

# COMUNE DI CARRARA

## PROVINCIA DI MASSA CARRARA

### PIANO DI COLTIVAZIONE CAVA DENOMINATA "NOCCIOLA" N. 54



REDATTA AI SENSI DELLA L.R. 10/10 E L.R. 35/15

ESERCENTE:

**Società Apuana Marmi S.r.l.**

TITOLO:

**RELAZIONE GEOMECCANICA  
DI STABILITA'**

II TECNICO:

Dott. Ing. Massimo Gardenato  
ingegnere minerario



TAV.:

DATA:

**GENNAIO 2026**

FILE:

RelTec\_26



via G.Pascoli, 44 55032 Castelnuovo Garf.na (LU) - via di Turigliano, 24a 54033 Carrara (MS)  
Tel. 0585 093077 e e-mail: studio@rocnnet.net



## RELAZIONE GEOMECCANICA DI STABILITA'

### **Premessa**

La presente relazione, completa di allegati cartografici, è stata redatta a supporto della Verifica di assoggettabilità a Via ai sensi dell'art. 48 della L.R. 10/10 per la cava "Nocciola" n° 54, sita nel bacino estrattivo di Torano ed esercita dalla Società Apuana Marmi s.r.l..

La nuova variante progettuale nasce dalla necessità di aggiornare il piano di coltivazione e poter proseguire le coltivazioni a seguito della scadenza dell'autorizzazione vigente prevista per il 30/04/2026.

La cava risulta autorizzata all'escavazione con Det. Dir. N° 04906 del 13/10/2022 successivamente prorogata fino al 30/04/2026.

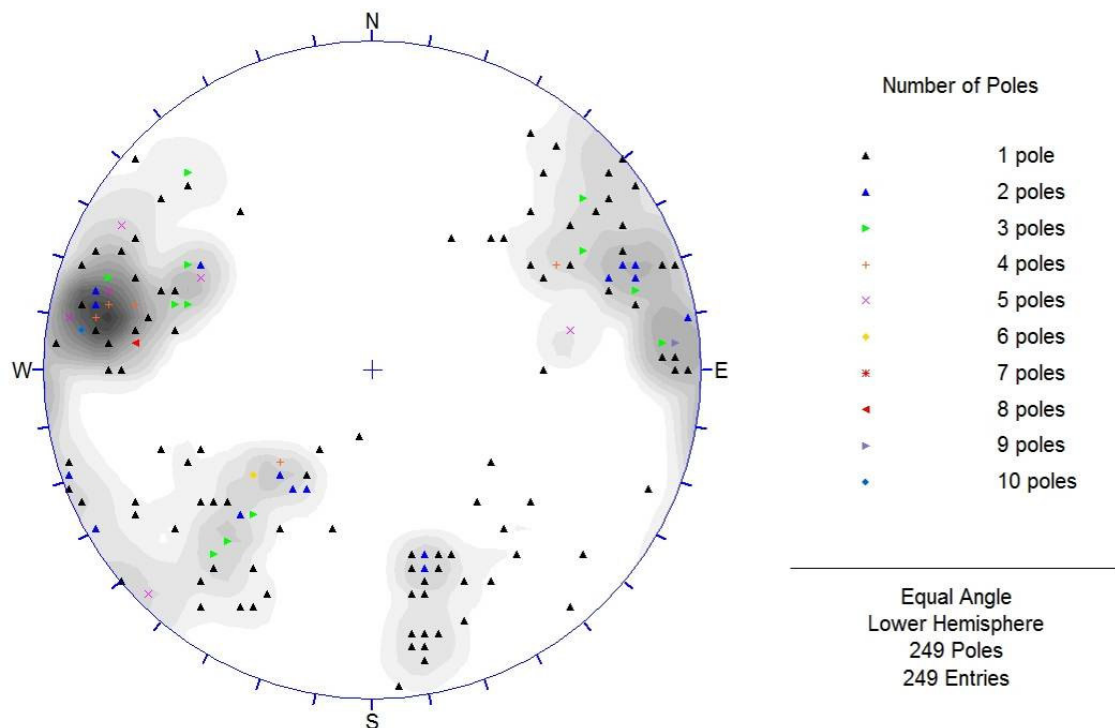


### 9.1 - Rilievo strutturale dell'ammasso roccioso.

Il rilievo geomeccanico, è stato aggiornato il rilievo svolto nel luglio 2018 in quanto le coltivazioni condotte da allora sono state veramente minimali, ha riguardato i principali fronti della cava oramai abbandonati da diverso tempo e laddove è stato recentemente realizzato l'accesso al sotterraneo. I dati ricavati con il rilevamento effettuato lungo stendimenti, dove possibile, sono stati analizzati statisticamente per ricavare i parametri tipici delle caratteristiche strutturali dell'ammasso roccioso:

- numero di famiglie
- spaziatura
- persistenza
- apertura
- caratteristiche superficiali

Nella figure delle pagine seguenti si riportano, mediante rappresentazioni stereografiche, la distribuzione della densità dei poli dei piani di frattura suddivisi nei tre gruppi di rilievo sopra menzionati.





I dati così ottenuti sono stati raccolti ed elaborati con le usuali tecniche statistiche cercando di determinare la distribuzione e le rispettive caratteristiche delle famiglie di discontinuità nell'ipotesi che i dati siano rappresentati da una distribuzione di tipo normale. Tale assunzione, ovviamente, ha talvolta carattere di arbitrarietà e, del resto, sovente i dati di campagna non permettono di poter stabilire se la distribuzione possa essere di tipo diverso, pur se concettualmente sia possibile. Tale asserzione trova riscontro<sup>3</sup> anche nelle recenti note "Rock Engineering – course notes by E. Hoek" (2002), laddove si sottolinea come la distribuzione statistica dei parametri geomeccanici sia ben approssimata da una distribuzione di tipo normale, a meno di non avere a disposizione una rilevante mole di dati da cui derivare un tipo diverso di rappresentazione. E' evidente come spesso i dati ricavati dai rilievi di campagna possano non essere sufficienti per definire una distribuzione in modo sufficientemente corretto o, in altri termini, per avere una distribuzione di tipo significativo. In questi casi, a parere dello scrivente, deve essere la sensibilità del tecnico a stabilire se si è in presenza, ad esempio nel caso di un raggruppamento di discontinuità in un intervallo di valori di immersione ed inclinazione, di un fenomeno per l'appunto significativo e cioè correlato con una reale caratteristica dell'ammasso roccioso, magari anche solo limitata ad una porzione dello stesso, o se invece si è in presenza di una serie di esemplari casuali. La distribuzione di detti esemplari potrà pertanto anche non essere di tipo normale ed essere trattata, ad esempio, come uniforme laddove gli esemplari siano pochi e spazati tra loro, ma questo, a parere dello scrivente, poco sposta rispetto alle successive analisi di tipo previsionale da effettuare.

Pertanto, a margine di quanto sopra, va sottolineato come spesso la definizione di un raggruppamento di discontinuità quale famiglia, possa anche essere, dal punto di vista statistico, fatto privo di significatività.



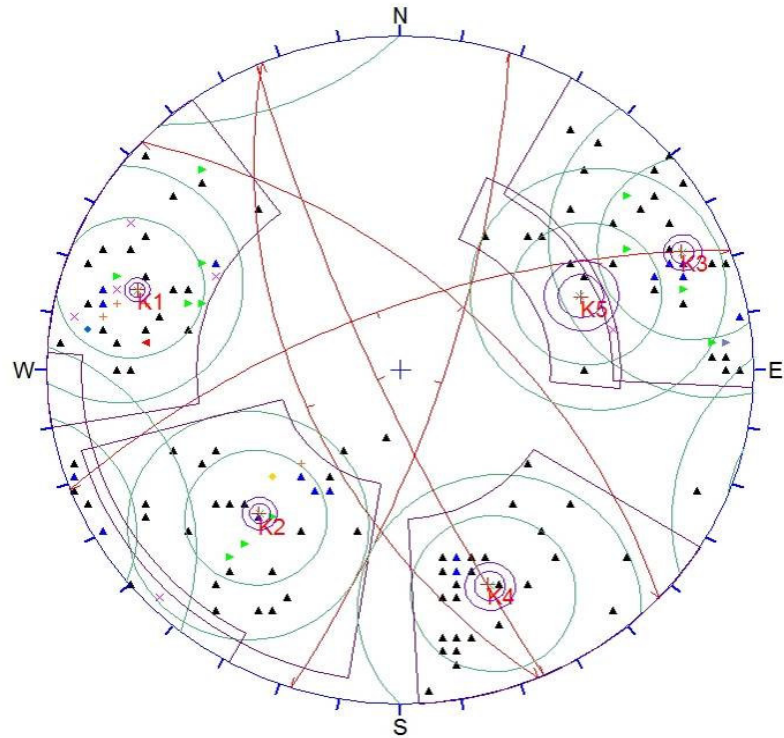
### Caratteristiche di fratturazione

Si riportano di seguito i valori medi di immersione ed inclinazione determinati con il presente aggiornamento.

<i>Raggruppamento medio</i>	<i>Immersione media</i>	<i>Inclinazione media</i>	<i>Limite variabilità (2<math>\sigma</math>)</i>
K1	108°	76°	24.19
K2	43°	60°	28.56
K3	248°	80°	27.93
K4	338°	69°	28.35
K5	247°	58°	30.24

Nella quarta colonna si riporta il limite di variabilità calcolato per  $\sigma=95.44\%$  (si veda il tabulato riportato successivamente alle figure in cui sono riassunte tutte le caratteristiche dei raggruppamenti medi come evidenziati dal “Dips Document Information” del programma DIPS®). Il programma utilizzato per il trattamento e lo studio dei dati strutturali raccolti in campagna (DIPS® di Rocscience Inc. Canada) permette di visualizzare mediante rappresentazioni stereografiche la distribuzione della densità dei poli dei piani medi, i raggruppamenti medi individuati, e tutte le informazioni strutturali di ausilio all’analisi.

Nelle figure delle pagine seguenti si riportano, mediante rappresentazioni stereografiche, la distribuzione della densità dei poli dei piani di frattura complessivamente rilevati in tutta l’area, nonché le ciclografie ed i poli corrispondenti dei piani medi utilizzati per l’analisi di stabilità. In particolare si riporta di seguito alle suddette rappresentazioni il documento informativo (“Dips Document Information”) che riassume tutte le caratteristiche del rilievo ed i computi elaborati dal programma.



Stereogramma dei piani medi

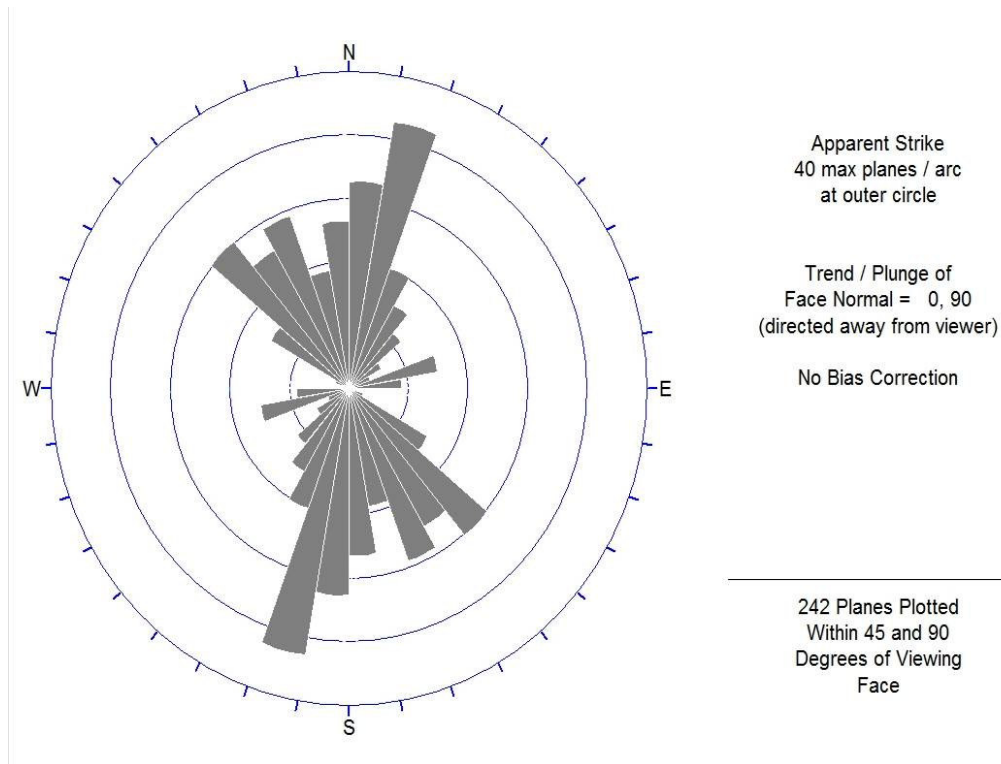


Diagramma a rosetta



## Dips Document Information

**Document Name:**

Aggiornamento Rilievo Luglio 2018 Cava Nocciola.dip

**Document Title:**

**Document Setup:**

Traverses: 0

Data is DIP/DIPDIRECTION format

Magnetic Declination (E pos): 0 degrees

Multiple Data Flag (Quantity) is OFF

10 Extra Data Columns

249 Poles from 249 Entries

**Global Mean Vector:**

Unweighted TREND/PLUNGE = 257.298/53.3726

Unweighted DIP/DIPDIRECTION = 36.6274/77.2976

**Set Planes (via Add Set Options):**

<u>ID</u>	<u>TREND/PLUNGE</u>	<u>DIP/DIPDIRECTION</u>	<u>LABEL</u>
1m	287.85/14.0952	75.9048/107.85	K1
2m	222.603/30.0073	59.9927/42.6033	K2
3m	68.4834/10.0319	79.9681/248.483	K3
4m	157.888/21.2626	68.7374/337.888	K4
5m	66.5747/31.9974	58.0026/246.575	K5

**Set Statistics**

Set: 1m (UNWEIGHTED)

91 Poles from 91 Entries

Fisher's K = 35.1579

68.26% Variability Limit = 14.6794 degrees

95.44% Variability Limit = 24.1928 degrees

99.74% Variability Limit = 33.8294 degrees

68.26% Confidence Limit = 1.55672 degrees

95.44% Confidence Limit = 2.55368 degrees

99.74% Confidence Limit = 3.54578 degrees

Set: 2m (UNWEIGHTED)

47 Poles from 47 Entries

Fisher's K = 25.3739

68.26% Variability Limit = 17.2977 degrees

95.44% Variability Limit = 28.5613 degrees

99.74% Variability Limit = 40.0558 degrees

68.26% Confidence Limit = 2.5637 degrees

95.44% Confidence Limit = 4.20594 degrees

99.74% Confidence Limit = 5.84071 degrees

Set: 3m (UNWEIGHTED)

56 Poles from 56 Entries

Fisher's K = 26.5049

68.26% Variability Limit = 16.9219 degrees

95.44% Variability Limit = 27.9327 degrees

99.74% Variability Limit = 39.1561 degrees

68.26% Confidence Limit = 2.29617 degrees

95.44% Confidence Limit = 3.76692 degrees

99.74% Confidence Limit = 5.23084 degrees

Set: 4m (UNWEIGHTED)

28 Poles from 28 Entries

Fisher's K = 25.7431

68.26% Variability Limit = 17.1723 degrees

95.44% Variability Limit = 28.3515 degrees

99.74% Variability Limit = 39.7553 degrees

68.26% Confidence Limit = 3.29589 degrees

95.44% Confidence Limit = 5.40765 degrees

99.74% Confidence Limit = 7.51053 degrees

---

**COMMITTENTE:**

Società Apuana Marmi s.r.l.

**OGGETTO:**

Progetto di coltivazione - Variante al piano di coltivazione della cava Nocciola n° 54

**DATA:**

Gennaio 2026



Set: 5m (UNWEIGHTED)

11 Poles from 11 Entries  
 Fisher's K = 22.6811  
 68.26% Variability Limit = 18.3041 degrees  
 95.44% Variability Limit = 30.2474 degrees  
 99.74% Variability Limit = 42.4753 degrees  
 68.26% Confidence Limit = 5.61125 degrees  
 95.44% Confidence Limit = 9.2106 degrees  
 99.74% Confidence Limit = 12.8008 degrees

**Set Window Limits**

<u>ID</u>	<u>TREND1/PLUNGE1</u>	<u>TREND2/PLUNGE2</u>	<u>WRAPPED</u>
1	260/40	323/0	NO
2	189/6	252/60	NO
3	29/0	92/26	NO
4	119/48	179/1	NO
5	25/26	93/53	NO

Di seguito si riporta la tabella riassuntiva delle caratteristiche medie delle fratture rilevate.

<i>Tabella riassuntiva caratteristiche medie delle fratture rilevate presso la cava "Nocciola" n° 54</i>									
<u>Famiglia</u>	<u>Imm./Inc.</u>	<u>Apertura</u>	<u>Riemp.</u>	<u>Persist.</u>	<u>Spaziatura</u>	<u>Morf. G.S.</u>	<u>Morf. P. S.</u>	<u>JRC<sub>0</sub></u>	<u>Acqua</u>
<b>K1</b>	108°/76°	chiusa	Assente	3 - 10 m	0.2 - 0.6 m	P	sm/dr	4.4	Dy
<b>K2</b>	43°/60°	1 - 5 mm	Assente	< 3 m	0.2 - 0.6 m	U	dr	6.8	Dy
<b>K3</b>	249°/80°	1 - 5 mm	Assente/Sf	3 - 10 m	0.2 - 0.6 m	U	dr	4.9	Da
<b>K4</b>	338°/69°	> 5	Assente	> 20	0.2 - 0.6 m	U	r	10.4	Dy
<b>K5</b>	247°/58°	chiusa	Assente	< 3 m	0.2 - 0.6 m	P	sm	2.5	Dy

Dai vari rilievi si sono ottenute informazioni relative a 249 giunti che, come detto, è stato possibile suddividere in cinque raggruppamenti medi di discontinuità. I giunti della famiglia K1 (108°/76°), presentano una persistenza compresa tra i 3 ed i 10 m, in maggioranza sono esemplari chiusi e con riempimento assente. In linea generale gli esemplari appartenenti a questa famiglia parevano, al momento del rilievo, asciutti. Le discontinuità di cui sopra si presentano debolmente rugose, con un andamento planare e con un grado di alterazione assente.

