

STUDIO TECNICO DI GEOLOGIA

Dott. Geol. Luca Angeli
Geol. Sez. A, O.G.T. n°1851
Via Dante Alighieri n°6, 54100 MASSA (MS)
Cell. 320-3081095
e-mail: lucaangeli12@gmail.com
pec: dott.lucaangeli@pec.it

Rif: 01 - 25

COMUNE DI CARRARA **PROVINCIA DI MASSA - CARRARA**

Progetto di coltivazione della cava denominata "Finestra A" n. 110

Relazione geomeccanica di stabilità

Ex l.r. n°35/2015

Committente: Italquarries S.r.l.

Data: Luglio 2025

Il tecnico: Dott. Geol. Luca Angeli



Sommario

PREMESSA	5
CARATTERI DELL'INTERVENTO	5
METODOLOGIA D'INDAGINE	6
RILIEVO STRUTTURALE.....	6
RICONOSCIMENTO DELLE DISCONTINUITÀ ED ELABORAZIONE DEI DATI	8
CARATTERI STRUTTURALI DEL RILIEVO	10
CLASSIFICAZIONE GEOMECCANICA DELL'AMMASSO ROCCIOSO.....	11
<i>Classificazione di Bieniawski (indice RMR, 1989)</i>	<i>11</i>
<i>Classificazione di Hoek-Kaiser-Bawden (indice GSI, 1995-2002).....</i>	<i>13</i>
STIMA DEI PARAMETRI GEOMECCANICI DELL'AMMASSO ROCCIOSO IN ESAME – CRITERIO DI HOEK & BROWN.....	15
<i> Criterio di Mohr-Coulomb – angolo di attrito e coesione dell'ammasso</i>	<i>17</i>
<i> Stima della resistenza a taglio</i>	<i>18</i>
RESISTENZA A TAGLIO DELLE DISCONTINUITÀ	20
<i>Angolo di attrito di base del materiale – ϕ_b ed angolo di attrito residuo – ϕ_r</i>	<i>20</i>
<i>JRC – scabrezza delle superfici dei giunti</i>	<i>21</i>
<i>JCS – resistenza delle pareti dei giunti</i>	<i>22</i>
<i>Angolo di ondulazione a grande scala delle discontinuità</i>	<i>22</i>
<i>Definizione dei parametri angolo di attrito istantaneo (picco) e coesione istantanea (picco) caratteristici</i>	<i>22</i>
<i>Definizione dei parametri di angolo di attrito residuo e coesione residua caratteristici delle discontinuità</i>	<i>24</i>
<i>Definizione dei parametri di angolo di attrito residuo e coesione residua caratteristici del materiale di riempimento.....</i>	<i>24</i>
INQUADRAMENTO SISMICO AREA DI LAVORO	25
<i>Vita nominale</i>	<i>25</i>
<i>Periodo di riferimento per l'azione sismica.....</i>	<i>25</i>

Azione sismica	26
Categoria di sottosuolo – calcolo V_s, eq	26
Condizioni topografiche	26
Parametri sismici	27
Valutazione rispetto alla liquefazione	28
ORIENTAZIONE DEI FRONTI DI LAVORO	28
ANALISI E VERIFICA DEI FRONTI DI LAVORO	29
Fronti a cielo aperto	29
Scivolamento planare	30
Test Markland scivolamento planare	33
Verifica FS scivolamento planare – analisi cinematica ($\Phi = 32^\circ$ e $c = 0,0103 \text{ Kg/cm}^2$)	39
Considerazioni circa la stabilità planare	40
Scivolamento tridimensionale	40
Test Markland scivolamento tridimensionale	42
Verifica FS scivolamento tridimensionale – analisi cinematica ($\Phi = 32^\circ$ - $c = 0,0103 \text{ Kg/cm}^2$)	49
Considerazioni circa la stabilità tridimensionale	57
Ribaltamento	58
Considerazioni circa il ribaltamento	59
VALUTAZIONE DELLA STABILITÀ DELLA TECCHIA	60
Approccio metodologico	61
Analisi della tecchia oggetto di prescrizione	61
Analisi della tecchia al di sopra delle zone a progetto	67
DIMENSIONAMENTO DEL MURO DI CONTENIMENTO	73
Costruzione profilo	73
Verifica caduta massi	73
Commento ai risultati della verifica di stabilità della tecchia	75
VALUTAZIONE DELLA STABILITÀ DEL RAVANETO	76

<i>Analisi di stabilità globale del ravaneto classificato R2</i>	76
<i>Commento ai risultati della verifica di stabilità dei ravaneti</i>	78
CONCLUSIONI	79
ALLEGATI	82
<i>Relazione di calcolo di stabilità tecchia</i>	82
<i>Relazione di calcolo di stabilità ravaneto</i>	107

PREMESSA

La presente relazione è redatta ai sensi di:

- Art. 17, c.1, lett. b) della L.R. n°35/2015
- Art. 4, comma 1, lett. b) del D.P.G.R. n°72/2015 “Regolamento di attuazione Art. 5 della l.r. 35/2015”

CARATTERI DELL'INTERVENTO

Al fine dello sviluppo del presente progetto di coltivazione si prevede di partire dal piano iniziale posto a quota 616 m circa con il primo sbasso di circa 4 m al fine di allineare le lavorazioni al piazzale posto alla quota di 612 m circa. Da quota 612 le lavorazioni proseguiranno per sbassi successivi sino alla quota minima di 588 m. di seguito si riporta la tabella delle quote degli sbassi:

n. sbasso	Quota iniziale	Quota finale	Δ
<i>1°sbasso</i>	<i>616 m circa</i>	<i>612 m circa</i>	<i>4 m circa</i>
<i>2°sbasso</i>	<i>612 m circa</i>	<i>606 m circa</i>	<i>6 m circa</i>
<i>3°sbasso</i>	<i>606 m circa</i>	<i>600 m circa</i>	<i>6 m circa</i>
<i>4°sbasso</i>	<i>600 m circa</i>	<i>594 m circa</i>	<i>6 m circa</i>
<i>5°sbasso</i>	<i>594 m circa</i>	<i>588 m circa</i>	<i>6 m circa</i>

Tabella 1 – Schema riepilogativo dell'altezza delle bancate da progetto

Durante la realizzazione di queste lavorazioni verrà anche asportato il materiale detritico attualmente presente nelle aree a progetto che verrà posizionato temporaneamente nella zona di trattamento del detrito e successivamente portato a valle.

Per i dettagli circa i volumi ed i materiali impiegati si rimanda alle relazioni allegate al PDC.

METODOLOGIA D'INDAGINE

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

1. Prima osservazione dei fronti oggetto di progetto;
2. Rilievo strutturale, mediante l'esecuzione di stendimento e stazioni di misura puntuali per la raccolta dei dati geomeccanici di base in corrispondenza dei nuovi fronti accessibili;
3. Rielaborazione statistica dei dati raccolti e redazione delle tabelle "Ranges dei sistemi di discontinuità" e "Parametri fisico-meccanici dei sistemi di discontinuità";
4. Classificazione geomeccanica dell'ammasso roccioso (indice RMR di Bieniawski e G.S.I. di Hoek, Kaiser e Bawden);
5. Determinazione dei parametri geomeccanici principali dell'ammasso;
6. Definizione dei parametri geomeccanici di resistenza delle famiglie di discontinuità rilevate lungo il fronte interessato;
7. Verifica grafica ed analitica previsionale mediante programmi di calcolo informatizzato delle potenziali combinazioni cinematiche derivanti dall'interazione fronti principali-sistemi di discontinuità;
8. Indicazione nei casi di $R_d/E_d < 1$ (resistenza geotecnica globale su valore azione di progetto) di ipotesi di intervento (abbattimento, stabilizzazione, etc.) previa analisi dei parametri geometrici e fisico-meccanici (tipo a g.s., persistenza, angolo tra direzione di scivolamento e fronte, peso statistico del sistema di discontinuità ecc..) al fine di valutare quanto concorrano alla stabilità dei fronti rocciosi;
9. Analisi conclusiva dei fronti in attività ed indicazioni di interventi di stabilizzazione o miglioramento per i fronti attuali e di progetto.

RILIEVO STRUTTURALE

La realizzazione del rilievo strutturale, permettendo il riconoscimento dei caratteri fisico-meccanici e geometrici delle singole discontinuità, ha come fine:

- l'individuazione dei sistemi di discontinuità principali presenti nel sito e le loro caratteristiche geometriche e fisico-meccaniche;
- la definizione dei parametri utili per la caratterizzazione geomeccanica dell'ammasso roccioso.

I rilievi strutturali sono stati realizzati in accordo con il metodo normalizzato per la descrizione delle discontinuità elaborato dall'I.S.R.M. (*International Society of Rocks Mechanics*, 1978), ben applicabile alla realtà in esame caratterizzata da un limitato sviluppo della fratturazione. Gli stendimenti e le postazioni puntuali sono stati realizzati in corrispondenza del fronte oggetto di SCIA.

Di ogni discontinuità individuata sono state rilevate le seguenti caratteristiche:

- Geometriche:
 - orientazione;
 - spaziatura;
 - persistenza;
- Fisiche:
 - scabrezza;
 - rugosità;
 - alterazione
 - apertura;
 - riempimento;
 - presenza d'acqua.

A tal fine si è proceduto all'esecuzione di misurazioni della fratturazione lungo l'area di intervento.

I dati strutturali raccolti sono stati elaborati con le usuali tecniche statistiche al fine di determinare le caratteristiche generali delle varie famiglie di discontinuità presenti nel sito, e confrontati con quelli rilevati nelle precedenti campagne.

L'elaborazione è stata condotta nell'ipotesi generale che la distribuzione dei dati sia di tipo normale (curva gaussiana) con l'ausilio del programma DIPS della Rocscience (Toronto-Canada).

Tale indicazione anche se non può essere a priori determinata, rimandando ad un'analisi molto più dettagliata di una ingente mole di dati (e non è lo scopo del presente lavoro), trova supporto nelle indicazioni fornite dal Dr. Hoek che nelle sue pubblicazioni evidenzia come *“a meno di avere a disposizione ingenti moli di dati da cui ricavare una differente distribuzione, la distribuzione normale riesce bene ad approssimare la distribuzione statistica dei parametri geomeccanici”*.

In particolare, lo studio, una volta eseguiti gli stendimenti e raccolti i dati in campagna, ha seguito i seguenti passi:

- Proiezione generale di tutti i dati relativi all'orientazione delle discontinuità rilevate e confronto con i dati bibliografici;
- analisi statistica e definizione delle caratteristiche fisico-meccaniche dei sistemi rilevati al fine di caratterizzare l'ammasso roccioso;

RICONOSCIMENTO DELLE DISCONTINUITÀ ED ELABORAZIONE DEI DATI

L'elaborazione dei dati raccolti è stata eseguita con l'ausilio di programma informatizzato DIPS della Rocscience, che ha permesso anche il trattamento statistico di parte dei dati, utile per la redazione delle tabelle sintetiche che raccolgono le caratteristiche fisico-meccaniche dei vari sistemi riconosciuti.

Allo scopo di evidenziare la giacitura preferenziale delle discontinuità rilevate nel sito sono stati proiettati su reticolo equiangolare di Wulff tutti i poli delle discontinuità rilevate per la realizzazione dell'ultimo progetto di coltivazione, sono stati definiti i massimi di frequenza ed i piani medi rappresentativi dei vari sistemi individuati; i dati dei range dei sistemi ed i relativi piani rappresentativi sono stati riassunti nella seguente Tabella 2.

Tabella 2

sistema	K1	K2	K3	K4a	K4b
Range immersione (°)	240-270	302-330	029-358	069-113	119-140
Range inclinazione (°)	52-89	46-89	63-86	56-89	76-89
Piano rappresentativo (°)	244/70	316/68	011/75	087/73	135/68

Le proiezioni stereografiche, confermando le osservazioni dei rilievi geologico-strutturali di dettaglio, hanno evidenziato la presenza complessivamente di 5 sistemi di discontinuità presenti nell'intera area di cava, anche se con frequenza diversa a seconda del Dominio Strutturale preso in esame. Essi sono stati indicati convenzionalmente con la lettera K seguita da un indice numerico seguito da una lettera minuscola per differenziare le dispersione rilevate per alcuni raggruppamenti.

Si ricorda che l'importanza di un sistema di discontinuità per la caratterizzazione geomeccanica è funzione sia del parametro frequenza ma anche degli altri parametri geometrici caratteristici quali persistenza, spaziatura, etc.

I dati raccolti sono stati elaborati al fine di redigere la Tabella A delle caratteristiche fisico-meccaniche dei sistemi delle discontinuità rilevate, ricavata dall'unione dei dati strutturali delle campagne di rilevamento effettuate. Come già di seguito si rimette una breve descrizione delle loro caratteristiche.

Per ciò che riguarda il parametro "*spaziatura*", considerando le ridotte dimensioni del sito, è stata rilevata direttamente in cantiere con cordella metrica.

In generale, è possibile affermare che, la cava 110, presenta un generale grado di fratturazione definibile come elevato. Dall'esame dell'area di cava appare altresì evidente che una parte della fratturazione è da mettere in relazione con la relativa superficialità del giacimento della cava 110; infatti, il piazzale principale,

dal quale si procederà alla coltivazione a progetto, si trova, in proiezione, a poca profondità rispetto alla topografia originaria; pertanto, il presente studio di stabilità dovrà essere progressivamente aggiornato a mano a mano che verranno presi gli sbassi a progetto.

Il parametro “apertura” è risultato nell’analisi statistica avere valori relativamente bassi a seguito della condizione generale delle fratture indagate che presentano caratteristicamente la tendenza man mano che la frattura penetra nell’ammasso a ridursi sino ad evidenziare in molti casi un “*immarmamento*” completo della discontinuità. Il rilievo condotto non ha messo in evidenza, per l’area oggetto di progetto di particolari fenomeni di allargamento dell’apertura delle fratture imputabile a fenomeni carsici.

Le fratture osservate durante il rilievo, indipendentemente dalle famiglie di appartenenza presentano, almeno per l’area indagata una scabrezza relativamente bassa; infatti, i piani di fratturazione, almeno nelle aree esposte, presentano un aspetto liscio con limitate indentature.



Foto 1 – Stato attuale della cava 110



Foto 2 – Fronti di lavoro attuali della cava 110

CARATTERI STRUTTURALI DEL RILIEVO

Come osservabile dalle planimetrie allegate al progetto di coltivazione, l'area entro la quale risulta compresa la cava 110 ha un'estensione approssimativa di 70 m x 80 m. Viste le relative ridotte dimensioni dell'area di studio è possibile asserire che il dominio strutturale possa essere considerato, con un buon margine di approssimazione, come lo stesso.

Relativamente all'area indagata, le fratture che sono state individuate hanno le seguenti caratteristiche di direzione ed immersione. Per la definizione delle orientazioni dei fronti di scavo si rimanda al paragrafo relativo all'analisi di stabilità.

Tabella 2

sistema	K1	K2	K3	K4a	K4b
Range immersione (°)	240-270	302-330	029-358	069-113	119-140
Range inclinazione (°)	52-89	46-89	63-86	56-89	76-89
Piano rappresentativo (°)	244/70	316/68	011/75	087/73	135/68

CLASSIFICAZIONE GEOMECCANICA DELL'AMMASSO ROCCIOSO

In questo paragrafo si procede alla caratterizzazione dell'ammasso secondo il metodo di Bieniawski (1989) ed il GSI (Geological strength Index di Hoek&Brown, 2002), sulla base dei dati geostrutturali e delle osservazioni condotte durante la campagna d'indagine nell'area di interesse ed in un intorno significativo.

Classificazione di Bieniawski (indice RMR, 1989)

Per la classificazione dell'ammasso roccioso mediante la metodologia di Bieniawski viene utilizzata, a riferimento la tabella dell'indice RMR del 1989. Relativamente ai parametri della tabella si riporta una tabella riassuntiva dei parametri RMR relativamente all'ammasso roccioso.

	PARAMETRO	Valori riscontrati	INDICE RMR	Note
1	Resistenza roccia	80-100MPa	8	Valore medio relativo ad una resistenza mono assiale di 100 MPa
2	RQD	75 - 90%	17	Valore riferito ad un recupero del 75-90% di RQD
3	Spaziature giunti	0.6 – 2m	15	Il range è riferito ai valori medi di spaziatura dei sistemi persistenti
4	Condizione dei giunti	Lunghezza, Apertura, Rugosità, Riempimento, Alterazione	10	Superfici lisce e continue, con apertura fino a 1.5mm
5	Condizioni idrauliche	Asciutte	15	Al momento dei sopralluoghi le superfici delle discontinuità sono risultate asciutte
	BRMR	Totale	65	
	Corr. Orient. Giunti		-5	Risultato da confronto tra orientazione sistemi medi e fronti attuali
	RMR	Totale	60	

Tabella 3 – Classificazione geomeccanica indice RMR

Sulla base della classificazione RMR di Bieniawski 1989 è stato ottenuto un indice di **60**. Il valore ottenuto risulta essere coerente con un ammasso roccioso di **classe III "Fair rock"**. Preme tuttavia specificare che,

L'indice RMR calcolato definisce un ammasso di classe III al limite con la classe superiore IV. A fini cautelativi sarà comunque considerata la classe III. Tale classificazione permette di definire la roccia come buona.

A. CLASSIFICATION PARAMETERS AND THEIR RATINGS									
Parameter			Range of values						
1	Strength of intact rock material	Point-load strength index	>10 MPa	4 - 10 MPa	2 - 4 MPa	1 - 2 MPa	For this low range - uniaxial compressive test is preferred		
		Uniaxial comp. strength	>250 MPa	100 - 250 MPa	50 - 100 MPa	25 - 50 MPa	5 - 25 MPa	1 - 5 MPa	< 1 MPa
	Rating		15	12	7	4	2	1	0
2	Drill core Quality RQD		90% - 100%	75% - 90%	50% - 75%	2% - 50%	< 25%		
	Rating		20	17	13	8	3		
3	Spacing of		> 2 m	0.6 - 2 . m	200 - 600 mm	60 - 200 mm	< 60 mm		
	Rating		20	15	10	8	5		
4	Condition of discontinuities (See E)		Very rough surfaces Not continuous No separation Unweathered wall rock	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Slightly weathered walls	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Highly weathered walls	Stickensid surfaces or Gouge 5 mm thick or Separation 1-5 mm Continuou	Soft gouge >5 mm thick or Separation > 5 mm Continuous		
	Rating		30	25	20	10	0		
5	Groundwater	Inflow per 10 m tunnel length (l/m)	None	< 10	10 - 25	25 - 125	> 125		
		(Joint water press)/ (Major principal σ)	0	< 0.1	0.1, - 0.2	0.2 - 0.5	> 0.5		
		General conditions	Completely dry	Damp	Wet	Dripping	Flowing		
	Rating		15	10	7	4	0		
B. RATING ADJUSTMENT FOR DISCONTINUITY ORIENTATIONS (See F)									
Strike and dip orientations			Very favourable	Favourable	Fair	Unfavourable	Very Unfavourable		
Ratings	Tunnels & mines		0	-2	-5	-10	-12		
	Foundations		0	-2	-7	-15	-25		
	Slopes		0	-5	-25	-50			
C. ROCK MASS CLASSES DETERMINED FROM TOTAL RATINGS									
Rating			100 ← 81	80 ← 61	60 ← 41	40 ← 21	< 21		
Class number			I	II	III	IV	V		
Description			Very good rock	Good rock	Fair rock	Poor rock	Very poor rock		
D. MEANING OF ROCK CLASSES									
Class number			I	II	III	IV	V		
Average stand-up time			20 yrs for 15 m span	1 year for 10 m span	1 week for 5 m span	10 hrs for 2.5 m span	30 min for 1 m span		
Cohesion of rock mass (kPa)			> 400	300 - 400	200 - 300	100 - 200	< 100		
Friction angle of rock mass (deg)			> 45	35 - 45	25 - 35	15 - 25	< 15		
E. GUIDELINES FOR CLASSIFICATION OF DISCONTINUITY conditions									
Discontinuity length (persistence)			< 1 m	1 - 3 m	3 - 10 m	10 - 20 m	> 20 m		
Rating			6	4	2	1	0		
Separation (aperture)			None	< 0.1 mm	0.1 - 1.0 mm	1 - 5 mm	> 5 mm		
Rating			6	5	4	1	0		
Roughness			Very rough	Rough	Slightly rough	Smooth	Stickensided		
Rating			6	5	3	1	0		
Infilling (gouge)			None	Hard filling < 5 mm	Hard filling > 5 mm	Soft filling < 5 mm	Soft filling > 5 mm		
Rating			6	4	2	2	0		
Weathering			Unweathered	Slightly weathered	Moderately weathered	Highly weathered	Decomposed		
Ratings			6	5	3	1	0		
F. EFFECT OF DISCONTINUITY STRIKE AND DIP ORIENTATION IN TUNNELLING**									
Strike perpendicular to tunnel axis					Strike parallel to tunnel axis				
Drive with dip - Dip 45 - 90°			Drive with dip - Dip 20 - 45°		Dip 45 - 90°		Dip 20 - 45°		
Very favourable			Favourable		Very unfavourable		Fair		
Drive against dip - Dip 45-90°			Drive against dip - Dip 20-45°		Dip 0-20 - Irrespective of strike°				
Fair			Unfavourable		Fair				

Fig. 1 – Schema di classificazione ammasso roccioso

Classificazione di Hoek-Kaiser-Bawden (indice GSI, 1995-2002)

Questa classificazione fornisce un sistema per valutare la riduzione della resistenza dell'ammasso in funzione delle differenti condizioni geologiche in cui si trova lo stesso.

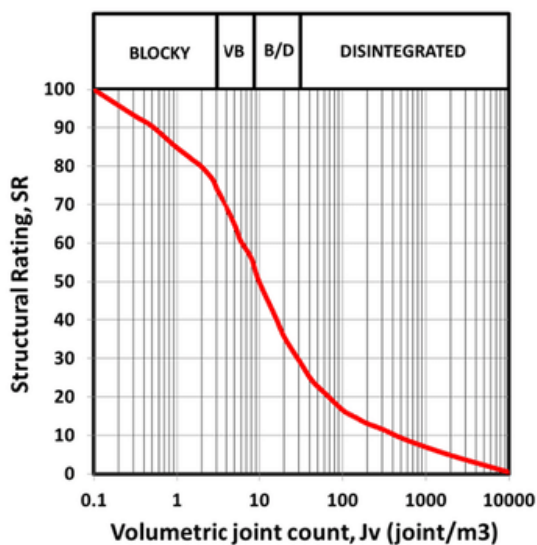
Delle versioni elaborate è stata usata l'ultima, che utilizza la tabella modificata da Sonmez-Ulusay (1999), che permette di dare un valore numerico ai parametri "condizione strutturale" (SR) e "condizione delle discontinuità" (SCR), in maniera meno soggettiva rispetto alla semplice descrizione basata sulla Tabella relativa alla stima visiva del GSI. La stima del parametro SR è basata sul numero di discontinuità per mc di roccia (J_v), mentre l'indice SCR parte dalla stessa base relativa alla valutazione delle condizioni delle discontinuità per la stima dell'indice RMR di Bieniawski.

Il parametro J_v può essere stimato nell'ordine di circa 3. Tale valore corrisponde, ad un valore di **SR = 78**. Il parametro SCR può essere stimato tenendo presente la tabella riportata sotto ed estratta da quella della pagina successiva.

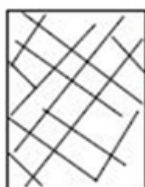
Roughness Rating (R_r)	Very Rough	Rough	Slightly Rough	Smooth	Slickensided
	6	5	3	1	0
Weathering Rating (R_w)	None	Slightly Weathered	Moderately Weathered	Highly Weathered	Decomposed
	6	5	3	1	0
Infilling Rating (R_f)	None	Hard <5mm	Hard >5mm	Hard <5mm	Hard >5mm
	6	4	2	2	0
SCR = $R_r + R_w + R_f$					
VERY GOOD Very rough, fresh, unweathered surfaces GOOD Smooth, slightly weathered, iron stained surfaces FAIR Smooth, moderately weathered or altered surfaces POOR Slickensided, highly weathered surfaces with compact coating or filling of angular fragments VERY POOR Slickensided, highly weathered surfaces with soft clay coating or filling					
SURFACE CONDITION RATING, SCR					

Fig. 2 – Schema di calcolo del parametro SCR

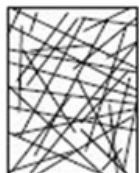
Il parametro R_r che definisce la rugosità può essere considerato pari ad 1. Le fratture, al momento del rilievo non risultavano minimamente alterate; pertanto, è possibile considerare un valore R_w pari a 5. Il valore relativamente a R_f per il riempimento viene preso uguale a 6 in quanto non era presente, in linea generale riempimento. **SCR = 12**. Tale condizione determina un indice **GSI = 60**.



Roughness Rating (Rr)	Very Rough	Rough	Slightly Rough	Smooth	Slickensided
	6	5	3	1	0
Weathering Rating (Rw)	None	Slightly Weathered	Moderately Weathered	Highly Weathered	Decomposed
	6	5	3	1	0
Infilling Rating (Ri)	None	Hard <5mm	Hard >5mm	Hard <5mm	Hard >5mm
	6	4	2	2	0
SCR = Rr + Rw + Ri					
VERY GOOD Very rough, fresh, unweathered surfaces GOOD Smooth, slightly weathered, iron stained surfaces FAIR Smooth, moderately weathered or altered surfaces POOR Slickensided, highly weathered surfaces with compact coating or filling of angular fragments VERY POOR Slickensided, highly weathered surfaces with soft clay coating or filling					
SURFACE CONDITION RATING, SCR					



BLOCKY - very well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical formed by three orthogonal discontinuity sets



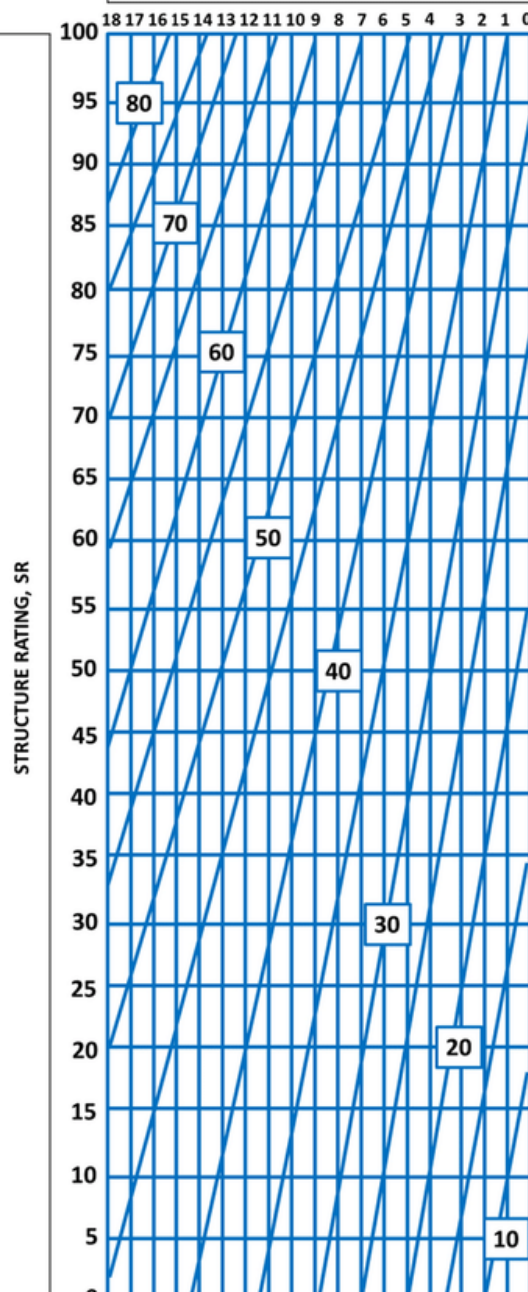
VERY BLOCKY - interlocked partially disturbed rock mass with multifaceted angular blocks formed by four or more discontinuity sets



BLOCKY/DISTURBED - folded and/or faulted with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets



DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with a mixture of angular and rounded rock pieces



Dalla valutazione del GSI partendo dal valore del $BRMR_{89}$ e definito dalla relazione:

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

Si ottiene un valore di $GSI = 65 - 5 = 60$. Tale valore risulta il medesimo ottenuto con la valutazione precedente.

STIMA DEI PARAMETRI GEOMECCANICI DELL'AMMASSO ROCCIOSO IN ESAME – CRITERIO DI HOEK & BROWN

Per la definizione della legge di comportamento dell'ammasso roccioso si fa riferimento al criterio di rottura di HOEK-BROWN.

A partire dall'involuppo di resistenza curvilineo (piano σ_1 - σ_3) è possibile definire, un angolo di attrito interno ed una coesione equivalenti, rappresentativi di un ipotetico involucpo di Mohr-Coulomb, ottenuto con una retta tangente all'involuppo curvilineo.

L'elaborazione dell'involuppo di Hoek e Brown e del relativo involucpo di Mohr-Coulomb per l'ammasso è stata effettuata utilizzando il programma di calcolo ROCKLAB 1.0 (versione 2002) della Rocscience Inc. (Toronto).

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

- valore di σ_{ci} (sigci) resistenza a compressione uniassiale della roccia intatta: 100 MPa;
- valore di **GSI** (Geological Strenght Index, prima definito);
- parametro adimensionale "**m_i**" tabellato in funzione del tipo di roccia oggetto di indagine, per il marmo 9 ± 3 : valore adoperato 9;
- fattore disturbo "**D**", posto uguale a 0.0 (scavo completamente meccanizzato).

Si riporta di seguito l'espressione matematica della legge di comportamento di Hoek&Brown, utilizzata dal programma RocLab per la valutazione dei parametri di resistenza:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m \left(\sigma_3 / \sigma_{ci} \right) + s \right)^a \quad (1)$$

con:

- σ_1 tensione principale massima;
- σ_3 tensione principale minima;
- $m = m_i e^{(GSI - 100)/(28-14D)}$ ed m_i tabellato in funzione del tipo di roccia, nel caso del "marmo" si assumerà $m_i=9$;
- $s = e^{(GSI - 100)/(9-3D)}$
- $a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} (e^{(-GSI/15)} - e^{(-20/3)})$

mentre nella (1) σ_{ci} la resistenza a compressione semplice della matrice rocciosa, posta pari a 100 MPa.

Sostituendo nelle espressioni sopra i valori di GSI si ottengono i valori per m e per s che sono utilizzati per derivare la **resistenza a compressione semplice dell'ammasso**; imponendo quindi $\sigma_3 = 0$ (confinamento nullo) l'espressione assume la forma:

$$\sigma_{cm} = \sigma_{ci}(s)^a = \sigma_{ci} \sqrt{s}$$

con il valore di a che può essere approssimato a 1/2.

Per la **resistenza a trazione** il criterio utilizza la seguente espressione:

$$\sigma_{tm} = (s \sigma_{ci}) / m$$

Per il **modulo di deformabilità** l'espressione usata dal programma è la seguente:

$$E \text{ (GPa)} = (1-D/2) 10((GSI-10)/40) \text{ per } \sigma_{ci} \geq 100 \text{ MPa}$$

Quindi imponendo nel programma citato (o semplicemente sostituendo nelle espressioni sopra) i valori stimati si possono ottenere al variare di questi in funzione dei differenti domini strutturali, i relativi parametri di resistenza richiesti.

PARAMETRO AMMASSO	VALORE STIMATO (MPa)
Resistenza a compressione σ_{cm}	10.701 MPa
Resistenza globale	20.856 Mpa
Resistenza a trazione σ_{tm}	-0.544 Mpa
Modulo di deformazione E	17782.79 Mpa

Tabella 4 – Parametri di resistenza dell'ammasso roccioso

Di seguito sono riportati gli involuppi delle curve di resistenza e delle rette tangenti ottenute come involucro alle curve di Hoek&Brown utilizzando il criterio di rottura di Mohr-Coulomb; l'andamento della retta determina angolo di attrito e coesione secondo la legge di comportamento di Mohr-Coulomb in termini di angolo di attrito e coesione caratteristici dell'ammasso.

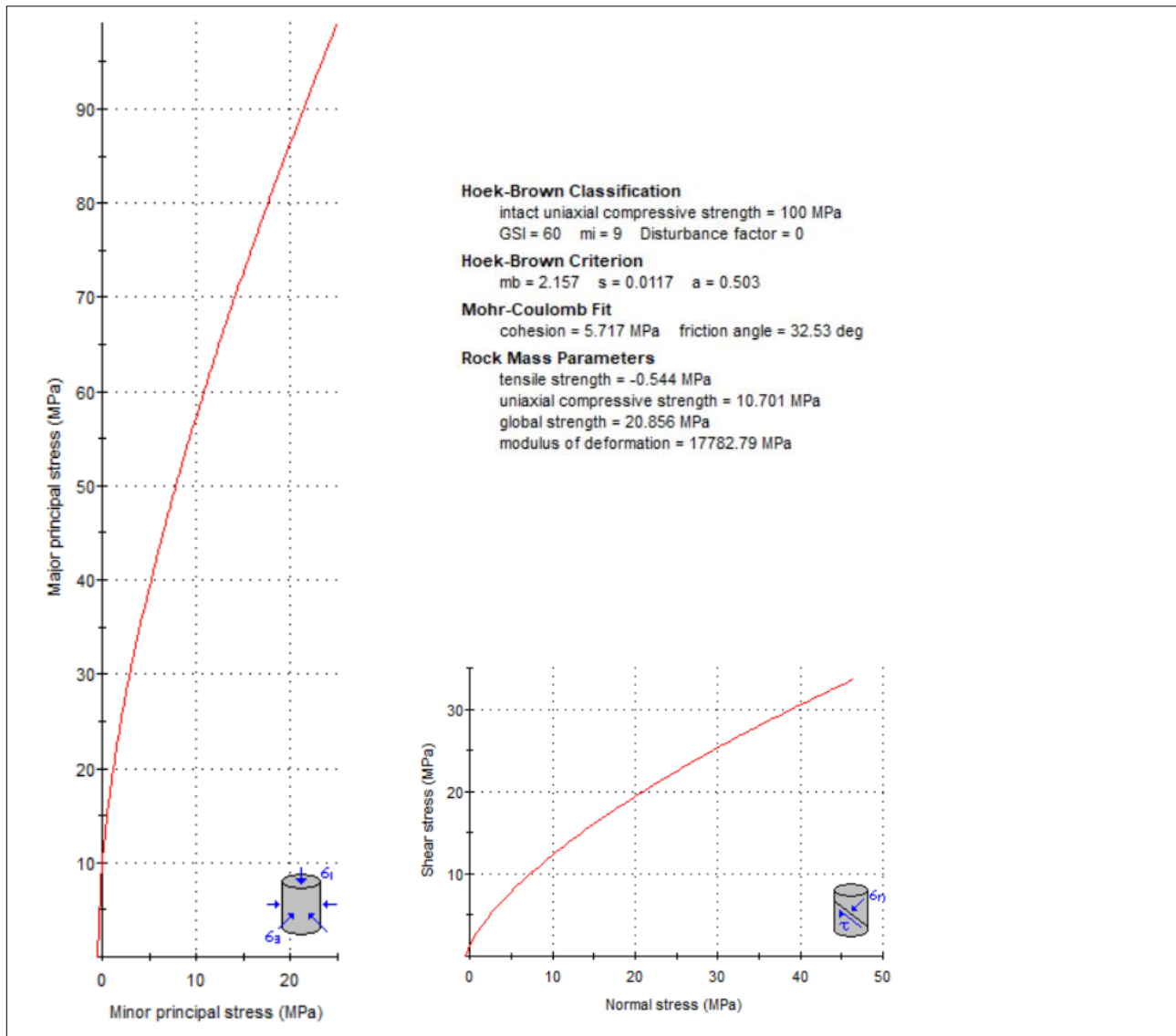


Fig. 3 – Criterio di rottura dell'ammasso roccioso

Criterio di Mohr-Coulomb – angolo di attrito e coesione dell'ammasso

Il criterio di rottura di Mohr-Coulomb può essere espresso come:

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

Per derivare valori di angolo di attrito e di coesione per l'ammasso, bisogna considerare lo stato tensionale a cui questo è soggetto.

Non essendo presente alcuna tecchia residuale sopra la bancata oggetto di SCIA, per la valutazione dello stato tensionale del sito di intervento è stato utilizzato il valore di altezza tipico delle bancate di coltivazione; in particolare, sono state valutate le altezze di 9 m e 6 m.

ALTEZZA BANCATA	COESIONE (C)	ANGOLO DI ATTRITO (ϕ)
3 m	1.393 MPa	61,56°
6 m	1.398 MPa	60,79°

Tabella 5 – Parametri geomeccanici dell'ammasso roccioso

A fini cautelativi, per le verifiche di stabilità verrà utilizzato un valore di **c = 1,2 MPa** e di **$\phi = 60^\circ$** .

Stima della resistenza a taglio

La stima sarà derivata utilizzando il programma ROCLAB della Rocscience di Toronto, in funzione degli stati tensionali di riferimento analizzati nel precedente paragrafo.

Il programma di elaborazione fornisce due valori di riferimento:

- secondo la teoria di Mohr-Coulomb, derivando prima angolo di attrito e coesione corrispondente allo stato di sollecitazione imposto ed alle caratteristiche dell'ammasso (vedi paragrafo precedente) si può calcolare direttamente il valore di resistenza al taglio secondo l'espressione dell'equazione di Mohr-Coulomb (colonna 2);
- secondo l'espressione ricavata da Hoek & Brown che ha la seguente forma:

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

dove A e B sono costanti del materiale e σ'_n e σ_{tm} sono lo stato di stress normale e la resistenza a trazione del materiale calcolata con le espressioni sopra riportate.

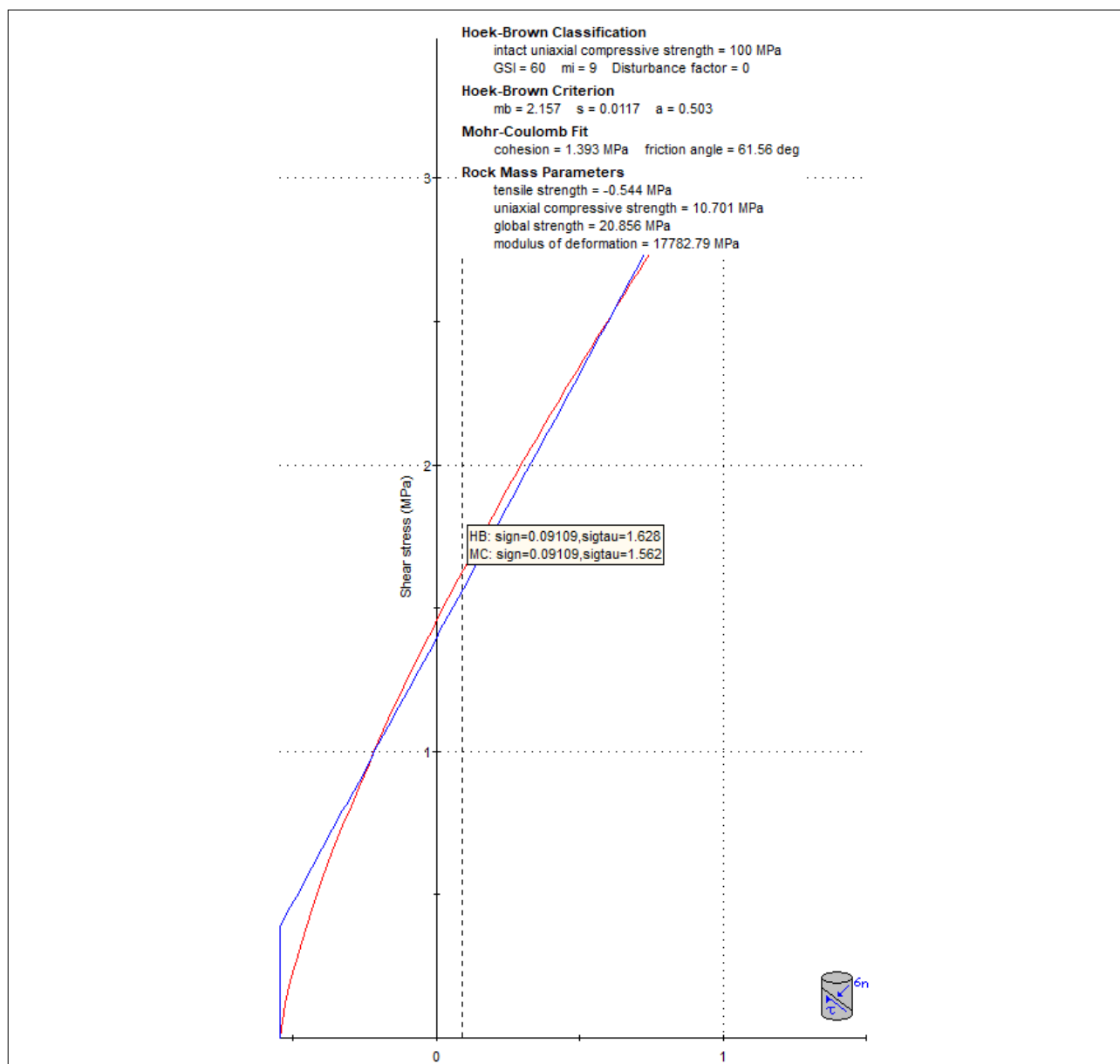


Fig. 4 – Calcolo dei parametri dell'ammasso a partire dal criterio di rottura

Dall'elaborazione mediante il programma RocLab sono stati ottenuti i seguenti dati:

ALTEZZA BANCATA	τ Hoek & Brown	τ Mohr - Coulomb
3 m	1.628 MPa	1.562 MPa
6 m	2.169 MPa	2.104 MPa

Tabella 6 – Parametri di resistenza delle discontinuità dell'ammasso

RESISTENZA A TAGLIO DELLE DISCONTINUITÀ

Attraverso l'espressione di Barton-Bandis $\tau = \sigma_n \tan \phi_p$, si è calcolata la resistenza della discontinuità alla rottura (τ) per ogni famiglia presente nei vari cantieri di lavoro in cui è stato suddiviso il sito valutando il ϕ_p (angolo di picco alla rottura) con la seguente espressione:

$$\phi_p = \phi_b + (JRC \log JCS/\sigma_n) + i_o$$

dove:

- ϕ_b = angolo di base del materiale marmo;
- JRC (Joint Roughness Coefficient) è il valore di rugosità a piccola scala della discontinuità;
- JCS (Joint Wall Compressive Strength) è il valore di resistenza alla compressione delle pareti del giunto;
- i_o rappresenta l'angolo di ondulazione a grande scala della discontinuità (parametro "scabrezza" – forma, vedi tabelle caratteristiche fisico-meccaniche);
- σ_n carico agente normalmente alla parete del giunto.

Angolo di attrito di base del materiale – ϕ_b ed angolo di attrito residuo – ϕ_r

Il valore dell'angolo di attrito di base varia da materiale a materiale; in particolare per il marmo si può assumere come indicativo il valore di 30°-32°. Questi valori sono stati ricavati da prove effettuate su marmi del carrarese in siti differenti (vedi documento "Analisi di Metodologie di Calcolo e Sperimentali applicabili nelle valutazioni statiche in coltivazione di pietra ornamentale" – Centro Studi per la Fisica delle Rocce – Torino) o riportati su testi specifici con valori variabili da 35°-45° per il marmo (*Geoingegneria*, Gonzales de Vallejo, 2005).

In verità l'espressione di Barton - Bandis elaborata nel 1977 relativa al valore di ϕ_p vuole al posto del valore di ϕ_b il valore ϕ_r (angolo di attrito residuo), definito secondo la relazione di Barton-Choubey dalla seguente espressione:

$$\phi_r = (\phi_b - 20^\circ) + 20^\circ (r/R)$$

dove r/R sono rispettivamente la misura dei rimbalzi del martello di Schmidt sulla parete del giunto bagnata e su quella asciutta. In effetti le prove sclerometriche sono state condotte su di un numero limitato di fratture esposte appartenenti alle famiglie rilevate, e non è stato possibile definire univocamente due serie differenti di rimbalzi nelle condizioni richieste. D'altro canto, l'inserimento al posto dei valori di r/R di quelli ricavati

come media dei valori sclerometrici delle resistenze delle pareti dei giunti in rapporto alla matrice completamente sana (roccia intatta) appare troppo penalizzante. Pertanto, nell'espressione sopra, in mancanza di dati di dettaglio, il valore di ϕ_p verrà stimato considerando come ϕ_r il valore di attrito di base del materiale. Tale assunzione trova parziale giustificazione anche nella scelta successiva di considerare il valore di i_0 nullo (ulteriore riduzione all'angolo di picco), mentre l'osservazione delle tabelle delle caratteristiche fisico meccaniche dei sistemi di discontinuità giustificano valori sicuramente diversi da zero per questo parametro (si veda la tipologia di forma a grande scala).

JRC – scabrezza delle superfici dei giunti

Questo parametro è stato valutato utilizzando il pettine di Barton su superfici esposte indicative delle varie famiglie individuate.

L'analisi condotta ha mostrato che la maggior parte delle superfici indagate appartenenti all'area in esame presenta un profilo ricadente esclusivamente all'interno delle classi 2-4. Di seguito si riporta l'estratto della tabella relativa utilizzata per il confronto.

Nelle valutazioni che seguiranno sarà assunto per questo parametro il valore minimo della famiglia (rappresentato dalla classe 2-4, valore 2) e massimo (classe 2-4 valore 4), che saranno poi combinati con le altre grandezze che definiscono la resistenza del giunto.

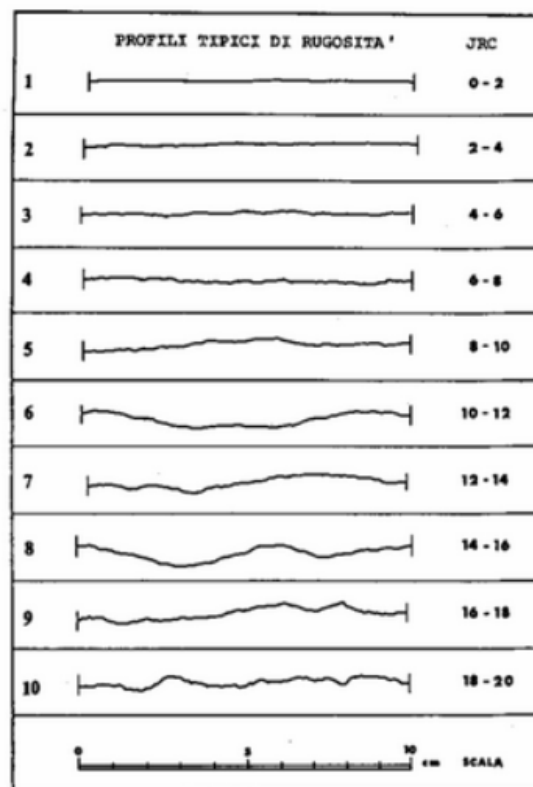


Fig. 5 – Schema dei profili delle fratture e relativo JRC

JCS – resistenza delle pareti dei giunti

Come per il parametro precedente anche per questo è stata condotta una campagna di rilevamento sulle fratture esposte delle famiglie indagate con sclerometro da roccia GEOHAMMER.

La campagna è stata condotta con l'uso di una dima a più fori fornita dalla ditta produttrice dello sclerometro. Seguendo le indicazioni del manuale della società produttrice, è consigliato di rilevare almeno nove misure condotte in corrispondenza della faccia della discontinuità in esame.

