

STUDIO di GEOLOGIA TECNICA

DOTT. FIORENZO DUMAS

Via Codena, 2

54033 carrara (MS)

tel 0585 776919

fiorenzodumas@virgilio.it

ING. GIACOMO DEL NERO

INGEGNERE CIVILE, AMBIENTALE ED EDILE

Via Venezia,1 54033 Marina di Carrara (MS)

Cel. +39 327 3750954

giacomo.delnero@gmail.com

giacomo.delnero@ingpec.eu

**PROGETTO DI COLTIVAZIONE AI SENSI DELL'ART.17
L.R.35/15 E S.M.I. DELLA CAVA N.133 TACCA
COORDINATO CON LA CAVA N.136 ORTENSIA BACINO
INDUSTRIALE N°4 COLONNATA - SCHEDA PIT/PPR
N.15- COMUNE DI CARRARA**

**RELAZIONE GEOMECCANICA SULLA STABILITA' DEI FRONTI,
DELLE TECCHIE**

ART.17 COMMA 1 LETT.A) L.R. 35/15

ART.2 COMMA 1 LETT.D) DPGR 72R

Legale Rappresentante

Sig. Franco CATTANI

I Tecnici

Dott. Geol. Fiorenzzo DUMAS

Dott. Ing. Giacomo DEL NERO

Settembre 2024

1. PREMESSA.....	3
1.1. METODOLOGIE D'INDAGINE	3
2. LOCALIZZAZIONE, DISPONIBILITÀ E CARATTERISTICHE	4
3. PROGETTO DI COLTIVAZIONE.....	5
3.1. ORIENTAZIONE FRONTI, CAMERE, TRACCIAMENTI	6
4. CONDIZIONI GEOSTRUTTURALI.....	6
5. CLASSIFICAZIONE DELL'AMMASSO ROCCIOSO	24
5.1. CARATTERISTICHE MECCANICHE ROCCIA INTATTA.....	24
5.2. CLASSIFICAZIONE DELL'AMMASSO ROCCIOSO	24
5.2.1. <i>Classificazione Cantiere Superiore</i>	24
5.2.2. <i>Classificazione CANTIERE INFERIORE</i>	24
5.2.3. <i>Classificazione CANTIERE NERO DI COLONNATA</i>	25
6. CARATTERISTICHE DI RESISTENZA.....	25
6.1. CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DELL'AMMASSO ROCCIOSO.....	25
6.2. RESISTENZA AL TAGLIO DELLE DISCONTINUITÀ	26
6.3. CARATTERIZZAZIONE DEGLI AMMASSI ROCCIOSI	27
6.3.1. <i>Cantiere superiore</i>	27
6.3.2. <i>Caratteristiche di resistenza dell'ammasso roccioso</i>	27
6.3.2.1. Resistenza delle discontinuità secondo il criterio di rottura di barton-choubey.....	28
6.3.3. <i>CANTIERE INFERIORE</i>	29
6.3.3.1. Caratteristiche di resistenza dell'ammasso roccioso del CANTIERE INFERIORE	29
6.3.3.2. Resistenza delle discontinuità dell'ammasso roccioso del cantiere inferiore della cava n.° 133 "tacca" secondo il criterio di rottura di barton-choubey	30
6.3.4. <i>CANTIERE MARMO NERO</i>	31
6.3.4.1. Caratteristiche di resistenza dell'ammasso roccioso del CANTIERE MARMO NERO	31
6.3.4.2. Resistenza al taglio delle discontinuità cantiere marmo nero.....	32
7. CRITERI DI PROGETTAZIONE E VERIFICA	33
7.1. AZIONI.....	33
7.1.1. <i>CARATTERIZZAZIONE DELLE AZIONI</i>	33
7.1.2. <i>Combinazione delle azioni</i>	33
7.2. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)	34
7.2.1. <i>AZIONI</i>	34
7.3. PARAMETRI GEOTECNICI E RESISTENZE.....	35
7.3.1. <i>Fronti e tecchie</i>	35
7.4. AZIONI DOVUTE AL SISMA	36
7.4.1. <i>VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO</i>	36
7.4.2. <i>Tempo di ritorno del sisma</i>	36
7.4.3. <i>CATEGORIA DI SOTTOSUOLO</i>	36
7.4.4. <i>Condizioni topografiche</i>	37
7.4.5. <i>Valutazione dell'azione sismica</i>	37
7.5. DIMENSIONAMENTO DEI SISTEMI DI CONSOLIDAMENTO	38
7.5.1. <i>carichi sfavorevoli</i>	39
7.5.2. <i>carichi favorevoli</i>	39
7.5.3. <i>consolidamenti puntuali</i>	39
7.5.4. <i>serie commerciale</i>	40
7.5.5. <i>verifica a taglio</i>	40
7.5.6. <i>verifica a sfilamento</i>	41
8. ANALISI E VERIFICA DEI FRONTI	42
8.1. CANTIERE SUPERIORE.....	45
8.1.1. <i>Famiglie di discontinuità del CANTIERE SUPERIORE</i>	45
8.1.2. <i>Fronte orientato N30 verticale esposto SE</i>	46
8.1.2.1.1. <i>Fronte orientato N90 verticale esposto S</i>	47
8.1.2.1.2. <i>Fronte orientato N 150 verticale esposto NE</i>	47
8.1.2.1.3. <i>Fronte orientato N 170 verticale esposto E</i>	48
8.2. CANTIERE INFERIORE.....	49
8.2.1. <i>FAMIGLIE DI DISCONTINUITÀ DEL CANTIERE INFERIORE</i>	49

8.2.2.	<i>Fronte orientato N 80 verticale esposto S</i>	50
8.2.3.	<i>Fronte orientato N 175 verticale esposto E</i>	50
8.2.4.	CANTIERE MARMO NERO	51
8.2.4.1.	famiglie di discontinuità del CANTIERE MARMO NERO	51
8.2.4.1.1.	Fronte orientato N 10 verticale esposto E	51
8.2.4.1.2.	Fronte orientato N 30 verticale esposto SE	52
8.2.4.1.3.	Fronte orientato N 100 verticale esposto N	52
8.2.4.1.4.	Fronte orientato N 120 verticale esposto NE	53
9.	ANALISI E VERIFICHE DELLE TECCHIE	53
9.1.	TECCHIE DEL CANTIERE INFERIORE	54
9.1.1.	<i>Resistenza al taglio delle discontinuità</i>	54
9.1.2.	<i>Orientazione delle discontinuità</i>	55
9.1.3.	<i>Fronte orientato N000 verticale esposto E</i>	55
9.1.4.	<i>Fronte orientato N 15 verticale esposto E</i>	56
9.1.5.	<i>Fronte orientato N 175 verticale esp. E</i>	56
	CINEMATISMI TRIDIMENSIONALI	56
9.2.	TECCHIE DEL CANTIERE SUPERIORE	57
9.2.1.	<i>Resistenza al taglio delle discontinuità</i>	57
9.2.2.	<i>Orientazione delle discontinuità nel cantiere SUPERIORE</i>	58
9.2.2.1.	TECCHIA N005 66° (40°)	58
9.2.3.	TECCHIA N 030 66° (40°) SE	58
9.2.4.	<i>Considerazioni sulle tecchie</i>	59
	APPENDICE A: SPETTRI DI RISPOSTA SISMICA (D.M. 14 GENNAIO 2008)	60

1. PREMESSA

Per incarico delle Società Alba Ventura S.r.l., con sede in Carrara, in ottemperanza a quanto richiesto all'17 comma 1 lett.a) L.R. 35/15 e all'art. 2 comma 1 lett.d) del DPGR 72/R è stata redatta la relazione geomeccanica finalizzata all'analisi della stabilità dei fronti e delle tecchie attuali del "progetto di coltivazione ai sensi dell'art. 17 L.R. 35/15 e s.m.i. della cava n. 133 Tacca coordinato con la cava n. 136 Ortensia Bacino Industriale n. 4 Colonnata - Scheda PIT/PPR n. 15 - Comune di Carrara".

Per la caratterizzazione geologica e geomeccanica dell'ammasso roccioso si rimanda alla Relazione Geologica; mentre

Per l'aggiornamento della morfologia del sito la Società ha eseguito un rilievo topografico di aggiornamento.

1.1. METODOLOGIE D'INDAGINE

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

1. Prima osservazione dei fronti residui e delle tecchie residue al fine di individuare eventuali situazioni di instabilità;
2. Acquisizione dei dati geostrutturali delle discontinuità affioranti sui fronti accessibili e delle tecchie dell'unità estrattiva per l'area di cava;
3. Proiezione su diagramma di Wulf dei dati geostrutturali raccolti attraverso il programma Dips della Rocscience® e definizione dei sistemi di discontinuità ivi individuati;
4. Definizione dell'ammasso roccioso attraverso la classificazione geomeccanica 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. Analisi deterministica delle possibili iterazioni di discontinuità osservabili tecchia/sistema-i in sito e dimensionamento di eventuali interventi di bonifica e/o consolidamento;
11. Osservazione dei fronti e delle tecchie, a seguito delle verifiche effettuate, così da individuare eventuali casi reali di potenziale scivolamento planare, tridimensionale e ribaltamento;
12. Discussione dei risultati ottenuti e redazione della relazione.

Per i punti da 1 a 4 nella presente relazione si riportano solo, a livello schematico, grafici e tabelle necessarie per le successive trattazioni. Per le analisi di dettaglio si rimanda alla Relazione Geologica allegata al piano di coltivazione indicato in epigrafe.

2. LOCALIZZAZIONE, DISPONIBILITÀ E CARATTERISTICHE

La cava "Tacca" è ubicata nel Bacino Estrattivo n° 3 di Colonnata, nella parte centro-basale del subgiacimento Canaloni, in destra orografica dell'omonimo corso d'acqua, rimanendo confinato tra questo ed il versante NE del Monte Maggiore che lo divide dal bacino di Ravalunga.

All'interno del subgiacimento dei Canaloni oltre alla cava 133 Tacca, sono presenti anche le cave attive "Ortensia", "Pirenea", "Campanella" Buca del Fagiano e la inattiva Fosso Cobiato.

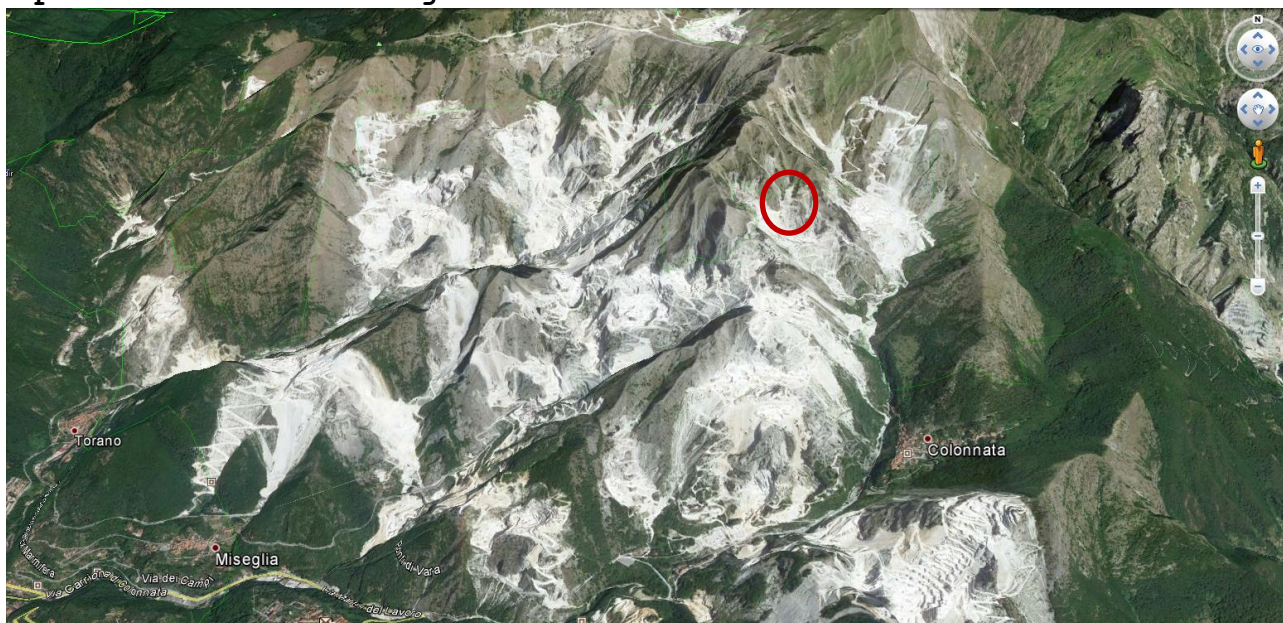


Figura 1: Ubicazione dell'area dei cantieri della Cava 133 Tacca, nel Bacino Estrattivo di Colonnata. Restituzione Satellitare Google Earth ®.

La cava è censita al n° 133 del Catasto Cave del Comune di Carrara, identificata ai mappali 4, 5, 22, 26, 27, 29, 31, 32 Foglio 28 del Catasto Terreni del Comune di Carrara, per la cui ubicazione si rimanda a Tav.2: Carta Catastale (1:2000).

L'area in disponibilità è compresa tra q.697.0m-1'030.0m s.l.m. mentre l'area estrattiva si sviluppa da q.765.0m s.l.m. a 987.30m s.l.m. ed è costituita da 2 cantieri:

- Cantiere superiore di versante a cielo aperto, con gradoni di alzata circa 3.00/3.50m e piazzali a q. 936.50 e 933.10m s.l.m.;

- Cantiere inferiore di versante cielo aperto, con gradoni di alzata compresa tra 3.0-8.0m esposti Sud o Est e compresi tra q. 841.10 e 887.00m s.l.m., nella parte di affioramento del Bianco Ordianrio, mentre tra q. 841.10 e 832.20m s.l.m. nella parte di affioramento del Nero Colonnata.

Il sito estrattivo è raggiungibile unicamente dalla Via Comunale di Comparto che si dirama dalla Strada Comunale per Colonnata e percorre l'impluvio del Canalone o Fossa dei Maggi fino a raggiungere il sub-giacimento dei Canaloni. Da questa si diramano tre viabilità di arroccamento che conducono al cantiere inferiore (830.60/861.55/869.39m s.l.m.), mentre il cantiere superiore è raggiungibile sia attraverso la strada d'arrocco su detrito del Fosso della Campanella (q.878.0-934.48m s.l.m.) sia attraverso la strada d'arroccamento su detrito del Fosso Cobiato che serve anche il limotrofo cantiere superiore della confinante cava n.136 Ortensia.

3. PROGETTO DI COLTIVAZIONE

Lo scopo del piano di coltivazione, la cui durata è di 10 anni, è la prosecuzione dell'attività estrattiva della Cava n.133 Tacca in coordinamento con la Cava n.136 Ortensia secondo le indicazioni contenute all'interno della disciplina di piano e della scheda di sito estrattivo del PABE n.15 - Comune di Carrara (MS). La coltivazione dell'unità estrattiva rappresenta il naturale proseguo delle lavorazioni all'interno del bacino estrattivo e la prerogativa fondamentale al fine di mantenere le già importanti ricadute socio-economiche a breve termine ed il futuro sviluppo del giacimento a medio e lungo termine.

Il progetto prevede:

- nel cantiere superiore il proseguo delle operazioni di messa in sicurezza dalla attuale q. 936.50m s.l.m. fino al raggiungimento di q. 925.00m s.l.m., con inizio della coltivazione per i gradoni di q. 920.00 e 915.00m s.l.m.;
- nel cantiere inferiore la coltivazione dei gradoni di q. 886.00, 879.60, 872.60, 865.50 e coltivazione e messa in sicurezza dei 854.00m s.l.m., 841.00, 834.00, 827.00, 822, 817.00, 810.00 e 806.00m s.l.m.. La messa in sicurezza di quest'ultima serie di gradoni si riferisce alla rimozione dell'area di affioramento delle inclusioni dolomitiche o "duree", la cui mancata asportazione comporterebbe l'abbandono di alti morfologici incombenti sui piazzali di cava, con conseguenti problemi di sicurezza per gli operatori. Nel contempo l'esecuzione di queste operazioni consentirà di mettere in produzione la parte di giacimento mariferro posta ad est della stessa, area che era coltivata prima della varata dal genitore del Sig. Franco Cattani.

In questo modo oltre alle dovute attività di preparazione del giacimento/messa in sicurezza del sito si provvederà all'estrazione dei livelli di marmo all'interno del perimetro precedentemente autorizzato, con benefici immediati di carattere socio-economico a iniziare dal mantenimento dell'attuale personale di 22 addetti; il cui turnover avverrà con personale qualificato dell'area carrarese e/o con trasportatori locali, manutentori dell'area apuo-versiliese,

etc.. In considerazione della ampia riserva geotecnologica la volontà della società rimane quella di proseguire l'attività estrattiva anche a termine del periodo progettuale e/o del periodo di validità del Piano Attuativo di Bacino (2030), con la possibilità di intraprendere ulteriori investimenti ed assunzioni.

3.1. ORIENTAZIONE FRONTI, CAMERE, TRACCIAMENTI

Di seguito si riporta l'orientazione dei fronti nelle condizioni attuali e di progetto per i cantieri della Cava n.133 Tacca.

CANTIERE	STRUTTURA	STATO ATTUALE	STATO DI PROGETTO
CANTIERE INFERIORE CON NERO COLONNATA	FRONTI	N 080 SUBVERT. SE	N 080 SUBVERT. SE
		N 175 SUBVERT. E	N 175 SUBVERT. E
	TECCHIA	N 085 85° S (h=60m)	N 085 85° E (h=80m)
		N 015 85° E (h=45m)	
		N 000 85° E (h= 45m)	
CANTIERE SUPERIORE	FRONTI	N 030 SUBVERT. SE	
		N 090 SUBVERT. S	
		N 150 SUBVERT. NE	
		N 170 SUBVERT. NE	
	TECCHIA	N 005 40°-66° E-SE (h=45m)	
		N 030 66° (40°) SE (h=45m)	

Tabella 1: Elenco delle orientazione di fronti, tracciamenti e tecchie allo stato attuale e di progetto della Cava n.133 Tacca.

4. CONDIZIONI GEOSTRUTTURALI

Come riportato nella Relazione Geologica allegata al piano di coltivazione, i rilievi geostretturali hanno evidenziato nei vari cantieri la presenza di alcuni settori con differenti caratteristiche fisico-meccaniche e merceologiche. Elemento dominante per la definizione delle "zone di omogeneità" FINIMENTO, CAPPELLACCIO, PRODUTTIVA, è stato il parametro "spaziatura" tra le discontinuità; mentre per la differenziazione merceologica l'elemento principe è l'affioramento della Formazione dei Marmi Dolomitici da cui si estrae marmo il NERO COLONNATA, materiale unico in tutto il comprensorio carrarese.

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

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

Gli ultimi stendimenti effettuati hanno confermato la presenza dei sistemi precedentemente rilevati.

CAMPAGNA DATI GIUGNO 2024

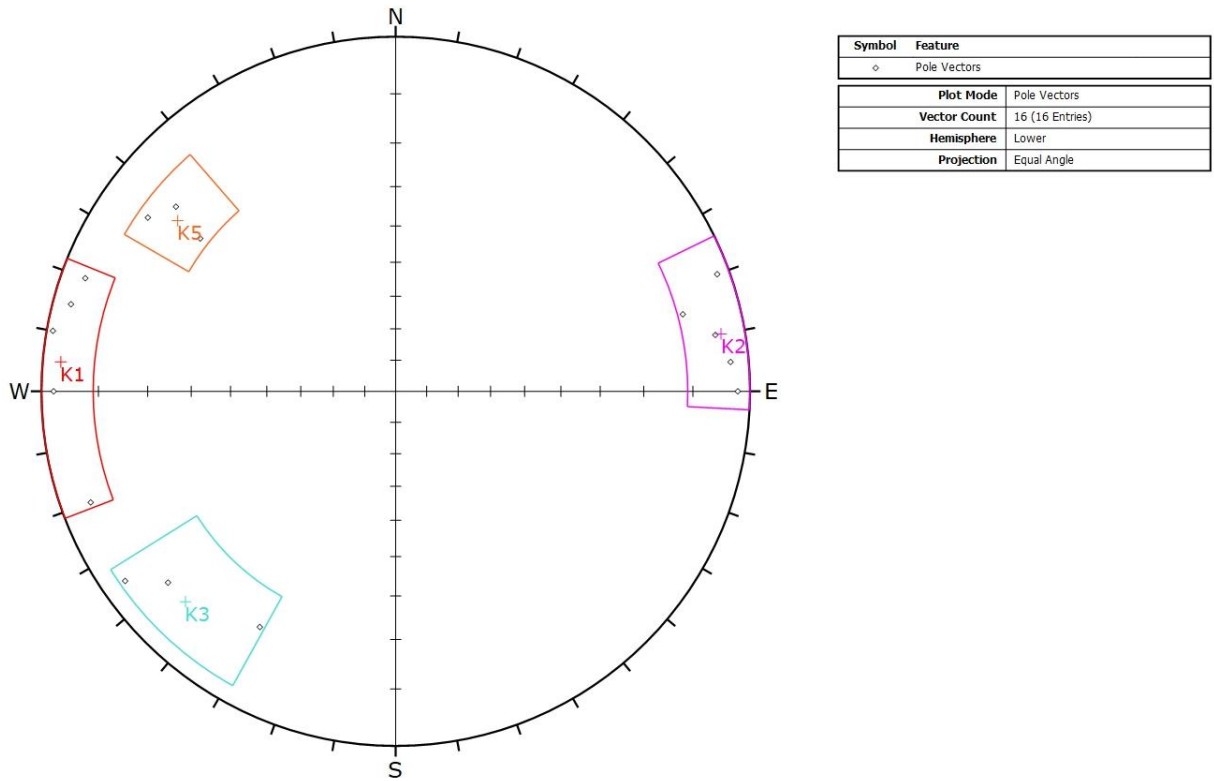


Figura 2: Proiezione polare su diagramma di Wulff dei poli delle discontinuità rilevate nella cava n. 133 Tacca.

