle discontinuità subverticali (condizione peggiore), è stato ipotizzata l'esistenza di un arco parabolico in compressione all'interno del portale, considerandolo come una trave a conci separati che trasmette il carico sui piedritti infinitamente rigidi.

7.2.2. VERIFICA DETERMINISTICA DEL PORTALE DI ACCESSO PRINCIPALE

Poiché al momento il portale di accesso risulta ancora da scoprire, essendo ancora presente il gradone di q.1'187.4m e 1186.6m s.l.m., la valutazione specifica del portale, in senso stretto, viene posticipata a quando sarà possibile eseguire analisi di dettaglio.

L'apertura della galleria sarà comunque subordinata ad uno studio specifico del portale da sottoporre a valutazione presso l'AUSL competente.

L'osservazione del fronte soprastante la soletta ha evidenziato la presenza di discontinuità la cui combinazione con il fronte ed il tetto della vecchia galleria isola elementi potenzialmente instabili.

In passato l'intera tecchia è già stata oggetto di consolidamenti puntuali al fine di stabilizzare l'intero elemento isolato dalla discontinuità K3a; che nonostante abbia spessori minimi e stimati tra 0.5 e 2.4m si sviluppa su quasi tutta la superficie della tecchia. Al fine di integrare gli interventi pregressi sono stati definiti alcuni sotto-elementi che vanno ad interessare l'attuale saggio sotterraneo ed il portale di accesso.

In particolare, in funzione delle condizioni geostrutturali si è scelto di considerare insieme alla frattura principale K3a (in azzurro) sia le discontinuità K1b (in arancio), che la scistosità S1 (in verde tratteggiato).

Sopra al portale infatti, la sola combinazione delle discontinuità K3a-2*K1b-fronti isola elementi colonnari in condizioni di potenziale incastro per forma e confinamento laterale e che potrebbero essere soggetti a cinematismi per allentamento e rottura progressiva lungo piani preferenziali di debolezza rappresentati per l'appunto dalle macchie lente presenti.

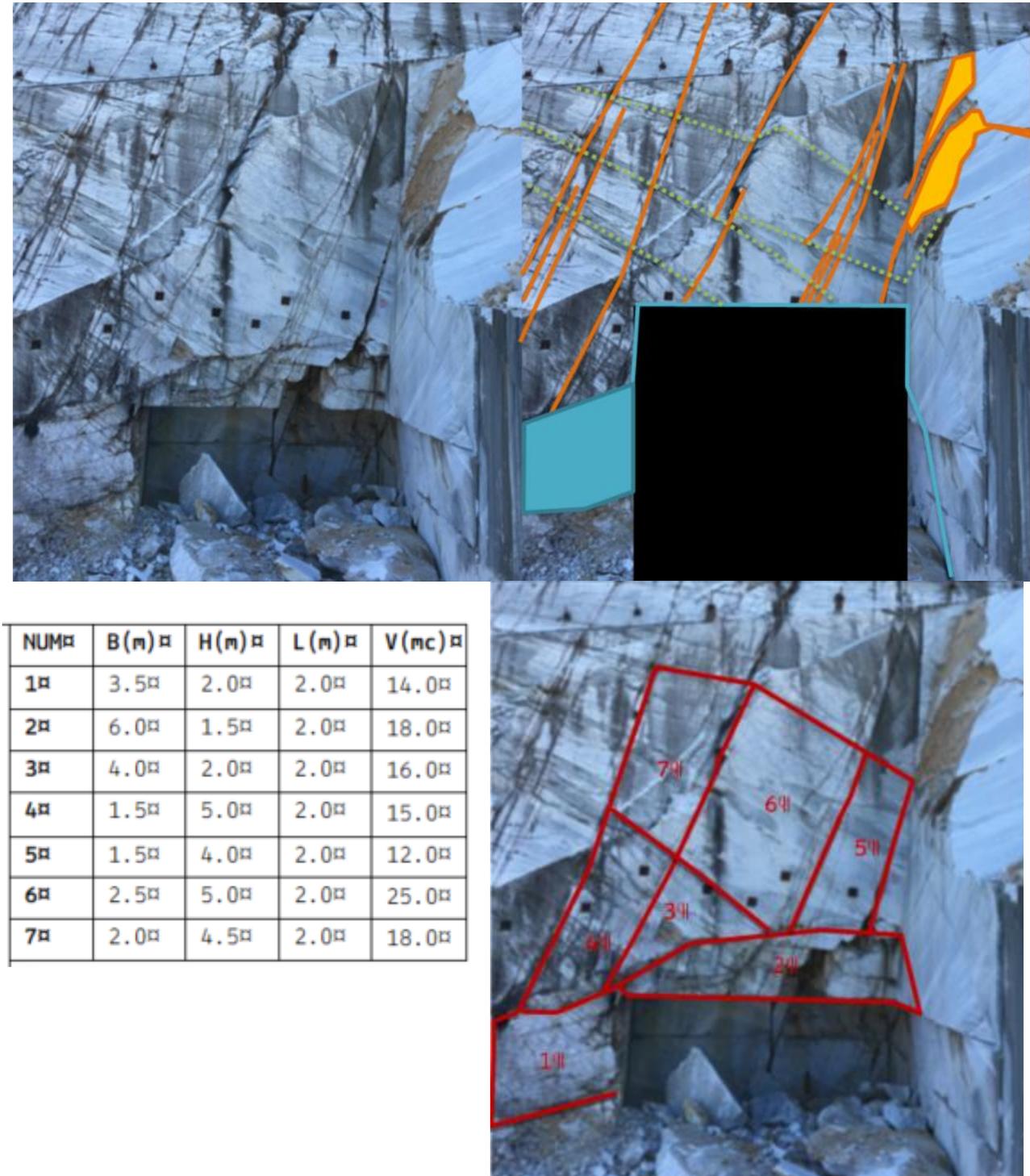


Figura 11: ripresa della zona soprastante l'ubicazione dell'accesso sotterraneo con indicate le principali discontinuità S1 (verde tratteggiato), K1b (in arancio) e K3a (in blu), definizione dei sotto-elementi che interessano il fronte.

Tabella 25: definizione delle caratteristiche geometriche dei sotto-elementi

* Copia conforme all'originale * Parco Regionale Alpi Apuane, Prot. 0004504 del 18-10-2022 in arrivo Cat.3 Cla. 2

7.2.3. ELEMENTI 1 - 4

Gli elementi 1-4, di circa 30.0mc si colloca nella spalla sinistra dell'accesso al cantiere sotterraneo ed è compreso all'interno della fascia cataclastica delimitata tra le discontinuità K3a.

VERIFICA DI STABILITA'PRELIMINARE A2+M2+R2				ELEMENTI 1-4			
SUPERFICIE DISCONTINUITA' (mq)	S	7.00	SLU	SLV (parametri minimi intervallo)			
CARICO NORMALE (MN)	Wn,d	0.51		Comb (++)	Comb (-+)	Comb (+-)	Comb (--)
CARICO TANGENZIALE (MN)		Ed,sc	0.61	0.62	0.65	0.57	0.60
RESISTENZA TANGENZIALE DISCONTINUITA' (MN)		Rd,sc	0.44	0.47	0.43	0.45	0.42
RESISTENZA TANGENZIALE AMMASSO ROCCIOSO (MN)		Rd,tau	0.00				
FATTORE DI SICUREZZA		FS	0.66	0.68	0.60	0.73	0.64

In tali condizioni, la verifica di stabilità preliminare riconosce un fattore di sicurezza minimo $FS_{min}=0.60$, pertanto l'elemento NON è verificato e risulta necessario l'ausilio di un sistema di consolidamento da eseguirsi con 2 tiranti DYWIDAG 950/1050 N/mm² Φ 26.5mm, da installare con inclinazione sub-orizzontale.

L'elevata fratturazione della spalla impone tuttavia di scegliere un intervento corticale esteso sia sulla faccia esterna che sulla parete interna fino al termine della discontinuità K3a. Ipotizzando un volume movimentabile massimo di 2.0mc (5.4KN).

DIMENSIONAMENTO CONSOLIDAMENTO CORTICALE			ELEMENTO 1-4			
	peso massimo elemento (KN)	P	5.40	SLU	SLV	
	carico totale (KN)	P tot	81.62		Comb (+)	Comb (-)
VERIFICA ANCORAGGI	CARICO SU ANCORAGGIO (KN)		Ed,sc	26.53	28.38	24.67
	RESISTENZA ANCORAGGIO (KN)		Rd,sc	179.85		
	DIAMETRO NOMINALE BARRA (mm)		ϕ_{nom}	15.00		
	NUMERO CONSOLIDAMENTI		N chiodi	4		
	FATTORE DI SICUREZZA		Fsa	6.78	6.34	7.29
	LUNGHEZZA MINIMA INFISSIONE (m)		L min	0.33		
	LUNGHEZZA TOTALE ANCORAGGIO (m)		L tot	2.33		
VERIFICA RETE	RESISTENZA LIMITE FILO (KN/mm ²)		σ_{max}	0.28		
	DIAMETRO NOMINALE FILO (mm)		ϕ_{nom}	2.00		
	NUMERO FILI RETE		N fili	10		
	AZIONE DI PROGETTO		$\sigma_{d,fl}$	0.10	0.11	0.10
	FATTORE DI SICUREZZA		FSr	2.68	2.43	2.78
VERIFICA FUNE	NUMERO MINIMO FILI RETE		N fili min	4		
	RESISTENZA A TRAZIONE DI CALCOLO (KN)		Ff,d	79.35		
	DIAMETRO COMMERCIALE FUNE ACCIAIO (mm)		ϕ_f	10.00		
	CARICHI DI PROGETTO (KN)		Fd	53.05	44.52	37.10
	FATTORE DI SICUREZZA		FSf	1.50	1.78	2.14
DIAMETRO MINIMO FUNE ACCIAIO (mm)		$\phi_f min$	6.69			

Le resistenze tangenziale ed a snervamento (180KN) risultano superiori ai carichi indotti di progetto su ciascun tirante (28KN), dal momento che si prevede di installare almeno 4 tiranti perimetrali aventi lunghezza di infissaggio minima 0.33 m; tuttavia per superare eventuali discontinuità è stata adottata una lunghezza complessiva del singolo ancoraggio di almeno 3.00 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 8 fili verticali collaboranti

la rete sarebbe verificata. La verifica della fune è stata effettuata nelle condizioni di crollo simultaneo dell'intera porzione rocciosa, equivalente ad un carico massimo di 37KN.

Il consolidamento corticale realizzato con una fascia di lunghezza 4m e 8m di altezza di rete avente maglia 100*80 mm e fili 2.00 mm, sorretta da funi Φ 10.00 mm 1770 N/mmq ed ancorate mediante 4 tiranti Φ 26.5 mm 900/1100 N/mmq risulta VERIFICATO

7.2.4. ELEMENTO 5

L'elemento 5, di circa 12.0mc si colloca nella parte settentrionale del portale ed è compreso tra due discontinuità K1b (70°) e la frattura K3a. Con l'apertura della galleria la parte inferiore, al fine di aumentarne l'altezza, sarà rimossa, riducendone il volume.

VERIFICA DI STABILITA'PRELIMINARE A2+M2+R2				ELEMENTO 5			
SUPERFICIE DISCONTINUITA' (mq)	S	3.00	SLU	SLV (parametri minimi intervallo)			
CARICO NORMALE (MN)	Wn,d	0.11		Comb (++)	Comb (-+)	Comb (+-)	Comb (--)
CARICO TANGENZIALE (MN)		Ed,sc	0.30	0.30	0.32	0.28	0.30
RESISTENZA TANGENZIALE DISCONTINUITA' (MN)		Rd,sc	0.15	0.16	0.15	0.16	0.15
RESISTENZA TANGENZIALE AMMASSO ROCCIOSO (MN)		Rd,tau	0.00				
FATTORE DI SICUREZZA		FS	0.47	0.49	0.43	0.51	0.45

La verifica di stabilità preliminare riconosce un fattore di sicurezza minimo FSmin=0.43, pertanto l'elemento NON è verificato.

VERIFICA DI STABILITA' E DIMENSIONAMENTO CONSOLIDAMENTO				ELEMENTO 5			
SUPERFICIE DISCONTINUITA' (mq)	S	3.00	SLU	SLV (parametri minimi intervallo)			
CARICO NORMALE (MN)	Wn,d	0.11		Comb (++)	Comb (-+)	Comb (+-)	Comb (--)
CARICO TANGENZIALE (MN)		Ed,sc	0.39	0.38	0.41	0.37	0.39
RESISTENZA TANGENZIALE DISCONTINUITA' (MN)		Rd,sc	0.15	0.16	0.15	0.16	0.15
FATTORE DI SICUREZZA		FS	0.40	0.42	0.36	0.43	0.38
AZIONE RESIDUA (MN)		Ed,sc,res	0.23	0.22	0.26	0.21	0.24
INCLINAZIONE ANCORAGGI (° RIF ORIZZONTALE)		α	0.00				
AZIONE RESIDUA TANGENZIALE ALL'ANCORAGGIO (MN)		Ed,sc,t	0.22	0.21	0.25	0.20	0.23
AZIONE RESIDUA NORMALE ALL'ANCORAGGIO (MN)		Ed,sc,n	0.08	0.08	0.09	0.07	0.08
NUMERO ANCORAGGI		n	1.00				
LUNGHEZZA D'INFISSIONE (m)		L	1.00				
RESISTENZA TANGENZIALE ANCORAGGI (MN)		nTd	0.28				
RESISTENZA A SFILAMENTO (MN)		Rsfil	0.23				
FATTORE DI SICUREZZA A TAGLIO		FS tg	1.15	1.18	1.08	1.24	1.13
FATTORE DI SICUREZZA A SFILAMENTO		FS sfil	2.15	2.18	2.02	2.29	2.11

Il conseguente dimensionamento strutturale del consolidamento ha evidenziato la necessità di installare **1 tirante DYWIDAG 950/1050 N/mm² Φ 32mm**, di lunghezza utile **1.0m**, da installare con inclinazione sub-orizzontale.

7.2.5. ELEMENTO 6

L'elemento 6, di circa 25.0mc si colloca nella parte centrale del portale ed è compreso tra due discontinuità K1b (70°) e la frattura K3a. Con l'apertura della galleria la parte inferiore, al fine di aumentarne l'altezza, sarà rimossa, riducendone il volume.

VERIFICA DI STABILITA'PRELIMINARE A2+M2+R2				ELEMENTO 6			
SUPERFICIE DISCONTINUITA' (mq)	S	5.00	SLU	SLV (parametri minimi intervallo)			
CARICO NORMALE (MN)	Wn,d	0.23		Comb (++)	Comb (-+)	Comb (+-)	Comb (--)
CARICO TANGENZIALE (MN)		Ed,sc	0.62	0.62	0.66	0.59	0.63
RESISTENZA TANGENZIALE DISCONTINUITA' (MN)		Rd,sc	0.29	0.30	0.28	0.30	0.28
RESISTENZA TANGENZIALE AMMASSO ROCCIOSO (MN)		Rd,tau	0.00				
FATTORE DI SICUREZZA		FS	0.42	0.45	0.39	0.46	0.40

La verifica di stabilità preliminare riconosce un fattore di sicurezza minimo FSmin=0.39, pertanto l'elemento NON è verificato.

VERIFICA DI STABILITA' E DIMENSIONAMENTO CONSOLIDAMENTO				ELEMENTO 6			
SUPERFICIE DISCONTINUITA' (mq)	S	5.00	SLU	SLV (parametri minimi intervallo)			
CARICO NORMALE (MN)	Wn,d	0.23		Comb (++)	Comb (-+)	Comb (+-)	Comb (--)
CARICO TANGENZIALE (MN)		Ed,sc	0.81	0.80	0.86	0.76	0.82
RESISTENZA TANGENZIALE DISCONTINUITA' (MN)		Rd,sc	0.29	0.30	0.28	0.30	0.28
FATTORE DI SICUREZZA		FS	0.36	0.38	0.33	0.39	0.34
AZIONE RESIDUA (MN)		Ed,sc,res	0.52	0.50	0.57	0.46	0.54
INCLINAZIONE ANCORAGGI (° RIF ORIZZONTALE)		α	0.00				
AZIONE RESIDUA TANGENZIALE ALL'ANCORAGGIO (MN)		Ed,sc,t	0.49	0.47	0.54	0.44	0.51
AZIONE RESIDUA NORMALE ALL'ANCORAGGIO (MN)		Ed,sc,n	0.18	0.17	0.20	0.16	0.18
NUMERO ANCORAGGI		n	2.00				
LUNGHEZZA D'INFISSIONE (m)		L	1.00				
RESISTENZA TANGENZIALE ANCORAGGI (MN)		nTd	0.70				
RESISTENZA A SFILAMENTO (MN)		Rsfil	0.47				
FATTORE DI SICUREZZA A TAGLIO		FS tg	1.28	1.31	1.20	1.37	1.25
FATTORE DI SICUREZZA A SFILAMENTO		FS sfil	2.04	2.07	1.92	2.17	2.01

Il conseguente dimensionamento strutturale del consolidamento ha evidenziato la necessità di installare **2 tiranti DYWIDAG 950/1050 N/mm² Φ 32mm**, di lunghezza utile **1.0m**, da installare con inclinazione sub-orizzontale.

7.2.6. ELEMENTO 2, 3, 7

Gli elementi 2, 3 e 7 hanno volume compreso tra 16.0-18.0mc e sono compresi tra due discontinuità K1b (70°) e la scistosità S1.

La geometria di contorno ne impedisce di fatto il potenziale cinematismo, tuttavia risulta comunque importante un suo consolidamento, al fine di non andare a sollecitare gli elementi sottostanti.

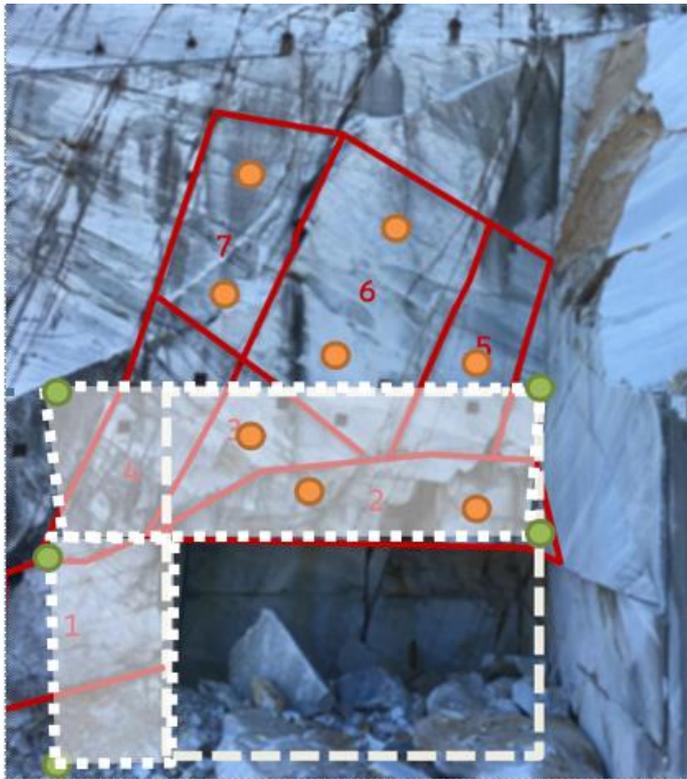
VERIFICA DI STABILITA'PRELIMINARE A2+M2+R2				ELEMENTO 7			
SUPERFICIE DISCONTINUITA' (mq)	S	4.00	SLU	SLV (parametri minimi intervallo)			
CARICO NORMALE (MN)	Wn,d	0.16		Comb (++)	Comb (-+)	Comb (+-)	Comb (--)
CARICO TANGENZIALE (MN)		Ed,sc	0.45	0.44	0.47	0.42	0.45
RESISTENZA TANGENZIALE DISCONTINUITA' (MN)		Rd,sc	0.18	0.18	0.17	0.18	0.17
RESISTENZA TANGENZIALE AMMASSO ROCCIOSO (MN)		Rd,tau	0.00				
FATTORE DI SICUREZZA		FS	0.36	0.38	0.33	0.39	0.34

La verifica di stabilità preliminare riconosce un fattore di sicurezza minimo FSmin=0.33, pertanto l'elemento NON è verificato.

VERIFICA DI STABILITA' E DIMENSIONAMENTO CONSOLIDAMENTO				ELEMENTO 7			
SUPERFICIE DISCONTINUITA' (mq)	S	4.00	SLU	SLV (parametri minimi intervallo)			
CARICO NORMALE (MN)	Wn,d	0.16		Comb (++)	Comb (-+)	Comb (+-)	Comb (--)
CARICO TANGENZIALE (MN)		Ed,sc	0.58	0.58	0.62	0.55	0.59
RESISTENZA TANGENZIALE DISCONTINUITA' (MN)		Rd,sc	0.18	0.18	0.17	0.18	0.17
FATTORE DI SICUREZZA		FS	0.30	0.32	0.28	0.33	0.29
AZIONE RESIDUA (MN)		Ed,sc,res	0.41	0.39	0.44	0.37	0.42
INCLINAZIONE ANCORAGGI (° RIF ORIZZONTALE)	α		0.00				
AZIONE RESIDUA TANGENZIALE ALL'ANCORAGGIO (MN)		Ed,sc,t	0.38	0.37	0.42	0.35	0.39
AZIONE RESIDUA NORMALE ALL'ANCORAGGIO (MN)		Ed,sc,n	0.14	0.13	0.15	0.13	0.14
NUMERO ANCORAGGI	n		2.00				
LUNGHEZZA D'INFISSIONE (m)	L		1.00				
RESISTENZA TANGENZIALE ANCORAGGI (MN)		nTd	0.55				
RESISTENZA A SFILAMENTO (MN)		Rsfil	0.47				
FATTORE DI SICUREZZA A TAGLIO		FS tg	1.31	1.34	1.24	1.40	1.29
FATTORE DI SICUREZZA A SFILAMENTO		FS sfil	2.64	2.68	2.49	2.81	2.60

Il conseguente dimensionamento strutturale del consolidamento ha evidenziato la necessità di installare **2 tiranti DYWIDAG 950/1050 N/mm2 Φ 32mm**, di lunghezza utile **1.0m**, da installare con inclinazione sub-orizzontale su ciascun elemento.

7.2.7. SCHEMA D'INSTALLAZIONE



Di seguito si riporta in modo schematico l'ubicazione e le caratteristiche dei sistemi di consolidamento previsti per il portale di accesso al cantiere sotterraneo.

In funzione della lunghezza utile definita in precedenza e della proiezione delle scistosità all'interno dell'ammasso roccioso i tiranti Φ 32mm dovranno avere una lunghezza di 6.0m, mentre i chiodi di fissaggio della rete, Φ 26.5mm avranno una lunghezza di 3.0m.

Figura 12: Schema d'installazione dei consolidamenti puntuali DIWIDAG Φ 32mm da 6.0m (ARANCIO) e 26.5mm da 3.0m (VERDE) e del consolidamento corticale (in bianco).

In relazione alle valutazioni eseguiti ed alle condizioni del fronte si ritiene necessario estendere il presente consolidamento a tutto il fronte settentrionale soprastante il futuro portale nella misura di 3 tiranti Φ 32mm ogni 2 metri da ubicare su tre sfalsati su tre file.

* Copia conforme all'originale * Parco Regionale Alpi Apuane, Prot. 0004504 del 18-10-2022 in arrivo Cat.3 Cla. 2

7.2.8. VERIFICHE STRUTTURALI ACCESSO SECONDARIO

VERIFICA TRAVE ELASTICA CONTINUA E A CONCI ACCESSO CANTIERE SOTTERRANEO CAVA COLUBRAIA FORMIGNACOLA									
ACCESSO SECONDARIO									
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE		CARICHI				CARATTERISTICHE MECCANICHE			
profondità (b)	9.00 m	permanententi	26.50 KN/mc	angolo attrito A.R.	n.d. °	Modulo Elastico	13335 MPa		
altezza (h)	18.00 m	accidentale	2.00 KN/mq	coesione A.R.	120 MPa	res. Complex	9.65 MPa		
altezza trave (h)	9.00 m	carichi totali	34.78 KN/mc	angolo attrito fr.	30 °	res. Tang.	1.36 MPa		
luce (L)	8.00 m	coeff. Permanententi	1.30	coesione fr.	0 Kpa	res. trax	0.45 MPa		
Volume	1944.00 mc	coeff. Accidentali	1.50	inclinazione fr.	55 °	stratificazione	45 °		
SOLLECITAZIONI		G (MN)	Q acc (MN)	V (MN)	Mc (MNm)	VERIFICA A RIBALTAMENTO ORIZZONTALE (SLU) buckling			
		66.97	0.22	33.59	44.79	MOMENTO RESISTENTE	M _r	3.32 MPa	
VERIFICA TRAVE ELASTICA CONTINUA	VERIFICA A TRAZIONE (SLU)					MOMENTO FLETTENTE	M _w	1.22 MPa	
	RESISTENZA	σ _{r,tx}	0.45 MPa			FATTORE DI SICUREZZA	F _s buck	2.72	
	SOLLECITAZIONE	σ _{tx max}	0.37 MPa			VERIFICA A SCHIACCIAMENTO (SLU) crushing/snap-through			
	FATTORE DI SICUREZZA	F _s trax	1.21			rapporto span/spessore	L/h	0.89	NO POT ROTTURA
	VERIFICA A TAGLIO (SLU)					RESISTENZA	σ _{crush}	9.65 MPa	
	RESISTENZA	R	36.72 MN			SOLLECITAZIONE	f _{max}	0.22 MPa	
	SOLLECITAZIONE	V	3.73 MN			FATTORE DI SICUREZZA	F _s crush	44.14	
	FATTORE DI SICUREZZA	F _s tang	9.84			VERIFICA A TAGLIO (SLU) slip			
	VERIFICA DEFORMAZIONE (SLE)					RESISTENZA	R	0.52 MN	
	DEF. LIMITE	Δ _{lim}	20.00 mm			SOLLECITAZIONE	V	2.18 MN	
	DEFORMAZIONE	Δ	0.01 mm			FATTORE DI SICUREZZA	F _S m	0.24	-1.66
	FATTORE DI SICUREZZA	F _S Δcont	3.18E+03			VERIFICA DEFORMAZIONE SNERVAMENTO (SLE)			
						DEF. LIMITE SNERVAMENTO	Δ _{lim}	9.E+02 mm	
						DEFORMAZIONE	Δ	0.02 mm	
					FATTORE DI SICUREZZA	F _S Δdiscr	4.43E+04		

Dalle analisi si evince che la trave continua è verificata dal punto di vista strutturale, mentre la trave a conci non risulta verificata a slipping (scorrimento di taglio) nell'ipotesi inverosimile di fratturazione in corrispondenza degli appoggi. Nonostante tali cinematismi, per le condizioni geostrutturali proprie del fronte non si possano manifestare, a scopo cautelativo è stato dimensionato un sistema di consolidamento puntuale. Al fine di ottenere **FS=1.1** si ritiene necessaria l'installazione di **8 TIRANTI DYWIDAG 950/1050 Φ32mm** di lunghezza **6.0m**, installati in posizione **sub-orizzontale, sub-paralleli all'asse delle scavo su due file**.

7.2.8.1. VERIFICA DETERMINISTICA DELLA SOLETTA DELL'ACCESSO SECONDARIO

Dal punto di vista deterministico il fronte di collocazione dell'accesso secondario si presenta nella parte orientale interessato da una discontinuità molto persistente ascrivibile al sistema K3 (020-050/35-48) dalla quale si è generata una fascia cataclastica avente estensione metrica.

In generale la struttura è attraversata da discontinuità ascrivibili a:

- sistema K1 sub-verticali e sub-persistenti a partire dalla parte orientale sotto l'area cataclastica soggette a potenziale ribaltamento/scivolamento;
- alla famiglia S1 del verso di macchia e macchie lente a trasversopoggio;

- al sistema K2 franappoggio/trasverspoggio ;
- sistema K3 a trasverspoggio con direzione W-E.

7.2.8.1.1. ELEMENTI ISOLATI (A, B, c)

Di seguito si riportano le dimensioni di calcolo riferite all'elemento più grande per ciascuna categoria

ELEMENTI	B	H	L	coeff	V	P
	m	m	m		mc	MN
A	2.0	2.0	0.5	1	2.0	0.053
B	5.0	3.0	1.0	1	15.0	0.3975
C	2.0	2.5	1.0	1	5.0	0.1325

Per le verifiche preliminari è stata considerata una superficie di scivolamento media di 75°, ed i parametri di resistenza minimi tra i sistemi di discontinuità (c =1 KN, Φ=34°).

ELEMENTO	P(A2)	VERIFICA PRELIMINARE A2+M2+R2			
	MN	S (MN)	R (MN)	FS SLU	FS SLV
A	0.05	0.05	0.01	0.24	0.21
B	0.40	0.38	0.08	0.20	0.18
C	0.13	0.13	0.03	0.20	0.18

La combinazione delle discontinuità rintracciate genera una serie di elementi che risultano in generale isolati posteriormente da fratture ascrivibili al sistema K1 e prevalentemente in appoggio su discontinuità K2/K3, ovvero stabili per incastro geometrico.

Nel settore superiore tuttavia alcune discontinuità K1 sono state "sgambate" e pertanto si trovano a potenziale scivolamento planare o composto (in rosso).

Dalle verifiche preliminari risulta che tutti gli elementi non sono verificati a potenziale cinematiso con FS = 0.18÷0.24.

Per la verifica dei consolidamenti si è ipotizzato di installarli sub-orizzontali.

I risultati sono elencati nella seguente tabella.

ELEMENTI	INTERVENTO CONSOLIDAMENTO						VERIFICA TG		VERIFICA SFIL	
	n.chiodi	Φ mm	L (m)	incl(°)	Rtg (MN)	Rsfil(MN)	FS SLU	FS SLV	FS SLU	FS SLV
A	1	26.5	2.00	0.00	0.19	0.10	3.18	3.01	6.14	5.82
B	2	32.5	3.00	0.00	0.43	0.15	1.37	1.30	5.59	5.31
C	1	26.5	2.00	0.00	0.19	0.10	1.37	1.29	5.59	5.31

* Copia conforme all'originale * Parco Regionale Alpi Apuane, Prot. 0004504 del 18-10-2022 in arrivo Cat.3 Cla. 2

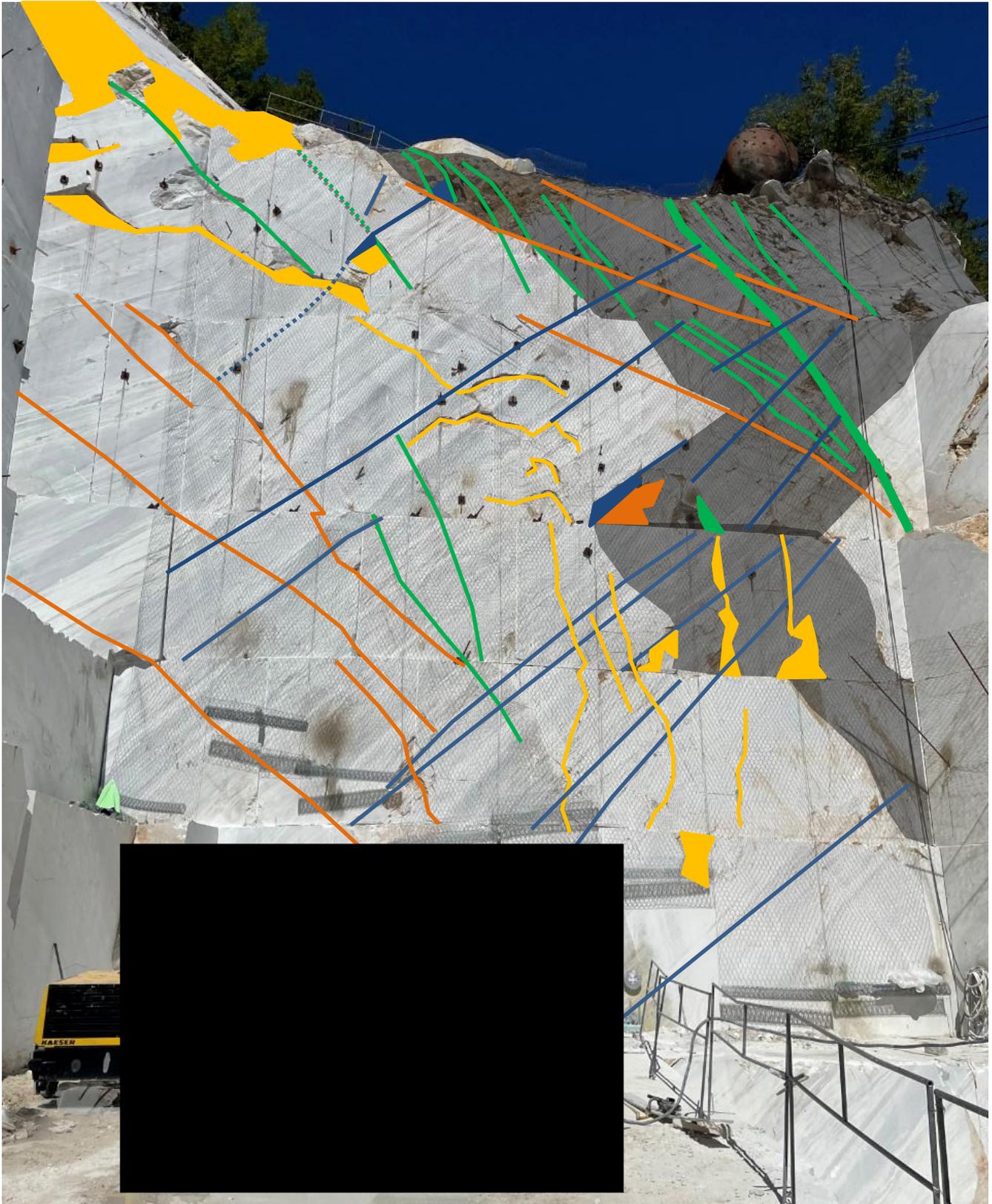


Figura 13: Fotorestituzione della tecchia esposta a SW con indicate le principali discontinuità rintracciate nel settore centrale e la posizione dell'accesso secondario:

- K1 = GIALLO
- S1 = BLU
- K2 = ARANCIO
- K3 = VERDE



Figura 14: Fotorestituzione della tecchia esposta a SW con indicati i principali elementi isolati dalle discontinuità rintracciate e la posizione dell'accesso secondario.

* Copia conforme all'originale * Parco Regionale Alpi Apuane, Prot. 0004504 del 18-10-2022 in arrivo Cat.3 Cla. 2

7.2.8.1.2. AREA CATACLASTICA (F)

Nell'area cataclastica F corrisponde alla parte orientale della tecchia si prevede l'installazione di una rete per un'estensione di circa 9.0*12.0 me valutando, in base all'osservazione del sito elementi movimentabili massimi di 0.5mc ed un volume totale potenzialmente instabile di 54mc.

DIMENSIONAMENTO CONSOLIDAMENTO CORTICALE			SETTORE F TECCHIA ESP SW		
	peso massimo elemento (KN)	P	5.40	SLV	
	carico totale (KN)	P tot	143.10	Comb (+)	Comb (-)
VERIFICA ANCORAGGI	CARICO SU ANCORAGGIO (KN)	Ed,sc	15.50	16.59	14.42
	RESISTENZA ANCORAGGIO (KN)	Rd,sc	102.44		
	DIAMETRO NOMINALE BARRA (mm)	ϕ_{nom}	20.00		
	NUMERO CONSOLIDAMENTI	N chiodi	12		
	FATTORE DI SICUREZZA	Fsa	6.61	6.18	7.11
	LUNGHEZZA MINIMA INFISSIONE (m)	L min	0.19		
	LUNGHEZZA TOTALE ANCORAGGIO (m)	L tot	1.00		
VERIFICA RETE	RESISTENZA LIMITE FILO (KN/mm ²)	σ_{max}	1.28		
	DIAMETRO NOMINALE FILO (mm)	ϕ_{nom}	2.00		
	NUMERO FILI RETE	N fili	15		
	AZIONE DI PROGETTO	$\sigma_{d,fl}$	0.09	0.10	0.10
	FATTORE DI SICUREZZA	FSr	13.59	13.11	13.14
	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)	ϕ_f	10.00		
	NUMERO DI FUNI DI ACCIAIO	N	3.00		
	CARICHI DI PROGETTO (KN)	Fd	62.01	52.04	43.36
	FATTORE DI SICUREZZA	FSf	1.28	1.52	1.83
	DIAMETRO MINIMO FUNE ACCIAIO (mm)	$\phi_f min$	7.82		

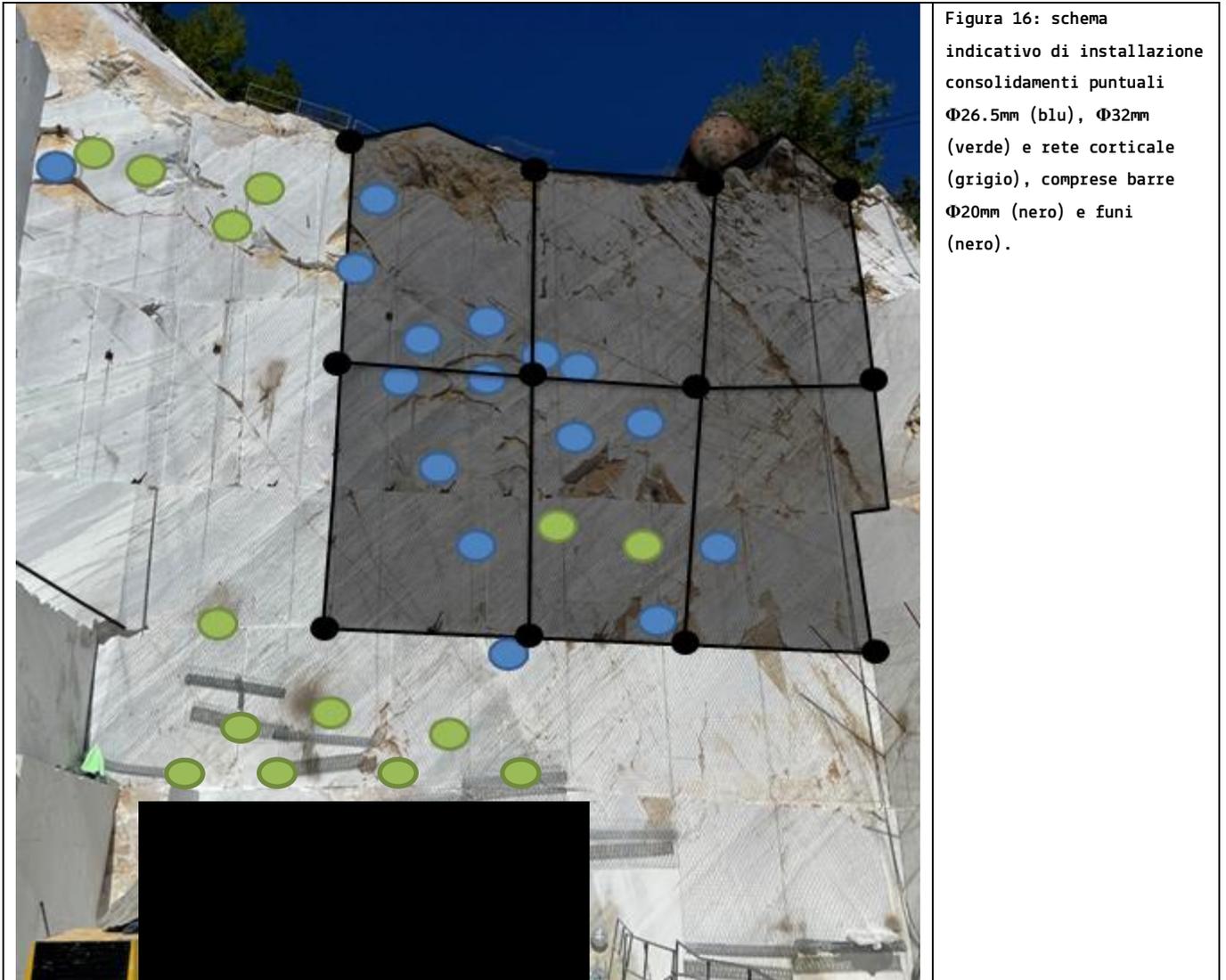
Figura 15: Dimensionamento del consolidamento corticale nel settore F.

Ipotizzando l'installazione di chiodi DYWIDAG 900/1100 Φ 20mm le resistenze tangenziale (102KN) risultano superiori ai carichi indotti di progetto su ciascun tirante (17KN), dal momento che si prevede di installare almeno 12 tiranti perimetrali aventi lunghezza di infissaggio minima 1.00 m. La rete è idonea a sorreggere il crollo di un volume massimo di 0.5 mc (Va), ed a tal fine si evidenzia che anche con solo 1 filo integro la rete sarebbe verificata. La verifica della fune è stata effettuata nelle condizioni di crollo simultaneo dell'intera porzione rocciosa, equivalente ad un carico massimo di 62KN.

Il consolidamento corticale realizzato con 3 fascia di spessore 3.0m ed altezza 12.0m di rete avente maglia 65*65 mm e fili Φ 2.00 mm, sorretta da funi Φ 10.00 mm 1770 N/mm² ed ancorate mediante 12 barre Φ 20.0 mm 900/1100 N/mm² risulta VERIFICATO

7.2.8.1.3. OSSERVAZIONI CONCLUSIVE

In relazione alle condizioni di staticità riscontrate in sito e per l'assenza di cinematismi la verifica è stata effettuata utilizzando i valori minimi di picco dei parametri di resistenza delle discontinuità.