Gli esemplari medi appartenenti alla famiglia K2 (43°/60°), presentano persistenza minore ai 3 m, un'apertura media compresa tra 1 - 5 mm, riempimento assente, circolazione idrica nulla. Sono debolmente rugose alla piccola scala e ondulate alla grande scala. Le superfici non presentavano segni di alterazione.

Le discontinuità della famiglia K3 (248°/80°) possiedono una persistenza media di 3 - 10 m, un'apertura compresa tra 1 e 5 mm ed un riempimento di matrice terrosa (soft filling), talvolta



assente, pertanto si presentano umide ma praticamente inalterate. Morfologicamente sono rugose alla piccola scala e ondulate alla grande scala.

Le discontinuità appartenenti alla famiglia K4 ( $338^{\circ}/69^{\circ}$ ) si presentano principalmente in forma di superfici esposte hanno persistenza elevata ( $< 20$  m) e con morfologia rugosa alla piccola scala ed ondulata alla grande scala.

Le discontinuità della famiglia K5 ( $247^{\circ}/58^{\circ}$ ) presentano una persistenza inferiore ai 3 m, sono chiuse e senza riempimento, sono morfologicamente lisce alla piccola scala e planari alla grande scala. Le fratture rilevate non presentano evidenti segni di alterazione e al momento del rilievo non si sono osservate tracce di circolazione idrica.



## Caratterizzazione geomeccanica dell'ammasso roccioso e delle discontinuità

### Caratteristiche del materiale roccioso

Per queste si fa riferimento essenzialmente a dati di bibliografia e di laboratorio (Contratto di ricerca Comune di Carrara con CNR-FIRGET (2002) “Analisi di metodologie di calcolo e sperimentali applicabili nelle valutazioni statiche di coltivazioni di pietra ornamentale”. Con riferimento al progetto N. 1198 “Ricerca sulle metodologie di controllo geostrutturale e di bonifica delle pareti rocciose per la sicurezza dei fronti di cava nell’escavazione della pietra ornamentale” approvato con D.M. 16/12/1999 (Ministero del lavoro e della previdenza sociale). In sunto si hanno i seguenti valori:

- 
- Resistenza a compressione uniassiale: 70-100 MPa
- Resistenza a trazione: 6.6-10 MPa
- Modulo di elasticità o di Young: 50.000-65.000 MPa
- Resistenza a taglio della roccia intatta: 15-25 MPa
- Angolo di attrito interno del materiale: 35°-45°

### Classificazione geomeccanica

Sulla base dei dati ricavati dal rilievo è stato possibile giungere alla classificazione geomeccanica dell'ammasso roccioso secondo l'indice RMR (Bieniawski). Come detto in precedenza la classificazione sarà effettuata lavorando sui dati complessivi del rilievo strutturale. Detto valore è determinato sulla base della somma di diversi parametri legati alle caratteristiche dell'ammasso roccioso. I parametri valutati sono i seguenti:

- RQD,
- resistenza a compressione del materiale intatto,
- spaziatura delle discontinuità,
- condizioni delle discontinuità,
- condizioni idrauliche.

Al fine di ottenere un valore statisticamente significativo è opportuno redigere una tabella propedeutica dei rating riferiti alle condizioni delle discontinuità famiglia per famiglia, assegnando altresì a queste un peso per ottenere un rating ponderato complessivo da utilizzare nella classificazione.



**Tabella n.2**  
**Cava "Torrione"**  
**RATING RMR RELATIVO ALLE CONDIZIONI DELLE**  
**DISCONTINUITA'**

FAMIGLIA	PARAMETRI	DESCRIZIONE	RATING	PESO
<b>K1</b>	Persistenza	3 - 10 m	2	
	Separazione	c	6	
	Rugosità	sm/r	3	
	Riempimento	Ass.	6	
	Alterazione	U	6	
	Circolazione idrica	Dy	12	
		<b>Totale</b>		<b>35</b>
<b>K2</b>	Persistenza	< 3 m	4	
	Separazione	1 - 5 mm	1	
	Rugosità	dr	3	
	Riempimento	Ass.	6	
	Alterazione	U	6	
	Circolazione idrica	Dy	12	
		<b>Totale</b>		<b>32</b>
<b>K3</b>	Persistenza	3 - 10 m	2	
	Separazione	1 - 5 mm	1	
	Rugosità	dr	3	
	Riempimento	Ass. / Sf	4	
	Alterazione	U	6	
	Circolazione idrica	Da / Dy	10	
		<b>Totale</b>		<b>26</b>
<b>K4</b>	Persistenza	> 20 m	0	
	Separazione	> 5 mm	0	
	Rugosità	r	5	
	Riempimento	Ass.	6	
	Alterazione	U	6	
	Circolazione idrica	Dy	12	
		<b>Totale</b>		<b>29</b>
<b>K5</b>	Persistenza	c	6	
	Separazione	< 3 m	4	
	Rugosità	sm	1	
	Riempimento	Ass.	6	
	Alterazione	U	6	
	Circolazione idrica	Dy	12	
		<b>Totale</b>		<b>35</b>
<b>K62</b>		<b>RATING PESATO</b>	<b>31,51</b>	



In seguito debbono essere apportate, ove ritenuto necessario, delle correzioni in funzione dell'orientamento delle discontinuità rispetto alle direzioni di scavo preferenziali della cava correzioni sono prestabilite nell'ambito del sistema RMR.

- F1 (ca. 10°/90°)
- F2 (ca. 40°/90°)
- F3 (ca. 330°/90°)

Per una migliore leggibilità dei dati anche per queste correzioni è opportuno pertanto redigere una tabella che permetta di ponderare, tramite i medesimi pesi, l'importanza delle famiglie di discontinuità in relazione ai fronti di cava.

**Tabella n.3**  
**Cava "Torrione"**  
**RATING PONDERATO CORREZIONE ORIENTAZIONE**  
**FRONTI**

Famiglia	Peso	F1 (9°/90°)	F2 (40°/90°)	F3 (330°/90°)	
K1	0,39	0	-5	0	
K2	0,20	-5	-25	-5	
K3	0,24	0	0	-5	
K4	0,12	-25	-5	-25	
K5	0,05	0	0	0	
		-4,01	-7,60	-5,21	<b>-5,61</b>

Al fine di procedere alla classificazione occorre determinare il valore di RQD da inserire nel calcolo. In mancanza di carotaggi diretti si utilizza la nota relazione:

$$RQD = 115 - 3.3J_v$$

dove  $J_v$  rappresenta il numero totale di giunti per  $m^3$ .

Sulla base dei dati del rilievo è possibile calcolare:

$$RQD\% = 50 - 75\%$$

Di seguito sono quindi riportate le tabelle riassuntive che esprimono la classificazione geomeccanica dell'ammasso roccioso nella zona oggetto di studio.



**Tabella n.4**  
**Cava "Torrione"**  
**CLASSIFICAZIONE RMR SYSTEM**

Parametro	Intervallo di riferimento	Rating RMR
RQD	75% - 90%	13
Resistenza roccia intatta	50 - 100 MPa	9
Spaziatura discontinuità	0,2 - 0.6 m	10
Rating condizioni discontinuità	-	31,51
Correzione per orientamento giunti		-5,61
<b>RMR<sub>89</sub></b>	<b>Tot.</b>	<b>57,90</b>

Ammasso roccioso – criteri di resistenza

Il criterio di rottura empirico rappresentativo per l'ammasso roccioso generalmente riconosciuto è il criterio di Hoek-Brown che qui sarà adottato e seguito nella più recente versione (2002).

Va sottolineato come tale criterio sia ampiamente valido laddove la scala dello studio sia notevolmente maggiore rispetto a quella della spaziatura dei sistemi di discontinuità e comunque richiede che siano presenti almeno tre o più famiglie di fratture. In alcune posizioni vista l'ampia spaziatura riscontrabile potrebbe essere in realtà eccessivamente penalizzante per la verifica in quanto indicherebbe valori di resistenza inferiori a quelli reali.

Sulla base della classificazione geomeccanica sopra riportata si sono ricavati i valori di RMR per l'area oggetto di studio. A detti parametri cui può essere associato il valore dell'indice GSI della classificazione di Hoek-Brown (1997) che può essere individuato partendo dall'indice RMR<sub>89</sub> mediante opportuna elaborazione consistente in:

- settare il coefficiente sulle caratteristiche idriche a 15 (assenza di acqua)
- azzerare il coefficiente per l'orientamento delle discontinuità

Questo indice prende il nome di BMR<sub>89</sub>, da cui:



$$GSI = BMR_{89} - 5$$

Pertanto per l'area in esame:

Indici caratteristici dell'ammasso roccioso			
UBICAZIONE	RMR <sub>89</sub>	BMR <sub>89</sub>	GSI
Cava "Nocciola" n° 55	57.90	67.0	62.0

Va puntualizzato che gli autori stessi (Hoek e Brown) sottolineano come sia preferibile individuare un range di variabilità piuttosto che un valore univoco, ad esempio  $62 \pm 5$  ed in via cautelativa sarà adottato il valore minimo di GSI pari a 57.

Tale parametro è necessario per il calcolo dei parametri  $m$  ed  $s$  da introdurre nella legge modificata di Hoek-Brown (1988, 1997):

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

con:  $\sigma_1$  e  $\sigma_3$  tensioni principali massima e minima (il criterio non tiene conto della tensione intermedia  $\sigma_2$ ) e per  $GSI > 25$ :

$$m_b = m_i \times e^{\frac{GSI-100}{28-14D}} \quad s = e^{\frac{GSI-100}{9-3D}} \quad a = 0,5 \quad (\text{da Hoek e Brown, 1990, 1997})$$

dove  $m_i$  dipende dalla roccia intatta.

Per il marmo (da prove di Franklin e Hoek)  $m_i$  vale 7.7, e  $\sigma_{ci}$  carico monoassiale di rottura materiale roccioso (qui ipotizzato in 100 MPa sulla base della bibliografia).

Il parametro  $s$  considera invece la storia deformativa e la conseguente frammentazione dell'ammasso e, ovviamente, per roccia intatta vale 1.

Quindi nel caso specifico per  $GSI = 57$ :

$$m_b = 1.658 \quad s = 0.0084$$

Dal criterio così definito può essere ricavato il valore di resistenza a compressione



dell'ammasso roccioso.

Il procedimento è di tipo analitico mediante calcolo per successivi valori di  $\sigma_3$  del termine di  $\sigma_1$  e regressione dei risultati sino alla ricostruzione della curva intrinseca e dell'involuppo di Mohr-Coulomb equivalente:

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

con A e B costanti determinate dalla regressione e dipendenti dalla roccia e  $\sigma_{tm}$  resistenza a “trazione” dell'ammasso roccioso (che riflette in realtà l'interbloccaggio delle particelle costituenti l'ammasso quando non sono libere di dilatarsi) data da:

$$\sigma_{tm} = \frac{\sigma_{ci}}{2} \left( m_b - \sqrt{m_b^2 + 4s} \right)$$

e pari nel caso a:

$$\sigma_{tm} = -0.508 \text{ MPa}$$

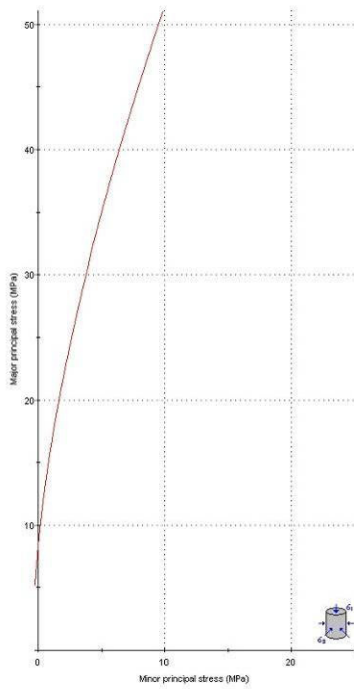
Determinando  $\phi$  e  $c'$  sulla base delle relazioni di cui sopra secondo il procedimento di regressione e fitting menzionato, per i cui dettagli si rimanda allo studio di Hoek e Brown (1990, 1997), si ricava il valore di  $\sigma_{cm}$ :

$$\sigma_{cm} = 18.138 \text{ MPa}$$

Va sottolineato come tali valori medi sono da utilizzare in applicazioni generali nell'ambito del limite di validità del criterio sopra riportato, mentre nel caso di applicazioni localizzate debbono essere adeguati alle reali condizioni dell'area singola sottoposta a valutazione al fine di non utilizzare coefficienti troppo penalizzanti o, per contro, troppo ottimistici. I valori sono stati ottenuti mediante il codice di calcolo ROCLAB® di Rocscience Inc.. Si riporta di seguito l'involuppo di resistenza derivato.



Analysis of Rock Strength using RocLab

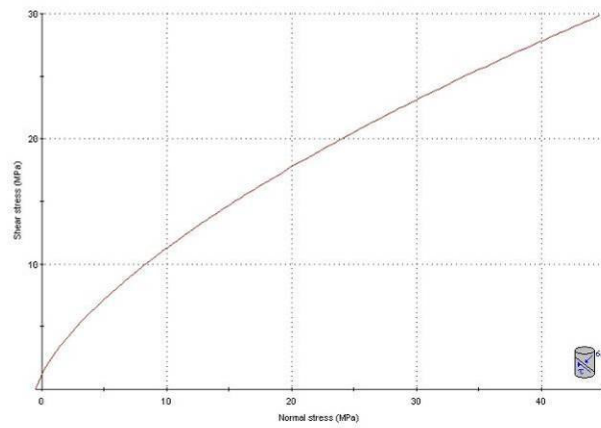


**Hoek-Brown Classification**  
 intact uniaxial comp. strength ( $\sigma_{ci}$ ) = 100 MPa  
 QSI = 57     $m_i = 7.7$     Disturbance factor (D) = 0  
 intact modulus (E) = 85000 MPa  
 modulus ratio (MR) = 650

**Hoek-Brown Criterion**  
 $m_b = 1.658$      $a = 0.0084$      $\alpha = 0.504$

**Mohr-Coulomb Fit**  
 cohesion = 5.201 MPa    friction angle = 30.33 deg

**Rock Mass Parameters**  
 tensile strength = -0.506 MPa  
 uniaxial compressive strength = 9.020 MPa  
 global strength = 18.138 MPa  
 deformation modulus = 38440.20 MPa





### Caratteristiche di resistenza delle discontinuità

Il comportamento delle discontinuità è ben rappresentato dal modello di Barton-Bandis (1982, 1993) che si esprime nella legge di tipo non lineare:

$$\tau = \sigma_n \text{tg}(\Phi_b + \text{JRC}_n \log_{10}(\text{JCS}_n / \sigma_n) + i_u)$$

dove:

$\sigma_n$  carico normale al piano del giunto

$\Phi_b$  angolo di attrito di base del materiale

$i_u$  angolo dell'ondulazione su ampia scala della discontinuità

$\text{JRC}_n$  e  $\text{JCS}_n$  i valori alla scala del problema degli omonimi parametri superficiali

L'angolo di attrito di base del materiale spesso è considerato approssimativamente uguale a quello residuo, ma generalmente è misurato da test (tilt test) su superfici naturali pulite o segate a lama in quanto, a seconda delle condizioni delle superfici e del riempimento eventualmente presente, può anche discostarsi da esso in maniera significativa (Hoek, 1999).

Generalmente, a favore di sicurezza, il parametro  $i_u$  è spesso considerato pari a 0 data anche la difficoltà nel determinarne il valore.

Nel caso di materiali molto alterati o con riempimenti softening, l'angolo di base deve essere sostituito o dall'angolo di attrito residuo o da quello caratteristico del materiale di riempimento, ma in questo secondo caso solo qualora l'apertura della discontinuità sia tale da superare l'ampiezza della rugosità superficiale o dell'ondulazioni di medio-grande scala (Barton, 1974 e Hoek, 1999) e sia altresì possibile la dilatazione delle pareti. Le condizioni residuali di resistenza corrispondono ad uno stato in cui è già avvenuto scorrimento e pertanto, dopo la mobilitazione dei parametri di picco e conseguente parziale o completa rottura delle asperità, si sono modificate le caratteristiche superficiali. In questa situazione la legge di Barton Bandis si modifica con l'annullamento teorico dei termini  $i$  e  $i_u$ , rimanendo quindi espressa in funzione del solo angolo di base del materiale. Da qui la assunzione, non completamente vera, che usualmente si fa circa la corrispondenza tra angolo di base ed angolo residuo. In realtà neanche  $i_u$  è necessariamente nullo, a meno che la massa non possa dilatarsi come già espresso sopra.



Generalmente, comunque, a seconda delle dimensioni delle asperità rotte, dell'alterazione delle pareti e della maggiore o minore apertura, con la possibilità quindi che via sia anche una certa quantità di materiale estraneo che si miscela con quello derivante dallo scorrimento, l'angolo di resistenza residua può variare in un range che trova come estremo superiore l'angolo di picco, e come inferiore quello derivante dalle caratteristiche dell'eventuale materiale cuscinetto che si è formato al contatto, in relazione alla sua quantità, transitando per l'angolo di base del materiale quale valore intermedio.