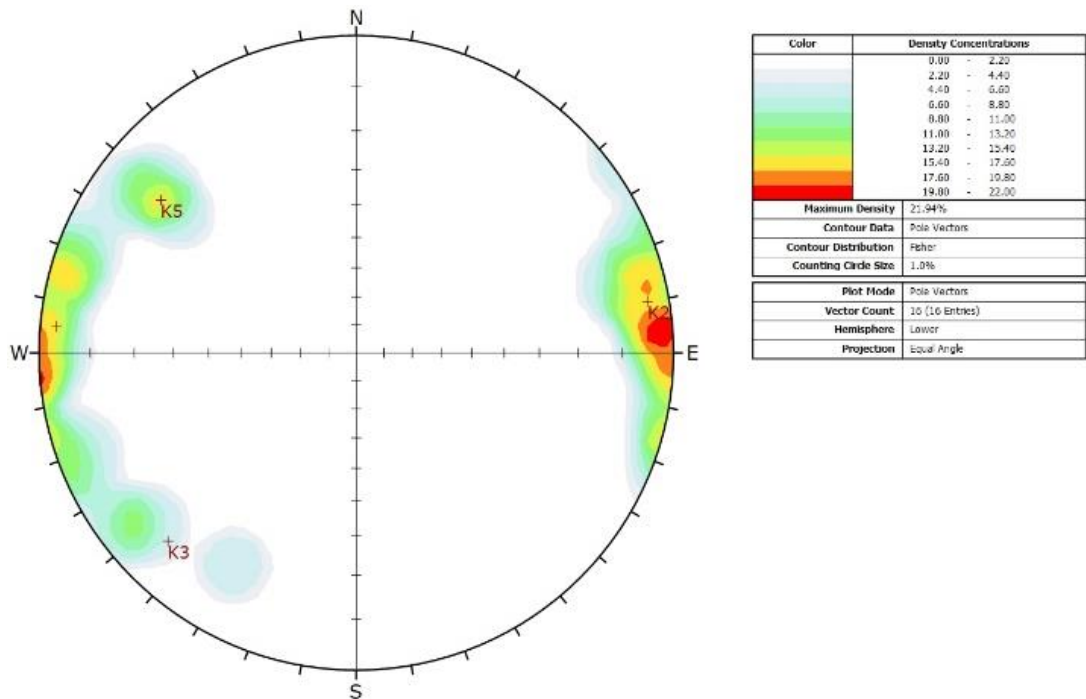
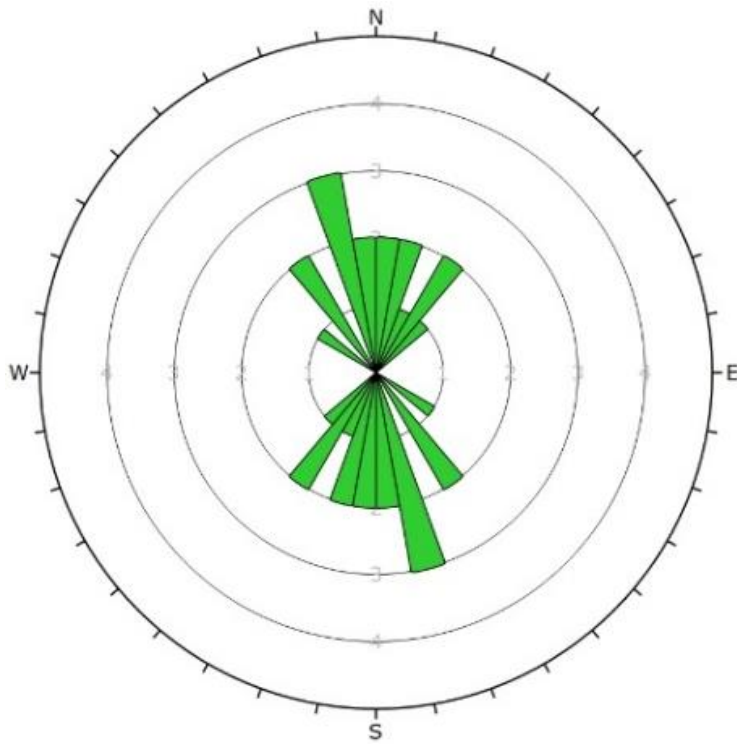
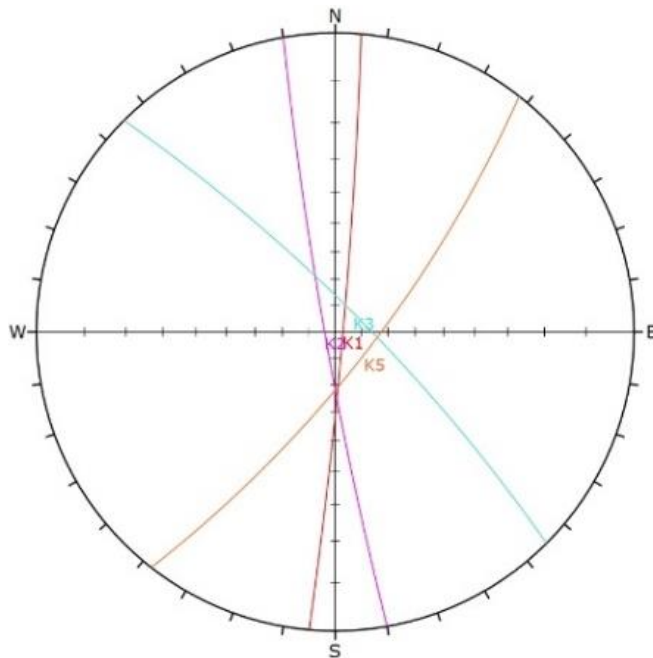


Figura 3: Proiezione polare su diagramma di Wulff dei poli delle discontinuità rilevate nella cava n. 133 Tacca.



Plot Mode	Rasotto
Plot Data	Apparent Strike
Face Normal Trend	0.0
Face Normal Plunge	99.0
Bin Size	19°
Outer Circle	5 planes per arc
Planes Plotted	16
Minimum Angle To Plot	45.0°
Maximum Angle To Plot	90.0°

Figura 4: Proiezione polare su diagramma di Wulff dei poli delle discontinuità rilevate nella cava n. 133 Tacca.



Color	Trend	Plunge	Label
Mean Set Planes			
1m	275	3	K1
2m	90	4	K2
3m	225	10	K3
4m	308	15	K4
5m			K5

Plot Mode	Pole Vectors
Vector Count	15 (15 Entities)
Hemisphere	Lower
Projection	Equal Angle

Figura 5: Proiezione polare su diagramma di Wulff dei poli delle discontinuità rilevate nella cava n. 133 Tacca.

CAMPAGNA DATI GIUGNO 2021

CANTIERE INFERIORE

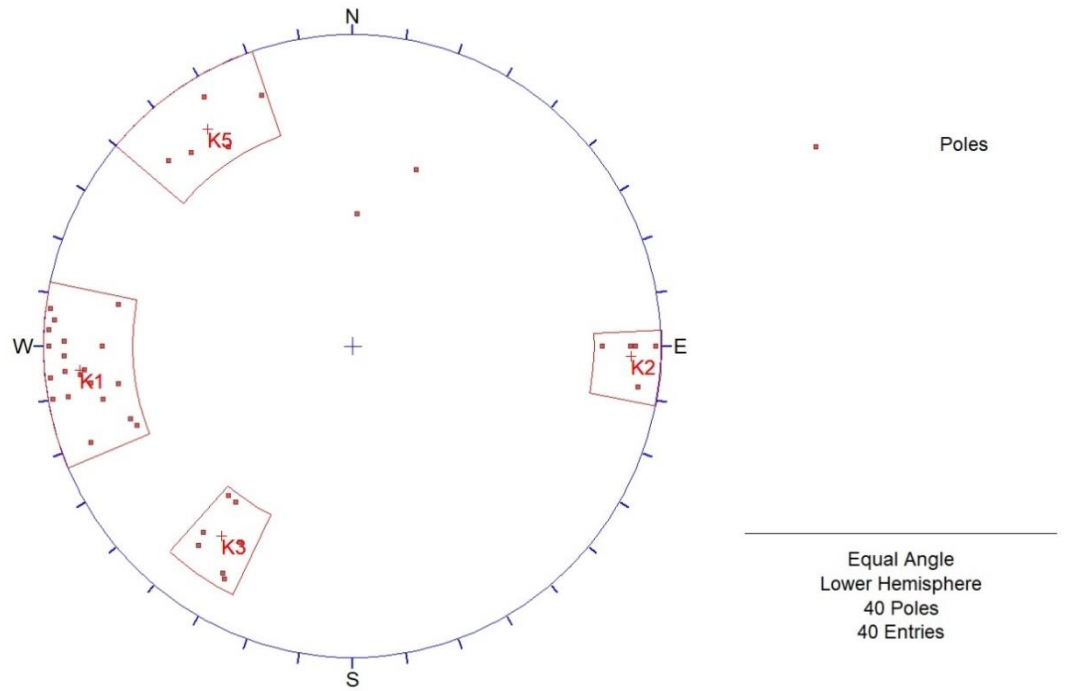


Figura 6: Proiezione polare su diagramma di Wulff dei poli delle discontinuità rilevate nella cava n. 133 Tacca.

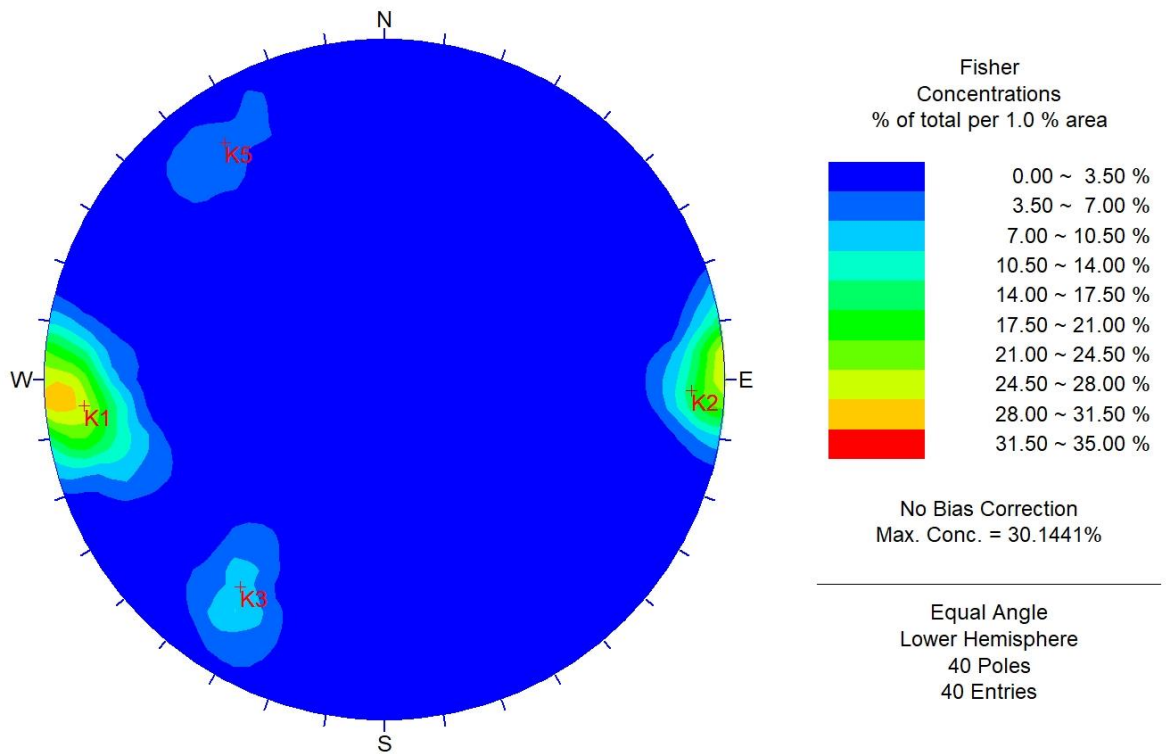
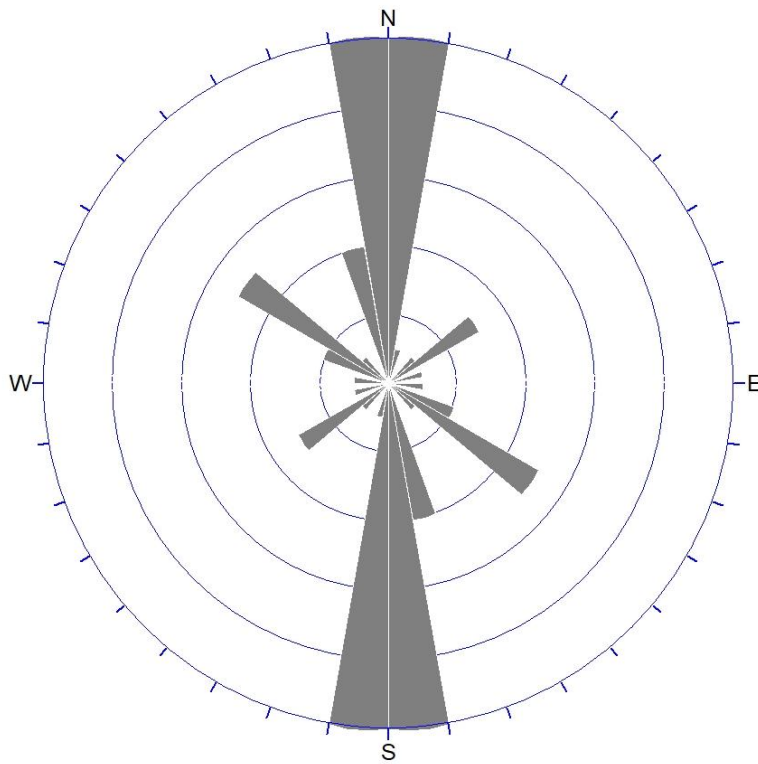


Figura 7: Proiezione polare su diagramma di Wulff dei poli delle discontinuità rilevate nella cava n. 133 Tacca.



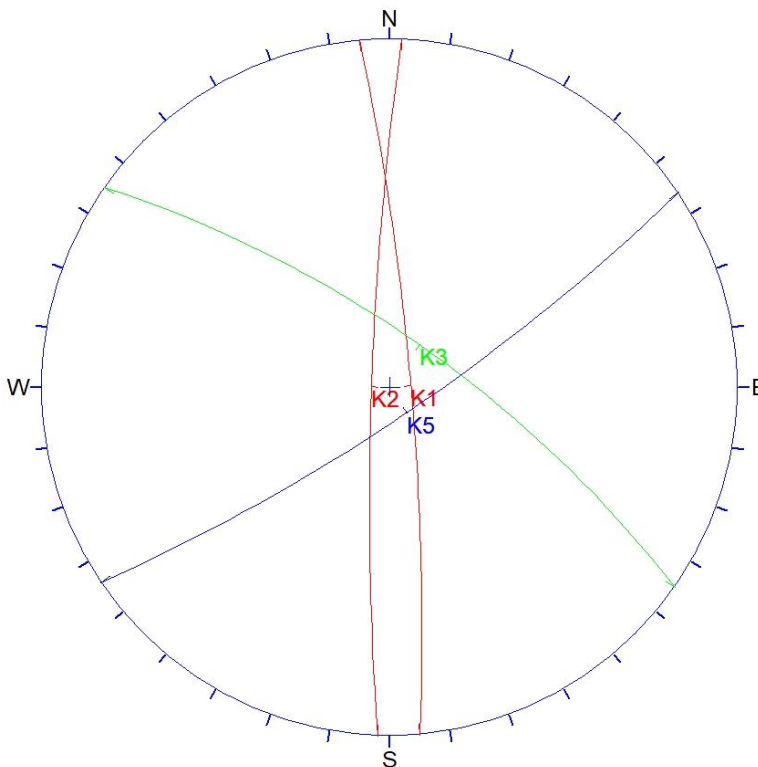
Apparent Strike
10 max planes / arc
at outer circle

Trend / Plunge of
Face Normal = 0, 90
(directed away from viewer)

No Bias Correction

40 Planes Plotted
Within 45 and 90
Degrees of Viewing
Face

Figura 8: Proiezione polare su diagramma di Wulf dei poli delle discontinuità rilevate nella cava n. 133 Tacca.



Orientations

ID		Trend / Plunge
1	m	265 / 07
1	w	265 / 07
3	m	092 / 06
3	w	092 / 06
4	m	215 / 17
4	w	215 / 17
5	m	326 / 10
5	w	326 / 10

Equal Angle
Lower Hemisphere
40 Poles
40 Entries

Figura 9: Proiezione polare su diagramma di Wulf dei poli delle discontinuità rilevate nella cava n. 133 Tacca.

FRONTE RESIDUO TRA CANTIERE SUPERIORE E CANTIERE INFERIORE

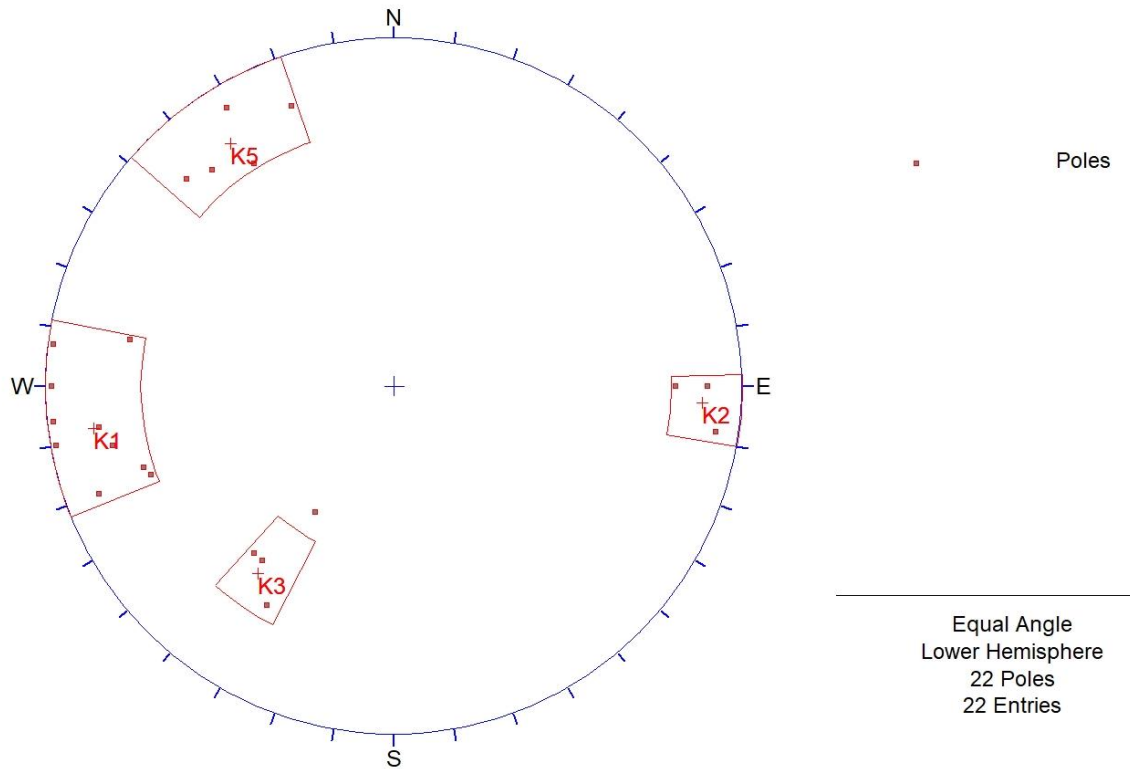


Figura 10: Proiezione polare su diagramma di Wulff dei poli delle discontinuità rilevate nella cava n. 133 Tacca.

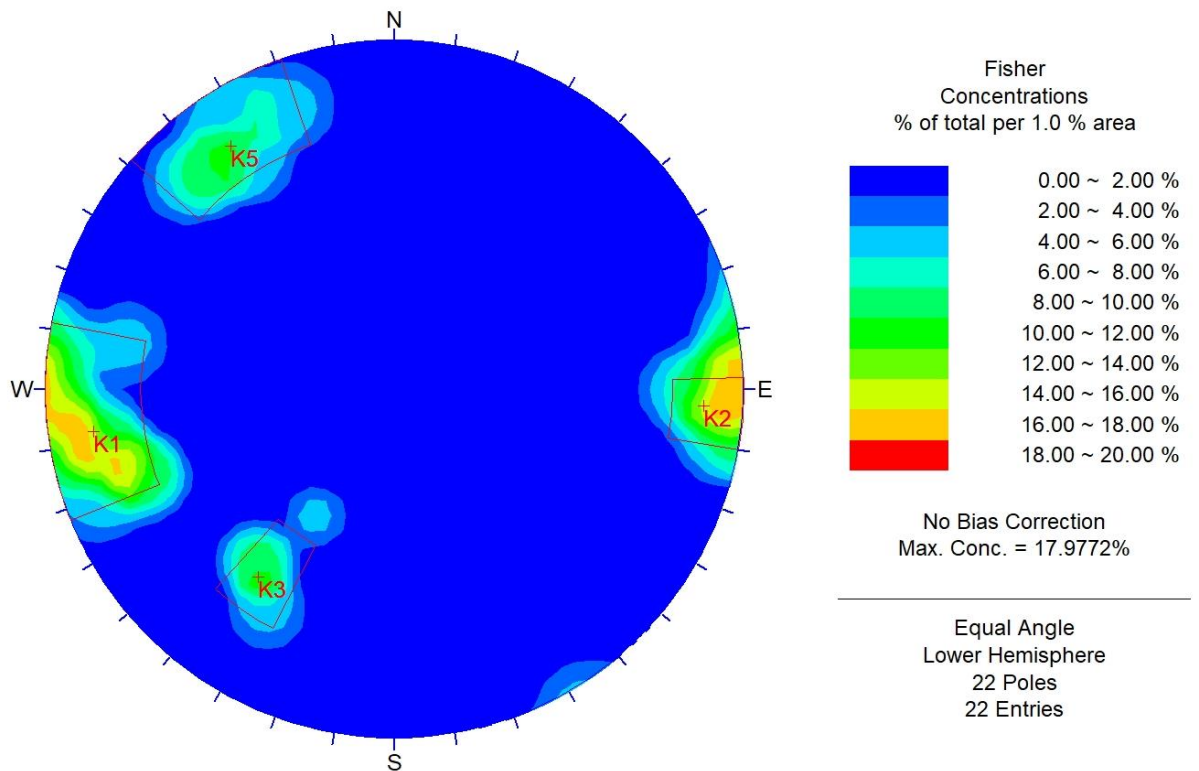


Figura 11: Proiezione polare su diagramma di Wulff dei poli delle discontinuità rilevate nella cava n. 133 Tacca.

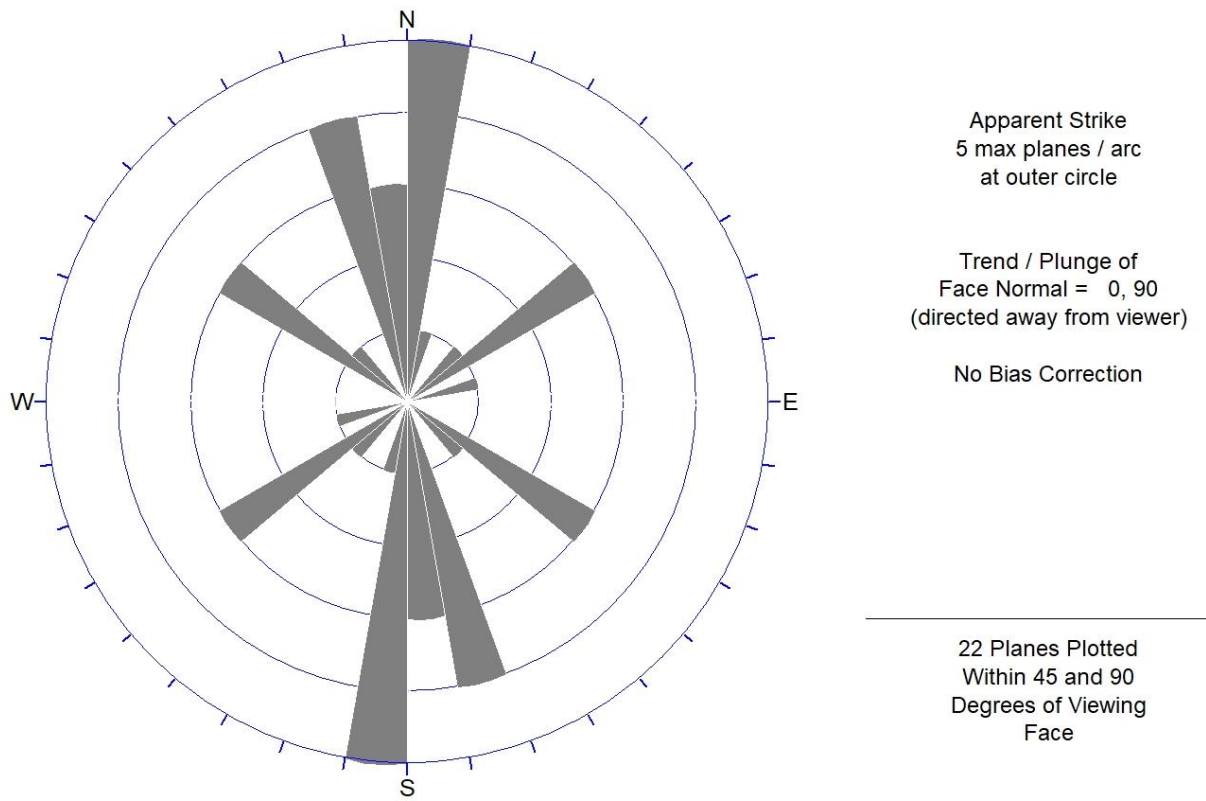


Figura 12: Proiezione polare su diagramma di Wulff dei poli delle discontinuità rilevate nella cava n. 133 Tacca.