Attraverso le opportune verifiche è stato possibile dimensionare i sistemi di consolidamento puntuali e corticali necessari a garantire la stabilità degli elementi.

I tiranti dovranno essere precaricati fino al 20-30% della resistenza a snervamento indicata nelle schede tecniche e fissati per mezzo di piastra di ripartizione e bullonature di serraggio. Sarà cura del Direttore Responsabile informare la ditta del dimensionamento strutturale effettuato. Sarà cura della ditta installatrice produrre relazione di regolare installazione seguendo quanto contenuto nella presente relazione tecnica.

In caso di deformazioni/spostamenti nel corso dell'intervento si raccomanda la sospensione immediata dei lavori e di informare il Direttore Responsabile per le valutazioni del caso.

7.3. ANALISI STATISTICA DEI CINEMATISMI DEL CANTIERE SOTTERRANEO

La verifica dei cinematismi tridimensionali ha riguardo i cunei rocciosi potenzialmente instabili, generati dalla combinazione di due e/o tre sistemi di discontinuità oltre all'elemento di contorno come piedritto, pilastro o calotta.

Per la presente analisi non sono stati presi in considerazioni i volumi isolati nel piano di calpestio dal momento che risultano stabili per geometria.

Per questa verifica è stato utilizzato il programma *Unwedge* della *Rocscience*® che si basa sulla teoria dei blocchi rimovibili di Goodmann&Shi (1985).

La teoria analizza, da un punto di vista geometrico, la possibilità che la combinazione di più piani (le fratture) isolino su di un dato fronte, di altezza stabilita, volumi geometricamente rimovibili.

Per procedere nell'analisi è stato necessario:

- Definire la sezione e l'orientazione dell'asse dello scavo (trend/plunge): in questa fase la geometria dei vuoti è stata semplificata in figure geometriche semplici al fine di facilitarne l'analisi, e nel caso in esame è stata considerata una sezione rettangolare avente le dimensioni massime attese a termine della fase progettuale, ovvero 7.0/10.0m di base e 9.0m di altezza;
- Assumere le seguenti grandezze fisiche:
 - o Il peso specifico della roccia, assunto 2.7 t/m^3 ;
 - o Il peso specifico dell'acqua 0.981 t/m^3 ;
 - o La forza sismica di scivolamento $a_{\max} = 0.259 \cdot g$, ricavata ottemperando alle verifiche in condizioni sismiche previste dalle NTC18 per un sisma con periodo di ritorno di 475 anni, corrispondente allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV), come illustrato nel capitolo dedicato.
- Definire le caratteristiche ed i parametri meccanici delle discontinuità necessari per definire la resistenza tangenziale secondo la Legge di Mohr Coulomb:
 - o L'orientazione (Dip/Dip Direction) delle famiglie di discontinuità ottenute dalla trattazione statistica dei dati ottenuti dal rilievo geostrutturale (Tabella 2);
 - o $JRC=4$, $JCS=600$ e $\Phi_b=31^\circ$, ovvero i parametri necessari ad ottenere l'angolo di attrito e la coesione dei sistemi di discontinuità secondo il Criterio di Rottura di Barton-Choubey e compresi rispettivamente tra $36^\circ-41^\circ$ e $0.0-5.0 \text{ KPa}$ (Tabella 10);

Nell'analisi sono stati coinvolti tutti i sistemi rintracciati, indipendentemente dalla valenza statistica; aspetto che sarà affrontato successivamente nei commenti in riferimento ai risultati ottenuti.

Come per B-Rock, il programma *Unwedge* prende come notazione numerica i vari piani in serie (esempio il sistema S1 è indicato come 1, mentre il K1a come 2, e via di seguito) viene pertanto successivamente indicata la tabella con le due notazioni.

Il campo tensionale in sito è stato assunto NULLO per ragioni CAUTELATIVE; le tensioni litostatiche in sotterraneo infatti, agendo sui parametri di resistenza dei piani delle discontinuità, ha l'effetto di aumentare il confinamento laterale.

Anche il campo idrodinamico, sfruttando i dati di campagna, è stato assunto NULLO dal momento che, nonostante la presenza di fenomeni carsici nell'intorno, non sono stati riscontrate situazioni di stillicidio.

Il programma analizzando una terna di discontinuità alla volta determina tutti i possibili cunei di roccia potenzialmente instabili e ne definisce:

- Le forze agenti sui cunei, il vettore della forza risultante e le forze normali ad ogni faccia del singolo cuneo;
- L'orientazione e la tipologia del cinematismo;
- Il fattore di sicurezza (FS) per ogni cuneo formatosi.

Una volta eseguita la prima elaborazione, attraverso il comando *SCALE WEDGES* è possibile andare a modificare la lunghezza della galleria in modo da avvicinare le condizioni di analisi a quelle riscontrate in sito.

Si ricorda che, per le verifiche degli elementi distinti, condizione necessaria affinché si producano potenziali cinematismi è che due o tre discontinuità delimitanti la porzione rocciosa intersechino almeno l'alzata oppure sia l'alzata che la calotta della camera di escavazione e che le forze resistenti (attrito e coesione) siano inferiori alle forze agenti (peso e sisma).

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 volumetriche compatibili con le dimensioni dei fronti, dei piazzali e della stessa cava.

Una costante osservazione degli elementi di contorno delle camere di escavazione (pilastri, calotte e piedritti), da parte del personale, fa sì che vengano messi in luce potenziali situazioni a rischio, così da intervenire disgiungendo o stabilizzando l'eventuale massa rocciosa.

Il fatto che le cave costituiscono realtà lavorative in continua evoluzione permette di intervenire all'avanzamento della coltivazione ogni qualvolta si presenti una situazione di potenziale instabilità.

Si ricorda 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).

7.3.1. CONVERSIONE FAMIGLIE DI DISCONTINUITÀ

Le famiglie di discontinuità riscontrate sono state opportunamente convertite attraverso numerazione in ordine crescente nel software di calcolo Unwedge®.

Tabella 26: Elenco delle famiglie di discontinuità considerate nel software Unwedge per il calcolo dei cinematismi tridimensionali.

FAMIGLIA B-ROCK	SISTEMA	PIANO DISC. (imm/incl)
1	S1	257/56
2	K1a	346/44
3	K1b	160/69
4	K2	102/57
5	K3a	022/49
6	K3b1	027/76
7	K3b2	214/80
8	K4	138/87

7.3.2. GEOMETRIA DELLA SCAVO

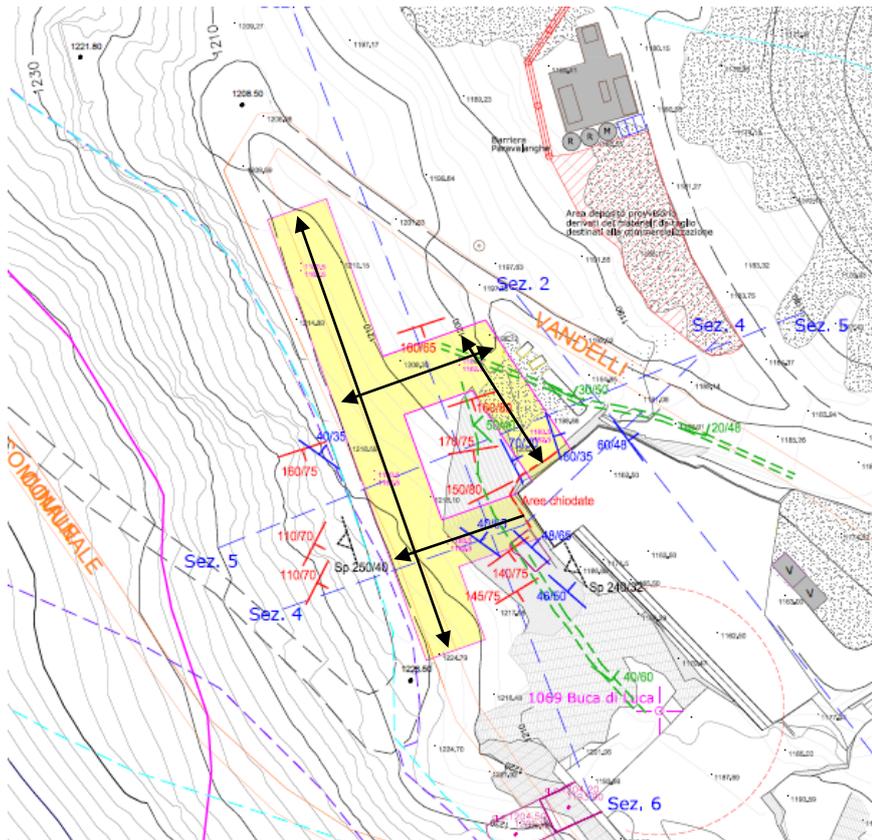


Figura 17: Rappresentazione schematica dei tracciamenti previsti nel cantiere CSC

Per la verifica dei prismi potenzialmente instabili negli elementi di contorno ai vuoti sotterranei del cantiere CSC è stata considerata l'orientazione reale dei tracciamenti.

In relazione alle direzioni di avanzamento ed alle geometrie dei vuoti sono state approntate verifiche utilizzando per ciascuna orientazione analizzata i massimi valori di Tabella 27.

Nel corso dell'analisi non è stato preso in considerazione il piano di calpestio (*floor*) dal momento che la geometria orizzontale pone una stabilità incondizionata, mentre sono state effettuate le verifiche per le facce laterali e la calotta a prescindere.

L'analisi, per ogni combinazione, ha definito volume, peso del prisma e fattore di sicurezza (FS). Nelle successive tabelle vengono illustrati i risultati ottenuti dall'analisi dei prismi rocciosi ottenuti dalle 56 combinazioni possibili tra gli 8 sistemi/sotto-sistemi di discontinuità considerati aventi $FS < 2$ e volume definito ($V > 0$). Si rammenta che tale valutazione è influenzata dal peso proprio dell'elemento, dalle

caratteristiche delle discontinuità e dalla forza sismica valutata in ottemperanza alle NTC18.

VERIFICA CUNEI TRACCIAMENTI CANTIERE CSC CAVA COLUBRAIA FORMIGNACOLA				
NUM.	TREND/PLUNGE	BASE	ALTEZZA	LUNGHEZZA
T1	260/0	7.0	9.0	25.0
T2	340/0	10.0	9.0	35.0

Tabella 27: Caratteristiche geometriche e orientative dei tracciamenti, analizzati nel programma *Unwedge*.

Nelle note, oltre alla valutazione del potenziale cinematismo, è stato improntato un dimensionamento di massima di un sistema di consolidamento considerando una chiodatura di acciaio precompresso DYWIDAG 950/1050. Per tale valutazione gli elementi sono stati dimensionati al fine di lavorare al solo taglio e quindi in direzione pseudo-ortogonale al piano di discontinuità, in modo che la lunghezza non incida sulla resistenza degli stessi.

In linea del tutto teorica pertanto si può definire che ogni chiodo dimensionato debba avere una lunghezza tale da superare il piano di contatto tra discontinuità/prisma per circa 1.00 m.

7.3.3. TRACCIAMENTO 260/0-080/0

In Tabella 28 si riportano le verifiche con FS<100 relative al tracciamento 260/0.

ZONA	Joint_A	Joint_B	Joint_C	FS	Volume (m3)	Note
PARETE DX	K1a	K1b	K2	0.48	11.31	L'elemento è costituito da due sistemi reciproci (K1a-K1b). Se si forma procedere a consolidamento con 1 tirante DYWIDAG 950/1050 Φ 26.5mm o ulteriore verifica
TETTO	K1a	K1b	K2	0.65	20.63	L'elemento è costituito da due sistemi reciproci (K1a-K1b). Se si forma procedere a consolidamento con 1 tirante DYWIDAG 950/1050 Φ 26.5mm o ulteriore verifica
PARETE SX	K1a	K1b	K2	2.32	11.31	
PARETE DX	K1a	K1b	K3a	0.52	1.45	L'elemento è costituito da due sistemi reciproci (K1a-K1b) e due omologhi (K1a-K3a). Se si forma procedere a disgiungimento, consolidamento con piro o ulteriore verifica
TETTO	K1a	K1b	K3a	0.89	17.88	L'elemento è costituito da due sistemi reciproci (K1a-K1b) e due omologhi (K1a-K3a). Se si forma procedere a consolidamento con 1 tirante DYWIDAG 950/1050 Φ 26.5mm o ulteriore verifica
PARETE SX	K1a	K1b	K3a	1.18	1.45	
TETTO	K1a	K1b	K3b1	0.27	17.16	L'elemento è costituito da due sistemi reciproci. Se si forma procedere a consolidamento con 1 tirante DYWIDAG 950/1050 Φ 32mm o ulteriore verifica
PARETE DX	K1a	K1b	K3b1	0.48	11.76	L'elemento è costituito da due sistemi reciproci. Se si forma procedere a consolidamento con 1 tirante DYWIDAG 950/1050 Φ 32mm o ulteriore verifica
PARETE SX	K1a	K1b	K3b1	1.13	11.76	
TETTO	K1a	K1b	K3b2	0.00	17.14	L'elemento è costituito da due sistemi reciproci. Se si forma, nonostante la scarsa frequenza di K3b2 (2.5%) procedere immediatamente a consolidamento con 2 tiranti DYWIDAG 950/1050 Φ 32mm o ulteriore verifica
PARETE DX	K1a	K1b	K3b2	0.47	20.12	

PARETE SX	K1a	K1b	K3b2	1.14	20.12	
TETTO	K1a	K1b	K4	0.07	15.83	L'elemento è costituito da due sistemi reciproci. Se si forma, nonostante la scarsa frequenza di K4 (3.3%) procedere a consolidamento con 1 tirante DYWIDAG 950/1050 Φ 32mm o ulteriore verifica
PARETE DX	K1a	K1b	K4	3.76	23.98	
PARETE SX	K1a	K1b	K4	4.86	23.98	
TETTO	K1a	K2	K3a	0.90	961.38	L'elemento è definito da due sistemi omologhi (K1a-K3a). Se si forma procedere a consolidamento con 4 tiranti DYWIDAG 950/1050 Φ 40mm o ulteriore verifica
TETTO	K1a	K2	K3b1	0.28	199.82	Se si forma procedere a consolidamento con 7 tiranti DYWIDAG 950/1050 Φ 40mm o ulteriore verifica
PARETE DX	K1a	K2	K3b1	0.80	1.43	Se si forma procedere a disgreggio, consolidamento con piri o ulteriore verifica
PARETE SX	K1a	K2	K3b1	1.13	1.43	
TETTO	K1a	K2	K3b2	0.00	122.03	L'elemento tende a perdere contatto con la superficie. Se si forma, nonostante la scarsa frequenza di K3b2 (2.5%), procedere immediatamente a consolidamento con 6 tiranti DYWIDAG 950/1050 Φ 40mm o ulteriore verifica
PARETE SX	K1a	K2	K3b2	1.14	12.60	
PARETE DX	K1a	K2	K3b2	1.32	12.60	
PARETE DX	K1a	K2	K4	2.46	607.31	
PARETE SX	K1a	K3a	K3b1	1.10	141.70	
PARETE SX	K1a	K3a	K3b2	1.10	296.98	
PARETE DX	K1a	K3a	K4	0.89	401.68	Se si forma, nonostante la scarsa frequenza di K4 (3.3%), procedere a consolidamento con 6 tiranti DYWIDAG 950/1050 Φ 32mm o ulteriore verifica
PARETE SX	K1a	K3b1	K3b2	2.63	213.97	
PARETE DX	K1a	K3b1	K4	0.27	301.51	Se si forma, nonostante la scarsa frequenza di K4 (3.3%), viste le dimensioni, procedere ulteriore verifica
TETTO	K1a	K3b2	K4	0.00	277.62	L'elemento tende a perdere contatto con la superficie. Se si forma, nonostante la scarsa frequenza di K3b2(2.5%), K4(3.3%), viste le dimensioni procedere immediatamente a ulteriore verifica
PARETE DX	K1a	K3b2	K4	0.25	1.46	Se si forma, nonostante la scarsa frequenza di K3b2(2.5%), K4(3.3%) procedere a disgreggio, consolidamento con piro o ulteriore verifica
PARETE SX	K1a	K3b2	K4	1.14	1.46	
PARETE DX	K1b	K2	K3a	0.68	320.21	Se si forma procedere a consolidamento con 8 tiranti DYWIDAG 950/1050 Φ 40mm o ulteriore verifica
TETTO	K1b	K2	K3a	1.09	0.86	
PARETE DX	K1b	K2	K3b1	0.68	2376.51	L'elemento, se si forma, viste le dimensioni, necessita di verifica specifica
PARETE DX	K1b	K2	K3b2	0.55	822.05	L'elemento, se si forma, nonostante la scarsa frequenza di K3b2 (2.5%), viste le dimensioni, necessita di verifica specifica
PARETE SX	K1b	K2	K3b2	0.55	822.05	
TETTO	K1b	K2	K4	0.07	150.85	L'elemento tende a perdere contatto con la superficie. Se si forma, nonostante la scarsa frequenza di K4(3.3%) procedere a consolidamento con 7 tiranti DYWIDAG 950/1050 Φ 40mm o ulteriore verifica

PARETE DX	K1b	K2	K4	0.48	2.83	Se si forma, nonostante la scarsa frequenza di K4(3.3%) procedere a disgreggio, consolidamento con piri o ulteriore verifica
PARETE SX	K1b	K2	K4	2.77	2.83	
TETTO	K1b	K3a	K3b1	0.32	9.24	Se si forma procedere a consolidamento con 1 tirante DYWIDAG 950/1050 Φ 26.5mm o ulteriore verifica
PARETE DX	K1b	K3a	K3b1	1.98	1.08	
PARETE SX	K1b	K3a	K3b1	29.11	1.08	
TETTO	K1b	K3a	K3b2	0.00	23.33	L'elemento tende a perdere contatto con la superficie. Se si forma, nonostante la scarsa frequenza di K3b2(2.5%) procedere immediatamente a consolidamento con 1 tirante DYWIDAG 950/1050 Φ 40mm o ulteriore verifica
PARETE DX	K1b	K3a	K3b2	0.67	1.21	Se si forma, nonostante la scarsa frequenza di K3b2(2.5%) procedere a disgreggio, consolidamento con piri o ulteriore verifica
PARETE SX	K1b	K3a	K3b2	12.19	1.21	
TETTO	K1b	K3a	K4	0.07	298.54	L'elemento, nonostante la scarsa frequenza di K4(3.3%), se si forma, viste le dimensioni, necessita di verifica specifica
PARETE DX	K1b	K3a	K4	0.52	1.01	Se si forma, nonostante la scarsa frequenza di K4(3.3%) procedere a disgreggio, consolidamento con piri o ulteriore verifica
PARETE SX	K1b	K3a	K4	1.08	1.01	
TETTO	K1b	K3b1	K3b2	0.00	17.51	L'elemento, formato da sistemi reciproci (K3b), tende a perdere contatto con la superficie. Se si forma, nonostante la scarsa frequenza di K3b2(2.5%) procedere immediatamente a consolidamento con 1 tirante DYWIDAG 950/1050 Φ 32mm o ulteriore verifica
PARETE DX	K1b	K3b1	K3b2	0.62	4.05	L'elemento è formato da sistemi reciproci (K3b). Se si forma, nonostante la scarsa frequenza di K3b2(2.5%) procedere a disgreggio, consolidamento con piri o ulteriore verifica
PARETE SX	K1b	K3b1	K3b2	17.11	4.05	
TETTO	K1b	K3b1	K4	0.07	453.04	L'elemento, nonostante la scarsa frequenza di K4(3.3%), se si forma, viste le dimensioni, necessita di verifica specifica
PARETE DX	K1b	K3b1	K4	0.34	0.73	Se si forma, nonostante la scarsa frequenza di K4(3.3%) procedere a disgreggio, consolidamento con piri o ulteriore verifica
PARETE SX	K1b	K3b1	K4	0.48	0.73	
TETTO	K2	K3a	K3b1	0.33	8.46	L'elemento è formato da sistemi omologhi (K3). Se si forma procedere a consolidamento con 1 tirante DYWIDAG 950/1050 Φ 26.5mm o ulteriore verifica
PARETE DX	K2	K3a	K3b1	0.81	0.97	L'elemento è formato da sistemi omologhi (K3). Se si forma, nonostante $FS \approx 1$, l procedere a disgreggio, consolidamento con piri o ulteriore verifica
PARETE SX	K2	K3a	K3b1	1.01	0.97	
TETTO	K2	K3a	K3b2	0.00	16.83	L'elemento, formato da sistemi omologhi (K3), tende a perdere contatto con la superficie. Se si forma, nonostante la scarsa frequenza di K3b2(2.5%) procedere immediatamente a consolidamento con 2 tiranti DYWIDAG 950/1050 Φ 26,5mm o ulteriore verifica
PARETE DX	K2	K3a	K3b2	1.01	4.68	Se si forma, nonostante $FS \approx 1$ e la scarsa frequenza di K3b2(2.5%) procedere a disgreggio, consolidamento con piro o ulteriore verifica
PARETE SX	K2	K3a	K3b2	1.37	4.68	

* Copia conforme all'originale * Parco Regionale Alpi Apuane, Prot. 0004504 del 18-10-2022 in arrivo Cat.3 Cla. 2

TETTO	K2	K3b1	K3b2	0.00	13.67	L'elemento, formato da sistemi reciproci (K3b) tende a perdere contatto con la superficie. Se si forma, nonostante la scarsa frequenza di K3b2(2.5%) procedere immediatamente a consolidamento con 1 tirante DYWIDAG 950/1050 Φ 26.5mm o ulteriore verifica
PARETE DX	K2	K3b1	K3b2	0.80	1.11	L'elemento è formato da sistemi reciproci (K3b). Se si forma, nonostante la scarsa frequenza di K3b2(2.5%), procedere a disgiungimento, consolidamento con piri o ulteriore verifica
PARETE SX	K2	K3b1	K3b2	17.72	1.11	
PARETE DX	K2	K3b1	K4	0.35	0.35	Se si forma, nonostante la scarsa frequenza di K4(3.3%), procedere a disgiungimento, consolidamento con piri o ulteriore verifica
PARETE SX	K2	K3b1	K4	0.80	0.35	
TETTO	K2	K3b2	K4	0.07	93.42	Se si forma, nonostante la scarsa frequenza di K3b2(2.5%) e K4(3.3%), procedere a consolidamento con 5 tiranti DYWIDAG 950/1050 Φ 36mm o ulteriore verifica
PARETE DX	K2	K3b2	K4	0.25	0.85	Se si forma, nonostante la scarsa frequenza di K3b2(2.5%), K4(3.3%), procedere a disgiungimento, consolidamento con piri o ulteriore verifica
PARETE SX	K2	K3b2	K4	2.82	0.85	
PARETE DX	K3a	K3b1	K4	0.32	12.70	Se si forma, nonostante la scarsa frequenza di K4(3.3%), procedere a consolidamento con 1 tirante DYWIDAG 950/1050 Φ 32mm o ulteriore verifica
TETTO	K3a	K3b2	K4	0.00	22.23	L'elemento, formato da sistemi omologhi (K3) tende a perdere contatto con la superficie. Se si forma, nonostante la scarsa frequenza di K3b2(2.5%), K4(3.3%) procedere immediatamente a consolidamento con 1 tirante DYWIDAG 950/1050 Φ 36mm o ulteriore verifica
PARETE DX	K3a	K3b2	K4	0.25	1.08	Se si forma, nonostante la scarsa frequenza di K3b2(2.5%), K4(3.3%), procedere a disgiungimento, consolidamento con piri o ulteriore verifica
PARETE SX	K3a	K3b2	K4	0.97	1.08	
TETTO	K3b1	K3b2	K4	0.00	18.04	L'elemento, formato da sistemi reciproci (K3b) tende a perdere contatto con la superficie. Se si forma, nonostante la scarsa frequenza di K3b2(2.5%), K4(3.3%) procedere immediatamente a consolidamento con 1 tirante DYWIDAG 950/1050 Φ 36mm o ulteriore verifica
PARETE DX	K3b1	K3b2	K4	0.25	0.36	Se si forma, nonostante la scarsa frequenza di K3b2(2.5%), K4(3.3%), procedere a disgiungimento, consolidamento con piri o ulteriore verifica
PARETE SX	K3b1	K3b2	K4	0.33	0.36	
TETTO	S1	K1a	K1b	0.00	19.48	L'elemento, formato da sistemi reciproci (K1) tende a perdere contatto con la superficie. Se si forma procedere immediatamente a consolidamento con 1 tirante DYWIDAG 950/1050 Φ 32mm o ulteriore verifica
PARETE DX	S1	K1a	K1b	1.14	28.81	
PARETE SX	S1	K1a	K1b	1.18	28.81	
TETTO	S1	K1a	K2	0.00	17.82	L'elemento tende a perdere contatto con la superficie. Se si forma procedere immediatamente a consolidamento con 1 tirante DYWIDAG 950/1050 Φ 32mm o ulteriore verifica
PARETE DX	S1	K1a	K2	1.14	33.57	
PARETE SX	S1	K1a	K2	5.56	33.57	
PARETE DX	S1	K1a	K3a	1.08	1802.00	
PARETE SX	S1	K1a	K3b1	1.98	5141.85	

TETTO	S1	K1a	K3b2	1.70	552.37	
TETTO	S1	K1a	K4	0.00	148.16	L'elemento tende a perdere contatto con la superficie. Se si forma, nonostante la scarsa frequenza di K4(3.3%), procedere immediatamente a consolidamento con 6 tiranti DYWIDAG 950/1050 Φ 40mm o ulteriore verifica
PARETE SX	S1	K1a	K4	1.14	8.40	
PARETE DX	S1	K1a	K4	1.44	8.40	
PARETE DX	S1	K1b	K2	0.45	55.99	Se si forma, procedere immediatamente a consolidamento con 5 tiranti DYWIDAG 950/1050 Φ 40mm o ulteriore verifica
TETTO	S1	K1b	K3a	0.00	101.52	L'elemento tende a perdere contatto con la superficie. Se si forma procedere immediatamente a consolidamento con 4 tiranti DYWIDAG 950/1050 Φ 40mm o ulteriore verifica
PARETE DX	S1	K1b	K3a	0.52	1.23	Se si forma procedere a disgiungimento, consolidamento con piri o ulteriore verifica
PARETE SX	S1	K1b	K3a	2.69	1.23	
TETTO	S1	K1b	K3b1	0.00	127.84	L'elemento tende a perdere contatto con la superficie. Se si forma procedere immediatamente a consolidamento con 6 tiranti DYWIDAG 950/1050 Φ 40mm o ulteriore verifica
PARETE DX	S1	K1b	K3b1	0.48	4.82	Se si forma procedere a disgiungimento, consolidamento con piri o ulteriore verifica
PARETE SX	S1	K1b	K3b1	2.17	4.82	
TETTO	S1	K1b	K3b2	0.21	149.87	Se si forma, nonostante la scarsa frequenza di K3b2(2.5%), viste le dimensioni, procedere a ulteriore verifica
PARETE DX	S1	K1b	K3b2	0.47	2.57	Se si forma, nonostante la scarsa frequenza di K3b2(2.5%), procedere a disgiungimento, consolidamento con piri o ulteriore verifica
PARETE SX	S1	K1b	K3b2	1.92	2.57	
TETTO	S1	K1b	K4	1.29	8217.67	
TETTO	S1	K2	K3a	0.00	13.03	L'elemento tende a perdere contatto con la superficie. Se si forma procedere immediatamente a consolidamento con 1 tirante DYWIDAG 950/1050 Φ 32mm o ulteriore verifica
PARETE DX	S1	K2	K3a	5.74	8.16	
TETTO	S1	K2	K3b1	0.00	14.48	L'elemento tende a perdere contatto con la superficie. Se si forma procedere immediatamente a consolidamento con 1 tirante DYWIDAG 950/1050 Φ 32mm o ulteriore verifica
PARETE DX	S1	K2	K3b1	0.80	1.13	Se si forma procedere a disgiungimento, consolidamento con piri o ulteriore verifica
PARETE SX	S1	K2	K3b1	2.25	1.13	
TETTO	S1	K2	K3b2	0.21	15.09	Se si forma, nonostante la scarsa frequenza di K3b2(2.5%), procedere a consolidamento con 1 tirante DYWIDAG 950/1050 Φ 32mm o ulteriore verifica
PARETE DX	S1	K2	K3b2	1.37	2.74	
PARETE SX	S1	K2	K3b2	1.93	2.74	
TETTO	S1	K2	K4	0.07	15.66	Se si forma, nonostante la scarsa frequenza di K4(3.3%), procedere a consolidamento con 1 tirante DYWIDAG 950/1050 Φ 36mm o ulteriore verifica
PARETE DX	S1	K2	K4	1.46	2.96	
PARETE SX	S1	K2	K4	2.78	2.96	
PARETE SX	S1	K3a	K3b1	2.12	66.75	

* Copia conforme all'originale * Parco Regionale Alpi Apuane, Prot. 0004504 del 18-10-2022 in arrivo Cat.3 Cla. 2

PARETE SX	S1	K3a	K3b2	1.78	47.14	
TETTO	S1	K3a	K4	0.00	67.81	Se si forma, nonostante la scarsa frequenza di K4(3.3%), procedere a consolidamento con 3 tirante DYWIDAG 950/1050 Φ 40mm o ulteriore verifica
PARETE DX	S1	K3a	K4	0.97	4.41	Se si forma, nonostante FS \approx 1 e la scarsa frequenza di K4(3.3%), procedere a disgreggio, consolidamento con piro o ulteriore verifica
PARETE SX	S1	K3a	K4	1.45	4.41	
PARETE SX	S1	K3b1	K3b2	1.80	46.49	
TETTO	S1	K3b1	K4	0.00	90.63	L'elemento tende a perdere contatto con la superficie. Se si forma, nonostante la scarsa frequenza di K4(3.3%), procedere immediatamente a consolidamento con 4 tiranti DYWIDAG 950/1050 Φ 40mm o ulteriore verifica
PARETE DX	S1	K3b1	K4	0.33	0.71	Se si forma, nonostante la scarsa frequenza di K4(3.3%), procedere a disgreggio, consolidamento con piro o ulteriore verifica
PARETE SX	S1	K3b1	K4	1.48	0.71	
PARETE DX	S1	K3b2	K4	0.21	114.49	Se si forma, nonostante la scarsa frequenza di K3b2(3.3%), K4(3.3%), procedere a consolidamento con 10 tiranti DYWIDAG 950/1050 Φ 40mm o ulteriore verifica
PARETE SX	S1	K3b2	K4	1.95	0.71	

Tabella 28: Analisi del tracciamento 260/0 realizzata con il programma Rocscience Unwedge.

7.3.4. TRACCIAMENTO 340/0-180/0

In Tabella 29 si riportano le verifiche con FS<100 relative al tracciamento 340/0.

ZONA	Joint_A	Joint_B	Joint_C	FS	Volume (m3)	Note
TETTO	S1	K1a	K1b	0.00	1.211	L'elemento è costituito da due sistemi reciproci (K1), tende a perdere contatto con la superficie. Se si forma procedere immediatamente a disgreggio, consolidamento con piri o ulteriore verifica
TETTO	S1	K1a	K2	0.00	95.455	L'elemento tende a perdere contatto con la superficie. Se si forma procedere immediatamente a consolidamento con 4 tiranti DYWIDAG 950/1050 Φ 40mm o ulteriore verifica
PARETE DX	S1	K1a	K3a	1.124	171.172	
PARETE SX	S1	K1a	K3b1	2.02	2261.161	
TETTO	S1	K1a	K4	0.00	27.66	L'elemento tende a perdere contatto con la superficie. Se si forma, nonostante la scarsa frequenza di K4(3.3%), procedere immediatamente a consolidamento con 2 tiranti DYWIDAG 950/1050 Φ 36mm o ulteriore verifica
PARETE DX	S1	K1b	K2	0.404	137.474	Se si forma procedere a consolidamento con 7 tiranti DYWIDAG 950/1050 Φ 40mm o ulteriore verifica
TETTO	S1	K1b	K3a	0.00	55.106	L'elemento tende a perdere contatto con la superficie. Se si forma procedere immediatamente a consolidamento con 4 tiranti DYWIDAG 950/1050 Φ 32mm o ulteriore verifica
TETTO	S1	K1b	K3b1	0.00	110.785	L'elemento tende a perdere contatto con la superficie. Se si forma procedere immediatamente a consolidamento con 5 tiranti DYWIDAG 950/1050 Φ 40mm o ulteriore verifica
PARETE DX	S1	K1b	K3b2	0.7	0.165	Se si forma, nonostante la scarsa frequenza di K3b2(2.5%), procedere a disgreggio, consolidamento con piri o ulteriore verifica
PARETE SX	S1	K1b	K3b2	0.77	0.165	

PARETE SX	S1	K1b	K4	1.33	2202.138	
TETTO	S1	K2	K3a	0.00	151.471	L'elemento tende a perdere contatto con la superficie. Se si
TETTO	S1	K2	K3b1	0.00	194.233	forma procedere immediatamente a consolidamento con 7 tiranti
PARETE DX	S1	K2	K3b2	0.76	5.932	DYWIDAG 950/1050 Φ 40mm o ulteriore verifica
PARETE SX	S1	K2	K3b2	0.77	5.932	Se si forma, nonostante la scarsa frequenza di K3b2(2.5%),
PARETE SX	S1	K2	K4	1.41	14.456	procedere a disaggio, consolidamento con piri o ulteriore
PARETE DX	S1	K2	K4	2.631	14.456	verifica
PARETE SX	S1	K3a	K3b1	2.17	38.958	
TETTO	S1	K3a	K4	0.00	111.915	L'elemento tende a perdere contatto con la superficie. Se si
TETTO	S1	K3b1	K4	0.00	204.958	forma, nonostante la scarsa frequenza di K4(3.3%), procedere
PARETE DX	S1	K3b2	K4	0.20	523.104	immediatamente a consolidamento con 5 tiranti DYWIDAG 950/1050
TETTO	K1a	K1b	K3b2	0.00	1.107	Φ 40mm o ulteriore verifica
PARETE DX	K1a	K1b	K3b2	0.701	0.164	L'elemento tende a perdere contatto con la superficie. Se si
PARETE SX	K1a	K1b	K3b2	2.93	0.164	forma, nonostante la scarsa frequenza di K3b2(2.5%), procedere
PARETE DX	K1a	K1b	K4	3.974	5.346	immediatamente a consolidamento con piri, disaggio o ulteriore
PARETE SX	K1a	K1b	K4	5.07	5.346	verifica
TETTO	K1a	K2	K3b2	0.00	50.916	Se si forma, nonostante la scarsa frequenza di K3b2(2.5%),
PARETE DX	K1a	K2	K3b2	0.76	4.734	procedere a disaggio, consolidamento con piri o ulteriore
PARETE DX	K1a	K3a	K4	0.966	34.985	verifica
PARETE DX	K1a	K3b1	K4	0.289	19.474	Se si forma, nonostante FS \approx 1 e la scarsa frequenza di K4(3.3%),
TETTO	K1a	K3b2	K4	0.00	18.868	procedere a consolidamento con 1 tirante DYWIDAG 950/1050
PARETE DX	K1a	K3b2	K4	0.25	0.922	Φ 26.5mm o ulteriore verifica
PARETE SX	K1a	K3b2	K4	5.11	0.922	Se si forma, nonostante la scarsa frequenza di K4(3.3%)
						procedere a consolidamento con 2 tiranti DYWIDAG 950/1050
						Φ 32mm o ulteriore verifica
						L'elemento tende a perdere contatto con la superficie. Se si
						forma, nonostante la scarsa frequenza di K3b2(2.5%), K4(3.3%)
						procedere immediatamente a consolidamento con 1 tirante
						DYWIDAG 950/1050 Φ 36mm o ulteriore verifica
						Se si forma, nonostante FS \approx 1 e la scarsa frequenza di
						K3b2(2.5%), K4(3.3%), procedere a disaggio, consolidamento con
						piro o ulteriore verifica

PARETE DX	K1b	K2	K3a	0.698	198.208	Se si forma procedere a consolidamento con 5 tiranti DYWIDAG 950/1050 Φ 40mm o ulteriore verifica
PARETE DX	K1b	K2	K3b1	0.688	1424.564	Se si forma, viste le dimensioni, procedere a ulteriore verifica specifica.
TETTO	K1b	K3a	K3b2	0.00	10.782	L'elemento tende a perdere contatto con la superficie. Se si
TETTO	K1b	K3b1	K3b2	0.00	13.669	forma, nonostante la scarsa frequenza di K3b2(2.5%) procedere immediatamente a consolidamento con 1 tirante DYWIDAG 950/1050 Φ 32mm o ulteriore verifica
PARETE DX	K1b	K3b2	K4	0.27	0.095	Se si forma, nonostante la scarsa frequenza di K3b2(2.5%),
PARETE SX	K1b	K3b2	K4	0.70	0.095	K4(3.3%), procedere a disgiungimento, consolidamento con piro o ulteriore verifica
PARETE SX	K2	K3a	K3b1	0.81	10.155	Se si forma, procedere a consolidamento con 1 tirante DYWIDAG 950/1050 Φ 26.5mm o ulteriore verifica
PARETE DX	K2	K3a	K3b1	28.437	10.155	
TETTO	K2	K3a	K3b2	0.00	16.473	L'elemento tende a perdere contatto con la superficie. Se si
TETTO	K2	K3b1	K3b2	0.00	16.338	forma, nonostante la scarsa frequenza di K3b2(2.5%) procedere immediatamente a consolidamento con 1 tirante DYWIDAG 950/1050 Φ 36mm o ulteriore verifica
PARETE DX	K2	K3b2	K4	0.25	0.659	Se si forma, nonostante la scarsa frequenza di K3b2(2.5%),
PARETE SX	K2	K3b2	K4	0.76	0.659	K4(3.3%), procedere a disgiungimento, consolidamento con piro o ulteriore verifica
PARETE DX	K3a	K3b1	K4	0.33	4.509	Se si forma, nonostante la scarsa frequenza di K4(3.3%),
TETTO	K3a	K3b2	K4	0.00	14.43	procedere a disgiungimento, consolidamento con piro o ulteriore verifica
PARETE DX	K3a	K3b2	K4	0.25	0.873	L'elemento tende a perdere contatto con la superficie. Se si
PARETE SX	K3a	K3b2	K4	1.64	0.873	forma, nonostante la scarsa frequenza di K3b2(2.5%), K4(3.3%) procedere immediatamente a consolidamento con 1 tirante DYWIDAG 950/1050 Φ 32mm o ulteriore verifica
TETTO	K3b1	K3b2	K4	0.00	16.975	Se si forma, nonostante la scarsa frequenza di K3b2(2.5%),
PARETE DX	K3b1	K3b2	K4	0.25	0.514	K4(3.3%), procedere a disgiungimento, consolidamento con piro o ulteriore verifica
PARETE SX	K3b1	K3b2	K4	0.61	0.514	Se si forma, nonostante la scarsa frequenza di K3b2(2.5%),
						K4(3.3%), procedere a disgiungimento, consolidamento con piro o ulteriore verifica

Tabella 29: Analisi del tracciamento 340/0 realizzata con il programma Rocscience Unwedge.

7.4. VERIFICHE STRUTTURALI DEGLI ELEMENTI DI SOSTEGNO

Il dimensionamento strutturale dei vuoti sotterranei si basa fundamentalmente 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. 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 il cantiere sotterraneo non è ancora stato realizzato, la seconda parte della verifica deve essere rimandata ad un secondo momento, quando, al raggiungimento della fase preposta, la ditta operante nella Cava inizierà ad isolare i diaframmi.

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

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

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

Per ovviare a tale problematica, Sheorey (1997) ha proposto una formula nella quale l'effetto scala introdotto per la resistenza del pilastro diventasse funzione dell'indice RMR di Bieniawski:

$$R_c = \sigma_{cm} = \sigma_c \cdot e^{\frac{RMR-100}{20}} = 85 \cdot 0.1054 = 8.96 \text{ MPa}$$

Dove: $\sigma_{cm} = 8.96 \text{ MPa}$ è la resistenza a compressione del materiale costituente gli elementi strutturali del cantiere sotterraneo.

$\sigma_c = 85 \text{ MPa}$ è la resistenza a compressione uniassiale media del marmo, già opportunamente ridotta (NTC18);

$RMR = 55$ è l'indice di Bieniawski per il cantiere sotterraneo derivante dalla classificazione dell'ammasso roccioso (MANCINI, 2019-2020).

Dal momento che, attraverso tale formulazione, la resistenza a compressione è indipendente dalla geometria degli elementi analizzati, è stato possibile ricavare un'unica resistenza a compressione per il cantiere sotterraneo, equivalente a 8.96MPa.

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

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

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

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

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

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

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

La verifica del pilastro P1 è stata effettuata secondo la formulazione empirica di Gonzalez-Nicieza et al. (2006), già illustrata nella relazione di stabilità.

Dal momento che il cantiere sotterraneo non è ancora stato realizzato, la verifica tangenziale deve essere rimandata ad un secondo momento.

PILASTRO P1			
Sezione orizzontale reagente	S	246.8	mq
Altezza	h	18	m
Peso Totale solo Pilastro	W	117.72	MN
SOLETTA COPERTURA DIAFRAMMA D1			
Area tributaria di competenza	Ac	578.46	mq
Spessore Copertura Medio (1198-1218 m)	hc	28	m
Peso Copertura	Wc	429.22	MN
PESO TOTALE (base diaframma)	Wt	546.94	MN

Tabella 30: Caratteristiche del pilastro P1 e della soletta di copertura di competenza del pilastro P1.