Se scorrimento non c'è stato, si deve tornare all'esame più generale delle caratteristiche delle discontinuità. C'è inoltre da sottolineare che non sempre l'elevata apertura delle discontinuità è conseguente ad un avvenuto scorrimento, e quindi da considerarsi sinonimo di condizioni di resistenza residua. E' vero infatti che una discontinuità può essere aperta in ragione di elevati sforzi di trazione che ha subito la roccia e quindi è altrettanto vero che è essa da considerarsi in condizioni di resistenza di picco in relazione alle dimensioni della rugosità su ampia scala e/o alla percentuale di discontinuità aperta (spesso le aperture si alternano ai contatti).

In questo caso la rugosità superficiale non è alterata e pertanto solo l'ingresso di materiale di basse caratteristiche (limo o terra), laddove l'apertura interessi l'intera persistenza o quasi, può giustificare l'utilizzo nell'analisi di condizioni non di picco e, comunque, solo se vi sono tutte le condizioni atte a consentire una dilatazione delle pareti durante il movimento, così da non porre in gioco la rugosità su ampia scala. In questo caso le caratteristiche della discontinuità possono essere definite quali "ridotte", ma pur sempre di picco.

L'angolo di attrito "ridotto" può variare in un range che trova come estremo superiore l'angolo di base del materiale roccioso (così come desunto da prove di laboratorio sul marmo di Carrara, studio precedentemente menzionato sui marmi carrarini) e come inferiore quello derivante dalle caratteristiche dell'eventuale materiale cuscinetto che si è formato al contatto, in relazione alla sua quantità.

Considerando sia fratture che potrebbero trovarsi in condizioni con riempimento di terra che fratture delimitanti blocchi per i quali si sia verificato uno scorrimento con abrasione delle superfici, è corretto ipotizzare nelle valutazioni un angolo "ridotto" compreso tra:

$$\phi_{rid} = 25^{\circ} \div 33^{\circ}$$



Generalmente in condizioni residue la coesione è da considerarsi nulla in quanto eventuali ponti di roccia o zone cementate sono scomparse per effetto dello spostamento intercorso. Nel caso specifico, visto che le condizioni ridotte sono da attribuirsi massimamente alla natura del riempimento piuttosto che ad un avvenuto scorrimento (che implica la rottura di ponti di roccia), si ritiene opportuno assegnare alla coesione istantanea un valore che compreso in un intervallo tra 0 e il 50% dei valori istantanei di picco.

Nella determinazione di  $JRC_n$  si farà riferimento ai dati di campagna raccolti sia su scala decimetrica (profili di rugosità di Barton e Choubey, 1977), sia su scala metrica con il metodo della straight edge ed utilizzando la relazione:

$$JRC_n = JRC_0(L_n/L_0)^{-0.02JRC_0}$$

dove  $JRC_0$  è desunto dalla media dei valori alle due scale distinte sopra.

Al parametro JCS, in mancanza di misurazioni dirette si è provveduto ad assegnare cautelativamente un valore pari al 25% della resistenza a compressione della roccia intatta.

La tabella seguente riporta i risultati delle stime sopra espresse

<b>Cava "Torrione"</b>						
<b>CARATTERISTICHE DELLE DISCONTINUITA'</b>						
<b>FAMIGLIA</b>	<b>JRC<sub>0</sub></b>	<b>JCS<sub>0</sub></b>	<b>JRC<sub>n</sub></b>	<b>JCS<sub>n</sub></b>	<b>peso</b>	<b>L<sub>n</sub>/L<sub>0</sub></b>
<b>K1</b>	4.403	25.00	3.6	18.4	0.39	10
<b>K2</b>	6.800	25.00	5.0	15.6	0.20	
<b>K3</b>	4.898	25.00	3.9	17.8	0.24	
<b>K4</b>	10.417	25.00	6.4	12.2	0.12	
<b>K5</b>	2.458	25.00	2.2	21.1	0.05	
<b>media pond.</b>			<b>4.2</b>	<b>17.1</b>		



Noti questi, in virtù della possibilità di esprimere l'espressione di Barton Bandis nella forma:

$$\tau = \sigma_n \text{tg}(\Phi_b + i + i_u) = \sigma_n \text{tg}\phi$$

è possibile desumere l'angolo di attrito in funzione del valore dell'angolo d'attrito di base, delle caratteristiche superficiali e del campo di sollecitazione.

Poiché i diversi parametri sono stati espressi come appartenenti ad un intervallo di valori quale migliore descrizione possibile delle reali condizioni delle discontinuità, ed essendo altresì impossibile individuare un unico valore medio rappresentativo proprio in virtù della loro variabilità, si è optato per la determinazione della distribuzione dell'angolo di attrito determinata da quella delle singole componenti la funzione.

La distribuzione dell'angolo di attrito è stata pertanto determinata con il *Rosenbleuth's point estimate method* (Rosenbleuth 1976, Harr 1987). Con questo metodo di stima, tutte le variabili atte a determinare il valore dell'angolo di attrito sono considerate in tutte le possibili combinazioni tra i valori massimi e minimi. Si hanno quindi  $2^m$  possibili combinazioni con  $m$  numero delle variabili considerate. Si ottiene così un range di variabilità, dato dall'escursione della deviazione standard attorno al valore medio prodotto dalle  $2^m$  combinazioni, in cui si ritiene possa ricadere il valore effettivo dell'angolo di attrito della discontinuità oggetto di studio. Come si è visto in precedenza, le variabili che compaiono nella formula di Barton Bandis sono l'angolo di attrito di base, i valori di rugosità e resistenza a compressione JRC e JCS e  $i_u$  angolo dell'ondulazione su ampia scala della discontinuità. Da quanto detto deriva che le combinazioni possibili sono 16 ( $2^4$ ). L'angolo di attrito di base è stato considerato, a favore di sicurezza un'escursione di  $2^\circ$ , a partire dal valore massimo desunto dallo studio sui marmi carrarini già più volte menzionato ( $31^\circ$  e  $33^\circ$ ). I valori di JRC e JCS, come visto, sono stati ottenuti per mezzo di prove in sito con i relativi strumenti e determinando volta per volta l'escursione verso i valori massimi e minimi.

Come già detto, vista la difficoltà per determinarne il valore, il parametro  $i_u$  è stato considerato tra un minimo di  $0^\circ$  (a favore di sicurezza) ed un massimo di  $4^\circ$  stimato grossolanamente dai dati di rilievo relativi all'ondulosità su grande scala. Si riportano in successione le tabelle riassuntive dei parametri massimi e minimi utilizzati, delle



combinazioni con cui si sono determinati il valore medio e la deviazione standard dell'angolo di attrito di ciascuna famiglia.

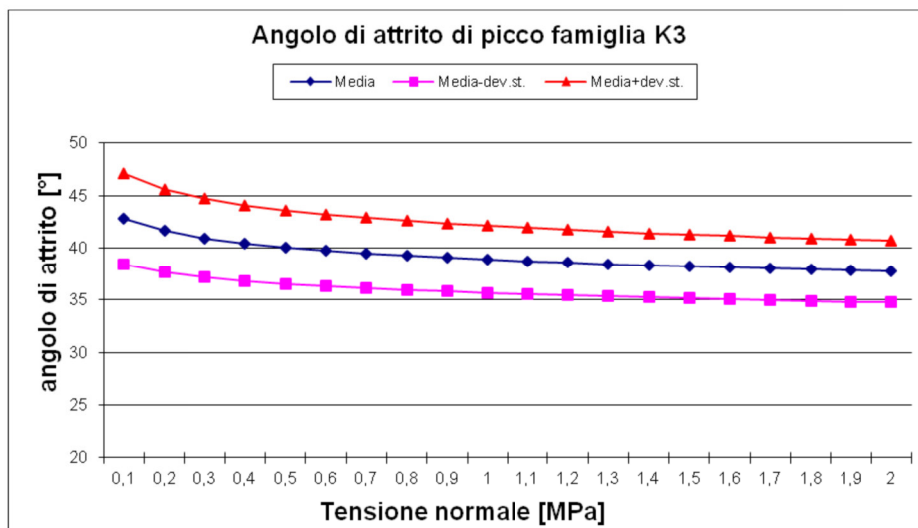
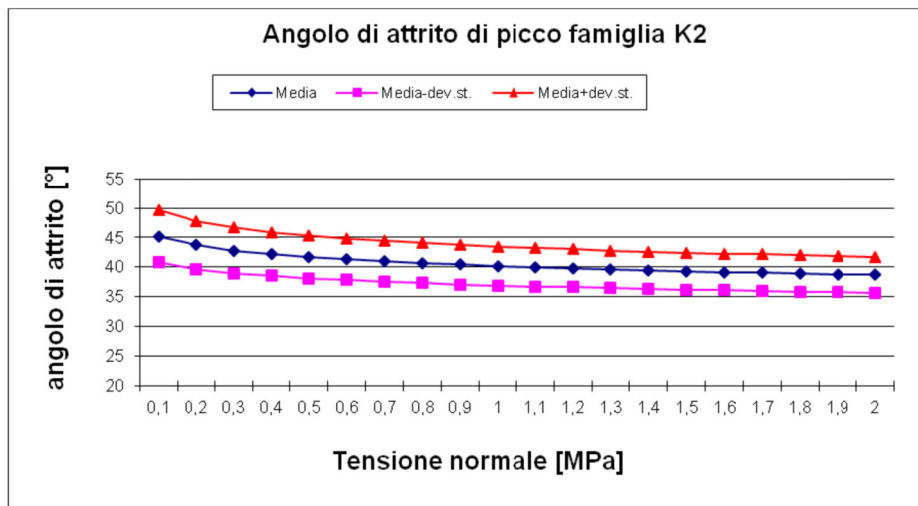
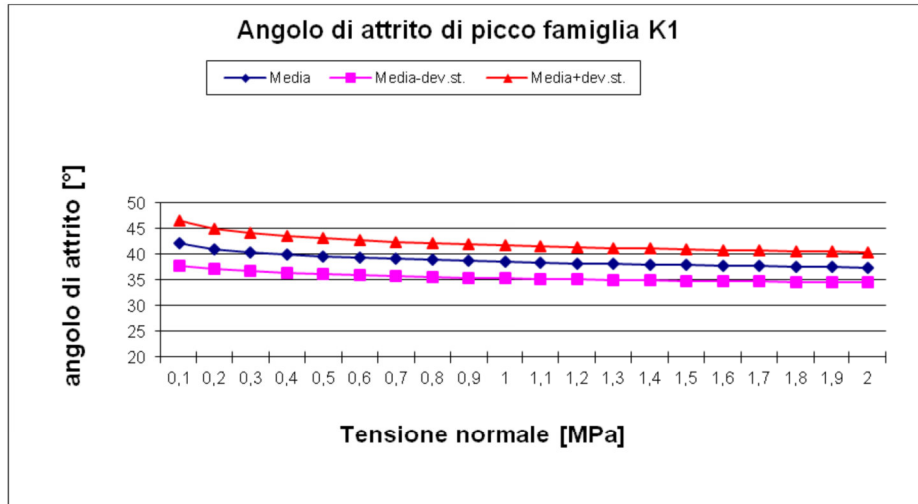
	K1		K2		K3		K4		K5	
$\phi_b$	31	33	31	33	31	33	31	33	31	33
JRC	2.1	5.1	3.5	6.5	2.4	5.4	4.9	7.9	1.7	3.7
JCS	10	33.4	10	30.6	10	32.8	10	27.2	10	36.1
$i_u$	0	4	0	4	0	4	0	4	0	4

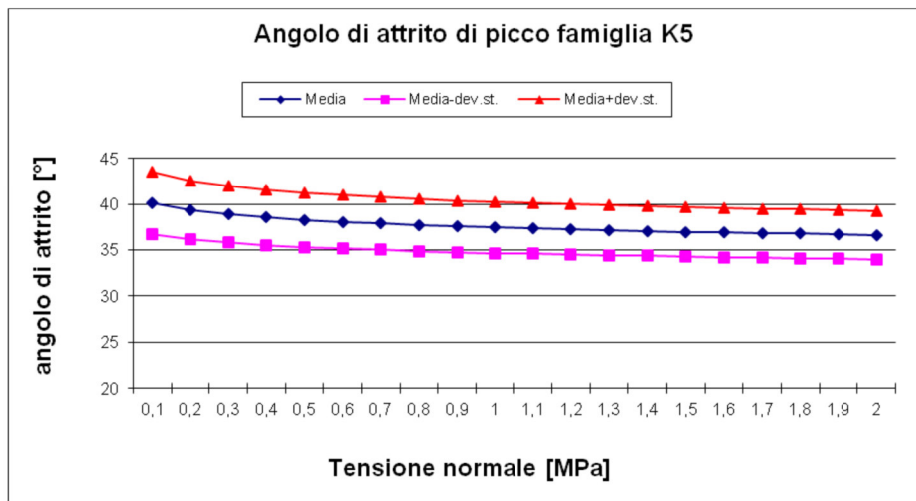
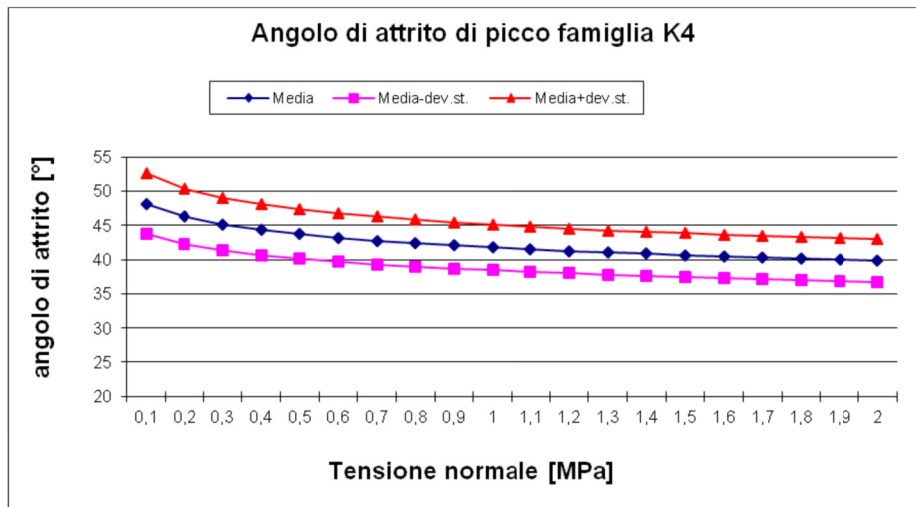
Valori massimi e minimi attribuiti a ciascuna variabile relativi alle diverse famiglie.

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
$\phi_b$	+	+	+	+	-	-	-	-	-	+	+	+	+	-	-	-
JRC	+	+	+	-	+	-	-	-	+	-	+	-	-	+	-	+
JCS	+	+	-	+	+	-	-	+	-	-	-	+	-	-	+	+
$i_u$	+	-	+	+	+	-	+	-	-	-	-	-	+	+	+	-

#### Combinazioni di massimi e minimi

Nelle pagine a seguire si riportano i grafici con gli andamenti dei valori medi dell'angolo di attrito di picco e delle due curve rappresentative del valore medio  $\pm$  la deviazione standard relative a ciascuna famiglia analizzata.





Il carico di parete associabile a delle possibili strutture triangolari variabili tra i 10 e i 30 m di altezza (dimensioni compatibili con le pareti della cava in esame) varia in funzione dell'inclinazione delle discontinuità che le originano. In linea generale è possibile definire la tensione normale agente sulla discontinuità stimandola come una percentuale del peso della struttura tipo da essa originata (peso di volume assunto pari a 27 KN/m<sup>3</sup>). Il range di variazione della tensione normale è assunto tra lo 0% del peso della struttura, per quelle originate da discontinuità subverticali, al 100% del peso per strutture originate da discontinuità orizzontali.

In generale dunque l'espressione dell'involuppo di rottura è del tipo:



$$\tau = f(\sigma)$$

la quale può dunque essere linearizzata per un dato valore di  $\sigma$ , scrivendo, come detto sopra, l'espressione della retta tangente in un punto:

$$\tau = c + \sigma \tan\phi$$

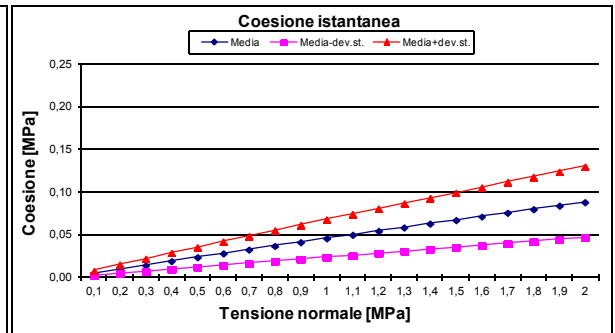
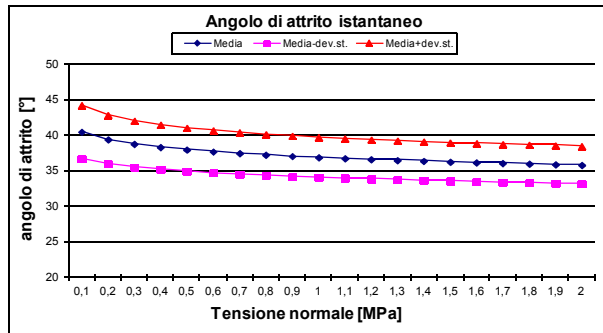
I parametri di questa espressione, detta criterio di resistenza di Coulomb, sono dunque i parametri di coesione ed attrito.

In generale è quindi possibile correlare l'angolo di attrito calcolato secondo Barton ai parametri tradizionali di attrito e coesione (parametro questo che nella meccanica delle rocce è collegato alla presenza di ponti di roccia o di porzioni di giunto cementate) espressi nella legge di Mohr-Coulomb che possono quindi essere definiti come “valori istantanei” in quanto derivati dalla curva, di tipo non lineare, della legge di Barton-Bandis mediante un metodo analitico teso a determinare intercetta ed angolo della tangente locali alla suddetta curva in ragione del valore istantaneo di  $\sigma_n$ .