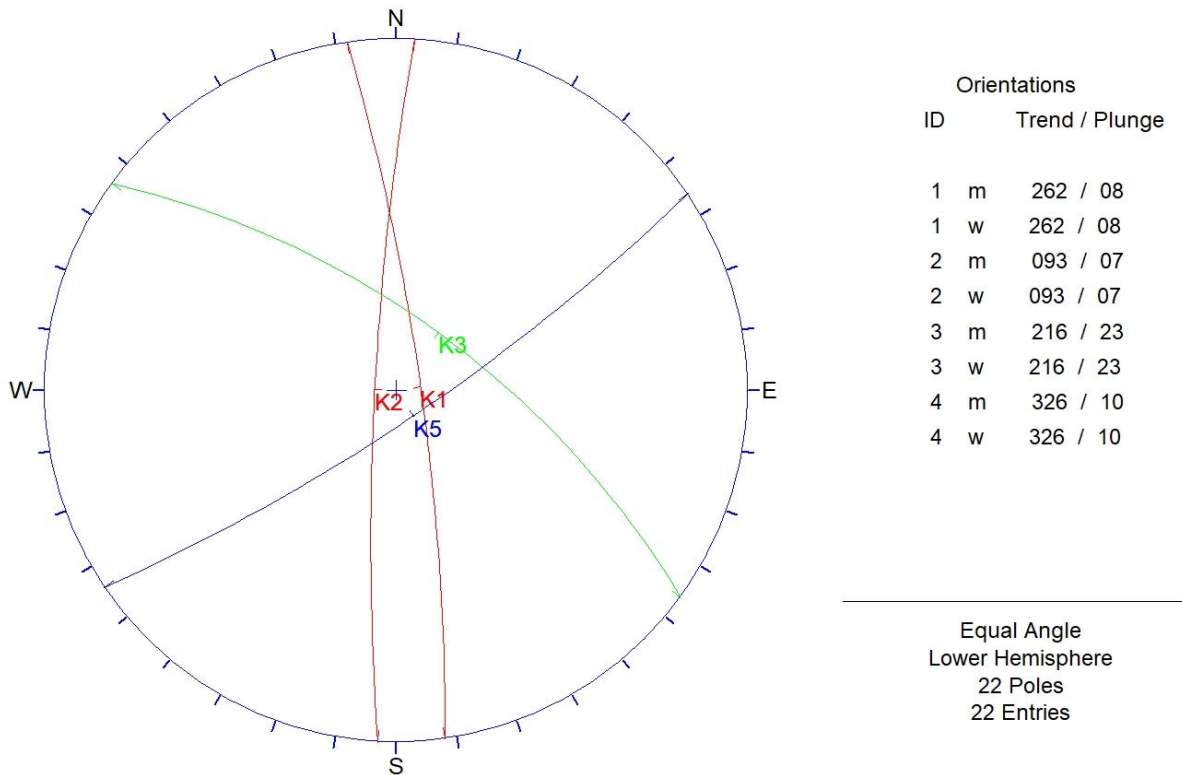


Figura 13: Proiezione polare su diagramma di Wulff dei poli delle discontinuità rilevate nel subgiacimento Canaloni

CANTIERE NERO COLONNATA

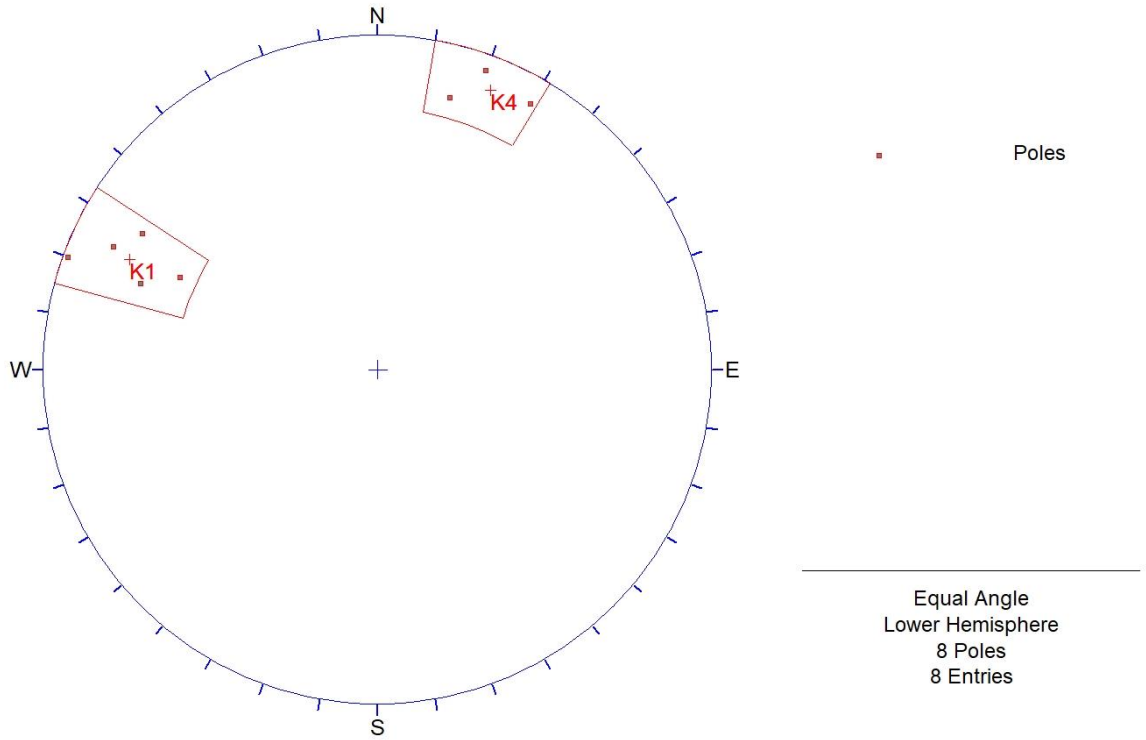


Figura 14: Proiezione polare su diagramma di Wulff dei poli delle discontinuità rilevate nella cava n. 133 Tacca.

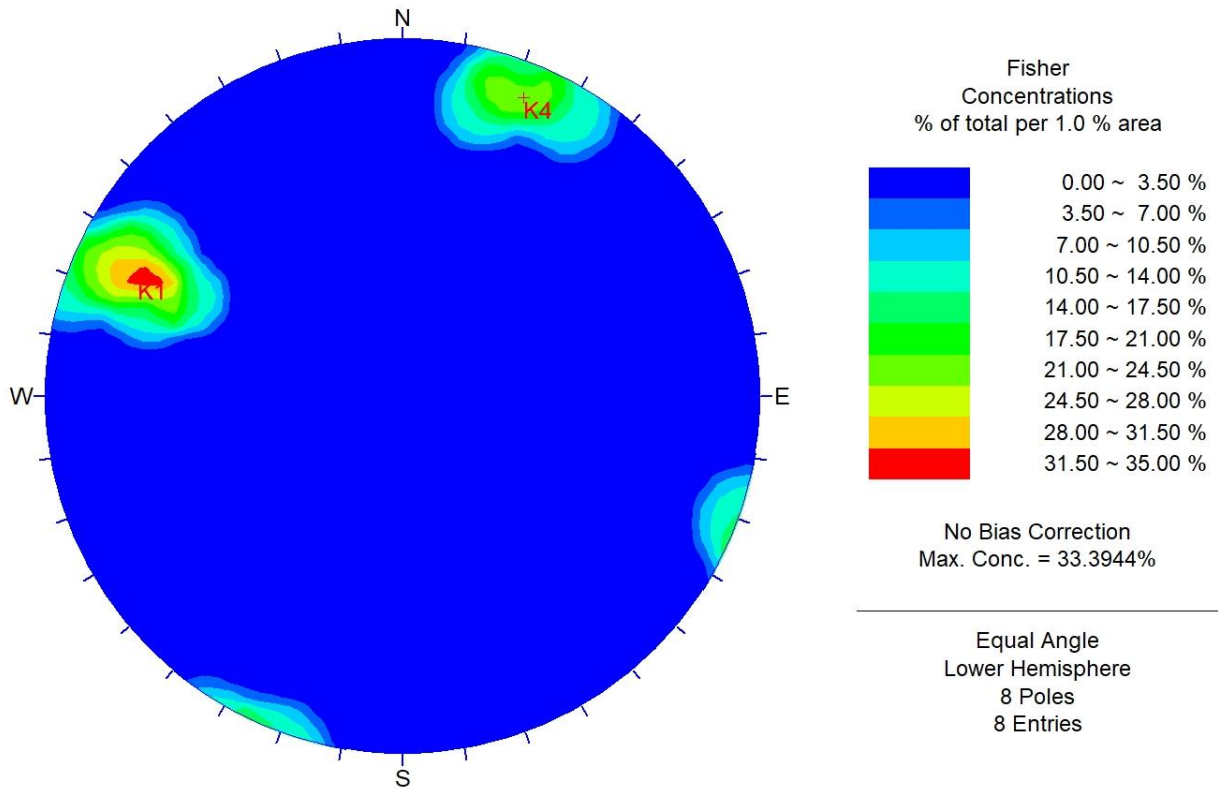
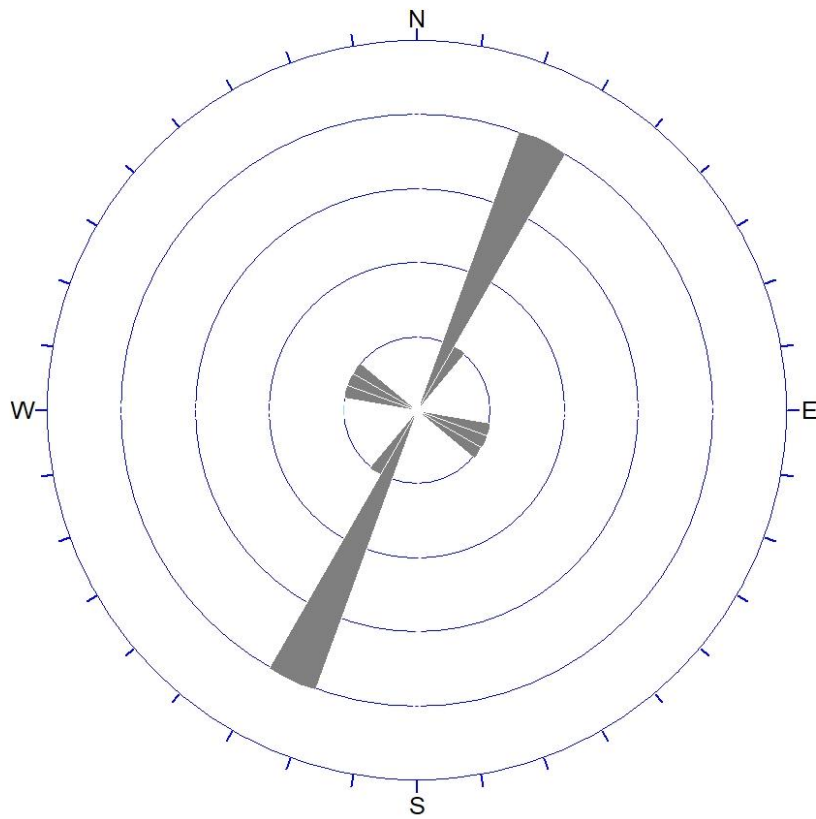


Figura 15: Proiezione polare su diagramma di Wulff dei poli delle discontinuità rilevate nella cava n. 133 Tacca.



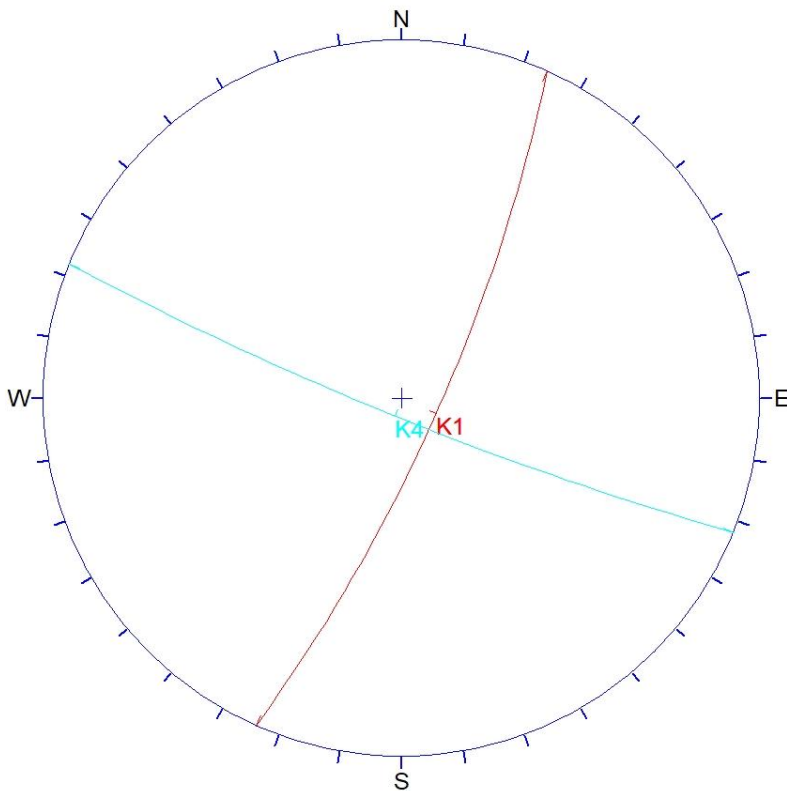
Apparent Strike
5 max planes / arc
at outer circle

Trend / Plunge of
Face Normal = 0, 90
(directed away from viewer)

No Bias Correction

8 Planes Plotted
Within 45 and 90
Degrees of Viewing
Face

Figura 16: Proiezione polare su diagramma di Wulff dei poli delle discontinuità rilevate nella cava n. 133 Tacca.



Orientations

ID		Trend / Plunge
1	m	294 / 12
1	w	294 / 12
2	m	022 / 06
2	w	022 / 06

Equal Angle
Lower Hemisphere
8 Poles
8 Entries

Figura 17: Proiezione polare su diagramma di Wulff dei poli delle discontinuità rilevate nella cava n. 133 Tacca.

CANTIERE SUPERIORE

Sistema	Range Immers.	Range Inclinaz.	Piano Rappr.
K1	57-124	61-90	85-79
K2	240-303	61-90	279-79
K3	27-57	66-90	43-79
K5	124-161	55-90	139-71
K6	324-353	80-90	341-81

Tabella 2: Range e piano rappresentativo dei sistemi rilevati nel Dominio Strutturale SUPERIORE

SOTTOSISTEMA		K1	K2	K3	K5	K6	
FREQUENZA		12.82%	28.21%	3.85%	14.10%	37.18%	3.85%
PERSISTENZA tipo	non pers	31.82%	-	9.09%	10.34%	-	
	subpers	22.73%	66.67%	27.27%	20.69%	66.67%	
	pers	45.45%	33.33%	63.64%	68.97%	33.33%	
PERSISTENZA m	0-1	18.18%	-	-	3.45%	-	
	1-3	31.82%	-	18.18%	10.34%	33.33%	
	3-10	4.55%	-	18.18%	13.79%	33.33%	
	10-20	-	-	-	3.45%	-	
	>20	45.45%	100.00%	63.64%	68.97%	33.33%	
PERSISTENZA m	Minima	0	0	0	0.00	0.00	
	Media mod.	9.93	20.00	14.85	15.74	6.35	
	Max	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	
SPAZIATURA Classi in cm	0-2	-	-	-	-	-	
	2-6	-	-	-	-	-	
	6-20	27.78%	-	-	50.00%	-	
	20-60	27.78%	-	22.22%	21.43%	-	
	60-200	27.78%	-	22.22%	28.57%	-	
	200-600	16.67%	-	33.33%	-	-	
	>600	-	-	22.22%	-	-	
SPAZIATURA cm	Min.	6.51	-	26.31	12.46	-	
	Media mod.	83.55	-	265.30	41.15	-	
	Max	490.73	-	832.29	144.81	-	
SCABREZZA tipo	II	-	-	9.09%	-	-	
	III	-	-	-	3.45%	-	
	V	86.36%	100.00%	54.55%	93.10%	100.00%	
	VI	-	-	-	-	-	
	VII	-	-	-	-	-	
	VIII	13.64%	-	36.36%	3.45%	-	
APERTURA Classi in mm	0-0,5	45.45%	33.33%	72.73%	46.43%	-	
	0,5-2,5	13.64%	33.33%	-	3.57%	-	
	2,5-10	4.55%	33.33%	18.18%	3.57%	-	
	>10	-	-	-	-	-	
	esposta	36.36%	-	9.09%	46.43%	-	
APERTURA mm	Min.	0.00	0.00	0.00	0.00	-	
	Media mod.	0.33	1.00	0.38	0.15	-	
	Max	3.00	3.00	5.00	5.00	-	
ALTERAZIONE	Non Alter.	100.00%	100.00%	100.00%	100.00%	100.00%	
	Carsificata	-	-	-	-	-	
	Patinata ox	-	-	-	-	-	
RIEMPIMENTO	Assente	100.00%	100.00%	100.00%	100.00%	100.00%	
	Argilla	-	-	-	-	-	
	Lit.	-	-	-	-	-	
	Arg+lit	-	-	-	-	-	
	Arg+lit+calc	-	-	-	-	-	
ACQUA	Assente	100.00%	100.00%	100.00%	100.00%	100.00%	
	Umidità	-	-	-	-	-	
	Stillic.	-	-	-	-	-	
JRC	4-6	-	-	-	-	-	
	6-8	95.45%	100.00%	100.00%	96.55%	100.00%	
	8-10	4.55%	-	-	-	-	
	10-12	-	-	-	3.45%	-	

Tabella 3: Parametri fisico-meccanici dei sistemi di discontinuità nel CANTIERE SUPERIORE.

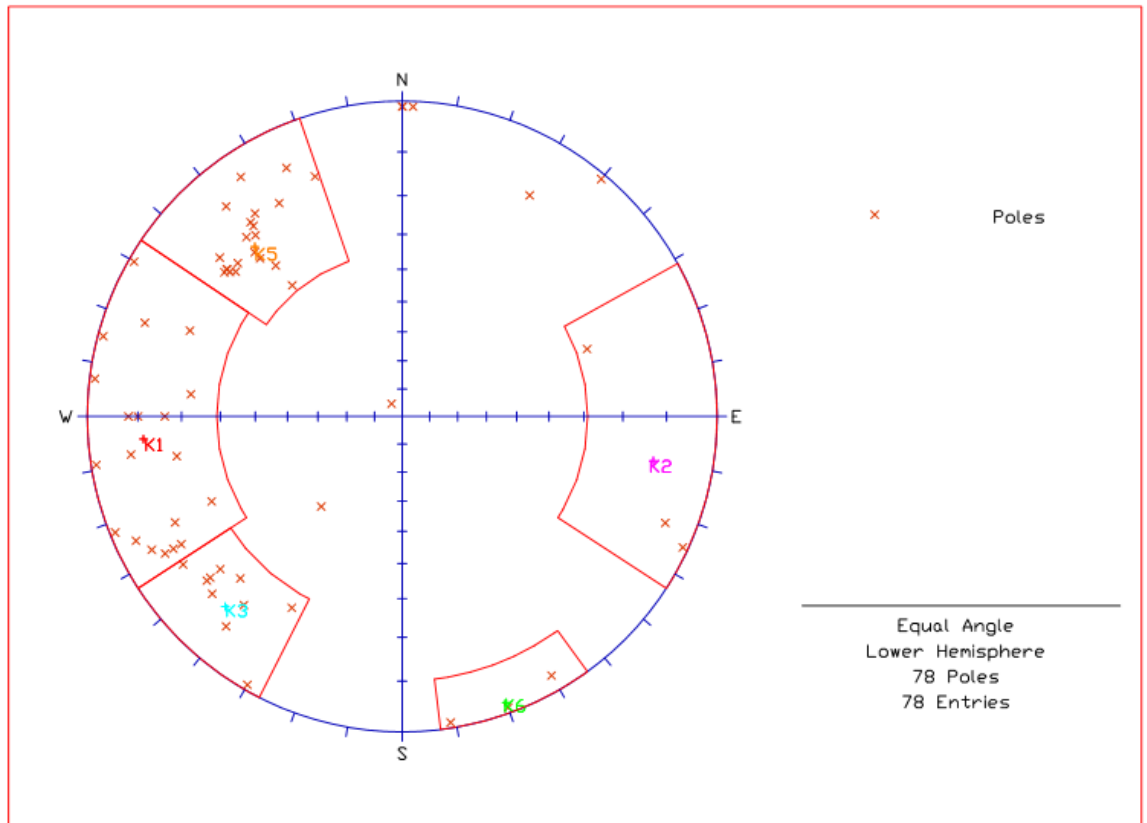


Figura 18: Proiezione polare su diagramma di Wulff dei poli delle discontinuità rilevate nel Dominio Strutturale 3: CANTIERE SUPERIORE.

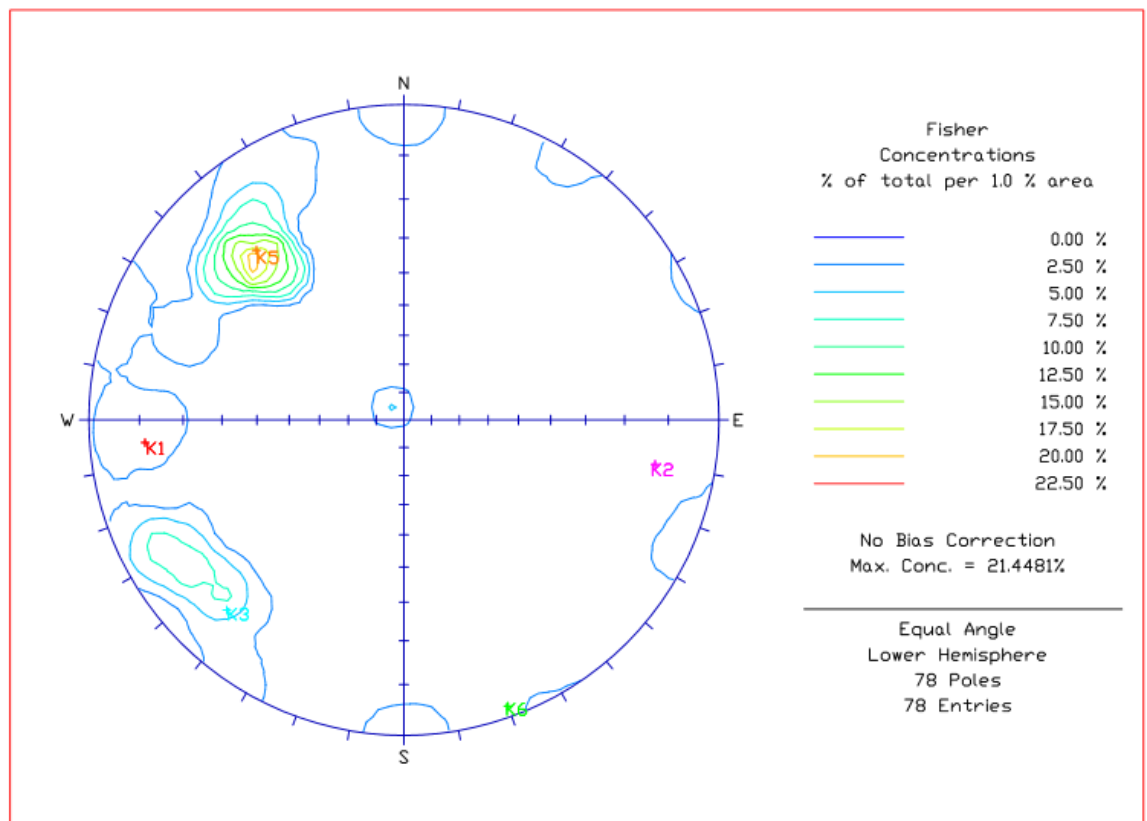


Figura 19: Definizione dei massimi di frequenza su diagramma di Wulff dei poli discontinuità rilevate nel Dominio Strutturale 3: CANTIERE SUPERIORE.