Il pilastro P1, ubicato tra i due accessi sotterranei, presente un'impronta in pianta di circa 246.8mq ed altezza massima di 18.0m. In base al teorema delle Aree Tributarie l'elemento risulta soggetto al carico di una soletta di circa 578.46mq e spessore medio di

circa 28.0m. Il peso totale gravante alla base del pilastro, dato dalla sommatoria tra il peso della copertura ed il peso dello stesso pilastro P1, risulta di circa 715 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	W_{totd1}	546.94 MN	
	RESISTENZA PILASTRO	R_c	8.96 MPa	
	COEFF.SISMICO VERTICALE	k_v	0.026	FSc
SLU	CARICO PROGETTO	W_d	546.94 MN	4.04
	SOLLECITAZIONE A COMPRESSIONE	σ_{v0}	2.22 MPa	
SLV	CARICO PROGETTO	W_{ds}	561.16 MN	3.94
	SOLLECITAZIONE A COMPRESSIONE	σ_{vs}	2.27 MPa	

Tabella 31: Verifica allo stato attuale della resistenza a compressione del pilastro P1, alle condizioni di stato limite ultimo e stato limite di salvaguardia della vita.

Confrontando la sollecitazione verticale (2.22-2.27 MPa) con la resistenza a compressione del materiale (8.96 MPa) si evince che l'elemento strutturale risulta verificato a compressione sia in in condizioni statiche (SLU) che in condizioni sismiche (SLV), rispettivamente con Fattori di Sicurezza di 4.04 e 3.94.

8. TECCHIE

Si premette che dall'analisi geotrutturale condotta è emerso che l'ammasso roccioso costituente le tecchie 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 di questo le tecchie possono essere suddivise in due domini:

- Dominio Morfologico del Settore Meridionale;
- Dominio Morfologico del Settore Settentrionale

Il presente piano di coltivazione interesserà maggiormente il settore settentrionale, pertanto per il settore meridionale, anche se si riportano le verifiche statistiche dello stato attuale, si rimanda alle analisi allegate al piano di coltivazione autorizzato per maggiori approfondimenti.

Le verifiche di stabilità hanno preso in considerazione le bancate residue costituenti le tecchie dei cantieri sopra elencati riferendosi alle condizioni peggiorative attuali e di progetto. 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 attrittive 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 sì che vengano messi in luce potenziali situazioni di rischio, così da intervenire disgiungendo o stabilizzando l'eventuale massa rocciosa, con quest'ultimo intervento che generalmente è condotto in corrispondenza dei fronti residui.

Per ogni orientazione rappresentativa delle tecchie sono state approntate due verifiche:

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

Per la visualizzazione dei listati e delle restituzioni grafiche riguardanti le verifiche effettuate per i potenziali scivolamenti planari e tridimensionali, si rimanda all'ALLEGATO 2: VERIFICHE DELLE TECCHIE.

Come per i fronti, le verifiche planari in campo bidimensionale ed in condizioni sismiche è stata effettuata tramite il programma RocPlane della Rocscience®.

Combinando le orientazioni rappresentative delle tecchie con le orientazioni dei piani rappresentativi dei sistemi di discontinuità attraverso Test di Markland (grafico) sono stati selezionati i sistemi di discontinuità che possano, anche potenzialmente, attivare cinematismi planari.

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.

L'analisi è stata improntata in campo deterministico (Metodo Montecarlo) considerando le seguenti caratteristiche:

- peso specifico dell'ammasso roccioso pari a 2.7 ton/mc;
- coefficiente sismico orizzontale 0.07 da precedente analisi;
- altezza, inclinazione ed eventualmente spessore della tecchia;
- inclinazione del giunto come definito dalla tabella dei range e dei piani rappresentativi dei sistemi (Tabella 2);
- coesione del giunto utilizzando i valori di calcolo da normativa di Tabella 10 ottenuti dalla trattazione di Barton-Choubey;
- angolo di attrito del giunto utilizzando i valori di calcolo da normativa di Tabella 10 ottenuti dalla trattazione di Barton-Choubey.
- ASSENZA di pressione idraulica dal momento che il rilievo geostrutturale ha escluso la presenza di stillicidio.

Anche per l'analisi dei cinematismi tridimensionali di cunei rocciosi potenzialmente instabili, generati dalla combinazione di due e/o tre sistemi di discontinuità oltre alla tecchia, oggetto di verifica, è stato impiegato 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).

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. Le sezioni reali del rilievo topografico sono state semplificate ed amplificate al fine di aumentarne la rappresentatività all'interno dell'unità estrattiva incrementandone l'alzata e l'inclinazione.

I parametri geotecnici utilizzati sono quelli derivanti dallo studio geomeccanico effettuato, in particolare:

- peso specifico dell'ammasso roccioso pari a 2.7 ton/mc;

- resistenza a compressione della roccia intatta $q_u = 120$ MPa;
- Modulo di elasticità di 13'335 MPa;
- GSI pari a 55;
- Fattore di disturbo 0.0;
- JRC 4, JCS 60 MPa;
- Coesione compresa tra 2-27 KPa, ed angolo di attrito di picco compreso tra 36° - 42° in funzione del valore ottenuto dalla trattazione di Barton-Choubey, scegliendo pertanto, in sede di verifica, le condizioni più gravose (coesione e angolo di attrito minimi dell'intervallo) dal punto di vista della stabilità;
- accelerazione sismica 0.259 g - per un sisma con periodo di ritorno di 475 anni, corrispondente allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV), come visto nel capitolo dedicato.

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 e come si nota i parametri utilizzati non sono quelli ridotti, dal momento che il programma in automatico applica i coefficienti correttivi previsti dalle Norme Tecniche (NTC18).

L'analisi si riferisce alle tecchie attuali e di progetto.

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

- l'altezza e l'inclinazione della tecchia;
- i sistemi coinvolti;
- il peso o volume della massa in gioco;
- il valore del coefficiente di sicurezza compreso tra 0 e 100.

Anche in questo caso è stata sfruttata la tabella di conversione numerazione/famiglia di discontinuità già vista per i fronti e sono stati coinvolti tutti i sistemi presenti nel cantiere esaminato, indipendentemente dal fatto che il sistema sia di tipo secondario, abbia un basso peso statistico.

8.1. STATO ATTUALE

8.1.1. SETTORE MERIDIONALE

Come già detto in precedenza, il cantiere meridionale non sarà interessato da attività estrattive differenti da quelli già autorizzate, ma si ritiene comunque, per ragioni di sicurezza, doveroso verificare la condizione delle tecchie allo stato attuale.

Il Dominio Morfologico è costituito di una tecchia costituita di gradoni residuali a contorno del gradone di q.1'186.4m s.l.m. avente esposizione a NW e NE, inclinazioni mediamente molto elevate (87-89°) ed altezze comprese tra 40-45m.

- Per le verifiche allo stato attuale del settore sono state pertanto scelte le seguenti caratteristiche geometriche:
- Tecchia N 020/88° NW 10m;
- Tecchia N 070/89° NW 40m;
- Tecchia N 145/87° NE 45m

8.1.1.1. TECCHIA N020/88°NW (10M)

CINEMATISMI PLANARI

In Tabella 32 si riportano i sistemi soggetti a potenziali scivolamenti planari ricavati da analisi grafica.

Altezza	SISTEMI	FS	Fs sisma	Volume in mc/m	Note
10.0 m	S1	0.69	0.79	32.2	Far coincidere preventivamente fronte e verso di macchia evita il manifestarsi del fenomeno. Se si forma procedere a consolidamento con 1/m DYWIDAG 950/1050 Φ 32mm o ulteriore verifica.

Tabella 32: Cinematismi planari identificati attraverso analisi grafica e software *RocPlane*® per la tecchia N020/88°NW.

CINEMATISMI TRIDIMENSIONALI

In Tabella 33 si riportano le potenziali combinazioni che potrebbero emergere sulla tecchia in oggetto ed i relativi coefficienti di sicurezza.

Blocco	Comb. Piani	Vol. in mc	FS sisma	Note
1	S1-K1a	437.2234	1.97	
2	S1-K1b	29.9905	1.58	
4	S1-K3a	468.0082	2.81	
5	S1-K3b1	243.9378	2.37	
6	S1-K3b2	132.1742	2.22	
7	S1-K4	49.4453	1.25	
10	K1a-K3a	29.5213	3.38	
11	K1a-K3b1	196.6996	3.4	
12	K1a-K3b2	352.8604	3.06	
18	K1b-K4	19.9487	4.09	
23	K3a-K3b1	718.7247	25.57	
24	K3a-K3b2	847.3357	10.78	
26	K3b1-K3b2	241.8376	15.3	
30	S1-K1a+K2	333.5993	1.89	
49	S1-K3a+K2	325.4416	2.69	

55	S1-K3b1+K2	173.3465	2.28	
61	S1-K3b2+K2	101.247	2.14	
90	K1a-K3b1+K1b	196.1835	3.3	
94	K1a-K3b1+K4	138.0992	3.09	
96	K1a-K3b2+K1b	353.0657	2.96	
100	K1a-K3b2+K4	243.5511	2.76	
163	K3a-K3b1+K1b	339.5819	24.3	
166	K3a-K3b1+K4	194.1358	24.01	
169	K3a-K3b2+K1b	341.5462	10.14	
172	K3a-K3b2+K4	167.2953	9.97	
181	K3b1-K3b2+K1b	117.6673	14.78	
183	K3b1-K3b2+K3a	174.7613	14.11	
184	K3b1-K3b2+K4	46.4619	14.59	

Tabella 33: Cinematismi tridimensionali identificati attraverso il software *B-Rock* per la tecchia N020/89°NW.

8.1.1.2. TECCHIA N070/88°NW (40M)

CINEMATISMI PLANARI

In Tabella 34 si riportano i sistemi soggetti a potenziali scivolamenti planari ricavati da analisi grafica.

Altezza	SISTEMI	FS	Fs sisma	Volume in mc/n	Note
40.0 m	K1a	0.71	0.75	814.7	Far coincidere preventivamente fronte e discontinuità evita il manifestarsi del fenomeno.

Tabella 34: Cinematismi planari identificati attraverso analisi grafica e software *RocPlane*® per la tecchia N070/88°NW.

CINEMATISMI TRIDIMENSIONALI

In Tabella 35 si riportano le potenziali combinazioni che potrebbero emergere sulla tecchia in oggetto ed i relativi coefficienti di sicurezza.

Blocco	Comb. Piani	Vol. in mc	FS sisma	Note
1	S1-K1a	116279.7658	1.35	
4	S1-K3a	32401.95	2.09	
5	S1-K3b1	9779.597	1.79	
6	S1-K3b2	2343.399	1.69	
9	K1a-K2	81224.97	1.09	Se si forma, nonostante $FS \geq 1$, procedere ad ulteriore verifica.
10	K1a-K3a	87737.41	1.11	
11	K1a-K3b1	106718.6644	2.19	
12	K1a-K3b2	116996.281	2.19	
13	K1a-K4	77745.67	1.08	Il basso peso statistico di K4(3.3%) limita il verificarsi del cinematismo. Se si forma, nonostante $FS \geq 1$, procedere ad ulteriore verifica.
19	K2-K3a	1373.676	0.00	L'elemento tende a perdere contatto con la superficie. Se si forma procedere immediatamente ad ulteriore verifica.
22	K2-K4	1816.048	2.33	
23	K3a-K3b1	54280.22	20.53	.
24	K3a-K3b2	62794.66	8.75	
25	K3a-K4	3180.58	0.91	Il basso peso statistico di K4(3.3%) limita il verificarsi del cinematismo. Se si forma, nonostante $FS \geq 1$, procedere ad ulteriore verifica.
26	K3b1-K3b2	15760.93	13.02	
27	K3b1-K4	21.0561	0.76	Il basso peso statistico di K4(3.3%) limita il verificarsi del

				cinematismo. Se si forma procedere a disaggio, consolidamento o ulteriore verifica.
29	S1-K1a+K1b	77477.4	1.32	
30	S1-K1a+K2	116733.3906	1.34	
34	S1-K1a+K4	101044.9	1.32	
48	S1-K3a+K1b	19518	2.05	
49	S1-K3a+K2	29588.35	2.06	
52	S1-K3a+K4	15506.11	2.01	
78	K1a-K2+K1b	44459	1.06	Se si forma, nonostante $FS \geq 1$, procedere ad ulteriore verifica
84	K1a-K3a+K1b	44121.81	1.08	
90	K1a-K3b1+K1b	50622.78	2.15	
96	K1a-K3b2+K1b	54220.34	2.15	
102	K1a-K4+K1b	45378.7	1.06	Il basso peso statistico di K4(3.3%) limita il verificarsi del cinematismo. Se si forma, nonostante $FS \geq 1$, procedere ad ulteriore verifica.
163	K3a-K3b1+K1b	21102.96	19.97	
169	K3a-K3b2+K1b	28500.38	8.54	
181	K3b1-K3b2+K1b	8090.148	12.77	

Tabella 35: Cinematismi tridimensionali identificati attraverso il software *B-Rock* per la tecchia N070/88NW.

8.1.1.3. TECCHIA N145/87°NE (45M)

CINEMATISMI PLANARI

In Tabella 39 si riportano i sistemi soggetti a potenziali scivolamenti planari ricavati da analisi grafica.

Altezza	SISTEMI	FS	Fs sisma	Volume in mc/m	Note
45.0 m	K3a	0.59	0.65	839.1	Far coincidere preventivamente fronte e discontinuità evita il manifestarsi del fenomeno.
	K3b1	0.23	0.23	200.1	Far coincidere preventivamente fronte e discontinuità evita il manifestarsi del fenomeno.

Tabella 36: Cinematismi planari identificati attraverso analisi grafica e software *RocPlane*® per la tecchia N145/87°NE.

CINEMATISMI TRIDIMENSIONALI

In Tabella 37 si riportano le potenziali combinazioni che potrebbero emergere sulla tecchia in oggetto ed i relativi coefficienti di sicurezza.

Blocco	Comb. Piani	Vol. in mc	FS sisma	Note
8	K1a-K1b	295011.3123	16.79	
9	K1a-K2	42893.83	1.9	
10	K1a-K3a	2387.496	0.00	L'elemento tende a perdere contatto con la superficie. Se si forma procedere immediatamente ad ulteriore verifica.
13	K1a-K4	38647.12	3.89	
14	K1b-K2	2313.563	0.00	L'elemento tende a perdere contatto con la superficie. Se si forma procedere immediatamente ad ulteriore verifica.
15	K1b-K3a	44331.54	2.48	
16	K1b-K3b1	6707.508	1.52	
19	K2-K3a	34052.85	1.09	Se si forma, nonostante $FS \geq 1$, procedere ad ulteriore verifica.
20	K2-K3b1	8729.309	0.72	Se si forma procedere ad ulteriore verifica.
21	K2-K3b2	190.28	1.08	Il basso peso statistico di K3b2(2.5%) limita il verificarsi del cinematismo. Se si forma, nonostante $FS \geq 1$, procedere ad

				ulteriore verifica.
22	K2-K4	11786.38	2.16	
25	K3a-K4	22279.5	1.3	
27	K3b1-K4	1738.422	0.55	Il basso peso statistico di K4(3.3%) limita il verificarsi del cinematisimo. Se si forma, procedere ad ulteriore verifica.
74	K1a-K1b+K3b1	30655.87	15.6	
75	K1a-K1b+K3b2	30731.18	16.08	
78	K1a-K2+K1b	43694.91	1.89	
80	K1a-K2+K3b1	25649.39	1.78	
81	K1a-K2+K3b2	25496.44	1.83	
102	K1a-K4+K1b	38753.96	3.85	
105	K1a-K4+K3b1	14665.17	3.65	
106	K1a-K4+K3b2	15369.56	3.75	
113	K1b-K3a+S1	31049.09	2.45	
118	K1b-K3a+K4	38614.45	2.42	
137	K2-K3a+S1	29757.46	1.08	Se si forma, nonostante $FS > 1$, procedere ad ulteriore verifica
155	K2-K4+S1	9096.77	2.13	
177	K3a-K4+K3b1	21671.14	1.27	
178	K3a-K4+K3b2	19658.03	1.27	

Tabella 37: Cinematismi tridimensionali identificati attraverso il software *B-Rock* per la tecchia N145/87°NE.

8.1.2. SETTORE SETTENTRIONALE

Il Dominio Morfologico del settore settentrionale presenta forma ad L esposta prevalentemente a NE e secondariamente a SE/SW; la parte principale è attraversata da una frattura molto pervasiva ascrivibile al sistema K3a (in azzurro) affiorante nella parte meridionale ed esposta nella porzione inferiore della porzione settentrionale.

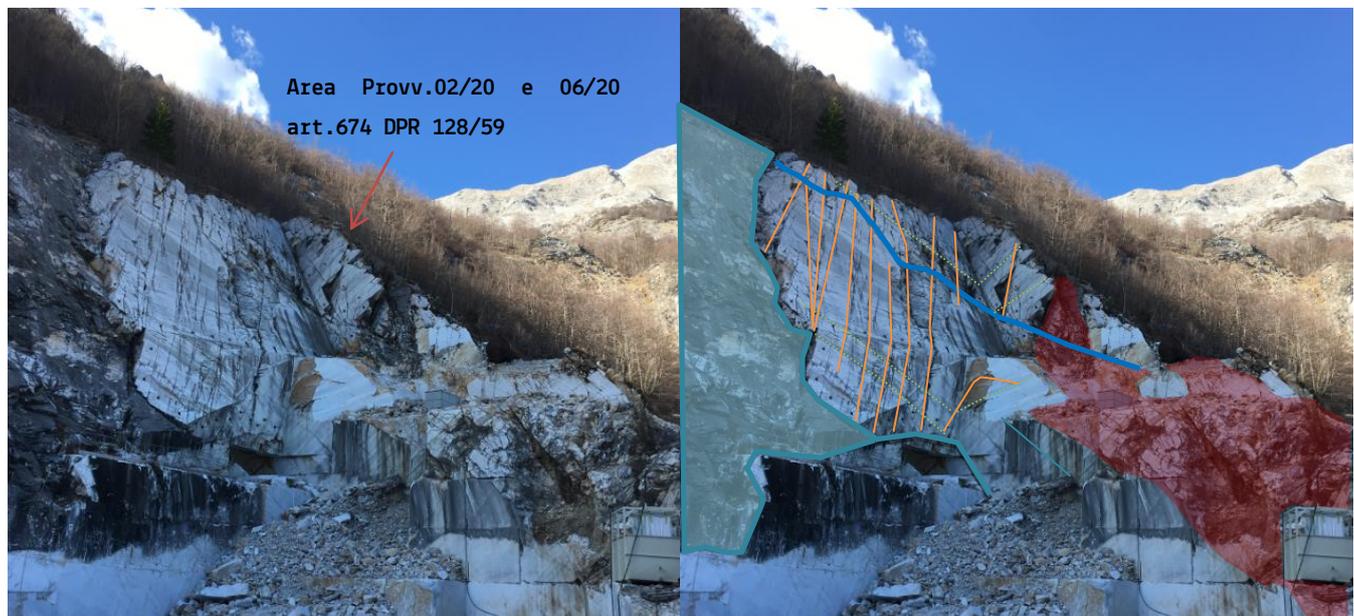


Figura 18: Ripresa del settore settentrionale della tecchia con tracciate le principali discontinuità e fasce cataclastiche.

La combinazione dei fronti residuali con la frattura isola un elemento residuale lastriforme in appoggio su quest'ultima ed a sua volta suddiviso in elementi colonnari da discontinuità del "secondo" K1 (in arancio).

Al fine di mantenerne la stabilità, le società gerenti hanno provveduto, in passato, a realizzare batterie di tiranti sub-orizzontali e ad approfondire i gradoni mantenendo verso monte un fronte residuale con inclinazione compresa tra 60-70°.

L'estremità settentrionale della tecchia, esposta a SE, è interessata da fasce cataclastiche (rosse) concorsi al "secondo" (K1) che in combinazione con la scistosità S1 (verde tratteggiato) e le discontinuità del "contro" K2 (blu) hanno portato alla formazione di elementi residuali molto fratturati e aggettanti per i quali è già stato presentato un piano di messa in sicurezza in ottemperanza al Prov. AUSL 02/20 (prot.n.34157 del 03.02.2020) ai sensi dell'art.674 del DPR 128/59 e prescritto con Prov.06/20 del 02.04.2020.

Per le verifiche allo stato attuale sono state pertanto scelte le seguenti caratteristiche geometriche:

- Tecchia N045/89° SE 12m;
- Tecchia N055/60° SE 15m;
- Tecchia N125/89° SW 12m;
- Tecchia N135/60° NE 30m;

8.1.2.1. TECCHIA N045/89° SE (12M)

CINEMATISMI PLANARI

In Tabella 38 si riportano i sistemi soggetti a potenziale scivolamento planare da analisi grafica.

H	SISTEMI	FS	Fs sisma	Volume in mc/m	Note
12.0 m	K1b	0.34	0.37	115.2	Far coincidere preventivamente fronte e discontinuità evita il manifestarsi del fenomeno.
	K2	0.50	0.55	199.7	Il fatto che a livello statistico il sistema è mediamente al di fuori del cono di confidenza di Markland, limita l'estensione del fenomeno. Far coincidere preventivamente fronte e discontinuità evita il manifestarsi del fenomeno.
	K4	0.21	0.00	10.9	Il basso peso statistico del sistema K4(3.3%) limita l'estensione del fenomeno. Far coincidere preventivamente fronte e discontinuità evita il manifestarsi del fenomeno.

Tabella 38: Cinematismi planari per la tecchia N045/89 SE da analisi grafica e software RocPlane®.

CINEMATISMI TRIDIMENSIONALI

In Tabella 39 si riportano le potenziali combinazioni che potrebbero emergere sulla tecchia in oggetto ed i relativi coefficienti di sicurezza.

Blocco	Comb.Piani	Vol. in mc	FS sisma	Note
1	S1-K1a	8703.594	1.5	
4	S1-K3a	7353.914	2.26	
5	S1-K3b1	2970.97	1.92	
6	S1-K3b2	1149.834	1.77	
9	K1a-K2	472.2873	1.68	
10	K1a-K3a	2291.962	1.47	
11	K1a-K3b1	5785.968	2.49	

12	K1a-K3b2	8300.809	2.42	
23	K3a-K3b1	12111.92	21.8	
24	K3a-K3b2	14196.29	9.26	
26	K3b1-K3b2	3853.542	13.62	
30	S1-K1a+K2	7922.019	1.48	
49	S1-K3a+K2	5956.618	2.2	
55	S1-K3b1+K2	2504.189	1.87	
84	K1a-K3a+K1b	2232.137	1.42	
88	K1a-K3a+K4	853.7201	1.33	
90	K1a-K3b1+K1b	5590.859	2.43	
94	K1a-K3b1+K4	1375.645	2.35	
96	K1a-K3b2+K1b	8025.565	2.36	
100	K1a-K3b2+K4	1552.695	2.27	
163	K3a-K3b1+K1b	5476.316	21.1	
166	K3a-K3b1+K4	2321.914	20.9	
169	K3a-K3b2+K1b	4994.422	8.95	
172	K3a-K3b2+K4	2545.616	8.89	
181	K3b1-K3b2+K1b	1916.607	13.3	
184	K3b1-K3b2+K4	889.7038	13.18	

Tabella 39: Cinematismi tridimensionali identificati attraverso il software *B-Rock* per la tecchia N045/89 SE.

8.1.2.2. TECCHIA N055/60° SE (15M)

CINEMATISMI PLANARI

In Tabella 40 si riportano i sistemi soggetti a potenziali scivolamenti planari ricavati da analisi grafica.

H	SISTEMI	FS	Fs sisma	Volume in mc/m	Note
35.0 m	K1b	0.34	0.37	115.2	Far coincidere preventivamente fronte e discontinuità evita il manifestarsi del fenomeno.

Tabella 40: Cinematismi planari per la tecchia N055/65° SE da analisi grafica e software *RocPlane*®.

CINEMATISMI TRIDIMENSIONALI

In Tabella 41 si riportano le potenziali combinazioni che potrebbero emergere sulla tecchia in oggetto ed i relativi coefficienti di sicurezza. Risultati in esteso nei listati allegati.

Blocco	Comb. Piani	Vol. in mc	FS sisma	Note
3	S1-K2	1408.884	4.78	
8	K1a-K1b	6914.8	20.58	
15	K1b-K3a	99.8893	4.12	
21	K2-K3b2	34.8405	2.45	
41	S1-K2+K1a	1111.778	4.67	
42	S1-K2+K1b	697.0868	4.57	
43	S1-K2+K3a	1093.213	4.67	
44	S1-K2+K3b1	978.7274	4.63	
45	S1-K2+K3b2	962.0052	4.6	
72	K1a-K1b+K2	2978.949	19.18	
76	K1a-K1b+K4	3143.982	19.55	

Tabella 41: Cinematismi tridimensionali identificati attraverso il software *B-Rock* per la tecchia N055/60 SE.

8.1.2.3. TECCHIA N125/89° SW (12M)

CINEMATISMI PLANARI

In Tabella 42 si riportano i sistemi soggetti a potenziale scivolamento planare da analisi grafica.

H	SISTEMI	FS	Fs sisma	Volume in mc/m	Note
25.0 m	K3b2	0.23	0.22	49.8	Il basso peso statistico del sistema K3b2(2.5%) limita l'estensione del fenomeno. Far coincidere preventivamente fronte e discontinuità evita il manifestarsi del fenomeno.

Tabella 42: Cinematismi planari per la tecchia N125/89 SW da analisi grafica e software *RocPlane*®.

CINEMATISMI TRIDIMENSIONALI

In Tabella 43 si riportano le potenziali combinazioni che potrebbero emergere sulla tecchia in oggetto ed i relativi coefficienti di sicurezza. Risultati in esteso nei listati allegati.

Blocco	Comb. Piani	Vol. in mc	FS sisma	Note
2	S1-K1b	3002.988	1.13	
3	S1-K2	10988.73	4.22	
6	S1-K3b2	4541.532	0.56	Il basso peso statistico di K3b2(3.3%) limita il verificarsi del cinematismo. Se si forma procedere ad ulteriore verifica.
7	S1-K4	2093.246	1.3	
12	K1a-K3b2	5079.59	2.39	
17	K1b-K3b2	3440.752	0.00	L'elemento tende a perdere contatto con la superficie. Se si forma, nonostante il basso peso statistico di K3b2(3.3%), procedere immediatamente ad ulteriore verifica. limita il verificarsi del cinematismo.
18	K1b-K4	917.4589	3.27	
21	K2-K3b2	3176.509	0.00	L'elemento tende a perdere contatto con la superficie. Se si forma, nonostante il basso peso statistico di K3b2(3.3%), procedere immediatamente ad ulteriore verifica. limita il verificarsi del cinematismo..
23	K3a-K3b1	3833.044	23.51	
24	K3a-K3b2	8365.747	9.5	
26	K3b1-K3b2	6301.867	13.47	
28	K3b2-K4	3740.947	0.39	Il basso peso statistico di K3b2(3.3%), K4(2.5%) limita il verificarsi del cinematismo. Se si forma procedere ad ulteriore verifica.
36	S1-K1b+K2	2249.797	1.09	Se si forma, nonostante FS≥1, procedere ad ulteriore verifica.
67	S1-K4+K2	1766.722	1.28	
132	K1b-K4+K1a	907.0676	3.25	
134	K1b-K4+K3a	754.6564	3.24	
135	K1b-K4+K3b1	573.8389	3.21	
161	K3a-K3b1+S1	2391.485	22.73	
164	K3a-K3b1+K2	2812.67	22.98	
167	K3a-K3b2+S1	8154.627	9.35	
170	K3a-K3b2+K2	8259.016	9.4	
179	K3b1-K3b2+S1	5737.602	13.05	
182	K3b1-K3b2+K2	6004.435	13.28	
183	K3b1-K3b2+K3a	6186.309	13.24	

Tabella 43: Cinematismi tridimensionali identificati attraverso il software *B-Rock* per la tecchia N125/89 SW.

8.1.2.4. TECCHIA N135/60° SW (30M)

CINEMATISMI PLANARI

In Tabella 44 si riportano i sistemi soggetti a potenziale scivolamento planare da analisi grafica.

H	SISTEMI	FS	Fs sisma	Volume in mc/m	Note
25.0 m	K3b2	0.23	0.22	49.8	Il basso peso statistico del sistema K3b2(2.5%) limita l'estensione del fenomeno. Far coincidere preventivamente fronte e discontinuità evita il manifestarsi del fenomeno.

Tabella 44: Cinematismi planari per la tecchia N135/60 SW da analisi grafica e software *RocPlane®*.

CINEMATISMI TRIDIMENSIONALI

In Tabella 45 si riportano le potenziali combinazioni che potrebbero emergere sulla tecchia in oggetto ed i relativi coefficienti di sicurezza. Risultati in esteso nei listati allegati.

Blocco	Comb. Piani	Vol. in mc	FS sisma	Note
8	K1a-K1b	282727	16.84	
9	K1a-K2	28337.55	1.97	
10	K1a-K3a	1235.983	0.00	L'elemento tende a perdere contatto con la superficie. Se si forma procedere immediatamente ad ulteriore verifica.
13	K1a-K4	31169.62	3.96	
15	K1b-K3a	30895.67	2.56	
16	K1b-K3b1	455.7268	2.01	
19	K2-K3a	18345.06	1.17	
20	K2-K3b1	205.5988	1.46	
22	K2-K4	4707.599	2.29	
25	K3a-K4	13650.48	1.37	
74	K1a-K1b+K3b1	26328.53	15.96	
75	K1a-K1b+K3b2	80592.49	16.25	
78	K1a-K2+K1b	28705.62	1.96	
80	K1a-K2+K3b1	15305.03	1.87	
81	K1a-K2+K3b2	17923.26	1.92	
102	K1a-K4+K1b	30998.3	3.91	
105	K1a-K4+K3b1	11201.17	3.78	
106	K1a-K4+K3b2	17548.59	3.86	
113	K1b-K3a+S1	25086.09	2.53	
115	K1b-K3a+K2	20237.49	2.39	
177	K3a-K4+K3b1	13051.36	1.34	
178	K3a-K4+K3b2	11485.49	1.35	
8	K1a-K1b	282727	16.84	
9	K1a-K2	28337.55	1.97	

Tabella 45: Cinematismi tridimensionali identificati attraverso il software *B-Rock* per la tecchia N135/60 SW.

8.2. STATO FINALE DI PROGETTO

8.2.1. SETTORE SETTENTRIONALE

Nell'intervento, che interesserà esclusivamente il settore settentrionale del cantiere a cielo aperto, si prevede l'approfondimento di circa 10-15m dei gradoni e dei piazzali esistenti.

Per le verifiche del settore sono state pertanto scelte le seguenti condizioni, rappresentative dello stato finale di progetto:

- Tecchia N045/89° SE 25m;
- Tecchia N045/89° NW 25m;
- Tecchia N125/89° SW 25m;
- Tecchia N135/70° NE 45m;

8.2.1.1. TECCHIA N045/89° SE (25M)

Si rimanda alle verifiche allo stato attuale dedicate alla tecchia avente medesima orientazione.

8.2.1.2. TECCHIA N045/89° NW (25M)

CINEMATISMI PLANARI

In Tabella 46 si riportano i sistemi soggetti a potenziale scivolamento planare da analisi grafica.

H	SISTEMI	FS	Fs sisma	Volume in mc/m	Note
25.0 m	K1a	0.71	0.75	814.7	Far coincidere preventivamente fronte e discontinuità evita il manifestarsi del fenomeno.

Tabella 46: Cinematismi planari per la tecchia N045/89 NW da analisi grafica e software *RocPlane®*.

CINEMATISMI TRIDIMENSIONALI

In Tabella 47 si riportano le potenziali combinazioni che potrebbero emergere sulla tecchia in oggetto ed i relativi coefficienti di sicurezza.

Blocco	Comb. Piani	Vol. in mc	FS sisma	Note
1	S1-K1a	8703.594	1.5	
4	S1-K3a	7353.914	2.26	
5	S1-K3b1	2970.97	1.92	
6	S1-K3b2	1149.834	1.77	
9	K1a-K2	472.2873	1.68	
10	K1a-K3a	2291.962	1.47	
11	K1a-K3b1	5785.968	2.49	
12	K1a-K3b2	8300.809	2.42	
23	K3a-K3b1	12111.92	21.8	
24	K3a-K3b2	14196.29	9.26	
26	K3b1-K3b2	3853.542	13.62	
30	S1-K1a+K2	7922.019	1.48	
49	S1-K3a+K2	5956.618	2.2	
55	S1-K3b1+K2	2504.189	1.87	
84	K1a-K3a+K1b	2232.137	1.42	

88	K1a-K3a+K4	853.7201	1.33	
90	K1a-K3b1+K1b	5590.859	2.43	
94	K1a-K3b1+K4	1375.645	2.35	
96	K1a-K3b2+K1b	8025.565	2.36	
100	K1a-K3b2+K4	1552.695	2.27	
163	K3a-K3b1+K1b	5476.316	21.1	
166	K3a-K3b1+K4	2321.914	20.9	
169	K3a-K3b2+K1b	4994.422	8.95	
172	K3a-K3b2+K4	2545.616	8.89	
181	K3b1-K3b2+K1b	1916.607	13.3	
184	K3b1-K3b2+K4	889.7038	13.18	
1	S1-K1a	8703.594	1.5	
4	S1-K3a	7353.914	2.26	
5	S1-K3b1	2970.97	1.92	
6	S1-K3b2	1149.834	1.77	
9	K1a-K2	472.2873	1.68	
10	K1a-K3a	2291.962	1.47	
11	K1a-K3b1	5785.968	2.49	
12	K1a-K3b2	8300.809	2.42	
23	K3a-K3b1	12111.92	21.8	
24	K3a-K3b2	14196.29	9.26	
26	K3b1-K3b2	3853.542	13.62	
30	S1-K1a+K2	7922.019	1.48	
49	S1-K3a+K2	5956.618	2.2	
55	S1-K3b1+K2	2504.189	1.87	
84	K1a-K3a+K1b	2232.137	1.42	
88	K1a-K3a+K4	853.7201	1.33	
90	K1a-K3b1+K1b	5590.859	2.43	
94	K1a-K3b1+K4	1375.645	2.35	

Tabella 47: Cinematismi tridimensionali identificati attraverso il software B-Rock per la tecchia N045/89 NW.

8.2.2. TECCHIA N125/89° SW (25M)

Si rimanda alle verifiche allo stato attuale dedicate alla tecchia avente medesima orientazione.

8.2.3. TECCHIA N135/70° NE (45M)

Si rimanda alle verifiche allo stato attuale dedicate alla tecchia avente medesima orientazione.

Per quanto riguarda questa parte di tecchia nel settore settentrionale si raccomanda di lasciare in posto il gradone di q.1'186.6m s.l.m. e non ribassare il gradone di q. 1'192.0m s.l.m. (zona vasche AMD) al di sotto del piano di q. 1'190.0m s.l.m..

In questo modo si eviterà di esporre la porzione di frattura K3a ancora immersa nel versante evitando pertanto di ridurne le resistenze (ponti di roccia al piede).

* Copia conforme all'originale * Parco Regionale Alpi Apuane, Prot. 0004504 del 18-10-2022 in arrivo Cat.3 Cla. 2

8.3. ANALISI DETERMINISTICA DELLE SEZIONI GEOSTRUTTURALI

Per i riferimenti grafici si rimanda alla Relazione Aggiornamento Fratture Cava Colubraia redatto dal Geol. Sergio MANCINI ed alla Tav.10ii: Carta Fratturazione e Sezioni Geostrutturali.

CANTIERE SOTTERRANEO CENTRALE

A prescindere dalle incertezze legate alla realizzazione dei tracciamenti esplorativi, già valutate a livello statistico secondo l'analisi geostrutturale dei dati a disposizione, per quello che riguarda il portale di accesso, la scopertura dei fronti fino a q.1'177.0-1'174.0m s.l.m. e le sezioni geostrutturali, permettono un approfondimento delle analisi precedentemente effettuate.

Il portale di accesso del nuovo cantiere in galleria verrà aperto con tetto a q.1'180.5 m s.l.m. e calpestio a q.1'174.5m s.l.m. successivamente ribassato per step di 3.0m fino a raggiungere q.1'162.5m s.l.m.. La spalla destra sarà "supportata" dalla permanenza, anche allo stato finale di progetto, del pilastro e dell'ammasso roccioso compresi tra i rami della Via Vandelli e con q. comprese tra 1'220-1'190.0m s.l.m..

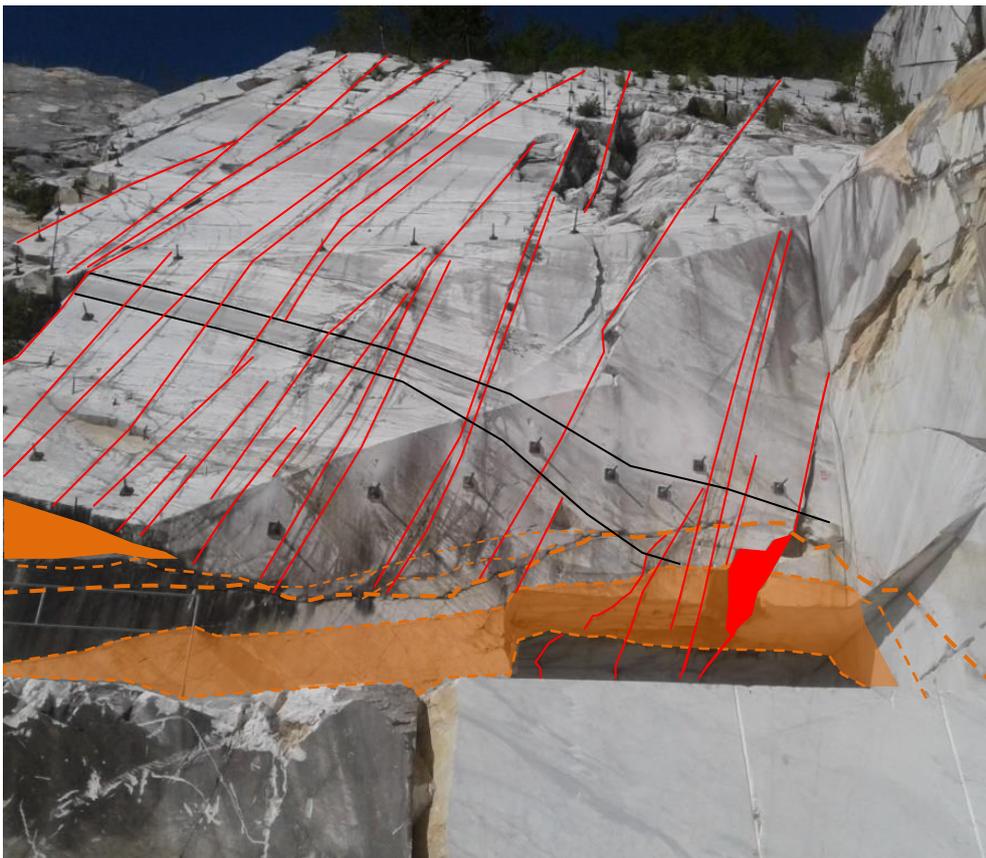


Figura 19: ripresa del sotto-cala esistente, soprastante il futuro accesso al cantiere sotterraneo con indicate le principali discontinuità del verso di macchia (nero), del secondo K1 e del contro (arancio).

Tale scelta progettuale eviterà di "sgambare" la discontinuità molto persistente K3a anche nel settore settentrionale del cantiere, dopo che gli interventi ai sensi dei Provv.02/20 e 06/20 Art.674 DPR128/59 ne hanno permesso la bonifica ed il consolidamento.

La spalla sinistra invece sarà ubicata sotto la tecchia principale esposta a NE ed in particolare sotto il vecchio sotto-cala, ricompreso tra 1'186.80m-1'190.0m s.l.m., che si approfondisce all'interno dell'ammasso roccioso per circa 4.0m. Per la parte di portale soprastante il sotto-cala si rimanda al dimensionamento già effettuato in precedenza.,

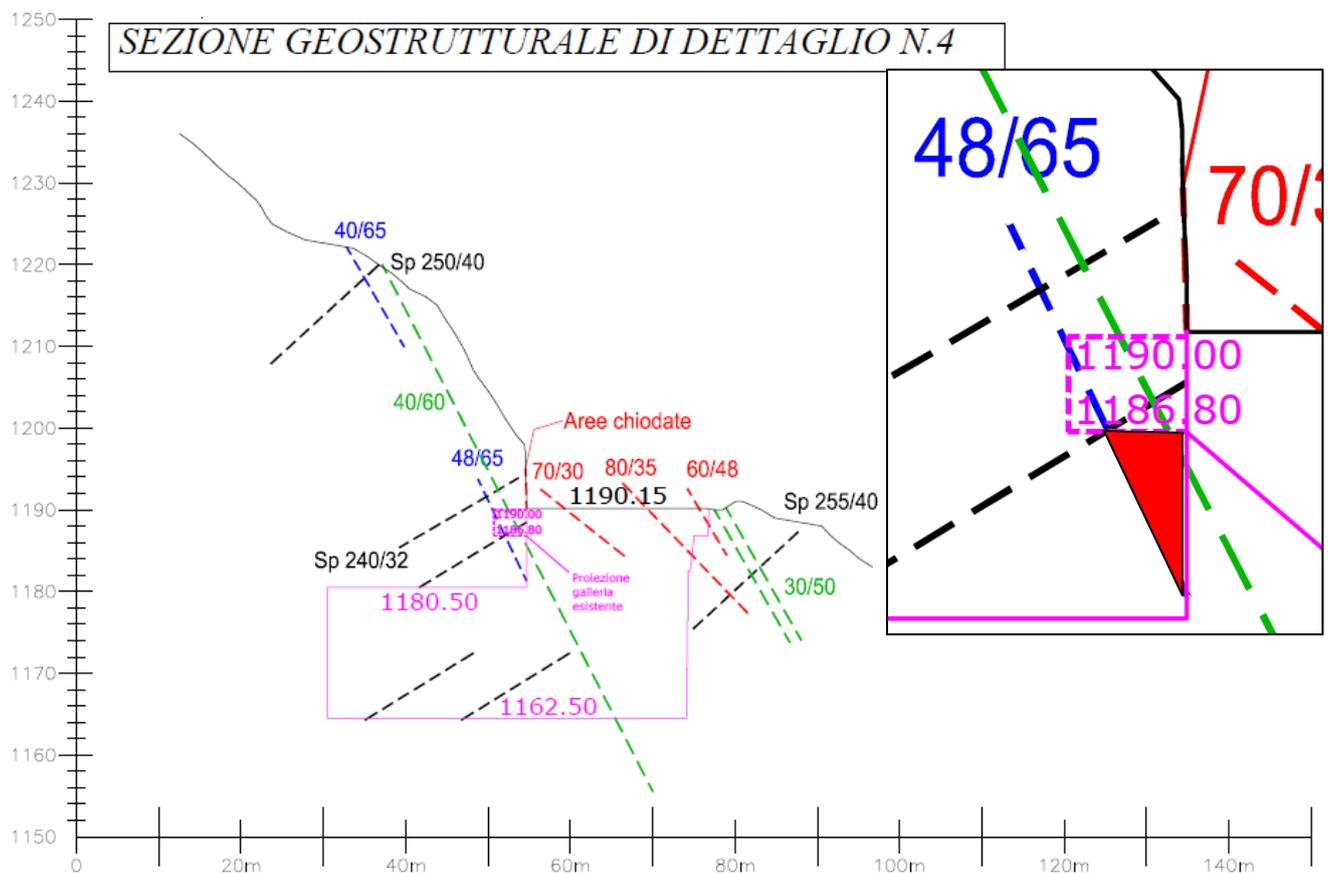


Figura 20: A sinistra stralcio sezione geostrutturale 1 sovrapposta: in nero stato attuale, in magenta stato di progetto. A destra particolare della soletta con indicato elemento potenzialmente instabile in rosso. Con tratto colorato le principali discontinuità rilevate (Geol. Mancini, Marzo 2021).