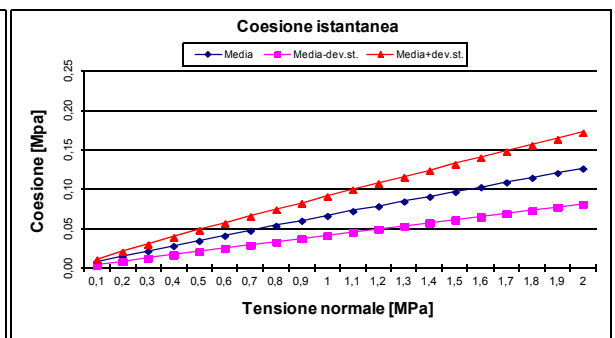
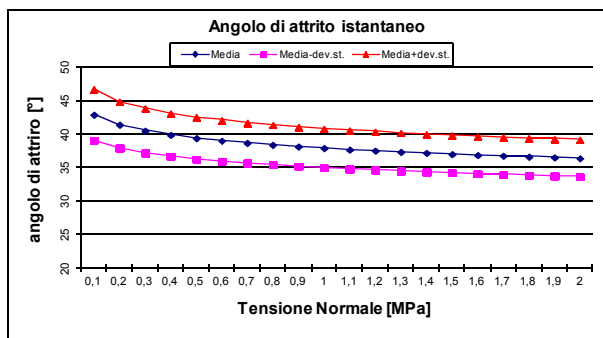
I parametri così determinati, detti appunto “istantanei”, possono sostituire in modo conveniente la legge di cui sopra nell'ambito di una corretta determinazione dell'intervallo di variazione di  $\sigma_n$  nel problema di volta in volta allo studio.

Anche per tali parametri si è voluto determinare un possibile range di variazione utilizzando lo stesso metodo di stima (*Rosenbleuth*) prima enunciato ed utilizzato. Le variabili e quindi le relative combinazioni tra i loro valori massimi e minimi sono esattamente le stesse. Come evidente dai grafici i valori dell'angolo di attrito tendono a stabilizzarsi man mano che cresce il valore della tensione normale, mentre inizialmente a minime variazioni di tensione normale corrispondono decisi incrementi dell'angolo di attrito. Per tali motivi, visto che i valori di tensione normale con i quali si sono identificati i valori degli angoli di attrito per ciascuna discontinuità ricadono nella parte iniziale della curva, i valori massimi riportati successivamente nella tabella riassuntiva sono stati cautelativamente ridotti.

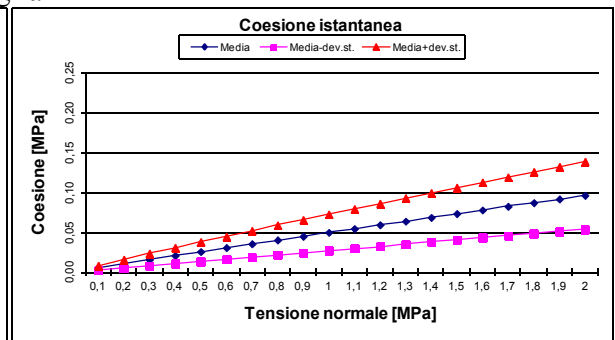
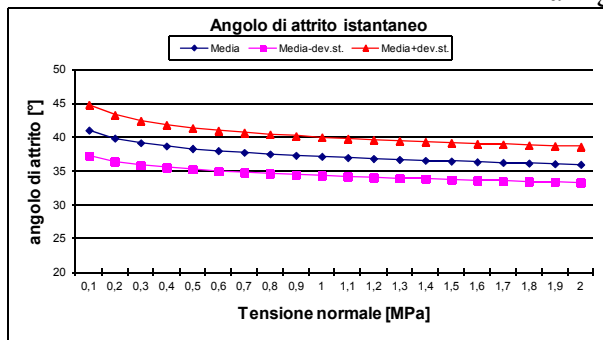
A seguire si riportano quindi i grafici con gli andamenti dei valori medi dell'angolo di attrito e della coesione istantanea con le relative curve rappresentative del valore medio  $\pm$  la deviazione standard di ciascuna famiglia analizzata.



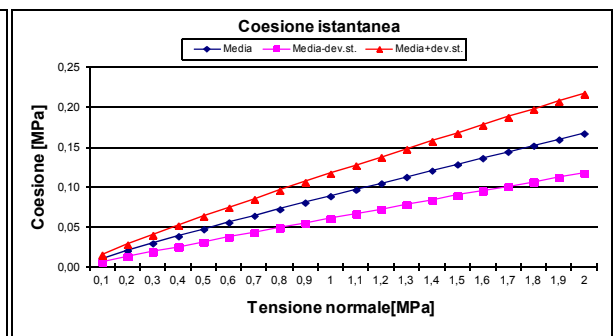
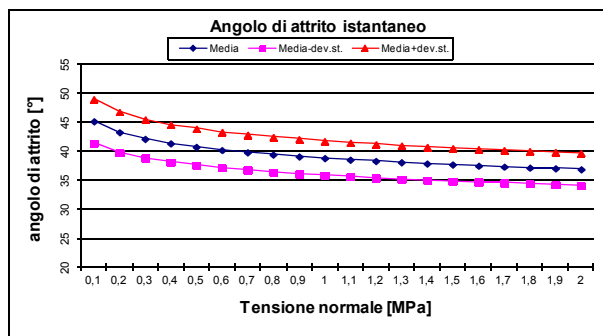
Famiglia K1



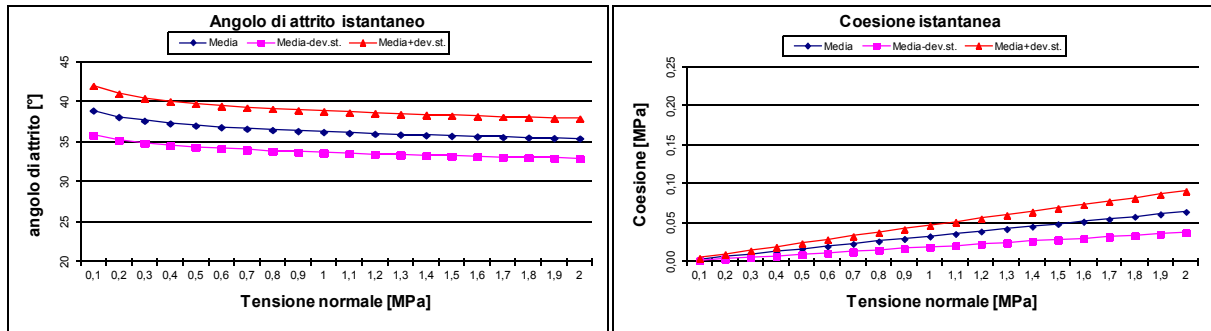
Famiglia K2



Famiglia K3



Famiglia K4



Famiglia K5

Sulla scorta dei grafici precedenti può essere redatta la seguente tabella di riferimento per le discontinuità esaminate.

**Caratteristiche di resistenza discontinuità cava “Nocciola n° 54”**

	IMM.	INCL.	$\sigma$	$2\sigma$	c (MPa)	$\phi_p$ (°)
<b>K1</b> ( $\sigma_n = 0.001 \div 0.182$ )	108°	76°	14.68	24.19	0.00003 $\div$ 0.014	36 $\div$ 45
<b>K2</b> ( $\sigma_n = 0.001 \div 0.767$ )	43°	60°	71.28	28.56	0.000054 $\div$ 0.072	35.5 $\div$ 45
<b>K3</b> ( $\sigma_n = 0.001 \div 0.182$ )	248°	80°	16.92	27.93	0.000031 $\div$ 0.015	36.5 $\div$ 45
<b>K4</b> ( $\sigma_n = 0.001 \div 0.767$ )	338°	62°	17.17	28.35	0.00009 $\div$ 0.093	36.5 $\div$ 45
<b>K5</b> ( $\sigma_n = 0.001 \div 1.416$ )	247°	58°	18.30	30.24	0.000021 $\div$ 0.0655	33.3 $\div$ 45



## 9.2 - ANALISI DI STABILITÀ DELL'AMMASSO ROCCIOSO

L'analisi di stabilità è stata condotta andando a determinare e verificare i possibili fenomeni di instabilità che si potrebbero venire a creare lungo le direzioni di avanzamento del sotterraneo di progetto. In particolare sono stati analizzati i prismi potenzialmente instabili.

Nel caso di cava in materiale rigido impostata secondo una coltivazione in sotterraneo si prevede generalmente un'analisi impostata sulla verifica allo scivolamento di blocchi o cunei rispettivamente su una superficie di scivolamento o su due o più superfici intersecantesi.

L'effettivo movimento delle strutture è legato al verificarsi di altre ulteriori condizioni indispensabili al realizzarsi del cinematismo:

- mancanza di continuità laterale della massa rocciosa,
- effettiva emersione in superficie delle fratture di cui si è accennato sopra,
- dimensioni della struttura fisicamente compatibili con quelle della cava,
- condizione di effettiva persistenza delle discontinuità su tutta la superficie di contatto del cuneo idealizzato, etc.

In modo particolare si ritiene utile evidenziare come in accordo con i primi tre punti il cuneo o il prisma idealmente formati devono essere posti in relazione alla morfologia della cava e dell'area circostante.

In altri termini il prisma deve risultare abbastanza piccolo da far sì che le fratture che lo individuano si sviluppino completamente all'interno delle pareti di cava ed analogamente l'andamento morfologico della superficie topografica sopra il ciglio del fronte deve permettere l'emersione delle suddette fratture, diversamente il cuneo non potrà muoversi o perché "fermato" dai fronti laterali della cava (se è troppo grande) o perché fisicamente congiunto con l'ammasso roccioso se le fratture non emergono sulla superficie di taglio esterna. Differente invece è il problema dei cunei isolabili in situazioni di coltivazione di gradoni in cui alle superfici verticali, magari due concorrenti, del fronte si correlano le superfici orizzontali delle bancate così da far realizzare la possibilità di "chiusura" delle superfici isolanti il cuneo roccioso. In questo caso possono realizzarsi con relativa facilità le condizioni di cui sopra si è fatto un parziale elenco.



Nel caso delle coltivazioni di cava in sotterraneo, la valutazione di stabilità viene effettuata con i metodi classici di equilibrio al limite allo scivolamento di prismi cinematicamente rimovibili. Per l'analisi prismi di parete si è utilizzato il programma software UNWEDGE<sup>®</sup>, sempre di Rocscience Inc., che applica il metodo alle equazioni vettoriali adattato all'approccio del problema (vedasi fig. sottostante) così come illustrato da Hoek e Bray (1980, Underground excavations in rock). Questo software, comunque, utilizza la formulazione di Goodman e Shi per la determinazione dei prismi rimovibili e delle modalità cinematiche di movimento.

In linea di principio possono crearsi anche configurazioni più complesse dovute al sommarsi di più piani di discontinuità (teoria dei blocchi di Goodman e Shi), ma è anche vero che l'esperienza degli ammassi marmorei apuani insegna come siano molto più probabili i fenomeni d'instabilità legati allo scoscendimento di prismi di parete. Questa teoria formulata in termini esclusivamente topologici e di giaciture, permette una valutazione delle condizioni di stabilità dei blocchi in accordo a cinematismi semplici di scivolamento. L'analisi è basata su ipotesi semplificative di discontinuità ubiquitarie e totalmente persistenti all'interno dell'ammasso roccioso, prive di coesione e con giacitura corrispondente a quella media della famiglia cui appartengono. La teoria dei blocchi permette di operare per via grafica considerando le giaciture dei sistemi di discontinuità presenti in un dato settore di massa rocciosa e le giaciture delle pareti libere che lo delimitano.

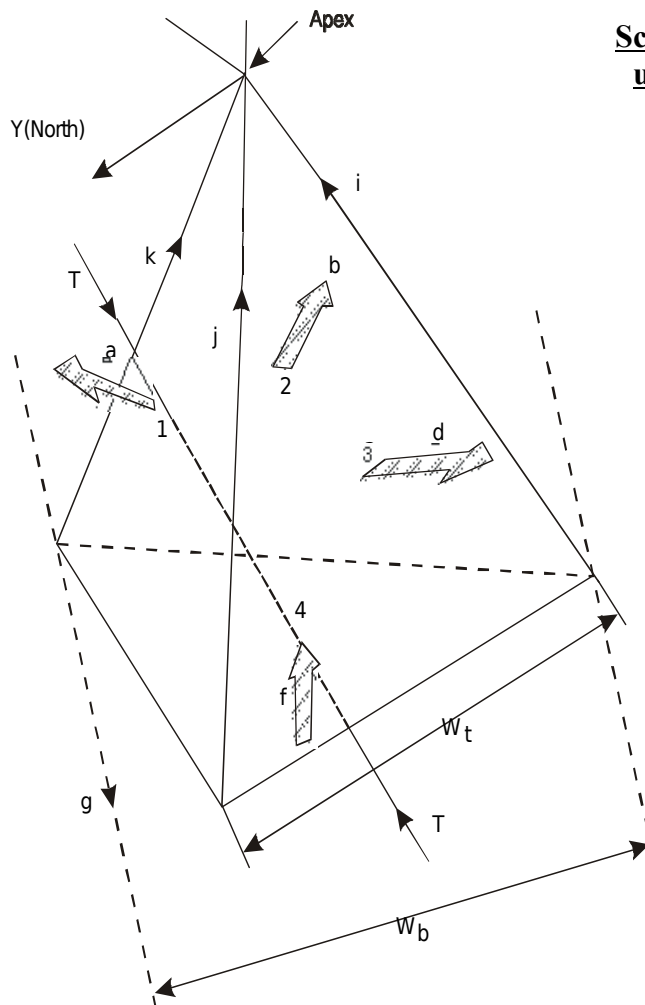
Affinché un blocco possa muoversi dalla massa rocciosa non può che farlo entro l'insieme delle direzioni libere, che viene definito come spazio della piramide SP, comprendente le direzioni poste al di sopra dei piani rappresentanti il fronte e il piano superiore orizzontale.

Tra i blocchi di tipo rimovibile solo quelli in grado di sviluppare una direzione  $\hat{s}$  compatibile e configurante la minore apertura angolare  $0 \leq \theta = \cos^{-1}(\hat{s} \cdot \hat{r}) < 90$  con il versore  $\hat{r}$  della risultante delle forze attive, possono eventualmente lasciare la loro sede, o staccandosi da tutti i piani o scivolando su uno o su due piani.

Il verso di possibile eventuale movimento è detto *modo* e per il potenziale scivolamento di un blocco possono sussistere due tipi di modi: lo scivolamento su un piano (modo *i*) o quello lungo la linea d'intersezione di due piani (modo *ij*).



Per cui, tutte le possibili strutture, anche le più complesse, sono delle strutture sottoinsieme di quelle più semplici (il cuneo in particolare) idealizzate da un'eventuale terza, quarta o quinta frattura che riduce una struttura "base" suddividendola in due o più figure. Non a caso il modo di distacco (o tipo di movimento) di queste strutture si riconduce sempre ad uno scivolamento su una superficie o sull'intersezione di due di esse.



**Schema di analisi dei prismi  
utilizzato dal programma  
"Unwedge"**

- T - bolt force
- $Y_r$  - unit weight of rock
- U - average water pressure on discontinuities
- N, S - normal and shear reactions on plane carried rock contacts
- C,  $\phi$  - cohesion and angle of friction
- $F_S$  - factor of safety



Queste considerazioni consentono di eseguire, come si vedrà in seguito, l'analisi in forma parametrica alla ricerca di una modalità generale di dissesto delle diverse strutture identificate con i software di cui sopra, approccio che consente di mantenere le valutazioni su un piano il più generale possibile. L'analisi è stata quindi condotta per la direzione media N° 150 che rappresenta la direzione media che approssima le direzione media delle pareti del sotterraneo di progetto.

### 9.2.1 - Possibilità cinematiche fronti attuali e di progetto

Come accennato in precedenza, e rifacendosi alla Key Block Theory, tutte le possibili strutture, anche le più complesse sono delle strutture sottoinsieme di quelle più semplici idealizzate da un'eventuale quarta o quinta frattura che riduce una struttura "base" suddividendola in due o più figure. Non a caso il modo di distacco (o tipo di movimento) di queste strutture si riconduce sempre ad uno scivolamento su una superficie o sull'intersezione di due di esse.

Alle pagine seguenti si riportano invece le tabelle con indicate, per ciascun cinematismo possibile, le combinazioni interessate relativamente a ciascuna direzione di immersione media di analisi.

Cinematismi per immersione media di analisi				
n°	Combinazione	Fa Imm. 240°	Fb Imm. 330°	Fc Imm. 60°
1	K1 - K2 - K3	Scivola su K1 - K3 (174/58)	Scivola su K2 (43/60)	Scivola su K2 (43/60)
2	K1 - K2 - K4	Stabile	Scivola su K2 (43/60)	Scivola su K2 (43/60)
3	K1 - K2 - K5	Scivola su K5 (247/58)	Scivola su K2 (43/60)	Scivola su K2 (43/60)
4	K1 - K3 - K4	Scivola su K3 (248/80)	Scivola su K4 (338/69)	Scivola su K1 - K4 (37/53)
5	K1 - K3 - K5	Scivola su K1 - K3 (174/58)	Stabile	Stabile
6	K1 - K4 - K5	Scivola su K5 (247/58)	Scivola su K4 (338/69)	Scivola su K1 - K4 (37/53)
7	K2 - K3 - K4	Scivola su K3 (248/80)	Scivola su K4 (338/69)	Scivola su K2 - K4 (28/59)
8	K2 - K3 - K5	Scivola su K5 (247/58)	Scivola su K2 - K3 (332/30)	Scivola su K2 (43/60)
9	K2 - K4 - K5	Scivola su K4 - K5 (279/54)	Scivola su K4 (338/69)	Scivola su K2 (43/60)
10	K3 - K4 - K5	Scivola su K3 (248/80)	Scivola su K3 - K4 (313/67)	Stabile

Nella tabella sono indicati tutti i possibili cinematismi di scivolamento per ciascuna delle possibili combinazioni a tre a tre delle famiglie di discontinuità.