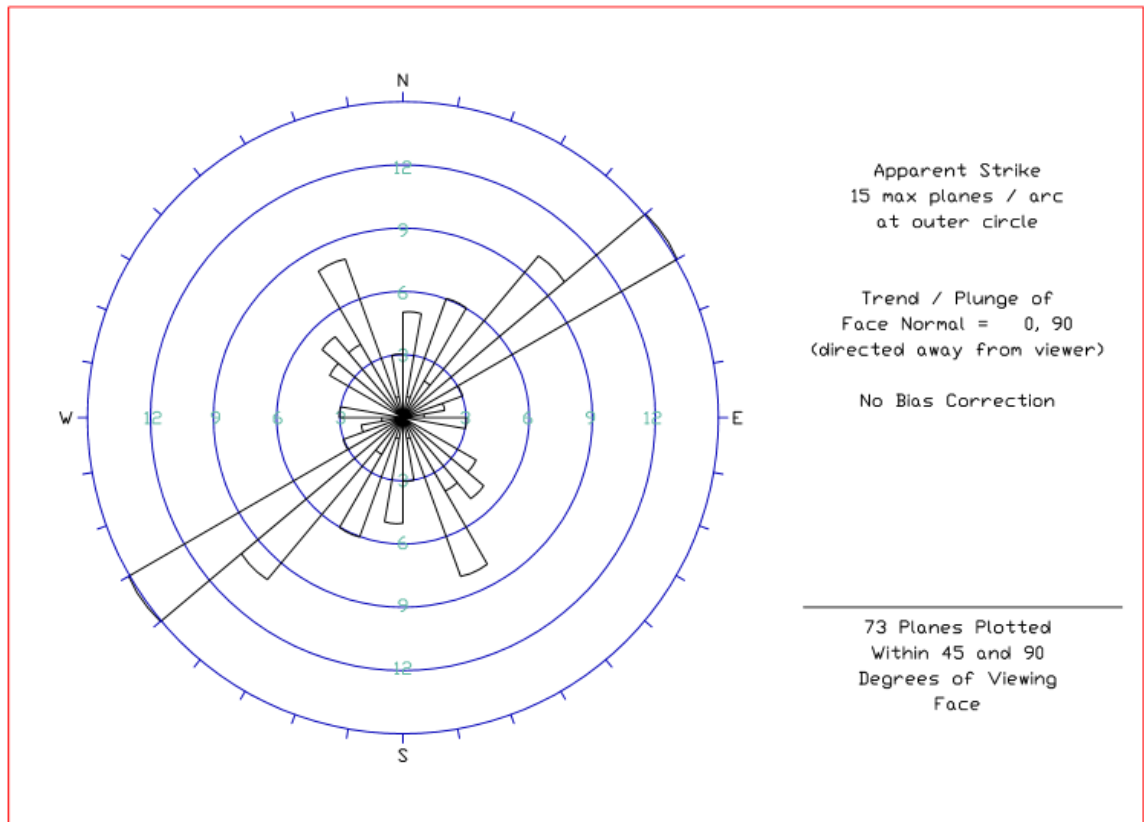


Figura 20: Diagramma a rose su reticolo polare di Wulf della frequenza dei sistemi di discontinuità rilevati nel Dominio Strutturale 3: CANTIERE SUPERIORE.

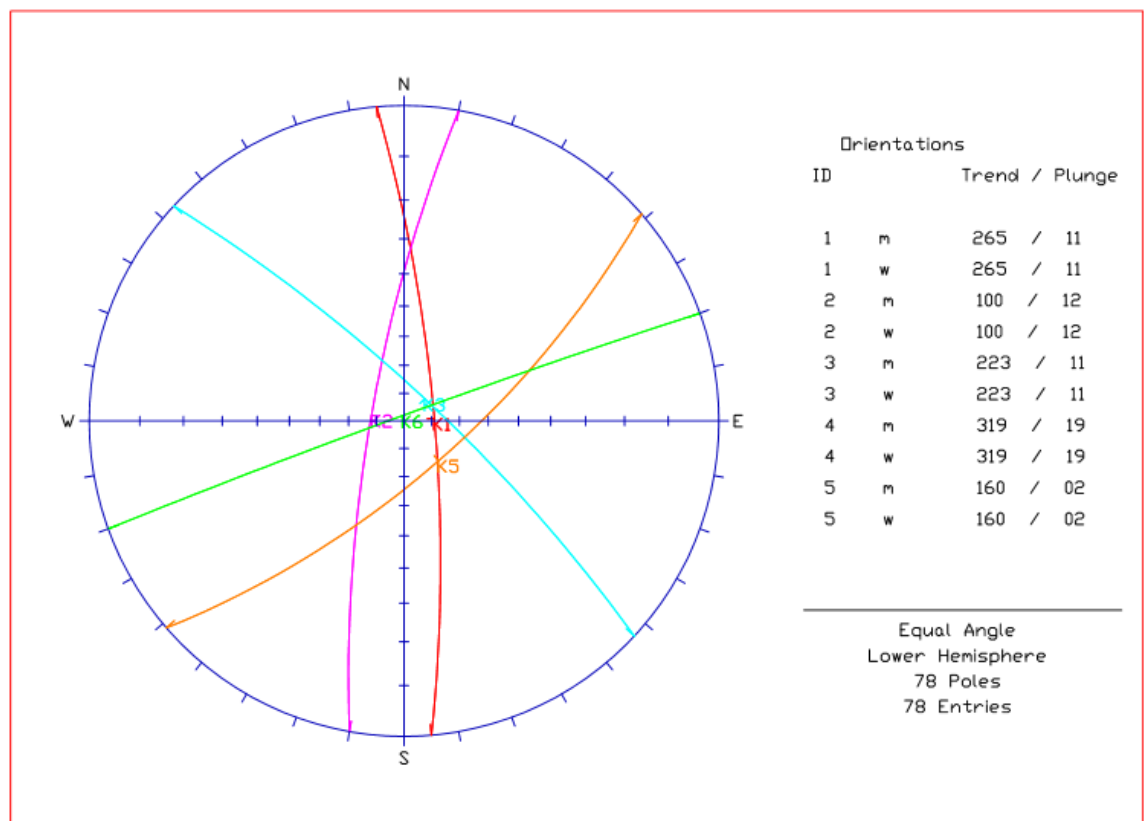


Figura 21: Proiezione equatoriale su reticolo di Wulf dei piani rappresentativi dei sistemi di discontinuità riconosciuti nel Dominio Strutturale 3: CANTIERE SUPERIORE.

CANTIERE INFERIORE

Sistema	K1	K2	K3
Range Immersione	58-122	256-301	23-48
Range Inclinazione	60-90	60-90	72-90
Piano Rappresentativo	89-82	276-76	35-76

Tabella 4: Range e piano rappresentativo dei sistemi rilevati nel CANTIERE INFERIORE.

SOTTOSISTEMA		K1	K2	K3	
FREQUENZA		9.20%	80.46%	4.60%	5.75%
PERSISTENZA tipo	non pers	7.14%	25.00%	0.00%	
	subpers	50.00%	75.00%	0.00%	
	pers	42.86%	0.00%	100.00%	
PERSISTENZA m	0-1	2.86%	-	-	
	1-3	35.71%	100.00%	-	
	3-10	24.29%	-	-	
	10-20	37.14%	-	100.00%	
	>20	-	-	-	
PERSISTENZA m	Minima	0.00	0.00	0.00	
	Media mod.	5.88	3.20	13.33	
	Max	10.00	2.88	10.00	
SPAZIATURA Classi in cm	0-2	-	-	-	
	2-6	-	-	-	
	6-20	7.69%	-	-	
	20-60	44.62%	-	-	
	60-200	38.46%	-	25.00%	
	200-600	9.23%	-	50.00%	
	>600	-	-	25.00%	
SPAZIATURA cm	Min.	6.10	-	182.76	
	Media mod.	80.67	-	357.03	
	Max	246.13	-	1301.27	
SCABREZZA tipo	II	21.21%	-	-	
	III	-	-	-	
	V	60.61%	100.00%	60.00%	
	VI	-	-	-	
	VII	-	-	-	
	VIII	18.18%	-	40.00%	
APERTURA Classi in mm	0-0,5	61.43%	75.00%	60.00%	
	0,5-2,5	18.57%	25.00%	-	
	2,5-10	11.43%	-	20.00%	
	>10	-	-	-	
	esposta	8.57%	-	20.00%	
APERTURA mm	Min.	0.00	0.00	0.00	
	Media mod.	0.77	0.00	0.00	
	Max	8.00	2.00	3.00	
ALTERAZIONE	Non Alter.	100.00%	100.00%	100.00%	
	Carsificata	-	-	-	
	Patinata ox	-	-	-	
RIEMPIMENTO	Assente	94.29%	100.00%	100.00%	
	Argilla	4.29%	-	-	
	Lit.	-	-	-	
	Arg+lit	1.43%	-	-	
	Arg+lit+calc	-	-	-	
ACQUA	Assente	100.00%	100.00%	100.00%	
	Umidità	-	-	-	
	Stillic.	-	-	-	
JRC	4-6	-	-	-	
	6-8	100.00%	100.00%	100.00%	
	8-10	-	-	-	
	10-12	-	-	-	

Tabella 5: Parametri fisico-meccanici dei sistemi di discontinuità nel CANTIERE INFERIORE

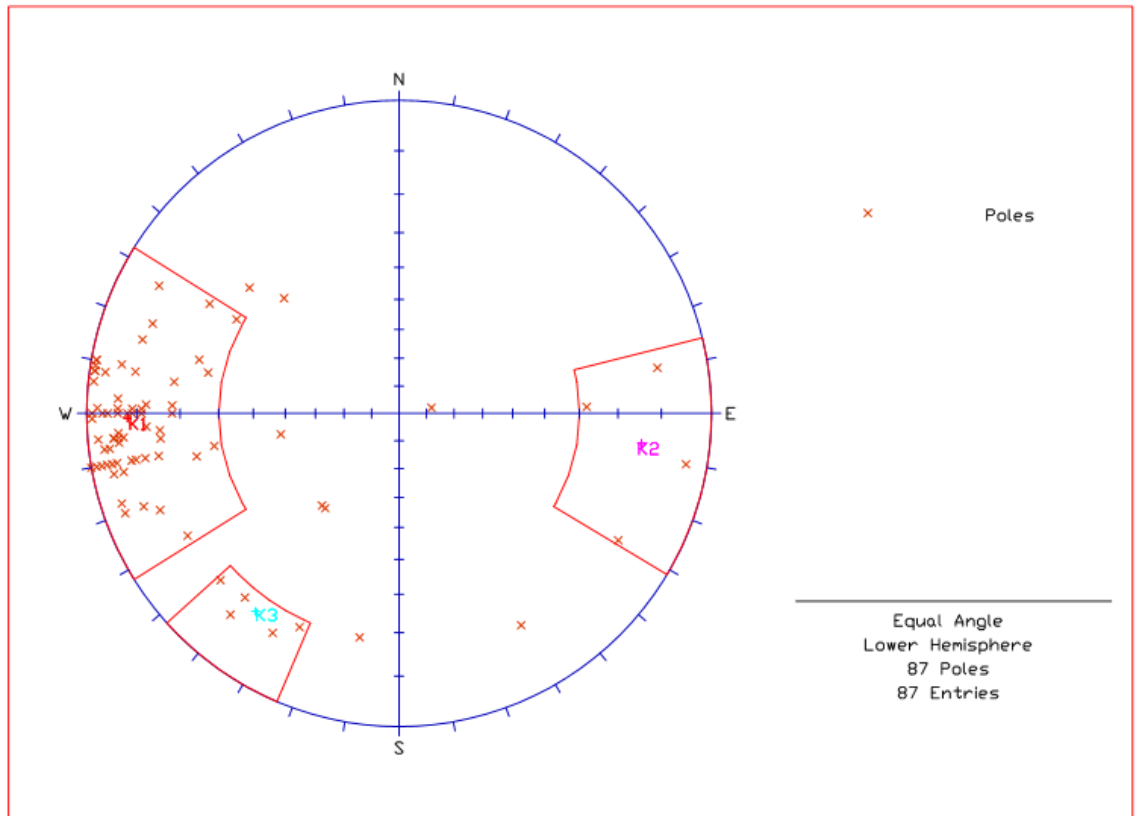


Figura 22: Proiezione polare su diagramma di Wulff dei poli delle discontinuità rilevate nel Dominio Strutturale 4 CANTIERE INFERIORE.

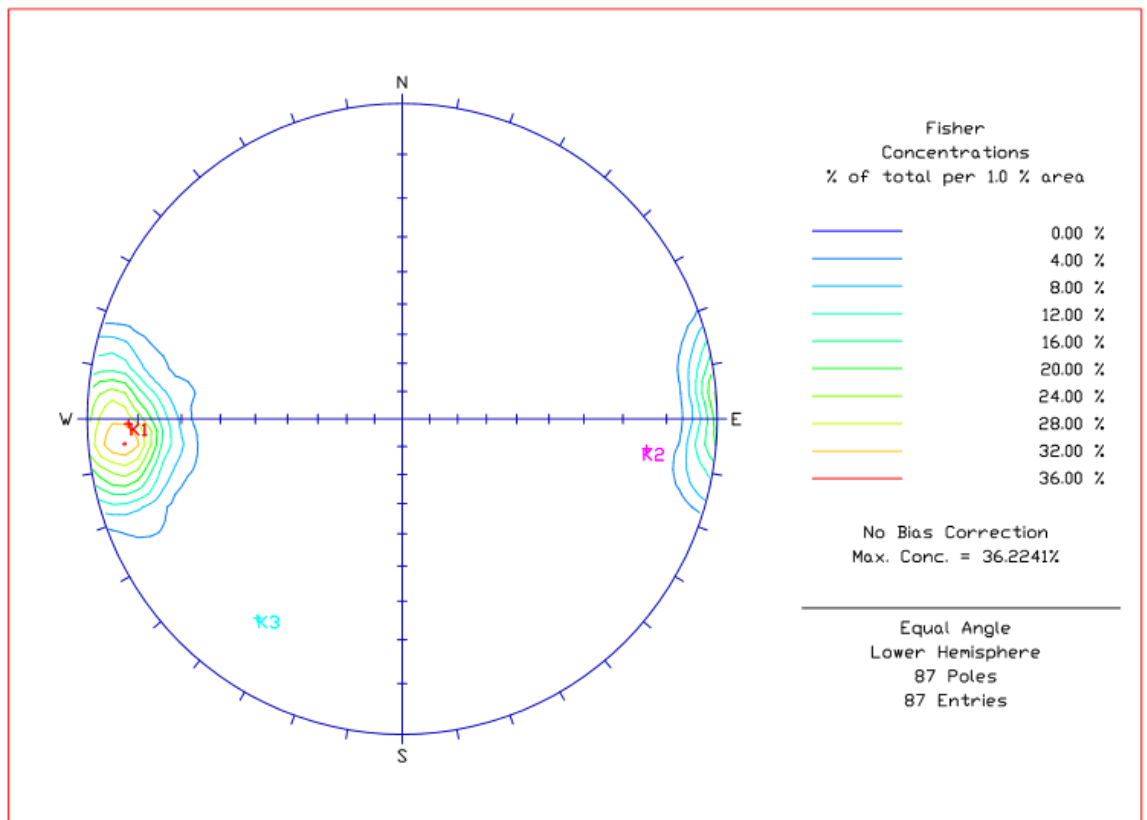


Figura 23: Definizione dei massimi di frequenza su diagramma di Wulff dei poli delle discontinuità rilevate nel Dominio Strutturale 4 CANTIERE INFERIORE.

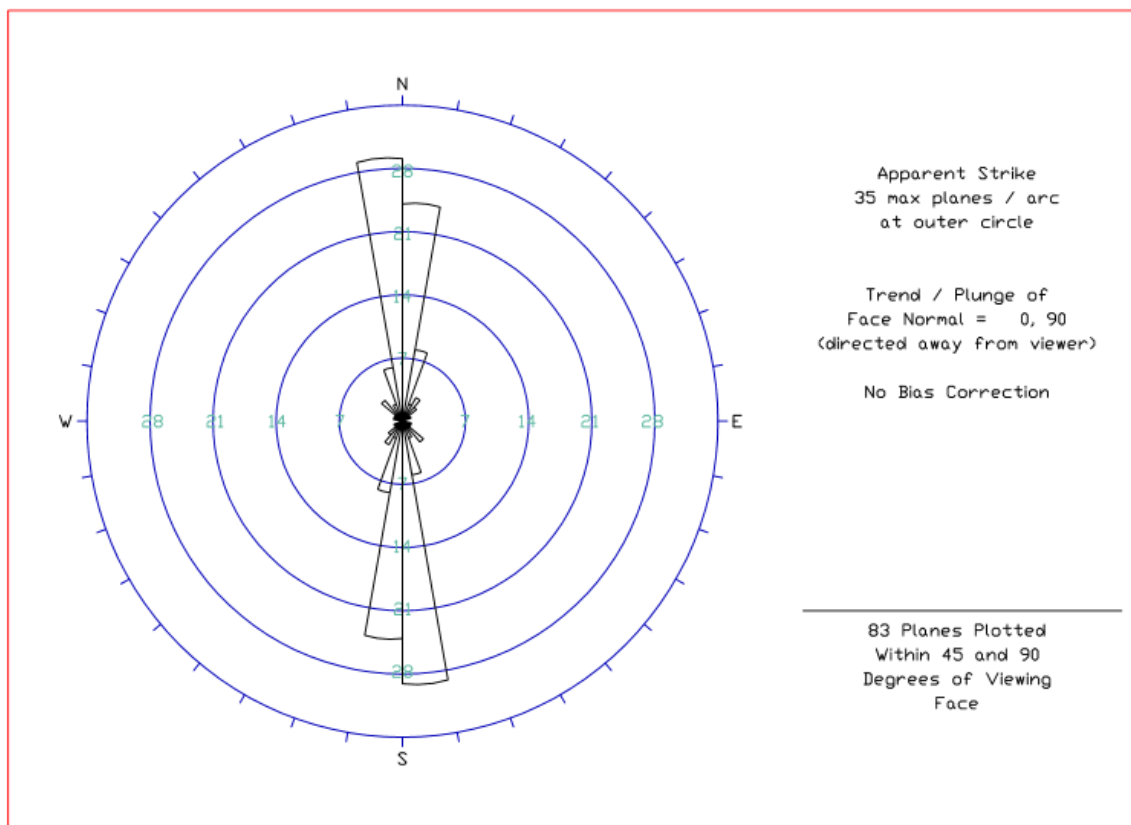


Figura 24: Diagramma a rose su reticolo polare di Wulf della frequenza dei sistemi di discontinuità rilevati nel Dominio Strutturale 4 CANTIERE INFERIORE.

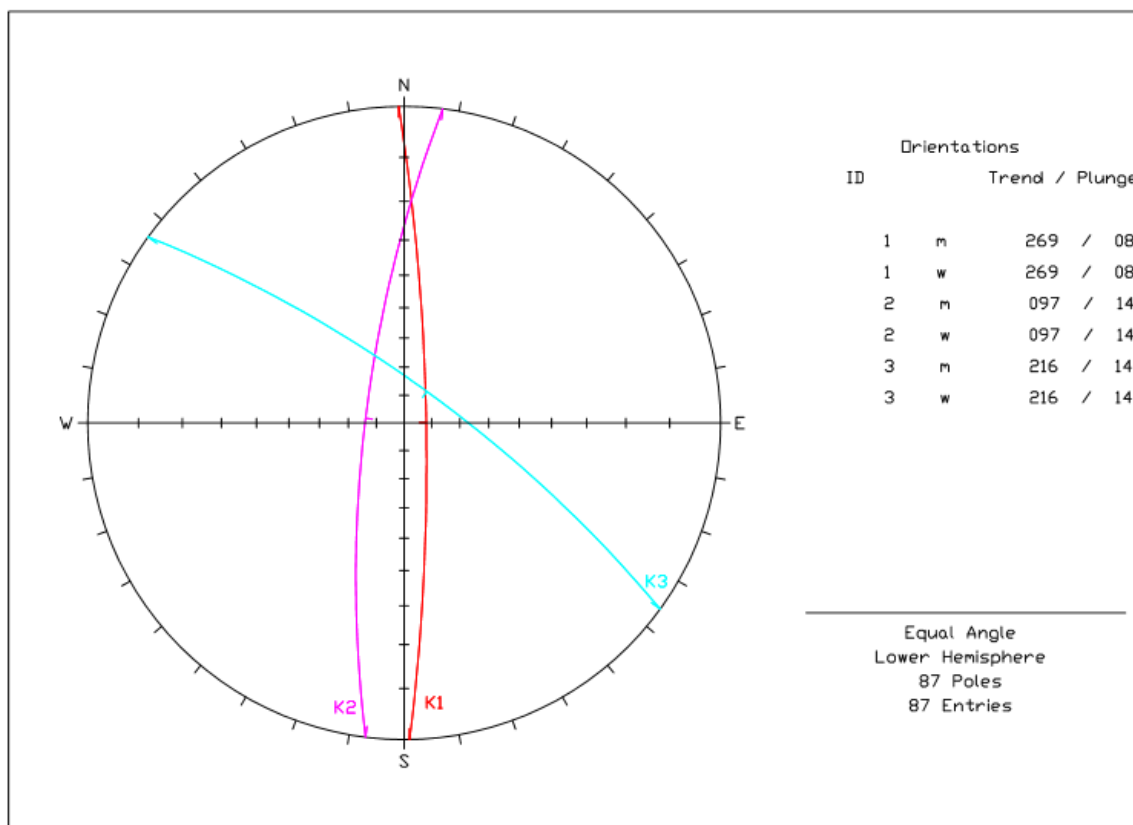


Figura 25: Proiezione equatoriale su reticolo di Wulf dei piani rappresentativi dei sistemi di discontinuità riconosciuti nel Dominio Strutturale 4 CANTIERE INFERIORE.