Tra il sotto-cala ed il futuro accesso al cantiere sotterraneo centrale si verrà a creare una soletta di spessore circa 6.80m per la quale si prevedono specifici approfondimenti e valutazioni una volta attestato il fronte di attacco.

Dall'osservazione dell'intorno e dalla sezione geostrutturale 1 la porzione più superficiale dello sbalzo risulterebbe isolato dalla discontinuità del contro K3a (48/65) e sezionato dalle discontinuità del "secondo" K1b, ad elevata frequenza nella parte soprastante. L'elemento isolato, di circa 237.0mc, potrà essere abbattuto successivamente ai soprastanti interventi di messa in sicurezza e prima di realizzare la galleria mediante tagli al monte tradizionali.

In relazione alle integrazioni geostrutturali si ritiene di integrare il consolidamento puntuale, già dimensionato a pag.50 della relazione di stabilità, installando complessivamente **6 TIRANTI DYWIDAG 950/1050 Φ 32mm** di lunghezza complessiva 9.0m al fine passare la soletta con almeno il 50% della lunghezza.

Il presente dimensionamento potrà comunque essere rivisto alla luce delle effettive condizioni strutturali del fronte di attacco della galleria centrale.

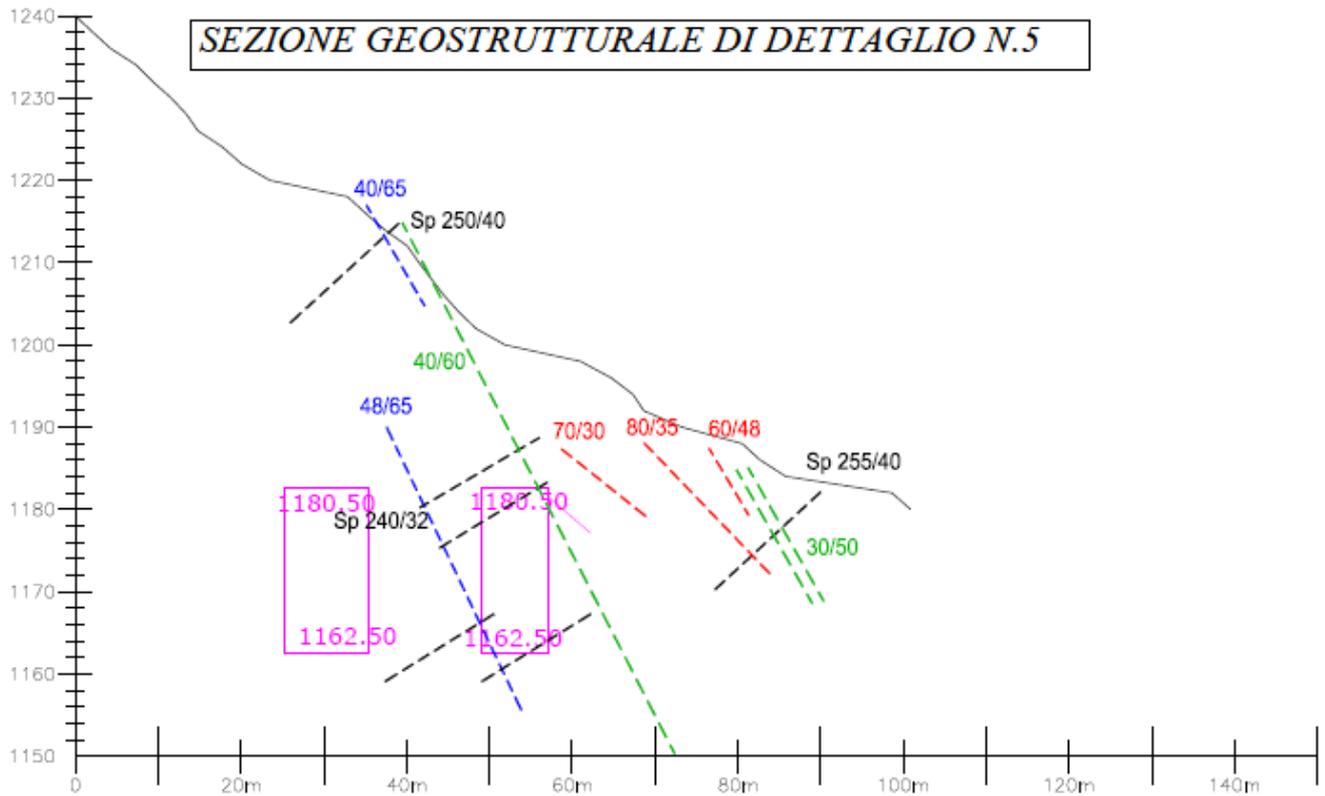


Figura 21: A sinistra stralcio sezione geostrutturale 5 W-E sovrapposta: in nero stato attuale, in magenta stato di progetto. A destra particolare della soletta con indicato elemento potenzialmente instabile in rosso. Con tratto colorato le principali discontinuità rilevate (Geol. Mancini, Marzo 2021).

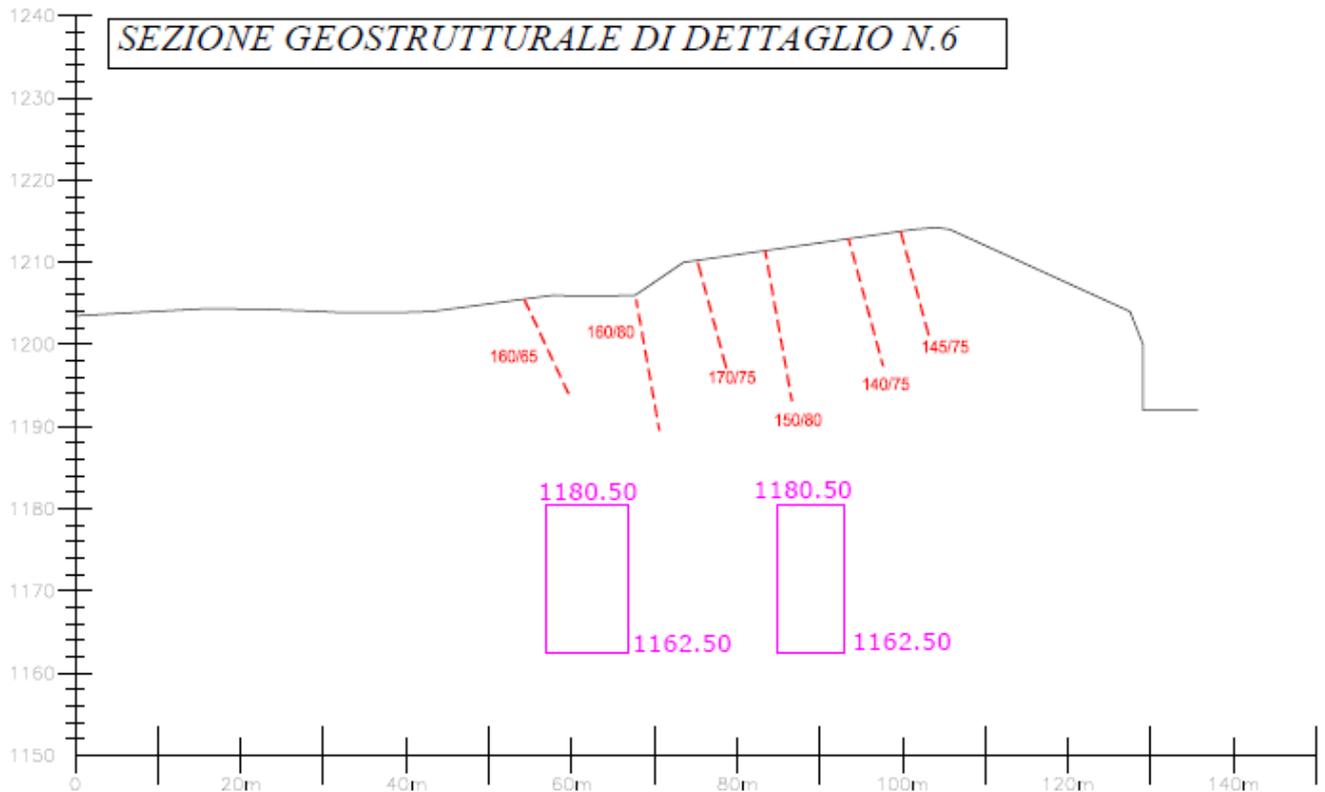


Figura 22: A sinistra stralcio sezione geostrutturale 6 S-N sovrapposta: in nero stato attuale, in magenta stato di progetto. A destra particolare della soletta con indicato elemento potenzialmente instabile in rosso. Con tratto colorato le principali discontinuità rilevate (Geol. Mancini, Marzo 2021).

* Copia conforme all'originale * Parco Regionale Alpi Apuane, Prot. 0004504 del 18-10-2022 in arrivo Cat.3 Cla. 2

er le discontinuità V1, K2.1 e V2 non vi sono variazioni significative tra la condizione attuale e di progetto dal momento che le stesse fratture risultano ad oggi già emergenti su tutte le facce del pilastro P3 anche si deve denotare un generico "immarmamento" delle stesse nel settore occidentale dello stesso.

Come illustrato in Figura 14, l'avanzamento progettuale ha prodotto la completa emergenza delle fratture V3, attraverso il completamento del ribasso di q.398.0 s.l.m..

L'elemento isolato in P3 compreso tra le fratture V2-V3 risulta da più dettagliata analisi avere un volume di circa 775 mc corrispondente ad un carico di circa 21 MN e ad una sollecitazione tangenziale compresa tra 13.9 e 15.9 MN (condizioni di verifica SLU e SLV NTC18). Considerando il contributo a resistenza tangenziale della superficie della discontinuità V3 quantificata in circa 182 mq ed inclinate di 34°, l'analisi di stabilità evidenzia che l'elemento non risulterebbe verificato avendo $FS_{\min} = 0.91$ ed un'azione residua compresa tra 0.0-1.37 MN.

In relazione alla sezione geostrutturale è pertanto evidente che la realizzazione del cantiere sotterraneo non andrà ad interferire in modo significativo con la discontinuità a grande scala del contro (in verde), affiorante in tecchia e nella soletta e successivamente trasversale/obliqua all'accesso secondario. In merito alle altre discontinuità del contro K3a (in blu) si ritiene invece che quella già oggetto di consolidamento nella soletta dell'accesso principale possa essere sgambata nella faccia NE del pilastro durante la realizzazione del penultimo ribasso a circa q.1'166.0m s.l.m..

In via del tutto schematica il volume connesso al tetto per circa 125mq viene stimato in circa 1'100mc corrispondente ad un carico di circa 29.2 MN e ad una sollecitazione tangenziale compresa tra 24.9 e 28.0 MN (condizioni di verifica SLU e SLV NTC18). Considerando il contributo a resistenza tangenziale della superficie della discontinuità K3a quantificata in circa 290 mq ed inclinate di 65° e della resistenza a trazione della ponte di roccia altetto, l'analisi di stabilità evidenzia che l'elemento non risulterebbe verificato avendo $FS_{\min} = 0.61$ ed un'azione residua compresa tra 2.0-3.2MN.

VERIFICA DI STABILITA' E DIMENSIONAMENTO CONSOLIDAMENTO				ELEMENTO K3 in P1			
SUPERFICIE DISCONTINUITA' (mq)	S	288.00	SLU	SLV (parametri minimi intervallo)			
CARICO NORMALE (MN)	Wn,d	3.55		Comb (++)	Comb (-+)	Comb (+-)	Comb (--)
CARICO TANGENZIALE (MN)	Ed,sc	7.62	7.61	8.09	7.16	7.64	
RESISTENZA TANGENZIALE DISCONTINUITA' (MN)	Rd,sc	5.02	5.18	4.91	5.12	4.85	
FATTORE DI SICUREZZA	FS	0.66	0.68	0.61	0.72	0.63	
AZIONE RESIDUA (MN)	Ed,sc,res	2.61	2.42	3.18	2.04	2.79	
INCLINAZIONE ANCORAGGI (° RIF ORIZZONTALE)	α	0.00					
AZIONE RESIDUA TANGENZIALE ALL'ANCORAGGIO (MN)	Ed,sc,t	2.36	2.20	2.88	1.84	2.53	
AZIONE RESIDUA NORMALE ALL'ANCORAGGIO (MN)	Ed,sc,n	1.10	1.02	1.34	0.86	1.18	
NUMERO ANCORAGGI	n	14.00					
LUNGHEZZA D'INFISSIONE (m)	L	4.50					
RESISTENZA TANGENZIALE ANCORAGGI (MN)	nTd	3.88					
RESISTENZA A SFILAMENTO (MN)	Rsfil	7.75					
FATTORE DI SICUREZZA A TAGLIO	FS tg	1.22	1.24	1.14	1.31	1.19	
FATTORE DI SICUREZZA A SFILAMENTO	FS sfil	3.06	3.09	2.87	3.28	3.04	

Risulta pertanto necessario intervenire con l'installazione di un sistema di consolidamento da eseguirsi con tiranti passanti DYWIDAG 950/1050 N/mm², aventi diametro 32mm, da installare con inclinazione circa sub-orizzontali sulle facce NE-SW del pilastro.

Per realizzare un fattore di sicurezza FS > 1.0 sia in condizioni statiche che sismiche risulta necessaria l'installazione di 14 tiranti DYWIDAG 950/1050 ϕ 32 mm, intervento da realizzare prima del ribasso compreso tra 1'168.5-1'165.5m s.l.m..

Ricordando che l'effettivo andamento della discontinuità potrà essere riscontrato solo una volta scoperti i contorni degli scavi, si ritiene a scopo cautelativo, al fine di raggiungere quanto prima un quadro esaustivo delle condizioni geostrutturali del futuro pilastro di procedere, successivamente alla realizzazione dei tracciamenti, nella coltivazione delle bancate in sotterraneo nel seguente ordine temporale:

- sbancamento dall'accesso principale;
- sbancamento del ramo esplorativo verso NE;
- sbancamento del ramo esplorativo verso SE;
- sbancamento dell'accesso secondario.

In questo modo si potrà intervenire sulle discontinuità prima del loro potenziale sgambamento.

CANTIERE A CIELO APERTO

Per quanto riguarda il cantiere a cielo aperto si deve osservare che il piazzale principale ha raggiunto q.1'174.0m s.l.m. ed i fronti residuali sottostanti il gradone di q. 1'186.0m s.l.m. non hanno evidenziato l'emersione di discontinuità K3a "contro" aventi persistenza ed importanza paragonabile a quella che costituisce la parte meridionale della tecchia. Dai dati in possesso gli approfondimenti progettuali pertanto non avranno alcun effetto peggiorativo rispetto alle attuali condizioni.

L'unica parte potenzialmente instabile risulta un elemento (x) in appoggio su K3a e compreso tra il gradone di q.1186.5m s.l.m. ed il fronte sottostante (area in rosso).



Figura 23: ripresa panoramica della tecchia con indicata l'area di studio (foto 2020).

L'elemento X di circa 170.0mc, presenta peso proprio di circa 6.77MN.

La verifica di stabilità preliminare (A2+M2+R2) riconosce un fattore di sicurezza minimo FSmin=0.51, pertanto l'elemento NON è verificato.

VERIFICA DI STABILITA'PRELIMINARE A2+M2+R2				ELEMENTO X			
SUPERFICIE DISCONTINUITA' (mq)	S	96.00	SLU	SLV(parametri minimi intervallo)			
CARICO NORMALE (MN)	Wn,d	2.25		Comb (++)	Comb (-+)	Comb (+-)	Comb (--)
CARICO TANGENZIALE (MN)		Ed,sc	3.90	3.92	4.13	3.67	3.88
RESISTENZA TANGENZIALE DISCONTINUITA' (MN)		Rd,sc	2.42	2.56	2.34	2.49	2.28
RESISTENZA TANGENZIALE AMMASSO ROCCIOSO (MN)		Rd,tau	0.00				
FATTORE DI SICUREZZA		FS	0.56	0.59	0.51	0.62	0.53

Il conseguente dimensionamento strutturale del consolidamento ha evidenziato la necessità di installare **11 tirante DYWIDAG 950/1050 N/mm² Ø32mm**, di **lunghezza utile 1.5m**, con inclinazione sub-orizzontale e lunghezza totale compresa tra 3.0-6.0m.

VERIFICA DI STABILITA' E DIMENSIONAMENTO CONSOLIDAMENTO				ELEMENTO X			
SUPERFICIE DISCONTINUITA' (mq)	S	96.00	SLU	SLV(parametri minimi intervallo)			
CARICO NORMALE (MN)	Wn,d	2.25		Comb (++)	Comb (-+)	Comb (+-)	Comb (--)
CARICO TANGENZIALE (MN)		Ed,sc	5.07	5.09	5.37	4.77	5.05
RESISTENZA TANGENZIALE DISCONTINUITA' (MN)		Rd,sc	2.48	2.60	2.41	2.54	2.36
FATTORE DI SICUREZZA		FS	0.49	0.51	0.45	0.53	0.47
AZIONE RESIDUA (MN)		Ed,sc,res	2.60	2.50	2.96	2.23	2.69
INCLINAZIONE ANCORAGGI (° RIF ORIZZONTALE)		α	0.00				
AZIONE RESIDUA TANGENZIALE ALL'ANCORAGGIO (MN)		Ed,sc,t	2.25	2.16	2.57	1.93	2.33
AZIONE RESIDUA NORMALE ALL'ANCORAGGIO (MN)		Ed,sc,n	1.30	1.25	1.48	1.11	1.35
NUMERO ANCORAGGI		n	11.00				
LUNGHEZZA D'INFISSIONE (m)		L	1.50				
RESISTENZA TANGENZIALE ANCORAGGI (MN)		nTd	3.05				
RESISTENZA A SFILAMENTO (MN)		Rsfil	3.84				
FATTORE DI SICUREZZA A TAGLIO		FS tg	1.18	1.20	1.10	1.27	1.16
FATTORE DI SICUREZZA A SFILAMENTO		FS sfil	2.00	2.02	1.88	2.14	1.99

Secondo le condizioni geostrutturali illustrate e descritte dal geologo non emerge la presenza di ulteriori discontinuità K3a (contro) della medesima importanza di quella che ha "formato" l'attuale tecchia del cantiere.

Lo sviluppo della coltivazione da SE a NW ("al secondo") per gradoni successivi di altezza compresa tra 3.0-6.0m permetterà, ad ogni avanzamento successivo, di verificare le condizioni delle sponde che andranno a formare progressivamente la parte basale delle tecchie.

In questo modo l'eventuale emersione di nuove discontinuità avverrà in sicurezza dal momento che la parte retrostante si manterrà all'interno dell'ammasso roccioso, e pertanto in condizioni sufficienti a garantirne la stabilità a breve-medio termine.

In questo caso sarà cura delle maestranze valutare gli interventi necessari.

8.4. PARTE NW DEL CANTIERE A CIELO APERTO

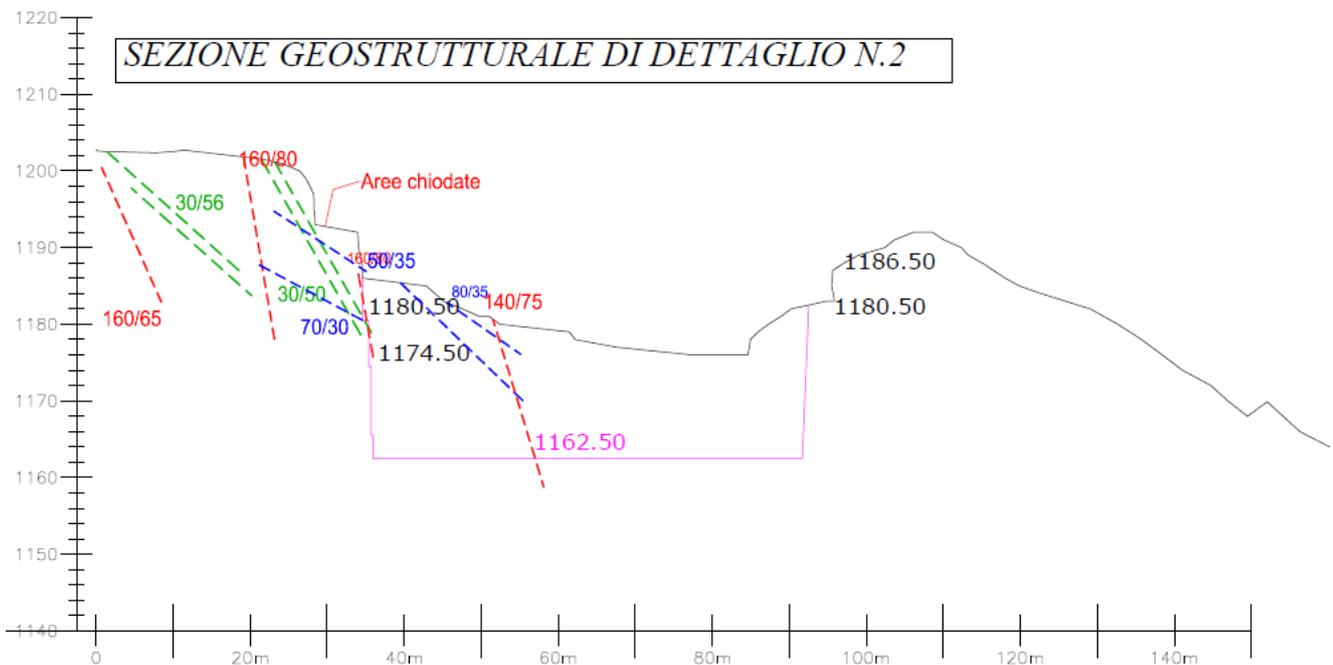


Figura 24: Stralcio Sezione 2 geostrutturale e sovrapposta del cantiere a cielo aperto: in nero stato attuale, in magenta stato di progetto. Con tratto colorato le principali discontinuità rilevate (Geol. Mancini, Marzo 2021).

Dalla sezione riportante in stralcio si evince che i ribassi previsti nel cantiere a cielo aperto, nel limite NW:

- Potranno proseguire nell'intercettare le discontinuità del "contro" (K2 o K3) o del "verso di macchia" (S1) che tuttavia non presentano potenziali instabilità ubicandosi a trasverspoggio rispetto alla "nuova" tecchia settentrionale;
- Potranno intercettare ulteriori discontinuità del "secondo" (K1) prevalentemente a franappoggio ed in sub-ordine a reggipoggio e pertanto in condizioni di potenziale instabilità per scivolamento planare/tridimensionale o toppling, anche in relazione all'elevata inclinazione del sistema.

La parte sommitale del settore risulta essere già stata consolidata attraverso interventi di chiodatura mirati a stabilizzarne le masse isolate dalle principali fratture affioranti. Nel corso dei ribassi, l'elevata frequenza delle discontinuità del secondo K1b, fa ritenere che possa essere migliorativo per la condizioni di stabilità globale attestare la tecchia su una di queste discontinuità maggiormente persistente evitando sia di sgambarla che di intercettarne di nuove nel corso dei ribassi prospettati.

In questo modo si scongiura la possibilità di generare elementi potenzialmente instabili a scivolamento e nel contempo si ha possibilità di "rafforzare" i fronti residuali mediante interventi di consolidamento.

9. PIANO DI MONITORAGGIO

In relazione alle condizioni geostrukturali della tecchia si ritiene necessario un piano di monitoraggio che vada a:

- registrare eventuali cedimenti/deformazioni degli elementi colonnari isolati dalle discontinuità K1 del secondo, ed appoggiati alla grande frattura K3a;
- registrare eventuali cedimenti/deformazioni della frattura K3a, in parte affiorante sulla tecchia ed in parte immersa.

Allo scopo si è optato per:

- Installare 4 fessurimetri sugli elementi colonnari isolati dalle discontinuità K1 aventi maggior pervasività ed apertura o comunque nella posizione più rilevante dal punto di vista di un'eventuale cinematiso per scivolamento differenziale lungo K3a o ribaltamento laterale.
- Installare 1 estensimetro multibase a 3 basi di misura da installare su discontinuità K3a affiorante a lato del sotto cala di lunghezza complessiva 6.0m e basi comprese tra 0.0-1.5m, 0.0-3.0m, 0.0-fondo foro.

Tutti i sensori dovranno essere installati in posizione protetta o in alternativa protetti dagli eventi meteorici e da eventuale proiezione di sassi mediante copertura o tettoia metallica.

La centralina di acquisizione in continuo sarà collocata in posizione protetta e possibilmente all'interno della galleria quando verrà realizzata.



Figura 25: collocazione indicativa dei fessurimetri (in rosso) e dell'estensimetro multibase(in verde).

9.1. MONITORAGGIO DELLO STATO TENSIONALE

Si deve premettere che lo stato tensionale proprio dell'ammasso roccioso delle Alpi Apuane dipende sia dalle condizioni litostatiche che dalla presenza di tensioni residue, dette paleostress, legate alla storia geologica del sito. Dopo una prima deformazione compressiva che ha originato le varie pieghe isoclinali si è avuta una seconda fase distensiva, ancora in corso, che ha originato la formazione della fossa tettonica all'interno del Mar Tirreno (Grande Graben).

Il superamento del limite di resistenza plastica del campo tensionale ha avuto l'effetto di generare sistemi di fratturazione in relazione alla struttura geologica in esame, e nel caso di spostamento differenziale tra i lembi della frattura origina faglie.

Le condizioni geostrutturali rappresentano pertanto gli effetti di un campo tensionale che ha superato i limiti elasto/plastici di resistenza dell'ammasso roccioso, arrivandolo a deformare in modo stabile e generando nel contempo una redistribuzione del campo tensionale anche molto differente da quella preesistente. Nella fattispecie il Bacino di Colubraia è caratterizzato da una marcata fratturazione che ha avuto l'effetto di generare un campo tensionale puntualmente molto variabile anche nel raggio di pochi metri.

Alla luce di queste considerazioni, è chiaro che qualunque indagine rivolta alla definizione del campo tensionale rappresenti un dato puntuale, approssimativo e scarsamente rappresentativo dell'effettivo stato tenso-deformativo dell'ammasso roccioso.

In relazione alle condizioni geostrutturali riscontrate in sito è plausibile ritenere che la discontinuità del contro K3 sia quella predominante in sito e che pertanto sussista la possibilità di una trascorrenza lungo tale direzione che si presenta pressappoco ortogonale alla direttrice appenninica.

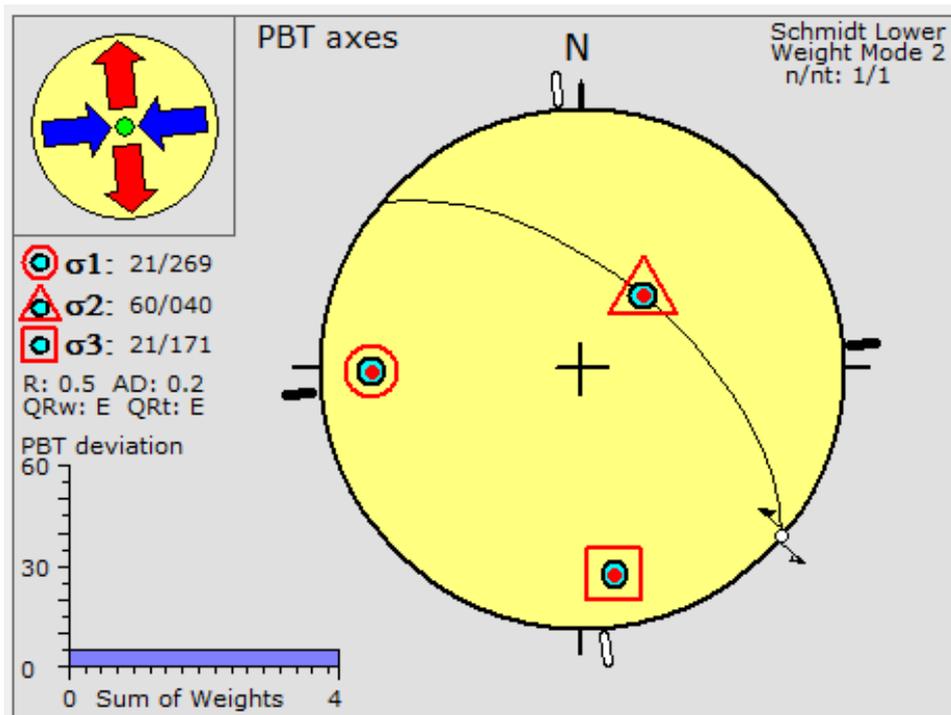


Figura 26: Elaborazione del campo tensionale con il programma Win Tensor per il sito di Colubraia riferito all'ipotesi di trascorrenza sinistra in direzione SE→NW.

* Copia conforme all'originale * Parco Regionale Alpi Apuane, Prot. 0004504 del 18-10-2022 in arrivo Cat.3 Cla. 2

A livello puramente ipotetico un'interpretazione strutturale è stata resa possibile attraverso il programma WinTensor® attraverso il quale è stato possibile definire una compressione in direzione E-W ed una distensione in direzione circa N-S con tensioni principali come indicate nel sottostante grafico.

Le orientazioni delle tensioni principale massima σ_1 (269/21) ed intermedia σ_2 (040/040) fanno ritenere che al fine di ottenere un monitoraggio quanto più rappresentativo del sito, alla luce delle incertezze legate allo stato geostrutturale, possa rappresentare un buon compromesso tecnico/economico l'impiego di misuratori di campo tensionale biassiale in direzione N340, tuttavia al fine di raggiungere il baricentro del pilastro la direzione sarà ruota fino a N325. Al fine di poter inoltre monitorare le potenziali variazioni dello stesso nel corso della realizzazione del cantiere sotterraneo centrale si ritiene che la posizione preferenziale sia quella indicata nel sottostante stralcio, ovvero realizzando una perforazione sub-orizzontale di circa 12.0m in corrispondenza dello spigolo di tecchia esposta a SE coincidente con la spalla destra del cantiere sotterraneo a q. 1174.5m s.l.m., fino a raggiungere circa il baricentro del pilastro.

Al fine di realizzare un monitoraggio definito e non solo differenziale, sarà necessario effettuare dapprima una misura "di zero" estraendo il primo sensore mediante sovra-carotaggio e replicando le condizioni in sito mediante prova triassiale.

Successivamente all'interno del medesimo foro si provvederà ad installare un sensore fisso al fine di misurare in continuo il campo tensionale e rilevare potenziali variazioni nel corso dell'avanzamento della coltivazione.

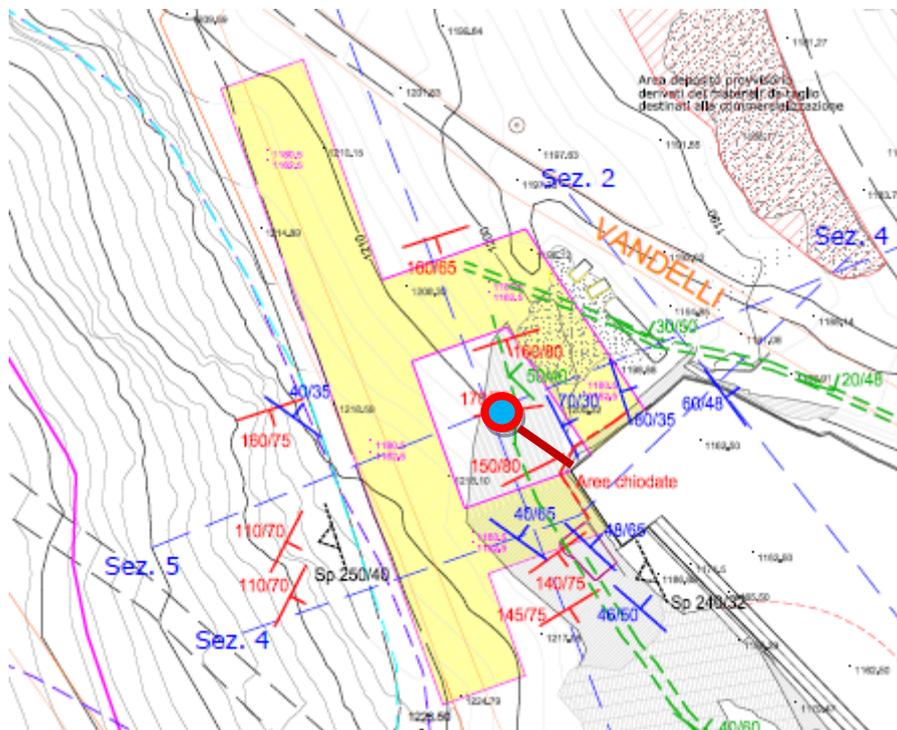


Figura 27: ubicazione del monitoraggio di campo tensionale riferito al progetto di coltivazione della Cava Colubraia-Formignacola.

La Società si propone di realizzare tali interventi e di presentarli agli enti competenti prima dell'apertura del cantiere sotterraneo centrale.

10. DIMENSIONAMENTO DEL SISTEMA PARAVALANGHE

L'eccezionalità dei cinematismi nevosi (bassa probabilità) e l'assenza di personale per cause meteorologiche (vulnerabilità nulla) classificano il rischio di sicurezza legato alle valanghe MOLTO BASSO; inoltre, in relazione agli accorgimenti legati alla preparazione del sito per la sospensione invernale, anche il rischio ambientale rimane classificato MOLTO BASSO. Tuttavia, poiché la Società, per ridurre l'interferenza nei luoghi di lavoro e per migliorare la logistica e l'operatività del cantiere, preferisce mantenere l'area servizi nella posizione attuale, a solo scopo cautelativo si è scelto di proteggere tale area contro le valanghe.

L'esperienza dell'inverno 2021, seppur eccezionale per quantitativi nevosi precipitati, ha evidenziato che fenomeni di scivolamento si possono sviluppare all'interno dell'impiuvio del Fosso Tambura, in direzione W-E, interessando parzialmente l'area servizi e senza scalfire il tracciato della Via Vandelli, ovvero limitando le linee di deflusso al settore settentrionale dell'area in disponibilità.

All'epoca l'energia è stata tale da riuscire a sradicare alberi, spostare e trasportare detriti, container e cisterne vuote, quest'ultimi privi di ancoraggio, ed esposti al flusso lungo il lato maggiore, mentre gli elementi esposti per il lato minore, seppur vuoti e non ancorati, sono stati solo seppelliti e la platea in cemento armato non è stata scalfita.

Pressione d'impatto [kPa]	Danni potenziali
1	Finestre rotte
5	Porte sfondate
30	Distruzione di infrastrutture in legno
100	Sradicamento di abeti maturi
1000	Spostamento di strutture in cemento armato

Facendo riferimento ad alcune tabelle empiriche, come quella riportata a lato, è possibile ricavare la probabile pressione di impatto della valanga in base alla valutazione dei danni subiti dai fabbricati presenti in zona.

E' pertanto evidente che nella zona dell'area servizi la pressione d'impatto sia stata compresa tra 30 e 100 KPa.

Allo scopo si è scelto di dimensionare un'opera di difesa passiva in grado di arrestare-rallentare il flusso a monte dell'area servizi basandosi sulla teoria di Voellmy (1955).

In base alle NTC18 per l'ubicazione dell'area (ZONA II), alla quota media, all'inclinazione media del pendio (30°), ai coefficienti di forma (0.4), esposizione (0.9) e termico (1.0), il carico di neve per tempo di ritorno di 50 anni è stato stimato in **1.92KN/mq**

Attraverso un'analisi parametrica al variare dell'altezza verticale della neve (d) tra 0.5-2.5m è stato possibile definire una velocità massima compresa tra **12.2÷12.09m/s** attraverso la seguente formulazione:

$$V_{\max} = \sqrt{\xi d \left(1 - \frac{\gamma_a}{\gamma_n}\right) (\sin \psi - \mu \cos \psi)}$$

Dove: $\xi = 150\div 180 \text{ m/s}^2$ coefficiente di attrito turbolento;
 $d = 0.5\div 2.5 \text{ m}$ spessore strato nevoso in moto;

$\gamma_a = 1.25$ Kg/mq peso specifico aria;
 $\gamma_n = 1.91/d$ Kg/mq peso specifico neve;
 $\mu = 0.03$ coefficiente di attrito cinematico;
 $\psi = 30^\circ$ angolo inclinazione medio pendio.

La pressione esercitata sull'ostacolo, considerando le perdite dissipative di superamento per nebulizzazione risulta compresa tra **7480÷9270 Kg/mq** attraverso la seguente formulazione, ovvero in linea con la precedente tabella empirica:

$$p = \gamma_f \sqrt{H \frac{P_a}{\gamma_f} + \frac{q^2}{g} - \frac{q}{2}}$$

Dove: $\gamma_f = 650\div 850$ Kg/mq peso specifico neve compressa;

$$H = d + \frac{V^2}{2g} \left(1 - \frac{V_u}{V}\right)$$

$V_u =$ velocità finale trascurabile;

$P_a =$ pressione atmosferica;

$$q = \frac{P_a}{\gamma_f} - \frac{H}{2} \left(1 + \frac{\gamma_n}{\gamma_f}\right)$$

Le sollecitazioni normali al pendio risultano circa **2'500 Kg/m** attraverso la seguente formulazione:

$$S_n = S_p \frac{a}{N \tan \psi}$$

Dove:

$$S_p = \gamma_n \frac{h^2}{2} KN$$

$a = 0.2\div 0.5$ in funzione della qualità della neve;

$N = 1.2$ fattore di slittamento per terreno scabro.

Le sollecitazioni massime incidenti sull'area servizi di circa 15m di sviluppo trasversale al potenziale flusso nevoso si attestano pertanto a circa 370 KN, ovvero 2730KJ. **E' pertanto indicativamente necessaria, tra le serie commerciali disponibili sul mercato, l'installazione di una barriera avente resistenza di 1000KJ su montanti aventi interasse 5.0m e resistenza ciascuno di 200KN.**

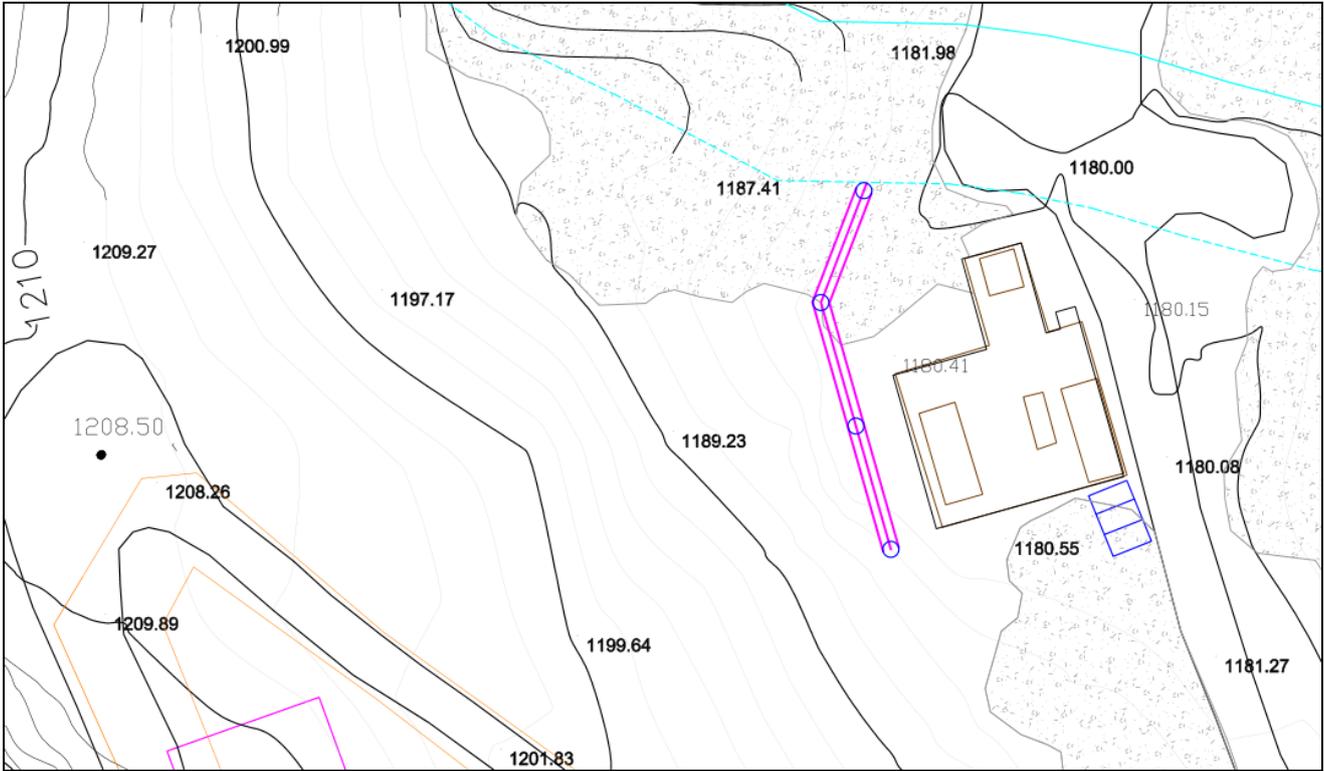


Figura 28: Indicazione grafica della barriera paravalanghe dimensionata a monte dell'area servizi.