I possibili diversi modi di scivolamento cui fanno riferimento le diverse possibili combinazioni delle tabelle seguenti sono comunque complessivamente 13. Proprio perché, come detto sopra, strutture per quanto complesse sono sempre riconducibili a modi più semplici di possibilità cinematica è possibile eseguire una indagine mirata e significativa sui modi stessi piuttosto che su ogni singola diversa struttura.



n°	Combinazione	Fd Imm. 150°	tetto
1	K1 - K2 - K3	Scivola su K1 - K3 (174/58)	Distacco totale
2	K1 - K2 - K4	Stabile	Scivola su K2 (43/60)
3	K1 - K2 - K5	Scivola su K1 - K5 (187/38)	Distacco totale
4	K1 - K3 - K4	Scivola su K1 - K3 (174/58)	Distacco totale
5	K1 - K3 - K5	Scivola su K1 - K3 (174/58)	Scivola su K1 - K3 (174/58)
6	K1 - K4 - K5	Scivola su K1 - K5 (187/38)	Distacco totale
7	K2 - K3 - K4	Stabile	Scivola su K4 (338/69)
8	K2 - K3 - K5	Scivola su K3 - K5 (158/2)	Scivola su K3 (248/80)
9	K2 - K4 - K5	Stabile	Scivola su K4 (338/69)
10	K3 - K4 - K5	Scivola su K3 - K5 (158/2)	Scivola su K3 (248/80)

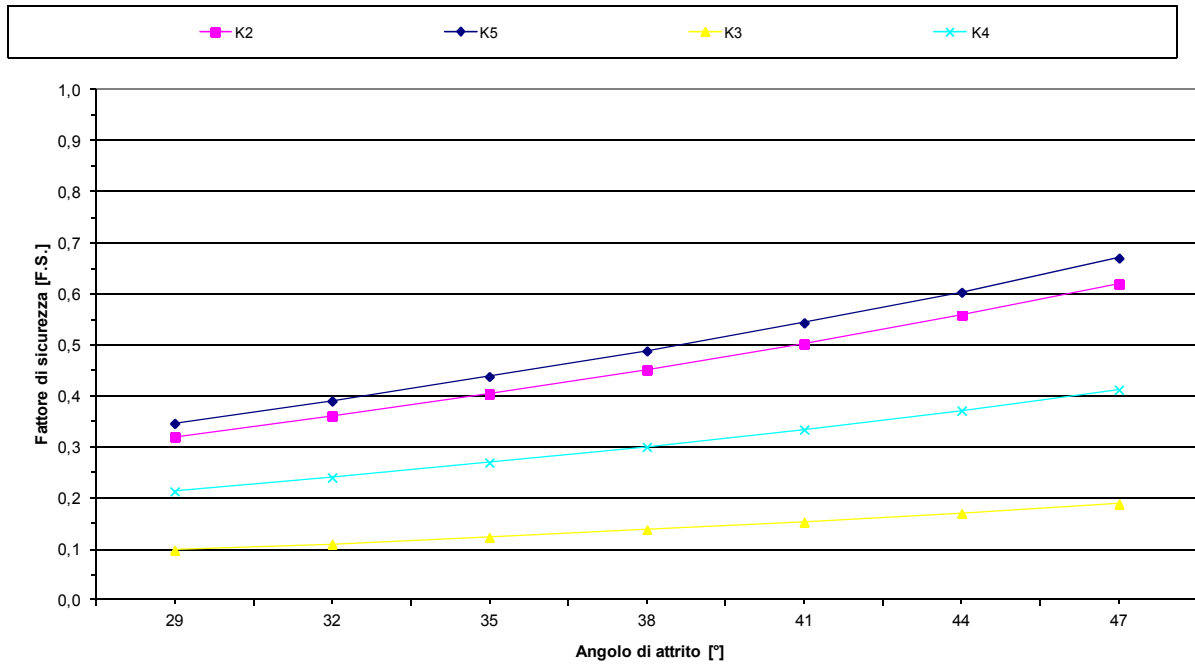
Nella tabella sono indicati tutti i possibili cinematismi di scivolamento per ciascuna delle possibili combinazioni a tre a tre delle famiglie di discontinuità.

A partire dal modo di scivolamento prima determinato è stata quindi compiuta un'analisi di tipo parametrico così da rendersi indipendenti dalle dimensioni della struttura. Allo scopo, e comunque in favore di sicurezza, si è considerata nulla la coesione.

Tale condizione cautelativa consente infatti di condurre un'analisi che è indipendente dal peso della struttura. L'espressione del fattore di sicurezza diventa quindi funzione solamente dell'angolo di attrito e dell'inclinazione della superficie di scivolamento, nel caso di scivolamento planare, mentre nel caso di scivolamento su linea di intersezione è funzione dell'attrito su entrambi i piani coinvolti nonché dell'angolo compreso fra le due discontinuità intersecantesi e l'orientazione generale delle stesse in rapporto alla geometria complessiva della struttura. In questo modo l'analisi di tipo parametrico permette di individuare per tutta l'area in esame quali sono i giunti su cui si può creare una possibile instabilità e allo stesso tempo permette di definire un fattore di sicurezza "parametrizzato" in funzione del solo angolo di attrito. A tal proposito è stata poi compiuta un'analisi sensitiva ove per ciascun cinematismo si è definita la variazione del fattore di sicurezza al variare tra 29° e 47° dell'angolo di attrito. La forbice scelta contiene al suo interno il valore il limite inferiore dell'angolo di attrito di base (31°) e quello superiore dell'angolo di attrito (45°) così come determinato in precedenza.

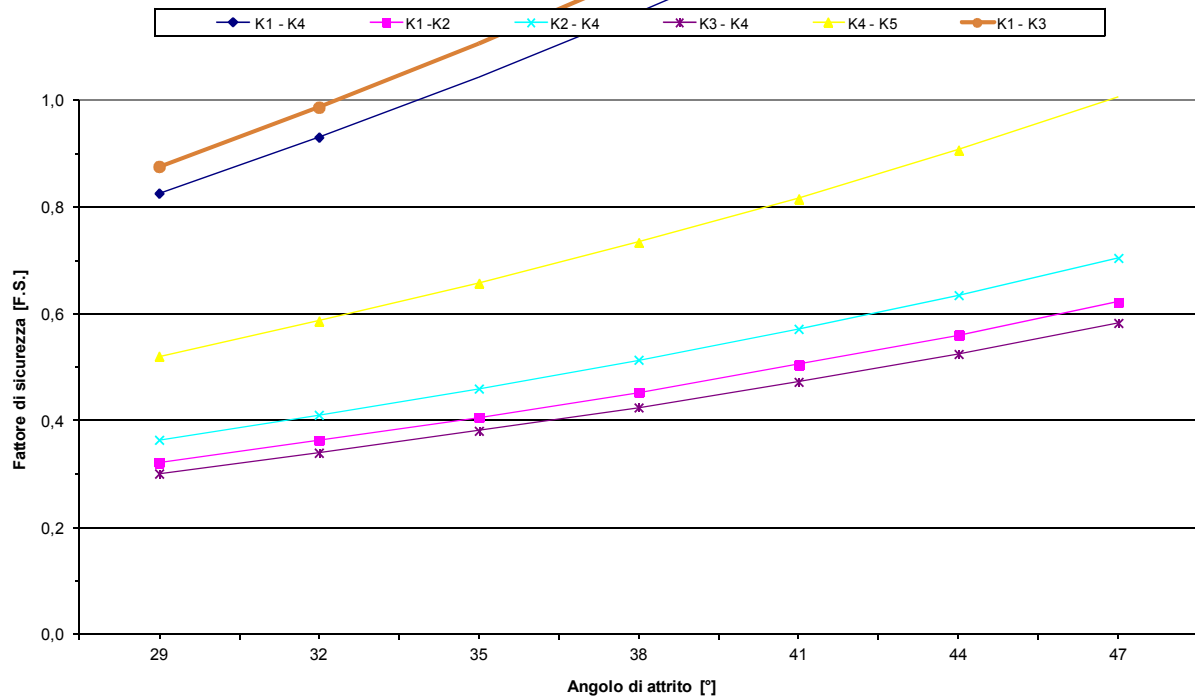


Variation of the Safety Factor with the variation of the friction angle



Parametric analysis for sliding on a single joint

Variation of the Safety Factor with the variation of the friction angle

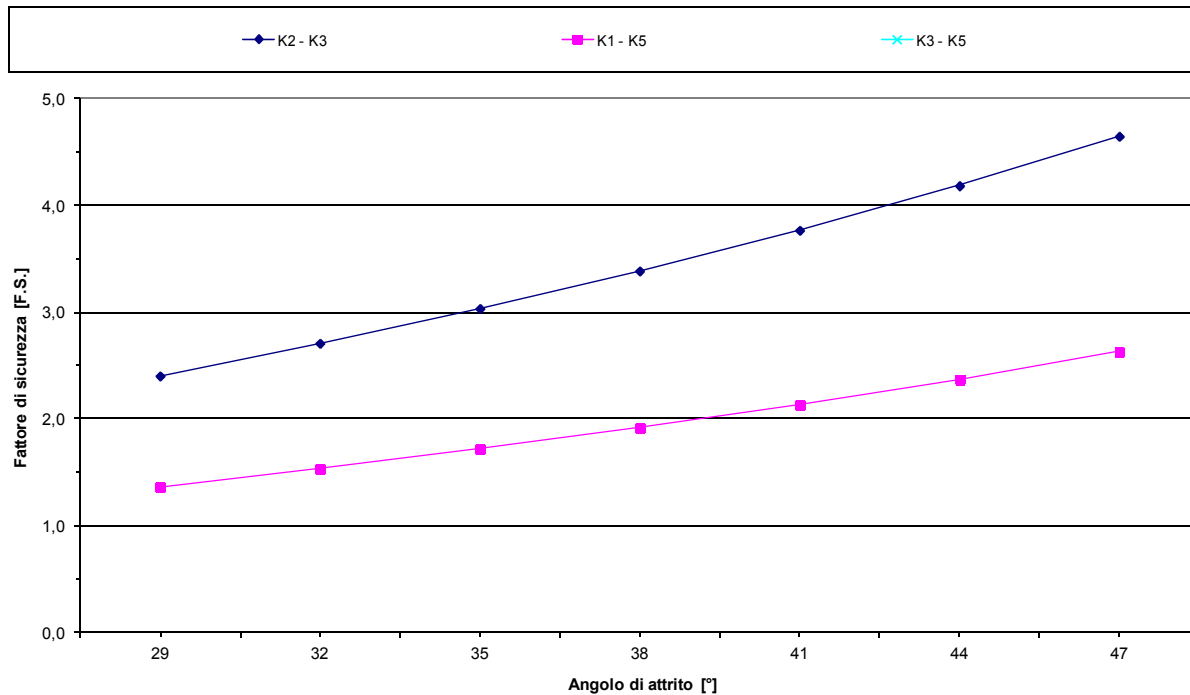


Parametric analysis for sliding on an intersection - FS < 1

**COMMITTENTE:** Società Apuana Marmi s.r.l.  
**OGGETTO:** Progetto di coltivazione - Variante al piano di coltivazione della cava Nocciola n° 54  
**DATA:** Gennaio 2026



Variazione del Fattore di sicurezza al variare dell'angolo di attrito



Analisi parametrica per scivolamento su intersezione -  $FS > 1$

Come deducibile dalle tabelle e dai grafici riportati di seguito, i cinematismi di scivolamento su giunto singolo K2, K3, K4 e K5 risultano tutti caratterizzati da un fattore di sicurezza critico, mentre lungo le direzioni di analisi non vi sono cinematismi caratterizzati da scivolamento su giunto singolo K1. Si ricorda che l'analisi parametrica esclude ogni contributo della coesione istantanea e che comunque ogni struttura reale deve essere nel caso puntualmente verificata. Dai grafici sopra riportati si evince come, oltre ai cinematismi su giunto singolo, vi siano altri 9 cinematismi teorici potenzialmente instabili caratterizzati da scivolamento su linea di intersezione. Di questi, 6 hanno fattore di sicurezza inferiore ad 1 anche se i cinematismi K1 - K4 e K1 - K3 presentano valori del fattore di sicurezza superiori a 1 già con angolo di attrito di 32°. I restanti 3 cinematismi di scivolamento presentano un fattore di sicurezza altamente cautelativo già con valori di angolo di attrito pari a quello di base. Anche in questo caso, si ricorda, è trascurato il contributo della coesione istantanea. Per una migliore leggibilità del grafico sono riportati solo i cinematismi il cui fattore di sicurezza era inferiore a 5.



Le valutazioni di cui sopra, si ricorda, hanno valore di ausilio per una previsione generale di tipo statistico, mentre dovranno essere verificate puntualmente le eventuali strutture che si dovessero individuare in funzione dei reali parametri geometrici e di resistenza osservabili.

### **9.2.3 - Interventi di messa in sicurezza preliminari cantiere a cielo aperto**

Il personale specializzato di parete ha compiuto un'ampia azione di governo e disgreggio dei fronti dai primi di Gennaio 2023 fino tutto giugno 2023. Gli interventi hanno riguardato sia la porzione di tecchia residuale che delimita a SE il gradone di quota 568 che la porzione limitrofa della stessa che si estende in direzione SW. Per i risultati di tali interventi si rimanda allo studio di stabilità depositato all'ASL quale relazione di fine lavori.

A seguire sono iniziate le coltivazioni delle bancate esterne necessarie a creare gli spazi per l'apertura della galleria che sono proseguite anche per tutto il 2025 fino al settembre 2025 quando sono state intraprese le operazioni di coltivazione in sotterraneo.

Lungo i fronti residuali in realizzazione sono stati realizzati puntuali interventi di consolidamento preventivo tesi al consolidamento delle discontinuità principali di tipo K2 subparallele ai fronti stessi. I consolidamenti, di tipo speditivo, sono stati realizzati su indicazione della Direzione Lavori.

### **9.2.4 - Interventi di messa in sicurezza fronti a cielo aperto Agosto 2025**

Nel mese di Agosto 2025 è stata eseguita, su richiesta di ASL la verifica della porzione apicale della tecchia in cui *“sono presenti delle strutture tabulari che, sebbene non ancora isolate dal monte, potrebbero distaccarsi a causa dell'azione degli agenti atmosferici”*. L'accesso all'area, che era stata oggetto di abbondante intervento di disgreggio nel mese di Gennaio – Maggio 2023 (vedasi paragrafo precedente) e successiva verifica nel mese di Giugno 2024, non ha evidenziato necessità di nuovi interventi di disgreggio seppure l'intenso inverno piovoso. In ogni caso, considerata la richiesta di intervento di messa in sicurezza preventivo, l'area è stata rivestita con rete armata di protezione (area di 30 metri di larghezza per 12 di altezza) a doppia torsione armata con funi di coronamento e verticali di ripartizione diametro 10 mm. Agli incroci delle funi e lungo il perimetro sono stati posizionati dei tiranti



di tipo Dywidag  $d= 20$  mm lunghezza 80 cm con golfare terminale al fine di rendere le funi di ripartizione aderenti al masso.

La verifica è poi proseguita nella porzione poco al di sotto dell'apice della tecchia individuata nel cerchio piccolo di foto 1 del parere ASL del 19/12/2024. L'area risulta essere fratturata ma non è stato possibile rimuovere/disgaggiare alcuna delle porzioni rocciose ivi presenti che risultano mutamente incastrate. E' stato dunque realizzato un intervento di consolidamento preventivo mediante posizionamento di 4 bulloni di tipo Dywidag  $d= 32$  mm atto a consolidare impacchettare al massiccio retrostante le porzioni più grandi superficiali e potenzialmente maggiormente soggette agli eventi atmosferici. Anche in questo caso tutta l'area è stata rivestita con rete armata di protezione di ca. 10 m di larghezza per 20 di altezza resa aderente alla parete mediante funi di ripartizione verticali ed orizzontali diametro 10 mm che sono state rese aderenti al masso mediante posizionamento, agli incroci delle funi e lungo il perimetro, di tiranti di tipo Dywidag  $d= 20$  mm lunghezza 80 cm con golfare terminale.

La verifica è poi proseguita sulla "massa adagiata" di cui alla foto 2 del parere ASL del 19/12/2024. Si conferma che la massa risulta essere adagiata su frattura suborizzontale e che al fine puramente preventivo è stata consolidata mediante posizionamento di un bullone di tipo Dywidag  $d = 32$  mm lunghezza 6 metri abbondantemente sufficiente a contenere l'intero peso della struttura di modeste dimensioni.

Durante l'intervento di verifica si individuata anche un'ulteriore area (individuata in foto 1 seguente) in cui effettuare un intervento di messa in sicurezza preventivo nella porzione ad W dell'area "rossa" di foto 1 del parere ASL del 19/12/2024. L'area seppur sopra l'invaso di sicurezza risulta essere soprastante all'area in cui la ditta confinante dovrà posizionare il monitoraggio e pertanto a scopo puramente cautelativo, data l'elevata fratturazione tutta l'area è stata rivestita con rete armata di protezione di ca. 12 metri di larghezza e 20 di altezza. La rete a doppia torsione è stata resa aderente alla parete mediante funi di ripartizione verticali ed orizzontali diametro 10 mm. Agli incroci delle funi e lungo il perimetro sono stati posizionati dei tiranti di tipo Dywidag  $d= 20$  mm lunghezza 80 cm con golfare terminale al fine di rendere le funi di ripartizione aderenti al masso.



Foto 1 –

Particolare dell'area in cui sarà realizzato un ulteriore intervento di messa in sicurezza

Gli interventi sono in fase di completamento e non appena completati il personale specializzato di parete fornirà specifica relazione di fine lavori.