In molti casi i test hanno fornito risultati con valori sovrapponibili a quelli della matrice sana. Si è pertanto deciso di stimare i valori di JCS da utilizzare nelle verifiche seguenti attraverso quelli minimi rilevati per le varie famiglie.

Il valore mediato è stato poi inserito nelle curve di regressione fornite dalla ditta costruttrice da cui si sono ricavati i valori di resistenza in MPa dei giunti esaminati.

Sono stati ottenuti valori di JCS compresi fra 40 e 50; pertanto, per le valutazioni relative alla stabilità verranno utilizzati valori di **JCS = 40**.

Angolo di ondulazione a grande scala delle discontinuità

Le superfici di discontinuità (fratture, piani di stratificazione, etc.) presentano spesso, oltre a rugosità alla piccola scala, ondulazioni alla grande scala; tuttavia, la loro descrizione in forma quantitativa risulta di evidente difficoltà. Pertanto, essendo di fatto questo un parametro che tende ad accrescere il valore di angolo di picco nella formulazione sopra riportata, si è deciso di porlo cautelativamente pari a zero nella parametrizzazione che seguirà.

Definizione dei parametri angolo di attrito istantaneo (picco) e coesione istantanea (picco) caratteristici

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

Tuttavia, le analisi all'equilibrio limite sono effettuate in termini di coesione (c) e angolo di attrito (ϕ) (legge lineare di Mohr-Coulomb), i cui valori possono essere ricavati dall'involuppo di Barton, tramite semplici calcoli matematici. Derivando, rispetto alla tensione è infatti possibile ottenere una retta tangente alla curva involuppo, la cui pendenza fornisce il valore dell'angolo di attrito e la cui intercetta con l'asse delle τ fornisce il valore della coesione in considerazione del punto considerato (valore definito di tensione normale), da questo parametri istantanei. Questa operazione può essere effettuata per diversi valori della tensione

normale, in modo da ottenere una serie di coppie di valori di coesione e angolo di attrito in funzione della tensione normale media, agente alle diverse profondità a cui sono riferiti i calcoli di stabilità.

Per l'area in esame sono stati derivati partendo dall'espressione di Barton-Bandis i valori dei parametri geotecnici utilizzati per le successive valutazioni, differenziando le situazioni anche in conseguenza dei differenti domini strutturali.

In particolare, il foglio di calcolo utilizzato per velocizzare il calcolo permette di stimare il valore massimo e minimo dei parametri geotecnici istantanei di picco, visto che sono riferiti al valore di ϕ_p .

Tale valore è funzione della variabilità di alcuni parametri tipici della discontinuità (ϕ_b , JRC, JCS, i_o) e dello stato tensionale (supposto unicamente litostatico e quindi variabile con la profondità di indagine o altezza dei fronti) in cui si sta operando.

Al variare dei parametri caratteristici delle discontinuità sopra richiamati, a parità di stato tensionale scelto, si ottengono una serie di valori che possono famiglia per famiglia essere utilizzati per ricavare i parametri caratteristici di resistenza la taglio.

Per la definizione dei parametri caratteristici da utilizzare nelle verifiche che seguiranno, gli approcci possibili sono molteplici. A parere dello scrivente l'utilizzo di quanto riportato nell'Eurocodice 7 per ricavare i valori caratteristici di ϕ' e c' e cioè il valore soglia al di sotto del quale si colloca non più del 5% dei valori desumibili da una serie (illimitata) di prove risulta nel caso in oggetto eccessivamente penalizzante.

D'altro canto, le istruzioni alle NTC del CSLP suggeriscono che il *“valore caratteristico è basato sul giudizio del geotecnico, così come quello operativo e di progetto”*.

In particolare, nelle valutazioni che il geotecnico deve operare per pervenire ad una scelta corretta dei valori caratteristici, appare giustificato, secondo il CSLP, il riferimento a valori prossimi ai valori medi quando nello stato limite considerato è coinvolto un elevato volume di terreno, o il riferimento a valori prossimi a quelli minimi nel caso in cui siano coinvolti modesti volumi di terreno, indicando nel primo caso i pendii (coltre di frane) ed i fronti di scavo (rif. Prof. Aiello E. – Teoria ed Applicazione nella Progettazione geologica e geotecnica, Seminario Ordine dei Geologi della Basilicata, 26/03/2010).

Ora in considerazione del volume di terreno a cui si fa riferimento per individuare i seguenti parametri caratteristici, può apparire una scelta giustificata ricorrere a valori caratteristici prossimi a quelli minimi, in quanto i parametri geotecnici caratteristici sono riferiti ad un'unica bancata

Si è ritenuto quindi, a fini cautelativi, di utilizzare i valori minimi, ottenuti come combinazione tra i valori minimi dei vari parametri caratterizzanti le discontinuità (JRC, JCS, ϕ_b).

Negli specchietti che seguono sono indicati sistema per sistema e piano per piano, i valori minimi e massimi ottenuti nell'elaborazione dei dati; i **valori caratteristici** che saranno impiegati saranno assunti quali i valori minimi ottenuti da questa elaborazione.

Si precisa che i valori di progetto (f_d) di c' e di ϕ' da adottare nei calcoli si ottengono applicando ai valori assunti come caratteristici un coefficiente riduttivo parziale che varia a seconda dell'approccio prescelto.

<i>Stato tensionale previsto</i>			<i>Coesione (KPa) min</i>	<i>Angolo attrito (°)</i>
	[m]	[MPa]		
<i>Prof. Min</i>	3	0,1787	1,01	32,4
<i>Prof. Max</i>	6	0,2585	1,02	32,6

Tabella 7 – Parametri geomeccanici delle discontinuità dell'ammasso

Definizione dei parametri di angolo di attrito residuo e coesione residua caratteristici delle discontinuità

Il valore di angolo residuo delle discontinuità è stato già affrontato nei paragrafi precedenti; come angolo residuo caratteristico sarà utilizzato il minimo dei valori di attrito di base rappresentato da 30°:

- $\phi_{k,r} = 30^\circ$.

Nelle verifiche in condizioni residue, considerando che in tali situazioni si sia già assistito ad un movimento tra i lembi della frattura e pertanto al totale o parziale troncamento delle asperità che definiscono la potenziale coesione, si assumerà come caratteristica una coesione pari a zero. Tale scelta, sicuramente discutibile, rimane però completamente a favore di sicurezza:

- $c_{k,r} = 0.0 \text{ kPa}$.

Definizione dei parametri di angolo di attrito residuo e coesione residua caratteristici del materiale di riempimento

Prima della definizione di valori caratteristici da assegnare al materiale di riempimento è doverosa una premessa.

In pratica questa è volta ad illustrare la situazione che si è osservata in campagna a carico delle fratture caratterizzate da riempimento. Queste infatti presentano alterazione, maggior apertura e riempimento in terra e sassi generalmente nella parte più superficiale, mentre si è osservato che man mano che la frattura tende a procedere all'interno dell'ammasso in genere questa si chiude completamente ed in molti casi tende ad immarmarsi completamente.

Solitamente poi gli stendimenti e le registrazioni delle caratteristiche fisiche e geometriche delle discontinuità avvengono in corrispondenza di fronti di scavo aperti anche da parecchio tempo e quindi in condizioni di parziale detensionamento delle fratture dovuto alla rimozione di parte dell'ammasso per l'escavazione (sia carico litostatico che confinamento latero-frontale).

Infatti, l'analisi condotta in ammassi simili con metodologie geofisiche o con carotaggi mostra che, escludendo situazioni di fratture fortemente carsificate ed in genere caratterizzate da notevole persistenza, il confinamento laterale presente all'interno dell'ammasso determina un accostamento progressivo dei lembi delle fratture determinandone di fatto un miglioramento della resistenza al taglio e limitando in una certa misura anche il passaggio di fluidi.

Volendo fornire un valore caratteristico al materiale di riempimento in situazioni in cui lo spessore del riempimento stesso supera il livello medio di ondulazione a piccola e grande scala della discontinuità (esempio superfici di forma planare aperte da 10mm a oltre e continue) che in caso contrario governerebbe la legge di resistenza della discontinuità stessa, si possono utilizzare i valori ricavati con indagini effettuate dallo scrivente con l'utilizzo di scissometri e penetrometri tascabili in realtà simili del comprensorio apuano. I riempimenti sono costituiti da materiale tipicamente argilloso-limoso, con piccoli ciottoli a spigoli vivi per i quali si possono assumere i seguenti valori caratteristici cautelativi:

- $\phi_{riemp} = 28^\circ$;
- $C_{riemp} = 0.05 \text{ Kg/cmq}$.

Questi valori saranno di fatto utilizzati solo in sede di verifica specifica di particolari situazioni caratterizzate da fratture con caratteristiche di planarità, apertura e riempimento continuo quali quelli discussi nel paragrafo in premessa.

INQUADRAMENTO SISMICO AREA DI LAVORO

Vita nominale

La vita nominale di un'opera strutturale VN è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata.

La vita nominale del bene in oggetto è > di 50 anni

Periodo di riferimento per l'azione sismica

Le azioni sismiche su ciascun fronte di scavo sono valutate in relazione ad un periodo di riferimento VR che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale NV per il coefficiente d'uso CU:

$$VR = VN \times CU$$

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

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

Se $VR \leq 35$ anni si pone comunque $VR = 35$ anni.

Azione sismica

I caratteri del moto sismico su sito di riferimento rigido orizzontale sono descritti dalla distribuzione sul territorio nazionale delle seguenti grandezze, sulla base delle quali sono compiutamente definite le forme spettrali per la generica PVR:

a_g = accelerazione massima al sito;

F_0 = 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.

Categoria di sottosuolo – calcolo V_s , e_q

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

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

L'intervento verrà realizzato su ammasso roccioso; pertanto, la categoria di sottosuolo ai sensi delle NTC 2018 è la **A**.

Condizioni topografiche

Il sito oggetto di studio, sulla base del sopralluogo effettuato, è classificato nella categoria topografica **T4**.

Parametri sismiciTipo di elaborazione: **Stabilità dei pendii**

Muro rigido: 0

Sito in esame.

latitudine: 44,089236

longitudine: 10,13881

Classe: 1

Vita nominale: 50

Siti di riferimento

Sito 1 ID: 18488 Lat: 44,0856 Lon: 10,0798 Distanza: 4729,679

Sito 2 ID: 18489 Lat: 44,0876 Lon: 10,1493 Distanza: 855,469

Sito 3 ID: 18267 Lat: 44,1375 Lon: 10,1466 Distanza: 5405,939

Sito 4 ID: 18266 Lat: 44,1355 Lon: 10,0770 Distanza: 7131,639

Parametri sismiciCategoria sottosuolo: **A**Categoria topografica: **T4**Periodo di riferimento: **35anni**Coefficiente cu: **0,7**

Operatività (SLO): Probabilità di superamento: 81 % Tr: 30 [anni] ag: 0,051 g Fo: 2,453 Tc*: 0,237 [s]	Salvaguardia della vita (SLV): Probabilità di superamento: 10 % Tr: 332 [anni] ag: 0,140 g Fo: 2,406 Tc*: 0,284 [s]
Danno (SLD): Probabilità di superamento: 63 % Tr: 35 [anni] ag: 0,054 g Fo: 2,457 Tc*: 0,242 [s]	Prevenzione dal collasso (SLC): Probabilità di superamento: 5 % Tr: 682 [anni] ag: 0,182 g Fo: 2,386 Tc*: 0,292 [s]

Coefficienti Sismici Stabilità dei pendii e fondazioni

SLO: Ss: 1,000 Cc: 1,000 St: 1,400 Kh: 0,014 Kv: 0,007 Amax: 0,697 Beta: 0,200	SLV: Ss: 1,000 Cc: 1,000 St: 1,400 Kh: 0,053 Kv: 0,027 Amax: 1,925 Beta: 0,270
SLD: Ss: 1,000 Cc: 1,000 St: 1,400 Kh: 0,015 Kv: 0,008 Amax: 0,747 Beta: 0,200	SLC: Ss: 1,000 Cc: 1,000 St: 1,400 Kh: 0,069 Kv: 0,034 Amax: 2,492 Beta: 0,270

Le coordinate espresse in questo file sono in ED50

Geostru

Coordinate WGS84

latitudine: 44.088276

longitudine: 10.137797

Valutazione rispetto alla liquefazione

Gli interventi proposti vengono a trovarsi su ammasso roccioso; pertanto, tale verifica non è dovuta in quanto rientra nei casi di esclusione previsti dalla normativa vigente.

ORIENTAZIONE DEI FRONTI DI LAVORO

Ai fini del presente progetto di SCIA, i fronti di lavoro hanno le seguenti orientazioni:

- Fronte n°1 → 183/88;
- Fronte n°2 → 209/88;
- Fronte n°3 → 287/88;
- Fronte n°4 → 229/88;
- Fronte n°5 → 285/88;
- Fronte n°6 → 024/88.

All'interno delle verifiche di stabilità l'altezza del fronte di scavo sarà quella massima delle bancata ed in particolare: **6 m**. Le verifiche di saranno eseguite su tutti i fronti di coltivazione. Per i dettagli si rimanda ai paragrafi sotto.

ANALISI E VERIFICA DEI FRONTI DI LAVORO

Le analisi riportate nei seguenti paragrafi sono volte alla ricerca dei potenziali meccanismi di instabilità per effetto della fratturazione dell'ammasso roccioso sui fronti di coltivazione dello stato attuale.

Le verifiche di stabilità vanno considerate come un sistema previsionale dell'assetto dei progressivi avanzamenti. Si precisa che i fronti di progetto saranno progressivamente monitorati con l'avanzare delle coltivazioni; infatti, l'avanzamento potrebbe determinare la scoperta di nuove fratturazioni non visibili al momento del rilievo.

Ai fini della presente analisi di stabilità, trattandosi della stabilità di un fronte di coltivazione, sarà considerata unicamente l'**altezza della bancata pari a 3 m.**

Fronti a cielo aperto

Con riferimento alle indicazioni fornite dalle NTC 2018 per i fronti di scavo (§ 6.8.6 - D.M. 17/01/2018) le verifiche agli SLU saranno eseguite con la *"Combinazione 2 dell'Approccio 1"*, considerando quindi la seguente combinazione di coefficienti:

Combinazione 2: (A2+M2+R2)

con i valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II del suddetto D.M. e con il coefficiente di resistenza globale (γ_{R2}) pari 1,1 (§ 6.8.2 D.M. 17/01/2018).

Tabella NTC2018. Coefficienti parziali per le azioni o per gli effetti delle azioni (tab. 6.2.I D.M. 17/01/2018)

Tabella 7. Coefficienti parziali per le azioni o per gli effetti delle azioni (tab. 6.2.I D.M. 17/01/2018)					
	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tabella NTC2018. Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (tab. 6.2.II D.M. 17/01/2018)

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

Per ogni stato limite deve essere soddisfatta la relazione: " $Ed \leq Rd$ " dove Ed è il valore di progetto dell'azione e Rd il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Scivolamento planare

L'analisi parte da una verifica grafica attraverso il Test di Markland, sviluppato con l'ausilio del programma DIPS della Rocscience.

La verifica grafica permette di individuare sulla base del piano medio dei singoli sistemi di discontinuità, quei piani potenzialmente instabili in riferimento al fronte in analisi.

In particolare, il programma proietta su reticolo equiangolare di Wulff le tracce ciclografiche dei piani rappresentativi dei sistemi riconosciuti nel sito, il fronte di scavo ed il cono di attrito, nel caso si è scelto il valore base di 30°.

I cinematismi attivabili secondo il programma risultano quelli che hanno una immersione concorde con quella del fronte, con una inclinazione minore del fronte e con una inclinazione superiore a quella dell'angolo di attrito di base.

Nella discussione iniziale per via grafica, si escludono inoltre quei piani la cui immersione differisce per $\pm 20^\circ$ dall'immersione del fronte di scavo.

Per i piani che soddisfano le condizioni sopra, è proposta una prima valutazione di tipo numerico, secondo lo schema che segue.

Le analisi numeriche sono state effettuate con l'ausilio del programma di calcolo ROC-PLANE della Rocscience, che consente di individuare tutti i blocchi che possono formarsi per effetto dell'intersezione di un singolo piano di fratturazione con il fronte in esame.

Le ipotesi alla base del calcolo sono:

- piani di discontinuità con persistenza illimitata o almeno tale da attraversare completamente i blocchi senza interruzioni di continuità;
- superficie planare delle discontinuità;
- estensione delle fratture all'intero fronte (se non nei casi specificamente motivati) o comunque con valori massimi pari all'effettiva persistenza rilevata in sito.

Il programma considera l'ammasso roccioso come un mezzo integro, attraversato da piani di discontinuità variamente orientati (in base ai dati di giacitura inseriti dall'utente). La stabilità dei singoli volumi rocciosi isolati dall'intersezione dei piani di fratturazione è governata da:

- orientazione del piano di fratturazione rispetto al fronte di scavo, in funzione della quale potrebbero originarsi a volumi cinematicamente rimuovibili o meno;
- azioni sollecitanti e resistenti che si sviluppano all'interfaccia tra il blocco e l'ammasso, in funzione dell'inclinazione del piano di scivolamento e dalle caratteristiche di resistenza dei giunti, espresse in termini di coesione e angolo di attrito (avendo adottato un criterio resistente alla Mohr- Coulomb).

Per la tipologia di verifica scelta (individuazione dei potenziali cinematismi) sarà preso in conto il solo angolo di attrito residuo pari a 30°, trascurando l'eventuale contributo della coesione apparente.

Per ognuno dei blocchi individuati, il programma fornisce il volume e il peso unitario del blocco e il fattore di sicurezza nei confronti della potenziale instabilità individuata (R_d/E_d = capacità resistente/azione sollecitante), che per le ipotesi di studio assunte non varia.

Come premesso nell'introduzione saranno analizzati i fronti di scavo definiti in precedenza con altezza massima di 6 m.

Le analisi di stabilità saranno effettuate in condizioni di Stato Limite Ultimo in presenza di sisma, con l'approccio 1 - combinazione 2. L'azione del sisma sarà implementata come una forza statica equivalente, data dal prodotto delle forze di gravità per i coefficienti sismici orizzontale e verticale, definiti precedentemente. In aggiunta sarà considerata una sovrappressione interna dovuta alla presenza di acqua all'interno delle fratture (saturazione 10%).

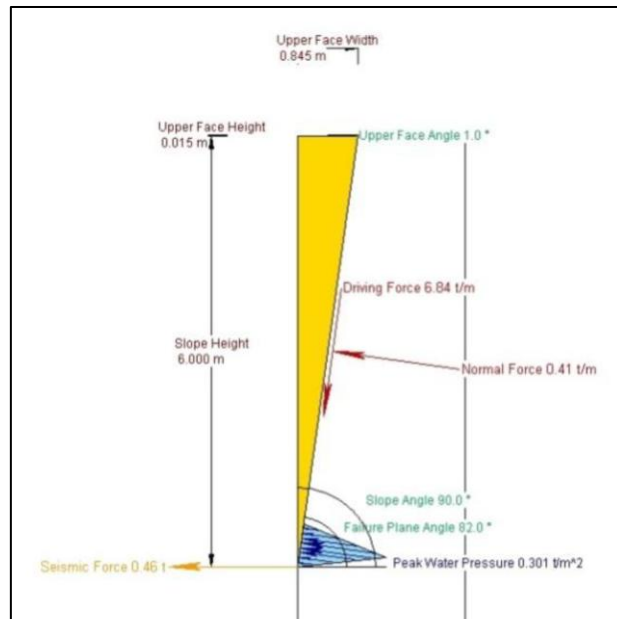


Fig. 6 – modello di calcolo bidimensionale

In questa fase previsionale di progetto, non saranno presi in conto eventuali carichi variabili, trattandosi di verifiche di stabilità di blocchi presenti sulle pareti di scavo. Si precisa, infine, che tutti i carichi derivanti dal peso proprio dell'ammasso saranno considerati come carichi permanenti strutturali ($\gamma_{G1} = 1,00$). I sistemi di discontinuità rilevati in sito e utilizzati nelle analisi sono quelli già illustrati.

Test Markland scivolamento planare

Per la valutazione delle condizioni di stabilità dei sei fronti di avanzamento della cava 110 si è fatto ricorso al Test di Markland relativo allo scivolamento di blocchi. Di seguito si riporta un estratto dei Test di Markland effettuati per tutti i versanti.

FR: 183/88

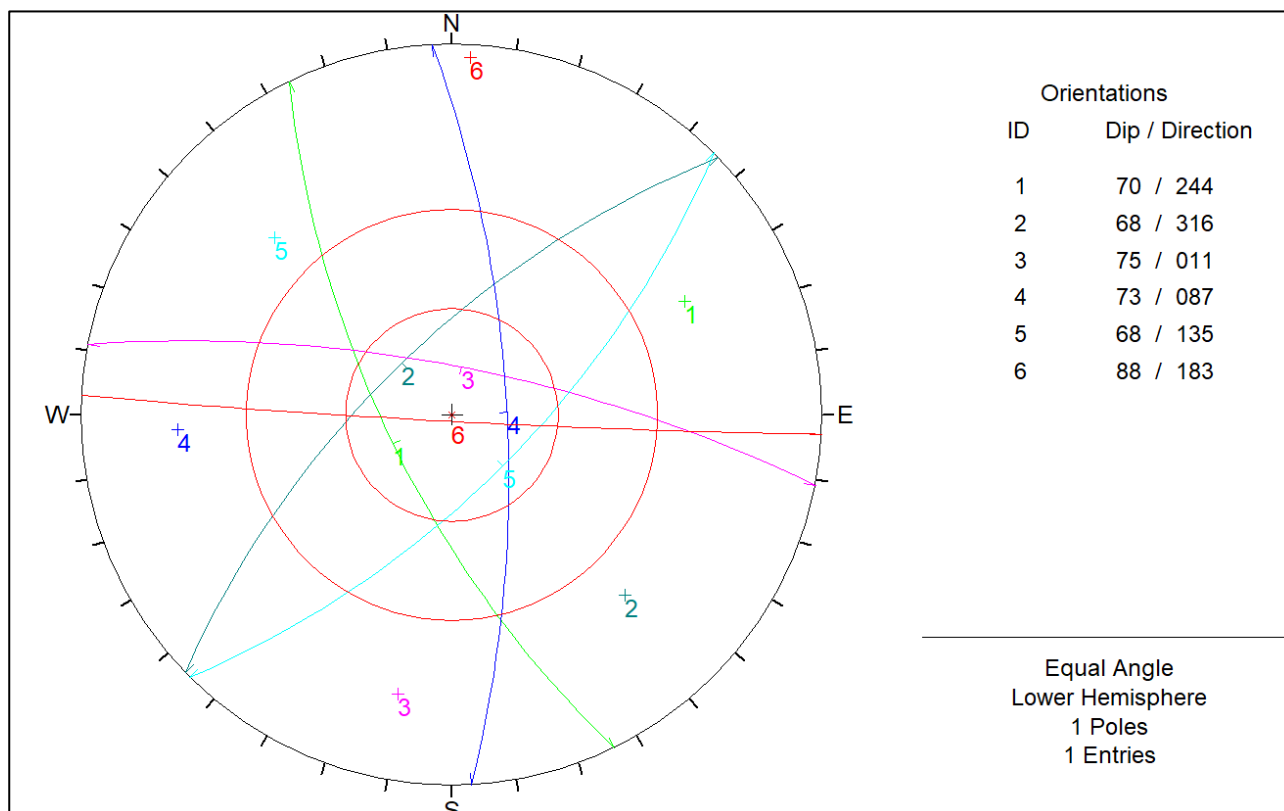
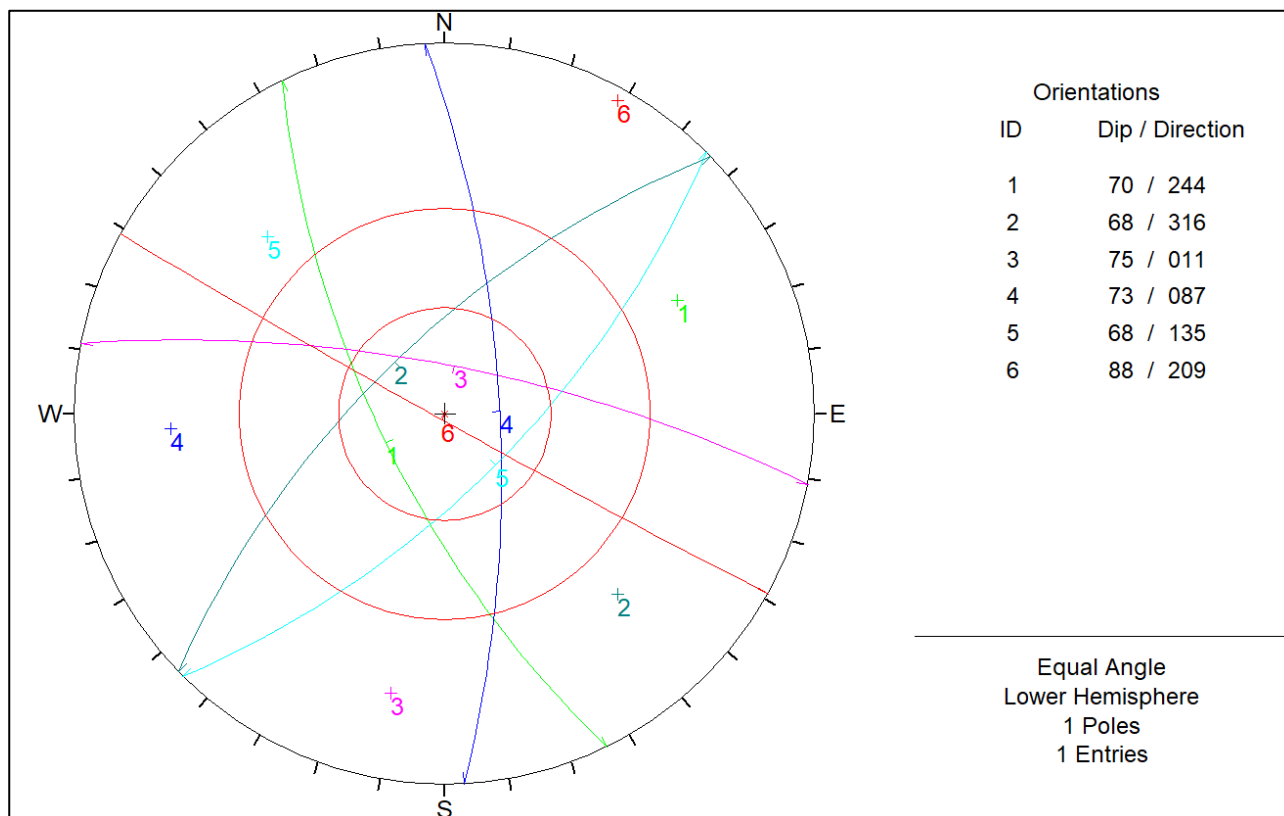


Fig. 7 – Proiezione stereografica piano 183/88

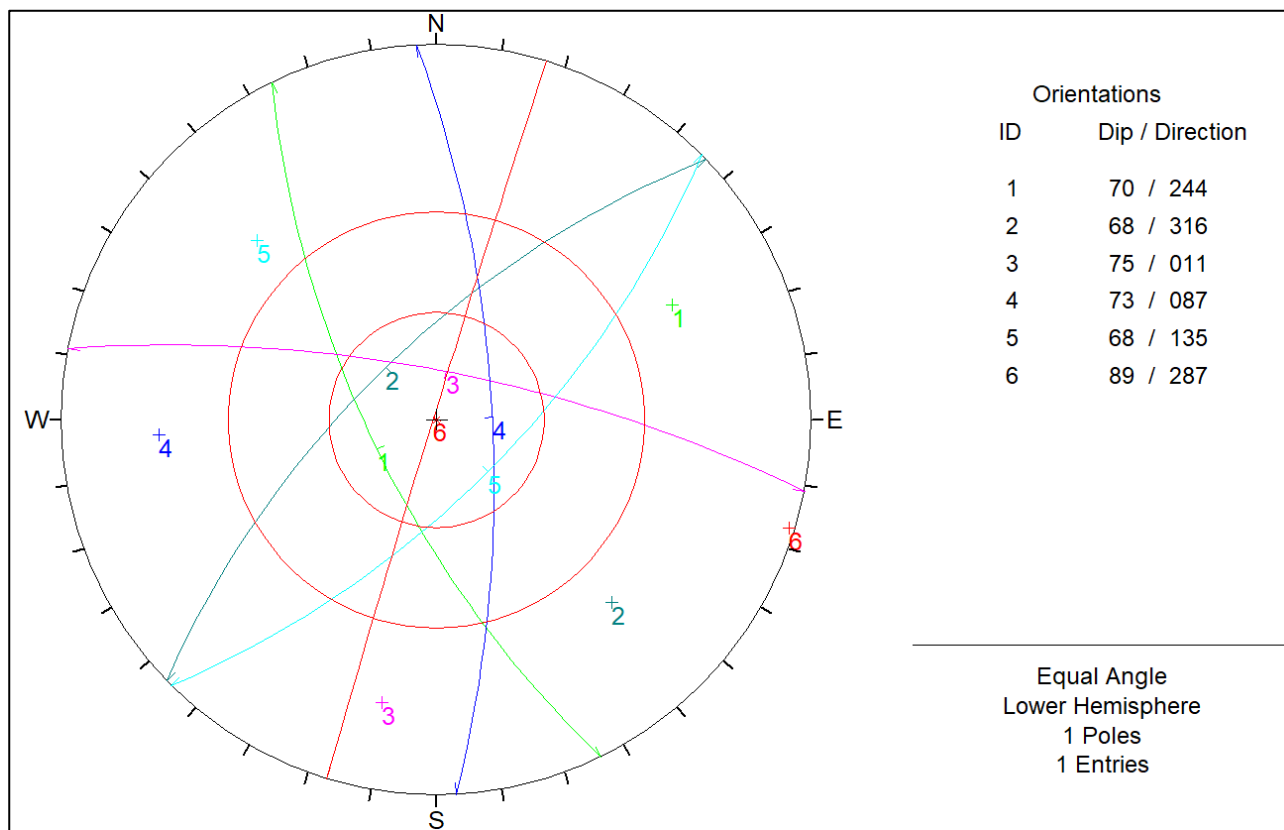
L'analisi geometrica sul fronte orientato 183/88 ha permesso di individuare la seguente condizione:

ID	Direction	Dip	instabile	stabile
K1	244	70		X
K2	316	68		X
K3	011	75		X
K4a	087	73		X
K4b	135	68		X

FR: 209/89

Fig. 8 – Proiezione stereografica piano 209/89

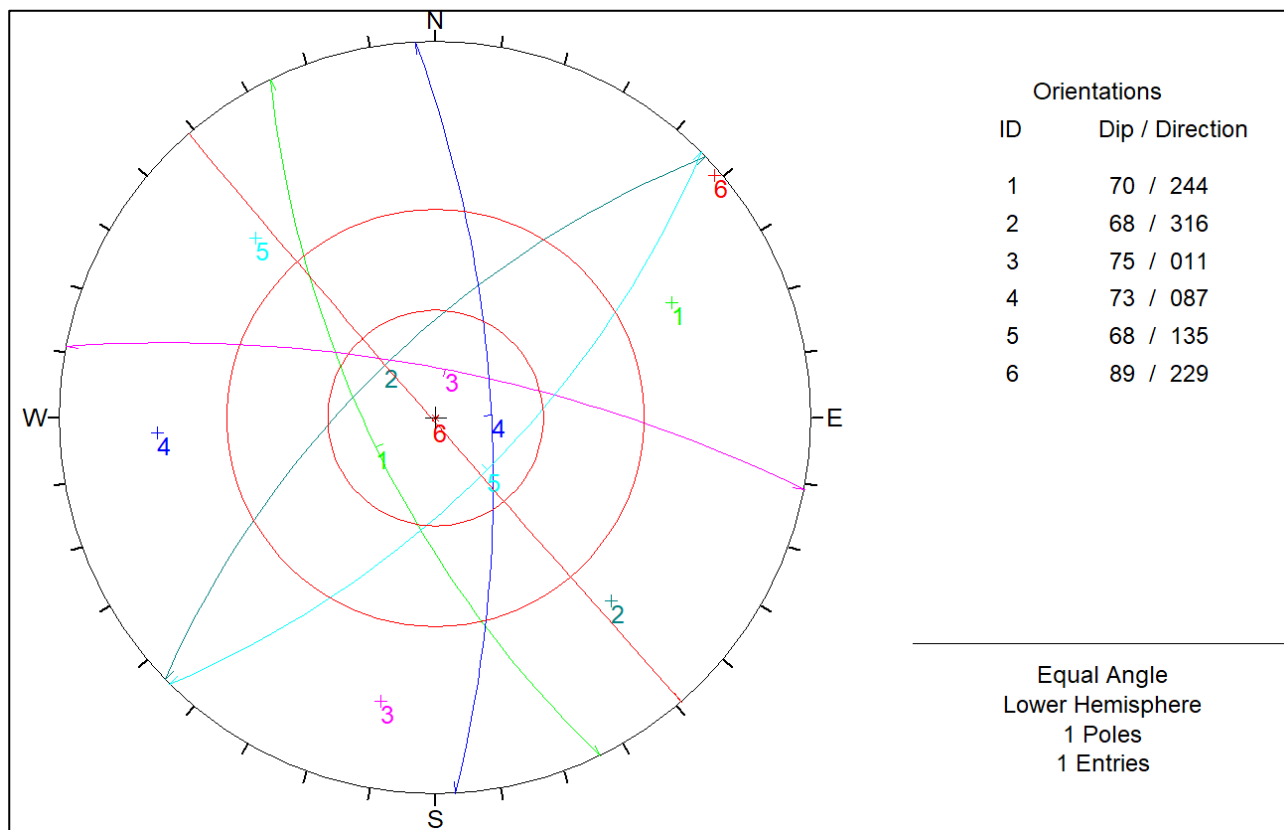
L'analisi geometrica sul fronte orientato 209/89 ha permesso di individuare la seguente condizione:

ID	Direction	Dip	instabile	stabile
K1	244	70		X
K2	316	68		X
K3	011	75		X
K4a	087	73		X
K4b	135	68		X

FR: 287/89

Fig. 9 – Proiezione stereografica piano 287/89

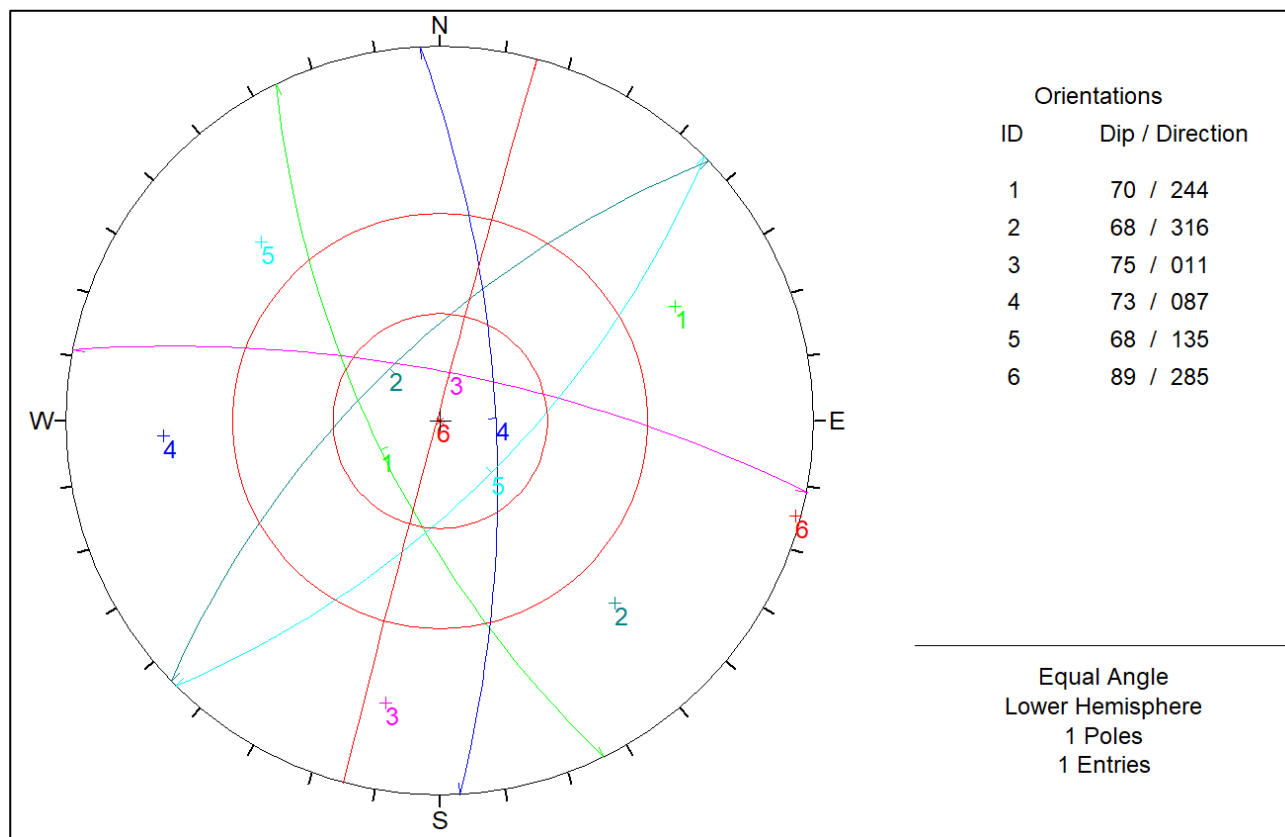
L'analisi geometrica sul fronte orientato 287/89 ha permesso di individuare la seguente condizione:

ID	Direction	Dip	instabile	stabile
K1	244	70		X
K2	316	68		X
K3	011	75		X
K4a	087	73		X
K4b	135	68		X

FR: 229/89

Fig. 10 – Proiezione stereografica piano 229/89

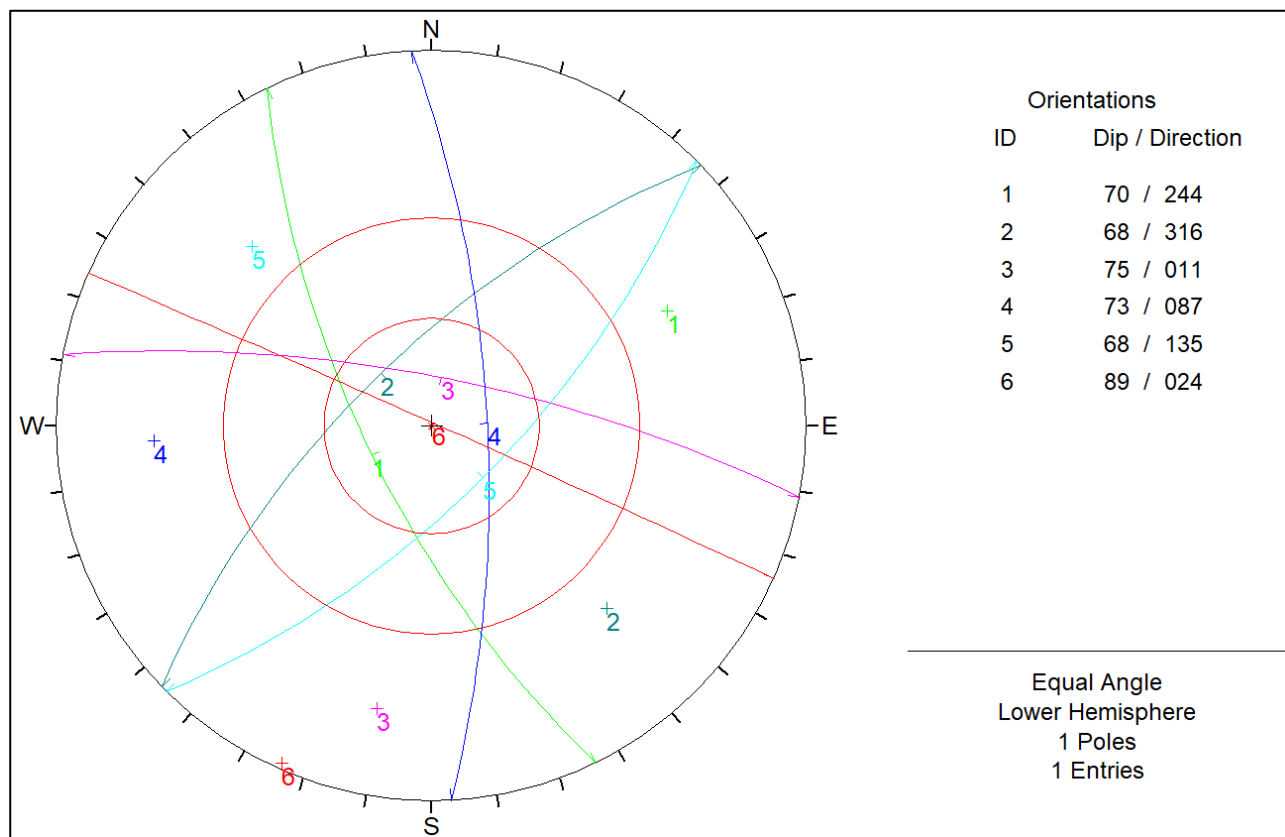
L'analisi geometrica sul fronte orientato 229/89 ha permesso di individuare la seguente condizione:

ID	Direction	Dip	instabile	stabile
K1	244	70	X	
K2	316	68		X
K3	011	75		X
K4a	087	73		X
K4b	135	68		X

FR: 285/89

Fig. 11 – Proiezione stereografica piano 285/89

L'analisi geometrica sul fronte orientato 285/89 ha permesso di individuare la seguente condizione:

ID	Direction	Dip	instabile	stabile
K1	244	70		X
K2	316	68		X
K3	011	75		X
K4a	087	73		X
K4b	135	68		X

FR: 024/89

Fig. 12 – Proiezione stereografica piano 024/89

L'analisi geometrica sul fronte orientato 024/89 ha permesso di individuare la seguente condizione:

ID	Direction	Dip	instabile	stabile
K1	244	70		X
K2	316	68		X
K3	011	75	X	
K4a	087	73		X
K4b	135	68		X

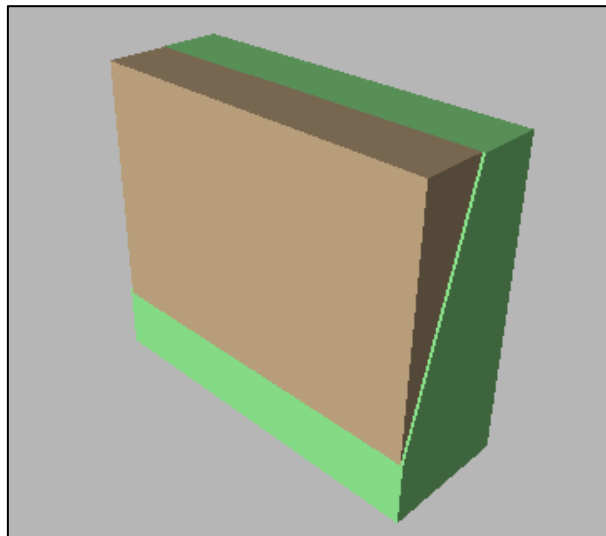
Come osservabile dalle proiezioni stereografiche riportate sopra, l'assetto geometrico delle fratture determina una generale bassa propensione all'instaurarsi di fenomeni di ribaltamento lungo i fronti di coltivazione a progetto; tuttavia, come osservabile dalle tabelle sintetiche, lungo il fronte 229/89 è possibile, dal punto di vista geometrico che, assieme alle fratture della famiglia k1 si verifichi scivolamento planare.

La medesima condizione la si osserva lungo il piano di lavoro 024/89; infatti, lungo questo, possibile scivolamento planare si può verificare mediante l'interazione con le fratture della famiglia K3.

Successivamente si procederà alla verifica con il software RocPlan della RocScience unicamente dei piani che geometricamente possono essere definiti come instabili.

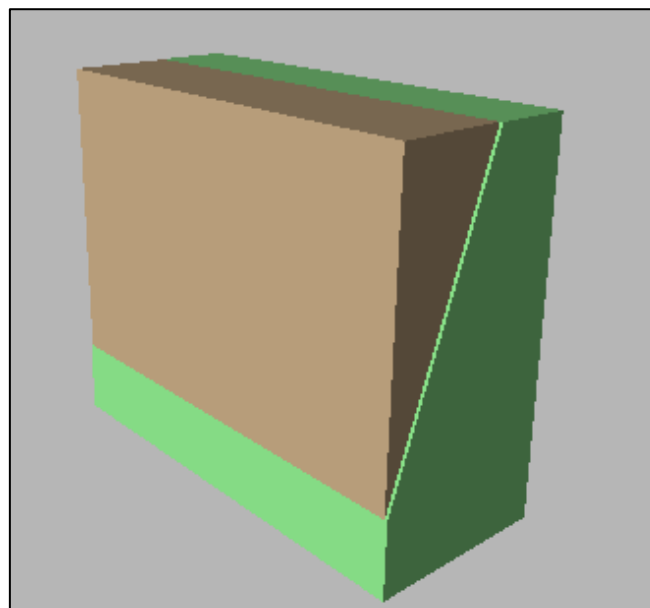
Verifica FS scivolamento planare – analisi cinematica ($\Phi = 32^\circ$ e $c = 0,0103 \text{ Kg/cm}^2$)

Analisi piano K3 011/75 lungo fronte 024/89 con altezza 3 m



Il software ROCPLAN ha permesso di valutare il fattore di sicurezza $FS = 1,217$; pertanto tale piano risulta stabile.

Analisi piano K1 244/70 lungo fronte 229/89 con altezza 3 m



Il software ROCPLAN ha permesso di valutare il fattore di sicurezza $FS = 1,029$; pertanto tale piano risulta stabile.

Considerazioni circa la stabilità planare

Relativamente alla valutazione di stabilità rispetto al fenomeno di scivolamento, si fa presente che lo stesso appare poco presente; infatti, la maggior parte delle famiglie di fratture, in associazione con i fronti di avanzamento, non danno atto a geometrie tali da determinare la realizzazione di fenomeni di scivolamento; inoltre, le uniche due geometrie possibili sono state valutate come stabili.

Si segnala tuttavia che, come indicato nei paragrafi precedenti, le famiglie di fratture hanno una notevole variabilità; pertanto, risulta probabile che, durante l'avanzamento della coltivazione, possano venire a giorno fratture con geometrie afferenti a K1 e K3 che possano determinare FS inferiore all'unità.

Vista la possibilità di cui sopra si prescrive che: ***“ad avvenuto abbattimento il nuovo fronte di lavoro dovrà essere verificato lungo tutta la sua lunghezza avendo cura di procedere al disgaggio dei volumi che potrebbero risultare instabili. Qualora il disgaggio non fosse possibile, prime di ulteriori lavorazioni sulla bancata si dovrà procedere alla messa in sicurezza dei volumi con opere che dovranno essere valutate di volta in volta in funzione delle necessità. Le attenzioni di cui sopra dovranno riguardare specialmente ma non esclusivamente i fronti di lavoro orientati 024/89 e 229/89. È FATTO OBBLIGO, PRIMA DI PROCEDERE A LAVORAZIONI DIFFERENTI DALL'ORDINARIO O COMUNQUE IN ASSENZA DI SPECIFICHE PROCEDURE, CONTATTARE IL DIRETTORE RESPONSABILE AI SENSI DEL D.P.R. N°128/59”.***

Scivolamento tridimensionale

L'analisi dei potenziali cinematismi “tridimensionali” è mirata alla ricerca dei potenziali meccanismi di instabilità legati alla formazione di blocchi e/o volumi di roccia isolati dal resto dell'ammasso per effetto dell'intersezione di più piani di fratturazione.