Carrara, 10.06.2022

il Tecnico
Dott. Ing. Giacomo DEL NERO

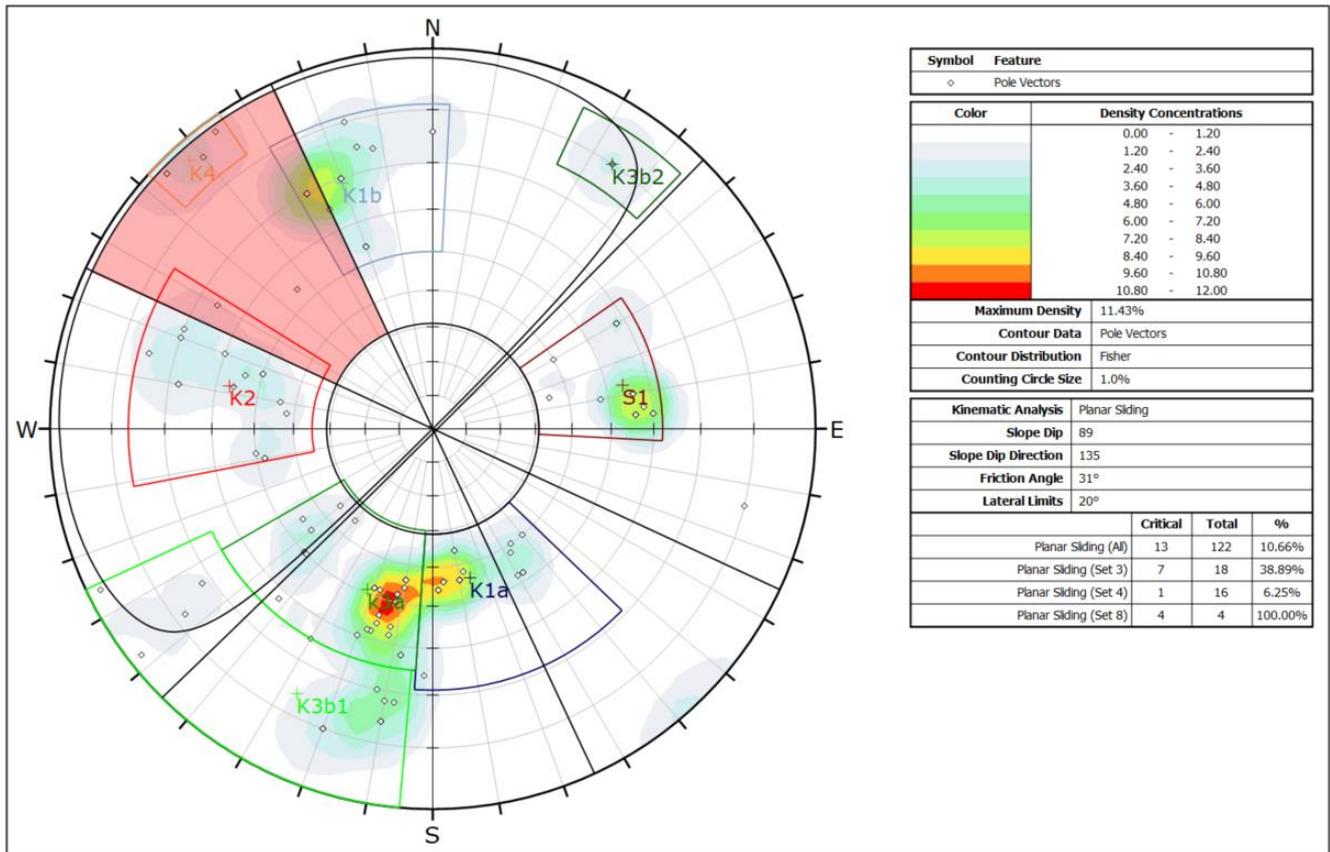
* Copia conforme all'originale * Parco Regionale Alpi Apuane, Prot. 0004504 del 18-10-2022 in arrivo Cat.3 Cla. 2

ALLEGATI

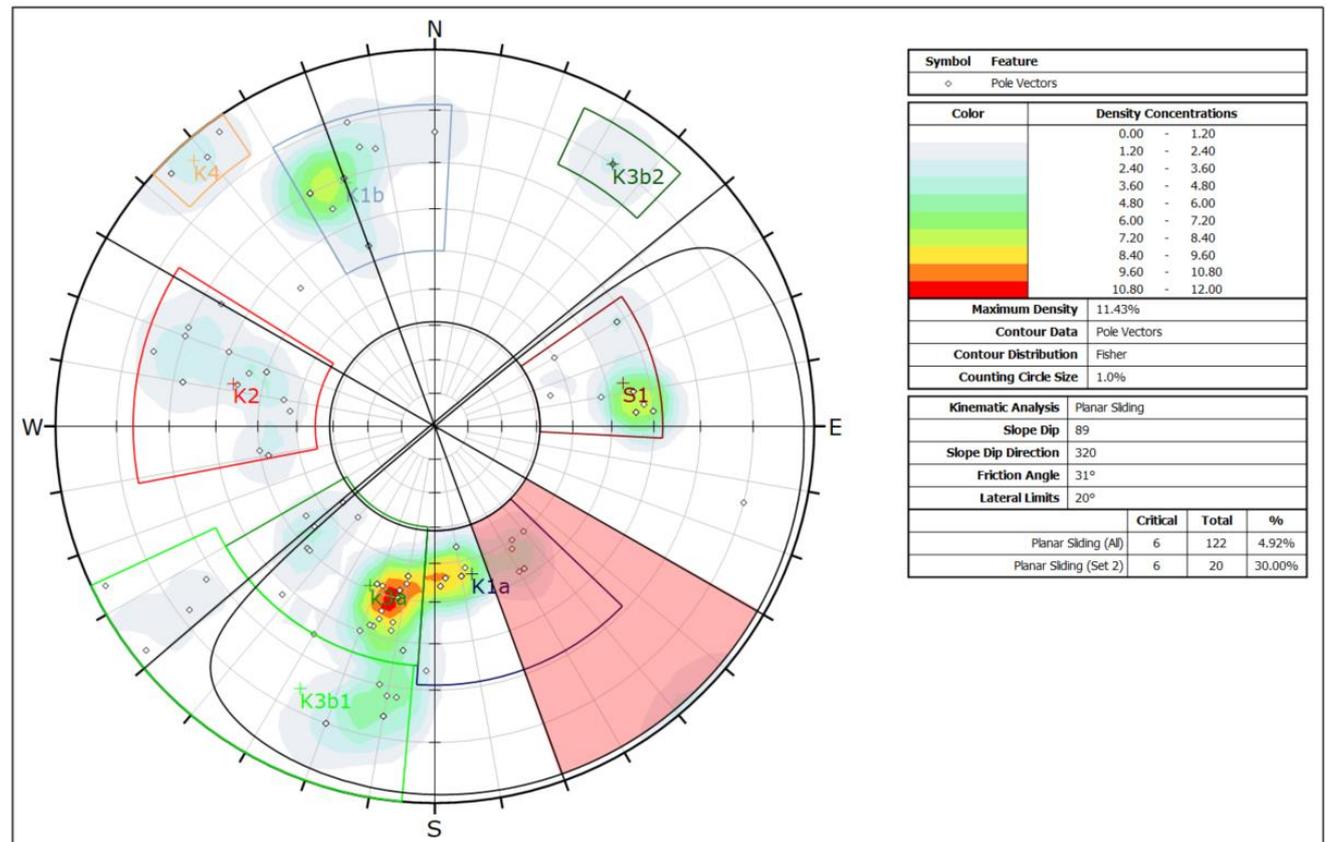
ALLEGATO 1: VERIFICHE DEI FRONTI

ALLEGATO 1.A: VERIFICHE PLANARI TEST DI MARKLAND

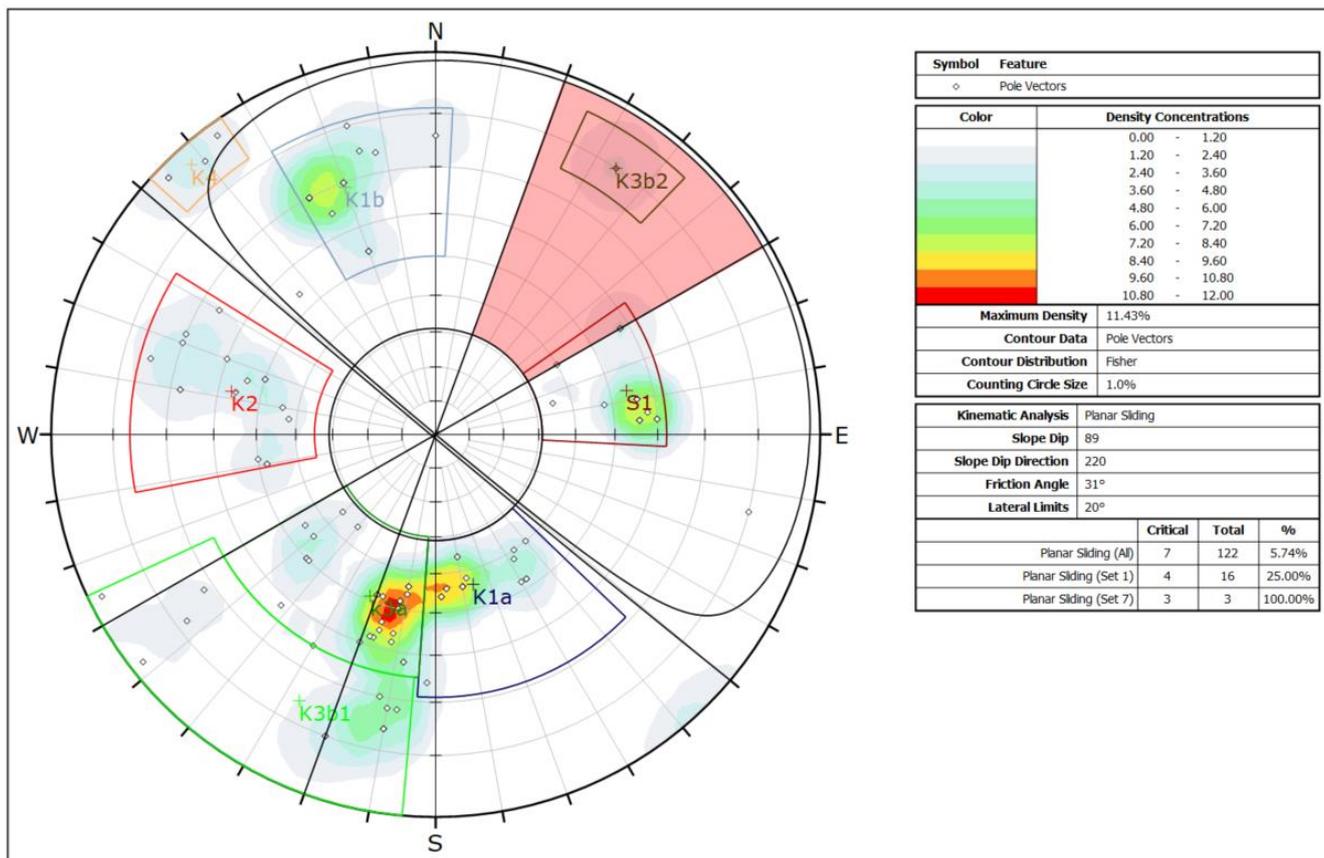
N 045/89 SE



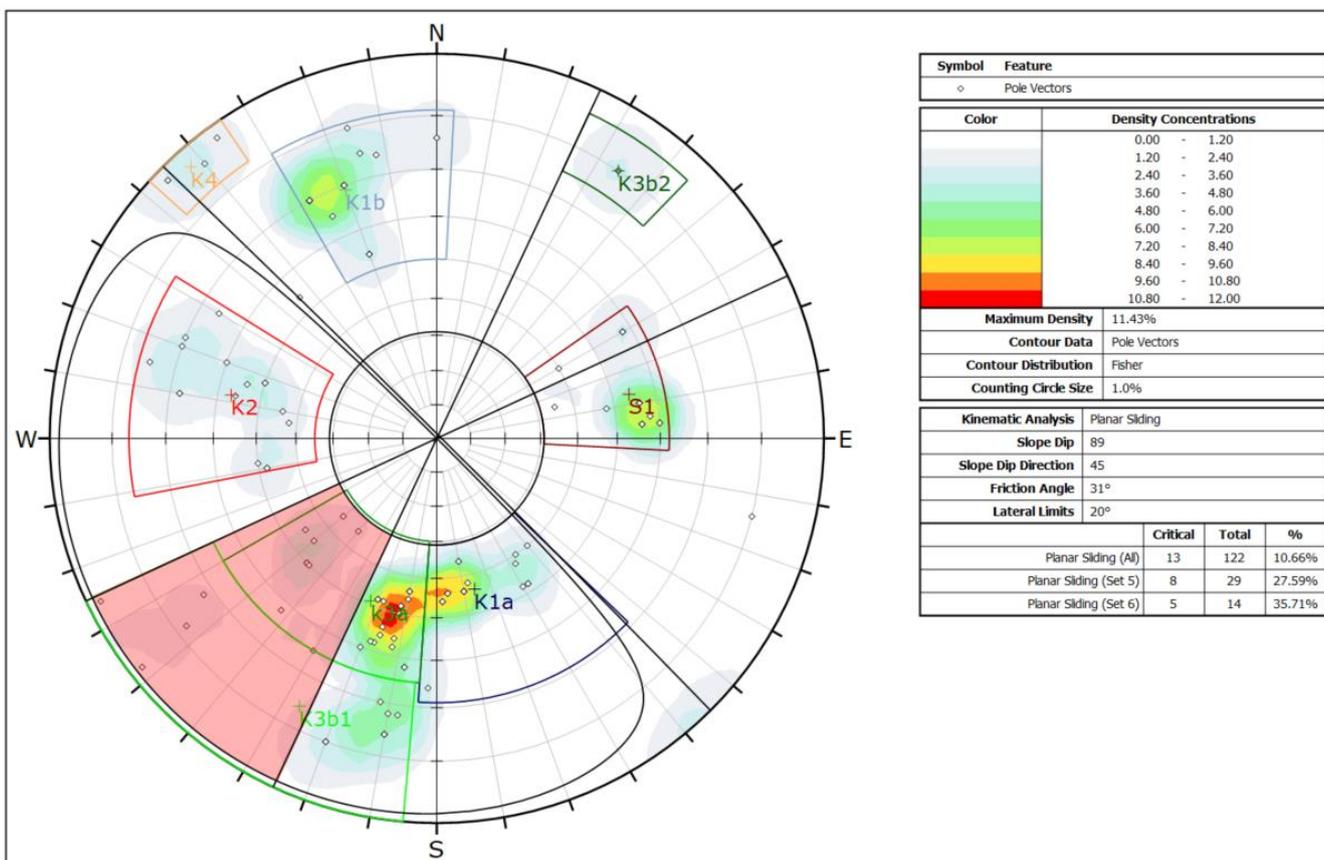
N 050/89 NW



N 130/89 SW

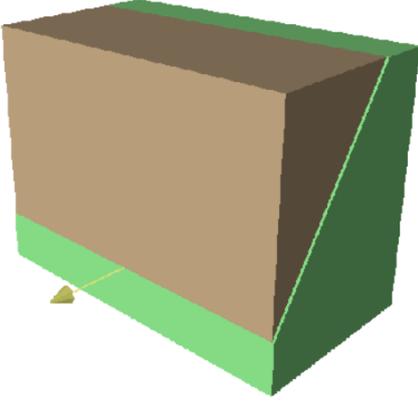
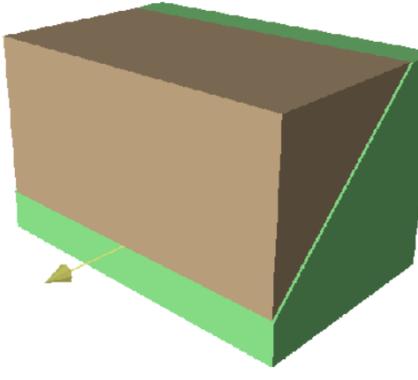
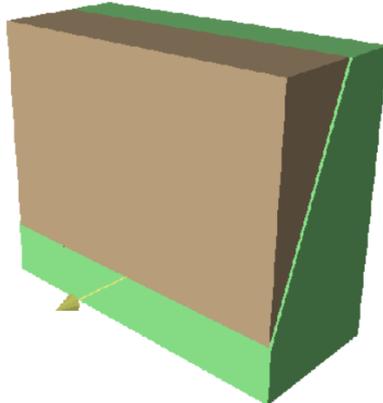
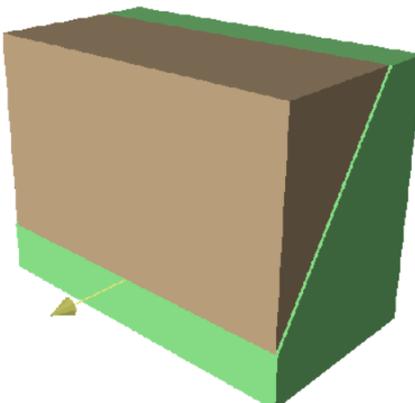


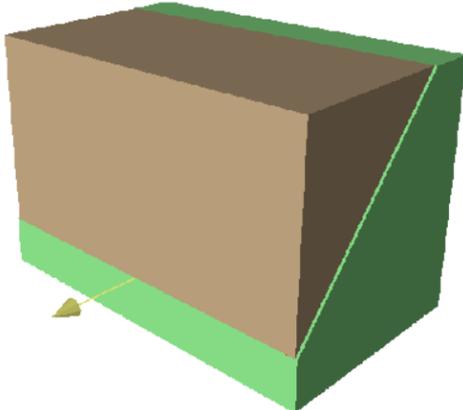
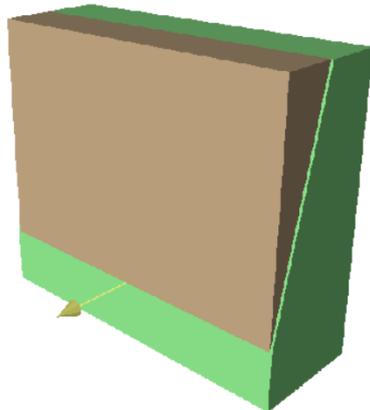
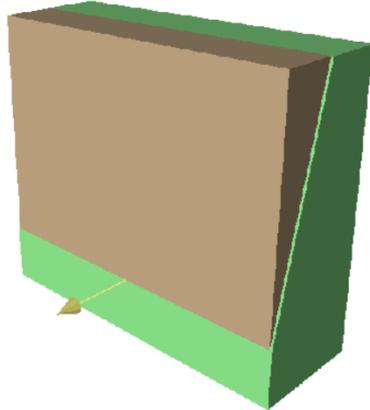
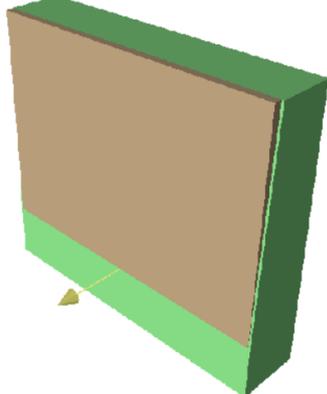
N 135/89 NE



* Copia conforme all'originale * Parco Regionale Alpi Apuane, Prot. 0004504 del 18-10-2022 in arrivo Cat.3 Cla. 2

ALLEGATO 1.B: VERIFICHE PLANARI ANALITICHE ROCPLANE®

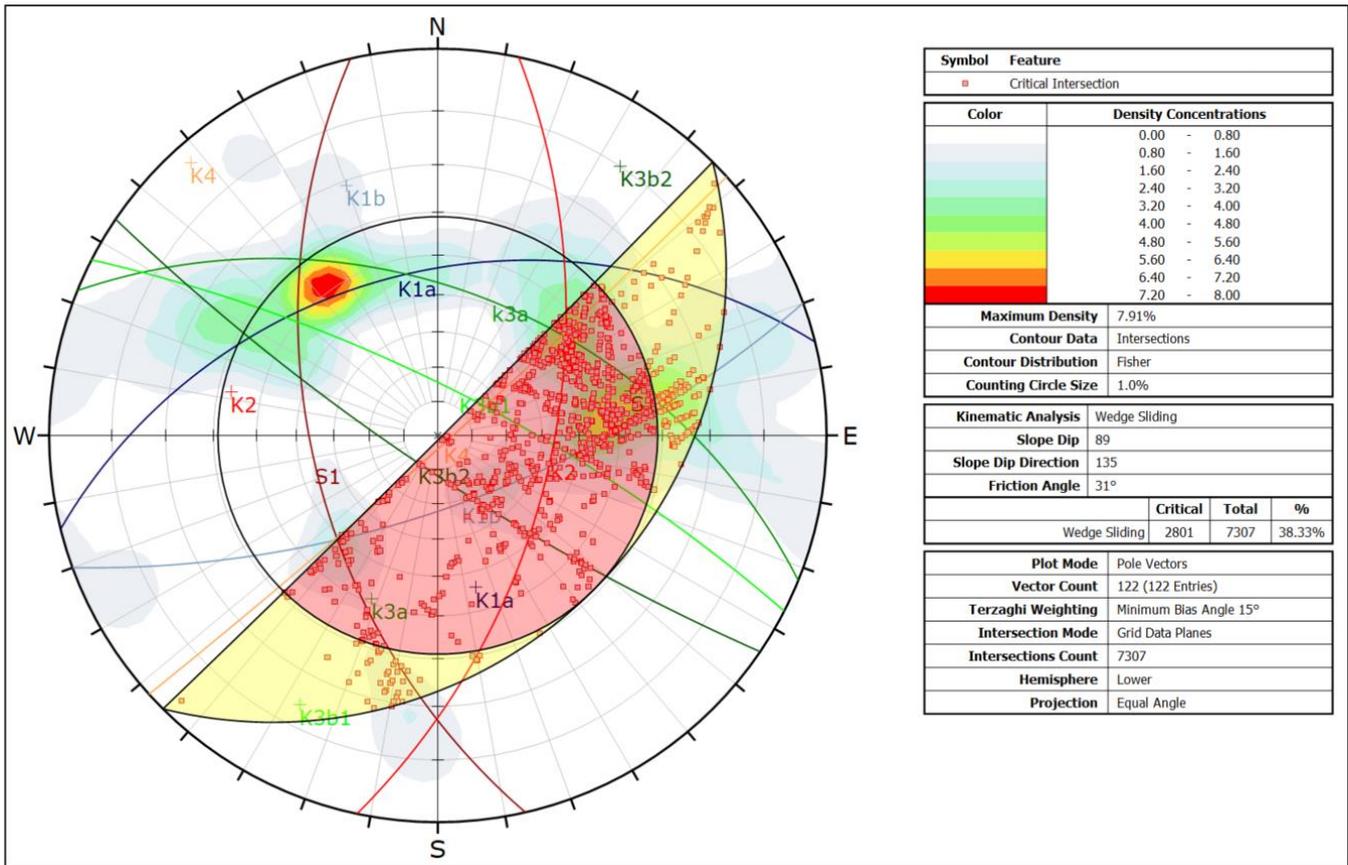
S1	statico	sismico																																						
	<table border="1"> <tr><td>Factor of Safety</td><td>0.54</td></tr> <tr><td>Probability of Failure</td><td>1</td></tr> <tr><td>Driving Force</td><td>26.78t/m</td></tr> <tr><td>Resisting Force</td><td>14.38t/m</td></tr> <tr><td>Wedge Weight</td><td>32.30t/m</td></tr> <tr><td>Wedge Volume</td><td>11.96m³/m</td></tr> <tr><td>Shear Strength</td><td>14.38t/m²</td></tr> <tr><td>Normal Force</td><td>18.06t/m</td></tr> <tr><td>Plane Waviness</td><td>0.0°</td></tr> </table>	Factor of Safety	0.54	Probability of Failure	1	Driving Force	26.78t/m	Resisting Force	14.38t/m	Wedge Weight	32.30t/m	Wedge Volume	11.96m ³ /m	Shear Strength	14.38t/m ²	Normal Force	18.06t/m	Plane Waviness	0.0°	<table border="1"> <tr><td>Factor of Safety</td><td>0.61</td></tr> <tr><td>Probability of Failure</td><td>1</td></tr> <tr><td>Driving Force</td><td>28.05t/m</td></tr> <tr><td>Resisting Force</td><td>17.00t/m</td></tr> <tr><td>Wedge Weight</td><td>32.30t/m</td></tr> <tr><td>Wedge Volume</td><td>11.96m³/m</td></tr> <tr><td>Shear Strength</td><td>17.00t/m²</td></tr> <tr><td>Normal Force</td><td>16.19t/m</td></tr> <tr><td>Seismic Force</td><td>2.26t</td></tr> <tr><td>Plane Waviness</td><td>0.0°</td></tr> </table>	Factor of Safety	0.61	Probability of Failure	1	Driving Force	28.05t/m	Resisting Force	17.00t/m	Wedge Weight	32.30t/m	Wedge Volume	11.96m ³ /m	Shear Strength	17.00t/m ²	Normal Force	16.19t/m	Seismic Force	2.26t	Plane Waviness	0.0°
	Factor of Safety	0.54																																						
	Probability of Failure	1																																						
	Driving Force	26.78t/m																																						
	Resisting Force	14.38t/m																																						
	Wedge Weight	32.30t/m																																						
	Wedge Volume	11.96m ³ /m																																						
	Shear Strength	14.38t/m ²																																						
	Normal Force	18.06t/m																																						
	Plane Waviness	0.0°																																						
Factor of Safety	0.61																																							
Probability of Failure	1																																							
Driving Force	28.05t/m																																							
Resisting Force	17.00t/m																																							
Wedge Weight	32.30t/m																																							
Wedge Volume	11.96m ³ /m																																							
Shear Strength	17.00t/m ²																																							
Normal Force	16.19t/m																																							
Seismic Force	2.26t																																							
Plane Waviness	0.0°																																							
	<table border="1"> <tr><td>Factor of Safety</td><td>0.80</td></tr> <tr><td>Probability of Failure</td><td>1</td></tr> <tr><td>Driving Force</td><td>34.99t/m</td></tr> <tr><td>Resisting Force</td><td>27.96t/m</td></tr> <tr><td>Wedge Weight</td><td>50.37t/m</td></tr> <tr><td>Wedge Volume</td><td>18.66m³/m</td></tr> <tr><td>Shear Strength</td><td>27.96t/m²</td></tr> <tr><td>Normal Force</td><td>36.24t/m</td></tr> <tr><td>Plane Waviness</td><td>0.0°</td></tr> </table>	Factor of Safety	0.80	Probability of Failure	1	Driving Force	34.99t/m	Resisting Force	27.96t/m	Wedge Weight	50.37t/m	Wedge Volume	18.66m ³ /m	Shear Strength	27.96t/m ²	Normal Force	36.24t/m	Plane Waviness	0.0°	<table border="1"> <tr><td>Factor of Safety</td><td>0.87</td></tr> <tr><td>Probability of Failure</td><td>1</td></tr> <tr><td>Driving Force</td><td>37.53t/m</td></tr> <tr><td>Resisting Force</td><td>32.75t/m</td></tr> <tr><td>Wedge Weight</td><td>50.37t/m</td></tr> <tr><td>Wedge Volume</td><td>18.66m³/m</td></tr> <tr><td>Shear Strength</td><td>32.75t/m²</td></tr> <tr><td>Normal Force</td><td>33.79t/m</td></tr> <tr><td>Seismic Force</td><td>3.53t</td></tr> <tr><td>Plane Waviness</td><td>0.0°</td></tr> </table>	Factor of Safety	0.87	Probability of Failure	1	Driving Force	37.53t/m	Resisting Force	32.75t/m	Wedge Weight	50.37t/m	Wedge Volume	18.66m ³ /m	Shear Strength	32.75t/m ²	Normal Force	33.79t/m	Seismic Force	3.53t	Plane Waviness	0.0°
	Factor of Safety	0.80																																						
	Probability of Failure	1																																						
	Driving Force	34.99t/m																																						
	Resisting Force	27.96t/m																																						
	Wedge Weight	50.37t/m																																						
	Wedge Volume	18.66m ³ /m																																						
	Shear Strength	27.96t/m ²																																						
	Normal Force	36.24t/m																																						
	Plane Waviness	0.0°																																						
Factor of Safety	0.87																																							
Probability of Failure	1																																							
Driving Force	37.53t/m																																							
Resisting Force	32.75t/m																																							
Wedge Weight	50.37t/m																																							
Wedge Volume	18.66m ³ /m																																							
Shear Strength	32.75t/m ²																																							
Normal Force	33.79t/m																																							
Seismic Force	3.53t																																							
Plane Waviness	0.0°																																							
	<table border="1"> <tr><td>Factor of Safety</td><td>0.35</td></tr> <tr><td>Probability of Failure</td><td>1</td></tr> <tr><td>Driving Force</td><td>16.73t/m</td></tr> <tr><td>Resisting Force</td><td>5.79t/m</td></tr> <tr><td>Wedge Weight</td><td>17.92t/m</td></tr> <tr><td>Wedge Volume</td><td>6.64m³/m</td></tr> <tr><td>Shear Strength</td><td>5.79t/m²</td></tr> <tr><td>Normal Force</td><td>6.42t/m</td></tr> <tr><td>Plane Waviness</td><td>0.0°</td></tr> </table>	Factor of Safety	0.35	Probability of Failure	1	Driving Force	16.73t/m	Resisting Force	5.79t/m	Wedge Weight	17.92t/m	Wedge Volume	6.64m ³ /m	Shear Strength	5.79t/m ²	Normal Force	6.42t/m	Plane Waviness	0.0°	<table border="1"> <tr><td>Factor of Safety</td><td>0.38</td></tr> <tr><td>Probability of Failure</td><td>1</td></tr> <tr><td>Driving Force</td><td>17.18t/m</td></tr> <tr><td>Resisting Force</td><td>6.51t/m</td></tr> <tr><td>Wedge Weight</td><td>17.92t/m</td></tr> <tr><td>Wedge Volume</td><td>6.64m³/m</td></tr> <tr><td>Shear Strength</td><td>6.51t/m²</td></tr> <tr><td>Normal Force</td><td>5.25t/m</td></tr> <tr><td>Seismic Force</td><td>1.25t</td></tr> <tr><td>Plane Waviness</td><td>0.0°</td></tr> </table>	Factor of Safety	0.38	Probability of Failure	1	Driving Force	17.18t/m	Resisting Force	6.51t/m	Wedge Weight	17.92t/m	Wedge Volume	6.64m ³ /m	Shear Strength	6.51t/m ²	Normal Force	5.25t/m	Seismic Force	1.25t	Plane Waviness	0.0°
	Factor of Safety	0.35																																						
	Probability of Failure	1																																						
	Driving Force	16.73t/m																																						
	Resisting Force	5.79t/m																																						
	Wedge Weight	17.92t/m																																						
	Wedge Volume	6.64m ³ /m																																						
	Shear Strength	5.79t/m ²																																						
	Normal Force	6.42t/m																																						
	Plane Waviness	0.0°																																						
Factor of Safety	0.38																																							
Probability of Failure	1																																							
Driving Force	17.18t/m																																							
Resisting Force	6.51t/m																																							
Wedge Weight	17.92t/m																																							
Wedge Volume	6.64m ³ /m																																							
Shear Strength	6.51t/m ²																																							
Normal Force	5.25t/m																																							
Seismic Force	1.25t																																							
Plane Waviness	0.0°																																							
	<table border="1"> <tr><td>Factor of Safety</td><td>0.52</td></tr> <tr><td>Probability of Failure</td><td>1</td></tr> <tr><td>Driving Force</td><td>26.05t/m</td></tr> <tr><td>Resisting Force</td><td>13.58t/m</td></tr> <tr><td>Wedge Weight</td><td>31.06t/m</td></tr> <tr><td>Wedge Volume</td><td>11.50m³/m</td></tr> <tr><td>Shear Strength</td><td>13.58t/m²</td></tr> <tr><td>Normal Force</td><td>16.91t/m</td></tr> <tr><td>Plane Waviness</td><td>0.0°</td></tr> </table>	Factor of Safety	0.52	Probability of Failure	1	Driving Force	26.05t/m	Resisting Force	13.58t/m	Wedge Weight	31.06t/m	Wedge Volume	11.50m ³ /m	Shear Strength	13.58t/m ²	Normal Force	16.91t/m	Plane Waviness	0.0°	<table border="1"> <tr><td>Factor of Safety</td><td>0.57</td></tr> <tr><td>Probability of Failure</td><td>1</td></tr> <tr><td>Driving Force</td><td>27.23t/m</td></tr> <tr><td>Resisting Force</td><td>15.56t/m</td></tr> <tr><td>Wedge Weight</td><td>31.06t/m</td></tr> <tr><td>Wedge Volume</td><td>11.50m³/m</td></tr> <tr><td>Shear Strength</td><td>15.56t/m²</td></tr> <tr><td>Normal Force</td><td>15.09t/m</td></tr> <tr><td>Seismic Force</td><td>2.17t</td></tr> <tr><td>Plane Waviness</td><td>0.0°</td></tr> </table>	Factor of Safety	0.57	Probability of Failure	1	Driving Force	27.23t/m	Resisting Force	15.56t/m	Wedge Weight	31.06t/m	Wedge Volume	11.50m ³ /m	Shear Strength	15.56t/m ²	Normal Force	15.09t/m	Seismic Force	2.17t	Plane Waviness	0.0°
	Factor of Safety	0.52																																						
	Probability of Failure	1																																						
	Driving Force	26.05t/m																																						
	Resisting Force	13.58t/m																																						
	Wedge Weight	31.06t/m																																						
	Wedge Volume	11.50m ³ /m																																						
	Shear Strength	13.58t/m ²																																						
	Normal Force	16.91t/m																																						
	Plane Waviness	0.0°																																						
Factor of Safety	0.57																																							
Probability of Failure	1																																							
Driving Force	27.23t/m																																							
Resisting Force	15.56t/m																																							
Wedge Weight	31.06t/m																																							
Wedge Volume	11.50m ³ /m																																							
Shear Strength	15.56t/m ²																																							
Normal Force	15.09t/m																																							
Seismic Force	2.17t																																							
Plane Waviness	0.0°																																							

K3a	statico	sismico																																						
	<table border="1"> <tr><td>Factor of Safety</td><td>0.69</td></tr> <tr><td>Probability of Failure</td><td>1</td></tr> <tr><td>Driving Force</td><td>31.72t/m</td></tr> <tr><td>Resisting Force</td><td>21.82t/m</td></tr> <tr><td>Wedge Weight</td><td>42.02t/m</td></tr> <tr><td>Wedge Volume</td><td>15.56m³/m</td></tr> <tr><td>Shear Strength</td><td>21.82t/m²</td></tr> <tr><td>Normal Force</td><td>27.57t/m</td></tr> <tr><td>Plane Waviness</td><td>0.0°</td></tr> </table>	Factor of Safety	0.69	Probability of Failure	1	Driving Force	31.72t/m	Resisting Force	21.82t/m	Wedge Weight	42.02t/m	Wedge Volume	15.56m ³ /m	Shear Strength	21.82t/m ²	Normal Force	27.57t/m	Plane Waviness	0.0°	<table border="1"> <tr><td>Factor of Safety</td><td>0.75</td></tr> <tr><td>Probability of Failure</td><td>1</td></tr> <tr><td>Driving Force</td><td>33.65t/m</td></tr> <tr><td>Resisting Force</td><td>25.31t/m</td></tr> <tr><td>Wedge Weight</td><td>42.02t/m</td></tr> <tr><td>Wedge Volume</td><td>15.56m³/m</td></tr> <tr><td>Shear Strength</td><td>25.31t/m²</td></tr> <tr><td>Normal Force</td><td>25.35t/m</td></tr> <tr><td>Seismic Force</td><td>2.94t</td></tr> <tr><td>Plane Waviness</td><td>0.0°</td></tr> </table>	Factor of Safety	0.75	Probability of Failure	1	Driving Force	33.65t/m	Resisting Force	25.31t/m	Wedge Weight	42.02t/m	Wedge Volume	15.56m ³ /m	Shear Strength	25.31t/m ²	Normal Force	25.35t/m	Seismic Force	2.94t	Plane Waviness	0.0°
Factor of Safety	0.69																																							
Probability of Failure	1																																							
Driving Force	31.72t/m																																							
Resisting Force	21.82t/m																																							
Wedge Weight	42.02t/m																																							
Wedge Volume	15.56m ³ /m																																							
Shear Strength	21.82t/m ²																																							
Normal Force	27.57t/m																																							
Plane Waviness	0.0°																																							
Factor of Safety	0.75																																							
Probability of Failure	1																																							
Driving Force	33.65t/m																																							
Resisting Force	25.31t/m																																							
Wedge Weight	42.02t/m																																							
Wedge Volume	15.56m ³ /m																																							
Shear Strength	25.31t/m ²																																							
Normal Force	25.35t/m																																							
Seismic Force	2.94t																																							
Plane Waviness	0.0°																																							
	<table border="1"> <tr><td>Factor of Safety</td><td>0.24</td></tr> <tr><td>Probability of Failure</td><td>1</td></tr> <tr><td>Driving Force</td><td>10.98t/m</td></tr> <tr><td>Resisting Force</td><td>2.61t/m</td></tr> <tr><td>Wedge Weight</td><td>11.31t/m</td></tr> <tr><td>Wedge Volume</td><td>4.19m³/m</td></tr> <tr><td>Shear Strength</td><td>2.61t/m²</td></tr> <tr><td>Normal Force</td><td>2.74t/m</td></tr> <tr><td>Plane Waviness</td><td>0.0°</td></tr> </table>	Factor of Safety	0.24	Probability of Failure	1	Driving Force	10.98t/m	Resisting Force	2.61t/m	Wedge Weight	11.31t/m	Wedge Volume	4.19m ³ /m	Shear Strength	2.61t/m ²	Normal Force	2.74t/m	Plane Waviness	0.0°	<table border="1"> <tr><td>Factor of Safety</td><td>0.27</td></tr> <tr><td>Probability of Failure</td><td>1</td></tr> <tr><td>Driving Force</td><td>11.17t/m</td></tr> <tr><td>Resisting Force</td><td>3.01t/m</td></tr> <tr><td>Wedge Weight</td><td>11.31t/m</td></tr> <tr><td>Wedge Volume</td><td>4.19m³/m</td></tr> <tr><td>Shear Strength</td><td>3.01t/m²</td></tr> <tr><td>Normal Force</td><td>1.97t/m</td></tr> <tr><td>Seismic Force</td><td>0.79t</td></tr> <tr><td>Plane Waviness</td><td>0.0°</td></tr> </table>	Factor of Safety	0.27	Probability of Failure	1	Driving Force	11.17t/m	Resisting Force	3.01t/m	Wedge Weight	11.31t/m	Wedge Volume	4.19m ³ /m	Shear Strength	3.01t/m ²	Normal Force	1.97t/m	Seismic Force	0.79t	Plane Waviness	0.0°
Factor of Safety	0.24																																							
Probability of Failure	1																																							
Driving Force	10.98t/m																																							
Resisting Force	2.61t/m																																							
Wedge Weight	11.31t/m																																							
Wedge Volume	4.19m ³ /m																																							
Shear Strength	2.61t/m ²																																							
Normal Force	2.74t/m																																							
Plane Waviness	0.0°																																							
Factor of Safety	0.27																																							
Probability of Failure	1																																							
Driving Force	11.17t/m																																							
Resisting Force	3.01t/m																																							
Wedge Weight	11.31t/m																																							
Wedge Volume	4.19m ³ /m																																							
Shear Strength	3.01t/m ²																																							
Normal Force	1.97t/m																																							
Seismic Force	0.79t																																							
Plane Waviness	0.0°																																							
	<table border="1"> <tr><td>Factor of Safety</td><td>0.21</td></tr> <tr><td>Probability of Failure</td><td>1</td></tr> <tr><td>Driving Force</td><td>7.63t/m</td></tr> <tr><td>Resisting Force</td><td>1.59t/m</td></tr> <tr><td>Wedge Weight</td><td>7.74t/m</td></tr> <tr><td>Wedge Volume</td><td>2.87m³/m</td></tr> <tr><td>Shear Strength</td><td>1.59t/m²</td></tr> <tr><td>Normal Force</td><td>1.34t/m</td></tr> <tr><td>Plane Waviness</td><td>0.0°</td></tr> </table>	Factor of Safety	0.21	Probability of Failure	1	Driving Force	7.63t/m	Resisting Force	1.59t/m	Wedge Weight	7.74t/m	Wedge Volume	2.87m ³ /m	Shear Strength	1.59t/m ²	Normal Force	1.34t/m	Plane Waviness	0.0°	<table border="1"> <tr><td>Factor of Safety</td><td>0.18</td></tr> <tr><td>Probability of Failure</td><td>1</td></tr> <tr><td>Driving Force</td><td>7.72t/m</td></tr> <tr><td>Resisting Force</td><td>1.37t/m</td></tr> <tr><td>Wedge Weight</td><td>7.74t/m</td></tr> <tr><td>Wedge Volume</td><td>2.87m³/m</td></tr> <tr><td>Shear Strength</td><td>1.37t/m²</td></tr> <tr><td>Normal Force</td><td>0.81t/m</td></tr> <tr><td>Seismic Force</td><td>0.54t</td></tr> <tr><td>Plane Waviness</td><td>0.0°</td></tr> </table>	Factor of Safety	0.18	Probability of Failure	1	Driving Force	7.72t/m	Resisting Force	1.37t/m	Wedge Weight	7.74t/m	Wedge Volume	2.87m ³ /m	Shear Strength	1.37t/m ²	Normal Force	0.81t/m	Seismic Force	0.54t	Plane Waviness	0.0°
Factor of Safety	0.21																																							
Probability of Failure	1																																							
Driving Force	7.63t/m																																							
Resisting Force	1.59t/m																																							
Wedge Weight	7.74t/m																																							
Wedge Volume	2.87m ³ /m																																							
Shear Strength	1.59t/m ²																																							
Normal Force	1.34t/m																																							
Plane Waviness	0.0°																																							
Factor of Safety	0.18																																							
Probability of Failure	1																																							
Driving Force	7.72t/m																																							
Resisting Force	1.37t/m																																							
Wedge Weight	7.74t/m																																							
Wedge Volume	2.87m ³ /m																																							
Shear Strength	1.37t/m ²																																							
Normal Force	0.81t/m																																							
Seismic Force	0.54t																																							
Plane Waviness	0.0°																																							
	<table border="1"> <tr><td>Factor of Safety</td><td>0.04</td></tr> <tr><td>Probability of Failure</td><td>1</td></tr> <tr><td>Driving Force</td><td>1.70t/m</td></tr> <tr><td>Resisting Force</td><td>0.07t/m</td></tr> <tr><td>Wedge Weight</td><td>1.70t/m</td></tr> <tr><td>Wedge Volume</td><td>0.63m³/m</td></tr> <tr><td>Shear Strength</td><td>0.07t/m²</td></tr> <tr><td>Normal Force</td><td>0.09t/m</td></tr> <tr><td>Plane Waviness</td><td>0.0°</td></tr> </table>	Factor of Safety	0.04	Probability of Failure	1	Driving Force	1.70t/m	Resisting Force	0.07t/m	Wedge Weight	1.70t/m	Wedge Volume	0.63m ³ /m	Shear Strength	0.07t/m ²	Normal Force	0.09t/m	Plane Waviness	0.0°	<table border="1"> <tr><td>Factor of Safety</td><td>0.00</td></tr> <tr><td>Probability of Failure</td><td>1</td></tr> <tr><td>Driving Force</td><td>1.70t/m</td></tr> <tr><td>Resisting Force</td><td>0.00t/m</td></tr> <tr><td>Wedge Weight</td><td>1.70t/m</td></tr> <tr><td>Wedge Volume</td><td>0.63m³/m</td></tr> <tr><td>Shear Strength</td><td>0.00t/m²</td></tr> <tr><td>Normal Force</td><td>0.00t/m</td></tr> <tr><td>Seismic Force</td><td>0.12t</td></tr> <tr><td>Plane Waviness</td><td>0.0°</td></tr> </table>	Factor of Safety	0.00	Probability of Failure	1	Driving Force	1.70t/m	Resisting Force	0.00t/m	Wedge Weight	1.70t/m	Wedge Volume	0.63m ³ /m	Shear Strength	0.00t/m ²	Normal Force	0.00t/m	Seismic Force	0.12t	Plane Waviness	0.0°
Factor of Safety	0.04																																							
Probability of Failure	1																																							
Driving Force	1.70t/m																																							
Resisting Force	0.07t/m																																							
Wedge Weight	1.70t/m																																							
Wedge Volume	0.63m ³ /m																																							
Shear Strength	0.07t/m ²																																							
Normal Force	0.09t/m																																							
Plane Waviness	0.0°																																							
Factor of Safety	0.00																																							
Probability of Failure	1																																							
Driving Force	1.70t/m																																							
Resisting Force	0.00t/m																																							
Wedge Weight	1.70t/m																																							
Wedge Volume	0.63m ³ /m																																							
Shear Strength	0.00t/m ²																																							
Normal Force	0.00t/m																																							
Seismic Force	0.12t																																							
Plane Waviness	0.0°																																							