#### **9.2.4 - Analisi strutturale parete residuale in cui è stato realizzato il portale di progetto**

Tutta la parete è caratterizzata dalla presenza prevalente di una serie di discontinuità di tipo K1, K2 e K5 e localmente di discontinuità di tipo K3 e K4. Lungo la parete si riscontra anche la faglia principale che interessa il bacino di Torano e quello di Fantiscritti classificabile come appartenente alla Famiglia media K5. La direzione media della faglia varia tra i 225° e i 250°. La faglia sembra dividere le pareti in due distinte zone, una ad E caratterizzata da intensa fratturazione (vedasi foto 2) ed una a W visibilmente più compatta.



Foto 2 – Particolare della bancata residuale ad E della faglia principale.

Come detto invece la porzione ad W della faglia, ed in particolar modo la bancata lungo il quale è stato aperto il primo portale di accesso al sotterraneo (portale E dei due di progetto), risulta essere particolarmente compatta rispetto alla parte iniziale del fronte.

Ad E della discontinuità K3 vi sono ca. 12 m di fronte in direzione E generalmente compatto ed in cui si non riscontrano fratture vere e proprie ad elevata persistenza, se non qualche “strappo” serrato e generalmente associabile alle discontinuità K1. Nella porzione ad W del portale si riscontrano in adiacenza alla discontinuità K3 e paiono terminare su di essa. Dopo la fascia di monte particolarmente compatto gli “strappi” di tipo K1 iniziano a ricomparire man mano che ci si avvicina alla Faglia e sono meno inclinate e più ruotate ad E rispetto all’esemplare medio.



### 9.3 - INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO PREVENTIVO REALIZZATI

Come da progetto è stato consolidato preventivamente (prima della sua realizzazione) il portale di accesso al sotterraneo mediante il posizionamento di 7 bulloni (spaziatura 1,5 m) aventi direzione ortogonale alle discontinuità di tipo K4 che potrebbero eventualmente riscontrarsi, durante gli avanzamenti in sotterraneo, a tergo del fronte attuale. Sono stati realizzati anche i tre bulloni tipo Dywidag  $\Phi = 32$  mm grado 950/1050 della lunghezza di 6 m così da impacchettare anche le discontinuità K2 che si addentra all'interno del massiccio ad W del portale di accesso. Per i dettagli si rimanda alla relazione di consolidamento preventivo realizzata in ottemperanza alle prescrizioni dell'autorizzazione.

Come previsto le discontinuità di tipo K2 presenti lungo la parete in cui è stata aperta la galleria persistono lungo il tetto della stessa (corrono subparallelamente alla direzione di avanzamento) anche presentano vari salti ed interruzioni. Pertanto già a seguito del primo avanzamento sono stati realizzati due bulloni di tipo Dywidag  $\Phi = 32$  mm grado 950/1050 aventi inclinazione di  $45^\circ$  e direzione subortogonale alle stesse discontinuità di tipo K2. Il bullone in direzione W (a destra della foto precedente) è stato realizzato ad impacchettare la discontinuità K2 esterna nella porzione di monte soprastante il portale (vedasi più avanti). Sono inoltre stati realizzati due bulloni di tipo Dywidag  $\Phi = 32$  mm grado 950/1050 subverticale (vedasi cerchio giallo foto successiva).



Foto 3 – Panoramica del tetto della galleria ad oggi realizzato con evidenziati in rosso i bulloni a  $45^\circ$ .



Tutti i bulloni sono stati realizzati preventivamente e tesi all'impacchettamento delle discontinuità ivi presenti senza che si riscontrasse alcun blocco cinematicamente rimovibile. Inoltre, come previsto, si stanno realizzando, lungo tutta la parete W (immergente ad E) del sotterraneo i bulloni di consolidamento preventivo lungo le discontinuità di tipo K2 che emergono lungo la parete come si vede dal particolare di foto 4 successiva.



Foto 4 – Particolare della parete W (immergente ad E) del sotterraneo in fase di tracciamento

Tali consolidamenti preventivi tesi ad impacchettare preventivamente le K2 emergenti sono realizzati anche a tetto del sotterraneo al fine di andare a consolidare e rendere solidali al massiccio anche le porzioni rocciose delimitate dalle K2 nella porzione di monte al di sopra del portale di accesso (particolare di foto 5).



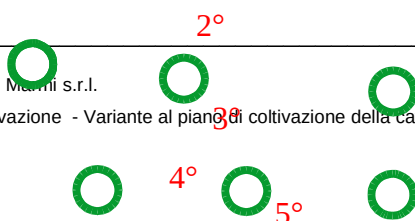
Foto 5 – In blu i bulloni posizionati a tetto per consolidamento K2 al di sopra del portale  
 Inoltre, come prassi per le cave ad elevato grado di fratturazione gestite dalla Società Apuana Marmi s.r.l. gli avanzamenti in sotterraneo procedono realizzando preliminarmente a cielo dello stesso degli interventi di consolidamento preventivo tesi a consolidare potenziali blocchi rimovibili non individuabili a priori e potenzialmente delimitati lateralmente da due successive K2. Pertanto ogni due avanzamenti si procede alla realizzazione di 3/4 bulloni, il numero è valutato in corso d'opera dal Direttore Responsabile dei Lavori, di tipo Dywidag  $d = 32$  mm della lunghezza di 6 m realizzati con un inclinazione di ca.  $20^{\circ}/25^{\circ}$  verso l'alto (vedasi foto 3).



Foto 6 – Indicazione progressiva degli avanzamenti e particolare dei bulloni preventivi di lunghezza 6 metri realizzati ogni due avanzamenti (i primi due avanzamenti sono coperti dai bulloni realizzati preventivamente all'apertura della galleria).

---

**COMMITTENTE:** Società Apuana Marmi s.r.l.  
**OGGETTO:** Progetto di coltivazione - Variante al piano di coltivazione della cava Nocciola n° 54  
**DATA:** Gennaio 2026





Con tale procedimento si provvede ad assegnare una stabilità preventiva alla porzione di tetto che si andrà ad isolare per poi intervenire successivamente nel caso si riscontrassero locali situazioni di blocchi o porzioni di blocchi che, con gli avanzamenti successivi, potrebbero divenire cinematicamente rimovibili. Ovviamente tale tipo di procedimento viene seguito per le cave ad elevata fratturazione. Nel caso di porzioni di ammasso più compatte tale procedimento, a discrezione del Direttore Responsabile dei Lavori, potrebbe anche essere saltato per qualche avanzamento. Al momento non sono stati realizzati ulteriori consolidamenti.



#### **9.4 - CONSIDERAZIONI A GRANDE SCALA**

Al fine delle valutazioni a grande scala relative allo sviluppo del sotterraneo di progetto si sono in primis riportate nel modello 3D le fratture/faglie lineazioni principali individuate in passato nel setto del monte torrione al fine di avere un'indicazione di massima relativa ai punti di eventuale passaggio delle stesse nel versante in oggetto. Come già accennato in fase di premessa il setto è stato oggetto sin dal 2016 di uno studio geostrutturale che aveva una caratteristica soprattutto di tipo geometrica e giaciturale ed era stato redatto conformemente ai vari studi a grande scala dall'Università di Pisa - CNR e dalla ASL 1 Massa Carrara nel corso di diverse campagne nel 2010 che avevano portato in particolare alla individuazione e classificazione di una serie di faglie di diversa tipologia. Nello studio del 2016 le faglie erano state riportate per la zona di interesse con i nomi attribuiti nello studio del 2010, mentre per quelle senza un nome si era proceduto ad assegnare una denominazione di comodo P<sub>i</sub>. Dalla proiezione di tali faglie ottenuta con il modello 3D si è potuto valutare come, oltre alla faglia di Fiordichiara il versante potrebbe essere interessato dai finimenti/lineazioni denominate in passato come F2 (54°/87°), F9 (23°/80°), F10 (58°/80°), P3 (28°/87°), e F3 (29°/80°) ed ovviamente la Faglia di Fiordichiara che è già stata descritta nei paragrafi precedenti.

Le lineazioni/finimenti sono quelle individuate nello studio geologico strutturale dei sistemi di deformazione fragile nel comprensorio estrattivo di Ortonovo – Fiordichiara dell'asl n° 1 di Massa Carrara in convenzione con il dipartimento di Scienze della terra e l'Istituto di Geoscienze e Georisorse di Pisa che sono state denominate come fatto in passato dallo scrivente in altri studi del comprensorio.

Dalle proiezioni ottenute del modello 3D, con riferimento alla foto 7 dal drone è possibile affermare con certezza che la faglia di tipo K5 che attraversa i fronti di coltivazione è sicuramente la Faglia di Fiordichiara (indicata dalle frecce blu). Le proiezioni delle altre principali faglie/lineamenti portano ad affermare come nei fronti residuali della cava Nocciola possano emergere solo i finimenti denominati in passato F2 (54°/87°) e F10 (58°/80°). Lungo i fronti residuali soprastanti le bancate in lavorazione non sono però riscontrabili fasce di finimento o importanti fratture associabili a tali finimenti. Potrebbe esservi una fascia di discontinuità associabile alla F10 (indicata dalla linea magenta) ma che si confonde all'interno di una delle tre importanti fasce di tipo K1. Dalle proiezioni si rileva inoltre che nell'area di apertura del portale potrebbe arrivare la fascia F9 (28°/77°) ricadendo in



prossimità della fascia di fratture di tipo K2 presente alla destra del portale ed indicata in verde nella foto 7. Pur avendo i due finimenti direzione di immersione simile non si ritiene di poter affermare con certezza che le due fasce siano collegabili o riconducibili l'una all'altra in quanto la fascia F9 era stata classificata in passato con un'inclinazione maggiore rispetto a quella riscontrata nel cantiere operativo della Nocciola (vedasi foto precedenti).

Nel versante sono inoltre presenti il finimento denominato FF1 ( $102^{\circ}/85^{\circ}$ ) nella porzione ad W della Faglia e tutta un'altra serie di finimenti del medesimo tipo (associabili alla famiglia K1) nella porzione immediatamente ad E della Faglia (tutti indicati con linea rossa). Per ovvie ragioni di immersione ed inclinazione, tali fasce di finimento non potevano essere presenti nello studio del setto del monte Torrione.



Foto 7 – Indicate dalle linee colorate le principali fasce di finimento riscontrabili lungo le bancate residuali della cava Nocciola.

Tali ultimi finimenti però non è certo però che possano attraversare la faglia ed interessare dunque il sottterraneo di progetto. Anche in quota, lungo i fronti residuali visibili nella foto 7, non sono così evidenti come lungo le bancate residuali al di sotto della Faglia di Fiordichiara.



In quota si evincono tracce di discontinuità associabili alla famiglia media K1 ma non vere e proprie fasce di finimento.

Nel seguito si riporta un estratto planimetrico della galleria di progetto con riportate le proiezioni delle tracce principali faglie/finimenti descritti sopra alla quota del pavimento del sotterraneo.

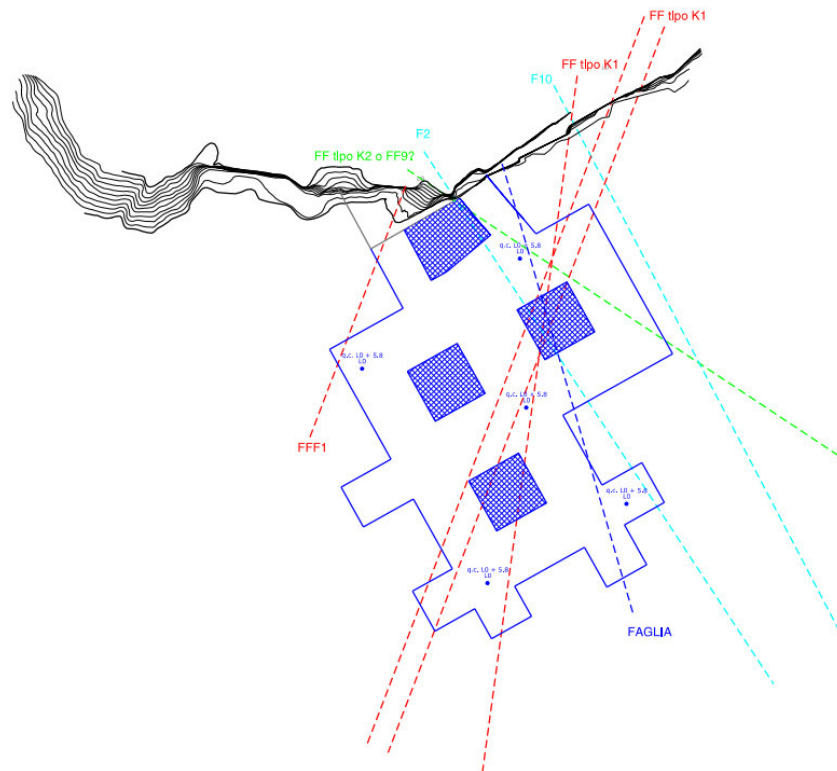


Immagine 1 – Proiezione principali faglie/finimenti alla quota di calpestio del sotterraneo di progetto.

Osservando l'estratto planimetrico si possono fare alcune considerazioni. I finimenti celesti sono stati riportati in planimetria anche se come detto sopra, non è detto che arrivo a tali are del versante non essendo stati rilevati nel fronte esterno. Può essere però che arrivino, da S verso N fino alla faglia e per tale motivo sono stati precauzionalmente proiettati.

Il finimento F10 non interesserà comunque il sotterraneo di progetto, mentre il finimento F2 potrebbe eventualmente interessare i tracciamenti E del sotterraneo. Il finimento di tipo K2 interessa il portale NE del sotterraneo e si sono discusse in precedenza le modalità di



attraversamento e/o consolidamento. Potrebbe poi interessare anch'esso, qualora oltrepassi la faglia principale. il primo tracciamento E del sotterraneo.



Foto 8 – Particolare della Faglia di Fiordichiara alla quota di 638,5 m ca..

Il finimento FF1 interesserà in futuro il secondo portale di ingresso e si rimanda ad una successiva analisi di dettaglio a seguito del tracciamento del sotterraneo e della coltivazione delle bancate esterne ed attestazione del fronte lungo il quale impostare l'altro portale. Gli altri tre finimenti di tipo K1, qualora abbiano continuità in direzione S ed attraversino ed oltrepassino la faglia, potrebbero interessare le aree dei pilastri profondi.

Sarà pertanto fondamentale, al termine del tracciamento autorizzato in direzione N – S, valutare la presenza di tali tre fasce di finimento e valutare la corretta posizione dei pilastri in funzione dell'eventuale continuità a S della faglia principale.



La faglia ha una direzione media (lungo tutto il versante) ca. subortogonale al fronte principale e dunque anche subparallela alla direzione del fronte di progetto. Localmente però, nella piano di calpestio alla quota in cui sarà aperta la galleria la faglia, vedasi foto 4 precedente, ha una direzione media di ca.  $249^\circ$  ed infatti è già stata intercettata nel corso dei primi 5-6 avanzamenti (vedasi carta delle fratture) quindi, nel caso mantenga questa locale direzione di immersione, si ritiene possa interessare il tracciamento principale del sotterraneo. E' stato dunque valutato di posizionare, nel punto in cui si prevede che transiti la faglia, uno dei pilastri di progetto. La faglia in ogni caso sia alla quota del sotterraneo di progetto che nel punto in cui è stata intercettata in sotterraneo non ha spessore decimetrico come nelle altre aree (torrione e sotterraneo fantiscritti) e quindi non si prevedono particolari procedure per il suo attraversamento.

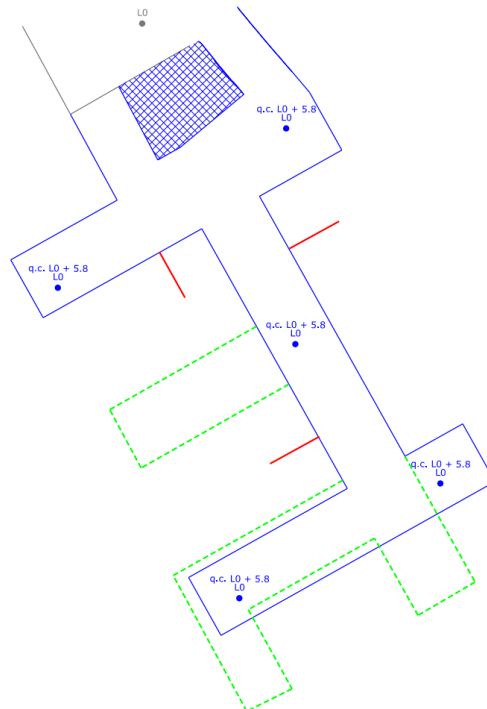
Al momento, considerata l'attuale autorizzazione la galleria, il progetto non prevede ulteriori avanzamenti in direzione NW - SE ma il tracciamento procederà in direzione NE - SW e pertanto al momento le lavorazioni non interesseranno più la faglia. Quando la si intercetterà nuovamente nel sotterraneo profondo bisognerà valutarne nuovamente l'apertura e le caratteristiche e sarà dunque cura della Direzione dei Lavori valutare al momento eventuali procedure specifiche da porre in essere qualora si presenti di spessore maggiore a quello preventivabile al momento.



## 9.5 - PROGETTO DI MONITORAGGIO SOLLECITAZIONI AGENTI

Considerato che l'esatta posizione dei pilastri di progetto dovrà esserne valutata a seguito della verifica della presenza delle fasce finimentose principali descritte sopra prima di condurre delle verifiche sugli stessi si ritiene utile procedere anche alla verifica delle sollecitazioni agenti nelle aree in cui si prevede grossolanamente di isolarli..