In questa prima fase preliminare, le analisi sono state effettuate prima in via grafica osservando con il test di Markland i potenziali cinematismi di tipo tridimensionale e successivamente quelli potenzialmente attivabili sono stati verificati con l'ausilio del programma di calcolo SWEDGE della Rocscience.

In funzione della giacitura dei piani di fratturazione, dell'orientazione del fronte di scavo, della sua altezza e dei parametri geotecnici impiegati, il programma consente di stimare il valore del coefficiente di sicurezza come rapporto tra Ed/Rd .

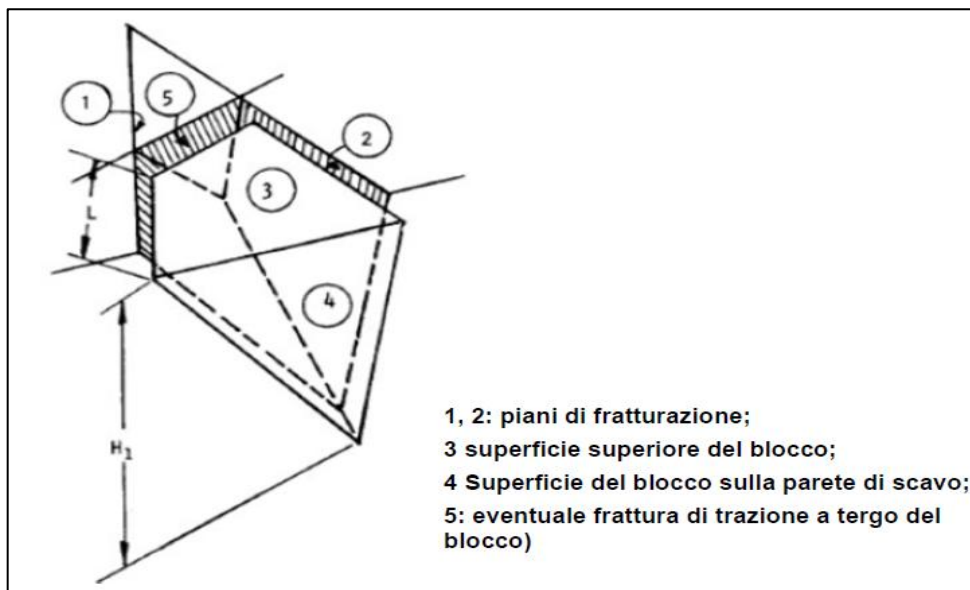


Fig. 13 – Schematizzazione di un blocco cinematicamente rimovibile

Per il calcolo della capacità resistente, il programma sfrutta il criterio di Coulomb; trattandosi di analisi previsionali preliminari, per il calcolo della stabilità si farà riferimento al solo angolo di attrito residuo, assunto pari a 30°, che riduce la legge di resistenza al contributo del solo angolo di attrito di base.

Le ipotesi alla base del calcolo sono:

- piani di discontinuità con persistenza illimitata o almeno tale da attraversare completamente i blocchi senza interruzioni di continuità;
- superficie planare delle discontinuità;
- estensione delle fratture all'intero fronte (se non nei casi specificamente motivati) o comunque con valori massimi pari all'effettiva persistenza rilevata in sito.

Il programma considera l'ammasso roccioso come un mezzo integro, attraversato da piani di discontinuità variamente orientati (in base ai dati di giacitura inseriti dall'utente). La stabilità dei singoli volumi rocciosi isolati dall'intersezione dei piani di fratturazione è governata da:

- orientazione dei piani di fratturazione rispetto al fronte di scavo, in funzione della quale potrebbero originarsi volumi cinematicamente rimuovibili o meno;
- azioni sollecitanti e resistenti che si sviluppano all'interfaccia tra il blocco e l'ammasso, in funzione dell'inclinazione dei piani di scivolamento e dalle caratteristiche di resistenza dei giunti.

Per ognuno dei blocchi individuati, il programma fornisce i seguenti risultati di calcolo:

- Volume e/o peso unitario del blocco;
- Tipo di instabilità (intersezione con contatto su entrambi i piani, contatto su di un solo piano o crollo per perdita di contatto sui piani);

- fattore di sicurezza nei confronti della potenziale instabilità individuata.

Come premesso nell'introduzione del capitolo saranno analizzati tutti i fronti di scavo in attività attuale e di un prossimo futuro (previsione entro l'anno), con altezze pari a 6m (fronte di scavo). Si evidenzia che anche in caso di altezze maggiori, viste le impostazioni fatte per l'analisi (imponendo il solo angolo di attrito ed escludendo la coesione), il coefficiente di sicurezza stimato non cambia.

Le analisi di stabilità saranno effettuate in condizioni di Stato Limite Ultimo, con *l'approccio 1 - combinazione 2*.

In questa fase previsionale di progetto, non saranno presi in conto eventuali carichi variabili o l'azione del sisma, trattandosi di verifiche di stabilità volute ad indentificare i potenziali cinematismi di blocchi presenti sulle pareti di scavo. Si precisa, infine, che tutti i carichi derivanti dal peso proprio dell'ammasso saranno considerati come carichi permanenti strutturali ($\gamma G1 = 1,00$).

I sistemi di discontinuità rilevati in sito e utilizzati nelle analisi sono quelli già illustrati nella precedente Tabella 1 al cap.4.3.1.

Nei paragrafi a seguire sono riportati risultati del calcolo, riassunti in forma tabellare con i seguenti dati:

- i sistemi di fratturazione coinvolti;
- il peso in tonnellate del blocco;
- il valore del rapporto tra la capacità resistente e le azioni sollecitanti (Rd/Ed).

Test Markland scivolamento tridimensionale

Per la valutazione delle condizioni di stabilità dei sei fronti di avanzamento della cava 110 si è fatto ricorso al Test di Markland relativo allo scivolamento di blocchi. Di seguito si riporta un estratto dei Test di Markland effettuati per tutti i versanti.

FR: 183/88

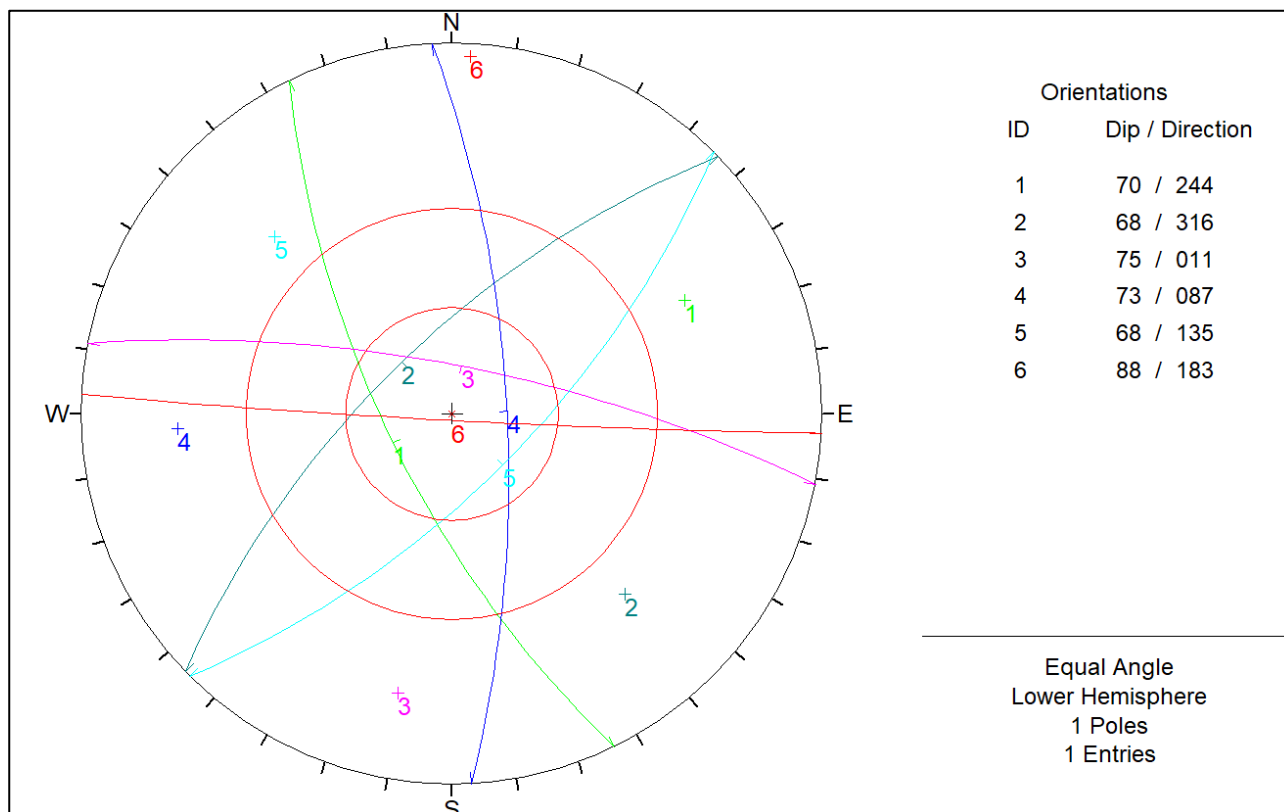
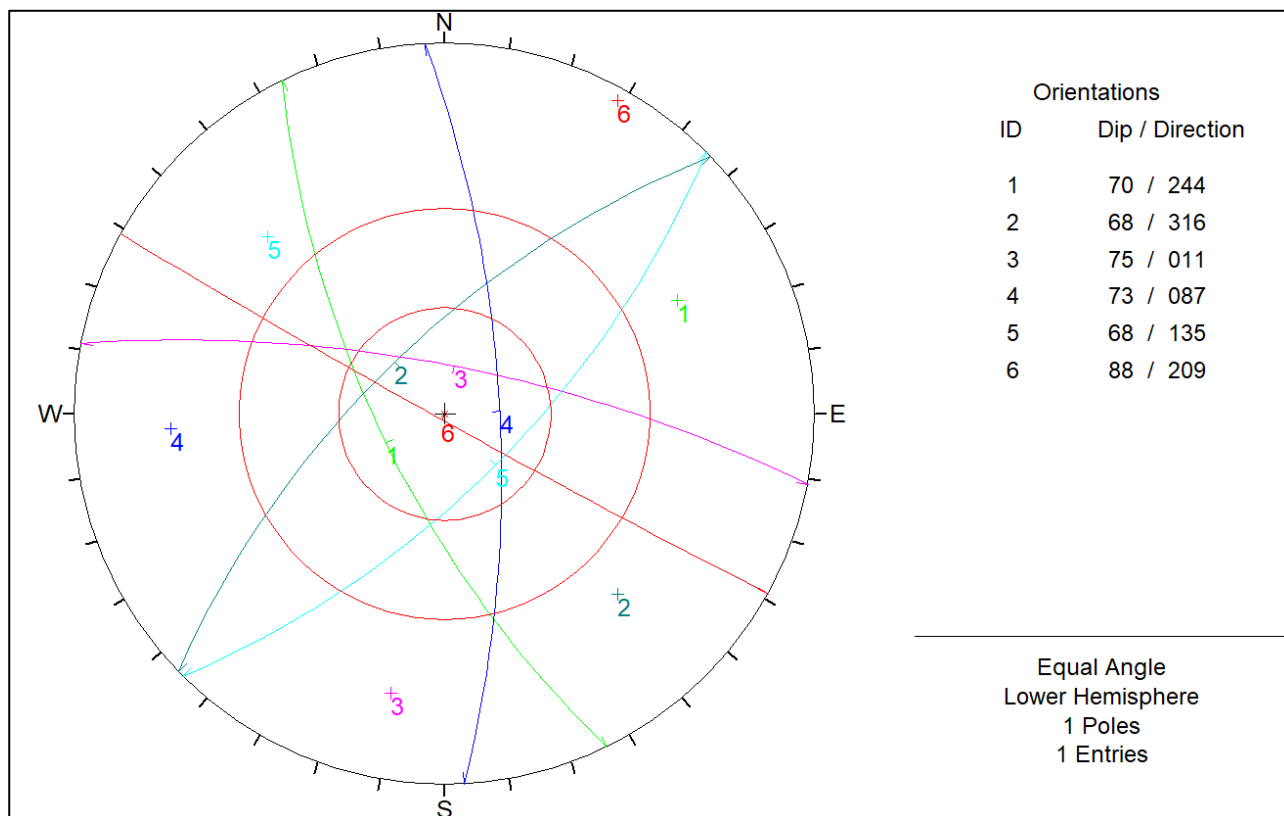


Fig. 14 – Proiezione stereografica piano 183/88

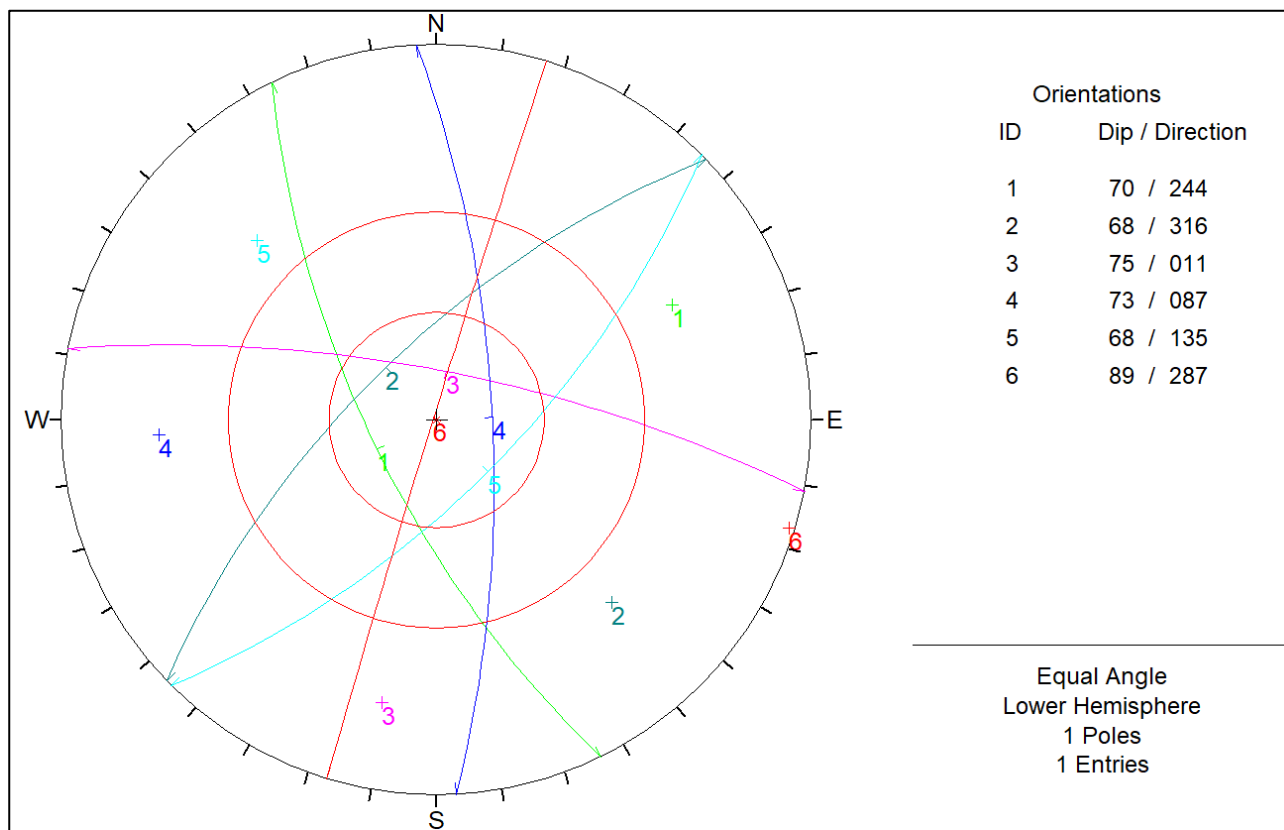
L'analisi geometrica sul fronte orientato 183/88 ha permesso di individuare la seguente condizione:

#	Id 1 / Id 2	Piano 1	Piano 2
1	1 / 5	244 / 70	135 / 68
2	1 / 4	244 / 70	87 / 73

FR: 209/89

Fig. 15 – Proiezione stereografica piano 209/89

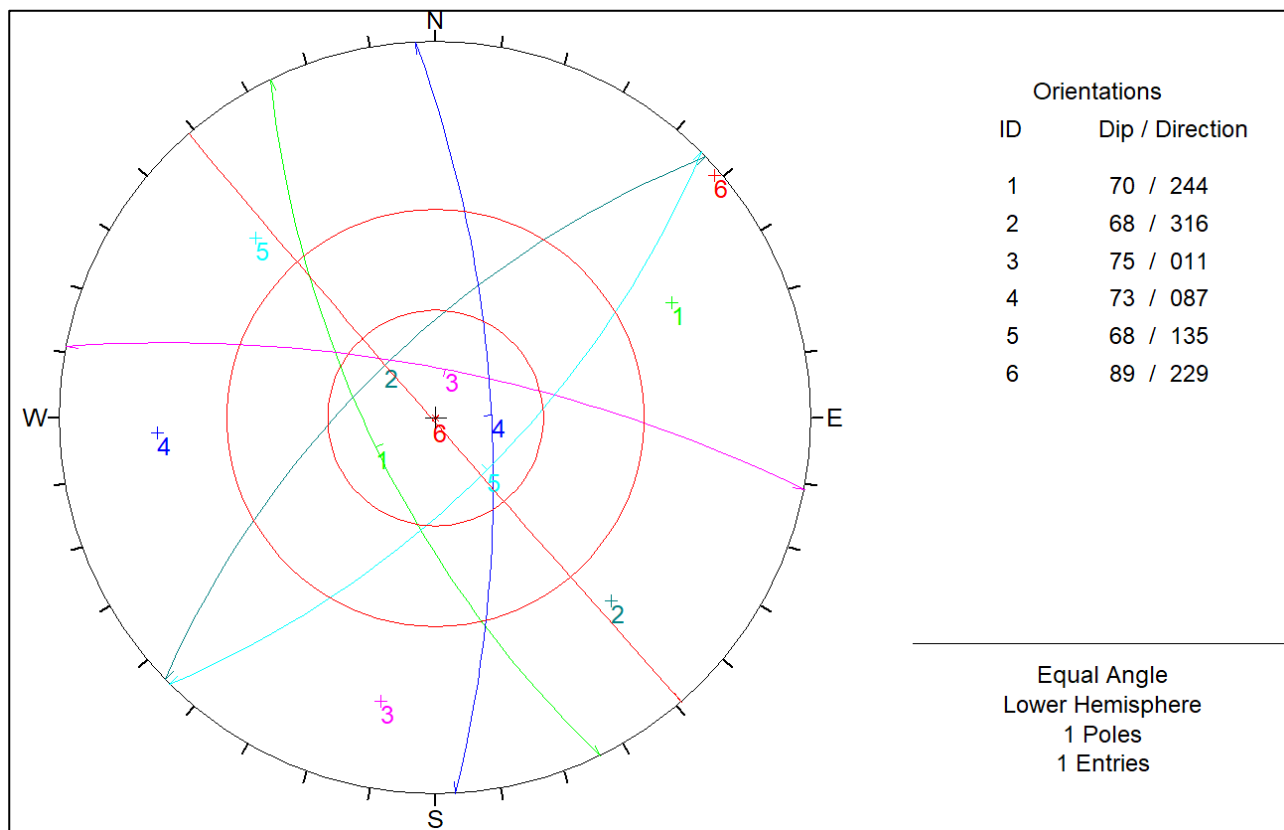
L'analisi geometrica sul fronte orientato 209/89 ha permesso di individuare la seguente condizione:

#	Id 1 / Id 2	Piano 1	Piano 2
1	1 / 5	244 / 70	135 / 68
2	1 / 4	244 / 70	87 / 73
3	1 / 2	244 / 70	316 / 68

FR: 287/89

Fig. 16 – Proiezione stereografica piano 287/89

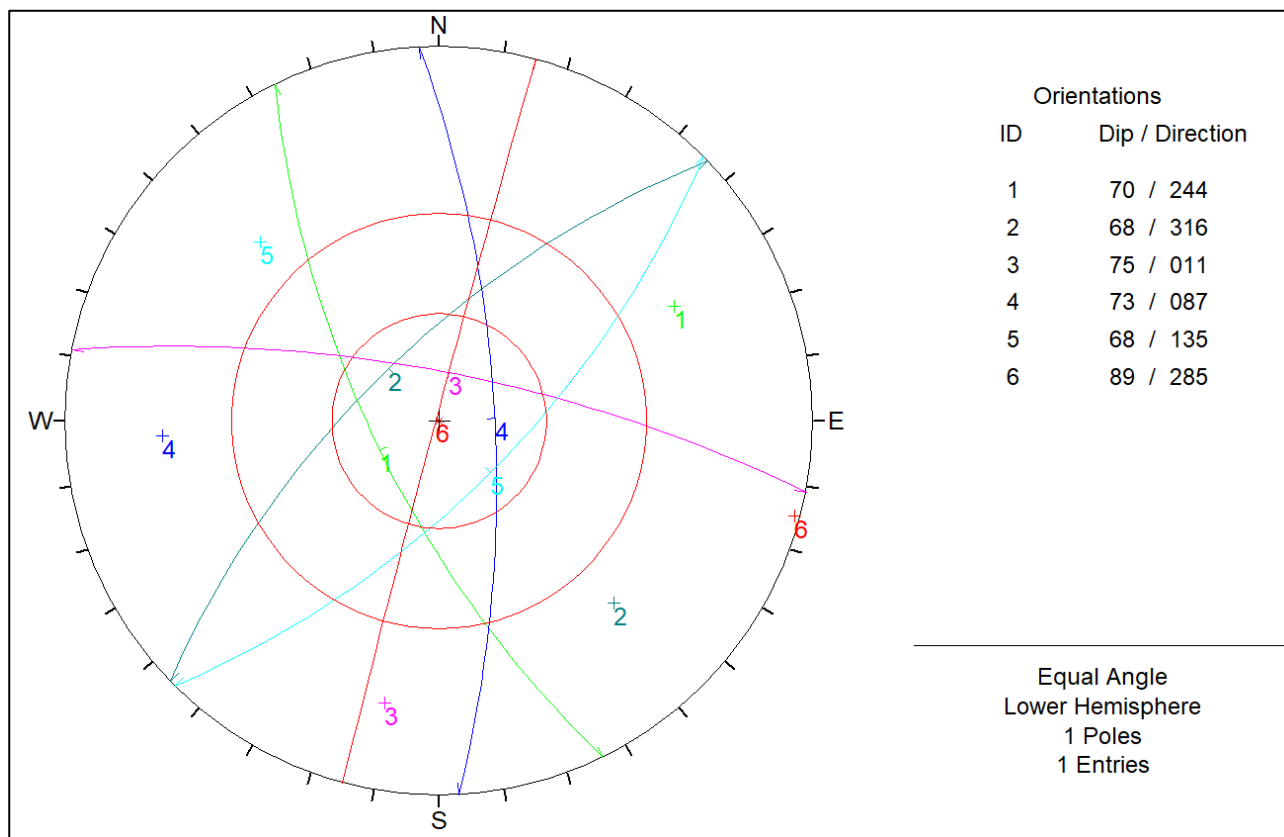
L'analisi geometrica sul fronte orientato 287/89 ha permesso di individuare la seguente condizione:

#	Id 1 / Id 2	Piano 1	Piano 2
1	1 / 2	244 / 70	316 / 68
2	1 / 3	244 / 70	11 / 75
3	2 / 3	316 / 68	11 / 75

FR: 229/89

Fig. 17 – Proiezione stereografica piano 229/89

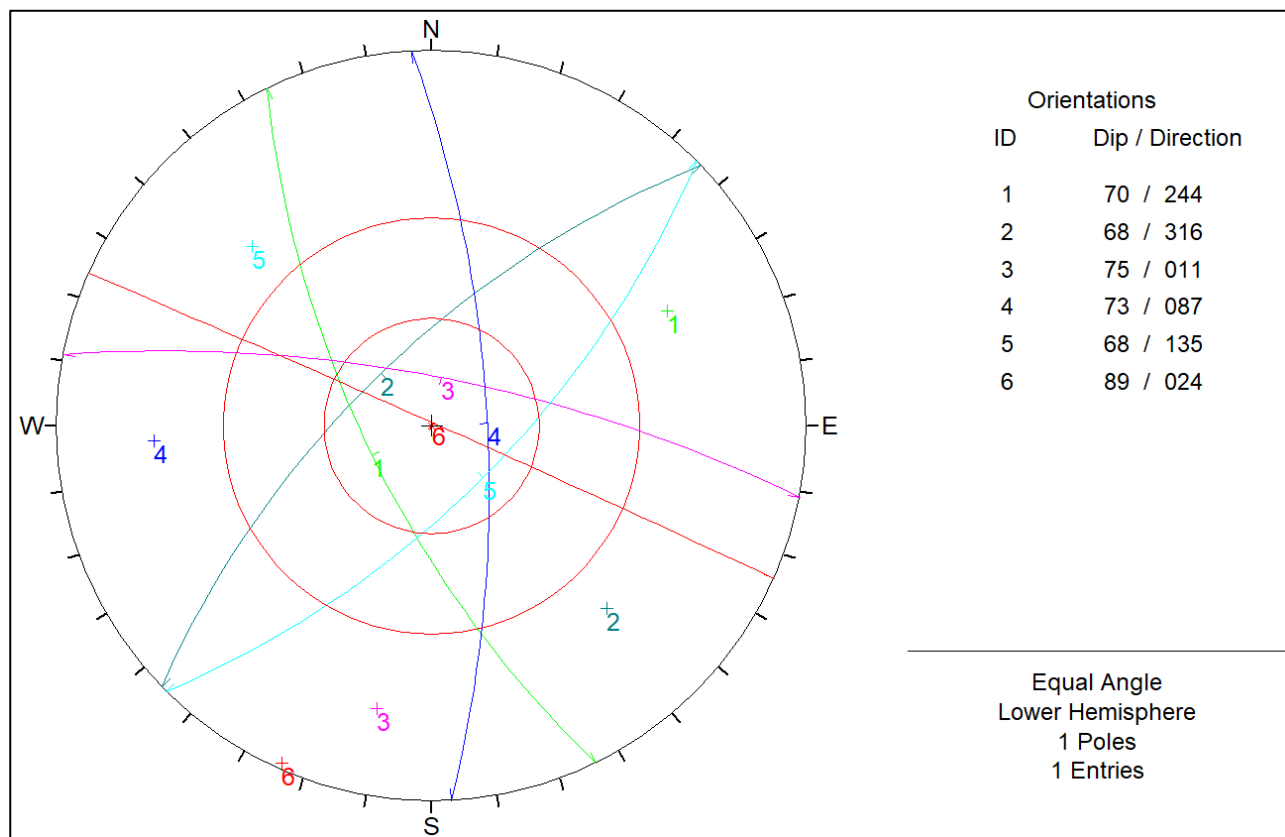
L'analisi geometrica sul fronte orientato 229/89 ha permesso di individuare la seguente condizione:

#	Id 1 / Id 2	Piano 1	Piano 2
1	1 / 2	244 / 70	316 / 68
2	1 / 3	244 / 70	11 / 75
3	1 / 5	244 / 70	135 / 68
4	1 / 4	244 / 70	87 / 73

FR: 285/89

Fig. 18 – Proiezione stereografica piano 285/89

L'analisi geometrica sul fronte orientato 285/89 ha permesso di individuare la seguente condizione:

#	Id 1 / Id 2	Piano 1	Piano 2
1	1 / 2	244 / 70	316 / 68
2	1 / 3	244 / 70	11 / 75
3	2 / 3	316 / 68	11 / 75

FR: 024/89

Fig. 19 – Proiezione stereografica piano 024/89

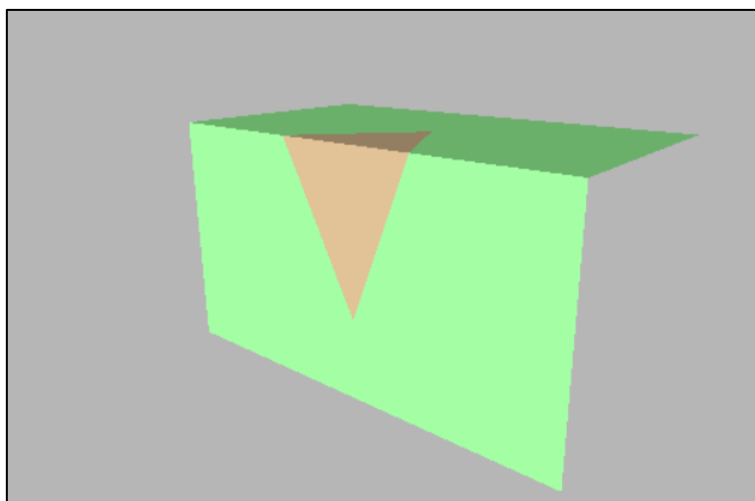
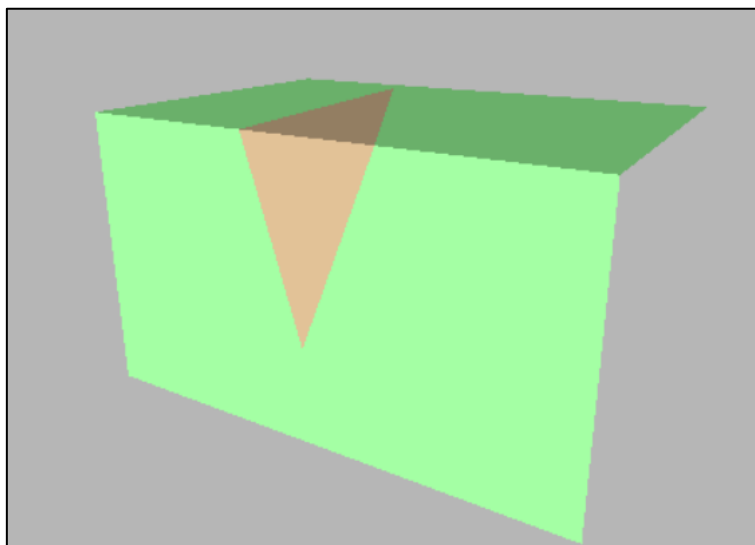
L'analisi geometrica sul fronte orientato 024/89 ha permesso di individuare la seguente condizione:

#	Id 1 / Id 2	Piano 1	Piano 2
1	1 / 3	244 / 70	11 / 75
2	2 / 3	316 / 68	11 / 75
3	2 / 4	316 / 68	87 / 73
4	3 / 4	11 / 75	87 / 73
5	3 / 5	11 / 75	135 / 68

Nel paragrafo successivo le coppie verranno analizzate mediante il software SWEDGE della Rocscience di modo da verificare il FS di ogni singolo cuneo.

Verifica FS scivolamento tridimensionale – analisi cinematica ($\Phi = 32^\circ$ - $c = 0,0103 \text{ Kg/cm}^2$)

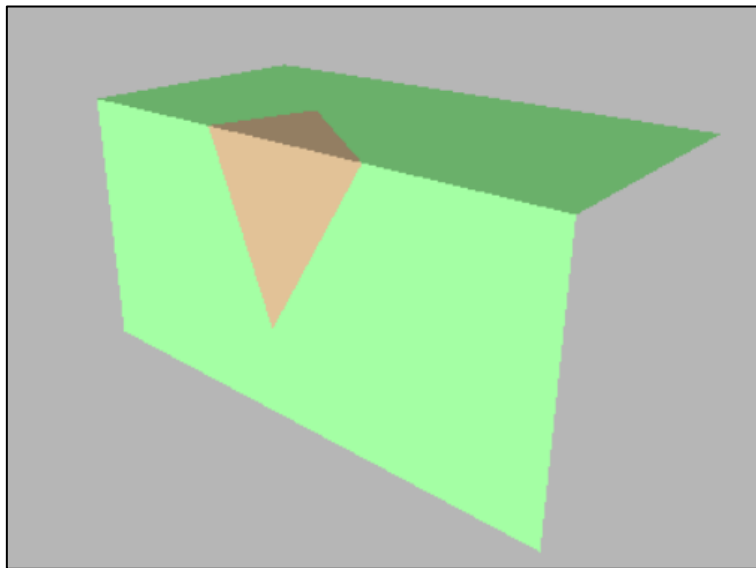
Successivamente si riporta la verifica previsionale dei cunei potenziali divisi sui fronti di avanzamento nell'ordine indicato in precedenza; in particolare, si provvederà ad allegare gli estratti dal Software swedge specificando le combinazioni di famiglie analizzate e successivamente, prima dell'analisi del fronte seguente verrà riportato uno schema riassuntivo dei fattori di sicurezza delle combinazioni analizzate

Fronte n°1 183/89**Combinazione K1 -K5****Combinazione K1 -K4**

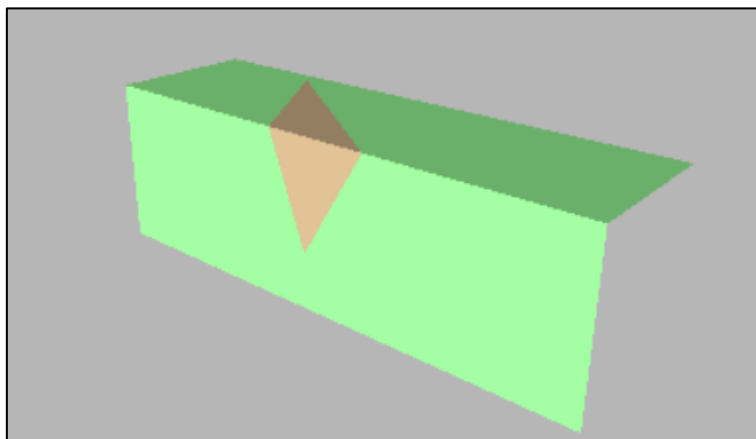
#	Id 1 / Id 2	Piano 1	Piano 2	FS
1	1 / 5	244 / 70	135 / 68	1,266
2	1 / 4	244 / 70	87 / 73	3,98

Fronte n°2 209/89

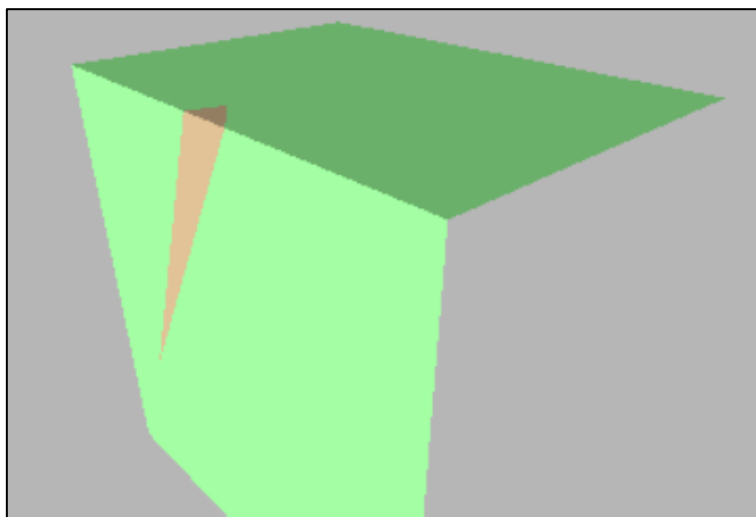
Combinazione K1 -K5



Combinazione K1 -K4



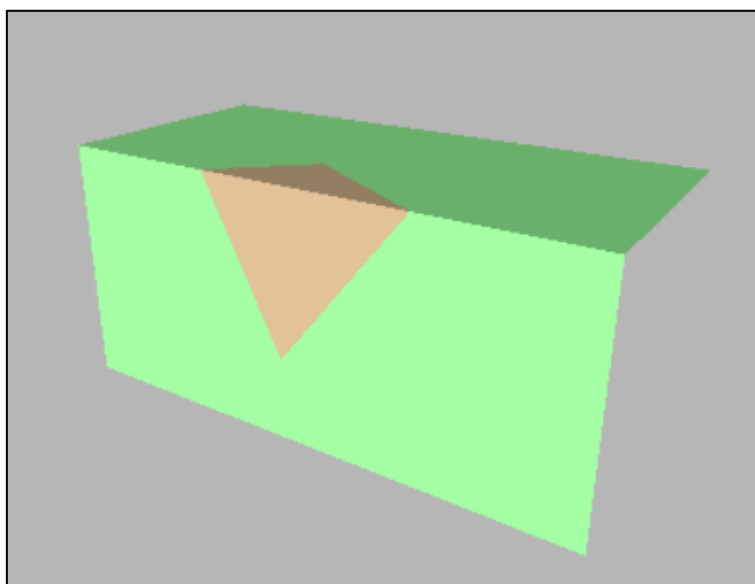
Combinazione K1-K2



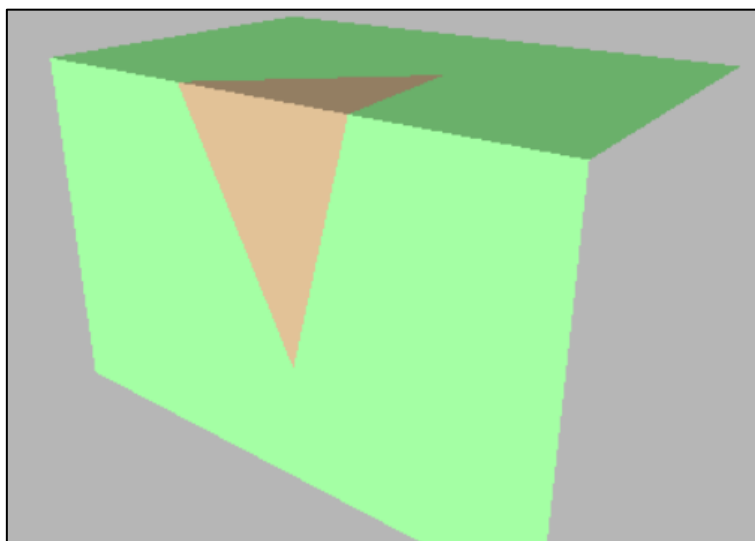
#	Id 1 / Id 2	Piano 1	Piano 2	FS
1	1 / 5	244 / 70	135 / 68	1,277
2	1 / 4	244 / 70	87 / 73	3,973
3	1 / 2	244 / 70	316 / 68	2,225

Fronte n°3 287/89

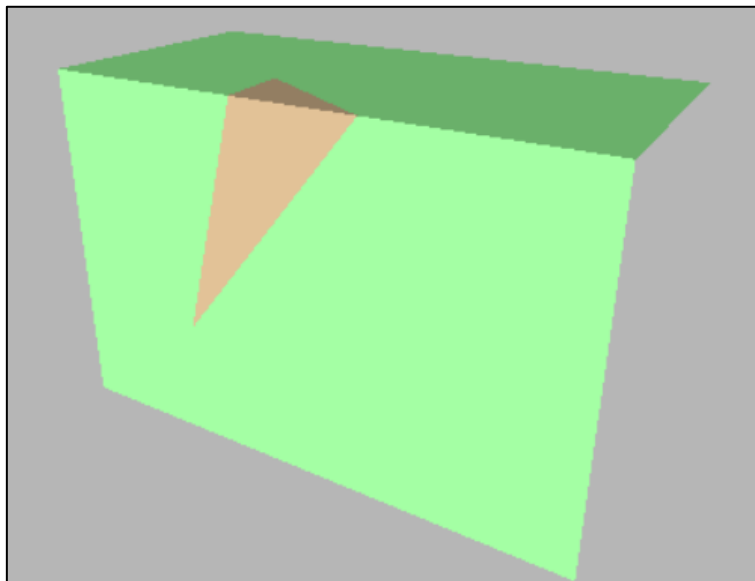
Combinazione K1-K2



Combinazione K1-K3



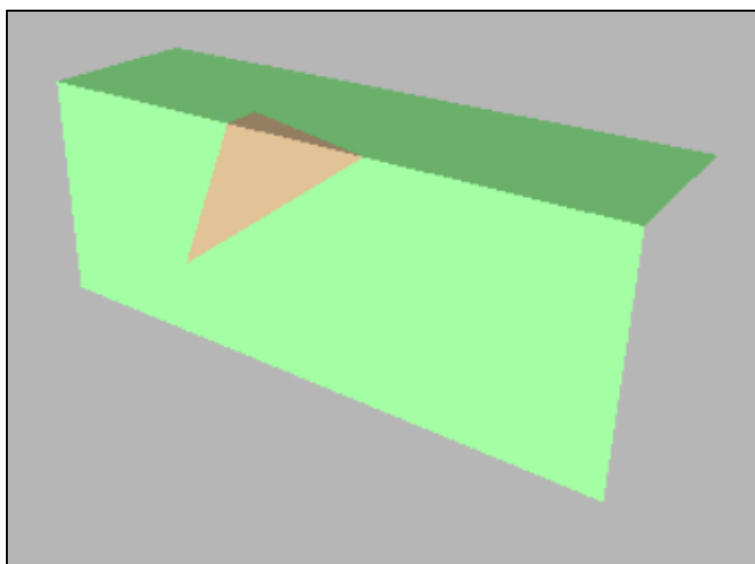
Combinazione K2-K3



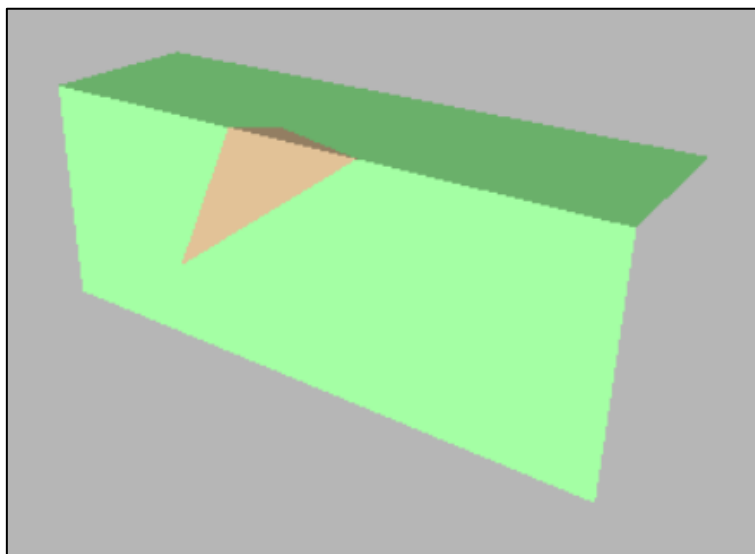
#	Id 1 / Id 2	Piano 1	Piano 2	FS
1	1 / 2	244 / 70	316 / 68	0,9404
2	1 / 3	244 / 70	11 / 75	1,599
3	2 / 3	316 / 68	11 / 75	1,078

Fronte n°4 229/89

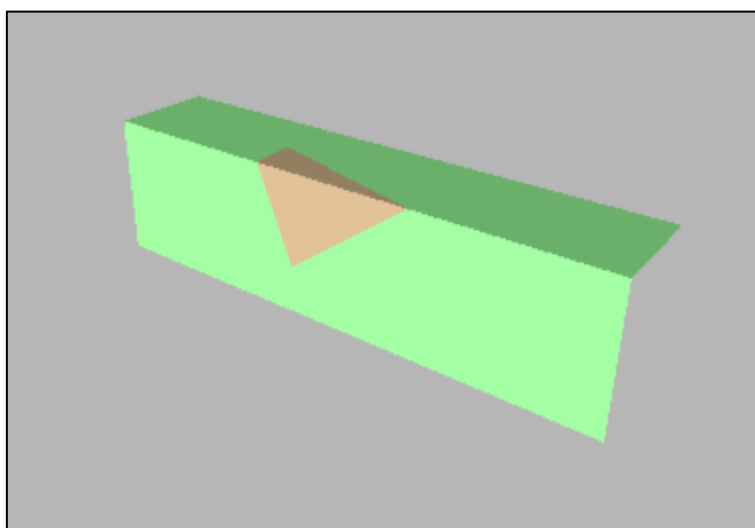
Combinazione K1-K2



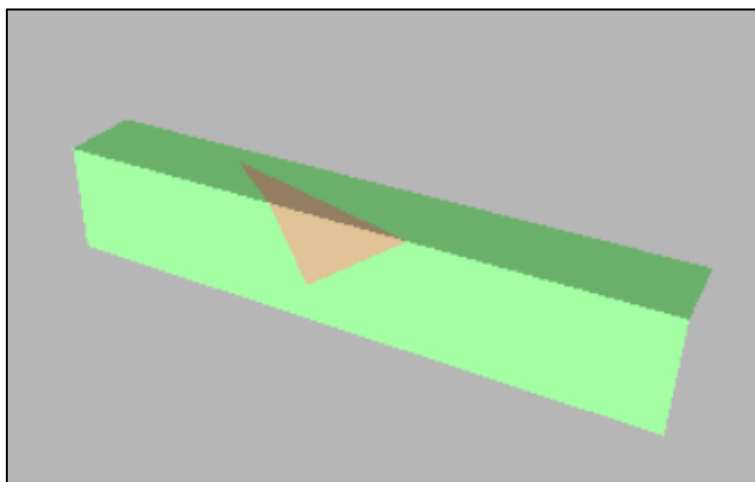
Combinazione K1-K3



Combinazione K1-K5



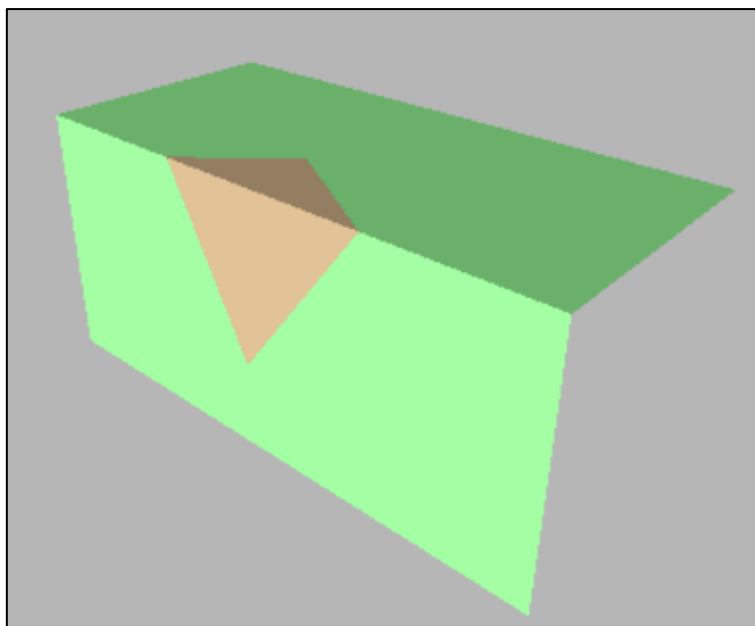
Combinazione K1-K4



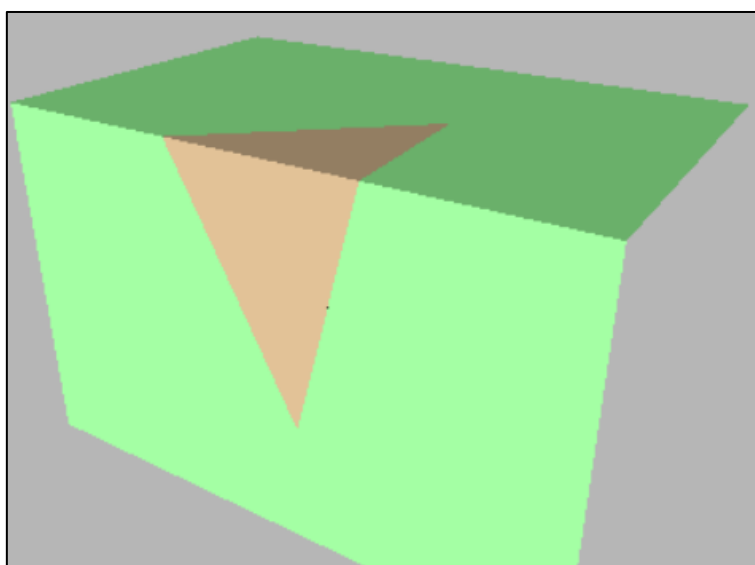
#	Id 1 / Id 2	Piano 1	Piano 2	FS
1	1 / 2	244 / 70	316 / 68	1,086
2	1 / 3	244 / 70	11 / 75	1,138
3	1 / 5	244 / 70	135 / 68	1,291
4	1 / 4	244 / 70	87 / 73	3,964