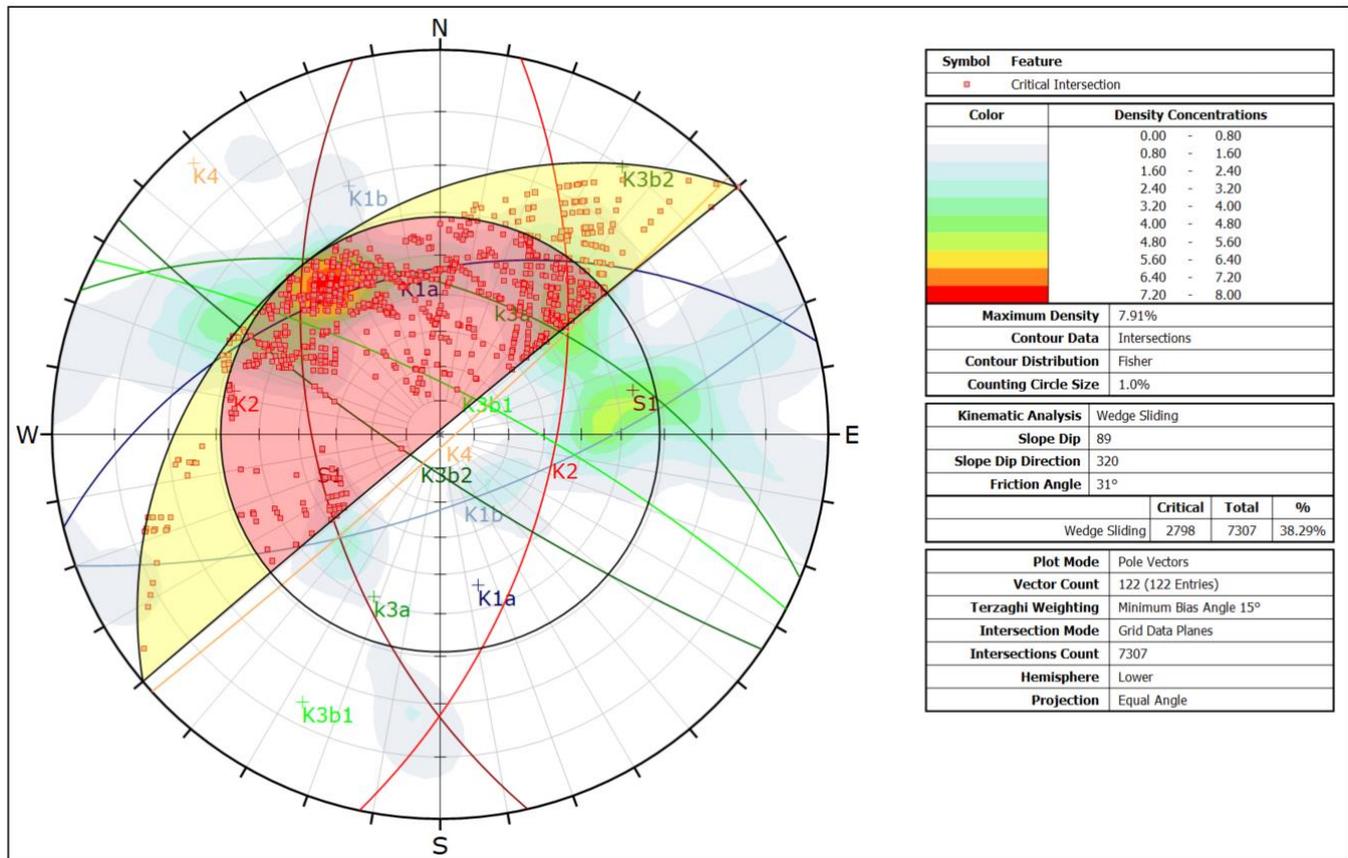
* Copia conforme all'originale * Parco Regionale Alpi Apuane, Prot. 0004504 del 18-10-2022 in arrivo Cat.3 Cla. 2

ALLEGATO 1.C: VERIFICHE SCIVOLAMENTO 3D TEST DI MARKLAND/B-ROCK®

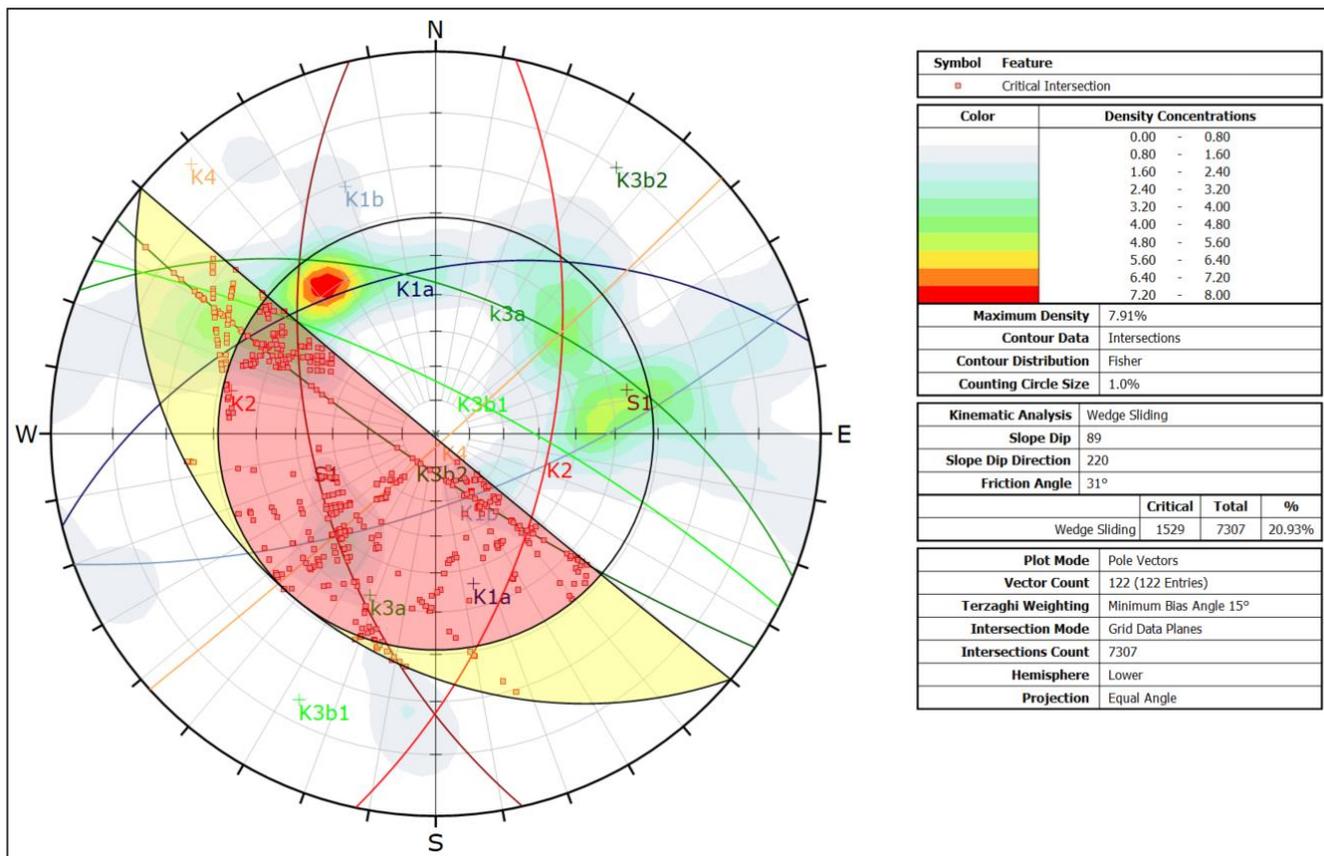
N 045/89 SE



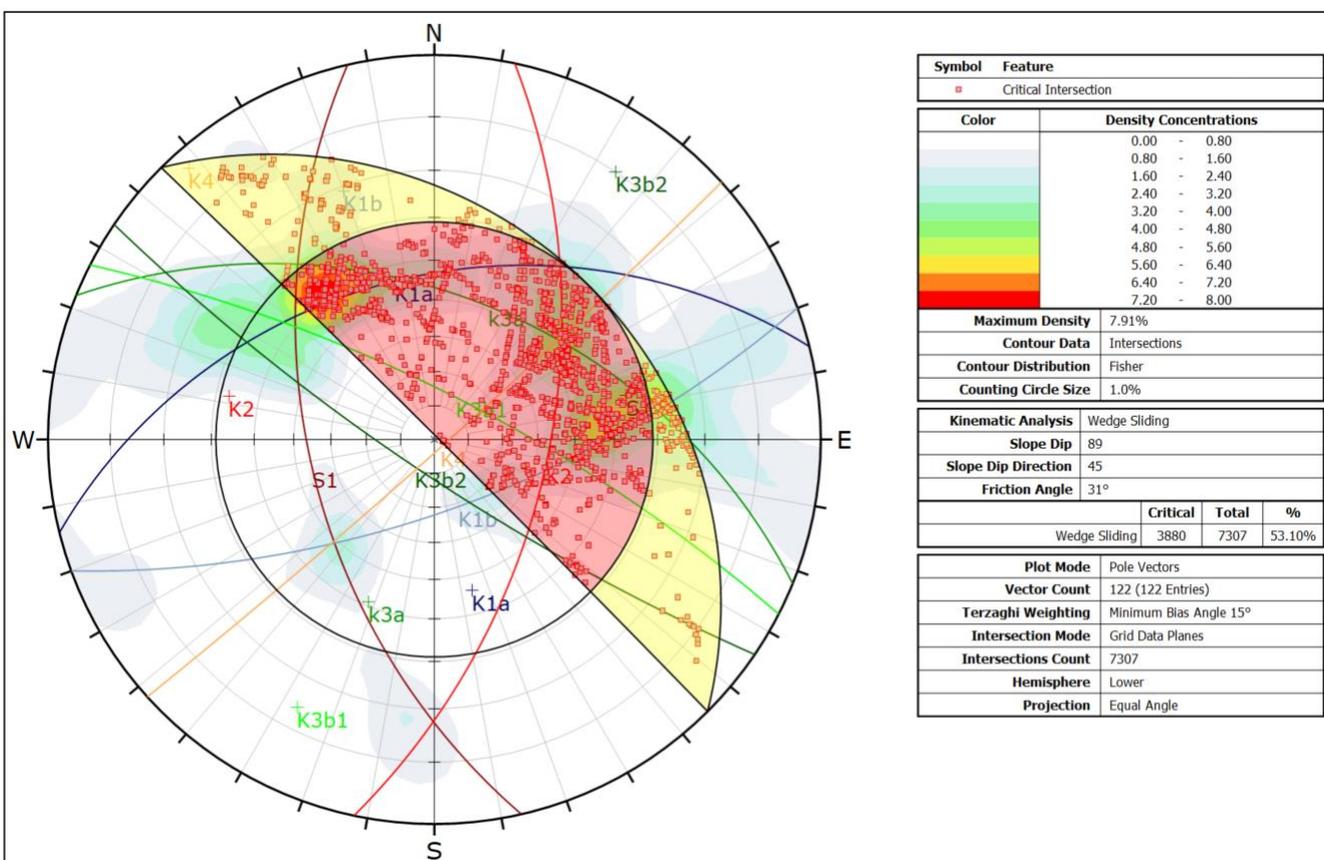
N 050/89 NW



N 130/89 SW

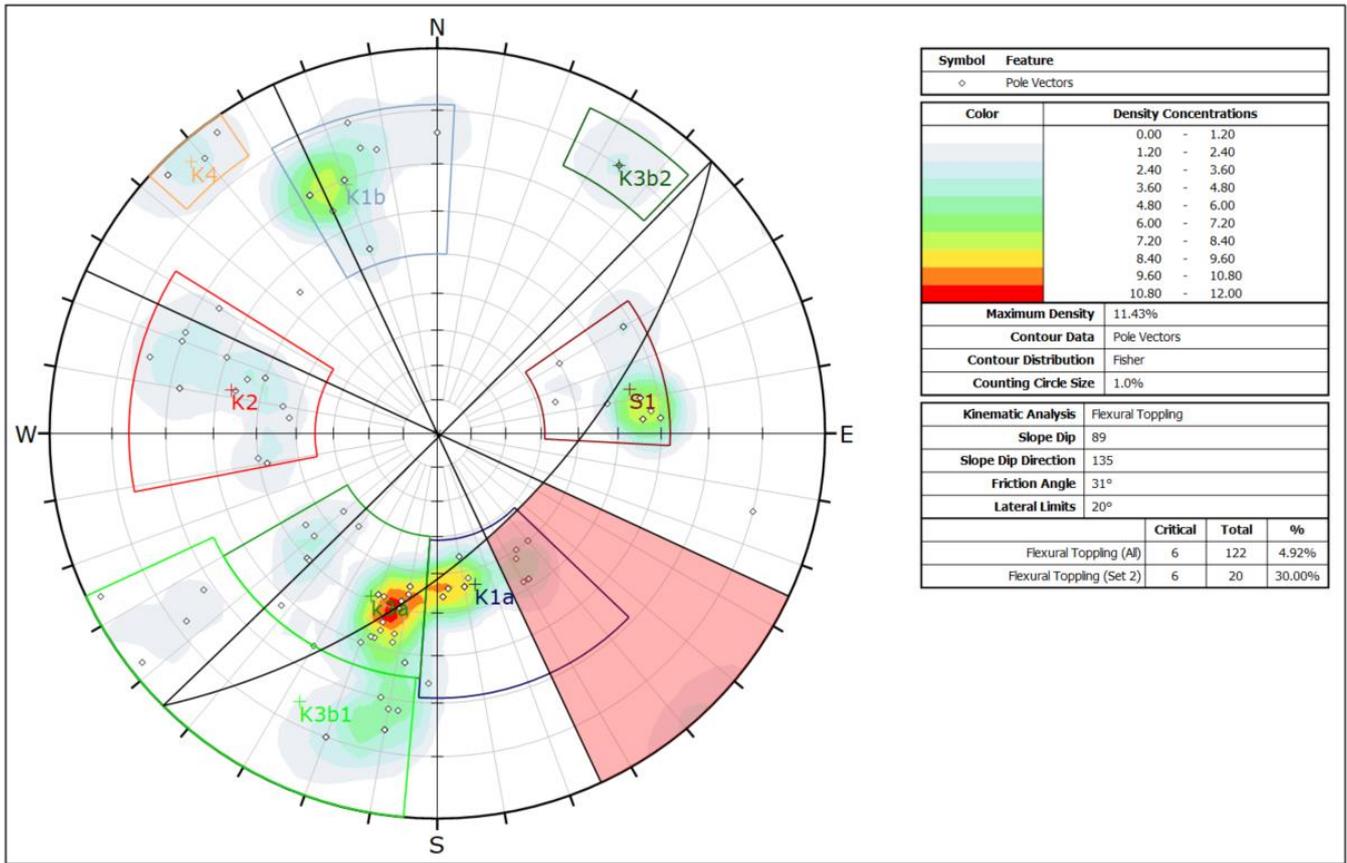


N 135/89 NE

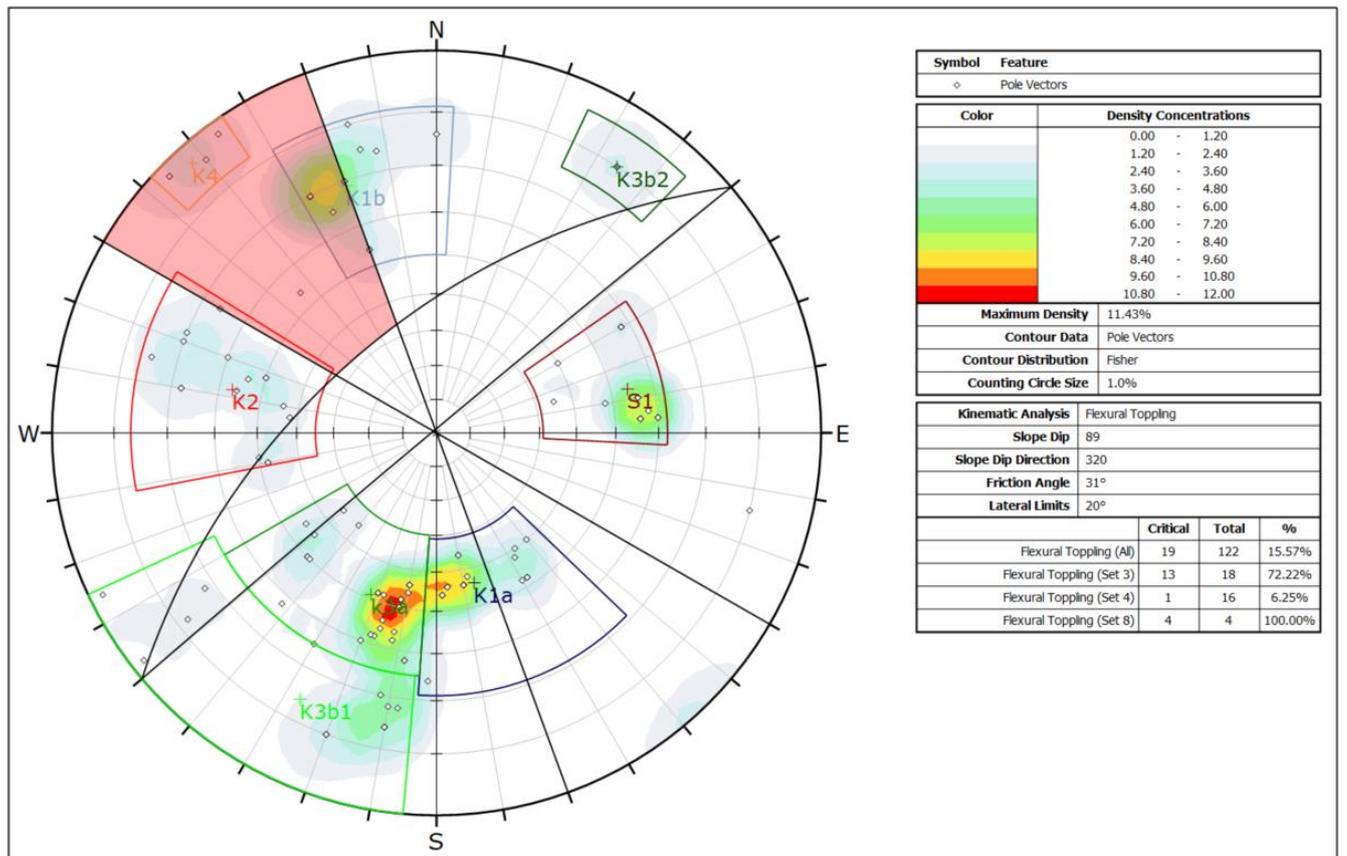


ALLEGATO 1.D: VERIFICHE RIBALTAMENTO TEST DI MARKLAND

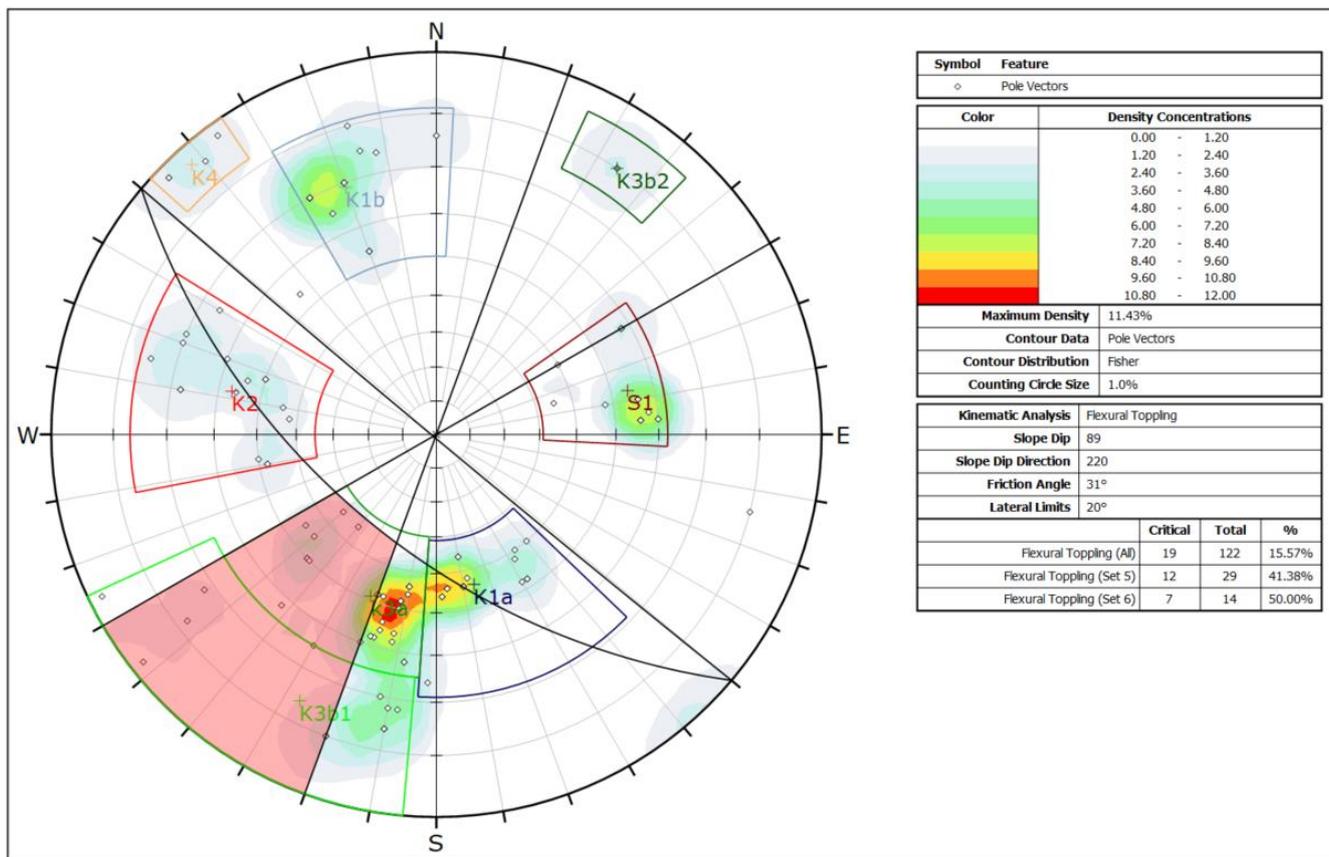
N 045/89 SE



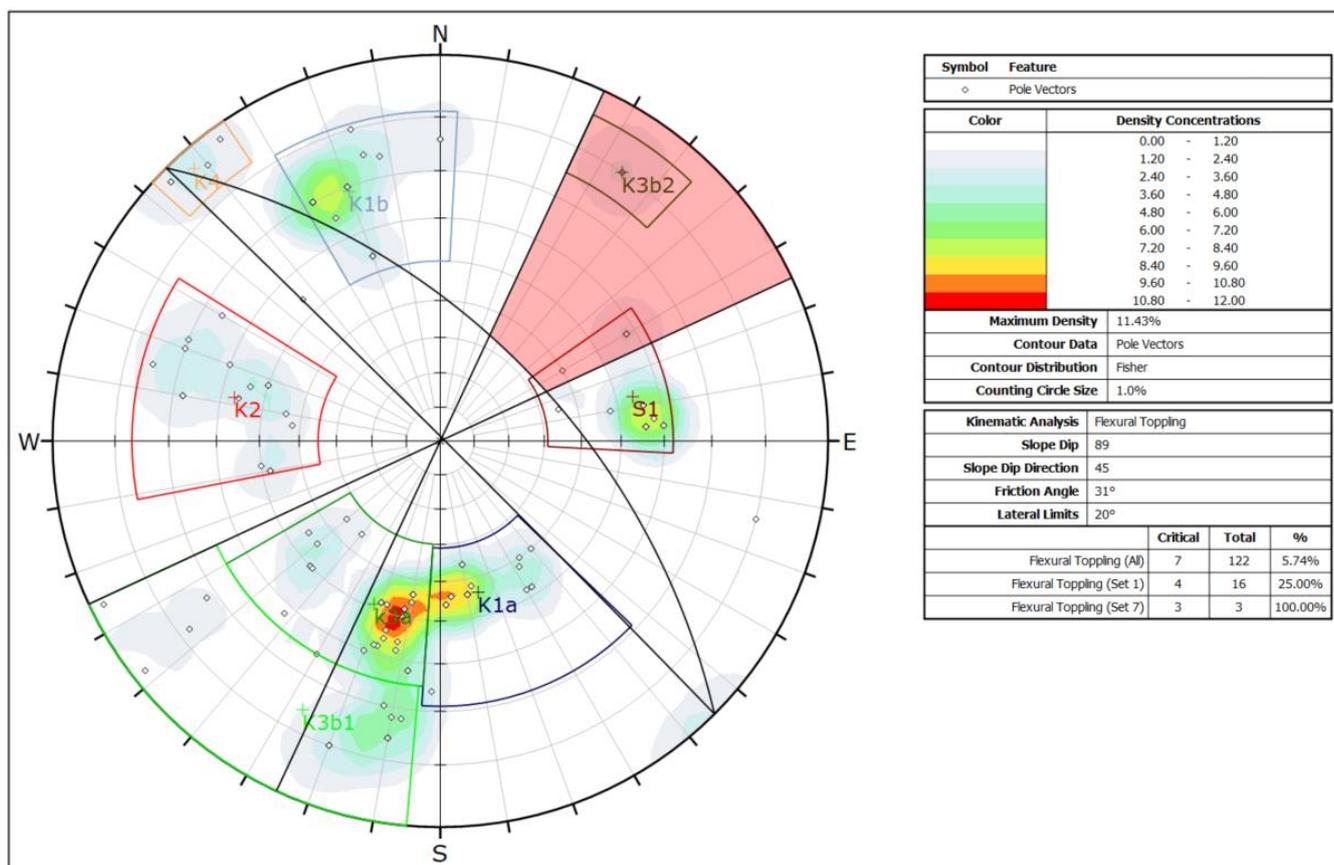
N 050/89 NW



N 130/89 SW



N 135/89 NE

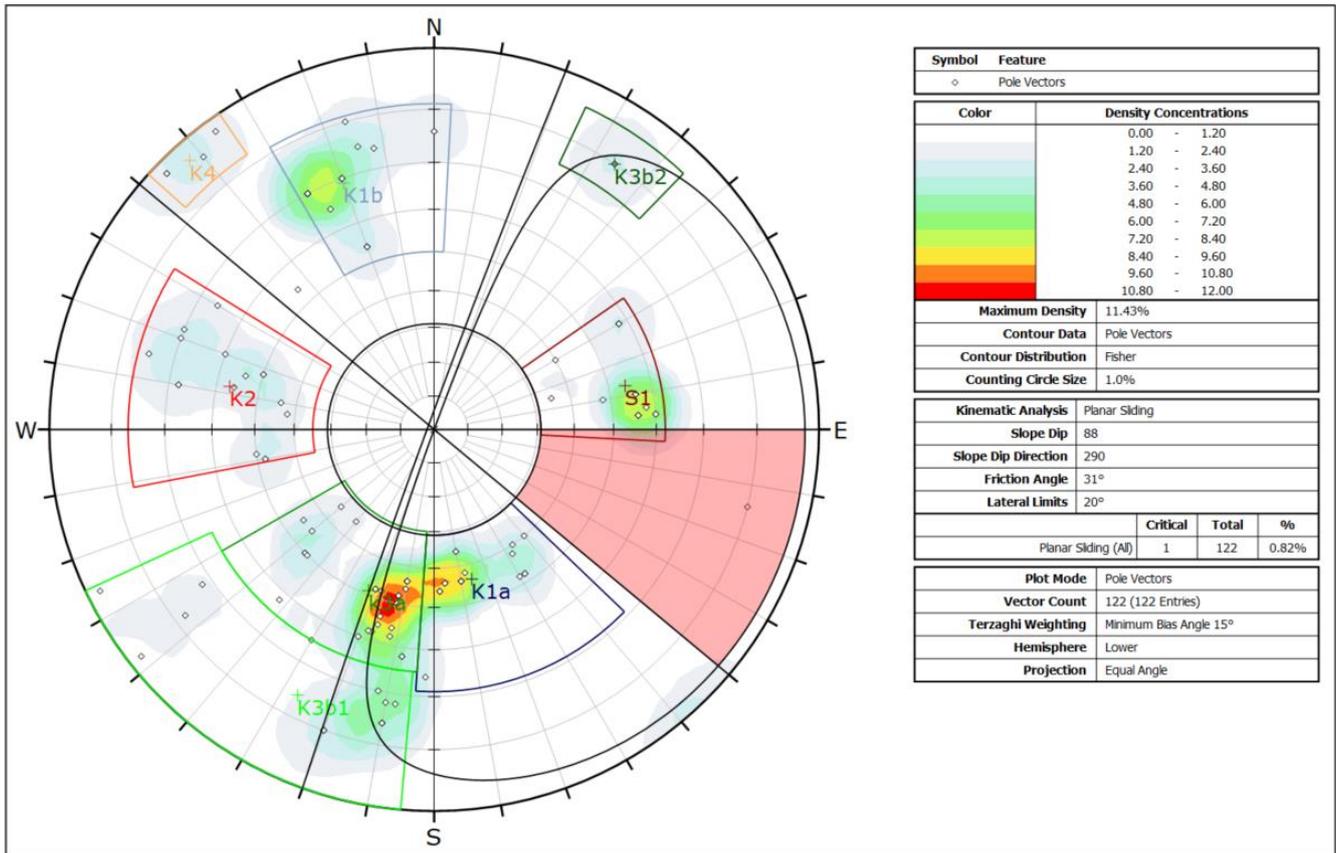


* Copia conforme all'originale * Parco Regionale Alpi Apuane, Prot. 0004504 del 18-10-2022 in arrivo Cat.3 Cla. 2