CANTIERE NERO COLONNATA

Tabella range sistemi discontinuità marmo nero			
Sistema	K1	K2	K4
Range Immersione	93-130	296-303	194-231
Range Inclinazione	60-90	64-90	63-90
Piano Rappresentativo	111-77	299-75	209-80

Tabella 6: Range e piano rappresentativo dei sistemi rilevati nel cantiere di Marmo Nero

SOTTOSISTEMA		K1	K2	K4	
FREQUENZA		15,00%	42,50%	7,50%	35,00%
PERSISTENZA tipo	non pers	17,65%	33,33%	50,00%	
	subpers	52,94%	66,67%	21,43%	
	pers	29,41%	-	28,57%	
PERSISTENZA m	0-1	23,53%	-	7,14%	
	1-3	35,29%	100,00%	42,86%	
	3-10	11,76%	-	21,43%	
	10-20	29,41%	-	28,57%	
PERSISTENZA m	>20	-	-	-	
	Minima	0	0	0	
	Media mod.	4,73	2,80	4,53	
	Max	10	2,2	10	
SPAZIATURA Classi in cm	0-2	-	-	-	
	2-6	-	-	-	
	6-20	-	-	10,00%	
	20-60	41,67%	20,00%	30,00%	
	60-200	41,67%	60,00%	40,00%	
	200-600	16,67%	20,00%	20,00%	
	>600	-	-	-	
SPAZIATURA cm	Min.	27,66	53,99	19,85	
	Media mod.	87,45	137,65	95,69	
	Max	247,34	295,96	334,13	
SCABREZZA tipo	II	-	33,33%	35,71%	
	III	-	-	-	
	V	88,24%	66,67%	64,29%	
	VI	-	-	-	
	VII	-	-	-	
	VIII	11,76%	-	-	
APERTURA Classi in mm	0-0,5	56,25%	100,00%	100,00%	
	0,5-2,5	25,00%	0,00%	0,00%	
	2,5-10	12,50%	0,00%	0,00%	
	>10	6,25%	0,00%	0,00%	
	esposta	0,00%	0,00%	0,00%	
APERTURA mm	Min.	0	0	0	
	Media mod.	1,07	0	0	
	Max	15	0	0	
ALTERAZIONE	Non Alter.	100,00%	100,00%	100,00%	
	Carsificata	-	-	-	
	Patinata ox	-	-	-	
RIEMPIMENTO	Assente	93,33%	100,00%	100,00%	
	Argilla	6,67%	-	-	
	Lit.	-	-	-	
	Arg+lit	-	-	-	
	Arg+lit+calc	-	-	-	
ACQUA	Assente	100,00%	100,00%	100,00%	
	Umidità	-	-	-	
	Stillic.	-	-	-	
JRC	4-6	-	-	-	
	6-8	100,00%	100,00%	100,00%	
	8-10	-	-	-	
	10-12	-	-	-	

Tabella 7: Tabella dei parametri fisico-meccanici dei sistemi di discontinuità riconosciuti nel cantiere Marmo Nero.

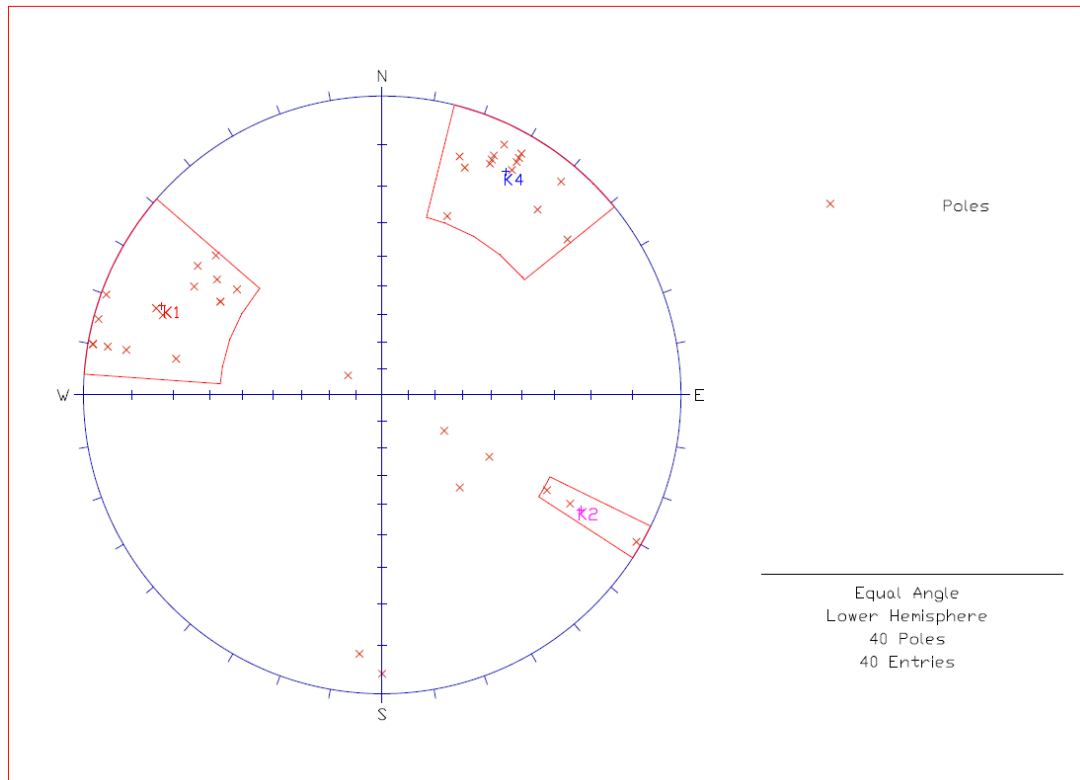


Figura 26: Proiezione polare su diagramma di Wulff dei poli delle discontinuità rilevate nel Cantiere di Marmo Nero

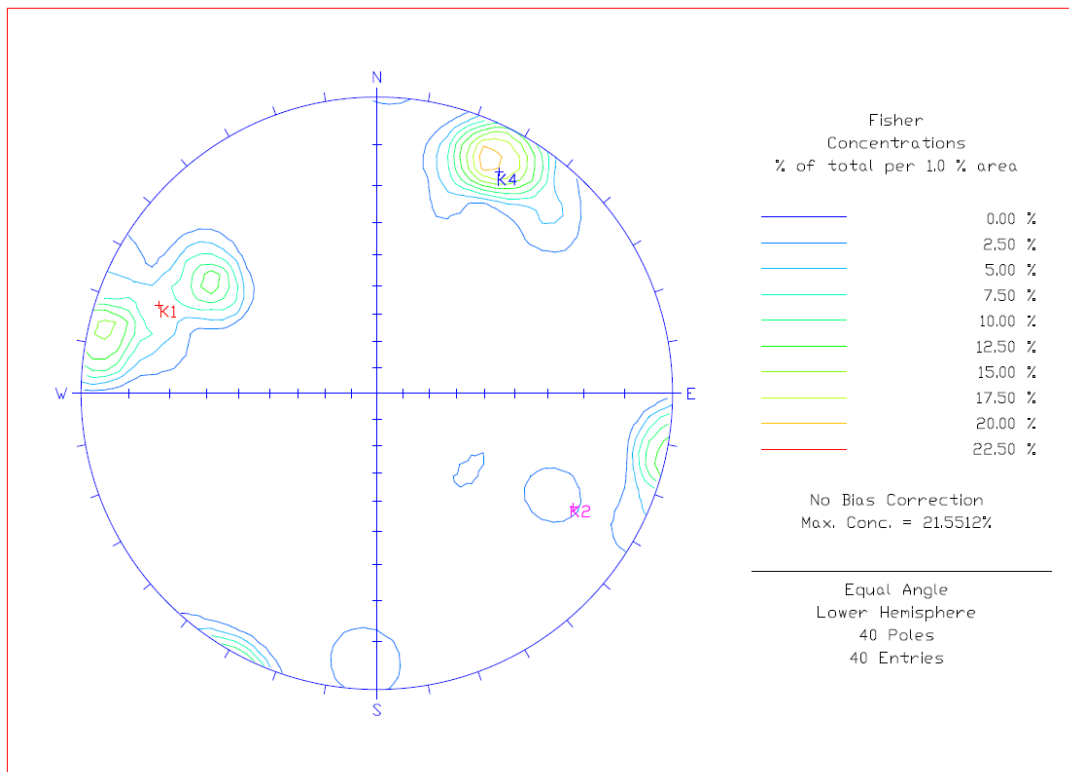


Figura 27: Definizione dei massimi di frequenza su diagramma di Wulff dei poli delle discontinuità rilevate nel Cantiere di Marmo Nero

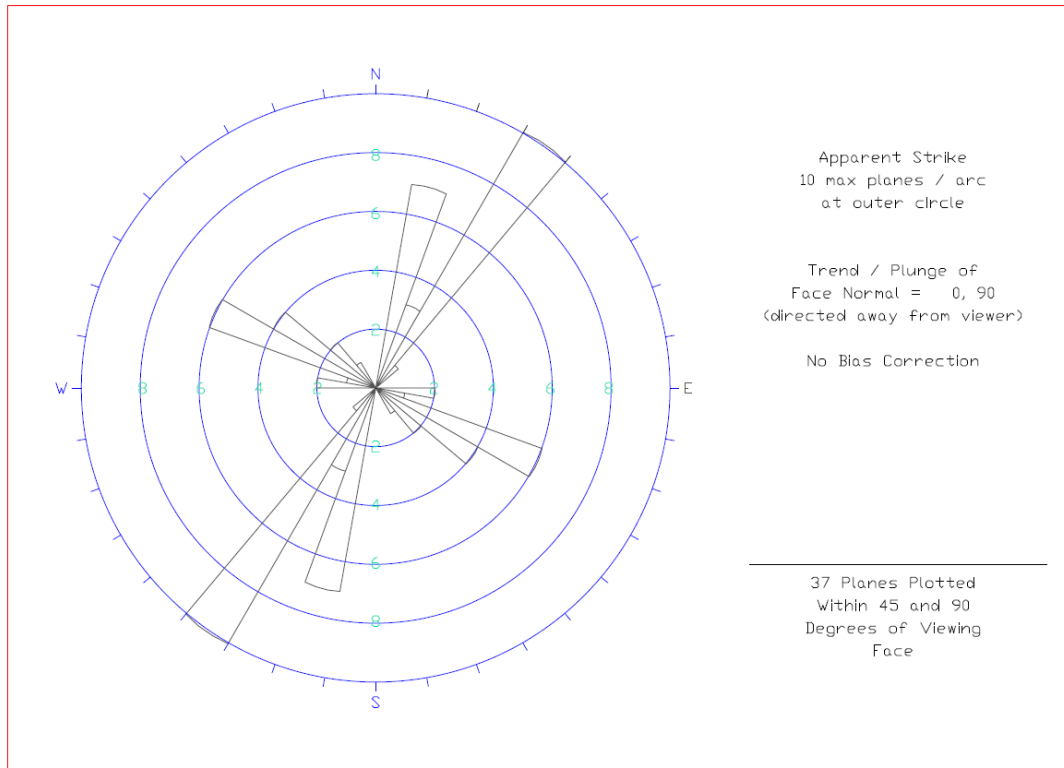


Figura 28: Diagramma a rose su reticolo polare di Wulf della frequenza dei sistemi di discontinuità rilevati nel Cantiere di Marmo Nero

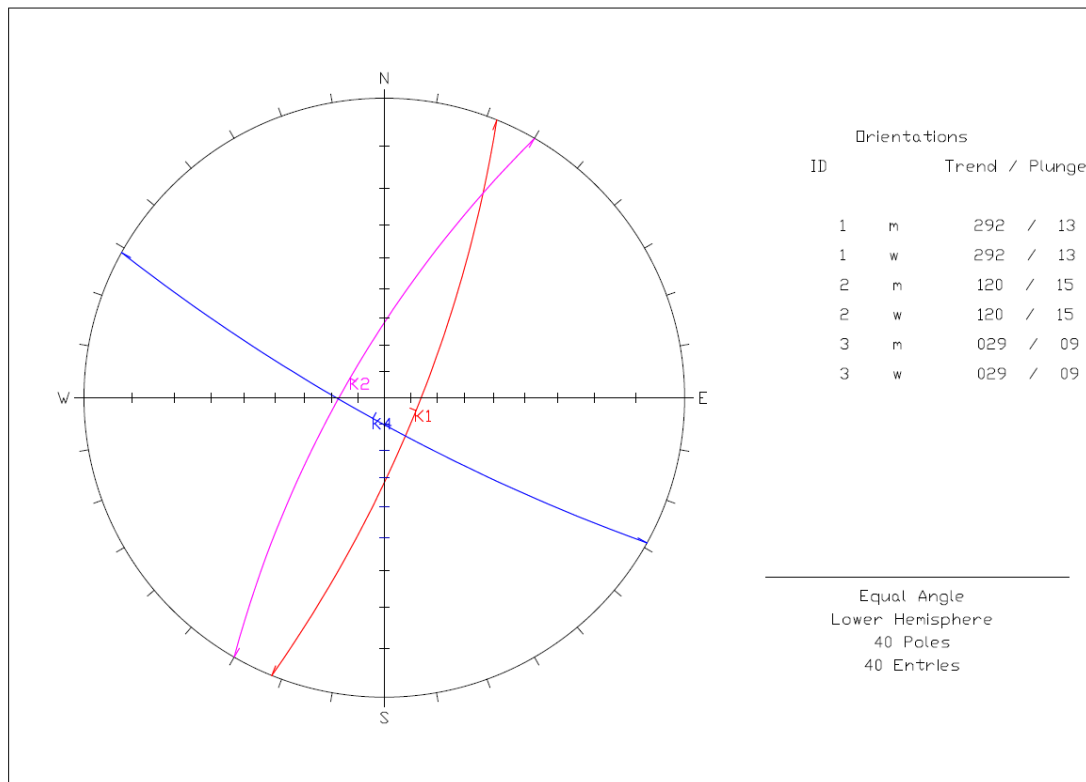


Figura 29: Proiezione equatoriale su reticolo di Wulf dei piani rappresentativi dei sistemi di discontinuità riconosciuti nel Cantiere di Marmo Nero

5. CLASSIFICAZIONE DELL'AMMASSO ROCCIOSO

Sulla base dei dati geostrutturali catalogati per i cantieri della Cava n°133 Tacca, sono stati applicati i metodi di Bieniawski (1989) e del GSI (Geological Strength Index - Hoek & Brown, 2002), al fine di classificare l'ammasso roccioso dei cantieri.

5.1. CARATTERISTICHE MECCANICHE ROCCIA INTATTA

Per le varietà merceologiche riscontrate (Ordinario e Nero di Colonnata) sono state ricavate le caratteristiche fisico-meccaniche da dati di bibliografia (ERTAG) o prove direttamente effettuate dalla Società e relative alle caratteristiche geomeccaniche del materiale intatto.

Per quei parametri non disponibili è stato invece sfruttato l'intervallo di esistenza dei valori caratteristici (approccio Baysiano) dei parametri medi della matrice rocciosa del Bacino Marmifero Apuano (Pierotti et al, 2014), come riportato in Tabella 8.

CARATTERISTICHE MECCANICHE	ORDINARIO	NERO
RESISTENZA COMPRESA UNIASSIALE (MPa)	125.5	170.2
RESISTENZA FLESSIONE (MPa)	17.8	15.3
RESISTENZA TRAZIONE (MPa)	8±3	
RESISTENZA TAGLIO (MPa)	20±5	
PESO SPECIFICO (Kg/mc)	2'700	2'714
MODULO DI ELASTICITÀ (MPa)	67'900	-
Coefficiente di Poisson medio	0.25	
Angolo di Attrito interno (°)	37±3	
Coesione (MPa)	5±2	

Tabella 8: Caratteristiche meccaniche delle varietà merceologiche - roccia intatta

5.2. CLASSIFICAZIONE DELL'AMMASSO ROCCIOSO

La classificazione dell'Ammasso Roccioso, come approfondito nella Relazione Geologica ha seguito la classificazione di Bieniawski (indice BRMR 1989) e di Hoek-Kaiser-Bawden (indice GSI, 1995-1999).

5.2.1. Classificazione Cantiere Superiore

Come già illustrato nella Relazione Geologica l'ammasso roccioso del Cantiere Superiore viene classificato secondo "Bieniawski" con BRMR=62.3 che a seguito della correzione di circa 18 punti fa scendere l'indice al valore di 44 declassando l'ammasso in classe III "mediocre".

Dal BRMR viene stimato con un valore di GSI = 57, che risulta leggermente sovrastimato rispetto al range calcolato per via diretta (45-55).

5.2.2. Classificazione CANTIERE INFERIORE

Come già illustrato nella Relazione Geologica l'ammasso roccioso del Cantiere Inferiore viene classificato secondo "Bieniawski" con BRMR=69.9 che a seguito della correzione di circa 18 punti fa scendere l'indice al valore di 52 declassando l'ammasso in classe III "mediocre".

Dal BRMR viene stimato con un valore di $GSI = 65$, che risulta leggermente sovrastimato rispetto al range calcolato per via diretta (50-60).

5.2.3. Classificazione CANTIERE NERO DI COLONNATA

Come già illustrato nella Relazione Geologica l'ammasso roccioso del Cantiere Nero di Colonnata viene classificato secondo "Bieniawski" con $BRMR=68$ che a seguito della correzione di circa 18 punti fa scendere l'indice al valore di 50 declassando l'ammasso in classe III "mediocre".

Dal BRMR viene stimato con un valore di $GSI = 63$, che risulta leggermente sovrastimato rispetto al range calcolato per via diretta (50-60).

6. CARATTERISTICHE DI RESISTENZA

6.1. CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DELL'AMMASSO ROCCIOSO

Per la definizione della legge di comportamento dell'ammasso roccioso del cantiere, si fa riferimento al criterio di rottura di Hoek-Brown. A partire dall'inviluppo di resistenza curvilineo (piano σ - τ) è possibile definire, un angolo d'attrito interno ed una coesione equivalenti, rappresentativi di un ipotetico inviluppo di Mohr-Coulomb, ottenuto con una retta tangente all'inviluppo curvilineo.

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

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

Premesso ciò, gli altri parametri utili per la definizione delle caratteristiche di resistenza dell'ammasso richiesti dal programma sono rappresentati da:

valore di σ_{ci} (σ_{ci}) resistenza a compressione uniassiale della roccia intatta: 100 MPa

valore di **GSI** (Geological Strength Index, prima definito); si assumerà il valore minimo del range per ogni sito classificato nel capitolo precedente;

parametro adimensionale " m_i " tabellato in funzione del tipo di roccia oggetto di indagine, per il marmo 9 ± 3 : valore adoperato 9 in entrambi i casi;

fattore disturbo "D", posto a 0, poiché lo scavo del materiale è effettuato con filo diamantato e tagliatrice a catena, mezzi che inducono limitatissimo disturbo all'ammasso.

Nelle prossime pagine si riportano i risultati dell'elaborazione effettuata dal programma con l'inserimento dei dati sopra riportati e dei GSI ricavati attraverso la classificazione dell'ammasso roccioso per ogni area indagata.

6.2. RESISTENZA AL TAGLIO DELLE DISCONTINUITÀ

Attraverso l'espressione di Barton-Bandis $\tau = \sigma_n \text{tg}\phi_p$, si è calcolata la resistenza della discontinuità alla rottura (τ) per ogni famiglia del sito valutando il ϕ_p (angolo di picco alla rottura), con un ϕ_r (angolo residuo) pari a 31°:

$$\phi_p = \phi_r + (\text{JRC Log JCS}/\sigma_n) + i_0$$

dove:

- JRC (Joint Roughness Coefficient) è il valore di rugosità a piccola scala della discontinuità, variabile da un minimo di 4 ad un massimo di 12 (i valori riscontrati in loco sono compresi tra un minimo di 6 ed un massimo di 8);
- JCS (Joint Wall Compressive Strength) è stato desunto dai dati bibliografici disponibili e da altri rilievi eseguiti dagli scriventi in loco. Presenta valori variabili da un minimo di 70 ad un massimo di 90MPa;
- i_0 rappresenta l'angolo di ondulazione a grande scala della discontinuità (parametro "scabrezza"), che si trascura ai fini della sicurezza perché di difficile determinazione;
- per il valore di σ_n si è assunto il carico litostatico unitario per la roccia in esame di 2.7 ton/mq (27kN/mc).

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 rottura di Barton-Choubey), con curvatura che tende all'infinito per valori elevati della tensione normale σ_n . Tuttavia le analisi all'equilibrio limite sono effettuate in termini di coesione (c) e angolo di attrito (ϕ) (legge lineare di Mohr-Coulomb), i cui valori possono essere ricavati dall'involuppo di Barton, tramite semplici calcoli matematici. Derivando, rispetto alla tensione è infatti possibile ottenere una retta tangente alla curva 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.

Per ogni cantiere sono stati derivati partendo dall'espressione di Barton-Bandis i valori dei parametri geotecnici utilizzati per le successive valutazioni.

In particolare il foglio di calcolo 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 (JRC e JCS) e dello stato tensionale (supposto unicamente litostatico) in cui si sta operando. Durante la fase analitica verranno presi in considerazione i valori minimi in termini di coesione c ed angolo d'attrito ϕ .

6.3. CARATTERIZZAZIONE DEGLI AMMASSI ROCCIOSI

6.3.1. Cantiere superiore

6.3.2. Caratteristiche di resistenza dell'ammasso roccioso

Tramite l'elaborazione con il programma Roclab (Figura 30) sono stati ottenuti i risultati di Tabella 9:

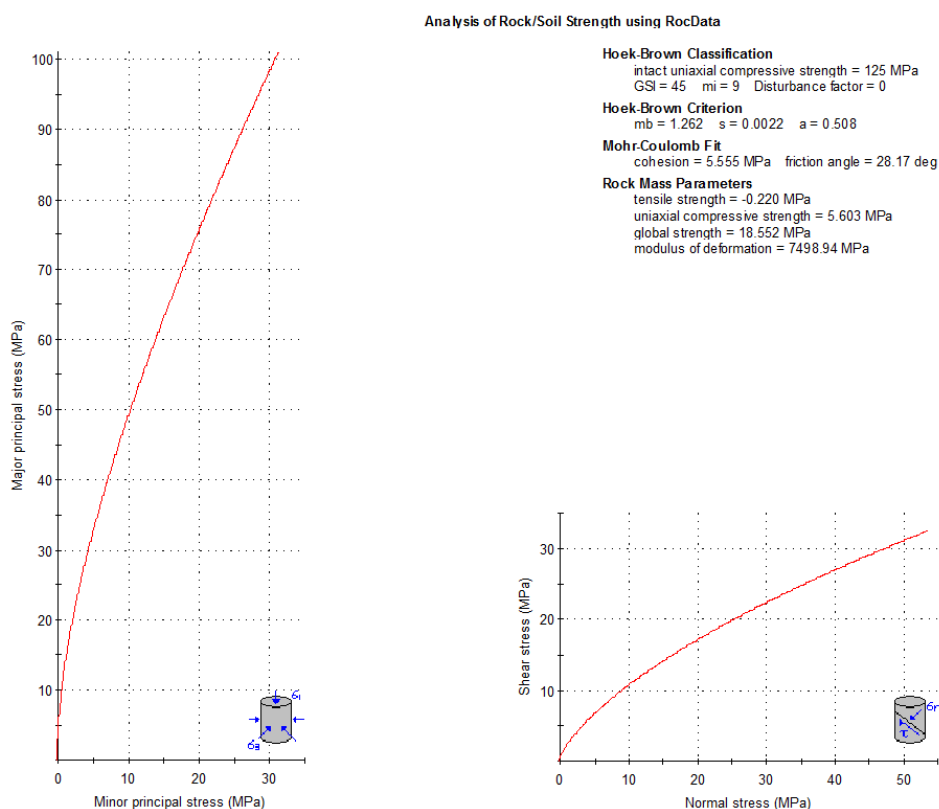


Figura 30: Parametri di resistenza dell'ammasso roccioso nel cantiere superiore della Cava n.133 e ricavati attraverso il programma RocLab 1.0.

Parametro	Valori caratteristici stimati	Valori di calcolo
Resistenza a compressione σ_c	5.60 MPa	$c_d = \sigma_c / 1,40 = 4.00$ MPa
Resistenza a trazione σ_{tm}	-0.220 MPa	$\sigma_{tmd} = \sigma_{tm} / 1,25 = -0.176$ MPa
Modulo di deformazione E	7498.94 MPa	

Tabella 9: Valori caratteristici stimati e valori di calcolo dei parametri dell'ammasso roccioso ottenuti attraverso il programma RocLab per il cantiere superiore della Cava n.133.