Fronte n°5 285/89

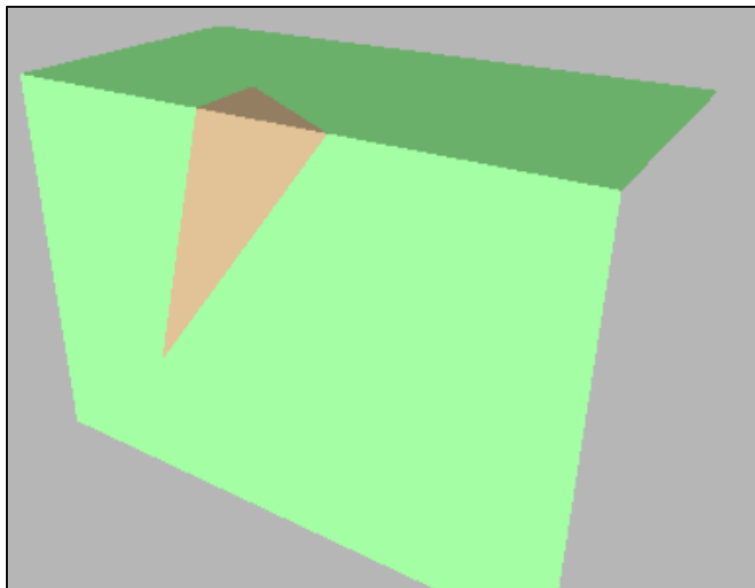
Combinazione K1-K2



Combinazione K1-K3



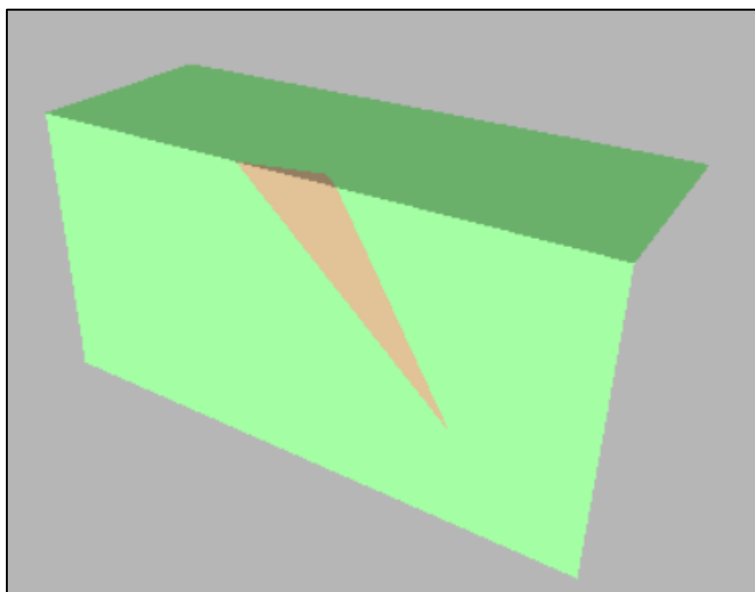
Combinazione K2-K3



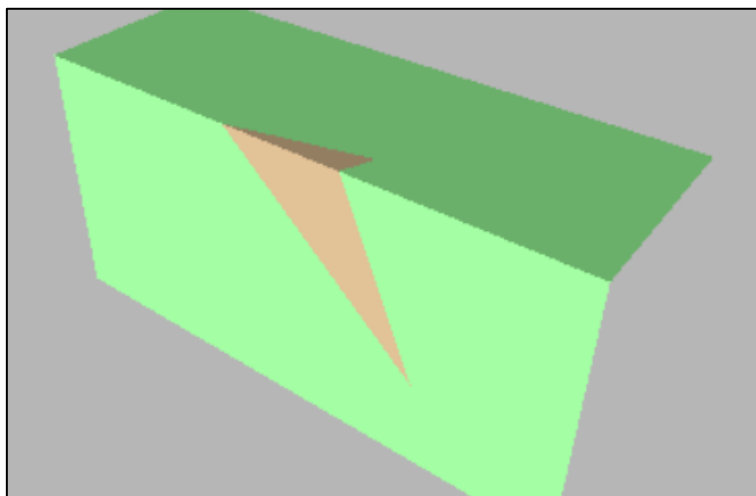
#	Id 1 / Id 2	Piano 1	Piano 2	FS
1	1 / 2	244 / 70	316 / 68	0,9416
2	1 / 3	244 / 70	11 / 75	1,597
3	2 / 3	316 / 68	11 / 75	1,104

Fronte n°6 024/89

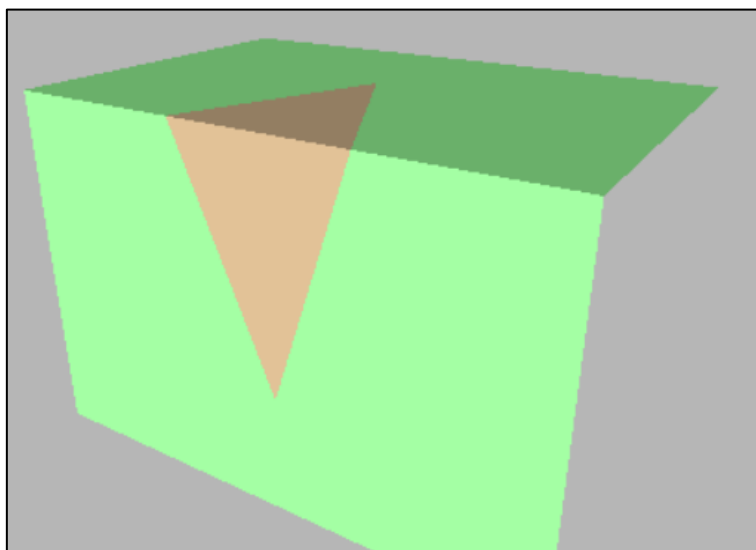
Combinazione K1-K3



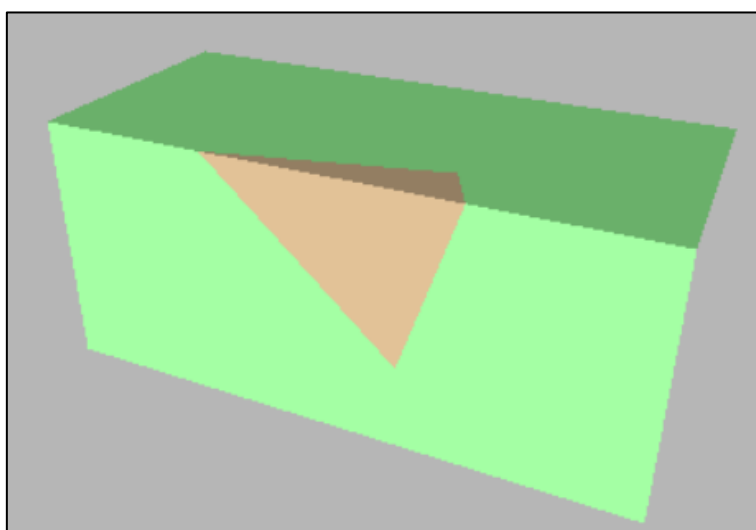
Combinazione K2-K3



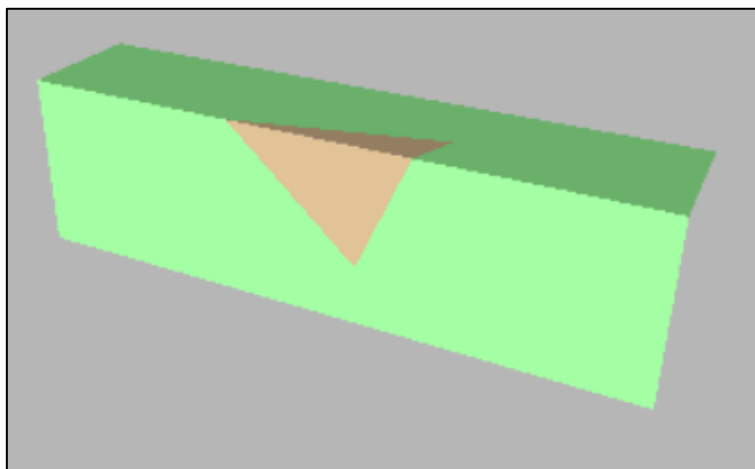
Combinazione K2-K4



Combinazione K3-K4



Combinazione K3-K5



#	Id 1 / Id 2	Piano 1	Piano 2	FS
1	1 / 3	244 / 70	11 / 75	1,826
2	2 / 3	316 / 68	11 / 75	1,443
3	2 / 4	316 / 68	87 / 73	1,782
4	3 / 4	11 / 75	87 / 73	1,062
5	3 / 5	11 / 75	135 / 68	1,657

Considerazioni circa la stabilità tridimensionale

Dall'analisi sia dei test di Markland che delle risultanze dei calcoli dei FS, appare evidente che, lo stato di fratturazione presente all'interno dell'area di lavoro della cava 110, in combinazione con i fronti di scavo a progetto, va a determinare la formazione di geometrie che, interagendo fra loro determinano la formazione di cunei di roccia.

L'analisi dei fattori di sicurezza ha messo in evidenza che i cunei che si potranno andare a formare, nella loro geometria tipica, sono stabili in quanto i FS risultano al di sopra del valore limite di 1. ***“Relativamente alle condizioni per le quali è stato valutato un FS inferiori ad 1, anche se di poco si prescrive la valutazione in loco ed al momento dello scavo di sistemi di messa in sicurezza locale o comunque di disaggio. Tali sistemi, in considerazione delle condizioni locali, dovranno essere messi in atto prima del taglio e quindi prima della formazione della nuova superfice libera”***.

Come tuttavia specificato per lo scivolamento planare, preme precisare che le analisi sono state condotte su fratture tipiche. Data l'ampiezza della variabilità delle fratture all'interno di una zona metamorfica non è possibile escludere che, con l'avanzamento del progetto, si possano incontrare superfici di fratturazione che potrebbero andare a determinare fenomeni di instabilità. In questo senso si prescrive che: ***“ad avvenuto***

abbattimento il nuovo fronte di lavoro dovrà essere verificato lungo tutta la sua lunghezza avendo cura di procedere al disgaggio dei volumi che potrebbero risultare instabili. Qualora il disgaggio non fosse possibile, prime di ulteriori lavorazioni sulla bancata si dovrà procedere alla messa in sicurezza dei volumi con opere che dovranno essere valutate di volta in volta in funzione delle necessità. Le attenzioni di cui sopra dovranno riguardare tutti i fronti di lavoro. È FATTO OBBLIGO, PRIMA DI PROCEDERE A LAVORAZIONI DIFFERENTI DALL'ORDINARIO O COMUNQUE IN ASSENZA DI SPECIFICHE PROCEDURE, CONTATTARE IL DIRETTORE RESPONSABILE AI SENSI DEL D.P.R. N°128/59".

Ribaltamento

Le analisi per la ricerca di potenziali instabilità per ribaltamento sono effettuate mediante semplici verifiche sulle caratteristiche geometriche dei fronti di scavo e dei sistemi di fratturazione che li interessano.

Affinché si possa originare un meccanismo di instabilità di ribaltamento flessionale devono sussistere le seguenti condizioni (Goodman & Bray, 1976):

- a) La direzione del fronte e la direzione degli strati o delle fratture non devono differire per più di 30° (cono di confidenza totale pari a 60°);
- b) La direzione di immersione degli strati o delle fratture deve essere opposta a quella del fronte in oggetto;
- c) Il fronte deve essere isolato lateralmente (assenza di continuità laterale del blocco) da altre fratture, da un vuoto o, nel caso di fronti di scavo, da tagli;
- d) La normale al piano di ribaltamento deve avere un valore di inclinazione inferiore alla differenza tra l'inclinazione del fronte e l'angolo di attrito lungo i piani.

Tradotta in formula, quest'ultima condizione impone che: $(90 - \Phi_p) \leq (\Phi_f - \varphi)$

dove: Φ_p = inclinazione media del sistema di fratturazione o della stratificazione;

Φ_f = inclinazione del fronte;

φ = angolo di attrito sul piano delle discontinuità o della stratificazione.

In aggiunta sarà effettuata anche un'analisi per la determinazione dell'altezza critica dei volumi rocciosi, riferita ai soli sistemi di discontinuità che presentano inclinazioni del piano medio prossima alla verticale. Per questa stima sarà utilizzata la formula di Timoshenko & Gere (1961) sotto riportata.

$$L = 0,868 \cdot \left[\frac{(E \cdot T^2)}{\gamma} \right]^{\frac{1}{3}}$$

dove:

- L = altezza critica della struttura rocciosa in esame;
- E = modulo elastico dell'ammasso roccioso (13335.21 Mpa);
- T = spaziatura media delle discontinuità;
- γ = peso di volume unitario dell'ammasso roccioso (2,8 t/mc).

Come premesso al paragrafo precedente le analisi si basano su criteri prettamente geometrici e sono volte alla sola individuazione delle eventuali situazioni critiche, ossia alla ricerca degli scenari che potrebbero dare luogo alla formazione di volumi isolati dal resto dell'ammasso e soggetti a potenziale instabilità per ribaltamento.

Verrà utilizzato unicamente il fronte di maggiori dimensioni orientato 150/88 in quanto risulta essere quello sul quale emergono le fratture. Le valutazioni circa la sicurezza rispetto al ribaltamento vengono fatte su bancate di altezza pari a 6 m.

Le analisi di stabilità saranno effettuate con parametri geotecnici cautelativi, considerando il solo angolo di attrito di base.

I sistemi di discontinuità rilevati in sito e utilizzati nelle analisi sono quelli già illustrati precedentemente. Tutti i piani di fratturazione sono supposti indefinitamente estesi (continuità illimitata senza alcun "ponte di roccia").

Considerazioni circa il ribaltamento

I rilievi effettuati in sito permettono di osservare come, i principali piani di discontinuità, relativamente ai fronti di lavoro a progetto, non posseggono le caratteristiche geometriche tali da permettere l'innescarsi di fenomeni di instabilità per ribaltamento (direzione di immersione opposta al fronte di scavo), ma piuttosto di fenomeni di potenziale instabilità planare come già evidenziato.

Come tuttavia specificato per lo scivolamento planare e tridimensionale, preme precisare che le analisi sono state condotte su fratture tipiche. Data l'ampiezza della variabilità delle fratture all'interno di una zona metamorfica non è possibile escludere che, con l'avanzamento del progetto, si possano incontrare superfici di fratturazione che potrebbero andare a determinare fenomeni di instabilità per ribaltamento. In questo senso si prescrive che: ***"ad avvenuto abbattimento il nuovo fronte di lavoro dovrà essere verificato lungo tutta la sua lunghezza avendo cura di procedere al disgaggio dei volumi che potrebbero risultare instabili."***

Qualora il disaggio non fosse possibile, prime di ulteriori lavorazioni sulla bancata si dovrà procedere alla messa in sicurezza dei volumi con opere che dovranno essere valutate di volta in volta in funzione delle necessità. Le attenzioni di cui sopra dovranno riguardare tutti i fronti di lavoro. È FATTO OBBLIGO, PRIMA DI PROCEDERE A LAVORAZIONI DIFFERENTI DALL'ORDINARIO O COMUNQUE IN ASSENZA DI SPECIFICHE PROCEDURE, CONTATTARE IL DIRETTORE RESPONSABILE AI SENSI DEL D.P.R. N°128/59".

VALUTAZIONE DELLA STABILITÀ DELLA TECCHIA

Come specificato all'interno delle relazioni progettuali, il presente progetto di coltivazione non prevede lavorazioni sulla tecchia residuale poste a sud della cava 110 ed indicata nella foto sotto.



Foto 2 – Tecchia residuale a sud della cava 110

In particolare, come osservabile dalle tavole progettuali, le lavorazioni avverranno in aree distanti dalla tecchia senza interessarla.

Tuttavia l'area della tecchia era stata in precedenza oggetto di prescrizione USL (*Provvedimento n. 21/2020 prot. 469517 del 07-12-2020*) relativi alla messa in sicurezza del versante nonché la viabilità sottostante la tecchia. Di seguito si procederà a descrivere l'approccio metodologico nonché le considerazioni circa la stabilità della tecchia.

Approccio metodologico

A livello metodologico, per effettuare la valutazione di stabilità della tecchia, si è proceduto alla realizzazione di un rilievo mediante drone dotato di fotocamera che ha permesso di analizzare la tecchia oggetto di prescrizione in maniera dettagliata.

Effettuata l'analisi di dettaglio mediante drone si è proceduto alla realizzazione di una verifica di stabilità della stessa prendendo in considerazione le famiglie di fratture come riportate nei paragrafi precedenti in combinazione con l'orientamento dei fronte di scavo della tecchia.

Successivamente all'analisi cinematica citata nel paragrafo precedente si è proceduto alla realizzazione di una verifica di caduta massi. Per la realizzazione della stessa verifica è stata eseguita una sezione di dettaglio della tecchia nei pressi dell'area indicata dalla prescrizione USL (*Provvedimento n. 21/2020 prot. 469517 del 07-12-2020*). Nella verifica circa la caduta massi si è scelto di analizzare massi di dimensioni compatibili con le strutture osservate in sito. Tali strutture verranno individuate nella documentazione fotografica di seguito. L'analisi di dettaglio del fronte è stata condotta unicamente nell'area indicata nel provvedimento n. 21/2020; mentre, nelle aree non oggetto di provvedimento si è proceduto alla verifica di stabilità come effettuata per i fronti di coltivazione a progetto. Di seguito si procederà prima all'analisi di dettaglio della porzione sottoposta a provvedimento e successivamente alla restante parte.

Analisi della tecchia oggetto di prescrizione

L'analisi del fronte è stata condotta effettuando un rilievo della parete mediante drone. Questa tipologia di rilievo ha permesso di mettere in evidenza zone con possibili blocchi instabili ed aree maggiormente fratturate. È stato inoltre possibile osservare la presenza di materiale mobile in aree non verticali della tecchia.

L'analisi verrà condotta a partire da sinistra della foto 3 sino al termine della tecchia al limite del bosco che poi rappresenta la parte terminale dell'area coltivata.

La tecchia oggetto di provvedimento è stata suddivisa, per comodità, in tre macro aree che saranno analizzate nel dettaglio in maniera distinta.



Foto 3 – Porzione di tecchia residuale sottoposta a provvedimento n.21/2020

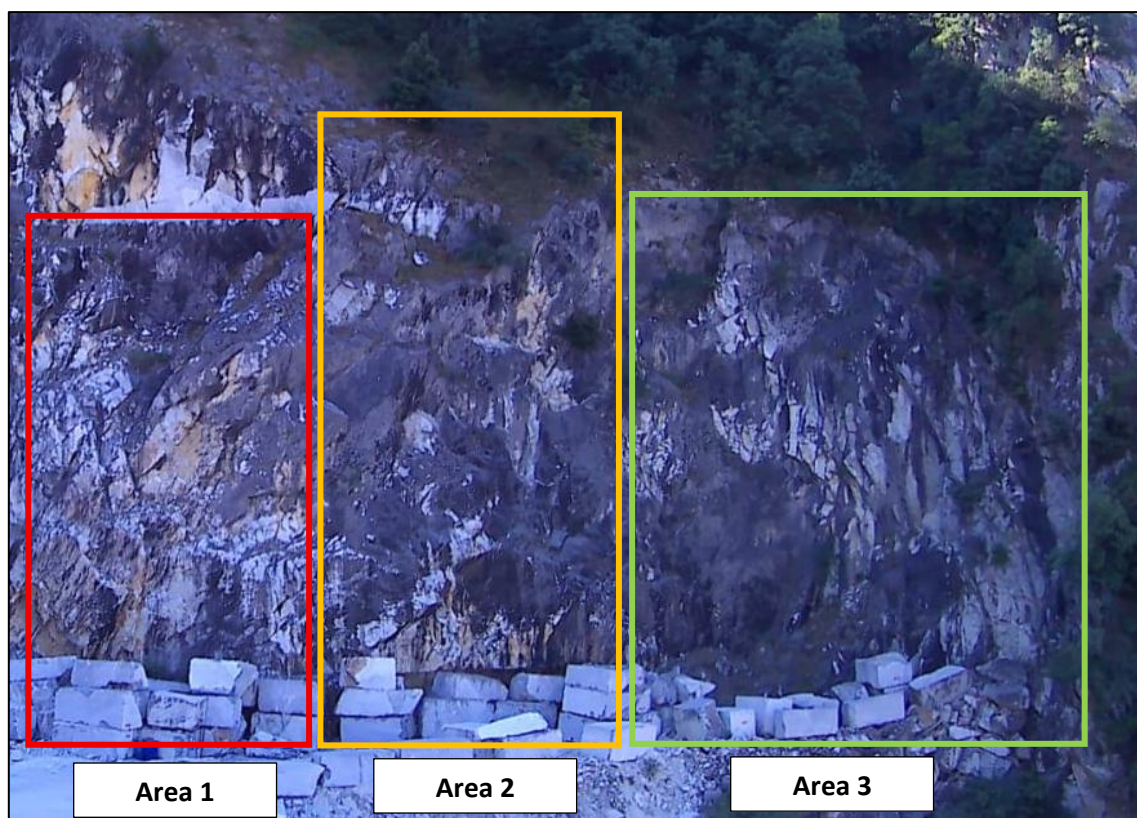


Foto 4 – Porzione di tecchia residuale sottoposta a provvedimento n.21/2020 con suddivisione in macroaree

Area 1 (rossa)



Foto 5 – dettaglio dell'area 1 (rossa)

L'area 1 (rossa) di intervento, si caratterizza per la presenza di fratturazione sostanzialmente perpendicolare al fronte della tecchia. Tali sistemi vengono indicati nella foto 6 suddividendola per colori in funzione delle differenti direzioni.

Dall'osservazione della ripresa dell'area 1 della tecchia, si osserva la presenza di almeno 4 differenti direzioni di fratturazione. Tre direzioni, riportate in foto 6 con segmenti tratteggiati sono entranti all'interno della

tecchia e non vanno ad isolare, nell'interazione fra loro tre cunei potenzialmente instabili; infatti, gli stessi cunei risultano fra loro solidamente interconnessi e compenetrati.

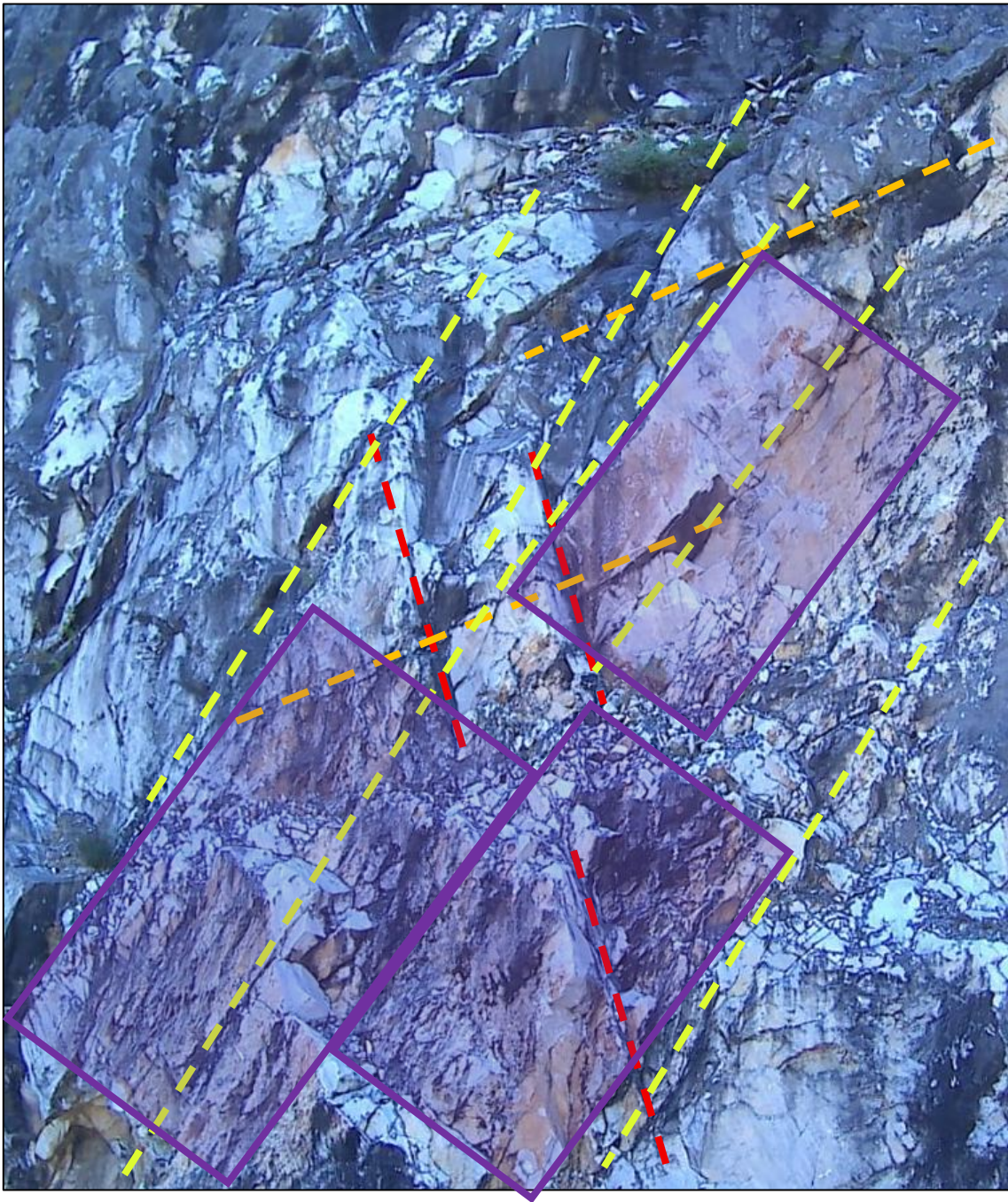


Foto 6 – dettaglio delle fratture presenti nell'area 1

Le strutture evidenziate in viola rappresentano piani sostanzialmente paralleli alla tecchia. Questi ultimi rappresentano un sistema che, in interazione con i precedenti, può andare a determinare l'isolamento di volumi di roccia che, in base alla spaziatura evidenziata in foto 6 sono stimabili come di modeste dimensioni; nell'ordine di grandezza di circa 50 cm.

L'analisi delle immagini di rilievo della tecchia ha inoltre permesso di mettere in evidenza la presenza di materiale detritico adagiato nelle cenge della tecchia. In foto 5 è possibile osservare tali detriti. Le dimensioni risultano essere minute; circa decimetriche.

Per l'area 1 (rossa di foto 4), si prescrive, prima dell'inizio delle attività di estrazione, la bonifica, tramite disgreggio, sia di eventuali blocchi instabili o comunque mobili definiti dalle fratture evidenziate in foto 6. Oltre a tale bonifica si prescrive anche la pulizia delle cenge dal materiale detritico minuto osservabile in foto 5. La pulitura della tecchia dovrà riguardare non solo quanto evidenziato, ma tutti gli elementi che, a seguito del sopralluogo che verrà condotto dai tecchiaioli, dovessero risultare instabili o comunque suscettibili di movimento.

La valutazione di dettaglio, circa gli interventi di messa in sicurezza, verrà rimandata alla fase di bonifica che permetterà, la visione della tecchia su linee di calata.

Al presente stadio preliminare si ipotizza la posa di una rete para massi da stendere lungo la tecchia ed in particolare nelle aree dove sono presenti elementi potenzialmente instabili.

Area 2 (gialla)

L'area 2 gialla, evidenziata in foto 7, permette di osservare come, rispetto all'area 1, siano presenti meno zone alterate ed in generale molto fratturate; tuttavia, come evidente dall'immagine, sono osservabili, specialmente nella parte alta, strutture a ridotta spaziatura che vanno ad isolare blocchi di dimensioni decimetriche, nell'ordine di circa 50x25 cm per lato.

Come nel caso precedente, sono evidenti, sulle cenge erbose, dei blocchi isolati anch'essi di dimensioni decimetriche.

Come osservabile dalla foto 7 riportata nella pagina successiva, in questa zona della tecchia non si evidenziano particolari forme di deformazione fragile tali da far presupporre la possibilità di particolari cinematismi.

Come nel caso precedente, anche in questo settore, si prescrive, prima dell'inizio delle operazioni di estrazione, di effettuare dei sopralluoghi con eventuali disgreggi da effettuarsi da parte di personale specializzato.

Successivamente alla fase di disgreggio dovranno essere messe in opera reti paramassi a protezione della tecchia. Per il dimensionamento delle stesse si rimanda alla fase successiva al disgreggio; infatti, prima di decidere dimensioni e punti di ancoraggio è obbligatorio pulire dal materiale instabile al fine scoprire l'ammasso sano cui ancorare le reti.

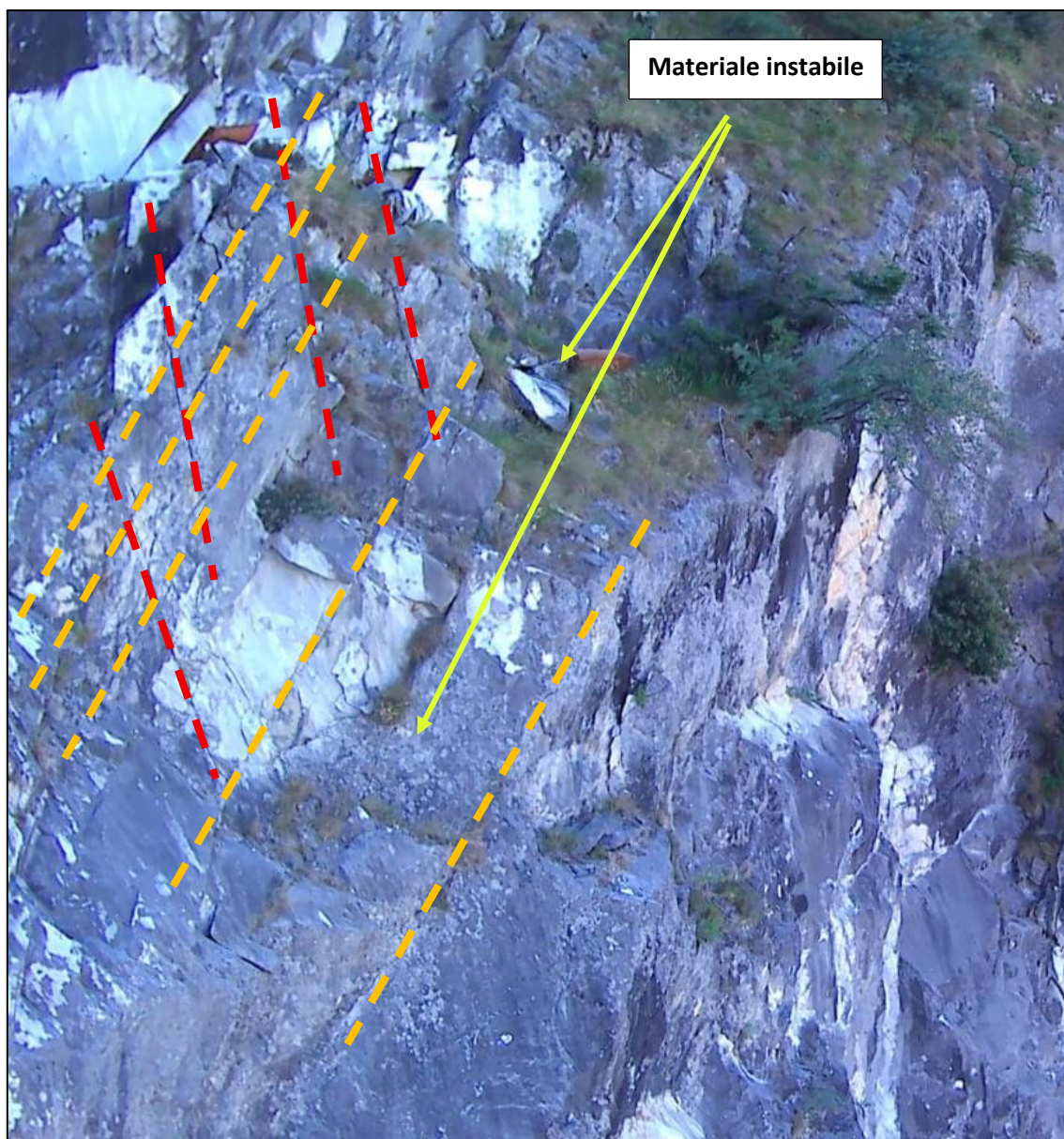


Foto 7 – dettaglio delle fratture presenti nell'area 2

Area 3 (verde)

L'area 3 mostra un elevato stato di fratturazione che va ad isolare una serie di volumi rocciosi di dimensioni decimetriche come nei casi precedenti.

Le porzioni, che dal sopralluogo mediante drone, sono risultate essere maggiormente instabili sono quelle che, nella foto riportata nella pagina successiva (foto 8), sono state cerchiare in verde.

Inoltre, il rilievo condotto ha permesso di mettere in evidenza, in questa zona, una serie di cenge e zone alberate soggette a fitoclastismo e quindi a frammentazione dell'ammasso roccioso in corrispondenza di fratture esistenti.

In considerazione di quanto rilevato si prescrive, anche per questa zona la pulitura della tecchia mediante disaggi da operare mediante l'impiego di personale specializzato.

Ad avvenuto disgreggio dovrà essere valutata la possibilità di mettere in opera sia reti paramassi che altre metodologie di stabilizzazione.

Come nei casi precedenti, anche in questo caso, la progettazione definitiva della rete paramassi nonché di eventuali opere di sostegno, potrà essere fatta unicamente a disgreggio avvenuto.

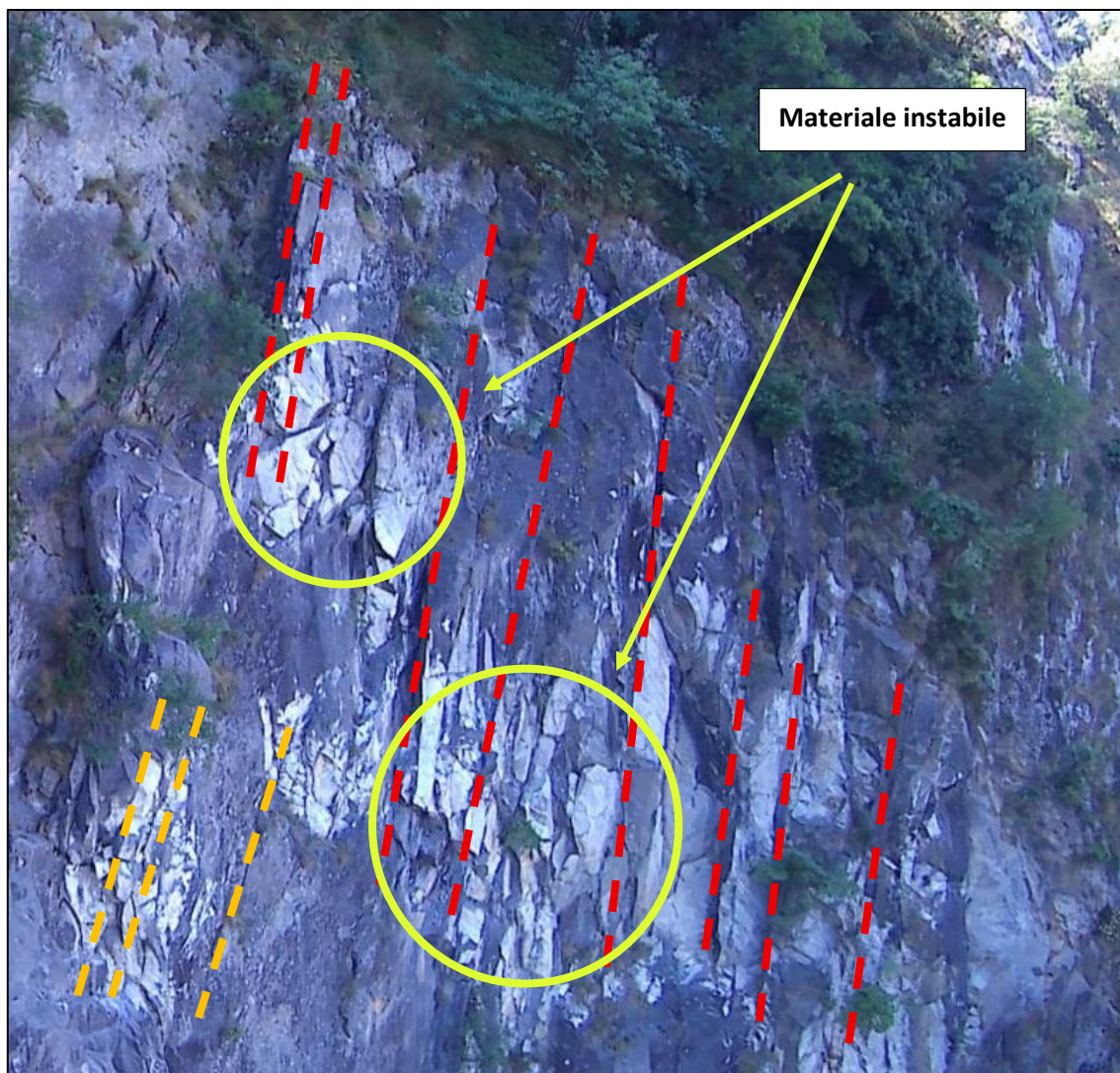


Foto 8 – dettaglio delle fratture presenti nell'area 3

Analisi della tecchia al di sopra delle zone a progetto

Similmente all'analisi della zona oggetto di prescrizioni, anche in questo caso si andrà ad effettuare una valutazione preliminare mediante foto scattate da drone.

Nella presente valutazione si andranno ad evidenziare le principali strutture che potrebbero determinare possibili fenomeni di instabilità. Per la definizioni di tali strutture si sono osservate le fratture emergenti lungo il fronte, la loro orientazione e le loro caratteristiche fisiche quali ad esempio l'apertura ed il parametro JRC oltre che eventuali riempimenti.

L'area d'indagine è stata suddivisa, come nel caso precedente, in due distinti settori individuati sulla base della fratturazione. Di seguito si riporta la foto dei settori in oggetto con l'individuazione delle zone di interesse. Le successive analisi andranno a descrivere le aree di tecchia A e B.



Foto 9 – Porzione di tecchia non oggetto di prescrizione e suddivisione in aree.

Area A (Rossa)

L'analisi dell'area A mette in evidenza la presenza di volumi isolati da almeno 3 differenti superfici libere; in particolare: fronte e fratture variamente orientate.

L'analisi della tecchia, nella porzione sovrastante il tracciamento occidentale presenta una serie di volumi variamente orientati che in combinazione con i piani di frattura presenti potrebbero determinare fenomeni di instabilità.

Le strutture maggiormente notevoli sono quelle evidenziate in foto 10 sotto; in particolare, il volume azzurro risulta strutturalmente isolato dalle fratture entranti all'interno del fronte e tracciate in rosso scuro tratteggiato; inoltre, sono presenti tre piani (giallo, verde e rosso) che definiscono una zona localmente

aggettante della tecchia. Tale locale condizione potrebbe dare adito allo sviluppo di fenomeni di instabilità; pertanto prima dell'inizio delle lavorazioni dovranno essere messi in opera sistemi di chiodatura o comunque stabilizzazione da dimensionare in fase operativa quando sarà possibile un sopralluogo ravvicinato con personale specializzato.

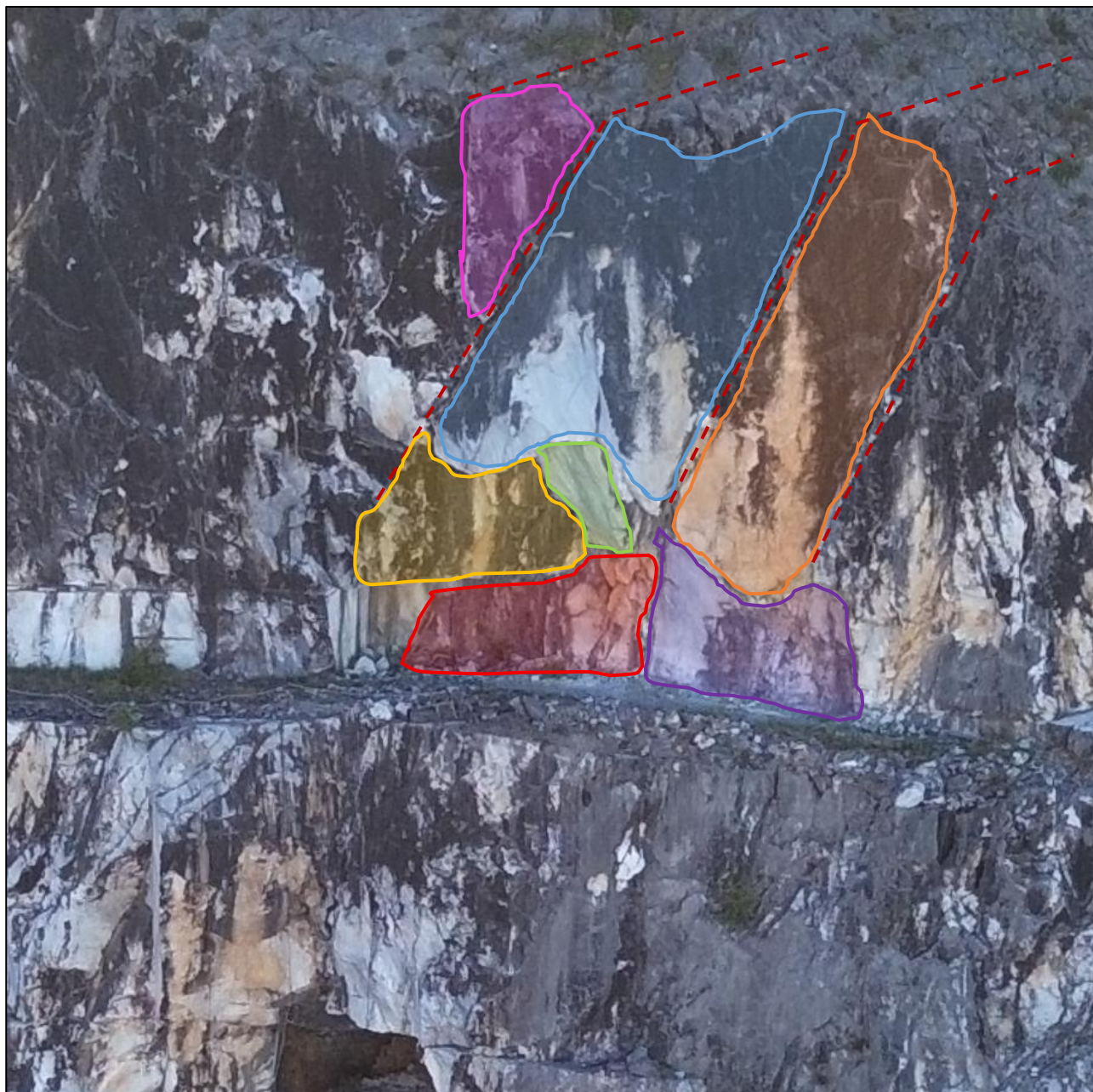


Foto 10 – Area A della tecchia non oggetto di prescrizione.

Il volume arancione risulta essere geometricamente isolato sia dalle fratture evidenziate in colore rosso sia dalla superficie aggettante evidenziata in viola. Come nel caso precedente, anche in questo, prima dell'inizio delle lavorazioni di coltivazione sarà necessario effettuare sopralluoghi con personale specializzato e

successivamente valutare la messa in opera di sistemi di messa in sicurezza che tuttavia potranno essere dimensionati solo a seguito del sopralluogo del personale specializzato.

Il volume rosa risulta essere isolato da due fratture evidenziate in rosso e tratteggiate. Come per i casi precedenti è da valutare la stabilizzazione del volume; tuttavia, le dimensioni più contenute sono tali da permettere la valutazione di un disgaggio.

Dall'osservazione della foto risulta evidente la presenza di materiale sciolto di varia pezzatura che, data la localizzazione, dovrà essere disgaggiato o comunque rimosso prima dell'inizio dei lavori a progetto.

Preme specificare che le considerazioni effettuate nel presente paragrafo derivano dal rilievo effettuato mediante drone; pertanto, al fine di definire un piano di messa in sicurezza si rende obbligatorio un rilievo di personale specializzato al fine di valutare l'effettività delle geometrie descritte sopra.

Area B (Gialla)

L'analisi dell'area B gialla, mette in evidenza un quadro strutturale molto differente rispetto all'area A; infatti, come osservabile dalla foto 11 sotto, i piani di fratturazione risultano tutti esposti ed uscenti dal fronte. Tale condizione individua dei piani esposti e generalmente lisci JRC classe 2-4. Tali aree, con tutta evidenza da foto 11, non mostrano la presenza di volumi potenzialmente instabili almeno nella porzione di ammasso delimitata dai due tracciamenti in sotterraneo; tuttavia, è sempre necessario considerare che le considerazioni effettuate, sono basate su foto aeree da drone; pertanto, prima della ripresa delle lavorazioni di coltivazione, dovranno essere condotti sopralluoghi lungo la parete da parte di personale specializzato al fine di verificare le effettive condizioni del fronte.

L'analisi della porzione in destra idrografica del fronte permette tuttavia di evidenziare un volume, riportato in dettaglio in foto 12 che risulta avere le medesime caratteristiche geometriche dei volumi di roccia evidenziati nell'area A.



Foto 11 – Area B della tecchia non oggetto di prescrizione.

Dall'osservazione del dettaglio del fronte, riportato in fig. 12 è possibile evidenziare almeno due volumi geometricamente potenzialmente instabili. Analizzando il volume giallo è possibile osservare una frattura (in rosso tratteggiata) che, dall'osservazione tramite drone, sembra essere parallela al fronte isolando in questo modo il volume giallo. Tale volume, con tutta evidenza, non risulta totalmente isolato da altre fratture se non

quella indicata; pertanto, dovrà essere condotto un rilievo in posto da personale specializzato al fine di valutare eventuali consolidamenti.



Foto 12 – Area B, particolare delle aree analizzate.

Relativamente al volume verde si segnala che le re fratture indicate hanno determinato il disgreggio del volume evidenziato. È altresì evidente la presenza di detrito residuale in parete che dovrà essere disgreggiato prima dei lavori di coltivazione.

Come per l'area A, anche in questo caso si evidenzia la presenza di materiale sciolto sul ciglio della tecchia che dovrà essere rimosso o messo in sicurezza.

Preme specificare che le considerazioni effettuate nel presente paragrafo derivano dal rilievo effettuato mediante drone; pertanto, al fine di definire un piano di messa in sicurezza si rende obbligatorio un rilievo di personale specializzato al fine di valutare l'effettività delle geometrie descritte sopra.