Pertanto al fine di verificare lo stato di sollecitazione agente lungo tali futuri pilastri di progetto, considerato che in questo caso saranno passibili di approfondimenti futuri, si prevede di praticare, prima della formazione di ciascuno dei pilastri un opportuno foro di sondaggio in direzione tale da raggiungere il centro del futuro pilastro nel quale eseguire misure di stato di sollecitazione triassiale mediante cella CSIRO così da avere una misura di zero. Successivamente, in foro praticato vicino a quello utilizzato per le misure, sarà installato un un pressiometro bidimensionale (biaxial stressmeter) di tipo a corda vibrante in grado di rilevare la variazione di sollecitazione agente nell'elemento di sostegno oggetto di controllo a seguito dell'evolversi delle coltivazioni minerarie condotte in sua prossimità. Questo consentirà di valutare l'evolversi delle sollecitazioni nel pilastro in funzione delle coltivazioni condotte nel suo stretto intorno durante la sua formazione.





Estratto planimetria fase intermedia di progetto (in blu) sovrapposta al profilo del progetto autorizzato con riportato in rosso l'ubicazione della misura di stato tensionale

L'installazione del pressiometro di cui sopra sarà realizzata prima dell'isolamento del diaframma e le coltivazioni nel suo intorno saranno realizzate in maniera tale di giungere gradatamente all'isolamento alle dimensioni previste di progetto così da avere dei dati attendibili per definire, nel futuro progetto, l'area effettiva del pilastro di progetto anche in base allo sviluppo futuro delle coltivazioni del suo intorno.

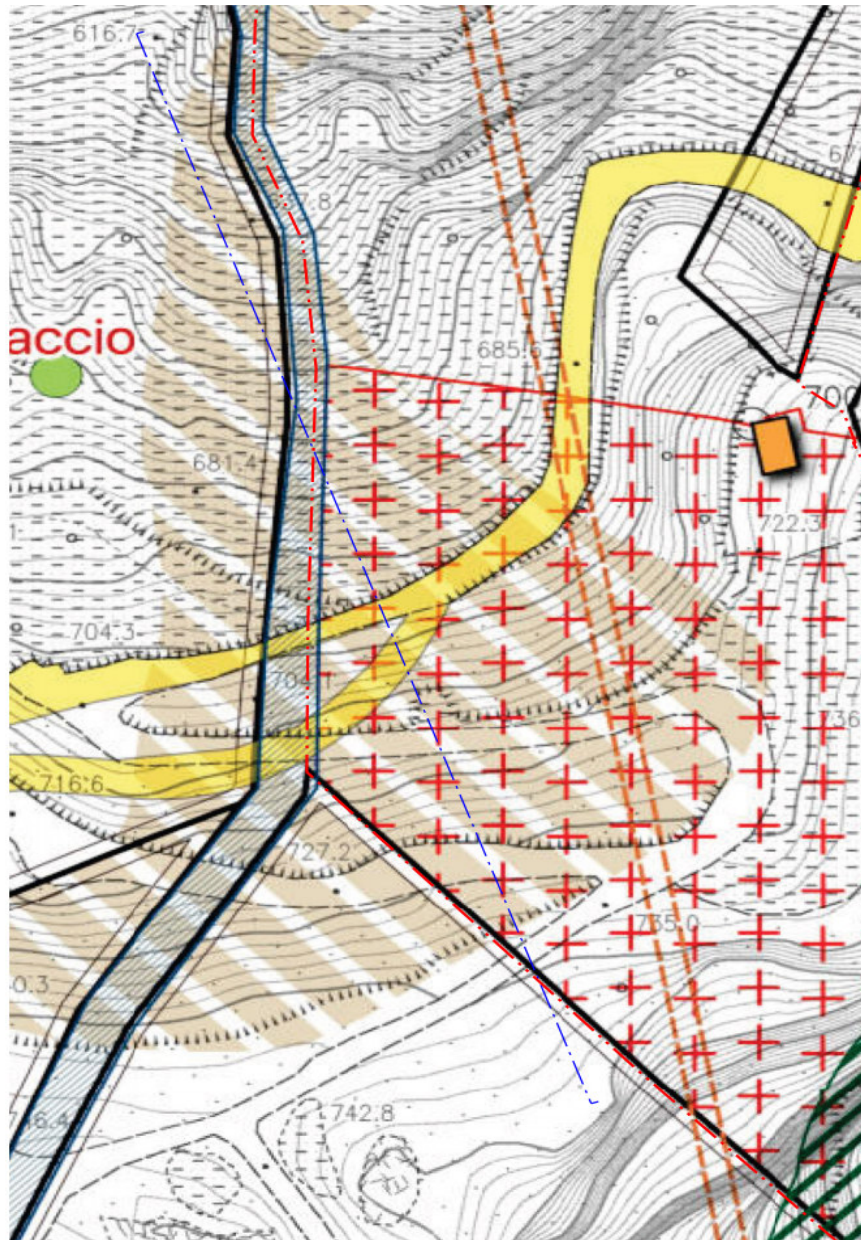
Sarà dunque eseguita una misura su ciascuna parete che in futuro diverrà una delle quattro facce del pilastro.

Nell'estratto precedente è stata posizionata la possibile posizione della misura nella fase preliminare del progetto. La posizione è stata scelta in base all'attuale progetto autorizzato così da poterla realizzare già prima dell'ottenimento della presente autorizzazione.



## 9.6 – STABILITA' RAVANETO A PERICOLOSITA' GEOMORFOLOGICA ELEVATA

La sezione utilizzata per le aggiuntive verifiche di stabilità sul ravaneto a pericolosità geomorfologica elevata R2 è stata fatta sulla sezione redatta ad ok per l'occasione, denominata A – A.



Estratto Tav. F1.5 dei Pa.Be. con la sezione utilizzata per la stabilità del ravaneto PGME



### Caratterizzazione dei parametri geotecnici del deposito

Il materiale costituente il deposito detritico è quanto mai vario in termini di granulometria in quanto la sua formazione è costituita da accumuli di materiale di scarto proveniente dall'attività estrattiva.

La granulometria è variabile: in prevalenza, gli accumuli sono costituiti da clasti da decimetrici a metrici, mentre la frazione fine è subordinata, dipendente dall'età del ravaneto e quindi dalla metodologia utilizzata per l'estrazione dei blocchi di marmo. Massi e blocchi tendono ad accumularsi generalmente al piede, mentre i clasti più piccoli si attestano nelle porzioni medio-alte dell'accumulo. L'evoluzione dei metodi d'escavazione, ha anche portato nei secoli a variazioni granulometriche dei ravaneti, dove si riconoscono porzioni formate da blocchi metrici, pezzame (decimetrico o pluridecimetrico) e detrito più fine (da centimetrico a minore di 1 cm). In alcune aree, una pezzatura può prevalere (in genere, nei ravaneti più vecchi), mentre in altre si ha un maggiore assortimento granulometrico. Osservazioni lungo sezioni stratigrafiche in vari ravaneti evidenziano il succedersi di livelli detritici differenziati per granulometria e struttura, determinati dall'evoluzione delle tecniche estrattive nel tempo. Dalla fine anni degli anni 80 ad oggi l'utilizzo del filo diamantato e delle seghe a catena, ha comportato un aumento della matrice fine negli accumuli.

Al fine di compiere l'analisi di stabilità è pertanto essenziale determinare un valore dell'angolo di attrito interno da avere come riferimento nelle scelte progettuali.

Sulla base della nomenclatura proposta da Baroni *et al.* gli elementi granulometrici dei ravaneti sono i seguenti:

- *informi*: blocchi con dimensioni minime superiori ai 50 cm, non utilizzabili a scopi commerciali per la forma irregolare;
- *pezzame*: clasti con dimensioni variabili dai 30 ai 50cm;
- *sassi*: clasti di dimensione variabile tra i 10 e 30cm;
- *fine*: clasti di dimensione inferiori ai 10 cm;
- *terre*: elementi con dimensioni dalle argille alle ghiaie.

La relativa percentuale è d'incerta definizione ed in ogni caso la distribuzione può correlarsi al periodo di costruzione del ravaneto. Si riconosce comunque che il ravaneto è un assemblaggio di particelle e clasti di varia pezzatura fino ai blocchi metrici che manifesta un comportamento variabile riconducibile tuttavia a quello di un *rockfill*, cioè di un ammasso di materiale incoerente di granulometria controllata, utilizzato per la costruzione dei paramenti



delle dighe in terra, tranne evidentemente nelle zone dove le terre (vale a dire il materiale francamente granulare) prevalgono costituendo stratificazione d'importante spessore. Queste particolari situazioni locali sono escluse dall'analisi di questo rapporto.

Come riportato ampiamente nella letteratura scientifica i *rockfill* hanno risposta meccanica paragonabile a quella di un giunto in roccia.

Barton introdusse la seguente relazione empirica per la resistenza a taglio di giunti di roccia:

$$\tau_{n,f} = \sigma_{n,f} \tan \left[ JRC \log \left( \frac{JCS}{\sigma_{n,f}} \right) + \varphi_b \right]$$

dove  $\tau_{n,f}$  è la resistenza d'attrito di picco,  $\sigma_{n,f}$  la tensione normale agente sul piano di rottura efficace, *JRC* il *Joint Roughness Coefficient*, *JCS* il *Joint wall Compressive Strength*,  $\varphi_b$  angolo d'attrito di base o residuo.

Il modello per la stima della resistenza al taglio proposto per un *rockfill* è concettualmente identico al modello applicato ai giunti di roccia (modello di Barton e Kjaensrli, BK). I parametri che specializzano il *rockfill* nel modello sono la rugosità equivalente *R* (*effective roughness*), che sostituisce *JRC*, e la resistenza alla frantumazione dei clasti *S*, che sostituisce *JCS*. Questi sono funzione della porosità dell'accumulo e del grado di compattazione, della dimensione dei clasti, nonché della tipologia di prova (taglio piano, triassiale). In formula:

$$\tau_{n,f} = \sigma_{n,f} \tan \left[ R \log \left( \frac{S}{\sigma_{n,f}} \right) + \varphi_b \right]$$

Il modello BK ha il pregio di considerare la dilatanza che un sistema compatto di blocchi sufficientemente incastrati manifesta sotto sforzo di taglio in assenza di vincoli alla variazione volumetrica in condizioni drenate. La dilatanza si traduce in un angolo d'attrito apparente più pronunciato ai livelli tensionali bassi, corrispondenti agli strati più superficiali degli accumuli. All'aumento dello stato tensionale la graduale soppressione a seguito di disgregazione degli spigoli dei clasti e delle asperità (come nei giunti) porta ad una riduzione dell'angolo d'attrito fino al valore tendenziale corrispondente a quello della polvere di marmo o a quello che si manifesta tra superfici lisce di blocchi dello stesso materiale. Al fine di definire i parametri del criterio di rottura nel 2013 è stato realizzato uno studio presso le cave all'interno del



bacino estrattivo di Carrara in cui sono state eseguite una serie di prove di *tilting* e di taglio con carico variabile in sito utilizzando cassoni in lamiera di ferro di 1.5 x 3.0 x 0.5 m<sup>3</sup> sovrapposti e riempiti con materiale riveniente dai ravaneti di vari mucchi differenti prelevati sia nella cava in oggetto che in quelle limitrofe sulla scorta dello studio originale di Barton.



Apparecchiatura utilizzata per le prove di taglio e di tilt test

Le prove effettuate riferiscono a livelli tensionali bassi e per un materiale non addensato, in accordo alla mancanza di costipamento dei clasti nello strato superficiale dei ravaneti ed alla potenzialità dei macchinari di movimentazione carico resi disponibili nei siti di cava.

La rispondenza del campione, in considerazione della sua dimensione, al comportamento del materiale negli strati superficiali del ravaneto può tuttavia considerarsi piena. Poiché i valori della tensione normale operante sul piano di rottura (sia nei tilt test che nelle prove di taglio diretto) sono modesti, i risultati si collocano (come descritto in seguito) nella parte iniziale del criterio di rottura, con tendenza sensibilmente lineare. Di conseguenza per l'interpolazione dei dati si è utilizzata una relazione di regressione lineare. Ne consegue che per tutti i mucchi per lo stato tensionale saggiato, corrispondente grossomodo a meno di 5 metri di copertura, si è introdotto in definitiva un criterio di resistenza a taglio alla Mohr-Coulomb (MC):



$$\tau_{n,f} = \sigma_{n,f} \tan \varphi + c$$

caratterizzato dai due parametri  $\varphi$  angolo d'attrito e  $c$  coesione. Si rimarca che i valori di coesione sono pressoché trascurabili, in accordo alla natura tipicamente incoerente dei materiali di ravaneto costituenti i mucchi saggiati.

Alla luce dei risultati conseguiti con suddette prove si può affermare che i mucchi esibiscono resistenza variabile con la profondità, riconoscendosi per la parte più superficiale un angolo d'attrito sui  $50^\circ$  dovuto all'effetto di interlocking con dilatanza non confinata, mentre per gli strati inferiori ai fini dell'effettuazione di analisi di stabilità si può attribuire al materiale una resistenza di  $45^\circ$  di angolo d'attrito  $\varphi$  ed una debole coesione  $c$  di  $0.3 \text{ t/mq}$  se si opera considerando la resistenza di picco  $\varphi = \varphi_p$ .

Ovviamente nell'analisi svolta di seguito viene completamente trascurata la coesione e verrà utilizzato come valore di angolo di attrito caratteristico  $\varphi = 45^\circ$  per il deposito.

### Verifica pendio

Il metodo di calcolo adoperato nella valutazione della stabilità è il metodo di Bishop, basato sul concetto dell'equilibrio limite globale, con superficie di scivolamento assimilabile ad un arco di circonferenza dove il livello di sicurezza può essere espresso in termini di momenti rispetto al centro della circonferenza stessa:

$$\frac{\frac{1}{\gamma_R} * M_S}{\gamma_{G1} * M_R}$$

in cui  $M_R$  è il momento delle forze ribaltanti,  $M_S$  il momento stabilizzante calcolato utilizzando i valori caratteristici dei parametri geotecnici del terreno divisi i loro coefficienti parziali  $\gamma_M$ , mentre  $\gamma_R$  e  $\gamma_{G1}$  i rispettivi coefficienti parziali per le azioni e per le resistenze sopra accennati.

Tale metodo ha il vantaggio della semplicità in quanto, rispetto a metodi più complessi e completi quali quello di Morgenstern-Price, differisce nei risultati di poche unità percentuali.

Per la ricerca della superficie occorre, prima di tutto, considerare una serie di cerchi di scorrimento aventi il medesimo centro di rotazione, ma di raggio diverso. Se si trova il fattore



di sicurezza di ciascuno di questi cerchi, uno dopo l'altro, e si traccia un grafico rispetto al raggio, è probabile che a un certo punto si trovi un "fattore di sicurezza minimo".

Ciò si può ottenere semplicemente dalla forma del pendio oppure perché quel particolare cerchio di scorrimento ha intercettato un terreno debole. Se un insieme analogo di cerchi di scorrimento viene esaminato da ciascuno di una intera serie di cerchi (una griglia rettangolare è molto adatta) si può, allora, ottenere un fattore di sicurezza minimo per ogni punto: quello col fattore più basso darà il fattore di sicurezza per l'intero pendio. Il contributo dovuto alla presenza di un battente idraulico è a parere dello scrivente di minima entità. Questa affermazione si basa su vari aspetti legati sia al tipo di materiale di cui è costituito il deposito, sia dal fatto che le opere di regimazione poste al di sopra di esso, tendono ad allontanare le acque piovane che gravano in questa zona non permettendo un notevole accumulo di acqua all'interno del deposito stesso, inoltre la pendenza del substrato roccioso impedisce qualunque ristagno o formazione di battenti.

Infatti, come già detto in precedenza, la granulometria del deposito è molto variabile il che porta a considerare questo materiale nella sua quasi totalità, ma soprattutto alle profondità dove ipoteticamente si realizza la superficie di rottura, come discretamente permeabile.

Comunque per porsi in ogni caso nella condizione peggiore, come d'altronde suggerisce il D.M. LL.PP. del 14/01/2008, si è deciso in ogni modo di considerare il contributo legato alla presenza di acqua andando a valutare la stabilità del versante impostando altresì il materiale saturo con peso specifico ( $\gamma_s=2.2t/m^3$ ). Il battente d'acqua considerato è altamente improbabile e quindi cautelativo, in quanto non è possibile nella fattispecie la presenza di un flusso idrico lungo il substrato roccioso come considerato nelle analisi di stabilità.

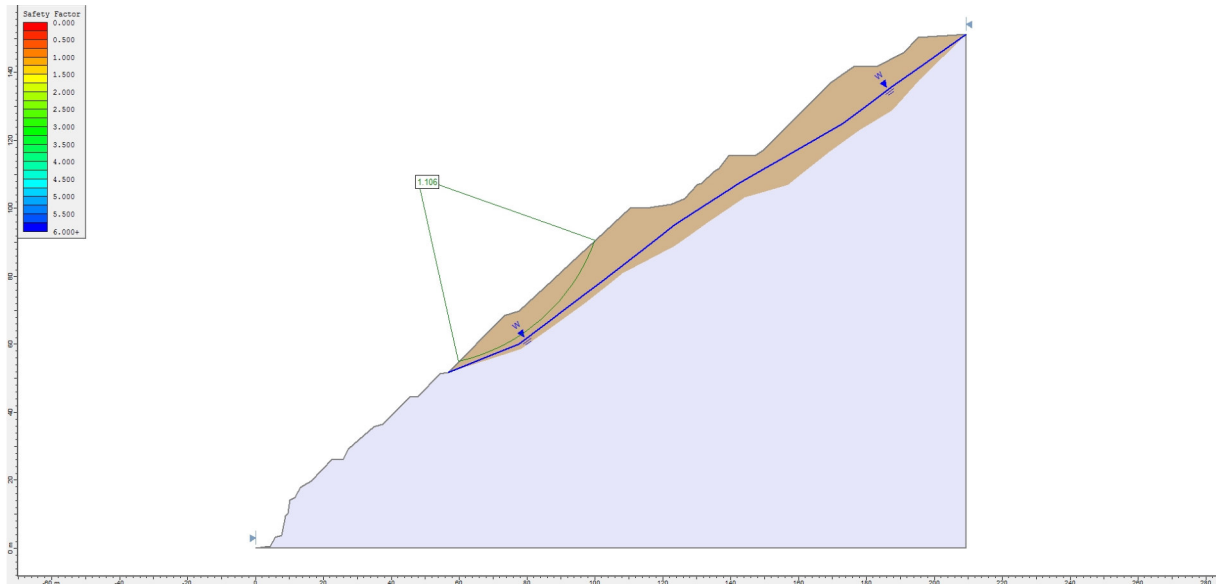
Nel seguito si riporteranno le immagini delle analisi eseguite per la sezione di stabilità descritta in precedenza, andando a considerare la presenza sia del sisma che dell'acqua.