6.3.2.1. Resistenza delle discontinuità secondo il criterio di rottura di barton-choubey

Sulla base delle elaborazioni effettuate attraverso il criterio di rottura di Barton-Choubey (Figura 31) sono stati stimati i parametri di resistenza delle discontinuità:

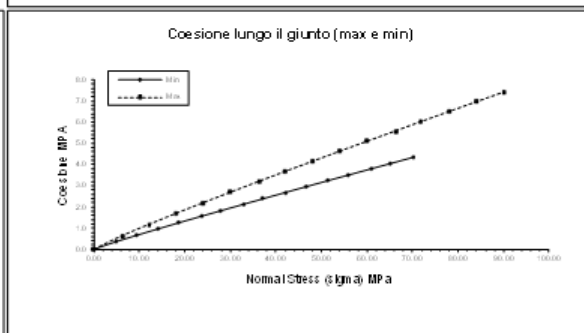
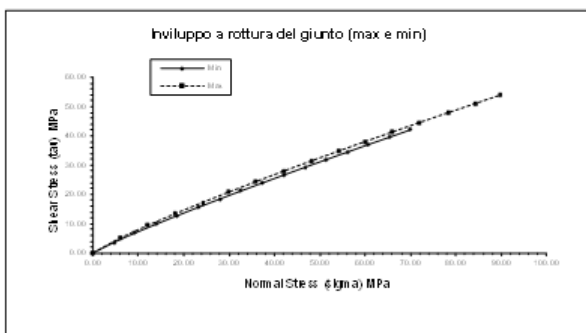
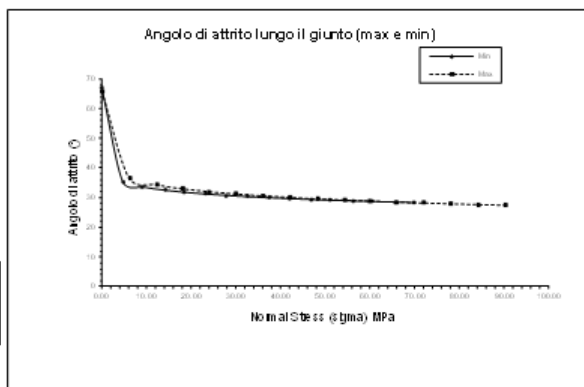
Caratterizzazione del giunto

secondo il criterio di rottura curvilineo di Barton-Choubey

Dati d'ingresso	Min	Max	
Angolo di attrito di base	31.0	31.0	[°]
Joint Roughness Coefficient	6.0	8.0	[1]
Joint Compressive Streight	70.0	90.0	[MPa]
Peso di volume ammasso roccioso	26.5		[kN/m ³]

Campo di applicabilità criterio Barton-C houbey	σ_n min	0.0	0.0	MPa
	σ_n max	70.0	90.0	MPa

Stato tensionale previsto	Coesione [kPa]		Angolo di attrito	
	[m]	[MPa]	min	max
prof. min	5.00	0.133	13.1	22.9
prof. max	10.00	0.265	24.6	41.0



Determinazione della resistenza al taglio del giunto secondo il criterio di Barton-Choubey
software freeware distribuito da www.geologi.it

by: A.Benedettini, F.Faccini - geotecam@libero.it

Figura 31: Resistenza delle discontinuità secondo il criterio di Barton-Choubey per i sistemi presenti nelle bancate del cantiere superiore della Cava n.133

I parametri ottenuti sono stati poi opportunamente ridotti secondo i fattori correttivi previsti dalle NTC nel D.M. 14/01/2018 (Tabella 10).

Valori di calcolo

Stato tensionale previsto	Coesione [kPa]		Angolo di attrito [°]	
	[m]	[MPa]	min	max
prof. min	5.00	0,135	10,5	18,3
prof. max	10.00	0,27	19,6	32,8

Tabella 10: Valori di calcolo della coesione e dell'angolo d'attrito per le discontinuità in riferimento all'analisi delle tecchie del cantiere superiore della Cava n.133

6.3.3. CANTIERE INFERIORE

6.3.3.1. Caratteristiche di resistenza dell'ammasso roccioso del CANTIERE INFERIORE

Tramite l'elaborazione con il programma Roclab (Figura 32) sono stati ottenuti i risultati di Tabella 11.

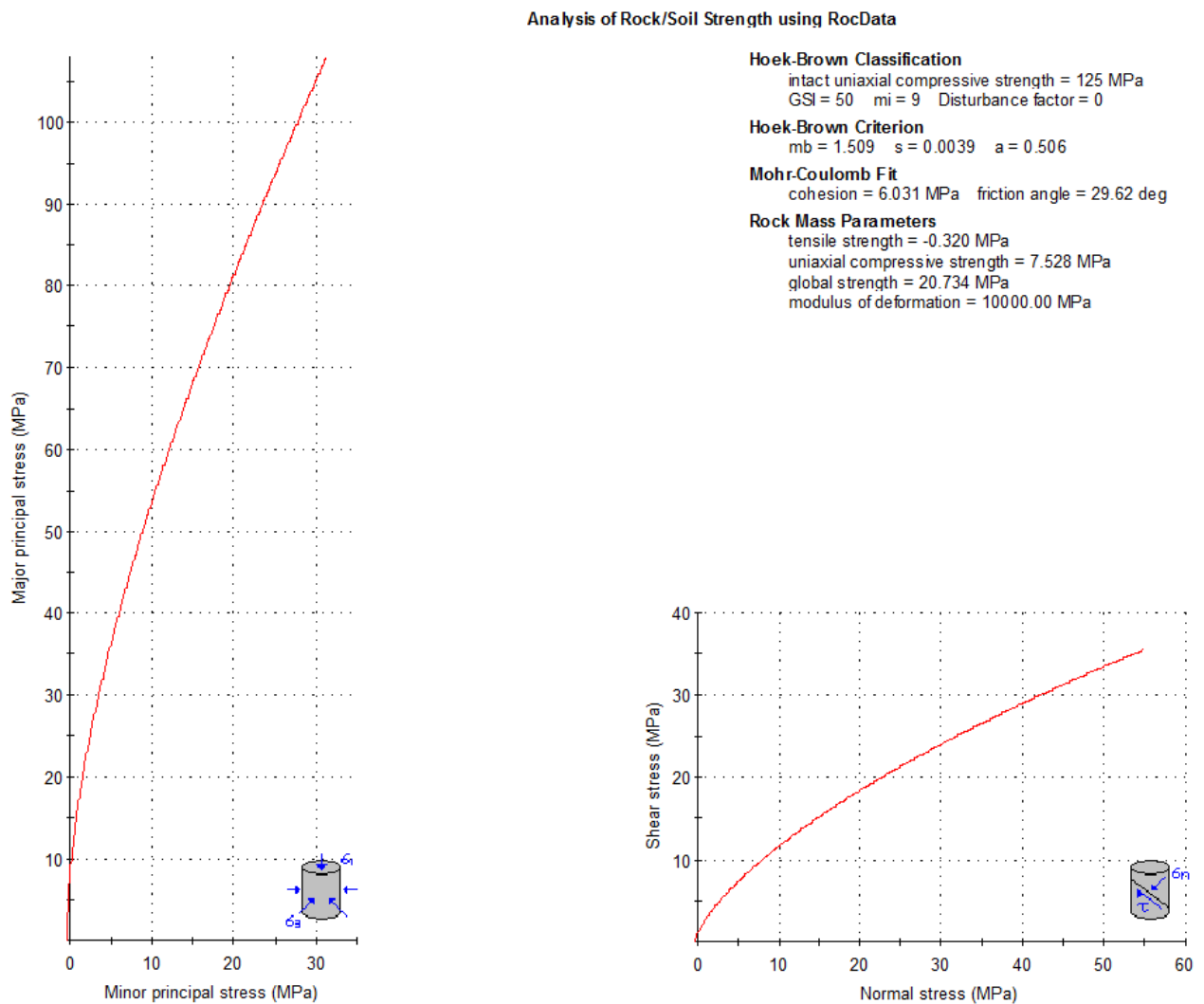


Figura 32: Parametri di resistenza dell'ammasso roccioso nel cantiere inferiore della Cava n.133 e ricavati attraverso il programma RocLab 1.0.

Parametro	Valori caratteristici stimati	Valori di calcolo
Resistenza a compressione σ_c	7.53 MPa	$c_d = \sigma_c / 1,40 = 5.38$ MPa
Resistenza a trazione σ_{tm}	-0.32 MPa	$\sigma_{tmd} = \sigma_{tm} / 1,25 = -0.26$ MPa
Modulo di deformazione	10.000 MPa	

Tabella 11: Valori caratteristici stimati e valori di calcolo dei parametri dell'ammasso roccioso ottenuti attraverso il programma RocLab per il cantiere inferiore della Cava n.133

6.3.3.2. Resistenza delle discontinuità dell'ammasso roccioso del cantiere inferiore della cava n.° 133 "tacca" secondo il criterio di rottura di barton-choubey

Sulla base delle elaborazioni effettuate attraverso il criterio di rottura di Barton-Choubey (Figura 33) sono stati stimati i parametri di resistenza delle discontinuità:

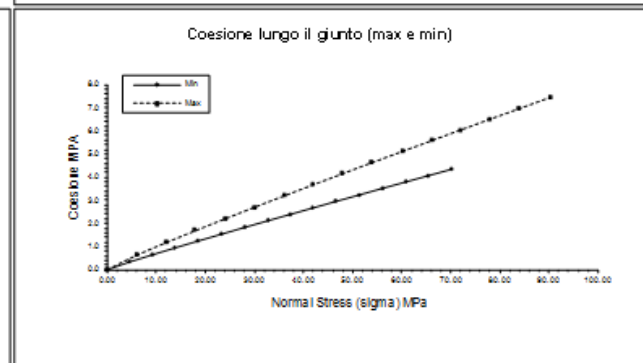
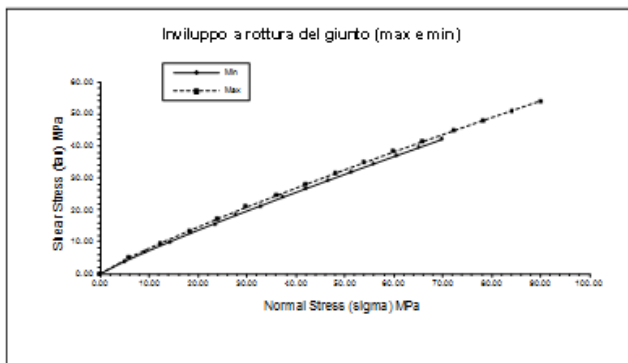
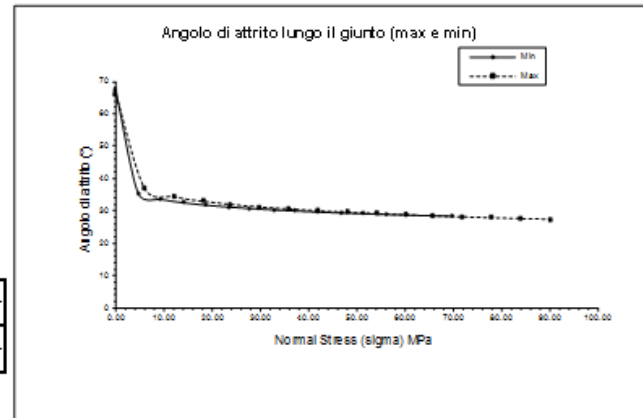
Caratterizzazione del giunto

secondo il criterio di rottura curvilineo di Barton-Choubey

Dati d'ingresso	Min	Max	
Angolo di attrito di base	31.0	31.0	[°]
Joint Roughness Coefficient	6.0	8.0	[1]
Joint Compressive Strength	70.0	90.0	[MPa]
Peso di volume ammasso roccioso	26.5		[kN/m ³]

Campo di applicabilità	$\sigma_{n \text{ min}}$	0.0	0.0	MPa
criterio Barton-Choubey	$\sigma_{n \text{ max}}$	70.0	90.0	MPa

Stato tensionale previsto	Coesione [kPa]		Angolo di attrito	
	[m]	[MPa]	min	max
prof. min	6.00	0.159	15.5	26.6
prof. max	9.00	0.239	22.3	37.5



Determinazione della resistenza al taglio del giunto secondo il criterio di Barton-Choubey
software freeware distribuito da www.geologi.it

by: A.Benedettini, F.Faccini - geotecam@libero.it

Figura 33: Resistenza delle discontinuità secondo il criterio di Barton-Choubey per i sistemi presenti nel cantiere inferiore della Cava n.133

I parametri ottenuti sono stati poi opportunamente ridotti secondo i fattori correttivi previsti dalle NTC nel D.M. 14/01/2018 (Tabella 12).

Valori di calcolo

Stato tensionale previsto	Coesione [kPa]		Angolo di attrito [°]	
	[m]	[MPa]	min	max
]°prof. min	6.00	0.159	12.4	21.3
prof. max	9.00	0.239	17.9	30.0

Tabella 12: Valori di calcolo della coesione e dell'angolo d'attrito per le discontinuità in riferimento all'analisi delle tecchie del cantiere inferiore.

6.3.4. CANTIERE MARMO NERO

6.3.4.1. Caratteristiche di resistenza dell'ammasso roccioso del CANTIERE MARMO NERO

Tramite l'elaborazione con il programma Roclab (Figura 34) e le dovute correzioni cautelative sono stati ottenuti i risultati di Tabella 13:

PARAMETRO AMMASSO	VALORE STIMATO
Resistenza a compressione σ_c	10.24 MPa
Resistenza a trazione σ_{tm}	-0.44 MPa
Modulo di deformazione E	10.000 MPa

Parametro	Valori caratteristici	Valori di calcolo
Resistenza a compressione σ_c	10.24 MPa	$\sigma_{cd} = \sigma_c / 1,40 = 7.31$ MPa
Resistenza a trazione σ_{tm}	-0.44 MPa	$\sigma_{tmd} = \sigma_{tm} / 1,25 = -0.35$ MPa
Modulo di deformazione E	10.000 MPa	

Tabella 13: Valori caratteristici e valori di calcolo dei parametri dell'ammasso roccioso ottenuti attraverso il programma RocLab per il cantiere marmo nero.

Analysis of Rock/Soil Strength using RocData

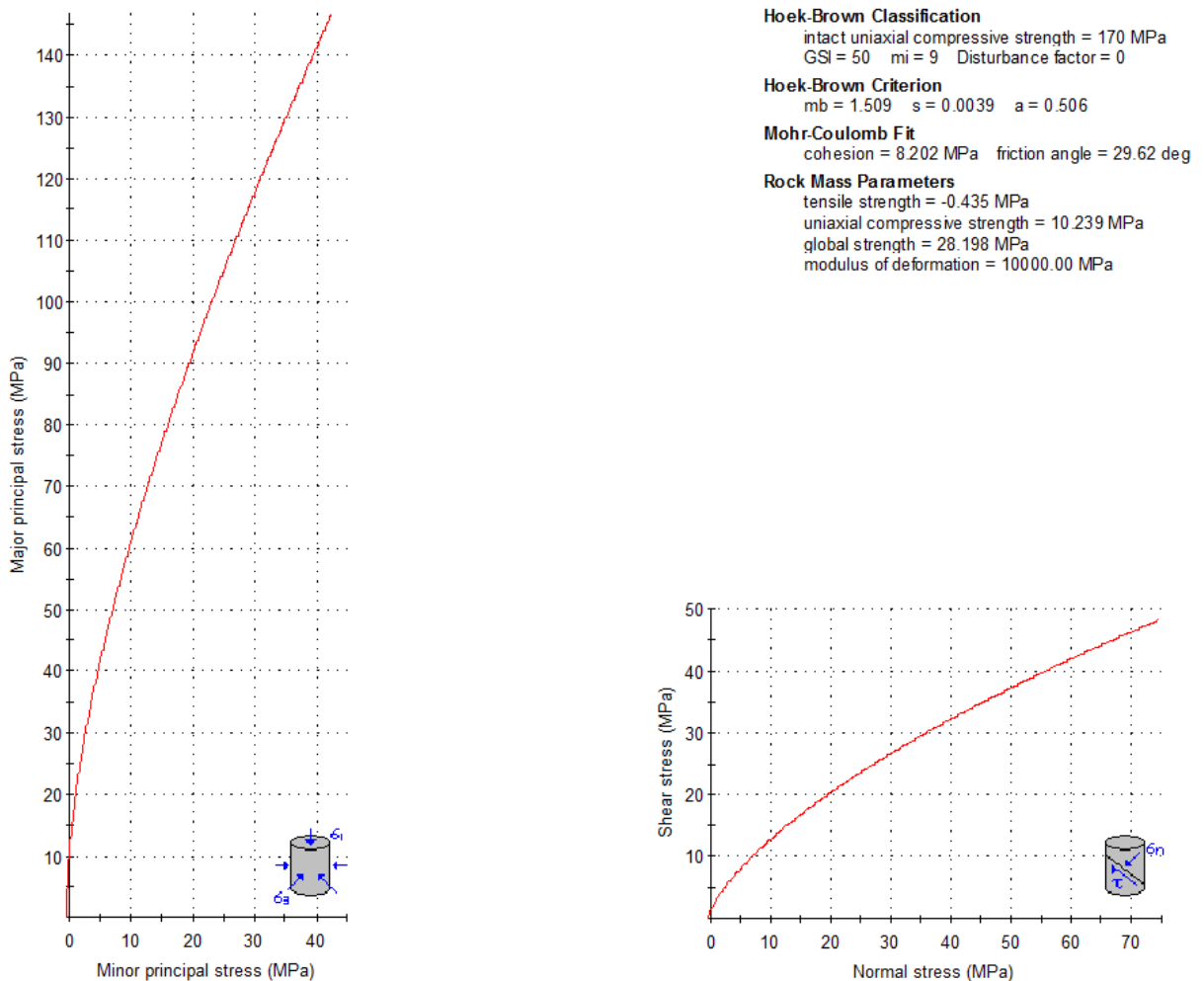


Figura 34: Parametri di resistenza dell'ammasso roccioso del cantiere di Marmo Nero e ricavati attraverso il programma RocLab 1.0.

6.3.4.2. Resistenza al taglio delle discontinuità cantiere marmo nero

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 14:

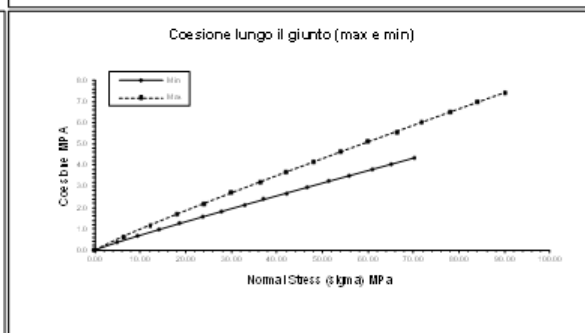
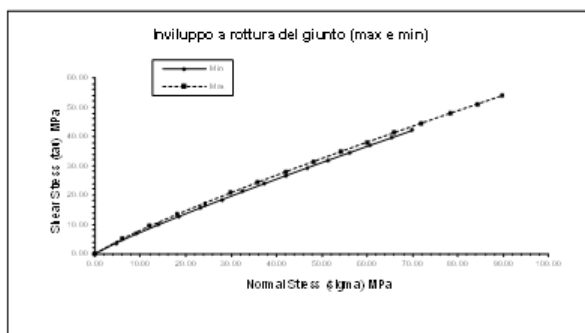
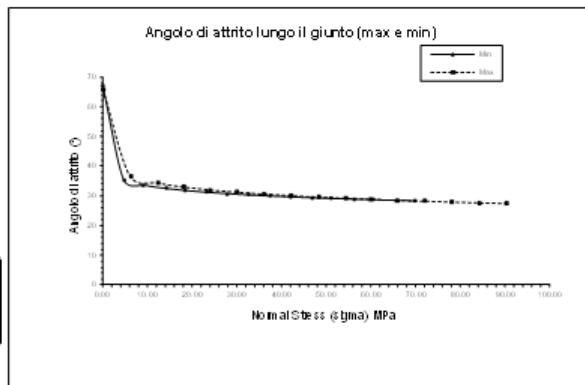
Caratterizzazione del giunto

secondo il criterio di rottura curvilineo di Barton-Choubey

Dati d'ingresso	Min	Max	
Angolo di attrito di base	31.0	31.0	[°]
Joint Roughness Coefficient	6.0	8.0	[1]
Joint Compressive Strength	70.0	90.0	[MPa]
Peso di volum e ammasso roccioso	26.5		[kN/m ³]

Campo di applicabilità	$\sigma_{n \text{ min}}$	0.0	0.0	MPa
criterio Barton-Choubey	$\sigma_{n \text{ max}}$	70.0	90.0	MPa

Stato tensionale previsto	Coesione [kPa]		Angolo di attrito	
	[m]	[MPa]	min	max
prof. min	5.00	0.133	13.1	22.9
prof. max	10.00	0.265	24.6	41.0



Determinazione della resistenza al taglio del giunto secondo il criterio di Barton-Choubey software freeware distribuito da www.geologi.it

by: A.Benedettini, F.Faccini - geotecam@libero.it

Figura 35: Resistenza delle discontinuità secondo il criterio di Barton-Choubey per i sistemi presenti nelle bancate costituenti il cantiere di Marmo Nero.

Valori di calcolo

Stato tensionale previsto	Coesione [kPa]		Angolo di attrito [°]	
	[m]	[MPa]	min	max
prof. min	5.00	0,135	10,5	18,3
prof. max	10.00	0,27	19,6	32,8

Tabella 14: Stima dei parametri di resistenza delle discontinuità presenti nel Cantiere Marmo Nero attraverso la caratterizzazione del giunto secondo il criterio di rottura curvilineo di Barton-Choubey.

7. 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.

7.1. 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.

7.1.1. 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

7.1.2. Combinazione delle azioni

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

COMBINAZIONE FONDAMENTALE (SLU)

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

COMBINAZIONE SISMICA (SLU-SLE + E)

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

COMBINAZIONE ECCEZIONALE (SLU-SLE + A)

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

COMBINAZIONE RARA (SLE irreversibile)

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

COMBINAZIONE FREQUENTE (SLE reversibile)

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

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE (SLE lungo termine)

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

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 combinazione delle azioni variabili.

7.2. 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 ed E_d è il valore di progetto dell'effetto dell'azione.

Nelle verifiche agli stati limite ultimo si distinguono:

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

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

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

APPROCCIO 1: COMBINAZIONE 1 (A1+M1+R1) per la verifica STRUTTURALE

COMBINAZIONE 2 (A2+M2+R2) per la verifica GEOTECNICA

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

7.2.1. 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_{Qk}	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}

7.3. PARAMETRI GEOTECNICI E RESISTENZE

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

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

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

7.3.1. 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 NTC18) ed il coefficiente parziale sulle resistenze pari a $\gamma_R = 1.2$.

7.4. AZIONI DOVUTE AL SISMA

7.4.1. VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

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

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

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

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

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

7.4.2. Tempo di ritorno del sisma

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

$$P_{VR \text{ SLV}} = 10\%$$

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

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

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

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

7.4.3. CATEGORIA DI SOTTOSUOLO

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

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

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

7.4.4. Condizioni topografiche

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

Tab. 3.2.III – Categorie topografiche

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

7.4.5. Valutazione dell'azione sismica

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

L'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente costante e proporzionale alle forze gravitative potenzialmente instabili costituita di una componente orizzontale e di una componente verticale espresse mediante un coefficiente sismico orizzontale (k_h) ed un coefficiente sismico verticale (k_v), valutati mediante le seguenti relazioni del §7.11.3.5.2 NTC18:

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

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

Dove:

a_{\max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = Accelerazione di gravità;

β_m = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito da §7.11.I NTC18

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

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

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

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

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

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

Tab. 3.2.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	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$

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

Latitudine (WGS84)	Longitudine (WGS84)
44.10043850	10.15601834

L'accelerazione sismica risulta essere 0.169 g per SLV.