DIMENSIONAMENTO DEL MURO DI CONTENIMENTO

Nell'area oggetto di prescrizione, così come riportato nel provvedimento *USL n.21/2020 del 07-12-2020*, dovrà essere realizzato un vallo di contenimento mediante la messa in opera di blocchi ciclopici.

Per il dimensionamento del muro di contenimento è stato utilizzato il software MASCO2D della ProgramGeo che ha permesso di determinare le distanze di arrivo di eventuali massi in caduta dalla tettoia.

Costruzione profilo

Ai fini della costruzione del profilo sul quale effettuare la verifica si è partiti dal rilievo realizzato per il progetto di coltivazione. Fra le sezioni realizzate è stata scelta quella più sfavorevole; ossia quella con maggiore altezza.

La sezione è stata individuata nell'area oggetto di prescrizione USL (*Provvedimento n. 21/2020 prot. 469517 del 07-12-2020*). Tale sezione è stata costruita al fine di effettuare la verifica di caduta massi per poi progettare l'opera di contenimento ed il dimensionamento del bacino di contenimento.

Verifica caduta massi

Ai fini della verifica di caduta massi sono stati valutati massi di dimensioni massime di circa $0,8 \text{ m}^3$. Tale scelta risulta compatibile con quanto osservato in sito; infatti, a parere dello scrivente risulta corretto, per il dimensionamento del bacino di contenimento e del relativo vallo, considerare la dimensione massima dei possibili volumi valutati come suscettibili di possibili instabilità.

In considerazione delle prassi operative attualmente consolidate e dei dettami dell'arte mineraria è stato considerato un substrato d'impatto non rigido; infatti, operativamente, sul piano marmoreo dell'area di contenimento verrà stesa, al fine di evitare rimbalzi incontrollati uno strato di materiale sciolto di ridotta pezzatura (granulometria delle sabbie-ghiaie fini). Tale materiale sarà reperito in loco.

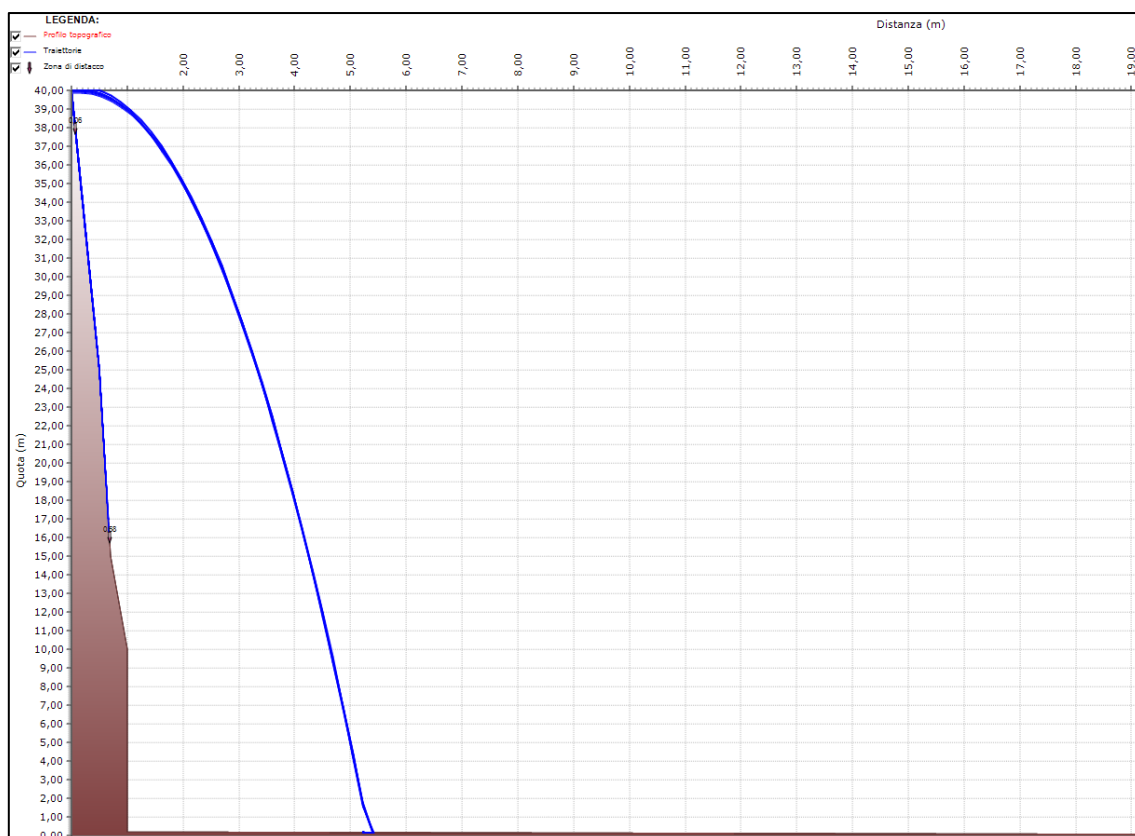


Fig. 20 – Sezione di verifica ca

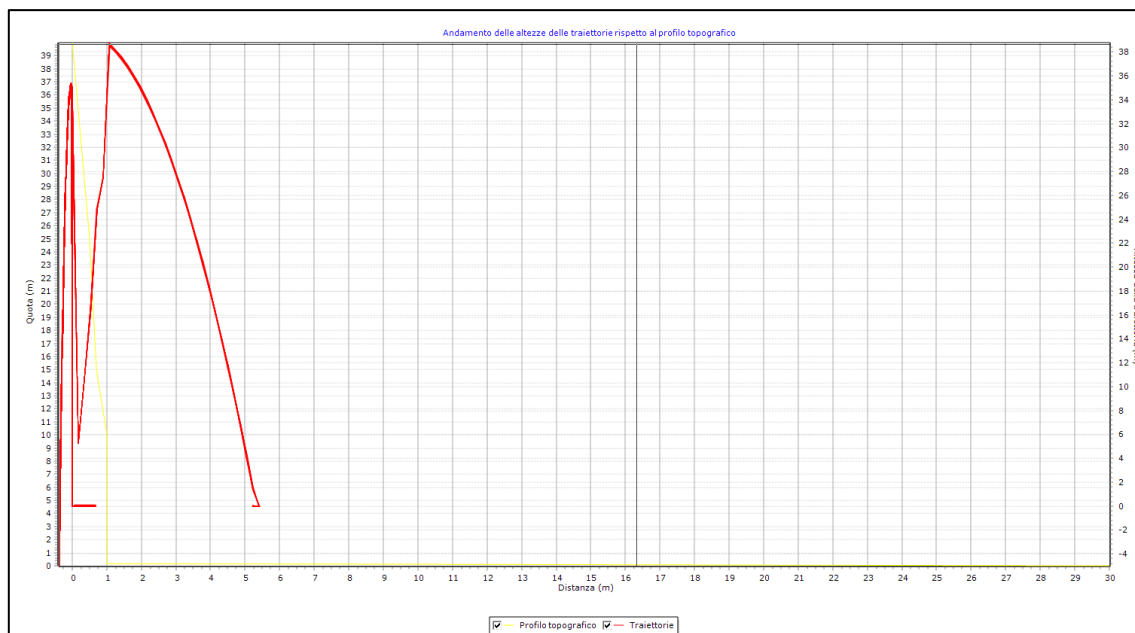


Fig. 21 – Analisi delle traiettorie

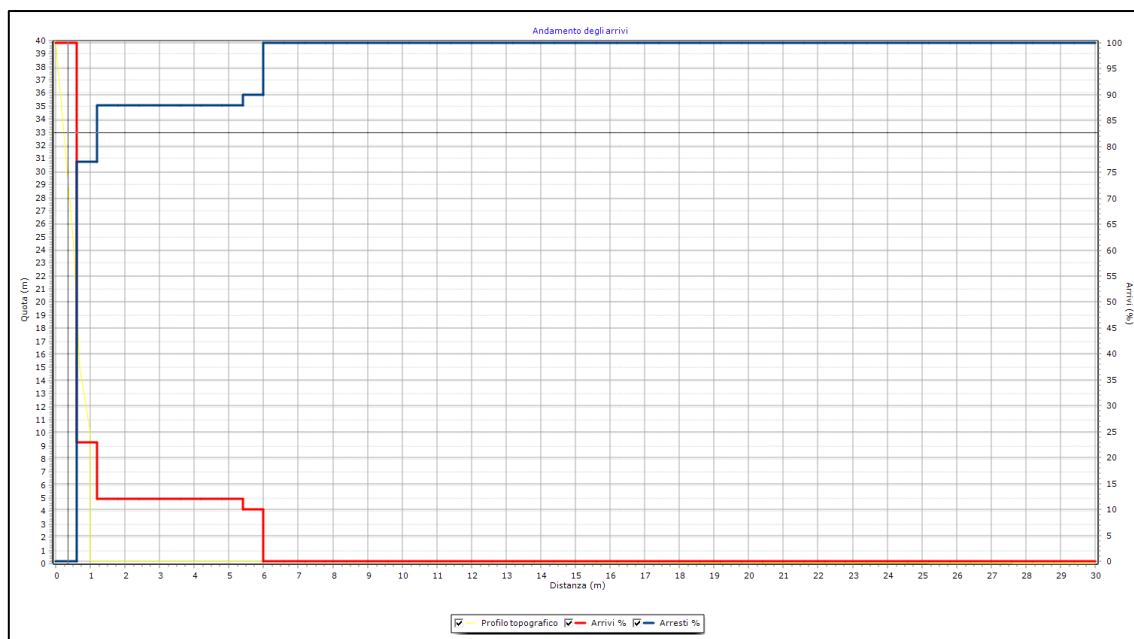


Fig. 22 – Analisi degli arrivi

La verifica riportata sopra permette di evidenziare come il 100% degli arrivi sia contenuto entro i 6 m dalla base della tecchia; inoltre, alla stessa distanza si hanno il 100% degli arresti; pertanto, in considerazione di quanto appena verificato, appare corretto realizzare il vallo di contenimento come da *Provvedimento USL n°21/2020*, a 10 m di distanza dalla base della tecchia.

A fini cautelativi il vallo verrà esteso lungo tutta la lunghezza della tecchia. Il vallo di contenimento dovrà avere altezza massima di 2m. L'altezza del vallo appare corretta soprattutto in considerazione del fatto che le verifiche, con substrato non rigido, non hanno messo in evidenza potenziali rimbalzi.

Il vallo di protezione prevederà delle aperture che permetteranno l'accesso dei mezzi per la manutenzione dell'area di sicurezza. Tali aperture dovranno essere chiuse con massi ciclopici ed aperte unicamente nel momento di effettuazione della manutenzione.

Preme inoltre precisare che tale struttura (vallo di contenimento), non avendo funzione strutturale non necessita di deposito presso il Genio Civile della Regione Toscana.

Ad ulteriore protezione del piazzale di cava dovranno essere posizionate reti paramassi in corrispondenza sia del ciglio superiore della tecchia, sia in corrispondenza del ciglio della viabilità che attraversa la tecchia.

Commento ai risultati della verifica di stabilità della tecchia

L'analisi delle masse rocciose in tecchia ha mostrato una condizione generale che necessita l'effettuazione di sopralluoghi di personale specializzato al fine di operare sia disaggi di materiale sciolto sia disaggi di masse rocciose in posizione di equilibrio precario.

I sopralluoghi del personale specializzato saranno inoltre finalizzati ad una più precisa valutazione dei volumi e quindi alla realizzazione di un progetto di consolidamento locale, anche tramite chiodature; infatti, al momento non risulta possibile avere dati realistici per effettuare il dimensionamento e soprattutto il posizionamento dei sistemi di messa in sicurezza.

Preme precisare che gli interventi di messa in sicurezza (realizzazione del vallo, realizzazione di letto in detrito, disaggi e posizionamento delle reti paramassi) dovranno essere effettuati prima dell'inizio delle lavorazioni di coltivazione a progetto.

VALUTAZIONE DELLA STABILITÀ DEL RAVANETO

Come specificato all'interno della relazione geologica facente parte del progetto di coltivazione, la cava 110 "Finestra A", si trova in area a pericolosità geologica G3a; tuttavia, come indicato all'interno della specifica scheda PABE, il ravaneto della cava 110 ricade all'interno di quelli classificati dal PABE come R2; pertanto, è necessario applicare, trattandosi di nuova autorizzazione, quanto previsto dall'Art. 31, c.5 delle NTA del PABE scheda 15; in particolare è necessario presentare uno studio di stabilità del deposito detritico o un progetto di messa in sicurezza del ravaneto.

Analisi di stabilità globale del ravaneto classificato R2

In considerazione della descrizione dei luoghi riportata sopra e date le valutazioni effettuate in sito durante le campagne di rilievo per la progettazione è stato scelto di assegnare i seguenti parametri geotecnici caratteristici:

Nr.	DB	Peso unità di volume (Kg/m ³)	Peso saturo (Kg/m ³)	Coesione (kg/cm ²)	Coesione non drenata (kg/cm ²)	Angolo resistenza al taglio picco (°)	Angolo resistenza al taglio residuo (°)	Permeabilità (m/s)	Dati aggiuntivi ...	Texture ...	Descrizione
1		2100	2100,00	0		38		Permeabile			

Fig. 24 – Estratto dei dati utilizzati per la verifica del ravaneto

Dall'osservazione dei dati utilizzati appare che gli stessi risultano essere estremamente cautelativi in relazione alla natura del deposito; infatti, la nota presenza di materiale fine (nel fuso dei limi) all'interno dei ravaneti, soprattutto recenti, determina la presenza di un certo grado, seppur minimo, di coesione. Effetto assimilabile alla coesione viene a crearsi anche dalla compenetrazione dei clasti di dimensioni maggiori presenti nel deposito. Con tutta evidenza, tali effetti non sono stati considerati in quanto il valore di coesione è stato posto, in via cautelativa, pari a 0.

Relativamente alla scelta del valore di angolo d'attrito interno del materiale si è optato per il valore di **38°**. Il valore utilizzato, vista la natura del materiale appare cautelativo; infatti, angoli d'attrito interno di poco

inferiori (da 35° a 37°) vengono solitamente associati a ghiaie grossolane compattate; pertanto, anche in relazione alle dimensioni dei clasti, il valore appare ammissibile.

A causa della natura del deposito antropico non è stato possibile effettuare alcuna indagine in grado di individuare il substrato roccioso al di sotto del ravaneto; inoltre, come osservabile dalla documentazione fotografica, l'andamento del substrato non risulta in alcun modo prevedibile o regolare; pertanto, non essendo stimabile, in maniera realistica, lo spessore del detrito, all'interno della presente analisi, è stato considerato un versante completamente composto da materiale detritico con le caratteristiche di cui sopra. Tale scelta risulta, ancora una volta, a parere dello scrivente, a favore di sicurezza in quanto, incrementando gli spessori del materiale sciolto non si vanno a coinvolgere nell'analisi le migliori proprietà meccaniche del substrato roccioso consentendo quindi alle superfici di scivolamento potenziali calcolate, di interessare un maggior volume rispetto al caso reale.

Sono state calcolate 58 differenti superfici (riportate nell'estratto sotto); fra queste è stata individuata la superficie a FS minimo (in nero). Quest'ultima presenta un **FS pari a 1,15**. Si segnala che tale superficie di scivolamento è molto superficiale e non profonda.

Le superfici più profonde presentano tutte **Fattori di Sicurezza compresi fra 1,10 e 1,50** con alcune superfici che arrivano a **2,00**.

Tale risultato risulta possibile in quanto, come osservabile dalla sezione di verifica riportata nell'estratto sotto, le pendenze della porzione di ravaneto classificata R2 sono limitate e compatibili con l'angolo d'attrito di base del materiale che compone il ravaneto. Pertanto, ***il ravaneto classificato R2 risulta essere stabile.***

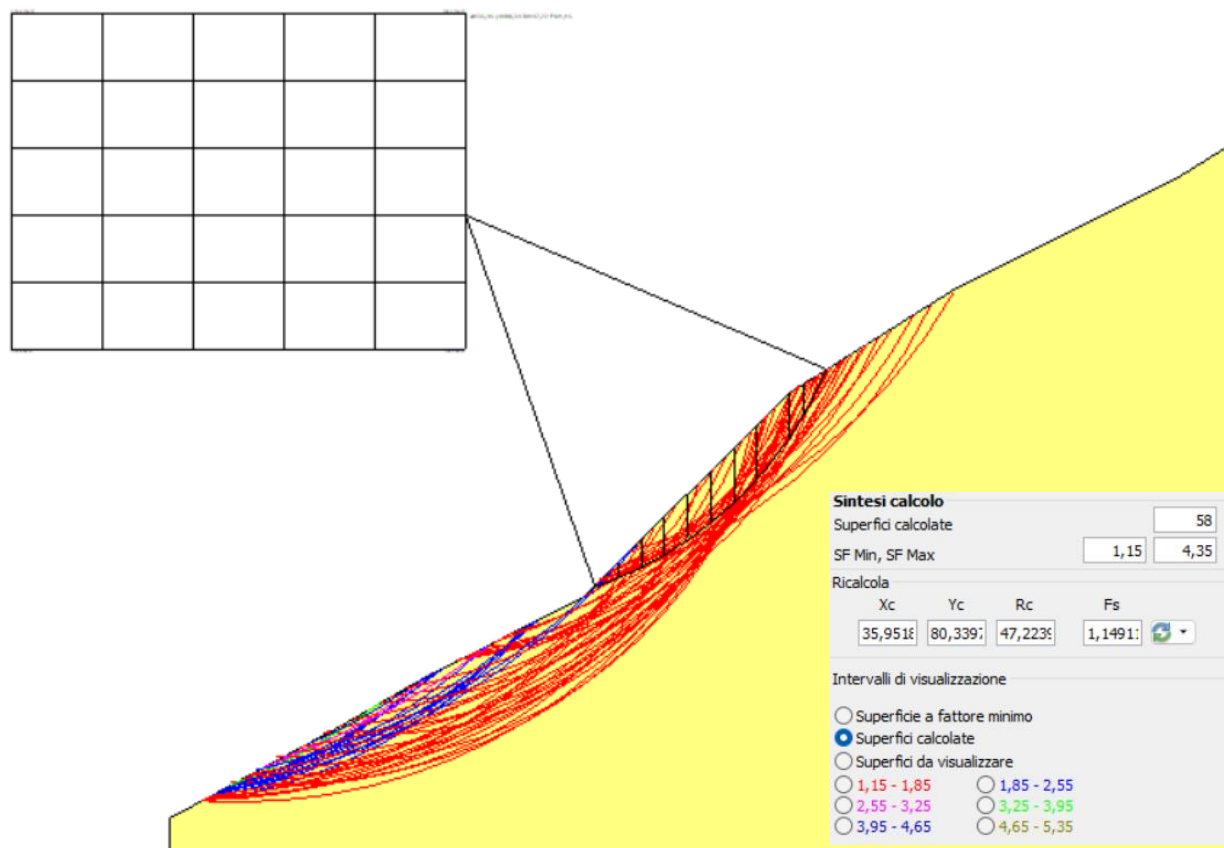


Fig. 25 – Estratto della verifica di stabilità del ravaneto R2 con relativi risultati

Commento ai risultati della verifica di stabilità dei ravaneti

Dai risultati riportati nel paragrafo precedente è possibile osservare come, nella sua globalità il ravaneto possa essere considerato in condizioni di stabilità, soprattutto in considerazione del fatto che i parametri geotecnici sono stati diminuiti a fini cautelativi.

Il raggiungimento di $FS > 1,00$ o anche come nel caso in oggetto superiori a 1,10 non esclude che si possano formare localmente, specialmente in associazione a forti eventi meteorici, fenomeni di mobilitazione superficiale del deposito; tuttavia, tali eventi sono, allo stato attuale non prevedibili; pertanto, in relazione a questi ultimi, si prescrive il puntuale rispetto del sistema di gestione delle acque nonché la costante manutenzione di tali sistemi.

CONCLUSIONI

Nella tabella riassuntiva riportata sotto si riportano le principali famiglie rilevate con la variabilità di direzione di immersione ed immersione.

sistema	K1	K2	K3	K4a	K4b
Range immersione (°)	240-270	302-330	029-358	069-113	119-140
Range inclinazione (°)	52-89	46-89	63-86	56-89	76-89
Piano rappresentativo (°)	244/70	316/68	011/75	087/73	135/68

Le valutazioni sulle caratteristiche dell'ammasso roccioso hanno permesso di valutare quali parametri geotecnici da adottare nelle valutazioni di stabilità i seguenti:

Stato tensionale previsto			Coesione (kPa) <i>min</i>	Angolo attrito (°)
	[m]	[MPa]		
Prof. Min	3	0,1787	1,01	32,4
Prof. Max	6	0,2585	1,02	32,6

Le valutazioni circa la stabilità del sito sono state condotte relativamente a:

- instabilità planare;
- instabilità tridimensionale;
- instabilità per ribaltamento.

Le valutazioni della stabilità sono state effettuate valutando dapprima, mediante test di Markland la possibilità geometrica che si potessero o meno verificare cinematismi potenziali. Successivamente a questa fase, mediante l'impiego dei software RocScience ROCPLAN e SWEDGE, sono stati valutati i fattori di sicurezza relativi ai piani o alle loro combinazioni che, geometricamente, risultavano avere possibilità di movimento.

Relativamente all'instabilità planare è emerso che, dal punto di vista geometrico sono possibili almeno due cinematismi; tuttavia, gli stessi presentano FS superiori ad 1 e pertanto debbono essere ritenuti stabili.

Relativamente all'instabilità tridimensionale è emersa la possibilità che lo sviluppo della coltivazione vada a determinare l'isolamento di volumi che geometricamente potrebbero essere instabili; tuttavia, l'analisi mediante software ha permesso di evidenziare FS superiori ad 1. Tale condizione permette di definire i fronti stabili rispetto allo scivolamento tridimensionale. Sono comunque state individuate delle condizioni per le quali FS risulta, anche se di poco, inferiore ad uno; pertanto, ***“Relativamente alle condizioni per le quali è stato valutato un FS inferiore ad 1, anche se di poco, si prescrive la valutazione in loco ed al momento dello scavo di sistemi di messa in sicurezza locale o comunque di disaggio. Tali sistemi, in considerazione delle condizioni locali, dovranno essere messi in atto prima del taglio e quindi prima della formazione della nuova superficie libera”***.

Relativamente ai cinematismi di ribaltamento si fa presente che le geometrie dei piani sono tali da non consentire lo sviluppo di tale cinematismo.

Si precisa tuttavia che: le analisi sono state condotte su fratture tipiche. Data l'ampiezza della variabilità delle fratture all'interno di una zona metamorfica non è possibile escludere che, con l'avanzamento del progetto, si possano incontrare superfici di fratturazione che potrebbero andare a determinare fenomeni di instabilità per scivolamento planare, tridimensionale e per ribaltamento. In questo senso si prescrive che: ***“ad avvenuto abbattimento il nuovo fronte di lavoro dovrà essere verificato lungo tutta la sua lunghezza avendo cura di procedere al disaggio dei volumi che potrebbero risultare instabili. Qualora il disaggio non fosse possibile, prime di ulteriori lavorazioni sulla bancata si dovrà procedere alla messa in sicurezza dei volumi con opere che dovranno essere valutate di volta in volta in funzione delle necessità. Le attenzioni di cui sopra dovranno riguardare tutti i fronti di lavoro. È FATTO OBBLIGO, PRIMA DI PROCEDERE A LAVORAZIONI DIFFERENTI DALL'ORDINARIO O COMUNQUE IN ASSENZA DI SPECIFICHE PROCEDURE, CONTATTARE IL DIRETTORE RESPONSABILE AI SENSI DEL D.P.R. N°128/59”***.

L'analisi delle masse rocciose in tecchia ha mostrato una condizione generale che necessita l'effettuazione di sopralluoghi di personale specializzato al fine di operare sia disaggi di materiale sciolto sia disaggi di masse rocciose in posizione di equilibrio precario.

I sopralluoghi del personale specializzato saranno inoltre finalizzati ad una più precisa valutazione dei volumi e quindi alla realizzazione di un progetto di consolidamento locale, anche tramite chiodature; infatti, al momento non risulta possibile avere dati realistici per effettuare il dimensionamento e soprattutto il posizionamento dei sistemi di messa in sicurezza.

Preme precisare che gli interventi di messa in sicurezza (realizzazione del vallo, realizzazione di letto in detrito, disgaggi e posizionamento delle reti paramassi) dovranno essere effettuati prima dell'inizio delle lavorazioni di coltivazione a progetto.

Dai risultati riporti nel paragrafo precedente è possibile osservare come, nella sua globalità il ravaneto possa essere considerato in condizioni di stabilità, soprattutto in considerazione del fatto che i parametri geotecnici sono stati diminuiti a fini cautelativi.

Il raggiungimento di $FS > 1,00$ o anche come nel caso in oggetto superiori a 1,10 non esclude che si possano formare localmente, specialmente in associazione a forti eventi meteorici, fenomeni di mobilitazione superficiale del deposito; tuttavia, tali eventi sono, allo stato attuale non prevedibili; pertanto, in relazione a questi ultimi, si prescrive il puntuale rispetto del sistema di gestione delle acque nonché la costante manutenzione di tali sistemi.

Le analisi effettuate non mettono in evidenza condizioni di instabilità tali da impedire lo sviluppo del progetto di coltivazione.

Si prescrive tuttavia di effettuare, specialmente al momento della ripresa delle lavorazioni, una puntuale valutazione della stabilità dei fronti in avanzamento; inoltre, durante il proseguo del progetto la tecchia sud orientale dovrà essere oggetto di periodici sopralluoghi sia diretti che indiretti.

Massa, Luglio 2025

Il Tecnico

Dott. Geol. Luca Angeli



ALLEGATI*Relazione di calcolo di stabilità vecchia***Definizione**

Per pendio s'intende una porzione di versante naturale il cui profilo originario è stato modificato da interventi artificiali rilevanti rispetto alla stabilità. Per frana s'intende una situazione di instabilità che interessa versanti naturali e coinvolgono volumi considerevoli di terreno.

Introduzione all'analisi di stabilità

La risoluzione di un problema di stabilità richiede la presa in conto delle equazioni di campo e dei legami costitutivi. Le prime sono di equilibrio, le seconde descrivono il comportamento del terreno. Tali equazioni risultano particolarmente complesse in quanto i terreni sono dei sistemi multifase, che possono essere ricondotti a sistemi monofase solo in condizioni di terreno secco, o di analisi in condizioni drenate.

Nella maggior parte dei casi ci si trova a dover trattare un materiale che se saturo è per lo meno bifase, ciò rende la trattazione delle equazioni di equilibrio notevolmente complicata. Inoltre è praticamente impossibile definire una legge costitutiva di validità generale, in quanto i terreni presentano un comportamento non-lineare già a piccole deformazioni, sono anisotropi ed inoltre il loro comportamento dipende non solo dallo sforzo deviatorico ma anche da quello normale. A causa delle suddette difficoltà vengono introdotte delle ipotesi semplificative:

1. Si usano leggi costitutive semplificate: modello rigido perfettamente plastico. Si assume che la resistenza del materiale sia espressa unicamente dai parametri coesione (c) e angolo di resistenza al taglio (ϕ), costanti per il terreno e caratteristici dello stato plastico; quindi si suppone valido il criterio di rottura di Mohr-Coulomb.
2. In alcuni casi vengono soddisfatte solo in parte le equazioni di equilibrio.

Metodo equilibrio limite (LEM)

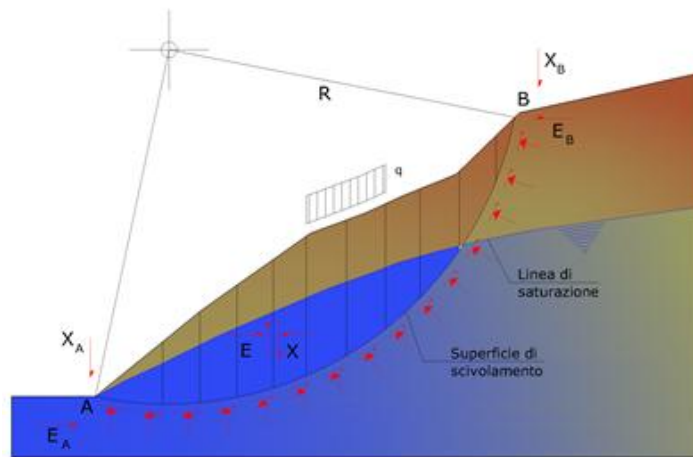
Il metodo dell'equilibrio limite consiste nello studiare l'equilibrio di un corpo rigido, costituito dal pendio e da una superficie di scorrimento di forma qualsiasi (linea retta, arco di cerchio, spirale logaritmica); da tale equilibrio vengono calcolate le tensioni da taglio (t) e confrontate con la resistenza

disponibile (τ_f), valutata secondo il criterio di rottura di Coulomb, da tale confronto ne scaturisce la prima indicazione sulla stabilità attraverso il coefficiente di sicurezza:

$$F = \tau_f / \tau$$

Tra i metodi dell'equilibrio limite alcuni considerano l'equilibrio globale del corpo rigido (Culman), altri a causa della non omogeneità dividono il corpo in conci considerando l'equilibrio di ciascuno (Fellenius, Bishop, Janbu ecc.).

Di seguito vengono discussi i metodi dell'equilibrio limite dei conci.



Metodo dei conci

La massa interessata dallo scivolamento viene suddivisa in un numero conveniente di conci. Se il numero dei conci è pari a n , il problema presenta le seguenti incognite:

- n valori delle forze normali N_i agenti sulla base di ciascun concio;
- n valori delle forze di taglio alla base del concio T_i ;
- $(n-1)$ forze normali E_i agenti sull'interfaccia dei conci;
- $(n-1)$ forze tangenziali X_i agenti sull'interfaccia dei conci;
- n valori della coordinata a che individua il punto di applicazione delle E_i ;
- $(n-1)$ valori della coordinata che individua il punto di applicazione delle X_i ;
- una incognita costituita dal fattore di sicurezza F .

Complessivamente le incognite sono $(6n-2)$.

Mentre le equazioni a disposizione sono:

- equazioni di equilibrio dei momenti n ;
- equazioni di equilibrio alla traslazione verticale n ;
- equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale n ;
- equazioni relative al criterio di rottura n .

Totale numero di equazioni $4n$.

Il problema è staticamente indeterminato ed il grado di indeterminazione è pari a :

$$i = (6n - 2) - (4n) = 2n - 2$$

Il grado di indeterminazione si riduce ulteriormente a $(n-2)$ in quanto si fa l'assunzione che N_i sia applicato nel punto medio della striscia. Ciò equivale ad ipotizzare che le tensioni normali totali siano uniformemente distribuite.

I diversi metodi che si basano sulla teoria dell'equilibrio limite si differenziano per il modo in cui vengono eliminate le $(n-2)$ indeterminazioni.

Metodo di Fellenius (1927)

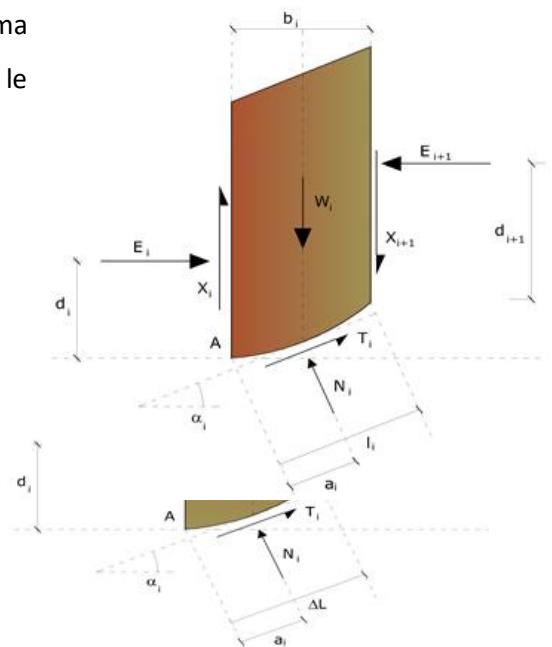
Con questo metodo (valido solo per superfici di scorrimento di forma circolare) vengono trascurate le forze di interstriscia pertanto le incognite si riducono a:

- n valori delle forze normali N_i ;
- n valori delle forze da taglio T_i ;
- 1 fattore di sicurezza.

Incognite $(2n+1)$.

Le equazioni a disposizione sono:

- n equazioni di equilibrio alla traslazione verticale;
- n equazioni relative al criterio di rottura;
- equazione di equilibrio dei momenti globale.



$$F = \frac{\sum \{ c_i \times l_i + (W_i \times \cos \alpha_i - u_i \times l_i) \times \tan \varphi_i \}}{\sum W_i \times \sin \alpha_i}$$

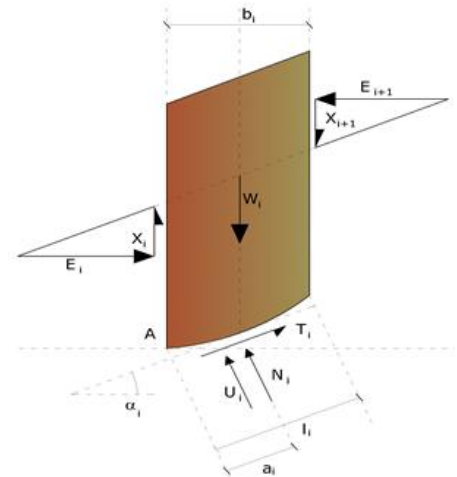
Questa equazione è semplice da risolvere ma si è trovato che fornisce risultati conservativi (fattori di sicurezza bassi) soprattutto per superfici profonde.

Metodo di Bishop (1955)

Con tale metodo non viene trascurato nessun contributo di forze agenti sui blocchi e fu il primo a descrivere i problemi legati ai metodi convenzionali. Le equazioni usate per risolvere il problema sono:

$$\sum F_y = 0, \quad \sum M_0 = 0 \quad \text{Criterio di rottura}$$

$$F = \frac{\sum \{c_i \times b_i + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan \varphi_i\} \times \frac{\sec \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \times \tan \varphi_i / F}}{\sum W_i \times \sin \alpha_i}$$



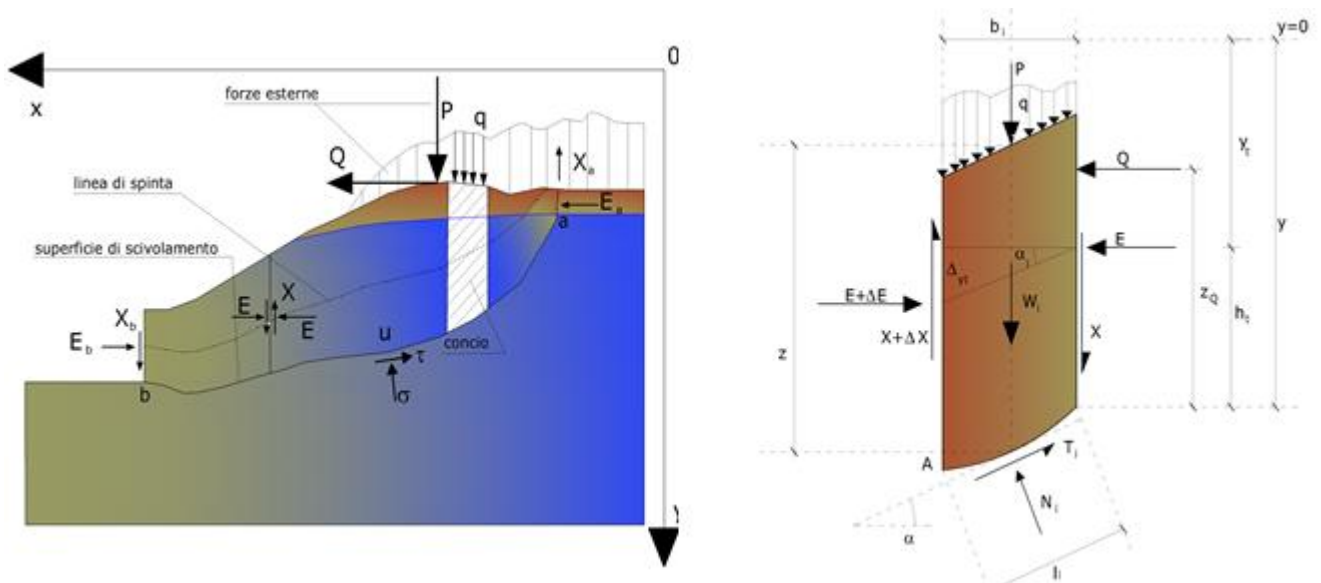
I valori di F e di DX per ogni elemento che soddisfano questa equazione danno una soluzione rigorosa al problema. Come prima approssimazione conviene porre DX = 0 ed iterare per il calcolo del fattore di sicurezza, tale procedimento è noto come metodo di **Bishop ordinario**, gli errori commessi rispetto al metodo completo sono di circa 1 %.

Metodo di Janbu (1967)

Janbu estese il metodo di Bishop a superfici di scorrimento di forma qualsiasi.

Quando vengono trattate superfici di scorrimento di forma qualsiasi il braccio delle forze cambia (nel caso delle superfici circolari resta costante e pari al raggio). A tal motivo risulta più conveniente valutare l'equazione del momento rispetto allo spigolo di ogni blocco.

$$F = \frac{\sum \{c_i \times b + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan \varphi_i\} \times \frac{\sec^2 \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \times \tan \varphi_i / F}}{\sum W_i \times \tan \alpha_i}$$

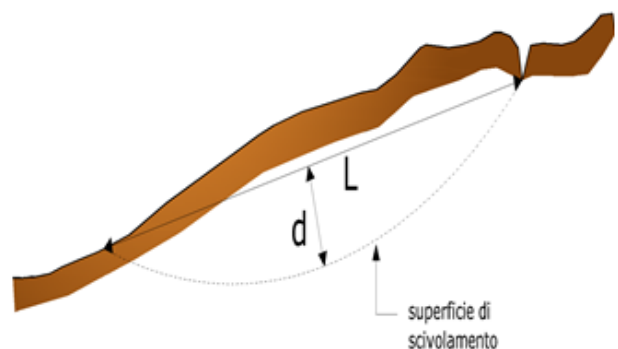
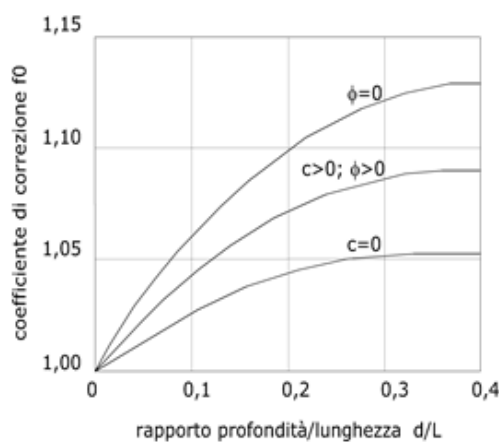


Azioni sul concio i-esimo secondo le ipotesi di Janbu e rappresentazione d'insieme dell'ammasso

Assumendo $DX_i = 0$ si ottiene il metodo ordinario. Janbu propose inoltre un metodo per la correzione del fattore di sicurezza ottenuto con il metodo ordinario secondo la seguente:

$$F_{\text{corretto}} = f_0 \cdot F$$

dove f_0 è riportato in grafici funzione di geometria e parametri geotecnici. Tale correzione è molto attendibile per pendii poco inclinati.



Metodo di Bell (1968)

Le forze agenti sul corpo che scivola includono il peso effettivo del terreno, W , le forze sismiche pseudostatiche orizzontali e verticali $K_x W$ e $K_z W$, le forze orizzontali e verticali X e Z applicate esternamente al profilo del pendio, infine, la risultante degli sforzi totali normali e di taglio s e t agenti sulla superficie potenziale di scivolamento.

Lo sforzo totale normale può includere un eccesso di pressione dei pori u che deve essere specificata con l'introduzione dei parametri di forza efficace.

In pratica questo metodo può essere considerato come un'estensione del metodo del cerchio di attrito per sezioni omogenee precedentemente descritto da Taylor.

In accordo con la legge della resistenza di Mohr-Coulomb in termini di tensione efficace, la forza di taglio agente sulla base dell' i -esimo concio è data da:

$$T_i = \frac{c_i L_i + (N_i - u_{ci} L_i) \tan \Phi_i}{F}$$

in cui:

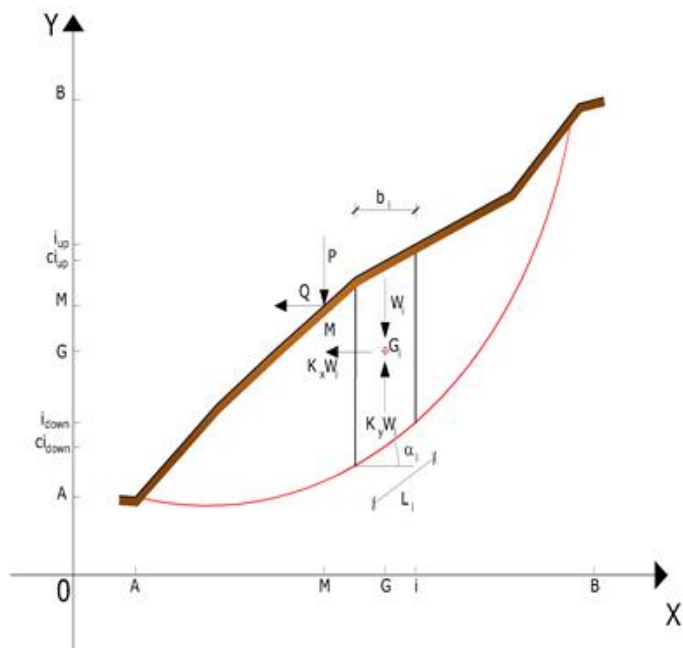
F = il fattore di sicurezza;

c_i = la coesione efficace (o totale) alla base dell' i -esimo concio;

f_i = l'angolo di attrito efficace (= 0 con la coesione totale) alla base dell' i -esimo concio;

L_i = la lunghezza della base dell' i -esimo concio;

u_{ci} = la pressione dei pori al centro della base dell' i -esimo concio.



L'equilibrio risulta uguagliando a zero la somma delle forze orizzontali, la somma delle forze verticali e la somma dei momenti rispetto all'origine.

Viene adottata la seguente assunzione sulla variazione della tensione normale agente sulla potenziale superficie di scorrimento:

$$\sigma_{ci} = \left[C_1 (1 - K_z) \frac{W_i \cos \alpha_i}{L_i} \right] + C_2 f(x_{ci}, y_{ci}, z_{ci})$$

in cui il primo termine dell'equazione include l'espressione:

$$W_i \cos \alpha_i / L_i = \text{valore dello sforzo normale totale associato con il metodo ordinario dei concii}$$

Il secondo termine dell'equazione include la funzione:

$$f = \sin 2\pi \left(\frac{x_n - x_{ci}}{x_n - x_0} \right)$$

dove x_0 ed x_n sono rispettivamente le ascisse del primo e dell'ultimo punto della superficie di scorrimento, mentre x_{ci} rappresenta l'ascissa del punto medio della base del concio i-esimo.

Una parte sensibile di riduzione del peso associata con una accelerazione verticale del terreno K_z g può essere trasmessa direttamente alla base e ciò è incluso nel fattore $(1 - K_z)$.

Lo sforzo normale totale alla base di un concio è dato da:

$$N_i = \sigma_{ci} L_i$$

La soluzione delle equazioni di equilibrio si ricava risolvendo un sistema lineare di tre equazioni ottenute moltiplicando le equazioni di equilibrio per il fattore di sicurezza F , sostituendo l'espressione di N_i e moltiplicando ciascun termine della coesione per un coefficiente arbitrario C_3 . Qualsiasi coppia di valori del fattore di sicurezza nell'intorno di una stima fisicamente ragionevole può essere usata per iniziare una soluzione iterativa.

Il numero necessario di iterazioni dipende sia dalla stima iniziale sia dalla desiderata precisione della soluzione; normalmente, il processo converge rapidamente.

Metodo di Sarma (1973)

Il metodo di Sarma è un semplice, ma accurato metodo per l'analisi di stabilità dei pendii, che permette di determinare l'accelerazione sismica orizzontale richiesta affinché l'ammasso di terreno, delimitato dalla superficie di scivolamento e dal profilo topografico, raggiunga lo stato di equilibrio limite (accelerazione critica K_c) e, nello stesso tempo, consente di ricavare l'usuale fattore di sicurezza ottenuto come per gli altri metodi più comuni della geotecnica.

Si tratta di un metodo basato sul principio dell'equilibrio limite e delle strisce, pertanto viene considerato l'equilibrio di una potenziale massa di terreno in scivolamento suddivisa in n strisce verticali di spessore sufficientemente piccolo da ritenere ammissibile l'assunzione che lo sforzo normale N_i agisce nel punto medio della base della striscia.

Le equazioni da prendere in considerazione sono:

- L'equazione di equilibrio alla traslazione orizzontale del singolo concio;
- L'equazione di equilibrio alla traslazione verticale del singolo concio;
- L'equazione di equilibrio dei momenti.

Condizioni di equilibrio alla traslazione orizzontale e verticale:

$$N_i \cos \alpha_i + T_i \sin \alpha_i = W_i - \Delta X_i$$

$$T_i \cos \alpha_i - N_i \sin \alpha_i = KW_i + \Delta E_i$$

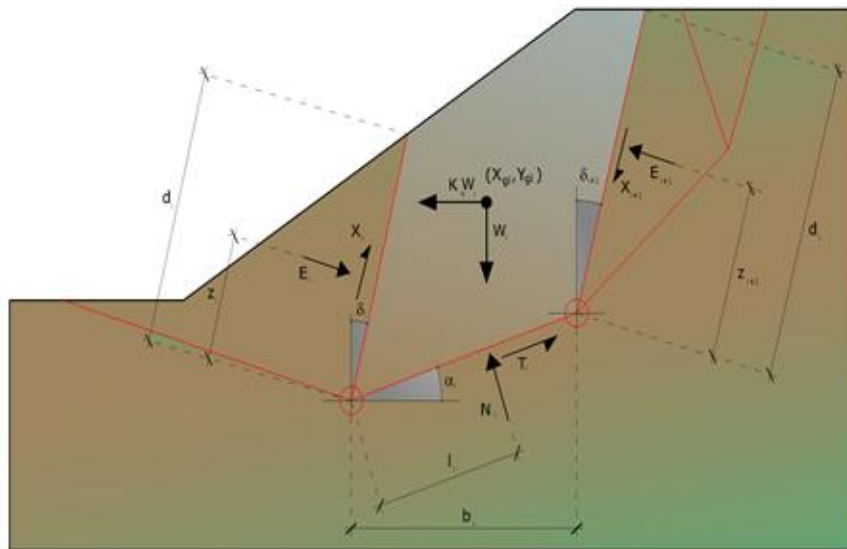
Viene, inoltre, assunto che in assenza di forze esterne sulla superficie libera dell'ammasso si ha:

$$SDE_i = 0$$

$$SDX_i = 0$$

dove E_i e X_i rappresentano, rispettivamente, le forze orizzontale e verticale sulla faccia i-esima del concio generico i.