Va sottolineato come il profilo del substrato roccioso risulta essere una stima basandosi sui vari rilievi 3D eseguiti con Laser Scanner ad alta precisione, ma soprattutto, da un'analisi eseguita osservando delle foto passate del sito oggetto di studio.

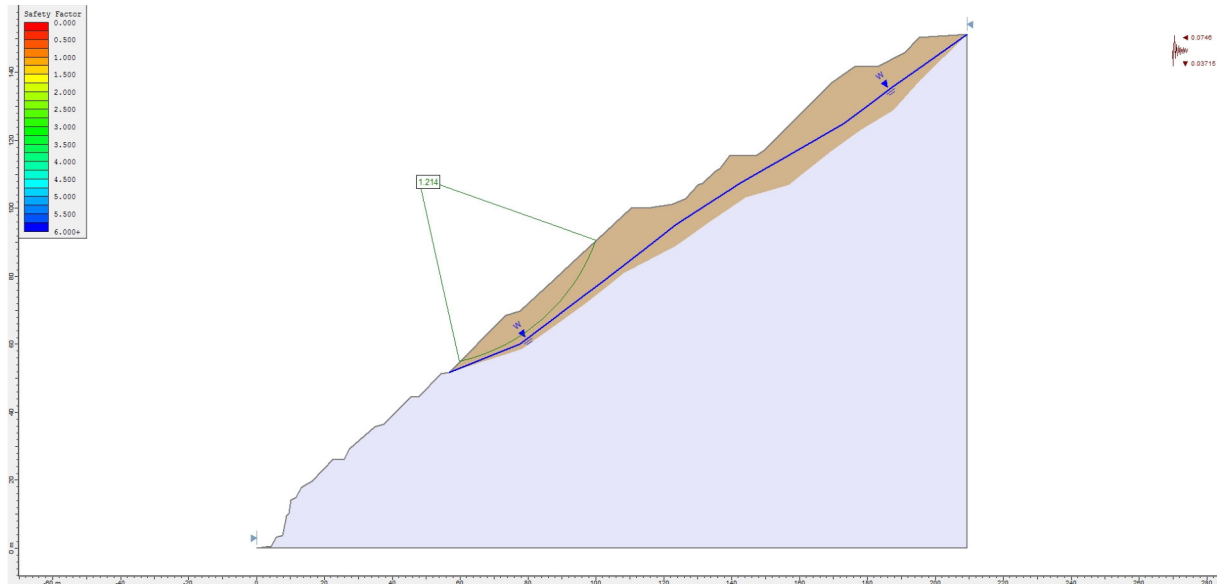
Ai valori del Fattore di Sicurezza riportati nelle immagini successive bisogna applicare il coefficiente parziale  $\gamma_R$  per cui l'effettivo livello di sicurezza valutato secondo il D.M. 14/01/2008 è pari al suddetto valore diviso per 1.1 in condizioni statiche ed 1.2 in condizioni pseudostatiche. Coefficienti sismici orizzontale e verticale rispettivamente risultano essere



$k_h=0,0743$  e  $k_v= 0,0371$  (vedasi Allegato 1). Come si noterà dalle immagini successive il valore del fattore di sicurezza richiesto da normativa è soddisfatto sia nelle condizioni statiche che nelle condizioni pseudo-statiche.



Analisi delle possibili linee di scivolamento per la sezione A - A in condizioni statiche attuale.



Analisi delle possibili linee di scivolamento per la sezione E - E in condizioni dinamiche attuale.

Carrara Gennaio 2026

Il Tecnico



**COMMITTENTE:** Società Apuana Marmi s.r.l.

**OGGETTO:** Progetto di coltivazione - Variante al piano di coltivazione della cava Nocciola n° 54

**DATA:** Gennaio 2026



Dott. Ing. Massimo Gardenato

---

**COMMITTENTE:** Società Apuana Marmi s.r.l.  
**OGGETTO:** Progetto di coltivazione - Variante al piano di coltivazione della cava Nocciola n° 54  
**DATA:** Gennaio 2026



ALLEGATO 1  
Normativa Tecnica  
Progettazione Geotecnica e Progettazione Sismica



### Normativa - Generalità

Per la verifica della sicurezza dell'opera da realizzarsi ci si rifà a quanto riportato nel Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 17/01/2018 e successiva circolare del 29/0/2019 di cui di seguito si dà una breve e sintetica descrizione. Le indicazioni nelle suddette norme stabiliscono che la sicurezza e le prestazioni di un'opera devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la loro vita nominale. In particolare le opere e le tipologie di intervento devono possedere il requisito di:

- *sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU)*, vale a dire: capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera;
- *sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE)*, vale a dire: capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio.

Per le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) deve essere rispettata la condizione  $E_d < R_d$  dove:

$R_d$  è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate;

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} \cdot R \left[ \gamma_F F_K; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

$E_d$  è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto

$$E_d = \gamma_E \cdot E \left[ F_K; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

delle azioni.

La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diversi coefficienti parziali, definiti sia per le azioni, sia per i parametri geotecnici e sia per le resistenze.



## Progettazione geotecnica

Le verifiche agli stati limite devono essere eseguite per tutte le più gravose condizioni di carico che possono agire sulla struttura. Nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono:

- lo stato limite di equilibrio come corpo rigido: **EQU**
- lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione: **STR**
- lo stato limite di resistenza del terreno: **GEO**

Per effettuare la verifica è necessario fare la distinzione fra i parametri caratteristici ed i valori di calcolo (o di progetto) sia delle azioni che delle resistenze in quanto i valori di calcolo si ottengono dai valori caratteristici mediante l'applicazione di opportuni coefficienti di sicurezza parziali  $\gamma$ . Per le verifiche nei confronti dello stato limite ultimo di equilibrio come corpo rigido (EQU) si utilizzano i coefficienti  $\gamma_f$  riportati nella colonna EQU della Tabella successiva, mentre per la progettazione di componenti strutturali che non coinvolgono azioni di tipo geotecnico, le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) si eseguono adottando i coefficienti  $\gamma_f$  riportati nella colonna A1 della medesima Tabella. Per la progettazione di elementi strutturali che coinvolgano azioni di tipo geotecnico (plinti, platee, pali, muri di sostegno, ...) le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) si eseguono adottando due possibili approcci progettuali, fra loro alternativi. Nell'Approccio 1 sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni  $\gamma_f$ , per la resistenza dei materiali  $\gamma_m$  e, eventualmente, per la resistenza globale del sistema  $\gamma_R$ : la prima combinazione è generalmente la più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno (coefficienti A1 della tabella successiva), mentre la seconda combinazione è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico (coefficienti A1 della tabella successiva). Nell'Approccio 2 si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le azioni  $\gamma_f$ , per la resistenza dei materiali  $\gamma_m$  e, eventualmente, per la resistenza globale  $\gamma_R$ . In tale approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti  $\gamma_m$  riportati nella colonna A1, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.



### *Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche*

#### Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>	$\gamma^f$ o $\gamma^e$	<i>EQU</i>	<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{Gfav}$	0,90	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{Gsfav}$	1,10	1,30	1,00
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0,00	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	1,50	1,50	1,30

In accordo a quanto stabilito in precedenza la verifica della condizione  $E_d < R_d$  deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1, A2), per i parametri geotecnici (M1, M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

Per il valore di progetto della resistenza  $R_d$  la Norma afferma che può essere determinato:

- in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale  $\gamma_M$  e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  relativi a ciascun tipo di opera;
- in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  relativi a ciascun tipo di opera;
- sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  relativi a ciascun tipo di opera;

dove i coefficienti da utilizzare nelle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi sono:

#### Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>	$\gamma_m$	<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi}$	1,00	1,25
Coazione efficace	$\gamma_c$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	$\gamma_{cu}$	1,00	1,40
Peso dell'unità di volume	$\gamma_\gamma$	1,00	1,00

Nel seguito si elenca la simbologia adottata nelle tabelle precedenti e la grandezza a cui si riferisce:

#### *Simbologia adottata*

$\gamma_{Gsfav}$	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
$\gamma_{Gfav}$	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
$\gamma_{Qsfav}$	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni variabili
$\gamma_{Qfav}$	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni variabili
$\gamma_{\tan\phi}$	Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato



$\gamma_c'$	Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
$\gamma_{cu}$	Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
$\gamma_{qu}$	Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo
$\gamma_\gamma$	Coefficiente parziale di riduzione della resistenza a compressione uniassiale delle rocce

Per quanto riguarda i coefficienti  $\gamma_R$ , che agiscono direttamente sulla Resistenza del sistema, questi variano in funzione dell'opera che si realizza. Nel seguito si descriveranno brevemente le verifiche agli SLU che debbono essere eseguite sulle opere di sostegno quali muri, sulle opere in sotterraneo, sulle opere di materiali sciolti e fronti di scavo e infine sui depositi di inerti. Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine.

### **Opere di materiali sciolti, fronti di scavo e depositi di inerti**

Le presenti norme si applicano ai manufatti di materiali sciolti, quali rilevati, argini di difesa per fiumi, canali e litorali, rinfianchi, rinterrati, terrapieni e colmate, scavi per la formazione di piazzali e/o trincee e allo stesso modo ai depositi di inerti a cui si può far riferimento nel caso dei "ravaneti". Nelle verifiche che interessano il corpo del deposito, si devono attribuire parametri che tengano conto della natura e delle modalità di compattazione del materiale nonché dei risultati di specifiche prove in sito o di laboratorio. In questo caso le verifiche agli stati limite ultimi devono essere eseguite secondo la Combinazione 2 dell'Approccio 1 (dunque la combinazione di coefficienti A2-M2-R2) con i valori dei coefficienti  $\gamma_R$  pari a 1,1.

### **Progettazione sismica**

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione e sono funzione delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche che determinano la risposta sismica locale. La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A come definita al § 3.2.2), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $Se_{(T)}$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{VR}$  nel periodo di riferimento  $V_R$ . Ai fini della presente



normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento  $P_{VR}$  nel periodo di riferimento  $V_R$ , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

$a_g$  = accelerazione orizzontale massima al sito

$F_o$  = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale

$T_c$  = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

Per il generico sito in esame la stima dei parametri spettrali necessari per la definizione dell'azione sismica di progetto viene infatti effettuata utilizzando le informazioni disponibili nel reticolo di riferimento (riportato nella Tabella 1 dell'Allegato B del D.M.).

Le forme spettrali previste dalle Norme Tecniche per le Costruzioni sono caratterizzate da prescelte probabilità di superamento e vite di riferimento. A tal fine occorre fissare:

- la vita di riferimento  $V_R$  della costruzione.
- le probabilità di superamento nella vita di riferimento  $P_{VR}$  associate a ciascuno degli stati limite considerati,

per individuare infine, a partire dai dati di pericolosità sismica disponibili, le corrispondenti azioni sismiche.

Come detto le azioni sismiche vengono valutate su ciascuna costruzione in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava moltiplicando la vita nominale  $V_N$  dell'opera per il coefficiente d'uso  $C_U$ :

$$V_R = V_N * C_U$$

La vita nominale di un'opera strutturale  $V_N$  è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali.

TIPI DI COSTRUZIONE		Valori minimi $V_N$ (in anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	$\leq 10$
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	$\geq 50$
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	$\geq 100$

Le verifiche sismiche di opere di tipo 1 o in fase di costruzione possono omettersi quando il progetto preveda che tale condizione permanga per meno di 2 anni.



In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

*Classe I:* Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

*Classe II:* Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso *III* o in Classe d'uso *IV*, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

*Classe III:* Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso *IV*. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

*Classe IV:* Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Il valore del coefficiente d'uso  $C_U$  è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato nella seguente tabella:

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $C_U$	0,7	1,0	1,5	2,0

L'individuazione delle azioni sismiche deve essere possibile per tutte le vite di riferimento e tutti gli stati limite considerati dalle NTC; a tal fine è conveniente utilizzare, come parametro caratterizzante la pericolosità sismica, il periodo di ritorno dell'azione sismica  $T_R$ , espresso in anni. Fissata la vita di riferimento  $V_R$ , i due parametri  $T_R$  e  $P_{V_R}$  sono immediatamente

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})}$$

esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante l'espressione:



Il valore di  $P_{VR}$  varia in funzione degli stati limite, quali Stato Limite di Operatività (SLO) e Stato Limite di Danno (SLD) per quanto riguarda gli stati limite di esercizio; Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) e Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC) per quanto riguarda gli stati limite ultimi, i quali devono essere individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso. In mancanza di espresse indicazioni in merito, il rispetto dei vari stati limite si considera conseguito nei confronti di tutti gli stati limite ultimi qualora siano rispettate le indicazioni progettuali e costruttive e siano soddisfatte le verifiche relative al solo SLV.

Lo SLV sta ad indicare che a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella tabella successiva.

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

Qualora la attuale pericolosità sismica su reticolo di riferimento non contempli il periodo di ritorno  $T_R$  corrispondente alla  $V_R$  e alla  $P_{VR}$  fissate, il valore del generico parametro  $p$  ( $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_C^*$ ) ad esso corrispondente potrà essere ricavato per interpolazione, a partire dai dati relativi ai  $T_R$  previsti nella pericolosità sismica, utilizzando la seguente espressione:

$$\log(p) = \log(p_1) + \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) * \log\left(\frac{T_R}{T_{R1}}\right) * \left[\log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right)\right]^{-1}$$

nella quale:

$p$  è il valore del parametro di interesse corrispondente al periodo di ritorno  $T_R$  desiderato



$T_{R1}$ ,  $T_{R2}$  sono i periodi di ritorno più prossimi a  $T_R$  per i quali si dispone dei valori  $p_1$   $p_2$  del generico parametro  $p$

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale del sito in esame. In assenza di analisi più dettagliate si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento come mostrato dalla seguente tabella:

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da 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	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> 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	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> 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	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , 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 m/s e 180 m/s.
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D</i> , con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Nello spettro di risposta di progetto le caratteristiche di sito sono introdotte tramite un coefficiente  $S$  che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la seguente relazione:

$$S = S_s \times S_T$$

dove  $S_s$  è il coefficiente di amplificazione stratigrafica e  $S_T$  è il coefficiente di amplificazione topografica. Il coefficiente  $S_s$  si può ricavare dalla seguente tabella che lo lega alla categoria di sottosuolo di riferimento.

Categoria di sottosuolo	$S_s$
A	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot a_g / g \leq 1,20$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot a_g / g \leq 1,50$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot a_g / g \leq 1,80$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot a_g / g \leq 1,60$

Tabella 3.2.IV



Relativamente al coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$ , si può fare riferimento alla seguente tabella dove sono indicate le varie caratteristiche della superficie topografica che possono generare amplificazione sismica.

Categoria topografica	Caratteristiche della superficie topografica	Coefficiente topografico $S_T$
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$	1,0
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$	1,2
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$	1,2
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$	1,4

Tabella 3.2.III

Nel § 7.11 si disciplinano la progettazione e la verifica delle opere e dei sistemi geotecnici quali stabilità dei pendii, fronti di scavo e rilevati, opere di sostegno soggetti ad azioni sismiche, nonché i requisiti che devono essere soddisfatti dai siti di costruzione e dai terreni interagenti con le opere in presenza di tali azioni. In aggiunta alle prescrizioni contenute nel paragrafo citato, le opere e i sistemi geotecnici devono soddisfare le prescrizioni contenute nel capitolo 6 delle norme, relative alle combinazioni di carico non sismico.

Sotto l'effetto dell'azione sismica di progetto le opere e i sistemi geotecnici devono rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio. Le verifiche agli stati limite ultimi di opere e sistemi geotecnici si riferiscono al solo stato limite di salvaguardia della vita (*SLV*) mentre quelle agli stati limite di esercizio si riferiscono al solo stato limite di danno (*SLD*).

Le verifiche degli stati limite ultimi in presenza di azioni sismiche devono essere eseguite ponendo pari a 1 i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto, con i coefficienti parziali  $\gamma_R$  indicati nel capitolo 7, oppure con i  $\gamma_R$  indicati nel capitolo 6 laddove non espressamente specificato.

L'analisi di stabilità in condizioni sismiche può essere eseguita mediante metodi pseudostatici. In questi metodi l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso (*W*) del volume potenzialmente instabile. Tale forza dipende dalle caratteristiche del moto sismico atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile e dalla capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza. Le componenti orizzontale e verticale di tale forza possono esprimersi come:



$$F_h = k_h \times W$$

$$F_v = k_v \times W$$

con  $k_h$  e  $k_v$  rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

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

$$k_v = \pm 0.5 \times k_h$$

dove  $\beta_s$  = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

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

$g$  = accelerazione di gravità

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima attesa al sito può essere valutata con la relazione

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

Il valore del coefficiente  $\beta_s$  è indicato nei vari paragrafi del capitolo 7 in funzione dell'opera che si realizza.

### **Opere di materiali sciolti, fronti di scavo e depositi di inerti**

Per quanto riguarda le presenti opere il valore del coefficiente  $\beta_s$  assume i valori:

$\beta_s = 0.38$  nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV)

$\beta_s = 0.47$  nelle verifiche allo stato limite di esercizio (SLD).

Nelle verifiche di sicurezza delle presenti opere si deve controllare che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto calcolate con un coefficiente parziale pari a  $\gamma_R = 1.2$ .