Parametri di pericolosità Sismica				
Stato Limite	T_r [anni]	a_g/g [-]	F_o [-]	T_c^* [s]
Operatività	30	0.053	2.447	0.240
Danno	50	0.067	2.454	0.254
Salvaguardia Vita	475	0.169	2.398	0.285
Prevenzione Collasso	975	0.217	2.393	0.294

Tabella 15: Parametri di pericolosità sismica per il punto di riferimento della Cava 133 Tacca (Edilus-MS ACCA Software®).

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

da cui: $a_{max\ SLV} = S_s \cdot S_T \cdot a_g = 0.169 \cdot g \cdot 1.00 \cdot 1.4 = 0.2366\ g$

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

$$k_h = 0.07$$

$$k_v = 0.035$$

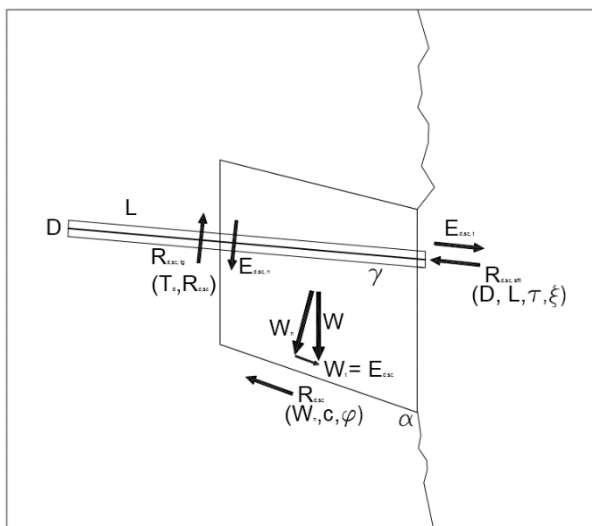
7.5. DIMENSIONAMENTO DEI SISTEMI DI CONSOLIDAMENTO

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

Il dimensionamento è stato eseguito secondo la Combinazione 2 - Approccio 1: A1+M1+R3 "tiranti di ancoraggio" (§6.6 NTC18),

tenendo conto dei relativi coefficienti parziali, e riguarda prettamente i chiodi e le barre da roccia per un consolidamento puntuale o le reti fascianti per un consolidamento corticale.

7.5.1. carichi sfavorevoli



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

In relazione alla combinazione di calcolo scelta i carichi permanenti sfavorevoli vengono amplificati di un coefficiente delle azioni $A_1 = 1.3$ (considerando tali carichi alla stregua di quelli portati).

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

Figura 36: schema generale delle resistenze e dei carichi sfavorevoli di un ancoraggio

7.5.2. 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).

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

Dove: c è la coesione della discontinuità (coefficiente parziale geotecnico $M_1=1.00$);

S_{sc} è la superficie di potenziale scivolamento;

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

ϕ è l'angolo di attrito della discontinuità (coefficiente parziale geotecnico $M_1 = 1.00$).

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

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

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

7.5.3. consolidamenti puntuali

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

7.5.4. serie commerciale

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

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

Acciaio da precompressione DYWIDAG Y1050H

Diametro nominale \varnothing [mm]	Tensione snerv. / rottura $f_{0,1k}/f_{pk}$ [N/mm ²]	Sezione trasversale A [mm ²]	Carico snervamento $F_{p0,1k}$ [kN]	Carico ultimo F_{pk} [kN]	Peso [kg/m]	Peso DCP [kg/m]	Omolog.
15	900/1.100	177	159	195	1.39	-	
26.5	950/1.050	552	525	580	4.48	7.4	
32	950/1.050	804	760	845	6.53	9.8	
36	950/1,050	1,018	960	1,070	8.27	12.3	△
40	950/1,050	1,257	1,190	1,320	10.21	14.0	○ ×
47	950/1,050	1,735	1,650	1,820	14.10	20.0	×

Figura 37: Scheda tecnica delle serie commerciali disponibili acciaio Dywidag®.

7.5.5. verifica a taglio

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

$F_{y,k} = f_{y,k} A / \gamma_s$ 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 $R3 = 1.2-1.1$.

$T_d = T_k / R3$ 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.

7.5.6. verifica a sfilamento

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

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

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:

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

8. ANALISI E VERIFICA DEI FRONTI

Le analisi e le verifiche di stabilità dei fronti di coltivazione sono stati suddivisi nelle fasi "stato attuale" e "stato di progetto" che verranno affrontate nel dettaglio nelle prossime pagine ed hanno interessato il CANTIERE SUPERIORE, il CANTIERE INFERIORE ed il CANTIERE MARMO NERO.

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

Per le verifiche analitiche sono stati utilizzati i piani rappresentativi dei sistemi riconosciuti nei diversi Domini.

Mentre nei *Domini Strutturali 3 e 4* è stato possibile, per la condizione strutturale, definire volumetrie isolate dai sistemi di discontinuità ivi riconosciuti e verificarne la staticità con le varie metodologie disponibili, questa discretizzazione non è fattibile nei *Domini Strutturali 1 e 2* (rispettivamente area "finimento" e "cappellaccio") vista la presenza di spaziature decimetrico-centimetriche e sistemi di discontinuità a random.

Per quest'ultimi domini all'interno dei quali potranno costituirsi porzioni di fronti finali e/o fronti in coltivazione durante lo sviluppo dei cantieri, si prevede, oltre alla costante osservazione, il disgrego di limitate porzioni o la posa in opera, ove necessario, di reti di contenimento e/o altri interventi di consolidamento.

Si ricorda che condizione necessaria affinché si producano potenziali cinematismi è che due discontinuità delimitanti la porzione rocciosa intersechino almeno l'alzata oppure sia l'alzata che la pedata dei fronti in coltivazione e che il valore dell'inclinazione di tali discontinuità sia superiore all'angolo di attrito residuo delle discontinuità stesse. Inoltre, affinché possa originarsi cinematismo, devono presentarsi le seguenti ulteriori condizioni:

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

Una costante osservazione dei fronti, da parte del personale, prima dell'esecuzione di tagli al monte fa sì che vengano messi in luce potenziali situazioni a rischio, così da intervenire disgregando 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 di intervenire ogni qualvolta si presenti una situazione di potenziale instabilità, disgregandola con il progredire della coltivazione.

La prima analisi considera il verificarsi della possibilità di cinematismi di tipo planare (caso bidimensionale), tramite il programma *Plane Failure Analysis* del "Department of Mining

& Geological Engineering - University of Alaska", il cui criterio adottato per l'analisi, è quello dell'equilibrio limite, criterio di rottura di Mohr-Coulomb.

La base teorica è relativa alle formule ricavate da Hoek & Bray (1981) per cinematismi di origine planare (caso bidimensionale).

Nel caso di cinematismo planare il programma, a favore della sicurezza, ipotizza sempre che la direzione di scivolamento e la direzione azimutale della discontinuità siano perfettamente perpendicolari, non tenendo conto del contributo dovuto alla differenza tra le due, che nel caso risulti superiore a 20° esclude l'attivarsi del cinematismo stesso. Per questo tipo di analisi sono stati considerati i fronti di scavo più rappresentativi combinandoli con le orientazioni dei piani rappresentativi dei sistemi di discontinuità che possano, anche potenzialmente, attivare cinematismi planari.

In seguito si è analizzato il cinematismo tridimensionale di cunei rocciosi potenzialmente instabili, generati dalla combinazione di due e/o tre sistemi di discontinuità oltre al fronte oggetto di verifica. Questa analisi viene compiuta in automatico dal programma *B-Rock 2.2* utilizzando la teoria dei blocchi rimovibili di Goodmann&Shi.

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 del fattore di sicurezza (FS). Allo scopo sono stati utilizzati i valori di persistenza e spaziatura media modale riferibili a ciascun sistema individuato, i volumi così individuati sono calcolati anche in relazione alla dimensione del fronte.

La base teorica relativa ai programmi utilizzati per le verifiche numeriche è relativa alle formule ricavate da Hoek & Bray (1981) sia per cinematismi di origine planare (caso bidimensionale) sia per quelli tridimensionali (cunei rocciosi); i parametri geotecnici utilizzati sono quelli derivanti dallo studio geomeccanico effettuato.

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

Le verifiche sono state condotte in condizioni sismiche ottemperando alle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC), ricavando il valore di $a_g = 0,169 \cdot g$ - per un sisma con periodo di ritorno di 475 anni, corrispondente allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV), come visto nel capitolo precedente.

L'analisi si riferisce ai fronti principali sia attuali che progettati. 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 tipo di cinematismo;
- i sistemi coinvolti;
- il peso o volume della massa in gioco;
- il valore del coefficiente di sicurezza.

Poiché il programma *B-Rock* prende come notazione numerica i vari piani in serie (esempio il sistema K_1 è indicato come 1, mentre il K_2 come 2, e via di seguito) all'inizio di ogni cantiere oggetto di verifica sarà indicata la tabella con le due notazioni.

Nell'analisi 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.

Nei capitoli successivi si descriveranno i cinematismi che durante l'analisi effettuata abbiano generato un coefficiente di sicurezza, distinti fronte per fronte nel caso si riferiscano alla condizione attuale.

L'ultima analisi affrontata è relativa al potenziale cinematismo per ribaltamento.

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 di base/residuo del materiale 31°).

Tradotta in formula, quest'ultima condizione impone che:

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

dove:

- Φ_p = inclinazione media rappresentativa del sistemi o del piano in esame;
- Φ_f = inclinazione del fronte in esame;
- φ_p = angolo di attrito tra i piani.

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

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

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

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

dove:

- l= altezza massima della bancata stabile
- E= modulo dell'ammasso roccioso, Kg/cmq
- t= spessore del solido di roccia soggetto a ribaltamento (spaziatura media in metri)
- γ = peso di volume della roccia= 2,7 t/mc

8.1. CANTIERE SUPERIORE

8.1.1. Famiglie di discontinuità del CANTIERE SUPERIORE

Per il cantiere superiore sono state rintracciate attraverso *Dips* ed attraverso un foglio elettronico di *Excel* le famiglie di discontinuità riportate in ed opportunamente numerate in ordine crescente nel software di calcolo *B-Rock*.

Famiglia B-Rock	Piano discontinuità (imm./incl.)	
1	K ₁	(85/79)
2	K ₂	(279/79)
3	K ₃	(43/79)
4	K ₅	(139/71)
5	K ₆	(341/81)

Tabella 16: Elenco delle famiglie di discontinuità considerate nel software B-Rock per il calcolo dei cinematici planari, tridimensionali e ribaltamenti del CANTIERE SUPERIORE.

Per i sistemi K2 e K6, per quali non è stata possibile per alcuni parametri la trattazione statistica a causa dell'esiguo numero di dati a disposizione, si è scelto di adottare, ai fini della verifica allo scivolamento tridimensionale, i valori di media modale della spaziatura e dell'apertura massimi delle fratture ottenuti attraverso l'elaborazione dei dati rilevati in sito, cocetto già applicato in precedenza.

La coltivazione della cava si sviluppa mediante ribassi con altezza compresa tra 3 e 5 m, aventi stessa orientazione azimutale, salvo che nella parte sommitale del cantiere superiore dove sono presenti tre residui di bancate a q. 1002.00, 996.8 e 988.2 m s.l.m, che originano rispettivamente alzate di 5.4 e 9.8 m. Nella seguente verifica si è analizzata la condizione peggiorativa con altezza di 10 m.

8.1.2. Fronte orientato N30 verticale esposto SE

Analisi della bancata residua orientata N 30 verticale esposta SE ed altezza di circa 10 m, frutto dell'unificazione di due bancate da 5 m ciascuna.

CINEMATISMI PLANARI

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

H bancata	SISTEMI	FS sism	Vol.* in mc	Note
10 m	K1	0,390	24,00	Far coincidere preventivamente fronte e discontinuità evitando il manifestarsi dell'evento.
10 m	K5	0,311	44,40	

Tabella 17: Cinematismi planari per il fronte N 30 subvert. esposto SE.

CINEMATISMI TRIDIMENSIONALI

In Tabella 18 si riportano le potenziali combinazioni che potrebbero emergere sul fronte in oggetto ed i relativi coefficienti di sicurezza. I risultati sono riportati in esteso nei listati allegati.

Blocco	Comb. Piani	Vol. in mc	FS sisma	Note
2	K1-K3	1,955	0,3	Nel caso si presenti è consigliato procedere al suo disgreggio.
3	K1-K5	67,12	0,00	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie, nel caso si presenti è consigliato procedere al disgreggio consolidazione o verifica.
4	K1-K6	0,18	0,33	Il basso peso statistico del sistema K6 (3,9%) rende difficilmente realizzabile il cinematismo. Nel caso si presenti è consigliato procedere al suo disgreggio od in alternativa al suo consolidamento.
6	K2-K5	5,31	0,0	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie, la scarsa percentuale di K2 (3,9%) limita l'estensione del fenomeno. Procedere al suo disgreggio od in alternativa al suo consolidamento o verifica.
8	K3-K5	76,86	0,63	Nel caso si presenti è consigliato procedere al suo disgreggio o consolidazione o verifica..
10	K5-K6	152,89	4,24	

Tabella 18: Cinematismi tridimensionali fronte N 30 subvert. esposto SE.

POTENZIALI RIBALTAMENTI

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

In considerazione del fatto che nel cantiere superiore compaiono solo 3 poli per il sistema K2, per cui non è stato possibile definire un valore di spaziatura, al fine di definire detto parametro necessario alla definizione della colonna marmorea soggetta a ribaltamento, si è ritenuto utilizzare il dato di spaziatura media modale individuato all'interno del subgiacimento. Tale valore utilizzato è sicuramente inferiore a quello reale della cava 136; in quanto le discontinuità K2 ivi individuate sono indubbiamente più spaziate rispetto al complesso del subgiacimento.

8.1.2.1.1. Fronte orientato N90 verticale esposto S

CINEMATISMI PLANARI

In Tabella 19 si riportano i sistemi soggetti a potenziali scivolamenti planari ricavati mediante l'analisi grafica.

H bancata	SISTEMI	FS sisma	Vol.*in mc	Note
10 m	K5	0,390	24,00	Far coincidere preventivamente fronte e discontinuità evita il manifestarsi dell'evento.

Tabella 19: Cinematismi planari fronte N 90 subvert. esposto S.

CINEMATISMI TRIDIMENSIONALI

In Tabella 20 si riportano le potenziali combinazioni che potrebbero emergere sul fronte in oggetto ed i relativi coefficienti di sicurezza. I risultati sono riportati in esteso nei listati allegati.

Blocco	Combinazione Piani	Volume in mc	FS sisma	Note
3	K1-K5	21,02	0,29	Nel caso si presenti è consigliato procedere al suo disaggio.
6	K2-K5	91,46	1,95	
8	K3-K5	10,11	0,00	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie, viste le modeste dimensioni, nel caso si presenti è consigliato procedere al suo disaggio.

Tabella 20: Cinematismi tridimensionali fronte N 90 subvert. esposto S.

POTENZIALI RIBALTAMENTI

L'analisi condotta per via grafica (basata esclusivamente sulle caratteristiche geometriche) mostra potenziali ribaltamenti relativi ai poli del sistema K6, come in Tabella 21 dove vengono riportati anche i risultati ottenuti dall'applicazione della formula di Timoshenko e Gere.

In considerazione che nel cantiere superiore compaiono solo 3 poli per il sistema K6, per cui non è stato possibile definire un valore di spaziatura; nel contempo il parametro non può essere definito neanche a livello di subgiacimento per l'esiguo numero di fratture (n. 7 su 283); per cui si ritiene che sia cautelativo assegnare al sistema K6 il valore minore di spaziatura media modale individuato all'interno del subgiacimento (0.81 m K2).

SISTEMI	Spessore volume colonnare (t)	Altezza massima volume (l)
K6	0,81 m	21.35 m

Tabella 21: Potenziali ribaltamenti fronte N 90 subvert. esposto S.

8.1.2.1.2. Fronte orientato N 150 verticale esposto NE

CINEMATISMI PLANARI

In Tabella 22 si riportano i sistemi soggetti a potenziali scivolamenti planari ricavati mediante l'analisi grafica.

H bancata	SISTEMI	FS sisma	Vol.* in mc	Note
10 m	K1	0,390	24,00	Far coincidere preventivamente fronte e discontinuità evita il manifestarsi dell'evento.

Tabella 22: Cinematismi planari fronte N 150 subvert. esposto NE.

CINEMATISMI TRIDIMENSIONALI

In Tabella 23 si riportano le potenziali combinazioni che potrebbero emergere sul fronte in oggetto ed i relativi coefficienti di sicurezza. I risultati sono riportati in esteso nei listati allegati.

Blocco	Comb. Piani	Volume in mc	FS sisma	Note
1	K1-K2	140,25	6,82	
2	K1-K3	70,96	0,23	Nel caso si presenti è consigliato procedere al suo disaggancio.
3	K1-K5	41,37	0,0	Il blocco tende a perdere contatto con le superfici tuttavia le esigue dimensioni consentono di procedere ad immediato disaggancio.
4	K1-K6	71,17	0,48	
8	K3-K5	41,28	0,63	Nel caso si presenti è consigliato procedere al suo disaggancio.
9	K3-K6	21,10	0,29	Il basso peso statistico del sistema K6 (3,9%) rende difficilmente realizzabile il cinematismo. Nel caso si presenti è consigliato procedere al suo disaggancio od in alternativa al suo consolidamento.
10	K5-K6	115,75	4,29	
39	K5-K6+K2	62,13	4,22	

Tabella 23: Cinematismi tridimensionali fronte N 150 subvert. esposto NE.

POTENZIALI RIBALTAMENTI

L'analisi condotta per via grafica (basata esclusivamente sulle caratteristiche geometriche) mostra potenziali ribaltamenti relativi ai poli del sistema K2, come illustrato in Tabella 24 dove vengono riportati anche i risultati ottenuti dall'applicazione della formula di Timoshenko e Gere. Anche in questo caso si è utilizzato per il sistema K2 il valore di media modale, corrispondente allo spessore di colonna marmorea da varificare, come precedentemente definito.

SISTEMI	Spessore volume colonnare (t)	Altezza massima volume (l)
K2	0,81 m	21.35 m

Tabella 24: Potenziali ribaltamenti identificati attraverso l'analisi grafica per il fronte orientato N 170 verticale esposto E del CANTIERE SUPERIORE

8.1.2.1.3. Fronte orientato N 170 verticale esposto E

CINEMATISMI PLANARI

In Tabella 25 si riportano il sistema soggetto a potenziale scivolamento planare ricavato mediante l'analisi grafica.

H bancata	SISTEMI	FS sisma	Vol.* in mc	Note
5 m	K1	0,806	6,00	Far coincidere preventivamente fronte e discontinuità evita il manifestarsi dell'evento.

Tabella 25: Cinematismi planari identificati attraverso l'analisi grafica ed il software *Plane Failure Analysis* fronte orientato N 170 verticale esposto E del CANTIERE SUPERIORE.

CINEMATISMI TRIDIMENSIONALI

In Tabella 26 si riportano le potenziali combinazioni che potrebbero emergere sul fronte in oggetto ed i relativi coefficienti di sicurezza. I risultati sono riportati in esteso nei listati allegati.

Blocco	Comb. Piani	Volume in mc	FS sisma	Note
5	K2/K3	4,7542	0,29	Il cinematismo ha basso grado di realizzarsi a causa del basso peso statistico del sistema K2 (3.85%). Nel caso si presenti intervenire disaggiando od in alternativa consolidando.
6	K2/K5	76,8855	1,95	
7	K2/K6	14,1677	0,27	Il basso peso statistico di ambedue i sistemi K2 e K3 (3.85%), rende molto difficile il manifestarsi del cinematismo. Nel caso si presenti intervenire disaggiando od in alternativa consolidando.
26	2/4+1	52,25	1,93	

Tabella 26: Cinematismi tridimensionali identificati attraverso il software B-Rock fronte orientato N 170 verticale esposto E del cantiere superiore.

POTENZIALI RIBALTAMENTI

L'analisi condotta per via grafica mostra potenziali ribaltamenti relativi ai poli del sistema K2, tuttavia la scarsa frequenza della famiglia rende il cinematismo scarsamente realizzabile. Dal rilievo geostrutturale emerge che il sistema è caratterizzato da elevati valori di spaziatura, tanto è vero che durante la campagna di raccolta dati non sono state individuate discontinuità contenute nello stendimento, così da poter procedere alla elaborazione statistica del parametro. Al fine di definire un valore alla spaziatura così da ricercare l'altezza massima del volume colonnare potenzialmente soggetto a ribaltamento, si è ritenuto d'utilizzare il valore minimo di spaziatura media modale individuato nell'ammasso roccioso in esame, coincidente con il valore di 0.41 del sistema K5

SISTEMI	Spessore volume colonnare (t)	Altezza massima volume (l)
K2	0,41 m	13,60 m

Tabella 27: Cinematismi ribaltamenti identificati attraverso l'analisi grafica fronte orientato N 170 verticale esposto E del CANTIERE SUPERIORE

8.2. CANTIERE INFERIORE

Il cantiere inferiore della Cava n.° 133 "Tacca" occupa il settore Nord-Orientale del subgiacimento dei Canaloni ed è costituita da bancate aventi altezza variabile e compresa tra i 6 e i 8 m.

8.2.1. FAMIGLIE DI DISCONTINUITÀ DEL CANTIERE INFERIORE

Per il cantiere inferiore sono state rintracciate attraverso *Dips* ed attraverso un foglio elettronico di *Excel* le famiglie di discontinuità riportate in Tabella 28 ed opportunamente numerate in ordine crescente nel software di calcolo *B-Rock*.

Famiglia B-Rock	Piano discontinuità (imm./incl.)	
1	K ₁	(89/82)
2	K ₂	(276/76)
3	K ₃	(35/76)

Tabella 28: Elenco delle famiglie di discontinuità considerate nel software B-Rock per il calcolo dei cinematismi planari, tridimensionali e ribaltamenti del cantiere inferiore.

8.2.2. Fronte orientato N 80 verticale esposto S

CINEMATISMI PLANARI

Dall'analisi grafica non si riscontrano cinematismi. L'orientazione del fronte considerato rispetto all'orientazione delle principali famiglie sono tra loro quasi perpendicolari.

CINEMATISMI TRIDIMENSIONALI

Dall'analisi grafica e per motivi geometrici non emergono cinematismi tridimensionali.

POTENZIALI RIBALTAMENTI

L'analisi condotta per via grafica (basata esclusivamente sulle caratteristiche geometriche) non ha evidenziato potenziali ribaltamenti dovuti alle discontinuità principali.

8.2.3. Fronte orientato N 175 verticale esposto E

CINEMATISMI PLANARI

In Tabella 29 si riportano i sistemi soggetti a potenziali scivolamenti planari ricavati mediante l'analisi grafica.

H bancata	SISTEMI	FS sisma	Vol.*in mc	Note
9 m	K1	0,579	25,5	Far coincidere il fronte con la discontinuità evita il formarsi di cinematismo.

Tabella 29: Cinematismi planari fronte N 175 subvert.esp. E.

CINEMATISMI TRIDIMENSIONALI

In Tabella 30 si riportano le potenziali combinazioni che potrebbero emergere sul fronte in oggetto ed i relativi coefficienti di sicurezza. I risultati sono riportati in esteso nei listati allegati.

Blocco	Combi. Piani	Vol. in mc	FS sisma	Note
1	K1/K2	132,642	14,84	
2	K1/K3	34,585	0,00	Il cuneo tende a perdere contatto con la superficie, la scarsa percentuale di K3 (9,7%) limita l'estensione del fenomeno. Procedere al suo distacco od in alternativa al suo consolidamento

Tabella 30: Cinematismi tridimensionali fronte N 175 subvert.esp. E.