L'equazione di equilibrio dei momenti viene scritta scegliendo come punto di riferimento il baricentro dell'intero ammasso; sicché, dopo aver eseguito una serie di posizioni e trasformazioni trigonometriche ed algebriche, nel **metodo di Sarma** la soluzione del problema passa attraverso la risoluzione di due equazioni:



Azioni sull'iesimo concio, metodo di Sarma

$$\sum \Delta X_i \cdot \operatorname{tg}(\psi'_i - \alpha_i) + \sum \Delta E_i = \sum \Delta_i - K \cdot \sum W_i$$

$$\sum \Delta X_i \cdot [(y_{mi} - y_G) \cdot \operatorname{tg}(\psi'_i - \alpha'_i) + (x'_i - x_G)] = \sum W_i \cdot (x_{mi} - x_G) + \sum \Delta_i \cdot (y_{mi} - y_G)$$

Ma l'approccio risolutivo, in questo caso, è completamente capovolto: il problema infatti impone di trovare un valore di **K** (accelerazione sismica) corrispondente ad un determinato fattore di sicurezza; ed in particolare, trovare il valore dell'accelerazione **K** corrispondente al fattore di sicurezza **F = 1**, ossia l'accelerazione critica.

Si ha pertanto:

K=Kc Accelerazione critica se F=1

F=Fs Fattore di sicurezza in condizioni statiche se K=0

La seconda parte del problema del Metodo di Sarma è quella di trovare una distribuzione di forze interne X_i ed E_i tale da verificare l'equilibrio del concio e quello globale dell'intero ammasso, senza violazione del criterio di rottura.

E' stato trovato che una soluzione accettabile del problema si può ottenere assumendo la seguente distribuzione per le forze X_i :

$$\Delta X_i = \lambda \cdot \Delta Q_i = \lambda \cdot (Q_{i+1} - Q_i)$$

dove Q_i è una funzione nota, in cui vengono presi in considerazione i parametri geotecnici medi sulla i -esima faccia del concio i , e λ rappresenta un'incognita.

La soluzione completa del problema si ottiene pertanto, dopo alcune iterazioni, con i valori di K_C , I e F , che permettono di ottenere anche la distribuzione delle forze di interstriscia.

Metodo di Spencer (1967)

Il metodo è basato sull'assunzione:

1. le forze d'interfaccia lungo le superfici di divisione dei singoli conci sono orientate parallelamente fra loro ed inclinate rispetto all'orizzontale di un angolo q ;
2. tutti i momenti sono nulli $M_i = 0$ con $i=1, \dots, n$.

Sostanzialmente il metodo soddisfa tutte le equazioni della statica ed equivale al metodo di Morgenstern e Price quando la funzione $f(x) = 1$. Imponendo l'equilibrio dei momenti rispetto al centro dell'arco descritto dalla superficie di scivolamento si ha:

$$1) \quad \sum Q_i R \cos(\alpha - \theta) = 0$$

dove:

$$Q_i = \frac{\frac{c}{F_s} (W \cos \alpha - \gamma_w h \sec \alpha) \frac{\tan \alpha}{F_s} - W \sin \alpha}{\cos(\alpha - \theta) \left[\frac{F_s + \tan \phi \tan(\alpha - \theta)}{F_s} \right]}$$

forza d'interazione fra i conci;

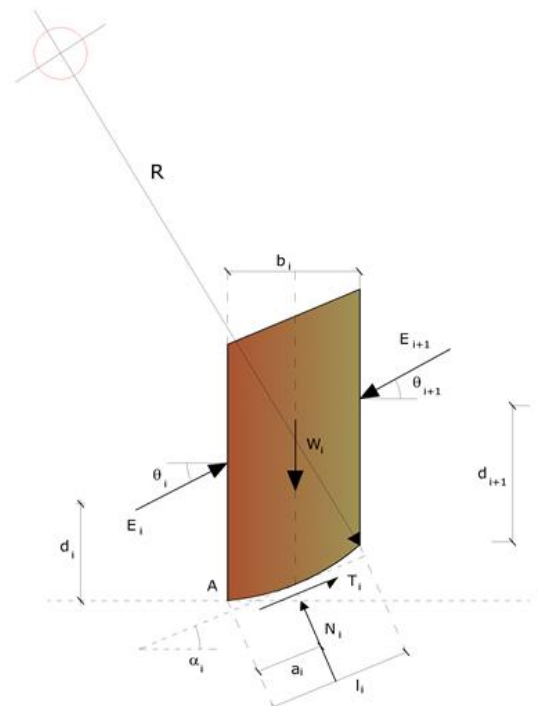
R = raggio dell'arco di cerchio;

θ = angolo d'inclinazione della forza Q_i rispetto all'orizzontale.

Imponendo l'equilibrio delle forze orizzontali e verticali si ha rispettivamente:

$$\sum (Q_i \cos \theta) = 0$$

$$\sum (Q_i \sin \theta) = 0$$



Con l'assunzione delle forze Q_i parallele fra loro, si può anche scrivere:

$$2) \quad \sum Q_i = 0$$

Il metodo propone di calcolare due coefficienti di sicurezza: il primo (F_{sm}) ottenibile dalla 1), legato all'equilibrio dei momenti; il secondo (F_{sf}) dalla 2) legato all'equilibrio delle forze. In pratica si procede risolvendo la 1) e la 2) per un dato intervallo di valori dell'angolo θ , considerando come valore unico del coefficiente di sicurezza quello per cui si abbia:

$$F_{sm} = F_{sf}$$

Metodo di Morgenstern e Price (1965)

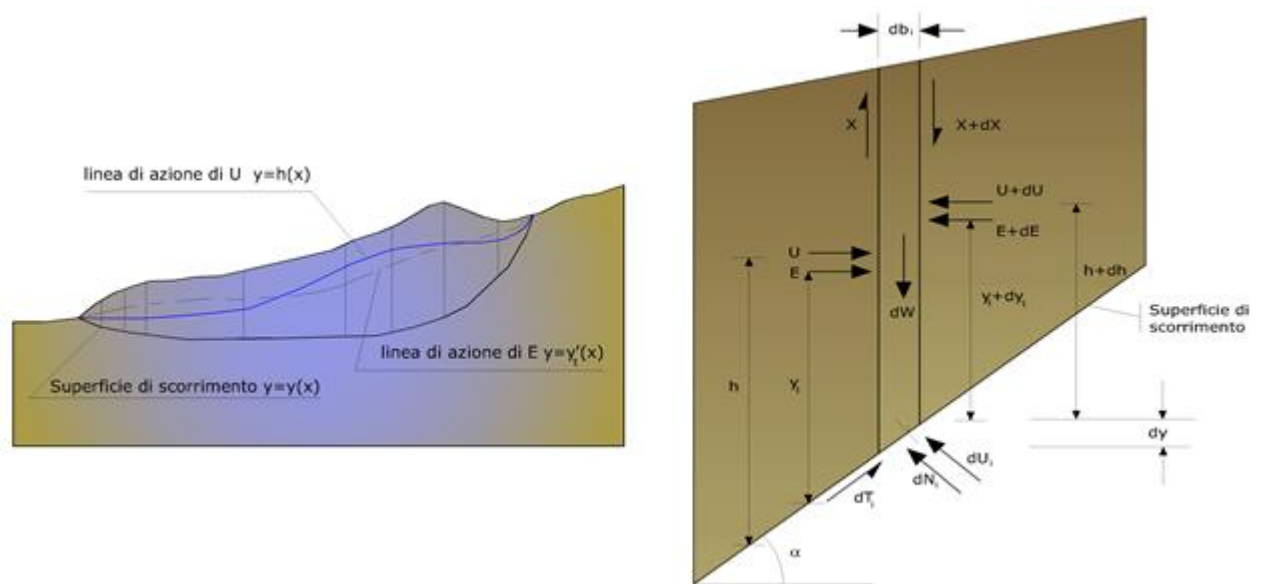
Si stabilisce una relazione tra le componenti delle forze di interfaccia del tipo $X = \lambda f(x)E$, dove λ è un fattore di scala e $f(x)$, funzione della posizione di E e di X , definisce una relazione tra la variazione della forza X e della forza E all'interno della massa scivolante. La funzione $f(x)$ è scelta arbitrariamente (costante, senoide, semisenoide, trapezia, spezzata...) e influenza poco il risultato, ma va verificato che i valori ricavati per le incognite siano fisicamente accettabili.

La particolarità del metodo è che la massa viene suddivisa in strisce infinitesime alle quali vengono imposte le equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale e verticale e di rottura sulla base delle strisce stesse. Si perviene ad una prima equazione differenziale che lega le forze d'interfaccia incognite E , X , il coefficiente di sicurezza F_s , il peso della striscia infinitesima dW e la risultante delle pressioni neutra alla base dU .

Si ottiene la cosiddetta "equazione delle forze":

$$c' \sec^2 \frac{\alpha}{F_s} + \operatorname{tg} \varphi' \left(\frac{dW}{dx} - \frac{dX}{dx} - \operatorname{tg} \alpha \frac{dE}{dx} - \sec \alpha \frac{dU}{dx} \right) =$$

$$= \frac{dE}{dx} - \operatorname{tg} \alpha \left(\frac{dX}{dx} - \frac{dW}{dx} \right)$$



Azioni sul concio i-esimo secondo le ipotesi di Morgenster e Price e rappresentazione d'insieme dell'ammasso

Una seconda equazione, detta “**equazione dei momenti**”, viene scritta imponendo la condizione di equilibrio alla rotazione rispetto alla mezzeria della base:

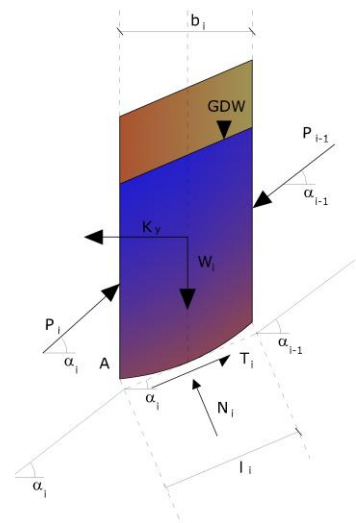
$$X = \frac{d(E_\gamma)}{dx} - \gamma \frac{dE}{dx}$$

queste due equazioni vengono estese per integrazione a tutta la massa interessata dallo scivolamento.

Il metodo di calcolo soddisfa tutte le equazioni di equilibrio ed è applicabile a superfici di qualsiasi forma, ma implica necessariamente l'uso di un calcolatore.

Metodo di Zeng e Liang (2002)

Zeng e Liang hanno effettuato una serie di analisi parametriche su un modello bidimensionale sviluppato con codice agli elementi finiti, che riproduce il caso di pali immersi in un terreno in movimento (drilled shafts). Il modello bidimensionale riproduce un striscia di terreno di spessore unitario e ipotizza che il fenomeno avvenga in condizioni di deformazione piana nella direzione parallela all'asse dei pali. Il modello è stato utilizzato per indagare l'influenza sulla formazione dell'effetto arco di alcuni parametri come l'interasse fra i pali, il diametro e la forma dei pali, e le proprietà meccaniche del terreno. Gli autori individuano nel rapporto tra l'interasse e il diametro dei i pali (s/d) il parametro adimensionale determinante per la formazione dell'effetto arco. Il



problema risulta essere staticamente indeterminato, con grado di indeterminatezza pari a $(8n-4)$, ma nonostante ciò è possibile ottenere una soluzione riducendo il numero delle incognite e assumendo quindi delle ipotesi semplificative, in modo da rendere determinato il problema.

Le assunzioni che rendono il problema determinato sono:

- K_y sono assunte orizzontali per ridurre il numero totale delle incognite da $(n-1)$ a $(7n-3)$;
- Le forze normali alla base della striscia agiscono nel punto medio, riducendo le incognite da n a $(6n-3)$;
- La posizione delle spinte laterali è ad un terzo dell'altezza media dell'inter-striscia e riduce le incognite da $(n-1)$ a $(5n-2)$;
- Le forze (P_{i-1}) e P_i si assumono parallele all'inclinazione della base della striscia (α_i), riducendo il numero di incognite da $(n-1)$ a $(4n-1)$;
- Si assume un'unica costante di snervamento per tutte le strisce, riducendo le incognite da (n) a $(3n-1)$;

Il numero totale di incognite quindi è ridotto a $(3n)$, da calcolare utilizzando il fattore di trasferimento di carico. Inoltre si deve tener presente che la forza di stabilizzazione trasmessa sul terreno a valle dei pali risulta ridotta di una quantità R , chiamato fattore di riduzione, calcolabile come:

$$R = \frac{1}{s/d} + \left(1 - \frac{1}{s/d}\right) \cdot R_p$$

Il fattore R dipende quindi dal rapporto fra l'interasse presente fra i pali e il diametro dei pali stessi e dal fattore R_p che tiene conto dell'effetto arco.

Valutazione dell'azione sismica

La stabilità dei pendii nei confronti dell'azione sismica viene verificata con il metodo pseudo-statico. Per i terreni che sotto l'azione di un carico ciclico possono sviluppare pressioni interstiziali elevate viene considerato un aumento in percento delle pressioni neutre che tiene conto di questo fattore di perdita di resistenza.

Ai fini della valutazione dell'azione sismica vengono considerate le seguenti forze:

$$F_H = K_x W$$

$$F_V = K_y W$$

Essendo:

- **F_H** e **F_V** rispettivamente la componente orizzontale e verticale della forza d'inerzia applicata al baricentro del concio;
- **W** peso concio;
- **K_x** coefficiente sismico orizzontale;
- **K_y** coefficiente sismico verticale.

Ricerca della superficie di scorrimento critica

In presenza di mezzi omogenei non si hanno a disposizione metodi per individuare la superficie di scorrimento critica ed occorre esaminarne un numero elevato di potenziali superfici.

Nel caso vengano ipotizzate superfici di forma circolare, la ricerca diventa più semplice, in quanto dopo aver posizionato una maglia dei centri costituita da m righe e n colonne saranno esaminate tutte le superfici aventi per centro il generico nodo della maglia m'n e raggio variabile in un determinato range di valori tale da esaminare superfici cinematicamente ammissibili.

Stabilizzazione di pendii con l'utilizzo di pali

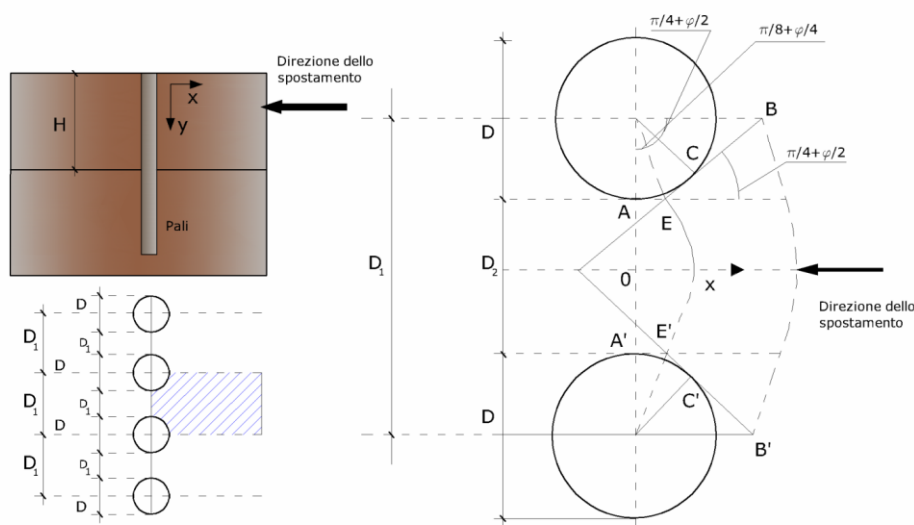
La realizzazione di una cortina di pali, su pendio, serve a fare aumentare la resistenza al taglio su determinate superfici di scorrimento. L'intervento può essere conseguente ad una stabilità già accertata, per la quale si conosce la superficie di scorrimento oppure, agendo preventivamente, viene progettato in relazione alle ipotetiche superfici di rottura che responsabilmente possono essere assunte come quelle più probabili. In ogni caso si opera considerando una massa di terreno in movimento su un ammasso stabile sul quale attestare, per una certa lunghezza, l'allineamento di pali.

Il terreno, nelle due zone, ha una influenza diversa sull'elemento monoassiale (palo): di tipo sollecitativo nella parte superiore (palo passivo – terreno attivo) e di tipo resistivo nella zona sottostante (palo attivo – terreno passivo). Da questa interferenza, fra "sbarramento" e massa in movimento, scaturiscono le azioni stabilizzanti che devono perseguire le seguenti finalità:

1. conferire al pendio un coefficiente di sicurezza maggiore di quello posseduto;
2. essere assorbite dal manufatto garantendone l'integrità (le tensioni interne, derivanti dalle sollecitazioni massime trasmesse sulle varie sezioni del singolo palo, devono risultare inferiori a quelle ammissibili del materiale) e risultare inferiori al carico limite sopportabile dal terreno, calcolato, lateralmente considerando l'interazione (palo-terreno).

Carico limite relativo all'interazione fra i pali ed il terreno laterale

Nei vari tipi di terreno che non hanno un comportamento omogeneo, le deformazioni in corrispondenza della zona di contatto non sono legate fra di loro. Quindi, non potendo associare al materiale un modello di comportamento perfettamente elastico (ipotesi che potrebbe essere assunta per i materiali lapidei poco fratturati), generalmente si procede imponendo che il movimento di massa sia nello stato iniziale e che il terreno in adiacenza ai pali sia nella fase massima consentita di plasticizzazione, oltre la quale si potrebbe verificare l'effetto indesiderato che il materiale possa defluire, attraverso la cortina di pali, nello spazio intercorrente fra un elemento e l'altro.



Imponendo inoltre che il carico assorbito dal terreno sia uguale a quello associato alla condizione limite ipotizzata e che fra due pali consecutivi, a seguito della spinta attiva, si instauri una sorta di effetto arco, gli autori T. Ito e T. Matsui (1975) hanno ricavato la relazione che permette di determinare il carico limite. A questa si è pervenuto facendo riferimento allo schema statico, disegnato nella figura precedente e alle ipotesi anzidette, che schematicamente si ribadiscono.

- Sotto l'azione della spinta attiva del terreno si formano due superfici di scorrimento localizzate in corrispondenza delle linee AEB ed A'E'B';

- Le direzioni EB ed E'B' formano con l'asse x rispettivamente angoli $+(45 + \phi/2)$ e $-(45 + \phi/2)$;
- Il volume di terreno, compreso nella zona delimitata dai vertici AEBB'E'A' ha un comportamento plastico, e quindi è consentita l'applicazione del criterio di rottura di Mohr-coulomb;
- La pressione attiva del terreno agisce sul piano A-A';
- I pali sono dotati di elevata rigidità a flessione e taglio.

Detta espressione, riferita alla generica profondità Z, relativamente ad un spessore di terreno unitario, è la seguente:

$$P(Z) = C \cdot D_1 (D_1/D_2)^{K_1} \left[\frac{1}{(N_\phi \tan \phi)^{1/2}} \left(e^{K_2} - 2(N_\phi)^{1/2} \tan \phi - 1 \right) + K_3 \right] - C \left[D_1 \cdot K_3 - D_2 / (N_\phi)^{1/2} \right] + \gamma Z / N_\phi \left[D_1 (D_1/D_2)^{K_1} \cdot e^{K_2} - D_2 \right]$$

dove i simboli utilizzati assumono il significato che segue:

C = coesione terreno;

ϕ = angolo di attrito terreno;

γ = peso specifico terreno;

D_1 = interasse tra i pali;

D_2 = spazio libero fra due pali consecutivi;

N_ϕ = $\tan^2(\pi/4 + \phi/2)$

$$K_1 = (N_\phi)^{1/2} \tan \phi + N_\phi - 1$$

$$K_2 = (D_1 - D_2) / D_2 \cdot N_\phi \tan(\pi/8 + \phi/4)$$

$$K_3 = \left[2 \tan \phi + 2(N_\phi)^{1/2} + 1 / (N_\phi)^{1/2} \right] / \left[(N_\phi)^{1/2} \tan \phi + N_\phi - 1 \right]$$

La forza totale, relativamente ad uno strato di terreno in movimento di spessore H, è stata ottenuta integrando l'espressione precedente.

In presenza di terreni granulari (condizione drenata), nei quali si può assumere $c = 0$, l'espressione diventa:

$$P = 1/2 \gamma \cdot H^2 / N_\phi \left[D_1 (D_1/D_2)^{K_1} \cdot e^{K_2} - D_2 \right]$$

Per terreni coesivi (condizioni non drenate), con $\phi = 0$ e $C \neq 0$, si ha:

$$P(z) = C \left[D_1 \left(3 \ln(D_1/D_2) + (D_1 - D_2)/D_2 \tan \pi/8 \right) - 2(D_1 - D_2) \right] + \gamma \cdot Z(D_1 - D_2)$$

$$P = \int_0^H P(Z) dZ$$

$$P = C \cdot H \left[D_1 \left(3 \ln(D_1/D_2) + (D_1 - D_2)/D_2 \tan \pi/8 \right) - 2(D_1 - D_2) \right] + 1/2 \gamma H^2 (D_1 - D_2)$$

Il dimensionamento della cortina di pali, che come già detto deve conferire al pendio un incremento del coefficiente di sicurezza e garantire l'integrità del meccanismo palo-terreno, è abbastanza problematica. Infatti tenuto conto della complessità dell'espressione del carico P, influenzata da diversi fattori legati sia alle caratteristiche meccaniche del terreno sia alla geometria del manufatto, non è facile con una sola elaborazione pervenire alla soluzione ottimale. Per raggiungere lo scopo è necessario pertanto eseguire diversi tentativi finalizzati:

- A trovare, sul profilo topografico del pendio, la posizione che garantisca, a parità di altre condizioni, una distribuzione dei coefficienti di sicurezza più confortante;
- A determinare la disposizione planimetrica dei pali, caratterizzata dal rapporto fra interasse e distanza fra i pali (D_2/D_1), che consenta di sfruttare al meglio la resistenza del complesso palo-terreno; sperimentalmente è stato riscontrato che, escludendo i casi limiti ($D_2 = 0 \rightarrow P \rightarrow \infty$ e $D_2 = D_1 \rightarrow P \rightarrow$ valore minimo), i valori più idonei allo scopo sono quelli per i quali tale rapporto risulta compreso fra 0,60 e 0,80;
- A valutare la possibilità di inserire più file di pali ed eventualmente, in caso affermativo, valutare, per le file successive, la posizione che dia più garanzie in termini di sicurezza e di spreco di materiali;
- Ad adottare il tipo di vincolo più idoneo che consente di ottenere una distribuzione più regolare delle sollecitazioni; sperimentalmente è stato constatato che quello che assolve, in maniera più soddisfacente, allo scopo è il vincolo che impedisce le rotazioni alla testa del palo.

Metodo del carico limite di Broms

Nel caso in cui il palo sia caricato ortogonalmente all'asse, configurazione di carico presente se un palo inibisce il movimento di una massa in frana, la resistenza può essere affidata al suo carico limite orizzontale. Il problema di calcolo del carico limite orizzontale è stato affrontato da Broms sia per il mezzo puramente coesivo che per il mezzo incoerente, il metodo di calcolo seguito è basato su alcune ipotesi semplificative per quanto attiene alla reazione esercitata dal terreno per unità di lunghezza di palo in condizioni limite e porta in conto anche la resistenza a rottura del palo (*Momento di plasticizzazione*).

Elemento Rinforzo

T_{Pullout} Resistenza mobilitata da un rinforzo ancorato per una lunghezza L_e all'interno della parte stabile del terreno;

L_e Lunghezza di ancoraggio del rinforzo all'interno della parte stabile;

f_b Coefficiente di *Pullout*;

σ'_v Tensione verticale, calcolata alla profondità media del tratto di rinforzo ancorato al terreno.

Ai fini della verifica si sceglie il valore minimo tra T_{Allow} e T_{Pullout} , la verifica interna verrà soddisfatta se la forza trasmessa dal rinforzo generata a tergo del tratto rinforzato non supera il valore della T' .

Ancoraggi

Gli ancoraggi, tiranti o chiodi, sono degli elementi strutturali in grado di sostenere forze di trazione in virtù di un'adeguata connessione al terreno.

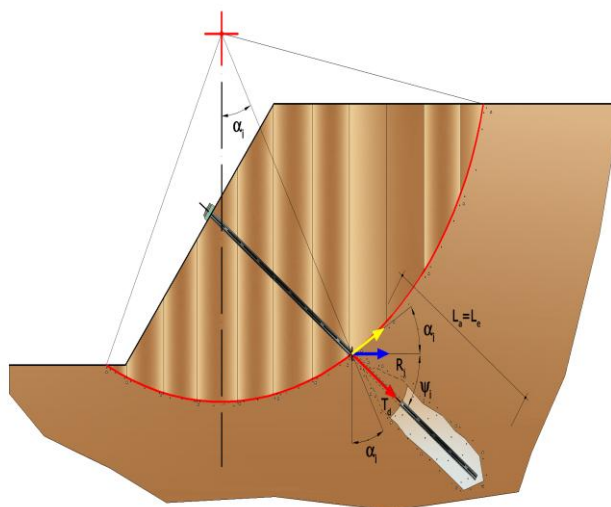
Gli elementi caratterizzanti un tirante sono:

- **testata:** indica l'insieme degli elementi che hanno la funzione di trasmettere alla struttura ancorata la forza di trazione del tirante;
- **fondazione:** indica la parte del tirante che realizza la connessione con il terreno, trasmettendo al terreno stesso la forza di trazione del tirante.

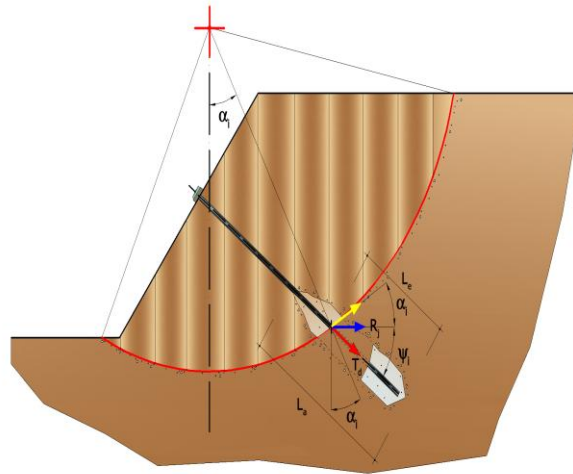
Il tratto compreso tra la testata e la fondazione prende il nome di parte libera, mentre la fondazione (o bulbo) viene

realizzata iniettando nel terreno, per un tratto terminale, tramite valvole a perdere, la malta, in genere cementizia. L'anima dell'ancoraggio è costituita da un'armatura, realizzata con barre, fili o trefoli.

Il tirante interviene nella stabilità in misura maggiore o minore efficacia a seconda se sarà totalmente o parzialmente (caso in cui è intercettato dalla superficie di scorrimento) ancorato alla parte stabile del terreno.



Bulbo completamente ancorato



Bulbo parzialmente ancorato

Le relazioni che esprimono la misura di sicurezza lungo una ipotetica superficie di scorrimento si modificheranno in presenza di ancoraggi (tirante attivo, passivo e chiodi) nel modo seguente:

- per i tiranti di *tipo attivo*, la loro resistenza si detrae dalle azioni (denominatore);

$$F_s = \frac{R_d}{E_d - \sum_{i,j} R_{i,j} \cdot \frac{1}{\cos \alpha_i}}$$

- per tiranti di *tipo passivo* e per i *chiodi*, il loro contributo si somma alle resistenze (numeratore)

$$F_s = \frac{R_d + \sum_{i,j} R_{i,j} \cdot \frac{1}{\cos \alpha_i}}{E_d}$$

Con R_j si indica la resistenza dell'ancoraggio e viene calcolata dalla seguente espressione:

$$R_j = T_d \cdot \cos \psi_i \cdot \left(\frac{1}{i} \right) \cdot \left(\frac{L_e}{L_a} \right)$$

dove:

T_d tiro esercizio;

ψ_i inclinazione del tirante rispetto all'orizzontale;

i interasse;
 Le lunghezza efficace;
 La lunghezza d'ancoraggio.

I due indici (i, j) riportati in sommatoria rappresentano rispettivamente l'i-esimo concio e il j-esimo ancoraggio intercettato dalla superficie di scorrimento dell'i-esimo concio.

Analisi di stabilità dei pendii con: MORGENSTERN-PRICE (1965)

```
=====
Lat./Long.                                44,088276/10,137797
Calcolo eseguito secondo                  NTC 2018
Numero di strati                          1,0
Numero dei conci                         10,0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile   1,1
Coefficiente parziale resistenza         1,0
Parametri geotecnici da usare. Angolo di attrito: Picco
Analisi                                  Condizione drenata
Superficie di forma circolare
=====
```

Maglia dei Centri

```
=====
Ascissa vertice sinistro inferiore xi      -17,78 m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi     619,1 m
Ascissa vertice destro superiore xs       20,24 m
Ordinata vertice destro superiore ys      700,85 m
Passo di ricerca                          10,0
Numero di celle lungo x                   5,0
Numero di celle lungo y                   10,0
=====
```

Coefficienti sismici [N.T.C.]

```
=====
```


Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe I
Vita nominale:	50,0 [anni]
Vita di riferimento:	35,0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	A
Categoria topografica:	T4

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30,0	0,5	2,45	0,24
S.L.D.	35,0	0,53	2,46	0,24
S.L.V.	332,0	1,37	2,41	0,28
S.L.C.	682,0	1,78	2,39	0,29

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera:	Stabilità dei pendii e Fondazioni
--------	-----------------------------------

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,7	0,2	0,0143	0,0071
S.L.D.	0,742	0,2	0,0151	0,0076
S.L.V.	1,918	0,27	0,0528	0,0264
S.L.C.	2,492	0,27	0,0686	0,0343

Coefficiente azione sismica orizzontale 0,0143

Coefficiente azione sismica verticale 0,0071

Vertici profilo

Nr	X	y
----	---	---

Studio Tecnico di Geologia

Via Dante Alighieri n°6, 54100 Massa (MS)
 Tel. 0585284949 - mob. 3203081095
 Email: lucaangeli12@gmail.com PEC: dott.lucaangeli@pec.it

RELAZIONE GEOMECCANICA DI STABILITÀ

	(m)	(m)
1	0,0	616,0
2	34,0	616,0
3	34,0	638,0
4	37,0	638,0
5	37,0	644,0
6	38,5	660,0
7	40,5	672,0
8	42,0	674,0
9	44,0	676,0
10	48,0	680,0

Coefficienti parziali azioni

Sfavorevoli: Permanenti, variabili 1,0 1,0

Favorevoli: Permanenti, variabili 1,0 1,0

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Tangente angolo di resistenza al taglio 1,25

Coesione efficace 1,25

Coesione non drenata 1,4

Riduzione parametri geotecnici terreno No

Stratigrafia

Strato	Coesione (kg/cm ²)	Coesione non drenata (kg/cm ²)	Angolo resistenza al taglio (°)	Peso unità di volume (Kg/m ³)	Peso saturo (Kg/m ³)	Litologia	
1	1		60	2700	2700		

Risultati analisi pendio [NTC 2018]

=====

Fs minimo individuato	1,53
Ascissa centro superficie	-6,37 m
Ordinata centro superficie	672,24 m
Raggio superficie	52,73 m

=====

B: Larghezza del concio; Alfa: Angolo di inclinazione della base del concio; Li: Lunghezza della base del concio; Wi: Peso del concio; Ui: Forze derivanti dalle pressioni neutre; Ni: forze agenti normalmente alla direzione di scivolamento; Ti: forze agenti parallelamente alla superficie di scivolamento; Ei, Ei-1: Forze agenti normalmente alle facce del concio; Xi, Xi-1: Forze di tipo tagliante applicate sulle facce laterali.

xc = -6,37 yc = 672,238 Rc = 52,725 Fs=1,528

Lambda = 5,17

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)
1	0,9	56,12	1,61	14188,99
2	0,56	57,75	1,06	19479,16
3	1,24	59,65	2,45	60488,57
4	0,76	61,86	1,62	46109,16
5	1,04	64,03	2,36	65895,72
6	0,46	65,93	1,14	28793,68
7	1,34	68,53	3,65	78602,9
8	0,66	71,66	2,11	35972,66
9	1,14	75,23	4,45	54992,06
10	0,9	86,98	17,09	34801,84

Sforzi sui conci

Nr.	Xi (Kg)	Ei (Kg)	Xi-1 (Kg)	Ei-1 (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)	Ui (Kg)
1	15190,95	2938,26	0,0	0,0	1768,7	12569,41	0,0
2	26307,13	5088,37	15190,95	2938,26	6118,91	13853,24	0,0
3	13652,9	2640,77	26307,13	5088,37	34316,78	54897,14	0,0
4	6361,87	1230,52	13652,9	2640,77	23511,79	37252,95	0,0
5	-15016,41	-2904,5	6361,87	1230,52	33857,8	53848,56	0,0
6	-13960,72	-2700,31	-15016,41	-2904,5	11204,98	20152,2	0,0
7	-47233,39	-9135,96	-13960,72	-2700,31	34111,45	62539,19	0,0
8	-51253,35	-9913,51	-47233,39	-9135,96	11436,66	26784,49	0,0
9	-67743,9	-13103,14	-51253,35	-9913,51	14474,52	45550,43	0,0
10	-763,43	-147,66	-67743,9	-13103,14	10759,53	124054,5	0,0

Relazione di calcolo di stabilità ravaneto

Definizione

Per pendio s'intende una porzione di versante naturale il cui profilo originario è stato modificato da interventi artificiali rilevanti rispetto alla stabilità. Per frana s'intende una situazione di instabilità che interessa versanti naturali e coinvolgono volumi considerevoli di terreno.

Introduzione all'analisi di stabilità

La risoluzione di un problema di stabilità richiede la presa in conto delle equazioni di campo e dei legami costitutivi. Le prime sono di equilibrio, le seconde descrivono il comportamento del terreno. Tali equazioni risultano particolarmente complesse in quanto i terreni sono dei sistemi multifase, che possono essere ricondotti a sistemi monofase solo in condizioni di terreno secco, o di analisi in condizioni drenate.

Nella maggior parte dei casi ci si trova a dover trattare un materiale che se saturo è per lo meno bifase, ciò rende la trattazione delle equazioni di equilibrio notevolmente complicata. Inoltre è praticamente impossibile definire una legge costitutiva di validità generale, in quanto i terreni presentano un comportamento non-lineare già a piccole deformazioni, sono anisotropi ed inoltre il loro comportamento dipende non solo dallo sforzo deviatorico ma anche da quello normale. A causa delle suddette difficoltà vengono introdotte delle ipotesi semplificative:

1. Si usano leggi costitutive semplificate: modello rigido perfettamente plastico. Si assume che la resistenza del materiale sia espressa unicamente dai parametri coesione (c) e angolo di resistenza al taglio (ϕ), costanti per il terreno e caratteristici dello stato plastico; quindi si suppone valido il criterio di rottura di Mohr-Coulomb.
2. In alcuni casi vengono soddisfatte solo in parte le equazioni di equilibrio.

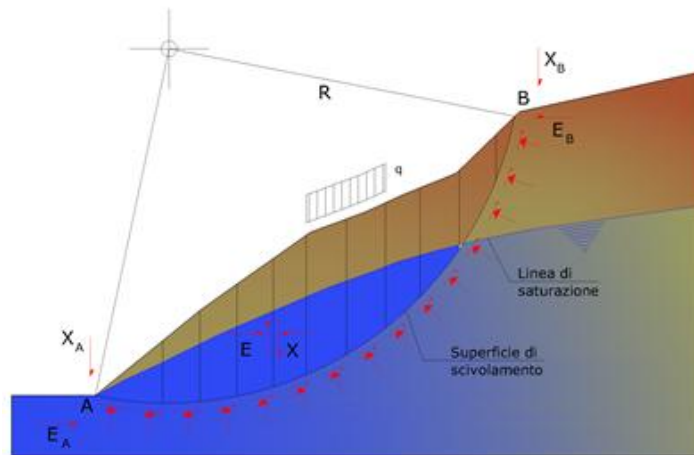
Metodo equilibrio limite (LEM)

Il metodo dell'equilibrio limite consiste nello studiare l'equilibrio di un corpo rigido, costituito dal pendio e da una superficie di scorrimento di forma qualsiasi (linea retta, arco di cerchio, spirale logaritmica); da tale equilibrio vengono calcolate le tensioni da taglio (t) e confrontate con la resistenza disponibile (t_f), valutata secondo il criterio di rottura di Coulomb, da tale confronto ne scaturisce la prima indicazione sulla stabilità attraverso il coefficiente di sicurezza:

$$F = \tau_f / \tau$$

Tra i metodi dell'equilibrio limite alcuni considerano l'equilibrio globale del corpo rigido (Culman), altri a causa della non omogeneità dividono il corpo in conci considerando l'equilibrio di ciascuno (Fellenius, Bishop, Janbu ecc.).

Di seguito vengono discussi i metodi dell'equilibrio limite dei conci.



Metodo dei conci

La massa interessata dallo scivolamento viene suddivisa in un numero conveniente di conci. Se il numero dei conci è pari a n , il problema presenta le seguenti incognite:

1. n valori delle forze normali N_i agenti sulla base di ciascun concio;
2. n valori delle forze di taglio alla base del concio T_i ;
3. $(n-1)$ forze normali E_j agenti sull'interfaccia dei conci;
4. $(n-1)$ forze tangenziali X_j agenti sull'interfaccia dei conci;
5. n valori della coordinata a che individua il punto di applicazione delle E_j ;
6. $(n-1)$ valori della coordinata che individua il punto di applicazione delle X_j ;
7. una incognita costituita dal fattore di sicurezza F .

Complessivamente le incognite sono $(6n-2)$.

Mentre le equazioni a disposizione sono:

- equazioni di equilibrio dei momenti n ;
- equazioni di equilibrio alla traslazione verticale n ;
- equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale n ;
- equazioni relative al criterio di rottura n .

Totale numero di equazioni $4n$.

Il problema è staticamente indeterminato ed il grado di indeterminazione è pari a :

$$i = (6n - 2) - (4n) = 2n - 2$$

Il grado di indeterminazione si riduce ulteriormente a $(n-2)$ in quanto si fa l'assunzione che N_i sia applicato nel punto medio della striscia. Ciò equivale ad ipotizzare che le tensioni normali totali siano uniformemente distribuite.

I diversi metodi che si basano sulla teoria dell'equilibrio limite si differenziano per il modo in cui vengono eliminate le $(n-2)$ indeterminazioni.

Metodo di Fellenius (1927)

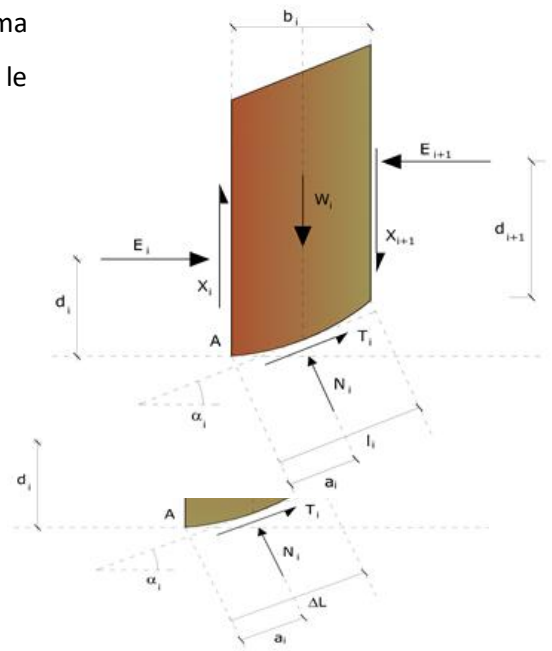
Con questo metodo (valido solo per superfici di scorrimento di forma circolare) vengono trascurate le forze di interstriscia pertanto le incognite si riducono a:

- n valori delle forze normali N_i ;
- n valori delle forze da taglio T_i ;
- 1 fattore di sicurezza.

Incognite $(2n+1)$.

Le equazioni a disposizione sono:

- n equazioni di equilibrio alla traslazione verticale;
- n equazioni relative al criterio di rottura;
- equazione di equilibrio dei momenti globale.



$$F = \frac{\sum \{ c_i \times l_i + (W_i \times \cos \alpha_i - u_i \times l_i) \times \tan \phi_i \}}{\sum W_i \times \sin \alpha_i}$$

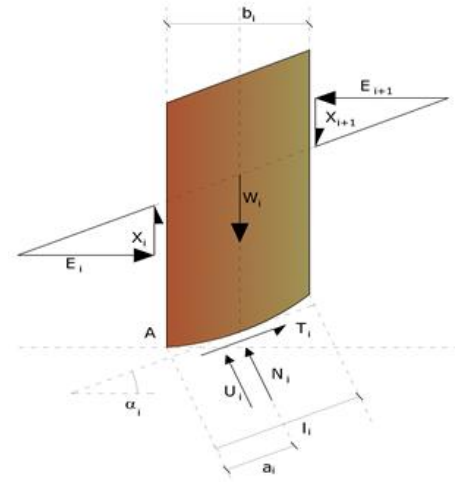
Questa equazione è semplice da risolvere ma si è trovato che fornisce risultati conservativi (fattori di sicurezza bassi) soprattutto per superfici profonde.

Metodo di Bishop (1955)

Con tale metodo non viene trascurato nessun contributo di forze agenti sui blocchi e fu il primo a descrivere i problemi legati ai metodi convenzionali. Le equazioni usate per risolvere il problema sono:

$$\sum F_y = 0, \quad \sum M_0 = 0 \quad \text{Criterio di rottura}$$

$$F = \frac{\sum \{c_i \times b_i + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan \phi_i\} \times \frac{\sec \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \times \tan \phi_i / F}}{\sum W_i \times \sin \alpha_i}$$



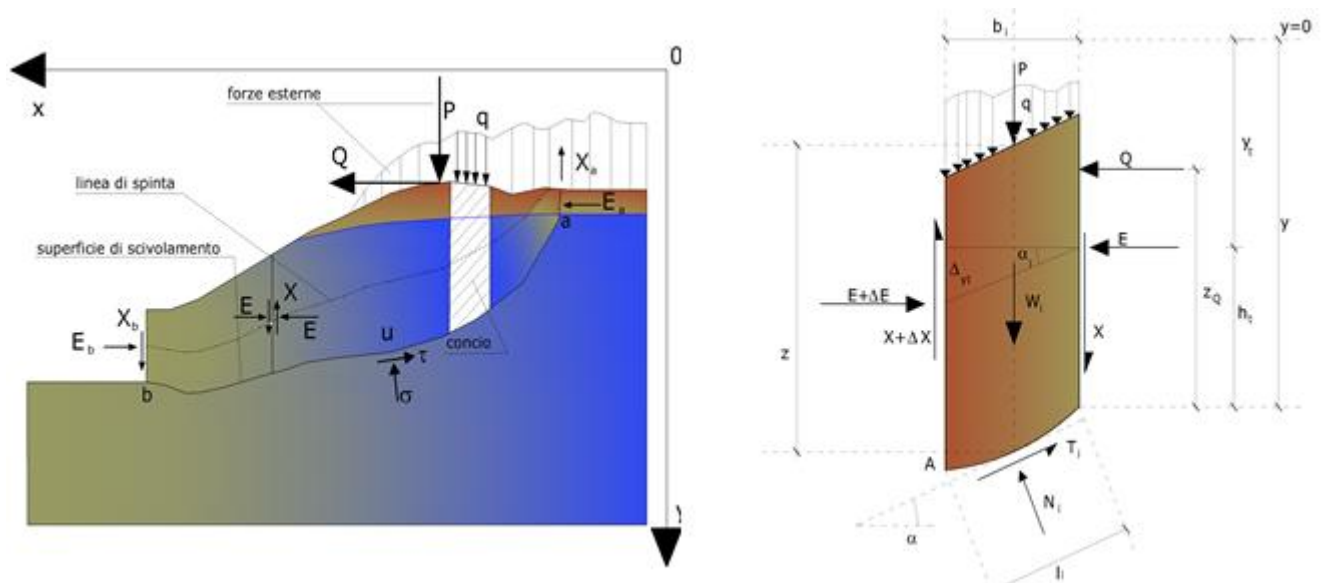
I valori di F e di DX per ogni elemento che soddisfano questa equazione danno una soluzione rigorosa al problema. Come prima approssimazione conviene porre DX = 0 ed iterare per il calcolo del fattore di sicurezza, tale procedimento è noto come metodo di **Bishop ordinario**, gli errori commessi rispetto al metodo completo sono di circa 1 %.

Metodo di Janbu (1967)

Janbu estese il metodo di Bishop a superfici di scorrimento di forma qualsiasi.

Quando vengono trattate superfici di scorrimento di forma qualsiasi il braccio delle forze cambia (nel caso delle superfici circolari resta costante e pari al raggio). A tal motivo risulta più conveniente valutare l'equazione del momento rispetto allo spigolo di ogni blocco.

$$F = \frac{\sum \{c_i \times b + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan \phi_i\} \times \frac{\sec^2 \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \times \tan \phi_i / F}}{\sum W_i \times \tan \alpha_i}$$

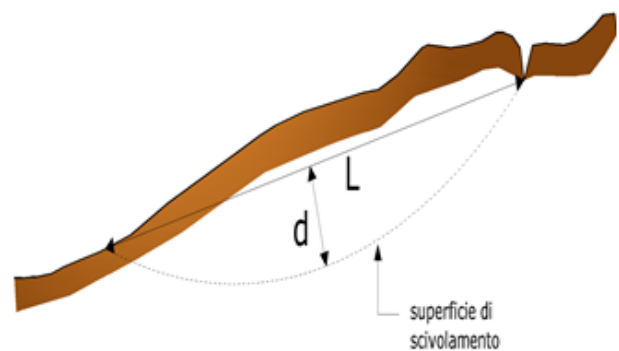
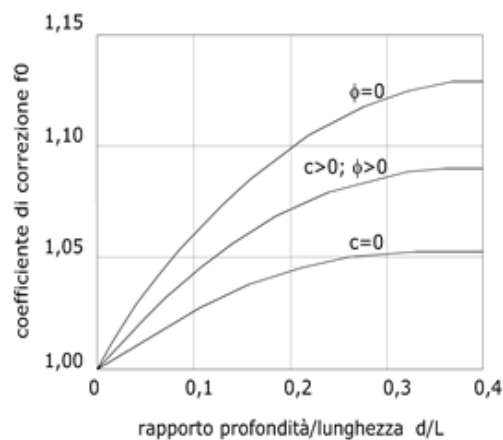


Azioni sul conco i-esimo secondo le ipotesi di Janbu e rappresentazione d'insieme dell'ammasso

Assumendo $DX_i = 0$ si ottiene il metodo ordinario. Janbu propose inoltre un metodo per la correzione del fattore di sicurezza ottenuto con il metodo ordinario secondo la seguente:

$$F_{\text{corretto}} = f_0 \cdot F$$

dove f_0 è riportato in grafici funzione di geometria e parametri geotecnici. Tale correzione è molto attendibile per pendii poco inclinati.



Metodo di Bell (1968)

Le forze agenti sul corpo che scivola includono il peso effettivo del terreno, W , le forze sismiche pseudostatiche orizzontali e verticali $K_x W$ e $K_z W$, le forze orizzontali e verticali X e Z applicate esternamente al profilo del pendio, infine, la risultante degli sforzi totali normali e di taglio s e t agenti sulla superficie potenziale di scivolamento.

Lo sforzo totale normale può includere un eccesso di pressione dei pori u che deve essere specificata con l'introduzione dei parametri di forza efficace.

In pratica questo metodo può essere considerato come un'estensione del metodo del cerchio di attrito per sezioni omogenee precedentemente descritto da Taylor.