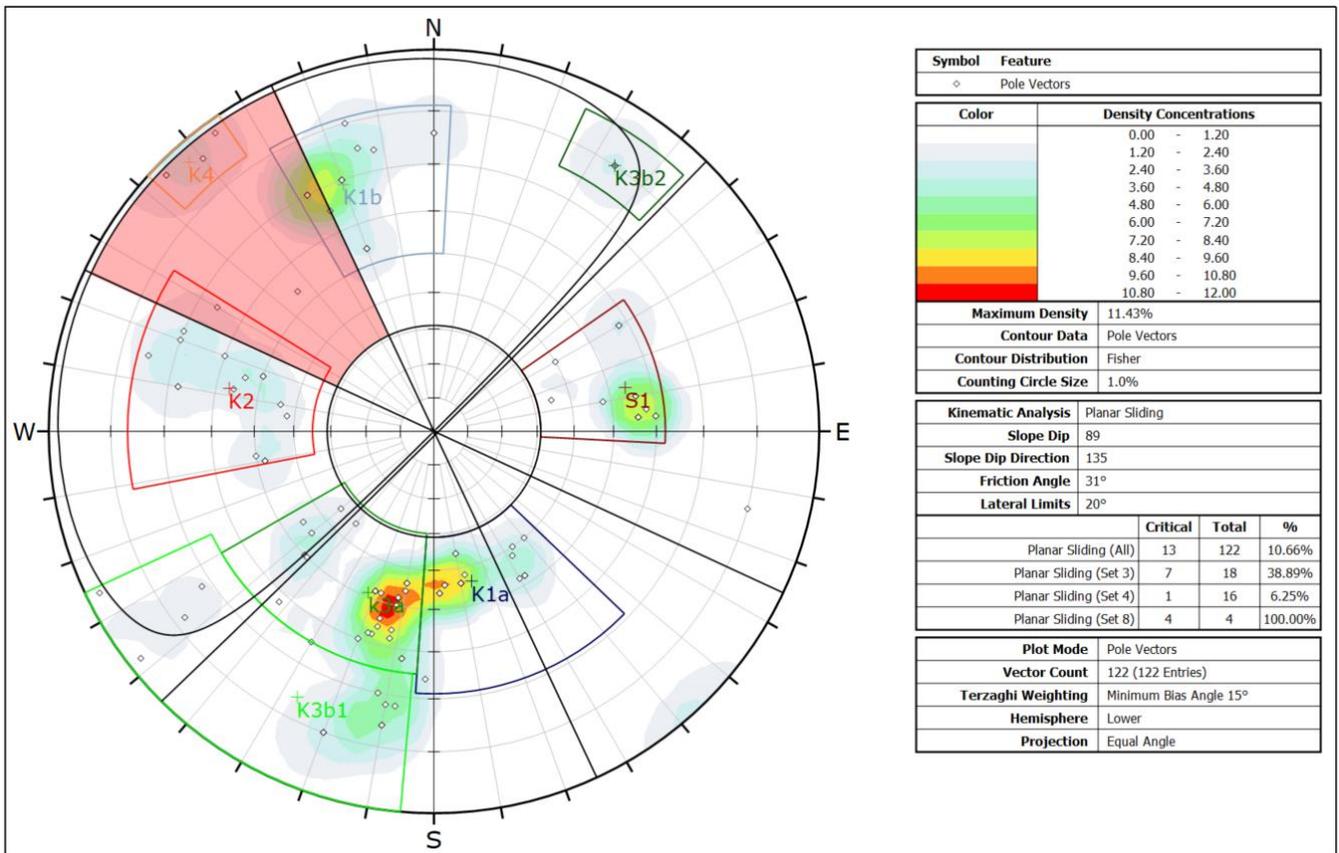
ALLEGATO 2: VERIFICA DELLE TECCHIE

ALLEGATO 2.A: CINEMATISMI PLANARI: TEST DI MARKLAND

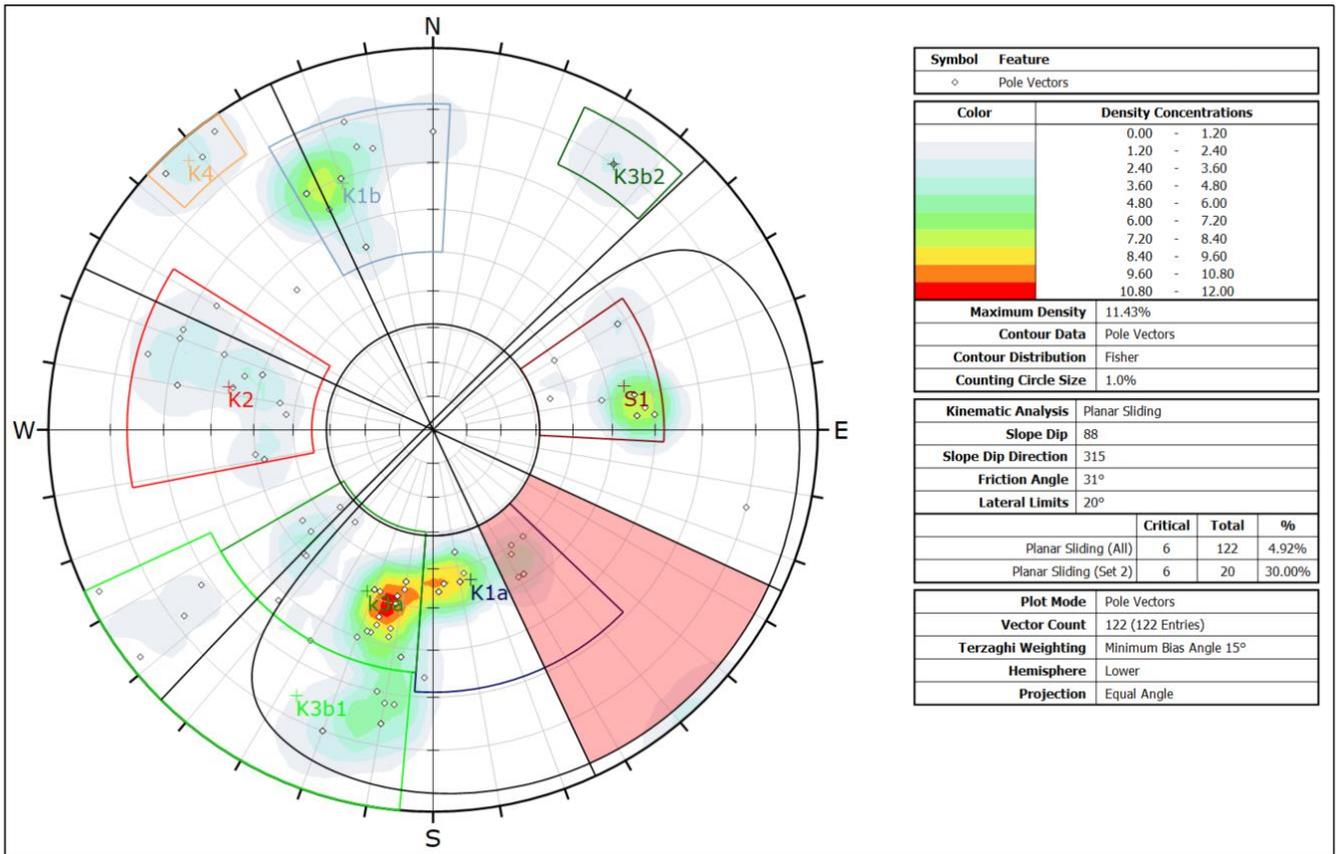
N 020/88 NW 10m



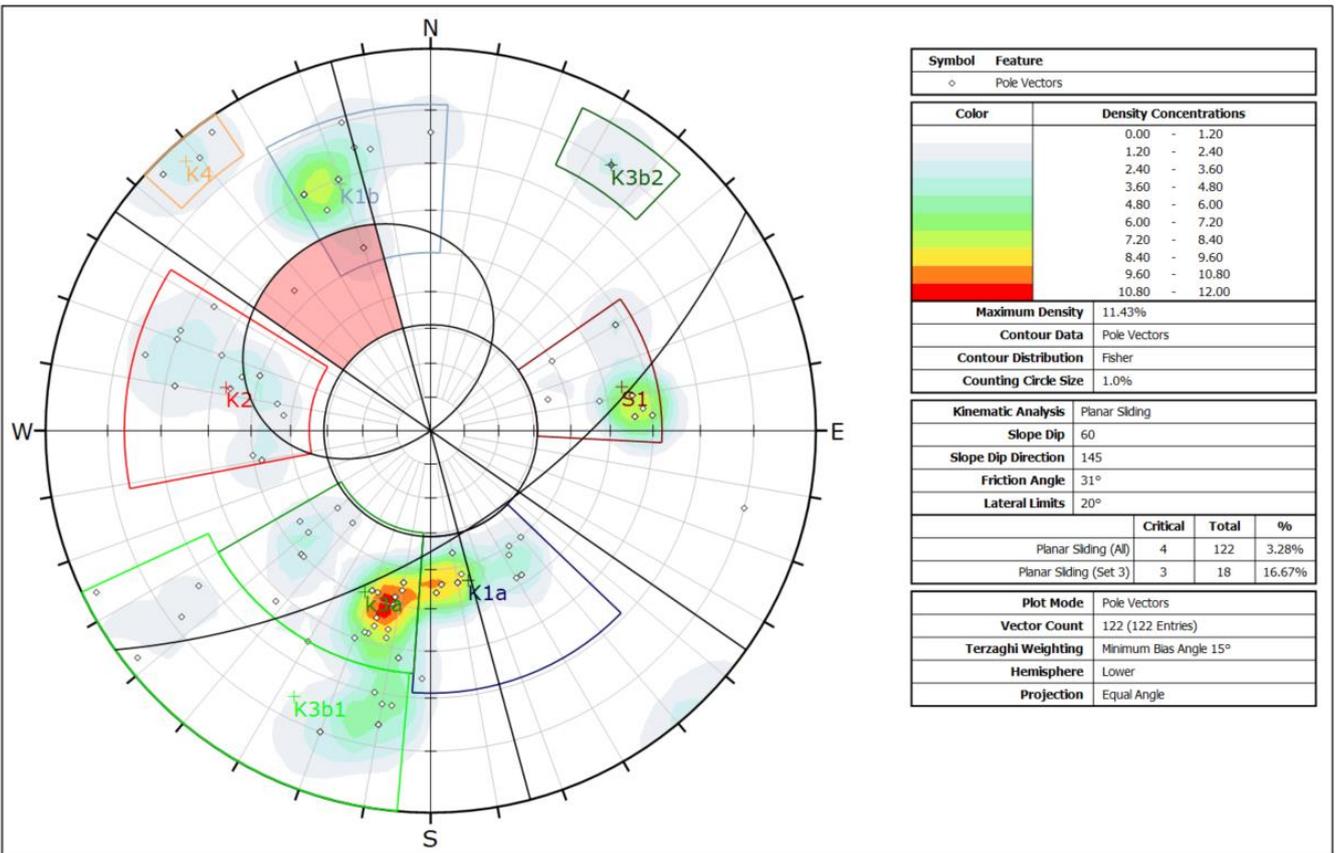
N 045/89 SE 12-25m



N 045/89 NW 25m

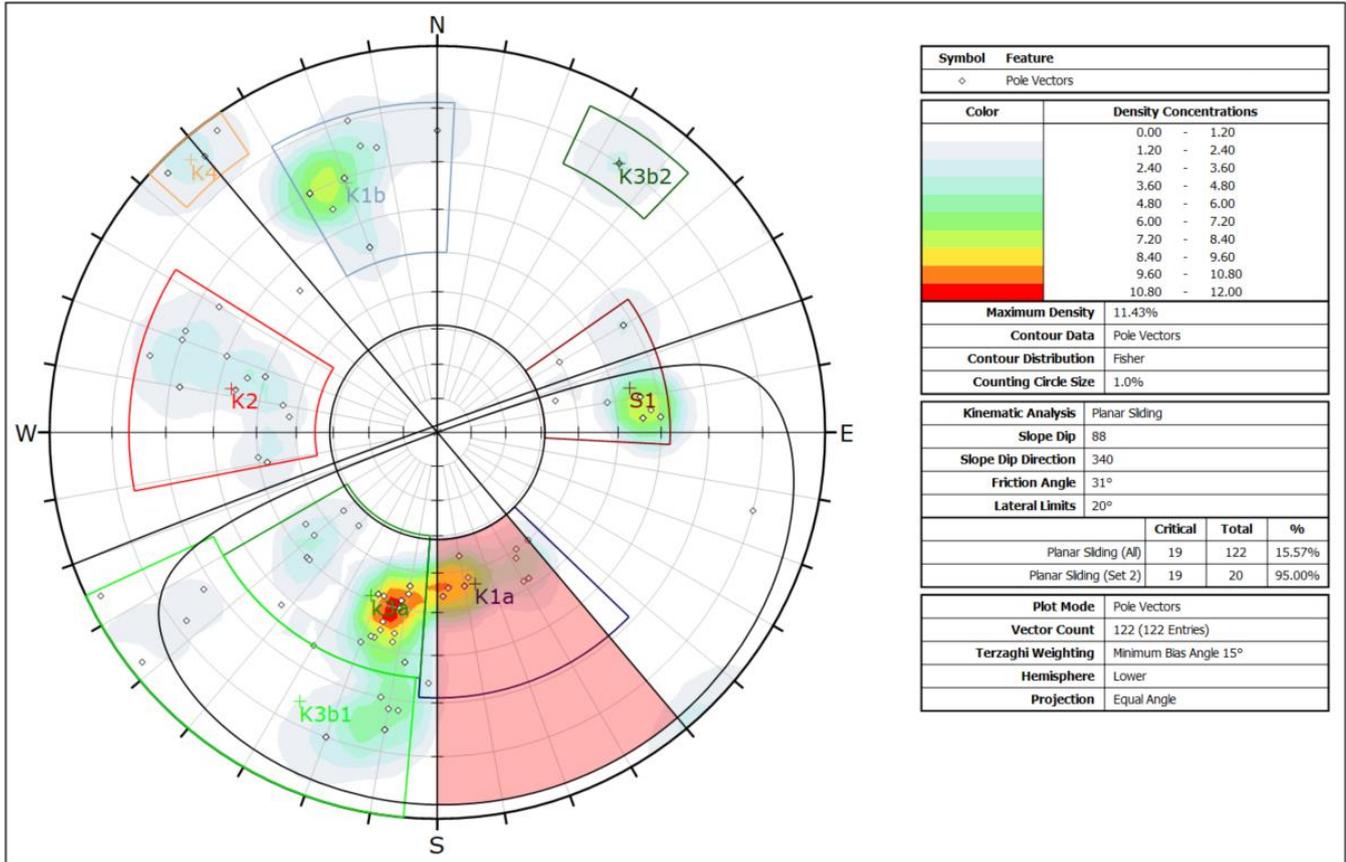


N 055/60 SE 15m

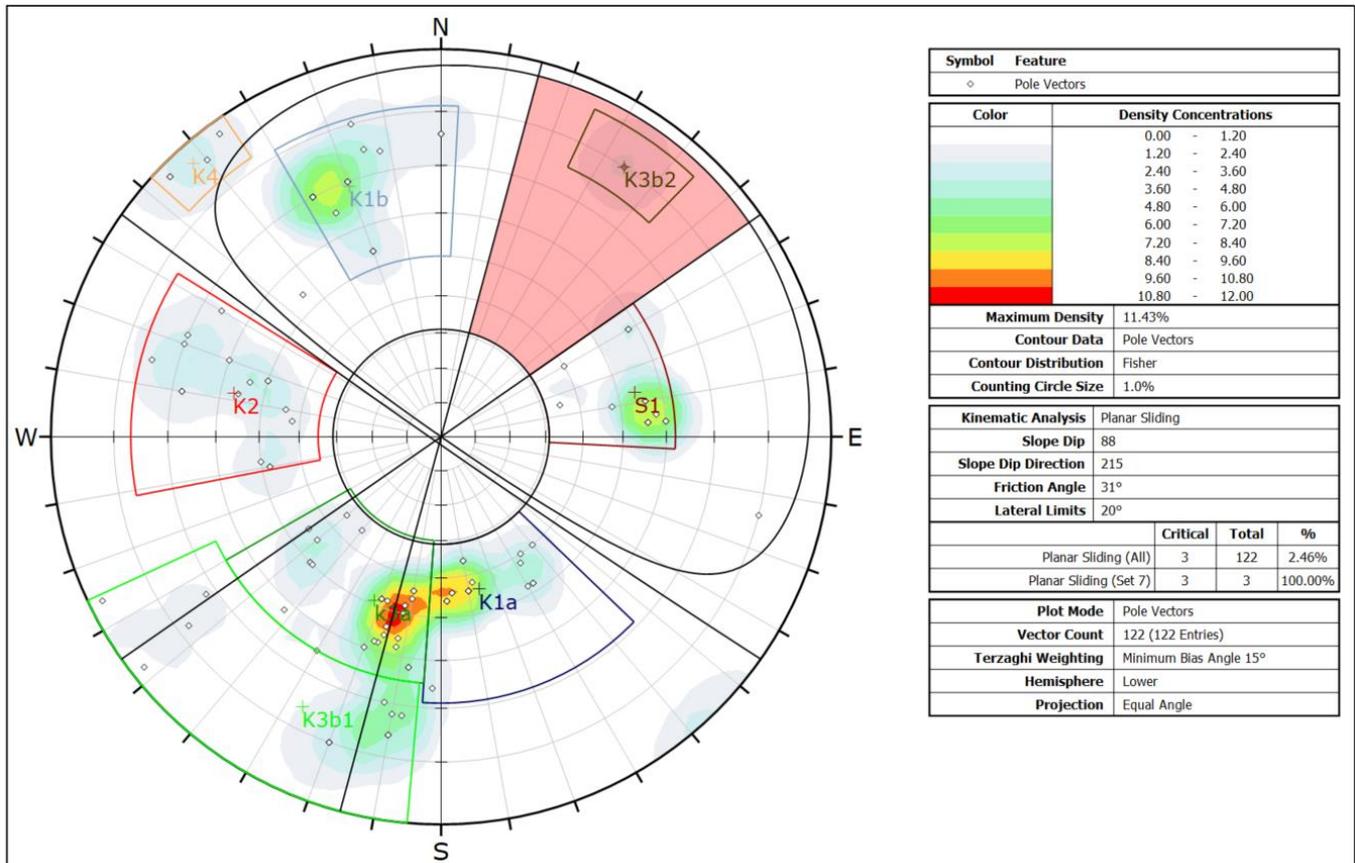


* Copia conforme all'originale * Parco Regionale Alpi Apuane, Prot. 0004504 del 18-10-2022 in arrivo Cat.3 Cla. 2

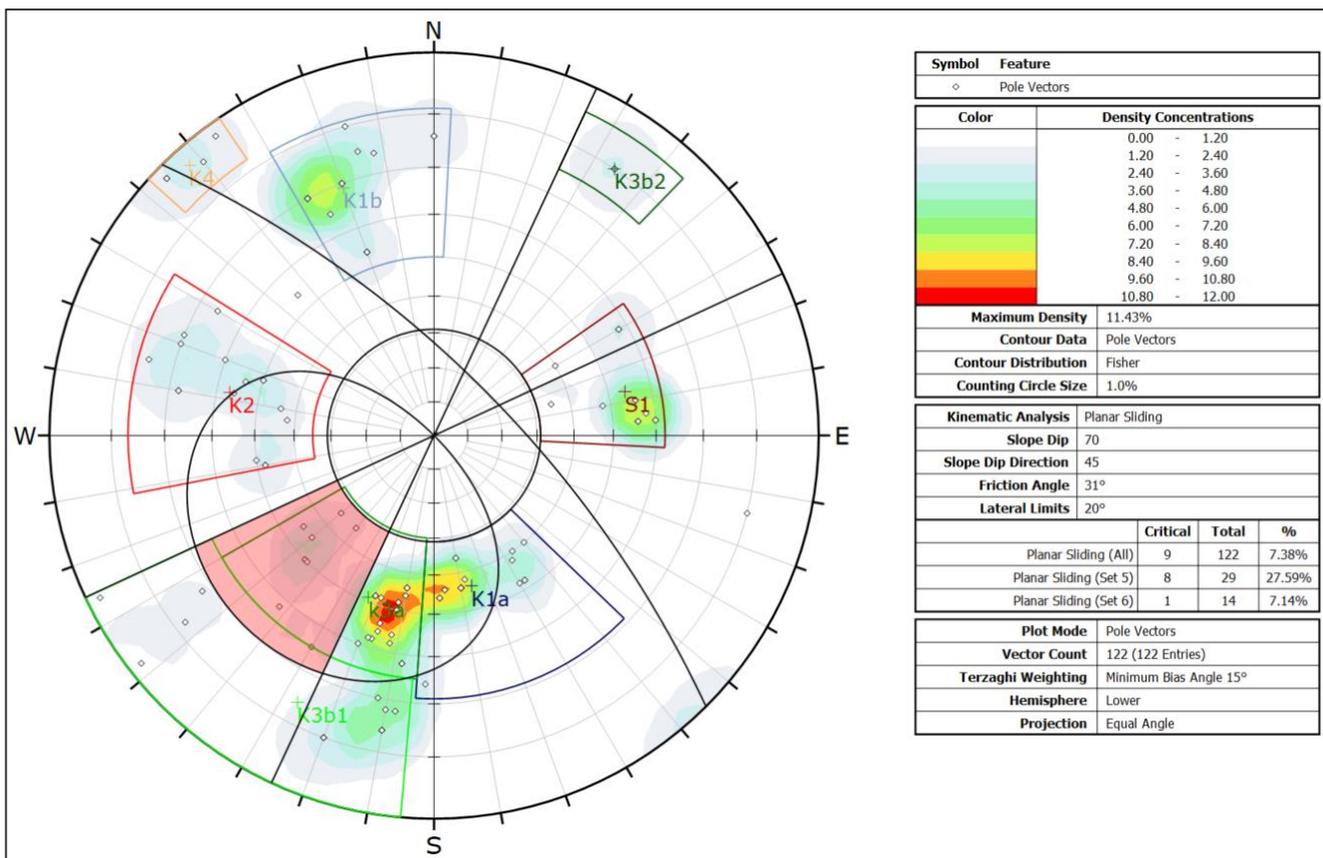
N 070/88 NW 40m



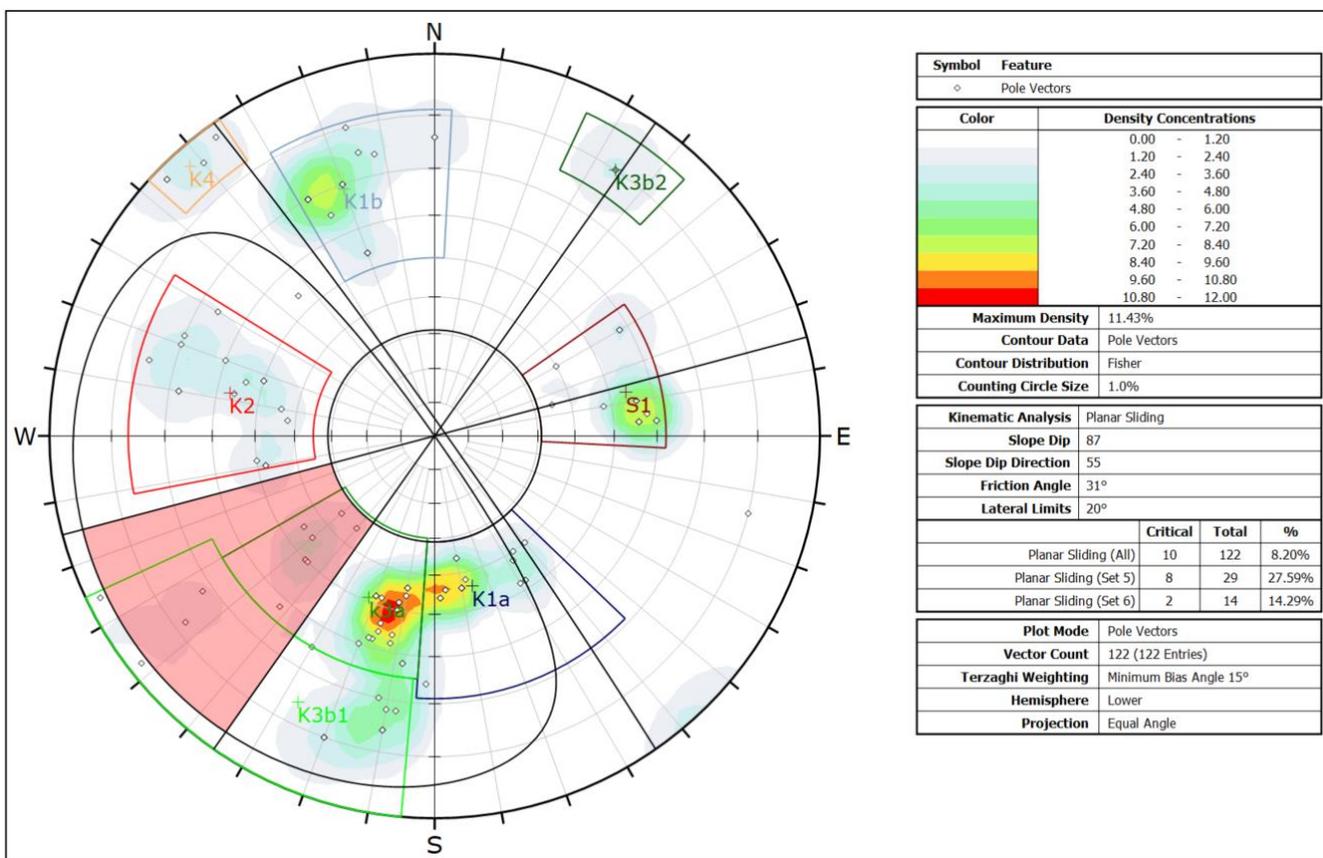
N125/89 SW 12-25m



N135/60-70 NE 30-45m

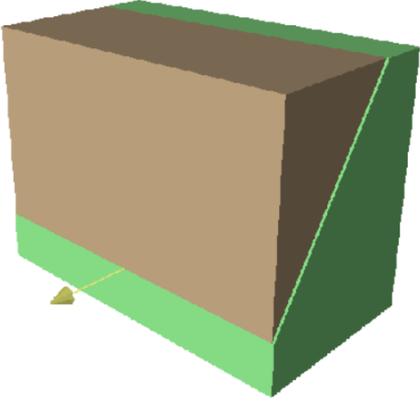
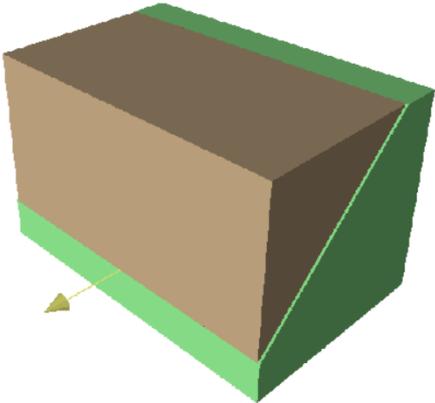
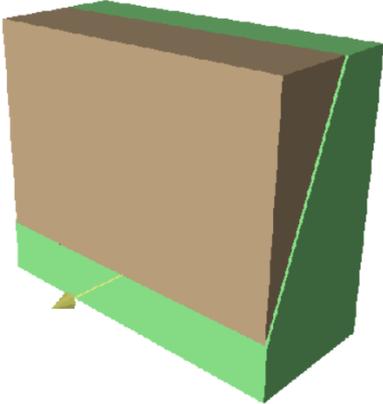
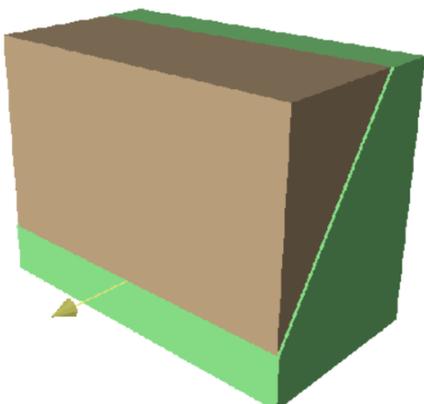


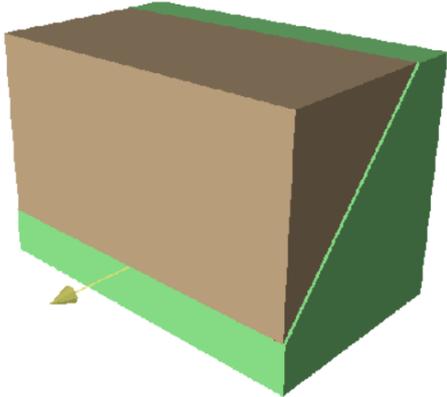
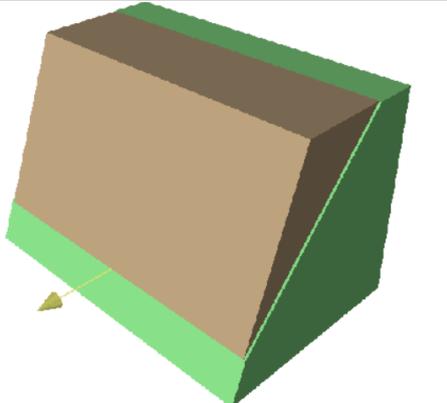
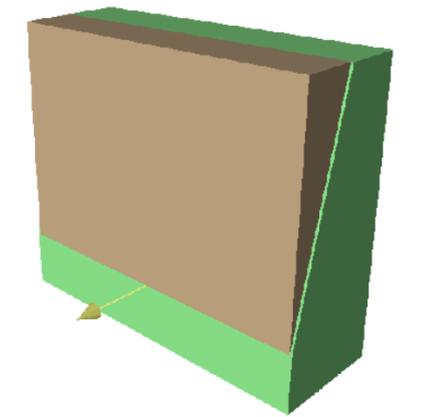
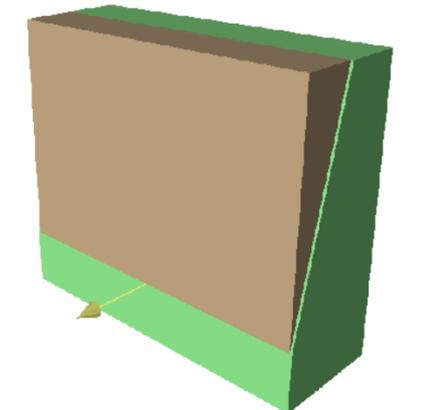
N145/87 NE 45m



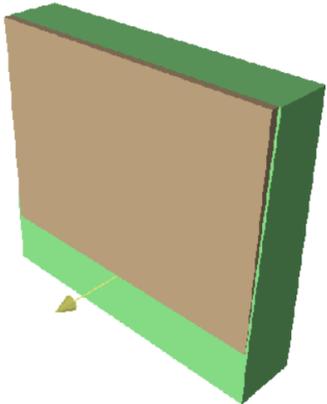
* Copia conforme all'originale * Parco Regionale Alpi Apuane, Prot. 0004504 del 18-10-2022 in arrivo Cat.3 Cla. 2

ALLEGATO 2.B: CINEMATISMI PLANARI: ROCPLANE®

S1	statico	sismico																																						
	<table border="1"> <tr><td>Factor of Safety</td><td>0.69</td></tr> <tr><td>Probability of Failure</td><td>1</td></tr> <tr><td>Driving Force</td><td>72.39t/m</td></tr> <tr><td>Resisting Force</td><td>50.08t/m</td></tr> <tr><td>Wedge Weight</td><td>87.32t/m</td></tr> <tr><td>Wedge Volume</td><td>32.34m³/m</td></tr> <tr><td>Shear Strength</td><td>50.08t/m²</td></tr> <tr><td>Normal Force</td><td>48.83t/m</td></tr> <tr><td>Plane Waviness</td><td>0.0°</td></tr> </table>	Factor of Safety	0.69	Probability of Failure	1	Driving Force	72.39t/m	Resisting Force	50.08t/m	Wedge Weight	87.32t/m	Wedge Volume	32.34m ³ /m	Shear Strength	50.08t/m ²	Normal Force	48.83t/m	Plane Waviness	0.0°	<table border="1"> <tr><td>Factor of Safety</td><td>0.79</td></tr> <tr><td>Probability of Failure</td><td>1</td></tr> <tr><td>Driving Force</td><td>75.81t/m</td></tr> <tr><td>Resisting Force</td><td>59.81t/m</td></tr> <tr><td>Wedge Weight</td><td>87.32t/m</td></tr> <tr><td>Wedge Volume</td><td>32.34m³/m</td></tr> <tr><td>Shear Strength</td><td>59.81t/m²</td></tr> <tr><td>Normal Force</td><td>43.76t/m</td></tr> <tr><td>Seismic Force</td><td>6.11t</td></tr> <tr><td>Plane Waviness</td><td>0.0°</td></tr> </table>	Factor of Safety	0.79	Probability of Failure	1	Driving Force	75.81t/m	Resisting Force	59.81t/m	Wedge Weight	87.32t/m	Wedge Volume	32.34m ³ /m	Shear Strength	59.81t/m ²	Normal Force	43.76t/m	Seismic Force	6.11t	Plane Waviness	0.0°
	Factor of Safety	0.69																																						
	Probability of Failure	1																																						
	Driving Force	72.39t/m																																						
	Resisting Force	50.08t/m																																						
	Wedge Weight	87.32t/m																																						
	Wedge Volume	32.34m ³ /m																																						
	Shear Strength	50.08t/m ²																																						
	Normal Force	48.83t/m																																						
Plane Waviness	0.0°																																							
Factor of Safety	0.79																																							
Probability of Failure	1																																							
Driving Force	75.81t/m																																							
Resisting Force	59.81t/m																																							
Wedge Weight	87.32t/m																																							
Wedge Volume	32.34m ³ /m																																							
Shear Strength	59.81t/m ²																																							
Normal Force	43.76t/m																																							
Seismic Force	6.11t																																							
Plane Waviness	0.0°																																							
	<table border="1"> <tr><td>Factor of Safety</td><td>0.71</td></tr> <tr><td>Probability of Failure</td><td>1</td></tr> <tr><td>Driving Force</td><td>1528.08t/m</td></tr> <tr><td>Resisting Force</td><td>1079.72t/m</td></tr> <tr><td>Wedge Weight</td><td>2199.76t/m</td></tr> <tr><td>Wedge Volume</td><td>814.73m³/m</td></tr> <tr><td>Shear Strength</td><td>1079.72t/m²</td></tr> <tr><td>Normal Force</td><td>1582.38t/m</td></tr> <tr><td>Plane Waviness</td><td>0.0°</td></tr> </table>	Factor of Safety	0.71	Probability of Failure	1	Driving Force	1528.08t/m	Resisting Force	1079.72t/m	Wedge Weight	2199.76t/m	Wedge Volume	814.73m ³ /m	Shear Strength	1079.72t/m ²	Normal Force	1582.38t/m	Plane Waviness	0.0°	<table border="1"> <tr><td>Factor of Safety</td><td>0.75</td></tr> <tr><td>Probability of Failure</td><td>1</td></tr> <tr><td>Driving Force</td><td>1638.85t/m</td></tr> <tr><td>Resisting Force</td><td>1230.19t/m</td></tr> <tr><td>Wedge Weight</td><td>2199.76t/m</td></tr> <tr><td>Wedge Volume</td><td>814.73m³/m</td></tr> <tr><td>Shear Strength</td><td>1230.19t/m²</td></tr> <tr><td>Normal Force</td><td>1475.41t/m</td></tr> <tr><td>Seismic Force</td><td>153.98t</td></tr> <tr><td>Plane Waviness</td><td>0.0°</td></tr> </table>	Factor of Safety	0.75	Probability of Failure	1	Driving Force	1638.85t/m	Resisting Force	1230.19t/m	Wedge Weight	2199.76t/m	Wedge Volume	814.73m ³ /m	Shear Strength	1230.19t/m ²	Normal Force	1475.41t/m	Seismic Force	153.98t	Plane Waviness	0.0°
	Factor of Safety	0.71																																						
	Probability of Failure	1																																						
	Driving Force	1528.08t/m																																						
	Resisting Force	1079.72t/m																																						
	Wedge Weight	2199.76t/m																																						
	Wedge Volume	814.73m ³ /m																																						
	Shear Strength	1079.72t/m ²																																						
	Normal Force	1582.38t/m																																						
Plane Waviness	0.0°																																							
Factor of Safety	0.75																																							
Probability of Failure	1																																							
Driving Force	1638.85t/m																																							
Resisting Force	1230.19t/m																																							
Wedge Weight	2199.76t/m																																							
Wedge Volume	814.73m ³ /m																																							
Shear Strength	1230.19t/m ²																																							
Normal Force	1475.41t/m																																							
Seismic Force	153.98t																																							
Plane Waviness	0.0°																																							
	<table border="1"> <tr><td>Factor of Safety</td><td>0.34</td></tr> <tr><td>Probability of Failure</td><td>1</td></tr> <tr><td>Driving Force</td><td>290.48t/m</td></tr> <tr><td>Resisting Force</td><td>99.32t/m</td></tr> <tr><td>Wedge Weight</td><td>311.15t/m</td></tr> <tr><td>Wedge Volume</td><td>115.24m³/m</td></tr> <tr><td>Shear Strength</td><td>99.32t/m²</td></tr> <tr><td>Normal Force</td><td>111.51t/m</td></tr> <tr><td>Plane Waviness</td><td>0.0°</td></tr> </table>	Factor of Safety	0.34	Probability of Failure	1	Driving Force	290.48t/m	Resisting Force	99.32t/m	Wedge Weight	311.15t/m	Wedge Volume	115.24m ³ /m	Shear Strength	99.32t/m ²	Normal Force	111.51t/m	Plane Waviness	0.0°	<table border="1"> <tr><td>Factor of Safety</td><td>0.37</td></tr> <tr><td>Probability of Failure</td><td>1</td></tr> <tr><td>Driving Force</td><td>298.29t/m</td></tr> <tr><td>Resisting Force</td><td>108.96t/m</td></tr> <tr><td>Wedge Weight</td><td>311.15t/m</td></tr> <tr><td>Wedge Volume</td><td>115.24m³/m</td></tr> <tr><td>Shear Strength</td><td>108.96t/m²</td></tr> <tr><td>Normal Force</td><td>91.17t/m</td></tr> <tr><td>Seismic Force</td><td>21.78t</td></tr> <tr><td>Plane Waviness</td><td>0.0°</td></tr> </table>	Factor of Safety	0.37	Probability of Failure	1	Driving Force	298.29t/m	Resisting Force	108.96t/m	Wedge Weight	311.15t/m	Wedge Volume	115.24m ³ /m	Shear Strength	108.96t/m ²	Normal Force	91.17t/m	Seismic Force	21.78t	Plane Waviness	0.0°
	Factor of Safety	0.34																																						
	Probability of Failure	1																																						
	Driving Force	290.48t/m																																						
	Resisting Force	99.32t/m																																						
	Wedge Weight	311.15t/m																																						
	Wedge Volume	115.24m ³ /m																																						
	Shear Strength	99.32t/m ²																																						
	Normal Force	111.51t/m																																						
Plane Waviness	0.0°																																							
Factor of Safety	0.37																																							
Probability of Failure	1																																							
Driving Force	298.29t/m																																							
Resisting Force	108.96t/m																																							
Wedge Weight	311.15t/m																																							
Wedge Volume	115.24m ³ /m																																							
Shear Strength	108.96t/m ²																																							
Normal Force	91.17t/m																																							
Seismic Force	21.78t																																							
Plane Waviness	0.0°																																							
	<table border="1"> <tr><td>Factor of Safety</td><td>0.50</td></tr> <tr><td>Probability of Failure</td><td>1</td></tr> <tr><td>Driving Force</td><td>452.18t/m</td></tr> <tr><td>Resisting Force</td><td>227.68t/m</td></tr> <tr><td>Wedge Weight</td><td>539.16t/m</td></tr> <tr><td>Wedge Volume</td><td>199.69m³/m</td></tr> <tr><td>Shear Strength</td><td>227.68t/m²</td></tr> <tr><td>Normal Force</td><td>293.65t/m</td></tr> <tr><td>Plane Waviness</td><td>0.0°</td></tr> </table>	Factor of Safety	0.50	Probability of Failure	1	Driving Force	452.18t/m	Resisting Force	227.68t/m	Wedge Weight	539.16t/m	Wedge Volume	199.69m ³ /m	Shear Strength	227.68t/m ²	Normal Force	293.65t/m	Plane Waviness	0.0°	<table border="1"> <tr><td>Factor of Safety</td><td>0.55</td></tr> <tr><td>Probability of Failure</td><td>1</td></tr> <tr><td>Driving Force</td><td>472.73t/m</td></tr> <tr><td>Resisting Force</td><td>260.72t/m</td></tr> <tr><td>Wedge Weight</td><td>539.16t/m</td></tr> <tr><td>Wedge Volume</td><td>199.69m³/m</td></tr> <tr><td>Shear Strength</td><td>260.72t/m²</td></tr> <tr><td>Normal Force</td><td>261.99t/m</td></tr> <tr><td>Seismic Force</td><td>37.74t</td></tr> <tr><td>Plane Waviness</td><td>0.0°</td></tr> </table>	Factor of Safety	0.55	Probability of Failure	1	Driving Force	472.73t/m	Resisting Force	260.72t/m	Wedge Weight	539.16t/m	Wedge Volume	199.69m ³ /m	Shear Strength	260.72t/m ²	Normal Force	261.99t/m	Seismic Force	37.74t	Plane Waviness	0.0°
	Factor of Safety	0.50																																						
	Probability of Failure	1																																						
	Driving Force	452.18t/m																																						
	Resisting Force	227.68t/m																																						
	Wedge Weight	539.16t/m																																						
	Wedge Volume	199.69m ³ /m																																						
	Shear Strength	227.68t/m ²																																						
	Normal Force	293.65t/m																																						
Plane Waviness	0.0°																																							
Factor of Safety	0.55																																							
Probability of Failure	1																																							
Driving Force	472.73t/m																																							
Resisting Force	260.72t/m																																							
Wedge Weight	539.16t/m																																							
Wedge Volume	199.69m ³ /m																																							
Shear Strength	260.72t/m ²																																							
Normal Force	261.99t/m																																							
Seismic Force	37.74t																																							
Plane Waviness	0.0°																																							