POTENZIALI RIBALTAMENTI

L'analisi condotta per via grafica (basata esclusivamente sulle caratteristiche geometriche) mostra potenziali ribaltamenti relativi ai poli del sistema K2, come illustrato in Tabella 31 dove vengono riportati anche i risultati ottenuti dall'applicazione della formula di Timoshenko e Gere.

SISTEMI	Spessore volume colonnare (t)	Altezza massima volume (l)
K2	0,75 m	23,97 m

Tabella 31: Potenziali ribaltamenti fronte N 175 subvert.esp. E.

8.2.4. CANTIERE MARMO NERO

8.2.4.1. famiglie di discontinuità del CANTIERE MARMO NERO

Nonostante che gli affioramenti di Marmo Nero siano interni al cantiere inferiore dal punto di vista cinematico lo stesso è stato trattato come un cantiere a sestante. A tal fine sono state rintracciate attraverso *Dips* ed attraverso un foglio elettronico di *Excel* le famiglie di discontinuità riportate in Tabella 32 ed opportunamente numerate in ordine crescente nel software di calcolo *B-Rock*.

Famiglia B-Rock	Piano discontinuità (imm./incl.)	
1	K1	(111/77)
2	K2	(299/75)
3	K4	(209/80)

Tabella 32: Elenco delle famiglie di discontinuità considerate nel software B-Rock per il calcolo dei cinematicismi planari, tridimensionali e ribaltamenti della Cantiere Marmo Nero

8.2.4.1.1. Fronte orientato N 10 verticale esposto E

CINEMATISMI PLANARI

In Tabella 33 si riporta il sistema soggetto a potenziale scivolamento planare ricavato mediante l'analisi grafica.

H bancata	SISTEMI	FS sisma	Vol.* in mc	Note
10 m	K1	0,347	28,90	Far coincidere preventivamente fronte e discontinuità evita il manifestarsi dell'evento

Tabella 33: Cinematicismi planari fronte orientato N10 esposto E.

CINEMATISMI TRIDIMENSIONALI

In Tabella 34 si riportano le potenziali combinazioni che potrebbero emergere sul fronte in oggetto ed i relativi coefficienti di sicurezza. I risultati sono riportati in esteso nei listati allegati.

Blocco	Comb. Piani	Vol. in mc	FS sisma	Note
1	K1-K2	279,024	12,4 1	
2	K1-K4	57,153	0,41	Il basso peso statistico del sistema K4 (7.50% rende difficilmente realizzabile il cinematicismo Nel caso si presenti intervenire disaggiando od in alternativa consolidamento
5	K1-K4+K2	43,292	0,47	Il basso peso statistico del sistema K4 (7.50% rende difficilmente realizzabile il cinematicismo Nel caso si presenti sviluppare analisi specifica e intervenire disaggiando od in alternativa consolidamento

Tabella 34: Cinematicismi tridimensionali per il fronte N10 subvert. esp.

E.

POTENZIALI RIBALTAMENTI

L'analisi condotta per via grafica evidenzia potenziali ribaltamenti relativi a poli del sistema K2; nella sottostante Tabella 35 sono riportati i risultati ottenuti dall'applicazione della formula di Timoshenko e Gere

SISTEMI	Spessore volume colonnare (t)	Altezza massima volume (l)
K2	1,37 m	33,36 m

Tabella 35: Potenziali ribaltamenti per il fronte N 10 subvert. esp. E.

8.2.4.1.2. Fronte orientato N 30 verticale esposto SE

CINEMATISMI PLANARI

In Tabella 36 si riporta il sistema soggetto a potenziale scivolamento planare ricavato mediante l'analisi grafica.

H bancata	SISTEMI	FS sisma	Vol.* in m	Note
10 m	K1	0,347	28,90	Far coincidere preventivamente fronte discontinuità evita il manifestarsi dell'evento

Tabella 36: Cinematismi planari per il fronte orientato N30 esposto SE.

CINEMATISMI TRIDIMENSIONALI

In Tabella 37 si riportano le potenziali combinazioni che potrebbero emergere sul fronte in oggetto ed i relativi coefficienti di sicurezza. I risultati sono riportati in esteso nei listati allegati.

Blocco	Comb. Piani	Vol. in mc	FS sisma	Note
2	K1-K4	33,3898	0,32	Il basso peso statistico del sistema K4 (7.50%) rende difficilmente realizzabile il cinematismo. Nel caso presenti intervenire disgiungendo od in alternativa consolidamento
5	K1-K4+K2	27,8753	0,34	Il basso peso statistico del sistema K4 (7.50%) rende difficilmente realizzabile il cinematismo. Nel caso presenti intervenire disgiungendo od in alternativa consolidamento

Tabella 37: Cinematismi tridimensionali fronte N30 verticale esposto SE.

POTENZIALI RIBALTAMENTI

L'analisi condotta per via grafica evidenzia potenziali ribaltamenti relativi a poli del sistema K2; nella sottostante Tabella 38 sono riportati i risultati ottenuti dall'applicazione della formula di Timoshenko e Gere

SISTEMI	Spessore volume colonnare (t)	tezza massima volume (l)
K2	1,37 m	33,36 m

Tabella 38: Potenziali ribaltamenti fronte N 30 verticale esposto SE.

8.2.4.1.3. Fronte orientato N 100 verticale esposto N

CINEMATISMI PLANARI

Dall'analisi grafica non emergono cinematismi planari.

CINEMATISMI TRIDIMENSIONALI

In Tabella 39 si riportano le potenziali combinazioni che potrebbero emergere sul fronte in oggetto ed i relativi coefficienti di sicurezza. I risultati sono riportati in esteso nei listati allegati.

Blocco	Comb. Piani	Vol. in mc	FS sisma	Note
1	K1-K2	273,741	12,41	
2	K1-K4	7,0234	0,0	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie, proceder immediato disgiungo o consolidamento od analisi specifica. Il basso peso statistico del sistema K4 (7.50%) rende difficilmente realizzabile il cinematismo
3	K2-K4	43,9592	0,59	Il basso peso statistico del sistema K4 (7.50%) rende difficilmente realizzabile il cinematismo. Nel caso si presento intervenire disgiungendo od in alternativa consolidamento

Tabella 39: Cinematismi tridimensionali fronte N100 verticale esposto N.

POTENZIALI RIBALTAMENTI

L'analisi condotta per via grafica evidenzia potenziali ribaltamenti relativi a poli del sistema K4; nella sottostante Tabella 40 sono riportati i risultati ottenuti dall'applicazione della formula di Timoshenko e Gere

SISTEMI	Spessore volume colonnare (t)	Altezza massima volume (l)
K4	0,96 m	26,31 m

Tabella 40: Potenziali ribaltamenti fronte N 100 verticale esposto N.

8.2.4.1.4. Fronte orientato N 120 verticale esposto NE

CINEMATISMI PLANARI

Dall'analisi grafica non emergono cinematismi planari.

CINEMATISMI TRIDIMENSIONALI

In Tabella 41 si riportano le potenziali combinazioni che potrebbero emergere sul fronte in oggetto ed i relativi coefficienti di sicurezza. I risultati sono riportati in esteso nei listati allegati.

Blocco	Comb. Piani	Vol. in mc	FS sisma	Note
1	K1-K2	273,2177	12,41	
2	K1-K4	87,328	0,0	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie procedere immediato disaggio o consolidamento od analisi specifica. Il basso peso statistico del sistema K4 (7.50% rende difficilmente realizzabile il cinematismo
3	K2-K4	123,7405	0,56	Il basso peso statistico del sistema K4 (7.50%) rende difficilmente realizzabile il cinematismo. Nel caso s presenti intervenire disaggiando od in alternativa consolidamento

Tabella 41: Cinematismi tridimensionali fronte N120 verticale esposto NE.

POTENZIALI RIBALTAMENTI

L'analisi condotta per via grafica evidenzia potenziali ribaltamenti relativi a poli del sistema K4; nella sottostante Tabella 42 sono riportati i risultati ottenuti dall'applicazione della formula di Timoshenko e Gere

SISTEMI	Spessore volume colonnare (t)	Altezza massima volume (l)
K4	0,96 m	26,31 m

Tabella 42: Potenziali ribaltamenti fronte N 120 verticale esposto NE.

9. ANALISI E VERIFICHE DELLE TECCHIE

L'unità estrattiva 133 "Tacca" è caratterizzata dalla presenza di due differenti tecchie, che limitano, la prima, il Cantiere Superiore e, la seconda, il Cantiere Inferiore.

Al fine di eseguire le verifiche di stabilità i parametri geotecnici utilizzati sono quelli ricavati dall'elaborazione statistica dei dati raccolti e dalla classificazione dell'ammasso roccioso riferiti alle condizioni attuali della rispettiva area di appartenenza.

In funzione di questo le tecchie possono essere definite:

- Tecchia del Cantiere Inferiore: ha un'altezza compresa tra 60 e 45 m, anche se nelle verifiche si è impiegato il valore maggiore. Nel complesso è orientata all'incirca N-S, con fronte che parzialmente coincide con discontinuità ascrivibili al sistema K1. Nel dettaglio i fronti che la compongono, all'interno del range di variazione di $\pm 10^\circ$, hanno orientazione N000-85°E; N015-85°E e N085-85°S;
- Tecchia del Cantiere Superiore: ha un'altezza di circa 45 m e limita verso Ovest il piazzale di q. 936.50 m s.l.m.. La tecchia è caratterizzata da una variazione di acclività che la suddivide in due tratti aventi differenti valori di inclinazione. Il tratto inferiore, costituito da gradoni residui con altezza compresa tra 6-4 m e pedata tra 1.40 e 4.90, è caratterizzato da un valore di 66° , mentre il tratto superiore, costituito da gradoni residui con altezza compresa tra 5-9 m e pedata compresa tra 10-7.0 m, è caratterizzato da un valore di 40° .

A titolo precauzionale nella verifica di stabilità sono state analizzate le ipotesi peggiorative, ovvero l'inclinazione e l'altezza massime riscontrabile in sito.

Di seguito si riporta la discussione delle analisi effettuate al fine di determinare eventuali cinematismi riscontrabili (scivolamento planare e tridimensionale).

9.1. TECCHIE DEL CANTIERE INFERIORE

Il fronte residuo è all'incirca orientato N-S ed inclinato di 85° Est, pur presentando locali variazioni di direzione. Esso delimita verso Ovest il cantiere inferiore e lo divide da quello cantiere superiore con un dislivello di circa 58 m, che nelle verifiche è stato approssimato a 60 m.

Il fronte localmente coincide con una o più fratture esposte ascrivibili al sistema K1.

A titolo precauzionale l'analisi di stabilità è stata eseguita considerando il fronte verticale con un'altezza di 60 m.

9.1.1. Resistenza al taglio delle discontinuità

Sulla base di quanto esposto nel corrispondente paragrafo, ed utilizzando sempre il medesimo foglio di calcolo, è stato stimato il valore massimo e minimo dei parametri geotecnici di picco per un'altezza di 30 e 60 m. I parametri, calcolati attraverso il criterio di rottura di Barton-Choubey, sono riportati nella sottostante Tabella 43.

Caratterizzazione del giunto

secondo il criterio di rottura curvilineo di Barton-Choubey

Dati d'ingresso		Min	Max			
Angolo di attrito di base		31.0	31.0	[°]		
Joint Roughness Coefficient		6.0	8.0	[1]		
Joint Compressive Strenght		70.0	90.0	[MPa]		
Peso di volume ammasso roccioso		26,5		[kN/m ³]		
Campo di applicabilità criterio Barton-Choubey	σ_n min	0.0	0.0	MPa		
	σ_n max	70.0	90.0	MPa		
Stato tensionale previsto			Coesione [kPa]		Angolo di attrito	
	[m]	[MPa]	min	max	min	max
prof. min	30,00	0,810	68,0	107,1	39,9	43,7
prof. max	60,00	1,620	128,6	196,2	38,1	41,3

Valori di calcolo

Stato tensionale previsto			Coesione [kPa]		Angolo di attrito	
	[m]	[MPa]	min	max	min	max
prof. min	30,00	0,810	54,4	85,7	33,8	37,4
prof. max	60,00	1,620	102,9	156,9	32,1	35,1

Tabella 43: Stima dei parametri di resistenza delle discontinuità in riferimento all'analisi delle tecchie del cantiere inferiore; la caratterizzazione del giunto secondo il criterio di rottura curvilineo di Barton-Choubey.

9.1.2. Orientazione delle discontinuità

Al fine di eseguire le verifiche analitiche si è utilizzato il programma B-ROCK dove sono state analizzate la formazione di cunei tra il fronte e le famiglie di discontinuità già considerate (Tabella 44).

Famiglia B-Roc	Piano discontinuità (imm./incl.)	
1	K ₁	(89/82)
2	K ₂	(276/76)
3	K ₃	(35/76)

Tabella 44: Elenco delle famiglie di discontinuità considerate nel software B-Rock per il calcolo dei cinematismi planari e tridimensionali delle tecchie del cantiere inferiore e relativa immersione ed inclinazione del piano medio della discontinuità.

9.1.3. Fronte orientato N000 verticale esposto E

In Tabella 45 si riportano i sistemi soggetti a potenziali scivolamenti planari ricavati mediante l'analisi grafica.

H bancata	SISTEMI	FS sism	Vol.* in mc	Note
60 m	K1	0,441	559,50	Far coincidere preventivamente fronte e discontinuità evita manifestarsi dell'evento

Tabella 45: Cinematismi planari tecchia N 000 verticale esposto E.

CINEMATISMI TRIDIMENSIONALI

In Tabella 46 si riportano le potenziali combinazioni che potrebbero emergere sul fronte in oggetto ed i relativi coefficienti di sicurezza. I risultati sono riportati in esteso nei listati allegati.

Blocco	Comb. Piani	Vol. in mc	FS sisma	Note
1	K1-K2	10919,585	0,3	Il basso peso statistico del sistema K2 (4,60%) rende difficilmente realizzabile il cinematismo. Nel caso si presenti sviluppare analisi specifica ed intervenire disaggiando od in alternativa consolidamento
2	K1-K3	29463,911	0,15	Il basso peso statistico del sistema K3 (5,75%) rende difficilmente realizzabile il cinematismo. Nel caso si presenti sviluppare analisi specifica e intervenire disaggiando od in alternativa consolidamento

Tabella 46: Cinematismi tridimensionali tecchia N 000 verticale esposta E.

9.1.4. Fronte orientato N 15 verticale esposto E

CINEMATISMI PLANARI

In Tabella 47 si riporta il sistema soggetto a potenziale scivolamento planare ricavato mediante l'analisi grafica.

H bancata	SISTEMI	FS sisma	Vol.* in mc	Note
60 m	K1	0,441	559,50	Far coincidere preventivamente fronte e discontinuità evita il manifestarsi dell'evento

Tabella 47: Cinematismi planari tecchia N15 verticale esposto E.

CINEMATISMI TRIDIMENSIONALI

In Tabella 48 si riportano le potenziali combinazioni che potrebbero emergere sul fronte in oggetto ed i relativi coefficienti di sicurezza. I risultati sono riportati in esteso nei listati allegati.

Blocco	Comb. Piani	Vol. in mc	FS sisma	Note
1	K1-K2	605,255	0,16	Il basso peso statistico del sistema K (4,60%) rende difficilmente realizzabile il cinematismo. Nel caso si presenti sviluppare analisi specifica e intervenire disaggiando od in alternativa consolidamento

Tabella 48: Cinematismi tridimensionali tecchia N 15° verticale esposta SE.

9.1.5. Fronte orientato N 175 verticale esp. E

CINEMATISMI PLANARI

Dall'analisi grafica e per motivi geometrici non emergono cinematismi planari.

CINEMATISMI TRIDIMENSIONALI

In Tabella 49 si riportano le potenziali combinazioni che potrebbero emergere sul fronte in oggetto ed i relativi coefficienti di sicurezza. I risultati sono riportati in esteso nei listati allegati.

Blocco	Comb. Piani	Vol. in mc	FS sisma	Note
1	K1-K2	2418,79	13,54	
8	K3-K5	3320,71	0,84	Il basso peso statistico del sistema K5 (1,9%), rende difficilmente realizzarsi il cinematismo. Se si presenta, si consiglia di consolidare o verificare.
10	K5-K6	18538,37	4,58	
38	K5-K6+K1	6360,16	4,48	
39	K5-K6+K2	11806,54	4,53	

Tabella 49: Cinematismi tridimensionali tecchia N 175 verticale° esp. E.

9.2. TECCHIE DEL CANTIERE SUPERIORE

La tecchia limita verso Ovest il cantiere, la sua orientazione è circa N-S ed altezza di circa 45 m.. Essa è caratterizzata da una variazione della acclività, che la suddivide all'incirca a metà della sua estensione. Il tratto inferiore, costituito da gradoni residui con altezza compresa tra 6-4 m e pedata tra 1.40 e 4.90, è caratterizzato da un valore di 66°, mentre il tratto superiore, costituito da gradoni residui con altezza compresa tra 5-9 m e pedata compresa tra 10-7.0 m, è caratterizzato da un valore di 40°.

In relazione a queste condizioni geostrutturali sono state approntate due tipologie di analisi dove:

nello scivolamento planare si è considerato un fronte unico con inclinazione costante di 66° (massimo rilevato nel cantiere superiore), esteso su tutta l'altezza;

nello scivolamento tridimensionale si è considerata la geometria reale, analizzando la tecchia come realmente è costituita da doppia acclività, di 66° per il tratto inferiore, e di 40° per il tratto superiore.

9.2.1. Resistenza al taglio delle discontinuità

Sulla base di quanto esposto nel corrispondente paragrafo, ed utilizzando sempre il medesimo foglio di calcolo, si sono stimati il valore massimo e minimo dei parametri geotecnici di picco per una profondità di 20 e 50 m. I parametri sono stati calcolati attraverso il criterio di rottura di Barton-Choubey, come illustrato in Tabella 50.

Caratterizzazione del giunto

secondo il criterio di rottura curvilineo di Barton-Choubey

Dati d'ingresso			Min	Max		
Angolo di attrito di base			31.0	31.0	[°]	
Joint Roughness Coefficient			6.0	8.0	[1]	
Joint Compressive Strength			70.0	90.0	[MPa]	
Peso di volume ammasso roccioso			26,5		[kN/m ³]	
Campo di applicabilità criterio Barton-Choubey	σ_n min		0.0	0.0	MPa	
	σ_n max		70.0	90.0	MPa	
Stato tensionale previsto			Coesione [kPa]		Angolo di attrito	
	[m]	[MPa]	min	max	min	max
prof. min	20.00	0.540	46.2	74.2	41.0	45.1
prof. max	50.00	1.325	106.9	164.5	38.6	42.0

Valori di calcolo

Stato tensionale previsto			Coesione [kPa]		Angolo di attrito	
	[m]	[MPa]	min	max	min	max
prof. min	20.00	0.540	37.6	60.3	34.8	38.7
prof. max	50.00	1.350	87.0	133.7	32.5	35.7

Tabella 50: Stima dei parametri di resistenza delle discontinuità in riferimento all'analisi delle tecchie del cantiere superiore; la caratterizzazione del giunto secondo il criterio di rottura curvilineo di Barton-Choubey.

9.2.2. Orientazione delle discontinuità nel cantiere SUPERIORE

Al fine di eseguire le verifiche analitiche si è utilizzato il programma *B-Rock* e sono state considerate le stesse famiglie di discontinuità considerate per la verifica dei fronti di scavo precedentemente illustrate per il cantiere superiore. In particolare, per le tecchie verranno utilizzati i piani di discontinuità di Tabella 51.

Famiglia B-Rock	Piano discontinuità (imm./incl.)	
1	K ₁	(85/79)
2	K ₂	(279/79)
3	K ₃	(43/79)
4	K ₅	(139/71)
5	K ₆	(341/81)

Tabella 51: Elenco delle famiglie di discontinuità considerate nel software *B-Rock* per il calcolo dei cinematismi planari e tridimensionali delle tecchie del cantiere superiore e relativa immersione ed inclinazione del piano medio della discontinuità.

9.2.2.1. TECCHIA N005 66° (40°)

CINEMATISMI PLANARI

Dall'analisi grafica e per motivi geometrici non emergono cinematismi planari.

CINEMATISMI TRIDIMENSIONALI

In Tabella 52 si riportano le potenziali combinazioni che potrebbero emergere sul fronte in oggetto ed i relativi coefficienti di sicurezza. I risultati sono riportati in esteso nei listati allegati.

Blocco	Comb. Pian	Vol. in mc	FS sisma	Note
10	K5-K6	5824,19	3,33	
39	K5-K6+K2	13114,27	3,27	

Tabella 52: Cinematismi tridimensionali identificati attraverso il software *B-Rock* per la tecchia orientata N 010 66°(40°) esposto SE .

9.2.3. TECCHIA N 030 66° (40°) SE

CINEMATISMI PLANARI

Dall'analisi grafica non emergono cinematismi planari.

CINEMATISMI TRIDIMENSIONALI

In Tabella 53 si riportano le potenziali combinazioni che potrebbero emergere sul fronte in oggetto ed i relativi coefficienti di sicurezza. I risultati sono riportati in esteso nei listati allegati.

Blocco	Comb. Piani	Vol. in mc	FS sisma	Note
10	K5-K6	3189,52	3,43	

Tabella 53: Cinematismi tridimensionali identificati attraverso il software *B-Rock* tecchia orientata N 30 66°(40°) esposto SE .

9.2.4. Considerazioni sulle tecchie

Dalla analisi intrapresa emerge che:

per la tecchia dell'Area Produttiva (cantiere inferiore) durante la fase di lavoro si deve sempre cercare di porre il fronte coincidente con le eventuali fratture ascrivibili al sistema K1, così da evitare il formarsi di volumi potenzialmente instabili allo scivolamento planare. Applicando tale raccomandazione si elimina, di conseguenza, la possibilità di formazione di volumi tridimensionali che possano coinvolgere detto sistema, indubbiamente il più diffuso, nella formazione di cunei anche potenzialmente instabili;

per la tecchia dell'Area Semiproduttiva (cantiere superiore) l'attuale orientazione leggermente difforme da quella progettata nel precedente piano di lavoro è dovuta alla diffusa presenza di inclusioni dolomitiche che caratterizzano questa parte di tecchia. Tali inclusioni, impendendo di fatto la propagazione delle fratture persistenti, hanno obbligato le due Direzioni di cava a modificare l'orientazione locale della tecchia, così da formare fronti che si distaccano, leggermente dalla quella che era programmata e coincidente con la direzione dei sistemi di discontinuità presi a riferimento. Tale variazione di fatto non ha sollevato grosse problematiche strutturali nella tecchia; in quanto l'aver realizzato, da parte della Direzione di cava, una gradonatura residua dove le bancate hanno mediamente alzata di circa 5.00 e pedata di 1.50 m ha di fatto contenuto gli effetti derivanti dalla variazione di direzione, in quanto i volumi realizzabili e potenzialmente instabili rimangono contenuti e confinati a livello di bancata.

Carrara, 30.09.2024

Il Legale Rappresentante


Sig. Franco CATTANI

I Tecnici

Dott. Geol. Fiorenzo DUMAS


Dott. Ing. Giacomo DEL NERO

APPENDICE A: SPETTRI DI RISPOSTA SISMICA (D.M. 14 GENNAIO 2008)

8/4/2019

EdiLus-MS - Servizio Rilevazione Pericolosità Sismica - ACCA software

EdiLus-MS

Mappe Sismiche

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

ad es. "Contrada Rosole, 13 BAGNOLI IRPINO"

Contrada Rosole, 13 BAGNOLI IRPINO



44.11008632, 10.18749205

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	0.053	2.447	0.240
Danno	50	0.067	2.454	0.254
Salvaguardia Vita	475	0.169	2.398	0.285
Prevenzione Collasso	975	0.217	2.393	0.294

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



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

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

1/2