In accordo con la legge della resistenza di Mohr-Coulomb in termini di tensione efficace, la forza di taglio agente sulla base dell' i -esimo concio è data da:

$$T_i = \frac{c_i L_i + (N_i - u_{ci} L_i) \tan \Phi_i}{F}$$

in cui:

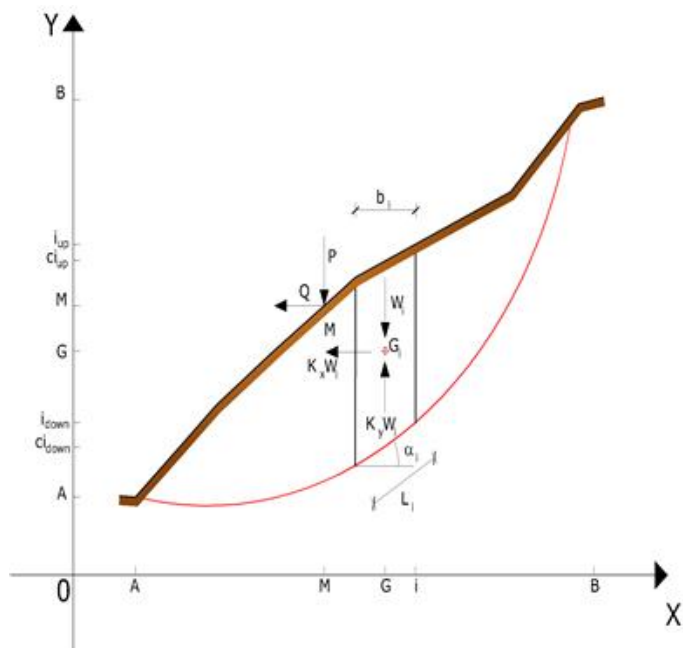
F = il fattore di sicurezza;

c_i = la coesione efficace (o totale) alla base dell' i -esimo concio;

f_i = l'angolo di attrito efficace (= 0 con la coesione totale) alla base dell' i -esimo concio;

L_i = la lunghezza della base dell' i -esimo concio;

u_{ci} = la pressione dei pori al centro della base dell' i -esimo concio.



L'equilibrio risulta uguagliando a zero la somma delle forze orizzontali, la somma delle forze verticali e la somma dei momenti rispetto all'origine.

Viene adottata la seguente assunzione sulla variazione della tensione normale agente sulla potenziale superficie di scorrimento:

$$\sigma_{ci} = \left[C_1 (1 - K_z) \frac{W_i \cos \alpha_i}{L_i} \right] + C_2 f(x_{ci}, y_{ci}, z_{ci})$$

in cui il primo termine dell'equazione include l'espressione:

$W_i \cos \alpha_i / L_i$ = **valore dello sforzo normale totale associato con il metodo ordinario dei concii**

Il secondo termine dell'equazione include la funzione:

$$f = \sin 2\pi \left(\frac{x_n - x_{ci}}{x_n - x_0} \right)$$

dove x_0 ed x_n sono rispettivamente le ascisse del primo e dell'ultimo punto della superficie di scorrimento, mentre x_{ci} rappresenta l'ascissa del punto medio della base del concio i-esimo.

Una parte sensibile di riduzione del peso associata con una accelerazione verticale del terreno $K_z g$ può essere trasmessa direttamente alla base e ciò è incluso nel fattore $(1 - K_z)$.

Lo sforzo normale totale alla base di un concio è dato da:

$$N_i = \sigma_{ci} L_i$$

La soluzione delle equazioni di equilibrio si ricava risolvendo un sistema lineare di tre equazioni ottenute moltiplicando le equazioni di equilibrio per il fattore di sicurezza F , sostituendo l'espressione di N_i e moltiplicando ciascun termine della coesione per un coefficiente arbitrario C_3 . Qualsiasi coppia di valori del fattore di sicurezza nell'intorno di una stima fisicamente ragionevole può essere usata per iniziare una soluzione iterativa.

Il numero necessario di iterazioni dipende sia dalla stima iniziale sia dalla desiderata precisione della soluzione; normalmente, il processo converge rapidamente.

Metodo di Sarma (1973)

Il metodo di Sarma è un semplice, ma accurato metodo per l'analisi di stabilità dei pendii, che permette di determinare l'accelerazione sismica orizzontale richiesta affinché l'ammasso di terreno, delimitato dalla superficie di scivolamento e dal profilo topografico, raggiunga lo stato di equilibrio limite (accelerazione critica K_c) e, nello stesso tempo, consente di ricavare l'usuale fattore di sicurezza ottenuto come per gli altri metodi più comuni della geotecnica.

Si tratta di un metodo basato sul principio dell'equilibrio limite e delle strisce, pertanto viene considerato l'equilibrio di una potenziale massa di terreno in scivolamento suddivisa in n strisce verticali di spessore sufficientemente piccolo da ritenere ammissibile l'assunzione che lo sforzo normale N_i agisce nel punto medio della base della striscia.

Le equazioni da prendere in considerazione sono:

- L'equazione di equilibrio alla traslazione orizzontale del singolo concio;
- L'equazione di equilibrio alla traslazione verticale del singolo concio;
- L'equazione di equilibrio dei momenti.

Condizioni di equilibrio alla traslazione orizzontale e verticale:

$$N_i \cos \alpha_i + T_i \sin \alpha_i = W_i - \Delta X_i$$

$$T_i \cos \alpha_i - N_i \sin \alpha_i = KW_i + \Delta E_i$$

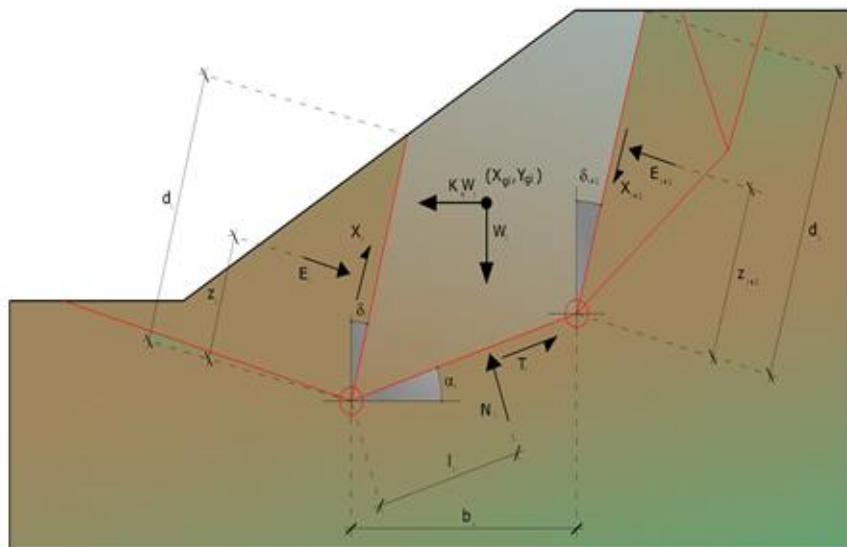
Viene, inoltre, assunto che in assenza di forze esterne sulla superficie libera dell'ammasso si ha:

$$SDE_i = 0$$

$$SDX_i = 0$$

dove E_i e X_i rappresentano, rispettivamente, le forze orizzontale e verticale sulla faccia i-esima del concio generico i.

L'equazione di equilibrio dei momenti viene scritta scegliendo come punto di riferimento il baricentro dell'intero ammasso; sicché, dopo aver eseguito una serie di posizioni e trasformazioni trigonometriche ed algebriche, nel **metodo di Sarma** la soluzione del problema passa attraverso la risoluzione di due equazioni:



Azioni sull'iesimo concio, metodo di Sarma

$$\sum \Delta X_i \cdot \operatorname{tg}(\psi'_i - \alpha_i) + \sum \Delta E_i = \sum \Delta_i - K \cdot \sum W_i$$

$$\sum \Delta X_i \cdot [(y_{mi} - y_G) \cdot \operatorname{tg}(\psi'_i - \alpha'_i) + (x'_i - x_G)] = \sum W_i \cdot (x_{mi} - x_G) + \sum \Delta_i \cdot (y_{mi} - y_G)$$

Ma l'approccio risolutivo, in questo caso, è completamente capovolto: il problema infatti impone di trovare un valore di **K** (accelerazione sismica) corrispondente ad un determinato fattore di sicurezza; ed in particolare, trovare il valore dell'accelerazione **K** corrispondente al fattore di sicurezza **F = 1**, ossia l'accelerazione critica.

Si ha pertanto:

K=K_c Accelerazione critica se F=1

F=F_s Fattore di sicurezza in condizioni statiche se K=0

La seconda parte del problema del Metodo di Sarma è quella di trovare una distribuzione di forze interne X_i ed E_i tale da verificare l'equilibrio del concio e quello globale dell'intero ammasso, senza violazione del criterio di rottura.

E' stato trovato che una soluzione accettabile del problema si può ottenere assumendo la seguente distribuzione per le forze X_i :

$$\Delta X_i = \lambda \cdot \Delta Q_i = \lambda \cdot (Q_{i+1} - Q_i)$$

dove Q_i è una funzione nota, in cui vengono presi in considerazione i parametri geotecnici medi sulla i -esima faccia del concio i , e λ rappresenta un'incognita.

La soluzione completa del problema si ottiene pertanto, dopo alcune iterazioni, con i valori di K_c , λ e F , che permettono di ottenere anche la distribuzione delle forze di interstriscia.

Metodo di Spencer (1967)

Il metodo è basato sull'assunzione:

- le forze d'interfaccia lungo le superfici di divisione dei singoli conci sono orientate parallelamente fra loro ed inclinate rispetto all'orizzontale di un angolo q ;
- 1. tutti i momenti sono nulli $M_i = 0$ con $i=1.....n$.

Sostanzialmente il metodo soddisfa tutte le equazioni della statica ed equivale al metodo di Morgenstern e Price quando la funzione $f(x) = 1$. Imponendo l'equilibrio dei momenti rispetto al centro dell'arco descritto dalla superficie di scivolamento si ha:

$$1) \quad \sum Q_i R \cos(\alpha - \theta) = 0$$

dove:

$$Q_i = \frac{\frac{c}{F_s} (W \cos \alpha - \gamma_w h \sec \alpha) \frac{\tan \alpha}{F_s} - W \sin \alpha}{\cos(\alpha - \theta) \left[\frac{F_s + \tan \phi \tan(\alpha - \theta)}{F_s} \right]}$$

forza d'interazione fra i conci;

R = raggio dell'arco di cerchio;

θ = angolo d'inclinazione della forza Q_i rispetto all'orizzontale.

Imponendo l'equilibrio delle forze orizzontali e verticali si ha rispettivamente:

$$\sum (Q_i \cos \theta) = 0$$

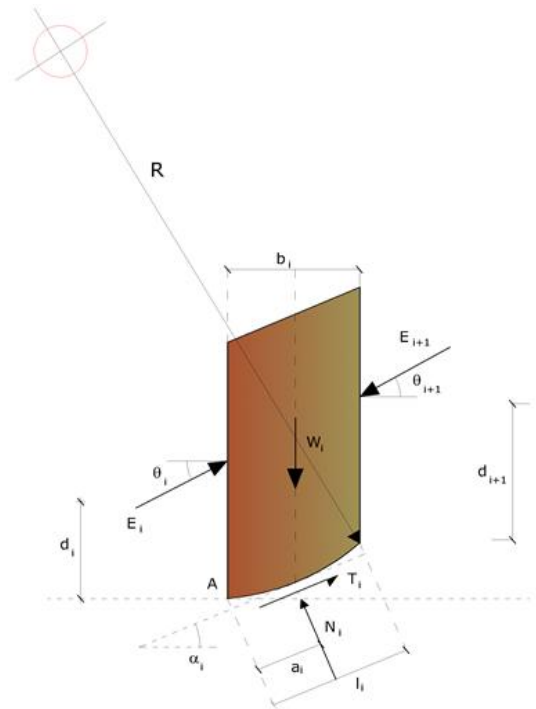
$$\sum (Q_i \sin \theta) = 0$$

Con l'assunzione delle forze Q_i parallele fra loro, si può anche scrivere:

$$2) \quad \sum Q_i = 0$$

Il metodo propone di calcolare due coefficienti di sicurezza: il primo (F_{sm}) ottenibile dalla 1), legato all'equilibrio dei momenti; il secondo (F_{sf}) dalla 2) legato all'equilibrio delle forze. In pratica si procede risolvendo la 1) e la 2) per un dato intervallo di valori dell'angolo θ , considerando come valore unico del coefficiente di sicurezza quello per cui si abbia:

$$F_{sm} = F_{sf}$$



Metodo di Morgenstern e Price (1965)

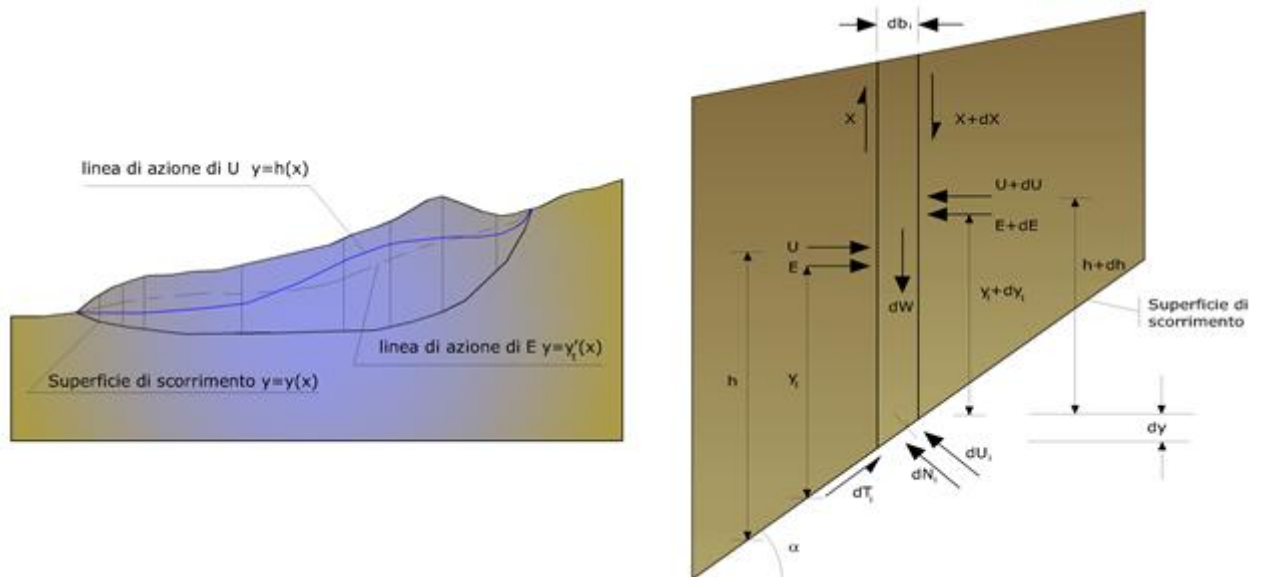
Si stabilisce una relazione tra le componenti delle forze di interfaccia del tipo $X = \lambda f(x)E$, dove λ è un fattore di scala e $f(x)$, funzione della posizione di E e di X , definisce una relazione tra la variazione della forza X e della forza E all'interno della massa scivolante. La funzione $f(x)$ è scelta arbitrariamente (costante, sinusoidale, semisinusoidale, trapezia, spezzata...) e influenza poco il risultato, ma va verificato che i valori ricavati per le incognite siano fisicamente accettabili.

La particolarità del metodo è che la massa viene suddivisa in strisce infinitesime alle quali vengono imposte le equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale e verticale e di rottura sulla base delle strisce stesse. Si perviene ad una prima equazione differenziale che lega le forze d'interfaccia incognite E , X , il coefficiente di sicurezza F_s , il peso della striscia infinitesima dW e la risultante delle pressioni neutra alla base dU .

Si ottiene la cosiddetta “**equazione delle forze**”:

$$c' \sec^2 \frac{\alpha}{F_s} + \operatorname{tg} \varphi' \left(\frac{dW}{dx} - \frac{dX}{dx} - \operatorname{tg} \alpha \frac{dE}{dx} - \sec \alpha \frac{dU}{dx} \right) =$$

$$= \frac{dE}{dx} - \operatorname{tg} \alpha \left(\frac{dX}{dx} - \frac{dW}{dx} \right)$$



Azioni sul concio i-esimo secondo le ipotesi di Morgenster e Price e rappresentazione d'insieme dell'ammasso

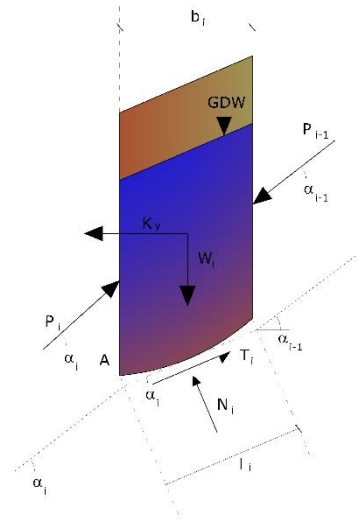
Una seconda equazione, detta “**equazione dei momenti**”, viene scritta imponendo la condizione di equilibrio alla rotazione rispetto alla mezzeria della base:

$$X = \frac{d(E_\gamma)}{dx} - \gamma \frac{dE}{dx}$$

queste due equazioni vengono estese per integrazione a tutta la massa interessata dallo scivolamento. Il metodo di calcolo soddisfa tutte le equazioni di equilibrio ed è applicabile a superfici di qualsiasi forma, ma implica necessariamente l’uso di un calcolatore.

Metodo di Zeng e Liang (2002)

Zeng e Liang hanno effettuato una serie di analisi parametriche su un modello bidimensionale sviluppato con codice agli elementi finiti, che riproduce il caso di pali immersi in un terreno in movimento (drilled shafts). Il modello bidimensionale riproduce un striscia di terreno di spessore unitario e ipotizza che il fenomeno avvenga in condizioni di deformazione piana nella direzione parallela all’asse dei pali. Il modello è stato utilizzato per indagare l’influenza sulla formazione dell’effetto arco di alcuni parametri come l’interasse fra i pali, il diametro e la forma dei pali, e le proprietà meccaniche del terreno. Gli autori individuano nel rapporto tra l’interasse e il diametro dei i pali (s/d) il parametro adimensionale determinante per la formazione dell’effetto arco. Il



problema risulta essere staticamente indeterminato, con grado di indeterminatezza pari a $(8n-4)$, ma nonostante ciò è possibile ottenere una soluzione riducendo il numero delle incognite e assumendo quindi delle ipotesi semplificative, in modo da rendere determinato il problema.

Le assunzioni che rendono il problema determinato sono:

- K_y sono assunte orizzontali per ridurre il numero totale delle incognite da $(n-1)$ a $(7n-3)$;
- Le forze normali alla base della striscia agiscono nel punto medio, riducendo le incognite da n a $(6n-3)$;
- La posizione delle spinte laterali è ad un terzo dell’altezza media dell’inter-striscia e riduce le incognite da $(n-1)$ a $(5n-2)$;
- Le forze (P_{i-1}) e P_i si assumono parallele all’inclinazione della base della striscia (α_i), riducendo il numero di incognite da $(n-1)$ a $(4n-1)$;
- Si assume un’unica costante di snervamento per tutte le strisce, riducendo le incognite da (n) a $(3n-1)$;

Il numero totale di incognite quindi è ridotto a $(3n)$, da calcolare utilizzando il fattore di trasferimento di carico. Inoltre si deve tener presente che la forza di stabilizzazione trasmessa sul terreno a valle dei pali risulta ridotta di una quantità R , chiamato fattore di riduzione, calcolabile come:

$$R = \frac{1}{s/d} + \left(1 - \frac{1}{s/d}\right) \cdot R_p$$

Il fattore R dipende quindi dal rapporto fra l'interasse presente fra i pali e il diametro dei pali stessi e dal fattore R_p che tiene conto dell'effetto arco.

Valutazione dell'azione sismica

La stabilità dei pendii nei confronti dell'azione sismica viene verificata con il metodo pseudo-statico. Per i terreni che sotto l'azione di un carico ciclico possono sviluppare pressioni interstiziali elevate viene considerato un aumento in percento delle pressioni neutre che tiene conto di questo fattore di perdita di resistenza.

Ai fini della valutazione dell'azione sismica vengono considerate le seguenti forze:

$$F_H = K_x W$$
$$F_V = K_y W$$

Essendo:

- **F_H** e **F_V** rispettivamente la componente orizzontale e verticale della forza d'inerzia applicata al baricentro del concio;
- **W** peso concio;
- **K_x** coefficiente sismico orizzontale;
- **K_y** coefficiente sismico verticale.

Ricerca della superficie di scorrimento critica

In presenza di mezzi omogenei non si hanno a disposizione metodi per individuare la superficie di scorrimento critica ed occorre esaminarne un numero elevato di potenziali superfici.

Nel caso vengano ipotizzate superfici di forma circolare, la ricerca diventa più semplice, in quanto dopo aver posizionato una maglia dei centri costituita da m righe e n colonne saranno esaminate tutte le superfici aventi per centro il generico nodo della maglia $m'n$ e raggio variabile in un determinato range di valori tale da esaminare superfici cinematicamente ammissibili.

Stabilizzazione di pendii con l'utilizzo di pali

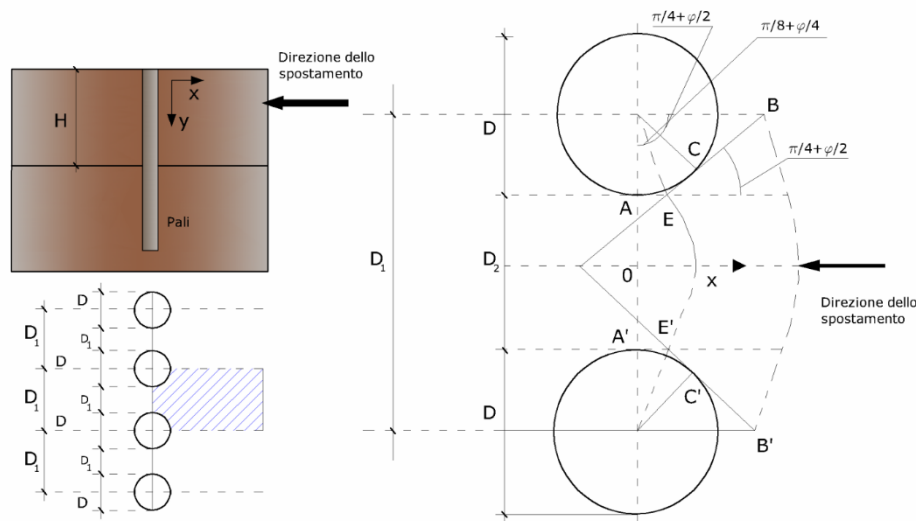
La realizzazione di una cortina di pali, su pendio, serve a fare aumentare la resistenza al taglio su determinate superfici di scorrimento. L'intervento può essere conseguente ad una stabilità già accertata, per la quale si conosce la superficie di scorrimento oppure, agendo preventivamente, viene progettato in relazione alle ipotetiche superfici di rottura che responsabilmente possono essere assunte come quelle più probabili. In ogni caso si opera considerando una massa di terreno in movimento su un ammasso stabile sul quale attestare, per una certa lunghezza, l'allineamento di pali.

Il terreno, nelle due zone, ha una influenza diversa sull'elemento monoassiale (palo): di tipo sollecitativi nella parte superiore (palo passivo – terreno attivo) e di tipo resistivo nella zona sottostante (palo attivo – terreno passivo). Da questa interferenza, fra “sbarramento” e massa in movimento, scaturiscono le azioni stabilizzanti che devono perseguire le seguenti finalità:

1. conferire al pendio un coefficiente di sicurezza maggiore di quello posseduto;
2. essere assorbite dal manufatto garantendone l'integrità (le tensioni interne, derivanti dalle sollecitazioni massime trasmesse sulle varie sezioni del singolo palo, devono risultare inferiori a quelle ammissibili del materiale) e risultare inferiori al carico limite sopportabile dal terreno, calcolato, lateralmente considerando l'interazione (palo–terreno).

Carico limite relativo all'interazione fra i pali ed il terreno laterale

Nei vari tipi di terreno che non hanno un comportamento omogeneo, le deformazioni in corrispondenza della zona di contatto non sono legate fra di loro. Quindi, non potendo associare al materiale un modello di comportamento perfettamente elastico (ipotesi che potrebbe essere assunta per i materiali lapidei poco fratturati), generalmente si procede imponendo che il movimento di massa sia nello stato iniziale e che il terreno in adiacenza ai pali sia nella fase massima consentita di plasticizzazione, oltre la quale si potrebbe verificare l'effetto indesiderato che il materiale possa defluire, attraverso la cortina di pali, nello spazio intercorrente fra un elemento e l'altro.



Imponendo inoltre che il carico assorbito dal terreno sia uguale a quello associato alla condizione limite ipotizzata e che fra due pali consecutivi, a seguito della spinta attiva, si instauri una sorta di effetto arco, gli autori T. Ito e T. Matsui (1975) hanno ricavato la relazione che permette di determinare il carico limite. A questa si è pervenuto facendo riferimento allo schema statico, disegnato nella figura precedente e alle ipotesi anzidette, che schematicamente si ribadiscono.

8. Sotto l'azione della spinta attiva del terreno si formano due superfici di scorrimento localizzate in corrispondenza delle linee AEB ed A'E'B';
9. Le direzioni EB ed E'B' formano con l'asse x rispettivamente angoli $+(45 + \phi/2)$ e $-(45 + \phi/2)$;
10. Il volume di terreno, compreso nella zona delimitata dai vertici AEBB'E'A' ha un comportamento plastico, e quindi è consentita l'applicazione del criterio di rottura di Mohr-coulomb;
11. La pressione attiva del terreno agisce sul piano A-A';
12. I pali sono dotati di elevata rigidità a flessione e taglio.

Detta espressione, riferita alla generica profondità Z, relativamente ad uno spessore di terreno unitario, è la seguente:

$$P(Z) = C \cdot D_1 (D_1/D_2)^{k_1} \left[\frac{1}{\left(N_\phi \tan \phi \right) \left(e^{k_2} - 2 \left(N_\phi \right)^{1/2} \tan \phi - 1 \right) + K_3} \right] - C \left[D_1 \cdot K_3 - D_2 / \left(N_\phi \right)^{1/2} \right] + \gamma Z / N_\phi \left[D_1 (D_1/D_2)^{k_1} \cdot e^{k_2} - D_2 \right]$$

dove i simboli utilizzati assumono il significato che segue:

C = coesione terreno;

ϕ = angolo di attrito terreno;

γ = peso specifico terreno;

D_1 = interasse tra i pali;

D_2 = spazio libero fra due pali consecutivi;

$N_\phi = \tan^2(\pi/4 + \phi/2)$

$$K_1 = (N_\phi)^{1/2} \tan \phi + N_\phi - 1$$

$$K_2 = (D_1 - D_2)/D_2 \cdot N_\phi \tan(\pi/8 + \phi/4)$$

$$K_3 = \left[2 \tan \phi + 2(N_\phi)^{1/2} + 1/(N_\phi)^{1/2} \right] / \left[(N_\phi)^{1/2} \tan \phi + N_\phi - 1 \right]$$

La forza totale, relativamente ad uno strato di terreno in movimento di spessore H, è stata ottenuta integrando l'espressione precedente.

In presenza di terreni granulari (condizione drenata), nei quali si può assumere $c = 0$, l'espressione diventa:

$$P = 1/2 \gamma \cdot H^2 / N_\phi \left[D_1 (D_1/D_2)^{K_1} \cdot e^{K_2} - D_2 \right]$$

Per terreni coesivi (condizioni non drenate), con $\phi = 0$ e $C \neq 0$, si ha:

$$P(z) = C \left[D_1 (3 \ln(D_1/D_2) + (D_1 - D_2)/D_2 \tan \pi/8) - 2(D_1 - D_2) \right] + \gamma \cdot Z(D_1 - D_2)$$

$$P = \int_0^H P(Z) dZ$$

$$P = C \cdot H \left[D_1 (3 \ln(D_1/D_2) + (D_1 - D_2)/D_2 \tan \pi/8) - 2(D_1 - D_2) \right] + 1/2 \gamma H^2 (D_1 - D_2)$$

Il dimensionamento della cortina di pali, che come già detto deve conferire al pendio un incremento del coefficiente di sicurezza e garantire l'integrità del meccanismo palo-terreno, è abbastanza problematica. Infatti tenuto conto della complessità dell'espressione del carico P, influenzata da diversi fattori legati sia alle caratteristiche meccaniche del terreno sia alla geometria del manufatto, non è facile con una sola elaborazione pervenire alla soluzione ottimale. Per raggiungere lo scopo è necessario pertanto eseguire diversi tentativi finalizzati:

13. A trovare, sul profilo topografico del pendio, la posizione che garantisca, a parità di altre condizioni, una distribuzione dei coefficienti di sicurezza più confortante;
14. A determinare la disposizione planimetrica dei pali, caratterizzata dal rapporto fra interasse e distanza fra i pali (D_2/D_1), che consenta di sfruttare al meglio la resistenza del

complesso palo-terreno; sperimentalmente è stato riscontrato che, escludendo i casi limiti ($D_2 = 0 \rightarrow \infty$ e $D_2 = D_1 \rightarrow$ valore minimo), i valori più idonei allo scopo sono quelli per i quali tale rapporto risulta compreso fra 0,60 e 0,80;

15. A valutare la possibilità di inserire più file di pali ed eventualmente, in caso affermativo, valutare, per le file successive, la posizione che dia più garanzie in termini di sicurezza e di spreco di materiali;
16. Ad adottare il tipo di vincolo più idoneo che consente di ottenere una distribuzione più regolare delle sollecitazioni; sperimentalmente è stato constatato che quello che assolve, in maniera più soddisfacente, allo scopo è il vincolo che impedisce le rotazioni alla testa del palo.

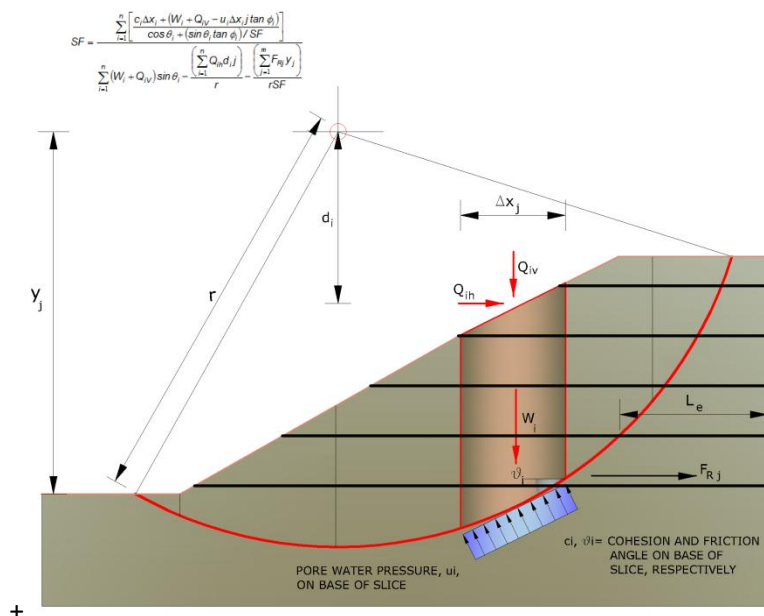
Metodo del carico limite di Broms

Nel caso in cui il palo sia caricato ortogonalmente all'asse, configurazione di carico presente se un palo inibisce il movimento di una massa in frana, la resistenza può essere affidata al suo carico limite orizzontale. Il problema di calcolo del carico limite orizzontale è stato affrontato da Broms sia per il mezzo puramente coesivo che per il mezzo incoerente, il metodo di calcolo seguito è basato su alcune ipotesi semplificative per quanto attiene alla reazione esercitata dal terreno per unità di lunghezza di palo in condizioni limite e porta in conto anche la resistenza a rottura del palo (*Momento di plasticizzazione*).

Elemento Rinforzo

I Rinforzi sono degli elementi orizzontali, la loro messa in opera conferisce al terreno un incremento della resistenza allo scorrimento.

Se l'elemento di rinforzo interseca la superficie di scorrimento, la forza resistente sviluppata dall'elemento entra nell'equazione di equilibrio del singolo concio, in caso contrario l'elemento di rinforzo non ne influenza la stabilità.



Le verifiche di natura interna hanno lo scopo di valutare il livello di stabilità dell'ammasso rinforzato, quelle calcolate sono la verifica a rottura dell'elemento di rinforzo per trazione e la verifica a sfilamento (*Pullout*). Il parametro che fornisce la resistenza a trazione del rinforzo, T_{Allow} , si calcola dalla resistenza nominale del materiale con cui è realizzato il rinforzo ridotto da opportuni coefficienti che tengono conto dell'aggressività del terreno, danneggiamento per effetto creep e danneggiamento per installazione.

L'altro parametro è la resistenza a sfilamento (*Pullout*) che viene calcolata attraverso la seguente relazione:

$$T_{Pullout} = 2 \cdot L_e \cdot \sigma'_v \cdot f_b \cdot \tan(\delta)$$

Per geosintetico a maglie chiuse:

$$f_b = \frac{\tan(\delta)}{\tan(\varphi)}$$

dove:

δ Rappresenta l'angolo di attrito tra terreno e rinforzo;

$T_{Pullout}$ Resistenza mobilitata da un rinforzo ancorato per una lunghezza L_e all'interno della parte stabile del terreno;

L_e Lunghezza di ancoraggio del rinforzo all'interno della parte stabile;

f_b Coefficiente di *Pullout*;

σ'_v Tensione verticale, calcolata alla profondità media del tratto di rinforzo ancorato al terreno.

Ai fini della verifica si sceglie il valore minimo tra T_{Allow} e $T_{Pullout}$, la verifica interna verrà soddisfatta se la forza trasmessa dal rinforzo generata a tergo del tratto rinforzato non supera il valore della T' .

Ancoraggi

Gli ancoraggi, tiranti o chiodi, sono degli elementi strutturali in grado di sostenere forze di trazione in virtù di un'adeguata connessione al terreno.

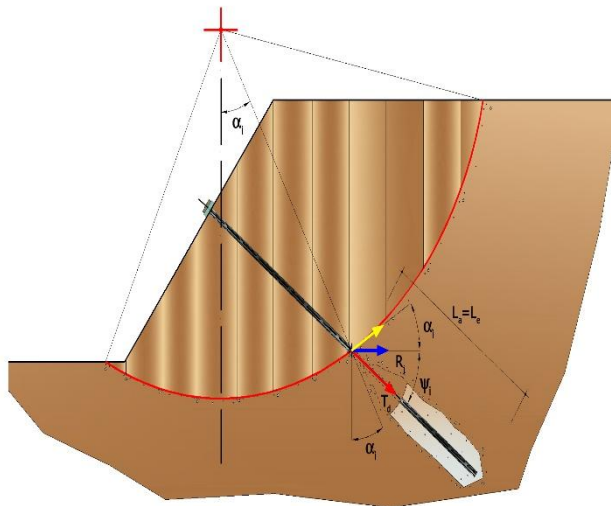
Gli elementi caratterizzanti un tirante sono:

- **testata:** indica l'insieme degli elementi che hanno la funzione di trasmettere alla struttura ancorata la forza di trazione del tirante;
- **fondazione:** indica la parte del tirante che realizza la connessione con il terreno, trasmettendo al terreno stesso la forza di trazione del tirante.

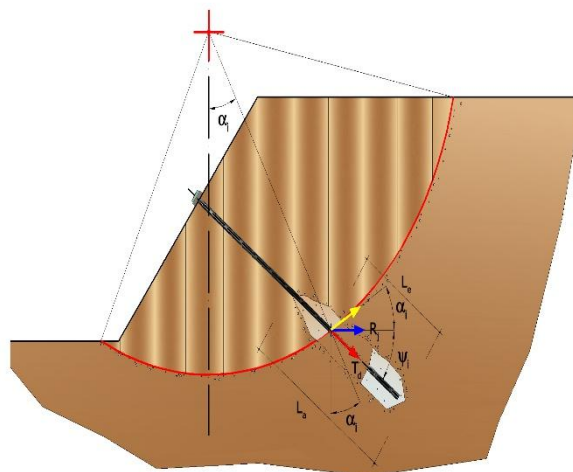
Il tratto compreso tra la testata e la fondazione prende il nome di parte libera, mentre la fondazione (o bulbo) viene

realizzata iniettando nel terreno, per un tratto terminale, tramite valvole a perdere, la malta, in genere cementizia. L'anima dell'ancoraggio è costituita da un'armatura, realizzata con barre, fili o trefoli.

Il tirante interviene nella stabilità in misura maggiore o minore efficacia a seconda se sarà totalmente o parzialmente (caso in cui è intercettato dalla superficie di scorrimento) ancorato alla parte stabile del terreno.



Bulbo completamente ancorato



Bulbo parzialmente ancorato

Le relazioni che esprimono la misura di sicurezza lungo una ipotetica superficie di scorrimento si modificheranno in presenza di ancoraggi (tirante attivo, passivo e chiodi) nel modo seguente:

- per i tiranti di *tipo attivo*, la loro resistenza si detrae dalle azioni (denominatore);

$$F_s = \frac{R_d}{E_d - \sum_{i,j} R_{i,j} \cdot \frac{1}{\cos \alpha_i}}$$

- per tiranti di *tipo passivo* e per *i chiodi*, il loro contributo si somma alle resistenze (numeratore)

$$F_s = \frac{R_d + \sum_{i,j} R_{i,j} \cdot \frac{1}{\cos \alpha_i}}{E_d}$$

Con R_j si indica la resistenza dell'ancoraggio e viene calcolata dalla seguente espressione:

$$R_j = T_d \cdot \cos \Psi_i \cdot \left(\frac{l}{i} \right) \cdot \left(\frac{L_e}{L_a} \right)$$

dove:

T_d tiro esercizio;

Ψ_i inclinazione del tirante rispetto all'orizzontale;

i interasse;

L_e lunghezza efficace;

L_a lunghezza d'ancoraggio.

I due indici (i, j) riportati in sommatoria rappresentano rispettivamente l'i-esimo concio e il j-esimo ancoraggio intercettato dalla superficie di scorrimento dell'i-esimo concio.

Analisi di stabilità dei pendii con: MORGENSTERN-PRICE (1965)

=====	
Lat./Long.	44,088276/10,137797
Calcolo eseguito secondo	NTC 2018
Numero di strati	1,0
Numero dei conci	10,0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1,3
Coefficiente parziale resistenza	1,0
Parametri geotecnici da usare. Angolo di attrito:	Picco

Analisi

Condizione drenata

Superficie di forma circolare

=====

Maglia dei Centri

=====

Ascissa vertice sinistro inferiore xi	-74,77 m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	595,12 m
Ascissa vertice destro superiore xs	233,11 m
Ordinata vertice destro superiore ys	760,46 m
Passo di ricerca	10,0
Numero di celle lungo x	5,0
Numero di celle lungo y	5,0

=====

Coefficienti sismici [N.T.C.]

=====

Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe I
Vita nominale:	50,0 [anni]
Vita di riferimento:	35,0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	A
Categoria topografica:	T4

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30,0	0,5	2,45	0,24
S.L.D.	35,0	0,53	2,46	0,24
S.L.V.	332,0	1,37	2,41	0,28

S.L.C.	682,0	1,78	2,39	0,29
--------	-------	------	------	------

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,7	0,2	0,0143	0,0071
S.L.D.	0,742	0,2	0,0151	0,0076
S.L.V.	1,918	0,27	0,0528	0,0264
S.L.C.	2,492	0,27	0,0686	0,0343

Coefficiente azione sismica orizzontale 0,0143

Coefficiente azione sismica verticale 0,0071

Vertici profilo

Nr	X (m)	y (m)
1	0,0	434,0
2	18,0	440,0
3	36,8	450,0
4	52,7	460,0
5	58,5	466,0
6	65,5	466,0
7	69,8	468,0
8	78,0	476,0
9	83,0	476,0
10	90,0	480,0
11	102,0	490,0
12	183,0	540,0
13	195,0	542,0
14	258,0	587,0
15	266,0	587,0

16	298,0	612,0
17	308,0	612,0

Coefficienti parziali azioni

=====

Sfavorevoli: Permanenti, variabili 1,0 0,0

Favorevoli: Permanenti, variabili 1,0 0,0

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

=====

Tangente angolo di resistenza al taglio 1,25

Coesione efficace 1,25

Coesione non drenata 1,4

Riduzione parametri geotecnici terreno No

Stratigrafia

Strato	Coesione (kg/cm ²)	Coesione non drenata (kg/cm ²)	Angolo resistenza al taglio (°)	Peso unità di volume (Kg/m ³)	Peso saturo (Kg/m ³)	Litologia	
1	0		38	2100	2100,00		

Risultati analisi pendio

=====

Fs minimo individuato 1,12

Ascissa centro superficie 140,74 m

Ordinata centro superficie 743,93 m

Raggio superficie 196,8 m

B: Larghezza del concio; Alfa: Angolo di inclinazione della base del concio; Li: Lunghezza della base del concio; Wi: Peso del concio; Ui: Forze derivanti dalle pressioni neutre; Ni: forze agenti normalmente alla direzione di scivolamento; Ti: forze agenti parallelamente alla superficie di scivolamento; Ei, Ei-1: Forze agenti normalmente alle facce del concio; Xi, Xi-1: Forze di tipo tagliante applicate sulle facce laterali.

xc = 17,593 yc = 611,653 Rc = 160,704 Fs=1,344

Lambda = 0,577

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)
1	11,66	10,5	11,86	66001,34
2	9,9	14,44	10,23	189239,2
3	7,2	17,61	7,55	118661,4
4	8,2	20,52	8,76	187083,5
5	12,0	24,43	13,18	283769,2
6	12,0	29,23	13,75	343383,1
7	14,5	34,83	17,66	451414,8
8	10,78	40,51	14,18	291729,8
9	10,78	45,8	15,46	214028,6
10	10,78	51,65	17,37	87487,23

Sforzi sui conci

Nr.	Xi (Kg)	Ei (Kg)	Xi-1 (Kg)	Ei-1 (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)	Ui (Kg)
1	16572,7	28734,48	0,0	0,0	54127,57	31465,75	0,0
2	51669,75	89587,29	16572,7	28734,48	165074,1	95961,84	0,0
3	68165,41	118188,2	51669,75	89587,29	106320,4	61806,76	0,0
4	86947,97	150754,2	68165,41	118188,2	169345,3	98444,77	0,0
5	102054,2	176946,2	86947,97	150754,2	255598,0	148585,7	0,0
6	102495,8	177711,8	102054,2	176946,2	299372,9	174033,2	0,0

Studio Tecnico di Geologia

Via Dante Alighieri n°6, 54100 Massa (MS)
 Tel. 0585284949 - mob. 3203081095
 Email: lucaangeli12@gmail.com PEC: dott.lucaangeli@pec.it

RELAZIONE GEOMECCANICA DI STABILITÀ

7	78510,43	136124,9	102495,8	177711,8	365399,8	212416,3	0,0
8	48353,55	83837,53	78510,43	136124,9	209613,3	121853,6	0,0
9	16888,66	29282,3	48353,55	83837,53	130908,1	76100,26	0,0
10	-0,04	-0,07	16888,66	29282,3	41193,12	23946,62	0,0

xc = 48,381 yc = 595,119 Rc = 118,019 Fs=1,232

Lambda = 0,637

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)
1	0,05	27,02	0,06	0,88
2	3,25	27,92	3,68	1195,61
3	1,65	29,27	1,89	1222,3
4	1,65	30,19	1,91	1487,09
5	1,65	31,13	1,93	1627,69
6	1,65	32,07	1,95	1640,28
7	1,65	33,02	1,97	1521,07
8	1,65	33,98	1,99	1265,81
9	1,65	34,96	2,02	869,74
10	1,65	35,94	2,04	327,99

Sforzi sui conci

Nr.	Xi (Kg)	Ei (Kg)	Xi-1 (Kg)	Ei-1 (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)	Ui (Kg)
1	0,05	0,07	0,0	0,0	0,77	0,49	0,0
2	51,45	80,83	0,05	0,07	1048,36	664,61	0,0
3	83,95	131,89	51,45	80,83	1061,9	673,19	0,0
4	107,28	168,55	83,95	131,89	1282,06	812,76	0,0
5	115,28	181,12	107,28	168,55	1390,86	881,74	0,0
6	105,96	166,47	115,28	181,12	1387,58	879,66	0,0
7	81,32	127,76	105,96	166,47	1272,2	806,51	0,0

Studio Tecnico di Geologia

Via Dante Alighieri n°6, 54100 Massa (MS)
 Tel. 0585284949 - mob. 3203081095
 Email: lucaangeli12@gmail.com PEC: dott.lucaangeli@pec.it

RELAZIONE GEOMECCANICA DI STABILITÀ

8	47,62	74,81	81,32	127,76	1045,33	662,69	0,0
9	15,48	24,31	47,62	74,81	708,19	448,96	0,0
10	0,0	0,0	15,48	24,31	262,95	166,7	0,0

xc = 79,169 yc = 611,653 Rc = 127,261 Fs=1,352

Lambda = 0,614

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)
1	5,27	9,13	5,34	19916,13
2	12,29	13,18	12,62	156325,3
3	8,78	18,1	9,24	177234,9
4	8,78	22,31	9,49	217611,1
5	8,78	26,66	9,82	243857,2
6	8,78	31,18	10,26	254420,5
7	8,78	35,94	10,84	247089,7
8	8,78	41,0	11,63	218621,6
9	8,78	46,49	12,75	163989,0
10	8,78	52,61	14,46	74727,72

Sforzi sui conci

Nr.	Xi (Kg)	Ei (Kg)	Xi-1 (Kg)	Ei-1 (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)	Ui (Kg)
1	5910,42	9628,8	0,0	0,0	15451,02	8931,03	0,0
2	40182,55	65462,29	5910,42	9628,8	132138,5	76379,02	0,0
3	64993,18	105881,8	40182,55	65462,29	157848,0	91239,66	0,0
4	82786,2	134868,8	64993,18	105881,8	196108,7	113355,2	0,0
5	89764,27	146237,0	82786,2	134868,8	216773,9	125300,2	0,0
6	84424,15	137537,3	89764,27	146237,0	217382,8	125652,1	0,0
7	67522,95	110003,1	84424,15	137537,3	196931,8	113831,0	0,0
8	42399,59	69074,13	67522,95	110003,1	156234,0	90306,77	0,0

Studio Tecnico di Geologia

Via Dante Alighieri n°6, 54100 Massa (MS)
 Tel. 0585284949 - mob. 3203081095
 Email: lucaangeli12@gmail.com PEC: dott.lucaangeli@pec.it

RELAZIONE GEOMECCANICA DI STABILITÀ

9	15829,85	25788,77	42399,59	69074,13	98912,68	57173,74	0,0
10	0,07	0,12	15829,85	25788,77	33966,47	19633,38	0,0

xc = 109,956 yc = 595,119 Rc = 102,319 Fs=1,539

Lambda = 0,534

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)
1	9,25	0,72	9,25	56365,0
2	9,25	5,92	9,3	156876,6
3	9,25	11,17	9,43	240841,2
4	9,25	16,51	9,65	307557,3
5	9,25	22,01	9,98	355782,8
6	9,25	27,73	10,45	383542,9
7	9,25	33,78	11,13	387751,6
8	11,62	41,22	15,45	449554,9
9	6,88	48,46	10,38	193941,9
10	9,25	56,0	16,54	85884,03