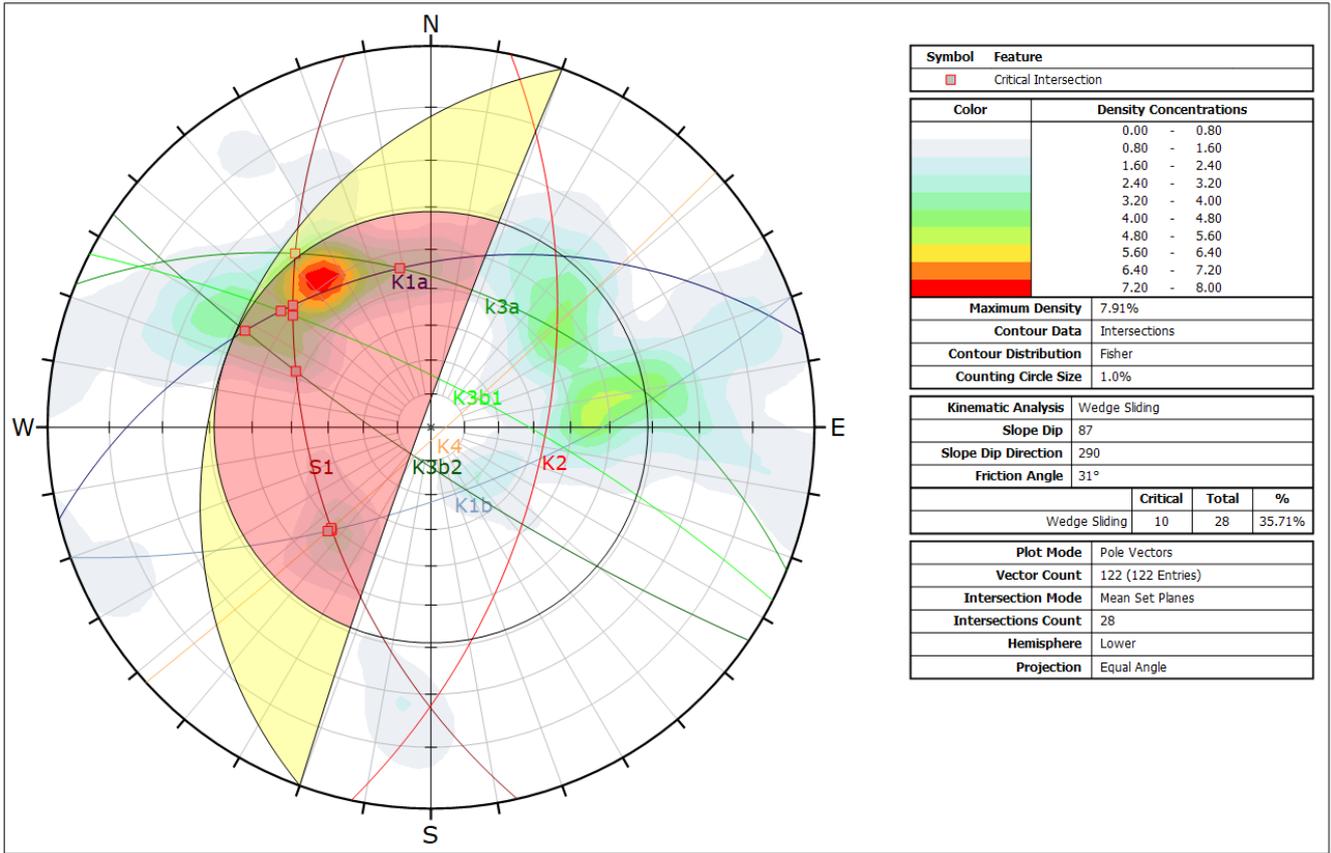
K3a (87°)	statico	sismico																																						
	<table border="1"> <tr><td>Factor of Safety</td><td>0.59</td></tr> <tr><td>Probability of Failure</td><td>1</td></tr> <tr><td>Driving Force</td><td>1709.78t/m</td></tr> <tr><td>Resisting Force</td><td>1014.03t/m</td></tr> <tr><td>Wedge Weight</td><td>2265.48t/m</td></tr> <tr><td>Wedge Volume</td><td>839.06m³/m</td></tr> <tr><td>Shear Strength</td><td>1014.03t/m²</td></tr> <tr><td>Normal Force</td><td>1486.29t/m</td></tr> <tr><td>Plane Waviness</td><td>0.0°</td></tr> </table>	Factor of Safety	0.59	Probability of Failure	1	Driving Force	1709.78t/m	Resisting Force	1014.03t/m	Wedge Weight	2265.48t/m	Wedge Volume	839.06m ³ /m	Shear Strength	1014.03t/m ²	Normal Force	1486.29t/m	Plane Waviness	0.0°	<table border="1"> <tr><td>Factor of Safety</td><td>0.65</td></tr> <tr><td>Probability of Failure</td><td>1</td></tr> <tr><td>Driving Force</td><td>1813.82t/m</td></tr> <tr><td>Resisting Force</td><td>1181.03t/m</td></tr> <tr><td>Wedge Weight</td><td>2265.48t/m</td></tr> <tr><td>Wedge Volume</td><td>839.06m³/m</td></tr> <tr><td>Shear Strength</td><td>1181.03t/m²</td></tr> <tr><td>Normal Force</td><td>1366.60t/m</td></tr> <tr><td>Seismic Force</td><td>158.58t</td></tr> <tr><td>Plane Waviness</td><td>0.0°</td></tr> </table>	Factor of Safety	0.65	Probability of Failure	1	Driving Force	1813.82t/m	Resisting Force	1181.03t/m	Wedge Weight	2265.48t/m	Wedge Volume	839.06m ³ /m	Shear Strength	1181.03t/m ²	Normal Force	1366.60t/m	Seismic Force	158.58t	Plane Waviness	0.0°
Factor of Safety	0.59																																							
Probability of Failure	1																																							
Driving Force	1709.78t/m																																							
Resisting Force	1014.03t/m																																							
Wedge Weight	2265.48t/m																																							
Wedge Volume	839.06m ³ /m																																							
Shear Strength	1014.03t/m ²																																							
Normal Force	1486.29t/m																																							
Plane Waviness	0.0°																																							
Factor of Safety	0.65																																							
Probability of Failure	1																																							
Driving Force	1813.82t/m																																							
Resisting Force	1181.03t/m																																							
Wedge Weight	2265.48t/m																																							
Wedge Volume	839.06m ³ /m																																							
Shear Strength	1181.03t/m ²																																							
Normal Force	1366.60t/m																																							
Seismic Force	158.58t																																							
Plane Waviness	0.0°																																							
	<table border="1"> <tr><td>Factor of Safety</td><td>0.64</td></tr> <tr><td>Probability of Failure</td><td>1</td></tr> <tr><td>Driving Force</td><td>1051.90t/m</td></tr> <tr><td>Resisting Force</td><td>669.75t/m</td></tr> <tr><td>Wedge Weight</td><td>1393.78t/m</td></tr> <tr><td>Wedge Volume</td><td>516.22m³/m</td></tr> <tr><td>Shear Strength</td><td>669.75t/m²</td></tr> <tr><td>Normal Force</td><td>914.40t/m</td></tr> <tr><td>Plane Waviness</td><td>0.0°</td></tr> </table>	Factor of Safety	0.64	Probability of Failure	1	Driving Force	1051.90t/m	Resisting Force	669.75t/m	Wedge Weight	1393.78t/m	Wedge Volume	516.22m ³ /m	Shear Strength	669.75t/m ²	Normal Force	914.40t/m	Plane Waviness	0.0°	<table border="1"> <tr><td>Factor of Safety</td><td>0.70</td></tr> <tr><td>Probability of Failure</td><td>1</td></tr> <tr><td>Driving Force</td><td>1115.91t/m</td></tr> <tr><td>Resisting Force</td><td>783.96t/m</td></tr> <tr><td>Wedge Weight</td><td>1393.78t/m</td></tr> <tr><td>Wedge Volume</td><td>516.22m³/m</td></tr> <tr><td>Shear Strength</td><td>783.96t/m²</td></tr> <tr><td>Normal Force</td><td>840.77t/m</td></tr> <tr><td>Seismic Force</td><td>97.56t</td></tr> <tr><td>Plane Waviness</td><td>0.0°</td></tr> </table>	Factor of Safety	0.70	Probability of Failure	1	Driving Force	1115.91t/m	Resisting Force	783.96t/m	Wedge Weight	1393.78t/m	Wedge Volume	516.22m ³ /m	Shear Strength	783.96t/m ²	Normal Force	840.77t/m	Seismic Force	97.56t	Plane Waviness	0.0°
Factor of Safety	0.64																																							
Probability of Failure	1																																							
Driving Force	1051.90t/m																																							
Resisting Force	669.75t/m																																							
Wedge Weight	1393.78t/m																																							
Wedge Volume	516.22m ³ /m																																							
Shear Strength	669.75t/m ²																																							
Normal Force	914.40t/m																																							
Plane Waviness	0.0°																																							
Factor of Safety	0.70																																							
Probability of Failure	1																																							
Driving Force	1115.91t/m																																							
Resisting Force	783.96t/m																																							
Wedge Weight	1393.78t/m																																							
Wedge Volume	516.22m ³ /m																																							
Shear Strength	783.96t/m ²																																							
Normal Force	840.77t/m																																							
Seismic Force	97.56t																																							
Plane Waviness	0.0°																																							
K3b1 (87°)	statico	sismico																																						
	<table border="1"> <tr><td>Factor of Safety</td><td>0.23</td></tr> <tr><td>Probability of Failure</td><td>1</td></tr> <tr><td>Driving Force</td><td>524.14t/m</td></tr> <tr><td>Resisting Force</td><td>122.10t/m</td></tr> <tr><td>Wedge Weight</td><td>540.19t/m</td></tr> <tr><td>Wedge Volume</td><td>200.07m³/m</td></tr> <tr><td>Shear Strength</td><td>122.10t/m²</td></tr> <tr><td>Normal Force</td><td>130.68t/m</td></tr> <tr><td>Plane Waviness</td><td>0.0°</td></tr> </table>	Factor of Safety	0.23	Probability of Failure	1	Driving Force	524.14t/m	Resisting Force	122.10t/m	Wedge Weight	540.19t/m	Wedge Volume	200.07m ³ /m	Shear Strength	122.10t/m ²	Normal Force	130.68t/m	Plane Waviness	0.0°	<table border="1"> <tr><td>Factor of Safety</td><td>0.23</td></tr> <tr><td>Probability of Failure</td><td>1</td></tr> <tr><td>Driving Force</td><td>533.29t/m</td></tr> <tr><td>Resisting Force</td><td>122.65t/m</td></tr> <tr><td>Wedge Weight</td><td>540.19t/m</td></tr> <tr><td>Wedge Volume</td><td>200.07m³/m</td></tr> <tr><td>Shear Strength</td><td>122.65t/m²</td></tr> <tr><td>Normal Force</td><td>93.99t/m</td></tr> <tr><td>Seismic Force</td><td>37.81t</td></tr> <tr><td>Plane Waviness</td><td>0.0°</td></tr> </table>	Factor of Safety	0.23	Probability of Failure	1	Driving Force	533.29t/m	Resisting Force	122.65t/m	Wedge Weight	540.19t/m	Wedge Volume	200.07m ³ /m	Shear Strength	122.65t/m ²	Normal Force	93.99t/m	Seismic Force	37.81t	Plane Waviness	0.0°
Factor of Safety	0.23																																							
Probability of Failure	1																																							
Driving Force	524.14t/m																																							
Resisting Force	122.10t/m																																							
Wedge Weight	540.19t/m																																							
Wedge Volume	200.07m ³ /m																																							
Shear Strength	122.10t/m ²																																							
Normal Force	130.68t/m																																							
Plane Waviness	0.0°																																							
Factor of Safety	0.23																																							
Probability of Failure	1																																							
Driving Force	533.29t/m																																							
Resisting Force	122.65t/m																																							
Wedge Weight	540.19t/m																																							
Wedge Volume	200.07m ³ /m																																							
Shear Strength	122.65t/m ²																																							
Normal Force	93.99t/m																																							
Seismic Force	37.81t																																							
Plane Waviness	0.0°																																							
K3b2	statico	sismico																																						
	<table border="1"> <tr><td>Factor of Safety</td><td>0.23</td></tr> <tr><td>Probability of Failure</td><td>1</td></tr> <tr><td>Driving Force</td><td>132.38t/m</td></tr> <tr><td>Resisting Force</td><td>30.43t/m</td></tr> <tr><td>Wedge Weight</td><td>134.42t/m</td></tr> <tr><td>Wedge Volume</td><td>49.79m³/m</td></tr> <tr><td>Shear Strength</td><td>30.43t/m²</td></tr> <tr><td>Normal Force</td><td>23.34t/m</td></tr> <tr><td>Plane Waviness</td><td>0.0°</td></tr> </table>	Factor of Safety	0.23	Probability of Failure	1	Driving Force	132.38t/m	Resisting Force	30.43t/m	Wedge Weight	134.42t/m	Wedge Volume	49.79m ³ /m	Shear Strength	30.43t/m ²	Normal Force	23.34t/m	Plane Waviness	0.0°	<table border="1"> <tr><td>Factor of Safety</td><td>0.22</td></tr> <tr><td>Probability of Failure</td><td>1</td></tr> <tr><td>Driving Force</td><td>134.01t/m</td></tr> <tr><td>Resisting Force</td><td>29.22t/m</td></tr> <tr><td>Wedge Weight</td><td>134.42t/m</td></tr> <tr><td>Wedge Volume</td><td>49.79m³/m</td></tr> <tr><td>Shear Strength</td><td>29.22t/m²</td></tr> <tr><td>Normal Force</td><td>14.08t/m</td></tr> <tr><td>Seismic Force</td><td>9.41t</td></tr> <tr><td>Plane Waviness</td><td>0.0°</td></tr> </table>	Factor of Safety	0.22	Probability of Failure	1	Driving Force	134.01t/m	Resisting Force	29.22t/m	Wedge Weight	134.42t/m	Wedge Volume	49.79m ³ /m	Shear Strength	29.22t/m ²	Normal Force	14.08t/m	Seismic Force	9.41t	Plane Waviness	0.0°
Factor of Safety	0.23																																							
Probability of Failure	1																																							
Driving Force	132.38t/m																																							
Resisting Force	30.43t/m																																							
Wedge Weight	134.42t/m																																							
Wedge Volume	49.79m ³ /m																																							
Shear Strength	30.43t/m ²																																							
Normal Force	23.34t/m																																							
Plane Waviness	0.0°																																							
Factor of Safety	0.22																																							
Probability of Failure	1																																							
Driving Force	134.01t/m																																							
Resisting Force	29.22t/m																																							
Wedge Weight	134.42t/m																																							
Wedge Volume	49.79m ³ /m																																							
Shear Strength	29.22t/m ²																																							
Normal Force	14.08t/m																																							
Seismic Force	9.41t																																							
Plane Waviness	0.0°																																							

* Copia conforme all'originale * Parco Regionale Alpi Apuane, Prot. 0004504 del 18-10-2022 in arrivo Cat.3 Cla. 2

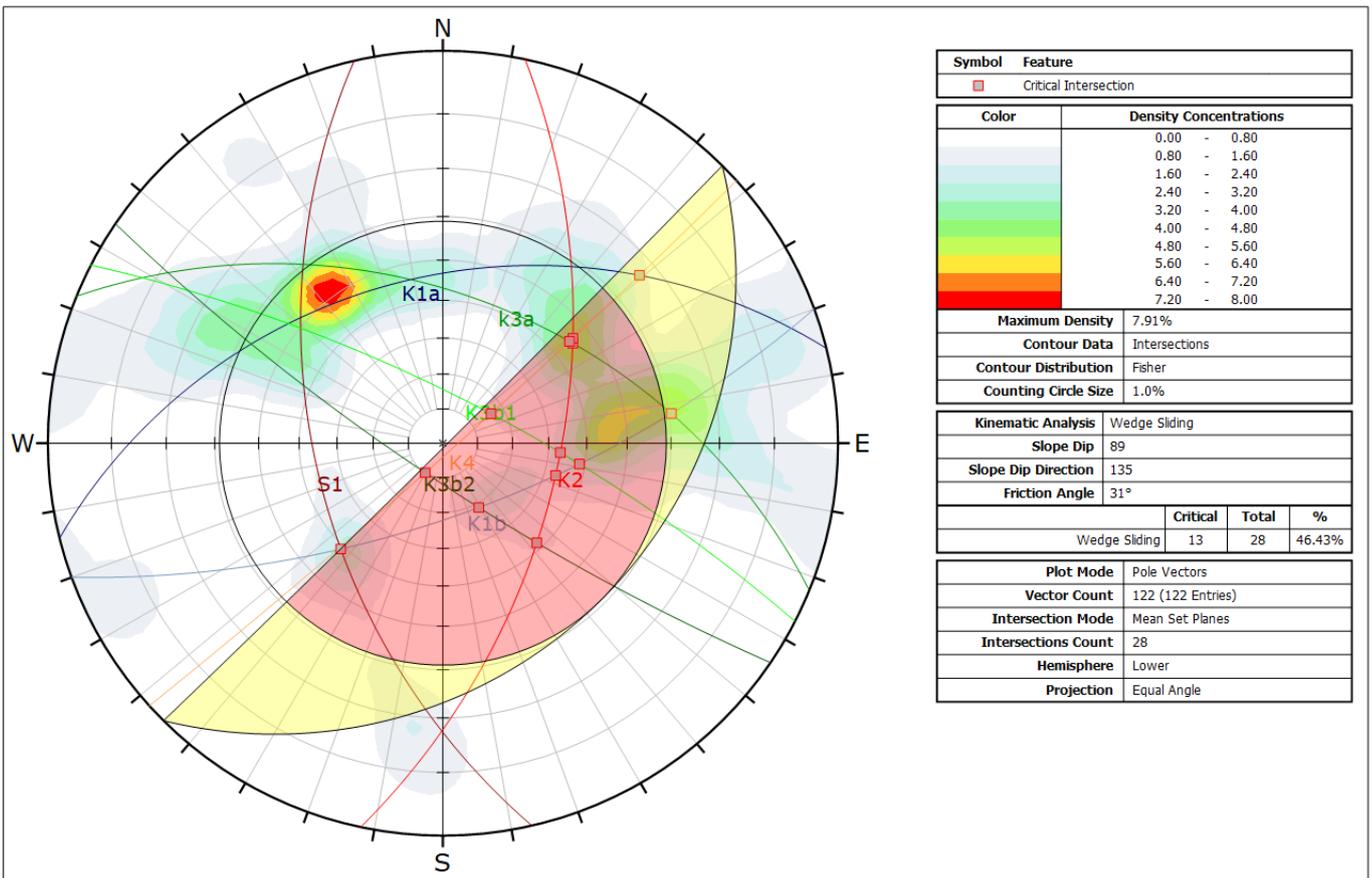
K4	statico	sismico																																						
	<table border="1"> <tbody> <tr> <td>Factor of Safety</td> <td>0.21</td> </tr> <tr> <td>Probability of Failure</td> <td>1</td> </tr> <tr> <td>Driving Force</td> <td>29.47t/m</td> </tr> <tr> <td>Resisting Force</td> <td>6.09t/m</td> </tr> <tr> <td>Wedge Weight</td> <td>29.51t/m</td> </tr> <tr> <td>Wedge Volume</td> <td>10.93m³/m</td> </tr> <tr> <td>Shear Strength</td> <td>6.09t/m²</td> </tr> <tr> <td>Normal Force</td> <td>1.54t/m</td> </tr> <tr> <td>Plane Waviness</td> <td>0.0°</td> </tr> </tbody> </table>	Factor of Safety	0.21	Probability of Failure	1	Driving Force	29.47t/m	Resisting Force	6.09t/m	Wedge Weight	29.51t/m	Wedge Volume	10.93m ³ /m	Shear Strength	6.09t/m ²	Normal Force	1.54t/m	Plane Waviness	0.0°	<table border="1"> <tbody> <tr> <td>Factor of Safety</td> <td>0.00</td> </tr> <tr> <td>Probability of Failure</td> <td>1</td> </tr> <tr> <td>Driving Force</td> <td>29.58t/m</td> </tr> <tr> <td>Resisting Force</td> <td>0.00t/m</td> </tr> <tr> <td>Wedge Weight</td> <td>29.51t/m</td> </tr> <tr> <td>Wedge Volume</td> <td>10.93m³/m</td> </tr> <tr> <td>Shear Strength</td> <td>0.00t/m²</td> </tr> <tr> <td>Normal Force</td> <td>0.00t/m</td> </tr> <tr> <td>Seismic Force</td> <td>2.07t</td> </tr> <tr> <td>Plane Waviness</td> <td>0.0°</td> </tr> </tbody> </table>	Factor of Safety	0.00	Probability of Failure	1	Driving Force	29.58t/m	Resisting Force	0.00t/m	Wedge Weight	29.51t/m	Wedge Volume	10.93m ³ /m	Shear Strength	0.00t/m ²	Normal Force	0.00t/m	Seismic Force	2.07t	Plane Waviness	0.0°
	Factor of Safety	0.21																																						
	Probability of Failure	1																																						
	Driving Force	29.47t/m																																						
	Resisting Force	6.09t/m																																						
	Wedge Weight	29.51t/m																																						
	Wedge Volume	10.93m ³ /m																																						
	Shear Strength	6.09t/m ²																																						
	Normal Force	1.54t/m																																						
	Plane Waviness	0.0°																																						
Factor of Safety	0.00																																							
Probability of Failure	1																																							
Driving Force	29.58t/m																																							
Resisting Force	0.00t/m																																							
Wedge Weight	29.51t/m																																							
Wedge Volume	10.93m ³ /m																																							
Shear Strength	0.00t/m ²																																							
Normal Force	0.00t/m																																							
Seismic Force	2.07t																																							
Plane Waviness	0.0°																																							

ALLEGATO 2.C: CINEMATISMI TRIDIMENSIONALI B-ROCK

N 020/88 NW 10m

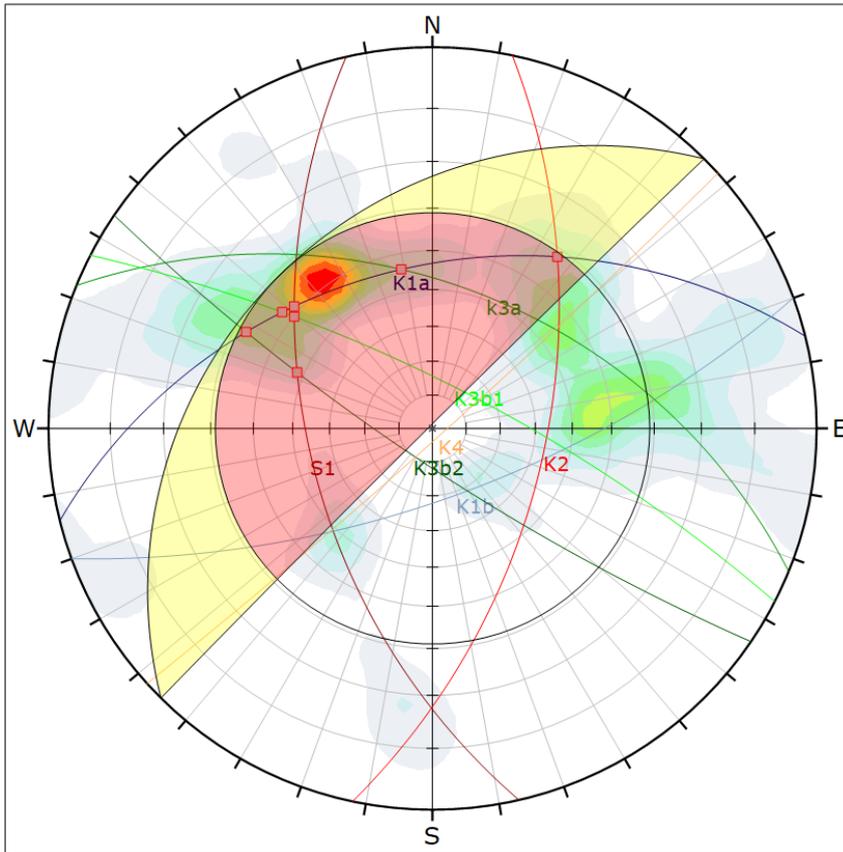


N 045/89 SE 12-25m



* Copia conforme all'originale * Parco Regionale Alpi Apuane, Prot. 0004504 del 18-10-2022 in arrivo Cat.3 Cla. 2

N 045/89 NW 25m



Symbol	Feature
■	Critical Intersection

Color	Density Concentrations
	0.00 - 0.80
	0.80 - 1.60
	1.60 - 2.40
	2.40 - 3.20
	3.20 - 4.00
	4.00 - 4.80
	4.80 - 5.60
	5.60 - 6.40
	6.40 - 7.20
	7.20 - 8.00

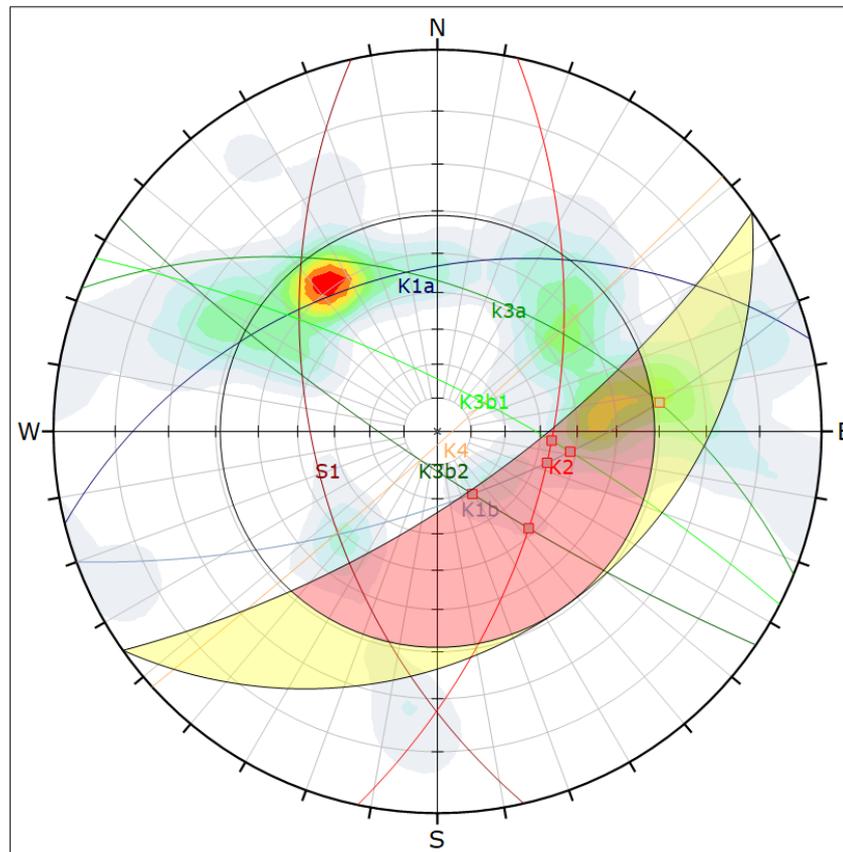
Maximum Density	7.91%
Contour Data	Intersections
Contour Distribution	Fisher
Counting Circle Size	1.0%

Kinematic Analysis	Wedge Sliding
Slope Dip	89
Slope Dip Direction	315
Friction Angle	31°

	Critical	Total	%
Wedge Sliding	7	28	25.00%

Plot Mode	Pole Vectors
Vector Count	122 (122 Entries)
Intersection Mode	Mean Set Planes
Intersections Count	28
Hemisphere	Lower
Projection	Equal Angle

N 055/60 SE 15m



Symbol	Feature
■	Critical Intersection

Color	Density Concentrations
	0.00 - 0.80
	0.80 - 1.60
	1.60 - 2.40
	2.40 - 3.20
	3.20 - 4.00
	4.00 - 4.80
	4.80 - 5.60
	5.60 - 6.40
	6.40 - 7.20
	7.20 - 8.00

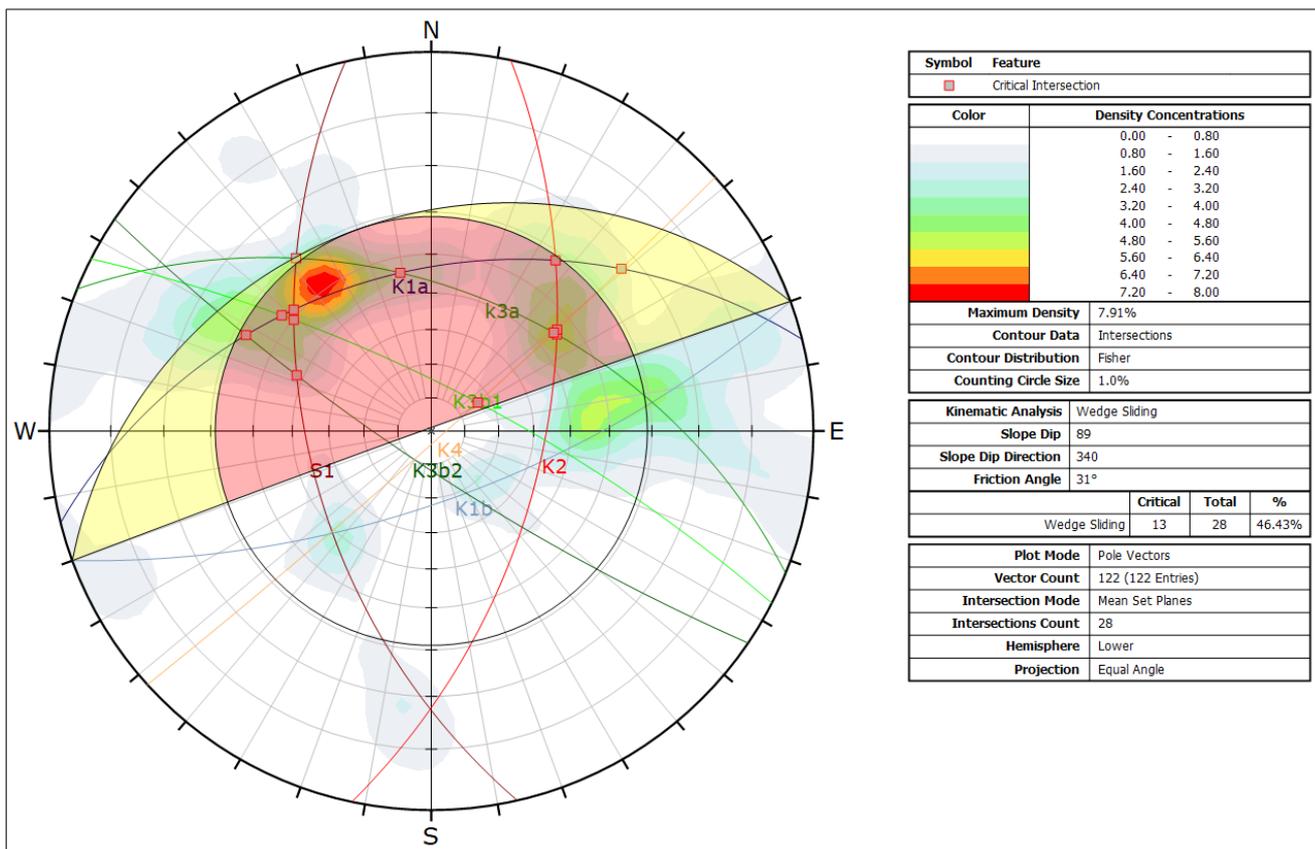
Maximum Density	7.91%
Contour Data	Intersections
Contour Distribution	Fisher
Counting Circle Size	1.0%

Kinematic Analysis	Wedge Sliding
Slope Dip	70
Slope Dip Direction	145
Friction Angle	31°

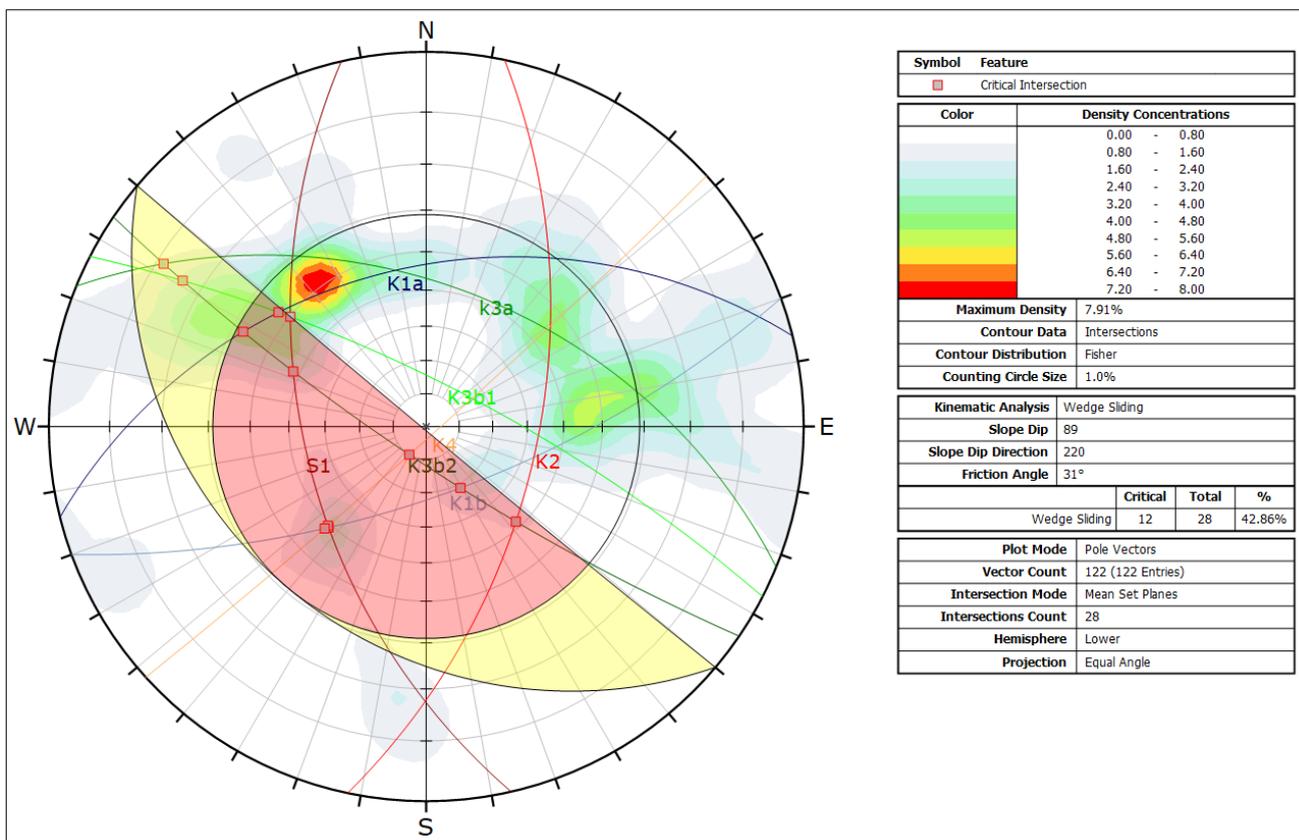
	Critical	Total	%
Wedge Sliding	6	28	21.43%

Plot Mode	Pole Vectors
Vector Count	122 (122 Entries)
Intersection Mode	Mean Set Planes
Intersections Count	28
Hemisphere	Lower
Projection	Equal Angle

N 070/88 NW 40m

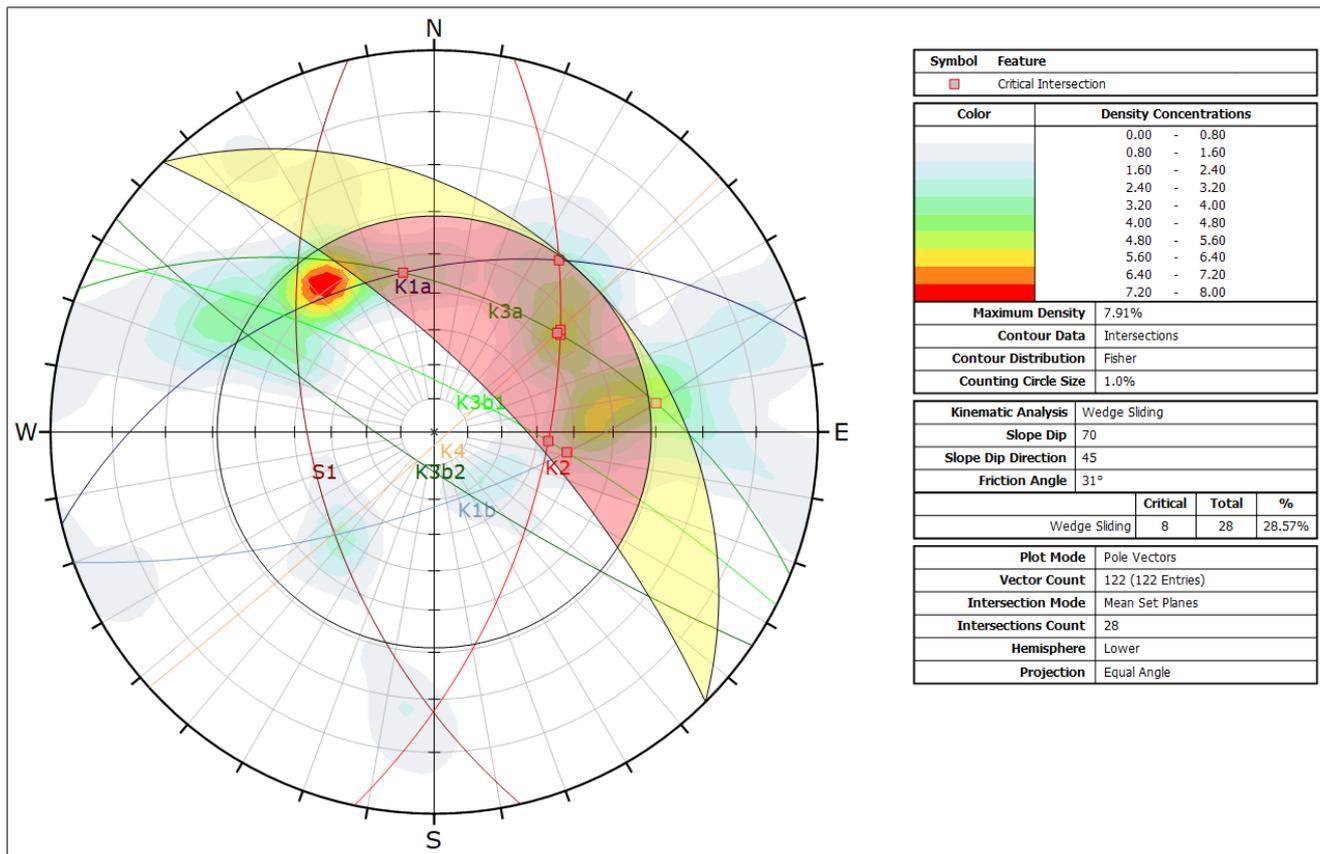


N125/89 SW 12-25m

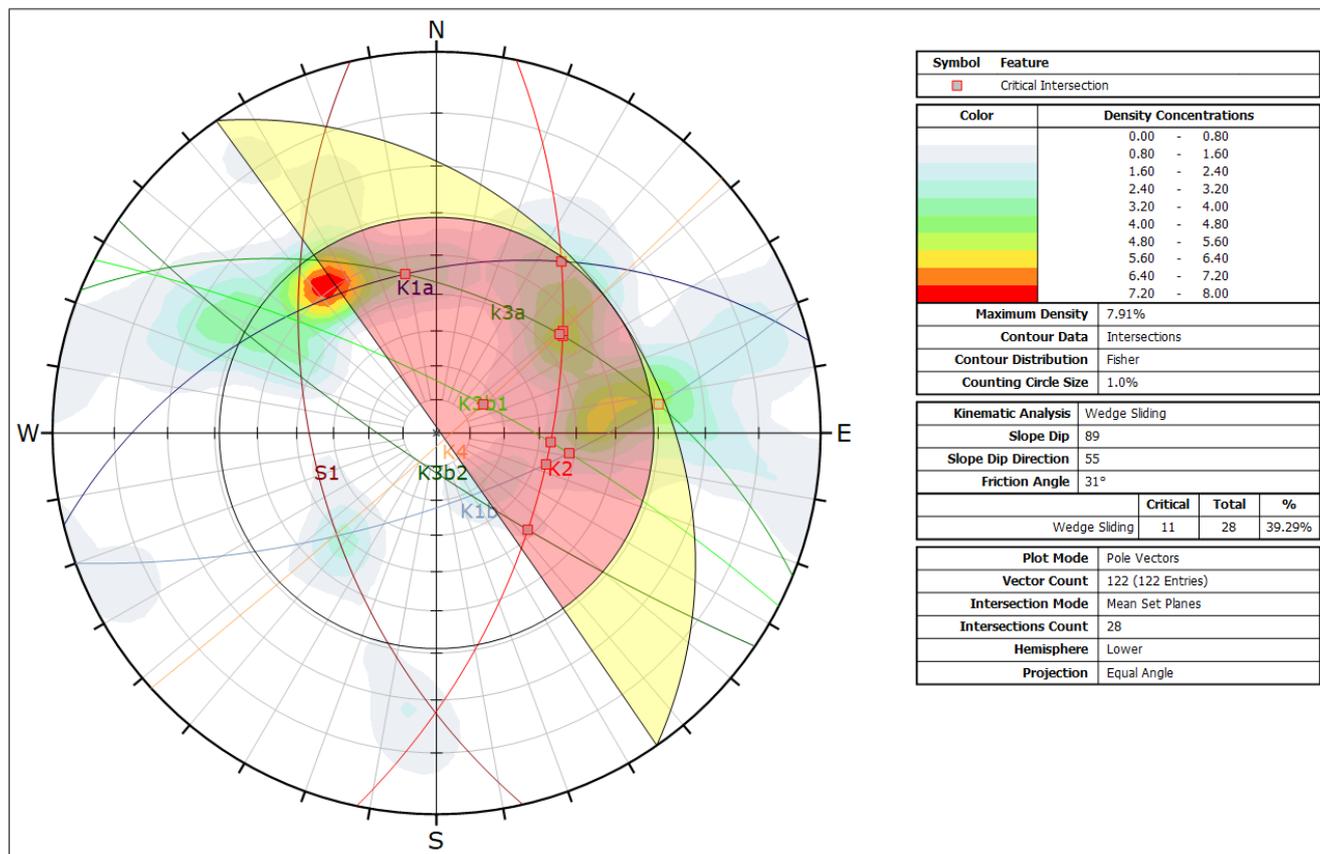


* Copia conforme all'originale * Parco Regionale Alpi Apuane, Prot. 0004504 del 18-10-2022 in arrivo Cat.3 Cla. 2

N135/60-70 NE 30-45m



N145/87 NE 45m



* Copia conforme all'originale * Parco Regionale Alpi Apuane, Prot. 0004504 del 18-10-2022 in arrivo Cat.3 Cla. 2

APPENDICE A: CLASSIFICAZIONE GEOMECCANICA

PARAMETRI		CAMPO VALORI							
1	Resistenza	Carico di punta	>10	4-10	2-4	1-2	non applicabile		
	Roccia (MPa)	Compressione uniax	>250	>100-250	50-100	25-50	5-25	1-5	<1
	INDICE		15	12	7	4	2	1	0
2	RQD (%)		90-100	75-90	50-75	25-50	<25		
	INDICE		20	17	13	8	3		
3	SPAZIATURA (cm)		>200	60-200	20-60	6-20	<6		
	INDICE		20	15	10	8	5		
4	CONDIZIONE dei GIUNTI		Superfici molto scabre non continue. Pareti roccia dura	Superfici scabre Apertura <1 mm Pareti roccia dura	Superfici scabre Apertura < 1mm Pareti roccia alterata	Superfici Lisce o laminate o riempimento <5mm o apertura 1-5 mm Giunti continui	frammentazione tenera > 5 mm o giunti aperti > 5 mm Giunti continui		
	INDICE		30	25	20	10	0		
5	CONDIZIONI IDRAULICHE	Afflusso per 10 m lunghezza tunnel (l/min)	Assente	<10	10-25	25-125	>125		
		Prex idraulica nei giunti	0	<0.1	0.1-0.2	0.2-0.5	<0.5		
		Tensione principale max							
	Condizioni generali		Asciutto	Umido	Bagnata	Debole pressione	Stillicidio		
INDICE		15	10	7	4	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'	molto scadente	scadente	discreta	buona	ottima
c (KPa)	<100	100-200	200-300	300-400	>400
φ (°)	<15	15-25	25-35	35-45	>45
GIUDIZIO SULLE DIFFICOLTA' DELLO SCAVO	nessuna difficoltà	può essere scavato facilmente frammentazione notevole	discrete difficoltà	si cava con difficoltà frammenti di notevoli dimensioni	notevoli difficoltà di scavo
T	30 min	10 ore	7 giorni	1 anno	20 anni
L	1 m	2.5 m	5 m	10 m	15 m

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

APPENDICE B: SPETTRI DI RISPOSTA SISMICI

27/2/2020

EdiLus-MS - Servizio Rilevazione Pericolosità Sismica - ACCA software

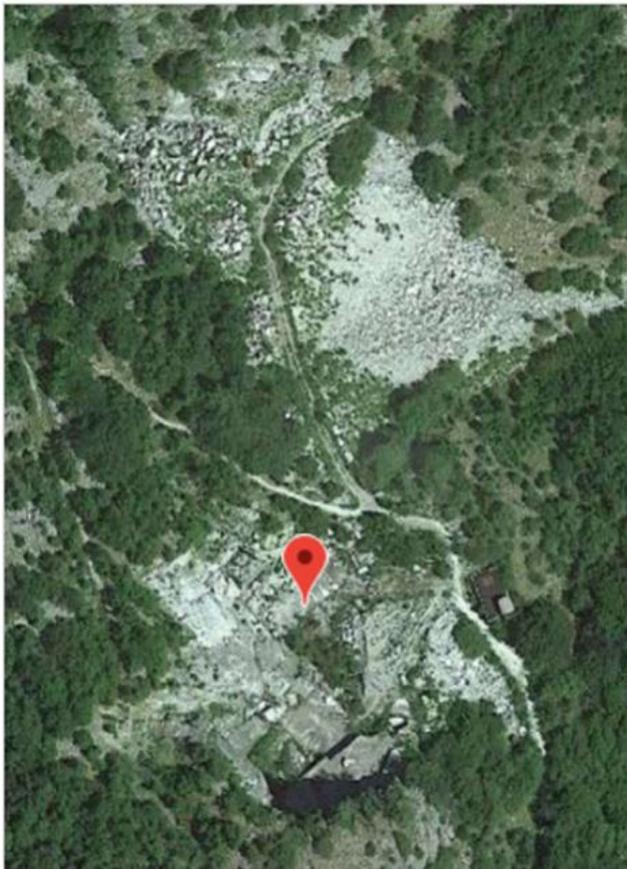
EdiLus-MS

Mappe Sismiche

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

ad es. "Contrada Rosole, 13 BAGNOLI IRPINO"

CAVA COLUBRAIA FORMIGNACOLA



44.10185640, 10.24924337

Latitudine (WGS84) Longitudine (WGS84)

Latitudine (ED50) Longitudine (ED50)

Altitudine (mt)

Classe dell'edificio

II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti ▼

Vita Nominale Struttura ▼

Periodo di Riferimento per l'azione sismica

Parametri di pericolosità Sismica

Stato Limite	T_r [anni]	a_g/g [-]	F_o [-]	T^*_c [s]
Operatività	30	0.056	2.442	0.240
Danno	50	0.073	2.440	0.253
Salvaguardia Vita	475	0.185	2.418	0.280
Prevenzione Collasso	975	0.238	2.421	0.283

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



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