Sforzi sui conci

Nr.	Xi (Kg)	Ei (Kg)	Xi-1 (Kg)	Ei-1 (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)	Ui (Kg)
1	19652,61	36771,82	0,0	0,0	37564,35	19064,99	0,0
2	58894,17	110196,4	19652,61	36771,82	125457,4	63673,28	0,0
3	99748,53	186638,6	58894,17	110196,4	212015,7	107604,1	0,0
4	130823,2	244782,2	99748,53	186638,6	282450,0	143351,5	0,0
5	145186,1	271656,4	130823,2	244782,2	327048,9	165986,8	0,0
6	139341,0	260719,7	145186,1	271656,4	339435,6	172273,4	0,0
7	112945,5	211331,3	139341,0	260719,7	315998,3	160378,3	0,0
8	55594,32	104022,0	112945,5	211331,3	308722,9	156685,8	0,0
9	20331,64	38042,36	55594,32	104022,0	101452,4	51490,0	0,0

Studio Tecnico di Geologia

Via Dante Alighieri n°6, 54100 Massa (MS)
 Tel. 0585284949 - mob. 3203081095
 Email: lucaangeli12@gmail.com PEC: dott.lucaangeli@pec.it

RELAZIONE GEOMECCANICA DI STABILITÀ

10	0,04	0,07	20331,64	38042,36	27174,61	13791,9	0,0
----	------	------	----------	----------	----------	---------	-----

xc = 140,744 yc = 611,653 Rc = 83,802 Fs=1,387

Lambda = 0,605

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)
1	0,9	24,98	0,99	131,31
2	0,9	25,66	1,0	375,51
3	0,9	26,33	1,0	595,2
4	0,9	27,02	1,01	789,56
5	0,9	27,71	1,01	958,27
6	0,9	28,41	1,02	1100,76
7	0,9	29,1	1,03	1216,76
8	1,04	29,87	1,2	1519,38
9	0,76	30,58	0,88	882,64
10	0,9	31,23	1,05	375,86

Sforzi sui conci

Nr.	Xi (Kg)	Ei (Kg)	Xi-1 (Kg)	Ei-1 (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)	Ui (Kg)
1	5,29	8,74	0,0	0,0	117,97	66,45	0,0
2	17,47	28,86	5,29	8,74	336,3	189,43	0,0
3	32,19	53,17	17,47	28,86	531,04	299,13	0,0
4	45,6	75,31	32,19	53,17	701,34	395,06	0,0
5	54,63	90,23	45,6	75,31	846,97	477,09	0,0
6	56,64	93,54	54,63	90,23	967,39	544,92	0,0
7	49,82	82,28	56,64	93,54	1062,7	598,61	0,0
8	28,99	47,88	49,82	82,28	1316,96	741,83	0,0
9	10,41	17,2	28,99	47,88	759,22	427,66	0,0
10	0,0	0,0	10,41	17,2	320,87	180,74	0,0

xc = 171,532 yc = 595,119 Rc = 59,875 Fs=1,586

Lambda = 0,524

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)
1	4,43	5,94	4,46	10977,14
2	3,06	9,56	3,1	19141,66
3	5,81	13,91	5,98	42558,85
4	6,19	19,92	6,59	34685,54
5	2,67	24,48	2,94	13085,25
6	4,43	28,3	5,03	28922,59
7	4,43	33,24	5,3	33859,77
8	4,43	38,49	5,66	33548,43
9	4,43	44,16	6,18	26821,11
10	4,43	50,45	6,96	11724,25

Sforzi sui conci

Nr.	Xi (Kg)	Ei (Kg)	Xi-1 (Kg)	Ei-1 (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)	Ui (Kg)
1	2556,44	4875,83	0,0	0,0	8941,39	4405,96	0,0
2	5977,08	11399,92	2556,44	4875,83	16674,77	8216,66	0,0
3	11162,98	21290,84	5977,08	11399,92	38801,73	19119,94	0,0
4	13036,54	24864,22	11162,98	21290,84	32128,4	15831,59	0,0
5	13151,36	25083,23	13036,54	24864,22	11902,01	5864,83	0,0
6	12398,01	23646,38	13151,36	25083,23	25433,2	12532,46	0,0
7	10094,28	19252,54	12398,01	23646,38	27772,82	13685,33	0,0
8	6413,08	12231,49	10094,28	19252,54	24657,88	12150,42	0,0
9	2324,19	4432,86	6413,08	12231,49	16612,19	8185,82	0,0
10	0,0	0,0	2324,19	4432,86	5451,4	2686,23	0,0

xc = 202,32 yc = 611,653 Rc = 63,547 F_s=1,307

Lambda = 0,653

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)
1	5,73	3,71	5,74	23190,5
2	5,73	8,92	5,8	64852,14
3	5,73	14,2	5,91	100041,3
4	5,73	19,62	6,09	128380,2
5	5,73	25,22	6,34	149246,0
6	5,73	31,09	6,69	161667,1
7	5,73	37,37	7,21	164108,7
8	5,73	44,23	8,0	154026,3
9	5,73	52,05	9,32	126720,4
10	5,73	61,71	12,1	71388,56

Sforzi sui conci

Nr.	Xi (Kg)	Ei (Kg)	Xi-1 (Kg)	Ei-1 (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)	Ui (Kg)
1	11444,01	17526,86	0,0	0,0	13000,02	7773,79	0,0
2	33959,48	52009,99	11444,01	17526,86	47483,25	28394,16	0,0
3	57297,15	87752,34	33959,48	52009,99	83466,2	49911,35	0,0
4	75244,88	115239,9	57297,15	87752,34	113493,7	67867,28	0,0
5	84151,36	128880,4	75244,88	115239,9	132823,2	79425,98	0,0
6	82245,26	125961,1	84151,36	128880,4	138351,0	82731,5	0,0
7	69394,46	106279,8	82245,26	125961,1	128197,8	76660,05	0,0
8	47337,64	72499,05	69394,46	106279,8	101856,7	60908,56	0,0
9	20640,63	31611,77	47337,64	72499,05	61242,87	36622,18	0,0
10	-0,02	-0,03	20640,63	31611,77	15118,38	9040,53	0,0

xc = 233,108 yc = 595,119 Rc = 32,616 Fs=1,675

Lambda = 0,532

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)
1	3,96	-10,67	4,03	15388,95
2	3,96	-3,63	3,97	43029,63
3	3,96	3,33	3,97	66633,84
4	3,96	10,36	4,03	86204,92
5	3,96	17,55	4,15	101560,0
6	3,96	25,04	4,37	112279,0
7	3,96	33,02	4,72	117581,8
8	5,18	43,47	7,14	150503,2
9	2,74	53,82	4,64	64512,87
10	3,96	66,74	10,03	46221,14

Sforzi sui conci

Nr.	Xi (Kg)	Ei (Kg)	Xi-1 (Kg)	Ei-1 (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)	Ui (Kg)
1	9399,29	17653,63	0,0	0,0	2764,93	1289,52	0,0
2	26701,38	50150,2	9399,29	17653,63	23959,51	11174,34	0,0
3	44069,2	82770,21	26701,38	50150,2	51493,89	24015,94	0,0
4	57340,69	107696,6	44069,2	82770,21	76606,7	35728,16	0,0
5	64168,68	120520,8	57340,69	107696,6	94439,59	44045,14	0,0
6	63278,49	118848,9	64168,68	120520,8	101870,0	47510,54	0,0
7	54183,14	101766,1	63278,49	118848,9	96687,14	45093,36	0,0
8	30331,55	56968,34	54183,14	101766,1	95017,97	44314,89	0,0
9	15230,33	28605,42	30331,55	56968,34	23624,59	11018,13	0,0
10	0,0	0,01	15230,33	28605,42	-2493,75	-1163,05	0,0

xc = 17,593 yc = 644,721 Rc = 193,581 Fs=1,359

Lambda = 0,585

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)
1	11,86	8,67	12,0	72696,41
2	17,1	13,05	17,55	354531,3
3	12,38	17,57	12,99	360887,0
4	7,82	20,73	8,36	231567,7
5	12,0	23,91	13,13	435209,9
6	21,52	29,51	24,73	926176,6
7	13,78	35,69	16,97	582355,6
8	13,78	40,9	18,23	514207,0
9	13,78	46,56	20,04	379794,5
10	13,78	52,91	22,85	156862,7

Sforzi sui conci

Nr.	Xi (Kg)	Ei (Kg)	Xi-1 (Kg)	Ei-1 (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)	Ui (Kg)
1	20724,92	35429,37	0,0	0,0	57073,12	32805,27	0,0
2	93955,36	160617,2	20724,92	35429,37	303608,5	174512,3	0,0
3	143739,2	245723,1	93955,36	160617,2	323166,4	185754,0	0,0
4	165896,8	283601,6	143739,2	245723,1	209627,8	120492,8	0,0
5	190640,5	325901,1	165896,8	283601,6	392693,0	225717,5	0,0
6	186467,4	318767,1	190640,5	325901,1	805315,1	462890,0	0,0
7	148993,1	254704,6	186467,4	318767,1	464566,8	267030,1	0,0
8	92229,25	157666,5	148993,1	254704,6	366005,0	210377,3	0,0
9	32503,4	55564,77	92229,25	157666,5	225963,0	129882,1	0,0
10	-0,03	-0,05	32503,4	55564,77	68746,56	39515,09	0,0

xc = 48,381 yc = 628,187 Rc = 161,787 Fs=1,356

Lambda = 0,621

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)
1	0,53	7,51	0,53	97,73
2	20,2	11,26	20,6	275731,3
3	13,73	17,46	14,4	342804,9
4	11,49	22,2	12,41	391663,5
5	11,49	26,68	12,86	436889,4
6	11,49	31,34	13,45	454453,2
7	11,49	36,24	14,24	440312,3
8	11,49	41,48	15,33	388455,2
9	11,49	47,19	16,9	289403,8
10	11,49	53,62	19,37	126748,1

Sforzi sui conci

Nr.	Xi (Kg)	Ei (Kg)	Xi-1 (Kg)	Ei-1 (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)	Ui (Kg)
1	32,79	52,81	0,0	0,0	71,79	41,38	0,0
2	70828,39	114061,7	32,79	52,81	224399,3	129330,6	0,0
3	122409,9	197128,3	70828,39	114061,7	303580,6	174966,0	0,0
4	155033,9	249665,8	122409,9	197128,3	352726,2	203290,7	0,0
5	167235,0	269314,4	155033,9	249665,8	388263,0	223772,0	0,0
6	156506,6	252037,5	167235,0	269314,4	387708,5	223452,4	0,0
7	124453,8	200419,7	156506,6	252037,5	349249,8	201287,1	0,0
8	77423,24	124682,0	124453,8	200419,7	274469,9	158188,3	0,0
9	28188,32	45394,34	77423,24	124682,0	170306,0	98154,38	0,0
10	0,08	0,13	28188,32	45394,34	54428,74	31369,53	0,0

xc = 79,169 yc = 644,721 Rc = 160,121 Fs=1,437

Lambda = 0,579

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)
1	5,33	7,24	5,37	21313,25
2	17,42	11,38	17,77	279545,3
3	11,38	16,69	11,88	308988,4
4	11,38	20,99	12,18	384099,8
5	11,38	25,43	12,6	435431,3
6	11,38	30,03	13,14	460478,9
7	11,38	34,87	13,87	455658,3
8	6,7	38,89	8,6	251386,8
9	12,0	43,38	16,51	322416,7
10	15,43	50,7	24,37	150604,9

Sforzi sui conci

Nr.	Xi (Kg)	Ei (Kg)	Xi-1 (Kg)	Ei-1 (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)	Ui (Kg)
1	6019,98	10405,81	0,0	0,0	16593,89	9019,72	0,0
2	64376,59	111277,9	6019,98	10405,81	237900,1	129312,2	0,0
3	104420,4	180495,5	64376,59	111277,9	278327,1	151286,5	0,0
4	133032,5	229952,8	104420,4	180495,5	350190,3	190348,2	0,0
5	143498,5	248043,8	133032,5	229952,8	391688,1	212904,6	0,0
6	132799,5	229550,2	143498,5	248043,8	398198,1	216443,1	0,0
7	101546,7	175528,2	132799,5	229550,2	367556,5	199787,7	0,0
8	75451,89	130422,1	101546,7	175528,2	186805,8	101539,5	0,0
9	29945,56	51762,29	75451,89	130422,1	211879,3	115168,3	0,0
10	0,02	0,03	29945,56	51762,29	73314,47	39850,55	0,0

xc = 109,956 yc = 628,187 Rc = 125,387 Fs=1,477

Lambda = 0,552

Studio Tecnico di Geologia

Via Dante Alighieri n°6, 54100 Massa (MS)
 Tel. 0585284949 - mob. 3203081095
 Email: lucaangeli12@gmail.com PEC: dott.lucaangeli@pec.it

RELAZIONE GEOMECCANICA DI STABILITÀ

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)
1	8,62	8,43	8,71	37953,33
2	8,62	12,44	8,82	105509,8
3	8,62	16,51	8,99	161543,3
4	8,62	20,66	9,21	205399,6
5	8,62	24,94	9,5	236147,7
6	8,62	29,37	9,89	252487,8
7	7,28	33,63	8,75	214012,8
8	12,0	39,17	15,48	255717,6
9	6,57	44,82	9,26	71080,3
10	8,62	50,0	13,41	42279,92

Sforzi sui conci

Nr.	Xi (Kg)	Ei (Kg)	Xi-1 (Kg)	Ei-1 (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)	Ui (Kg)
1	8876,49	16093,17	0,0	0,0	31308,83	16565,29	0,0
2	27001,49	48953,98	8876,49	16093,17	92817,83	49109,27	0,0
3	45877,37	83176,15	27001,49	48953,98	146954,4	77752,55	0,0
4	59672,21	108186,4	45877,37	83176,15	188431,4	99697,76	0,0
5	64694,65	117292,1	59672,21	108186,4	213508,0	112965,6	0,0
6	59136,12	107214,4	64694,65	117292,1	219722,8	116253,8	0,0
7	46198,5	83758,36	59136,12	107214,4	175541,2	92877,63	0,0
8	18846,8	34169,45	46198,5	83758,36	187240,6	99067,7	0,0
9	8070,61	14632,11	18846,8	34169,45	43929,61	23242,85	0,0
10	0,02	0,03	8070,61	14632,11	20882,36	11048,71	0,0

xc = 140,744 yc = 644,721 Rc = 129,115 Fs=1,449

Lambda = 0,572

Nr.	B	Alfa	Li	Wi
-----	---	------	----	----

Studio Tecnico di Geologia

Via Dante Alighieri n°6, 54100 Massa (MS)
 Tel. 0585284949 - mob. 3203081095
 Email: lucaangeli12@gmail.com PEC: dott.lucaangeli@pec.it

RELAZIONE GEOMECCANICA DI STABILITÀ

	m	(°)	m	(Kg)
1	11,17	3,72	11,19	75194,69
2	11,17	8,71	11,3	208407,1
3	11,17	13,77	11,5	318101,7
4	5,96	17,72	6,26	205717,1
5	12,0	21,98	12,94	404132,1
6	15,55	28,79	17,74	524721,7
7	11,17	35,78	13,77	403295,1
8	11,17	42,19	15,07	378945,5
9	11,17	49,34	17,14	298120,2
10	11,17	57,8	20,96	133153,7

Sforzi sui conci

Nr.	Xi (Kg)	Ei (Kg)	Xi-1 (Kg)	Ei-1 (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)	Ui (Kg)
1	26072,78	45546,14	0,0	0,0	52437,49	28266,43	0,0
2	77718,53	135765,3	26072,78	45546,14	169630,6	91439,4	0,0
3	130579,2	228106,8	77718,53	135765,3	280709,8	151316,6	0,0
4	153582,7	268291,2	130579,2	228106,8	186773,2	100680,1	0,0
5	177745,6	310501,1	153582,7	268291,2	368654,8	198723,4	0,0
6	171049,9	298804,3	177745,6	310501,1	459760,2	247833,8	0,0
7	139669,8	243987,0	171049,9	298804,3	319521,1	172237,9	0,0
8	89721,78	156733,6	139669,8	243987,0	257554,5	138834,8	0,0
9	33603,78	58701,91	89721,78	156733,6	154591,8	83332,73	0,0
10	-0,11	-0,18	33603,78	58701,91	38073,86	20523,72	0,0

xc = 171,532 yc = 628,187 Rc = 101,053 Fs=1,483

Lambda = 0,56

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)
-----	--------	-------------	---------	------------

Studio Tecnico di Geologia

Via Dante Alighieri n°6, 54100 Massa (MS)
 Tel. 0585284949 - mob. 3203081095
 Email: lucaangeli12@gmail.com PEC: dott.lucaangeli@pec.it

RELAZIONE GEOMECCANICA DI STABILITÀ

1	10,1	-2,1	10,11	72794,51
2	10,12	3,64	10,14	202784,9
3	12,0	9,97	12,18	311097,9
4	8,19	15,84	8,51	240024,0
5	10,1	21,33	10,85	369628,0
6	10,1	27,64	11,41	425294,2
7	10,1	34,35	12,24	449927,3
8	10,1	41,66	13,52	436094,9
9	10,1	49,95	15,7	369954,3
10	10,1	60,18	20,32	208678,4

Sforzi sui conci

Nr.	Xi (Kg)	Ei (Kg)	Xi-1 (Kg)	Ei-1 (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)	Ui (Kg)
1	33954,5	60598,29	0,0	0,0	37143,27	19564,07	0,0
2	100259,1	178931,5	33954,5	60598,29	144969,4	76358,17	0,0
3	165973,7	296211,7	100259,1	178931,5	263390,6	138732,9	0,0
4	196267,8	350277,4	165973,7	296211,7	217225,6	114416,9	0,0
5	218258,2	389523,4	196267,8	350277,4	338618,3	178356,8	0,0
6	215400,9	384423,9	218258,2	389523,4	376762,8	198448,2	0,0
7	184529,1	329327,3	215400,9	384423,9	364864,6	192181,2	0,0
8	128038,5	228509,1	184529,1	329327,3	299169,8	157578,5	0,0
9	56358,98	100583,4	128038,5	228509,1	183873,3	96849,59	0,0
10	0,03	0,06	56358,98	100583,4	42690,09	22485,69	0,0

xc = 202,32 yc = 644,721 Rc = 83,684 Fs=1,211

Lambda = 0,649

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)
1	3,62	18,28	3,81	5442,15

Studio Tecnico di Geologia

Via Dante Alighieri n°6, 54100 Massa (MS)
 Tel. 0585284949 - mob. 3203081095
 Email: lucaangeli12@gmail.com PEC: dott.lucaangeli@pec.it

RELAZIONE GEOMECCANICA DI STABILITÀ

2	3,62	20,92	3,87	15276,48
3	3,62	23,59	3,94	23654,47
4	3,62	26,32	4,03	30491,79
5	3,62	29,12	4,14	35680,49
6	3,62	31,99	4,26	39088,96
7	3,62	34,96	4,41	40550,39
8	3,62	38,05	4,59	39854,43
9	2,32	40,66	3,06	24046,57
10	4,91	44,05	6,83	25497,02

Sforzi sui conci

Nr.	Xi (Kg)	Ei (Kg)	Xi-1 (Kg)	Ei-1 (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)	Ui (Kg)
1	1049,12	1615,34	0,0	0,0	4690,29	3024,87	0,0
2	3325,06	5119,61	1049,12	1615,34	13418,23	8653,73	0,0
3	5891,17	9070,65	3325,06	5119,61	20926,1	13495,72	0,0
4	8039,07	12377,78	5891,17	9070,65	26872,69	17330,81	0,0
5	9268,62	14270,94	8039,07	12377,78	30991,08	19986,86	0,0
6	9273,78	14278,88	9268,62	14270,94	33090,55	21340,86	0,0
7	7936,94	12220,54	9273,78	14278,88	33051,93	21315,95	0,0
8	5336,4	8216,48	7936,94	12220,54	30837,83	19888,03	0,0
9	3143,34	4839,82	5336,4	8216,48	17610,71	11357,55	0,0
10	-0,01	-0,01	3143,34	4839,82	17095,9	11025,54	0,0

xc = 233,108 yc = 628,187 Rc = 61,421 Fs=1,54

Lambda = 0,582

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)
1	6,06	-0,26	6,06	28683,09
2	6,06	5,41	6,09	80322,48

Studio Tecnico di Geologia

Via Dante Alighieri n°6, 54100 Massa (MS)
 Tel. 0585284949 - mob. 3203081095
 Email: lucaangeli12@gmail.com PEC: dott.lucaangeli@pec.it

RELAZIONE GEOMECCANICA DI STABILITÀ

3	6,06	11,13	6,18	124227,1
4	6,06	16,97	6,34	160051,4
5	3,96	21,92	4,27	119584,5
6	8,16	28,23	9,27	222358,7
7	6,06	36,06	7,5	140140,6
8	6,06	43,46	8,35	136462,9
9	6,06	51,94	9,83	112483,1
10	6,06	62,71	13,22	54446,11

Sforzi sui conci

Nr.	Xi (Kg)	Ei (Kg)	Xi-1 (Kg)	Ei-1 (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)	Ui (Kg)
1	11967,7	20552,78	0,0	0,0	16827,18	8536,99	0,0
2	35169,01	60397,64	11967,7	20552,78	61080,73	30988,3	0,0
3	58552,14	100554,8	35169,01	60397,64	107222,0	54397,3	0,0
4	75363,78	129426,3	58552,14	100554,8	145848,2	73993,66	0,0
5	80753,34	138682,1	75363,78	129426,3	109544,3	55575,5	0,0
6	75931,1	130400,6	80753,34	138682,1	196120,5	99498,49	0,0
7	62751,07	107765,8	75931,1	130400,6	110246,3	55931,66	0,0
8	41504,33	71277,64	62751,07	107765,8	88746,71	45024,18	0,0
9	16540,74	28406,3	41504,33	71277,64	50194,23	25465,21	0,0
10	-0,04	-0,06	16540,74	28406,3	6782,14	3440,8	0,0

xc = -13,195 yc = 661,255 Rc = 209,80 Fs=2,034

Lambda = 1,02

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)
1	0,79	19,29	0,83	446,92
2	0,79	19,51	0,84	1336,78
3	0,79	19,73	0,84	2220,83

4	0,46	19,91	0,48	1685,4
5	1,12	20,14	1,19	4021,95
6	0,79	20,43	0,84	2245,48
7	0,79	20,65	0,84	1756,98
8	0,79	20,88	0,84	1262,5
9	0,79	21,11	0,84	761,99
10	0,79	21,34	0,85	255,48

Sforzi sui conci

Nr.	Xi (Kg)	Ei (Kg)	Xi-1 (Kg)	Ei-1 (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)	Ui (Kg)
1	7,57	7,42	0,0	0,0	418,03	160,59	0,0
2	24,63	24,14	7,57	7,42	1252,1	480,99	0,0
3	43,61	42,76	24,63	24,14	2082,93	800,15	0,0
4	52,52	51,49	43,61	42,76	1582,29	607,83	0,0
5	56,63	55,52	52,52	51,49	3780,44	1452,25	0,0
6	47,46	46,53	56,63	55,52	2113,48	811,89	0,0
7	33,16	32,51	47,46	46,53	1655,33	635,89	0,0
8	17,65	17,3	33,16	32,51	1190,56	457,35	0,0
9	5,21	5,1	17,65	17,3	719,17	276,27	0,0
10	0,0	0,0	5,21	5,1	241,31	92,7	0,0

xc = 17,593 yc = 677,79 Rc = 208,697 Fs=1,234

Lambda = 0,646

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)
1	7,43	22,75	8,06	24661,71
2	6,01	24,76	6,61	45071,73
3	6,72	26,7	7,52	62568,05
4	6,72	28,79	7,67	71225,33

5	6,72	30,92	7,83	75345,68
6	6,72	33,09	8,02	74630,09
7	6,72	35,32	8,23	68721,13
8	6,72	37,62	8,48	57187,52
9	6,72	39,99	8,77	39506,15
10	6,72	42,44	9,1	15031,59

Sforzi sui conci

Nr.	Xi (Kg)	Ei (Kg)	Xi-1 (Kg)	Ei-1 (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)	Ui (Kg)
1	2787,87	4316,11	0,0	0,0	21866,28	13846,03	0,0
2	6599,44	10217,09	2787,87	4316,11	39958,1	25302,02	0,0
3	10273,64	15905,39	6599,44	10217,09	55162,92	34929,92	0,0
4	12585,34	19484,3	10273,64	15905,39	62071,81	39304,72	0,0
5	13117,57	20308,29	12585,34	19484,3	64512,03	40849,9	0,0
6	11803,31	18273,58	13117,57	20308,29	62375,21	39496,84	0,0
7	8936,75	13835,65	11803,31	18273,58	55672,02	35252,29	0,0
8	5196,05	8044,39	8936,75	13835,65	44547,86	28208,32	0,0
9	1686,22	2610,56	5196,05	8044,39	29318,56	18564,92	0,0
10	0,0	0,0	1686,22	2610,56	10509,5	6654,76	0,0

xc = 48,381 yc = 661,255 Rc = 194,855 Fs=1,42

Lambda = 0,594

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)
1	1,17	6,13	1,18	518,14
2	20,2	9,32	20,47	298376,9
3	21,16	15,56	21,96	679555,1
4	14,18	21,03	15,19	615449,1
5	14,18	25,57	15,72	694377,5

Studio Tecnico di Geologia

Via Dante Alighieri n°6, 54100 Massa (MS)
 Tel. 0585284949 - mob. 3203081095
 Email: lucaangeli12@gmail.com PEC: dott.lucaangeli@pec.it

RELAZIONE GEOMECCANICA DI STABILITÀ

6	14,18	30,3	16,42	731347,3
7	14,18	35,27	17,36	720421,3
8	15,14	40,76	19,98	693246,9
9	13,22	46,52	19,21	391296,6
10	14,18	52,8	23,45	144641,2

Sforzi sui conci

Nr.	Xi (Kg)	Ei (Kg)	Xi-1 (Kg)	Ei-1 (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)	Ui (Kg)
1	166,51	280,25	0,0	0,0	382,43	210,37	0,0
2	76987,81	129573,9	166,51	280,25	240972,0	132554,2	0,0
3	181606,0	305651,0	76987,81	129573,9	603139,3	331775,6	0,0
4	230724,0	388318,7	181606,0	305651,0	559199,8	307605,3	0,0
5	248972,1	419031,1	230724,0	388318,7	623313,1	342872,8	0,0
6	231683,2	389933,1	248972,1	419031,1	630903,3	347048,0	0,0
7	180262,4	303389,7	231683,2	389933,1	578444,9	318191,6	0,0
8	97068,78	163371,1	180262,4	303389,7	493956,1	271716,0	0,0
9	31428,41	52895,4	97068,78	163371,1	232075,5	127660,3	0,0
10	-0,02	-0,03	31428,41	52895,4	63293,52	34816,57	0,0

xc = 79,169 yc = 677,79 Rc = 186,408 Fs=1,416

Lambda = 0,589

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)
1	12,02	10,73	12,23	67487,58
2	12,02	14,51	12,42	186888,4
3	12,02	18,37	12,67	284696,7
4	12,02	22,31	12,99	359577,8
5	12,02	26,37	13,42	409702,3
6	15,07	31,14	17,61	543310,8

Studio Tecnico di Geologia

Via Dante Alighieri n°6, 54100 Massa (MS)
 Tel. 0585284949 - mob. 3203081095
 Email: lucaangeli12@gmail.com PEC: dott.lucaangeli@pec.it

RELAZIONE GEOMECCANICA DI STABILITÀ

7	12,0	36,13	14,86	348398,0
8	8,99	40,23	11,77	184850,9
9	12,02	44,63	16,89	194523,0
10	12,02	50,11	18,74	82429,61

Sforzi sui conci

Nr.	Xi (Kg)	Ei (Kg)	Xi-1 (Kg)	Ei-1 (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)	Ui (Kg)
1	15594,16	26458,32	0,0	0,0	56201,93	31017,61	0,0
2	47242,15	80154,9	15594,16	26458,32	164358,2	90708,59	0,0
3	79804,26	135402,4	47242,15	80154,9	257333,2	142021,1	0,0
4	102971,1	174709,2	79804,26	135402,4	326554,0	180223,8	0,0
5	110418,8	187345,5	102971,1	174709,2	366005,1	201996,7	0,0
6	93569,13	158757,0	110418,8	187345,5	463932,0	256042,1	0,0
7	66397,4	112655,2	93569,13	158757,0	275201,6	151882,6	0,0
8	45336,72	76921,98	66397,4	112655,2	133428,9	73638,84	0,0
9	16024,07	27187,74	45336,72	76921,98	123369,0	68086,82	0,0
10	-0,01	-0,02	16024,07	27187,74	41745,67	23039,26	0,0

xc = 109,956 yc = 661,255 Rc = 142,148 Fs=1,338

Lambda = 0,606

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)
1	1,14	26,67	1,27	159,45
2	1,14	27,19	1,28	455,64
3	1,14	27,7	1,28	720,8
4	1,14	28,22	1,29	954,96
5	1,14	28,74	1,3	1157,35
6	1,14	29,27	1,3	1327,72
7	1,14	29,8	1,31	1465,35

Studio Tecnico di Geologia

Via Dante Alighieri n°6, 54100 Massa (MS)
 Tel. 0585284949 - mob. 3203081095
 Email: lucaangeli12@gmail.com PEC: dott.lucaangeli@pec.it

RELAZIONE GEOMECCANICA DI STABILITÀ

8	1,14	30,32	1,32	1569,88
9	0,71	30,76	0,82	1014,32
10	1,57	31,29	1,83	1145,7

Sforzi sui conci

Nr.	Xi (Kg)	Ei (Kg)	Xi-1 (Kg)	Ei-1 (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)	Ui (Kg)
1	4,95	8,16	0,0	0,0	141,71	82,75	0,0
2	16,39	27,04	4,95	8,16	403,63	235,7	0,0
3	30,34	50,05	16,39	27,04	636,25	371,54	0,0
4	43,29	71,42	30,34	50,05	839,62	490,29	0,0
5	52,42	86,48	43,29	71,42	1013,25	591,68	0,0
6	55,29	91,21	52,42	86,48	1156,97	675,61	0,0
7	50,14	82,71	55,29	91,21	1270,48	741,89	0,0
8	35,86	59,15	50,14	82,71	1353,83	790,56	0,0
9	21,95	36,21	35,86	59,15	870,59	508,38	0,0
10	0,0	0,0	21,95	36,21	977,49	570,8	0,0

xc = 140,744 yc = 677,79 Rc = 156,942 Fs=1,402

Lambda = 0,567

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)
1	11,92	6,57	12,0	77812,48
2	11,92	10,97	12,14	216009,7
3	6,45	14,4	6,66	165566,9
4	12,0	17,92	12,61	316239,7
5	17,31	23,68	18,91	515358,9
6	11,92	29,64	13,71	432782,8
7	11,92	34,79	14,51	458189,1
8	11,92	40,29	15,63	442442,3

Studio Tecnico di Geologia

Via Dante Alighieri n°6, 54100 Massa (MS)
 Tel. 0585284949 - mob. 3203081095
 Email: lucaangeli12@gmail.com PEC: dott.lucaangeli@pec.it

RELAZIONE GEOMECCANICA DI STABILITÀ

9	9,93	45,75	14,22	319039,9
10	13,91	52,52	22,87	150094,6

Sforzi sui conci

Nr.	Xi (Kg)	Ei (Kg)	Xi-1 (Kg)	Ei-1 (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)	Ui (Kg)
1	23351,71	41155,62	0,0	0,0	59231,0	33009,18	0,0
2	70938,18	125023,2	23351,71	41155,62	182225,2	101553,3	0,0
3	98585,77	173750,0	70938,18	125023,2	146254,7	81507,11	0,0
4	136041,4	239762,7	98585,77	173750,0	286314,8	159562,0	0,0
5	161340,6	284350,7	136041,4	239762,7	467102,4	260314,1	0,0
6	155679,9	274374,1	161340,6	284350,7	375768,8	209414,3	0,0
7	127596,5	224879,2	155679,9	274374,1	370044,3	206224,0	0,0
8	79499,57	140112,0	127596,5	224879,2	317635,6	177016,9	0,0
9	30764,01	54219,25	79499,57	140112,0	193445,5	107806,3	0,0
10	0,01	0,02	30764,01	54219,25	65968,07	36763,71	0,0

xc = 171,532 yc = 661,255 Rc = 116,336 Fs=1,139

Lambda = 0,699

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)
1	5,44	19,02	5,75	11905,05
2	5,44	21,88	5,86	33110,7
3	5,44	24,8	5,99	50681,84
4	5,44	27,79	6,15	64370,35
5	5,44	30,86	6,33	73861,22
6	5,44	34,04	6,56	78757,19
7	5,44	37,33	6,84	78543,93
8	5,44	40,79	7,18	72541,92
9	5,44	44,43	7,61	59831,21

10	5,44	48,32	8,18	36103,35
----	------	-------	------	----------

Sforzi sui conci

Nr.	Xi (Kg)	Ei (Kg)	Xi-1 (Kg)	Ei-1 (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)	Ui (Kg)
1	2720,97	3892,98	0,0	0,0	9975,8	6845,74	0,0
2	8491,97	12149,74	2720,97	3892,98	28489,16	19550,24	0,0
3	14811,59	21191,43	8491,97	12149,74	44086,95	30253,98	0,0
4	19884,41	28449,28	14811,59	21191,43	55818,9	38304,85	0,0
5	22533,8	32239,85	19884,41	28449,28	62983,16	43221,21	0,0
6	22155,16	31698,12	22533,8	32239,85	65109,36	44680,28	0,0
7	18714,0	26774,73	22155,16	31698,12	61963,29	42521,34	0,0
8	12785,15	18292,14	18714,0	26774,73	53583,68	36770,96	0,0
9	5657,03	8093,7	12785,15	18292,14	40378,55	27709,15	0,0
10	-0,02	-0,03	5657,03	8093,7	21507,84	14759,42	0,0

xc = 202,32 yc = 677,79 Rc = 116,416 Fs=1,315

Lambda = 0,653

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)
1	7,3	13,25	7,5	27759,43
2	7,3	16,98	7,63	77514,69
3	7,3	20,78	7,81	119231,0
4	10,75	25,64	11,93	233848,0
5	3,85	29,67	4,43	83937,73
6	7,3	32,9	8,7	107161,0
7	7,3	37,3	9,18	110096,1
8	7,3	41,97	9,82	104958,7
9	7,3	47,03	10,71	82610,95
10	7,3	52,63	12,03	37841,51

Sforzi sui conci

Nr.	Xi (Kg)	Ei (Kg)	Xi-1 (Kg)	Ei-1 (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)	Ui (Kg)
1	6899,51	10569,5	0,0	0,0	22828,16	13563,16	0,0
2	20863,1	31960,63	6899,51	10569,5	67230,34	39944,35	0,0
3	35111,49	53788,04	20863,1	31960,63	106084,1	63029,01	0,0
4	47300,93	72461,29	35111,49	53788,04	207966,7	123561,7	0,0
5	47531,89	72815,11	47300,93	72461,29	72833,87	43273,63	0,0
6	43938,46	67310,26	47531,89	72815,11	89811,61	53360,82	0,0
7	35219,4	53953,34	43938,46	67310,26	86094,6	51152,39	0,0
8	22197,15	34004,29	35219,4	53953,34	73921,45	43919,81	0,0
9	8204,93	12569,3	22197,15	34004,29	49698,88	29528,17	0,0
10	-0,01	-0,01	8204,93	12569,3	17694,58	10513,09	0,0

xc = 17,593 yc = 710,858 Rc = 241,705 Fs=1,273

Lambda = 0,626

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)
1	11,51	19,0	12,17	69999,8
2	8,32	21,5	8,95	115427,8
3	9,92	23,85	10,84	175445,2
4	9,92	26,44	11,08	206022,4
5	9,92	29,1	11,35	224783,9
6	9,92	31,83	11,67	230827,3
7	9,92	34,64	12,05	223034,9
8	9,92	37,55	12,51	200001,4
9	9,92	40,59	13,06	159925,1
10	9,92	43,76	13,73	84494,64

Sforzi sui conci

Nr.	Xi (Kg)	Ei (Kg)	Xi-1 (Kg)	Ei-1 (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)	Ui (Kg)
1	10682,08	17052,84	0,0	0,0	61782,2	37911,24	0,0
2	24010,46	38330,25	10682,08	17052,84	102950,8	63173,45	0,0
3	38617,59	61649,04	24010,46	38330,25	156661,2	96131,55	0,0
4	48926,59	78106,3	38617,59	61649,04	182563,4	112025,9	0,0
5	53047,69	84685,21	48926,59	78106,3	195837,0	120170,9	0,0
6	50236,7	80197,77	53047,69	84685,21	195786,8	120140,1	0,0
7	40914,55	65315,9	50236,7	80197,77	182192,4	111798,2	0,0
8	26752,66	42707,89	40914,55	65315,9	155385,9	95349,02	0,0
9	10836,58	17299,49	26752,66	42707,89	116384,5	71416,69	0,0
10	-0,03	-0,05	10836,58	17299,49	56483,73	34659,95	0,0

xc = 48,381 yc = 694,324 Rc = 209,724 Fs=1,319

Lambda = 0,597

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)
1	8,54	17,34	8,95	24254,86
2	8,54	19,8	9,08	67346,28
3	8,54	22,31	9,23	102944,6
4	8,54	24,85	9,41	130661,4
5	8,54	27,45	9,62	150023,1
6	8,54	30,12	9,87	160450,9
7	8,54	32,85	10,17	161231,3
8	8,54	35,68	10,51	151476,2
9	8,07	38,52	10,31	123616,9
10	9,01	41,58	12,05	63608,55

Sforzi sui conci

Nr.	Xi (Kg)	Ei (Kg)	Xi-1 (Kg)	Ei-1 (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)	Ui (Kg)
1	3768,16	6314,73	0,0	0,0	21498,69	12732,21	0,0
2	11860,44	19875,88	3768,16	6314,73	60467,64	35810,87	0,0
3	20823,4	34896,11	11860,44	19875,88	92767,67	54939,97	0,0
4	28101,93	47093,57	20823,4	34896,11	117140,3	69374,2	0,0
5	31963,33	53564,55	28101,93	47093,57	132642,2	78554,95	0,0
6	31466,27	52731,57	31963,33	53564,55	138638,6	82106,2	0,0
7	26453,84	44331,69	31466,27	52731,57	134809,4	79838,41	0,0
8	17594,46	29485,02	26453,84	44331,69	121192,1	71773,8	0,0
9	7113,04	11920,12	17594,46	29485,02	93557,44	55407,7	0,0
10	-0,03	-0,05	7113,04	11920,12	44726,81	26488,64	0,0

xc = 79,169 yc = 710,858 Rc = 219,19 Fs=1,378

Lambda = 0,599

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)
1	15,23	9,51	15,44	113935,1
2	15,23	13,57	15,67	315179,6
3	15,23	17,71	15,99	479533,2
4	15,23	21,95	16,42	604681,4
5	14,36	26,18	16,0	646453,1
6	12,0	30,09	13,87	499687,2
7	19,33	34,99	23,59	720468,6
8	15,23	40,7	20,08	534009,7
9	15,23	46,2	22,0	421609,2
10	15,23	52,33	24,92	205910,4

Sforzi sui conci

Nr.	Xi	Ei	Xi-1	Ei-1	N'i	Ti	Ui
-----	----	----	------	------	-----	----	----

Studio Tecnico di Geologia

Via Dante Alighieri n°6, 54100 Massa (MS)
 Tel. 0585284949 - mob. 3203081095
 Email: lucaangeli12@gmail.com PEC: dott.lucaangeli@pec.it

RELAZIONE GEOMECCANICA DI STABILITÀ

	(Kg)	(Kg)	(Kg)	(Kg)	(Kg)	(Kg)	(Kg)
1	30826,9	51498,73	0,0	0,0	91000,73	51603,12	0,0
2	93259,7	155797,5	30826,9	51498,73	271282,2	153834,0	0,0
3	157910,9	263802,4	93259,7	155797,5	429232,7	243401,8	0,0
4	205224,6	342843,6	157910,9	263802,4	547270,6	310336,8	0,0
5	223293,3	373028,8	205224,6	342843,6	577261,9	327343,7	0,0
6	216257,5	361274,9	223293,3	373028,8	432040,0	244993,7	0,0
7	171363,6	286276,3	216257,5	361274,9	582342,8	330224,9	0,0
8	110567,2	184711,1	171363,6	286276,3	382641,9	216982,0	0,0
9	43062,56	71939,35	110567,2	184711,1	254875,8	144530,5	0,0
10	0,03	0,04	43062,56	71939,35	93753,37	53164,04	0,0

xc = 109,956 yc = 694,324 Rc = 188,043 Fs=1,379

Lambda = 0,594

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)
1	13,42	8,23	13,56	92914,3
2	13,42	12,39	13,74	257715,0
3	13,42	16,62	14,01	393481,5
4	12,6	20,8	13,48	465237,8
5	12,0	24,87	13,23	435939,7
6	15,67	29,64	18,03	552155,5
7	13,42	34,88	16,36	507391,8
8	13,42	40,04	17,53	488204,0
9	13,42	45,64	19,2	408356,7
10	13,42	51,88	21,75	248482,9

Sforzi sui conci

Nr.	Xi (Kg)	Ei (Kg)	Xi-1 (Kg)	Ei-1 (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)	Ui (Kg)
-----	------------	------------	--------------	--------------	-------------	------------	------------

Studio Tecnico di Geologia

Via Dante Alighieri n°6, 54100 Massa (MS)
 Tel. 0585284949 - mob. 3203081095
 Email: lucaangeli12@gmail.com PEC: dott.lucaangeli@pec.it

RELAZIONE GEOMECCANICA DI STABILITÀ

1	27183,07	45789,32	0,0	0,0	72069,33	40843,35	0,0
2	82733,98	139363,7	27183,07	45789,32	218527,9	123844,8	0,0
3	141372,1	238138,3	82733,98	139363,7	350174,5	198452,0	0,0
4	184063,1	310050,5	141372,1	238138,3	421262,4	238739,1	0,0
5	202540,5	341175,2	184063,1	310050,5	392016,8	222165,0	0,0
6	197309,7	332364,1	202540,5	341175,2	479615,3	271809,1	0,0
7	166378,4	280261,0	197309,7	332364,1	410635,2	232716,5	0,0
8	113900,5	191863,0	166378,4	280261,0	355212,3	201307,1	0,0
9	50776,66	85532,21	113900,5	191863,0	251453,6	142504,6	0,0
10	-0,08	-0,14	50776,66	85532,21	115723,3	65583,05	0,0

xc = 140,744 yc = 710,858 Rc = 175,201 Fs=1,166

Lambda = 0,676

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)
1	6,35	21,29	6,81	14213,84
2	6,35	23,54	6,92	39773,04
3	6,35	25,82	7,05	61348,91
4	6,35	28,15	7,2	78716,05
5	6,35	30,54	7,37	91604,29
6	6,35	32,98	7,57	99686,49
7	6,35	35,49	7,8	102568,8
8	6,35	38,09	8,07	99758,1
9	6,04	40,71	7,97	86522,07
10	6,66	43,51	9,18	45347,34

Sforzi sui conci

Nr.	Xi (Kg)	Ei (Kg)	Xi-1 (Kg)	Ei-1 (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)	Ui (Kg)
1	2370,41	3508,86	0,0	0,0	12329,46	8263,77	0,0

Studio Tecnico di Geologia

Via Dante Alighieri n°6, 54100 Massa (MS)
 Tel. 0585284949 - mob. 3203081095
 Email: lucaangeli12@gmail.com PEC: dott.lucaangeli@pec.it

RELAZIONE GEOMECCANICA DI STABILITÀ

2	7535,36	11154,4	2370,41	3508,86	34813,83	23333,84	0,0
3	13370,69	19792,29	7535,36	11154,4	53743,09	36021,1	0,0
4	18264,79	27036,89	13370,69	19792,29	68468,18	45890,54	0,0
5	21078,76	31202,34	18264,79	27036,89	78487,34	52605,84	0,0
6	21127,04	31273,8	21078,76	31202,34	83441,22	55926,16	0,0
7	18172,04	26899,61	21127,04	31273,8	83119,42	55710,47	0,0
8	12447,93	18426,35	18172,04	26899,61	77475,05	51927,36	0,0
9	5111,64	7566,63	12447,93	18426,35	63725,39	42711,7	0,0
10	0,02	0,03	5111,64	7566,63	31171,9	20892,85	0,0

xc = 171,532 yc = 694,324 Rc = 142,985 Fs=1,25

Lambda = 0,637

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)
1	4,63	20,74	4,95	7759,29
2	4,63	22,74	5,01	21936,86
3	4,63	24,76	5,09	34262,04
4	4,63	26,82	5,18	44644,95
5	4,63	28,92	5,28	52982,97
6	4,63	31,06	5,4	59151,75
7	4,63	33,25	5,53	63007,18
8	5,77	35,78	7,12	80365,96
9	3,48	38,09	4,42	38043,25
10	4,63	40,19	6,05	18622,47

Sforzi sui conci

Nr.	Xi (Kg)	Ei (Kg)	Xi-1 (Kg)	Ei-1 (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)	Ui (Kg)
1	1054,18	1654,75	0,0	0,0	6868,79	4292,46	0,0
2	3393,52	5326,83	1054,18	1654,75	19516,26	12196,16	0,0

Studio Tecnico di Geologia

Via Dante Alighieri n°6, 54100 Massa (MS)
 Tel. 0585284949 - mob. 3203081095
 Email: lucaangeli12@gmail.com PEC: dott.lucaangeli@pec.it

RELAZIONE GEOMECCANICA DI STABILITÀ

3	6092,4	9563,28	3393,52	5326,83	30451,19	19029,64	0,0
4	8417,04	13212,29	6092,4	9563,28	39408,67	24627,37	0,0
5	9813,57	15404,43	8417,04	13212,29	46176,97	28857,04	0,0
6	9900,24	15540,47	9813,57	15404,43	50590,71	31615,29	0,0
7	8466,45	13289,84	9900,24	15540,47	52537,98	32832,18	0,0
8	4494,47	7055,0	8466,45	13289,84	64563,73	40347,34	0,0
9	1730,55	2716,46	4494,47	7055,0	29315,07	18319,66	0,0
10	0,01	0,01	1730,55	2716,46	13723,46	8576,1	0,0

xc = -13,195 yc = 727,392 Rc = 275,859 Fs=1,302

Lambda = 0,618

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)
1	1,25	13,68	1,28	632,63
2	17,1	15,66	17,76	151971,0
3	23,33	20,09	24,84	378094,2
4	8,87	23,68	9,69	215317,0
5	18,91	26,89	21,21	577356,6
6	13,89	30,77	16,17	456287,6
7	13,89	34,19	16,8	448635,9
8	13,89	37,76	17,57	404832,4
9	13,89	41,51	18,55	319587,0
10	13,89	45,5	19,82	179847,2

Sforzi sui conci

Nr.	Xi (Kg)	Ei (Kg)	Xi-1 (Kg)	Ei-1 (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)	Ui (Kg)
1	144,73	234,32	0,0	0,0	531,71	319,17	0,0
2	29672,6	48041,64	144,73	234,32	131255,8	78788,15	0,0
3	77203,16	124996,3	29672,6	48041,64	337547,9	202617,9	0,0

Studio Tecnico di Geologia

Via Dante Alighieri n°6, 54100 Massa (MS)
 Tel. 0585284949 - mob. 3203081095
 Email: lucaangeli12@gmail.com PEC: dott.lucaangeli@pec.it

RELAZIONE GEOMECCANICA DI STABILITÀ

4	93764,91	151810,8	77203,16	124996,3	192957,1	115825,2	0,0
5	115294,5	186668,4	93764,91	151810,8	511435,8	306996,6	0,0
6	112286,4	181798,1	115294,5	186668,4	391605,5	235066,8	0,0
7	93300,91	151059,5	112286,4	181798,1	368556,8	221231,4	0,0
8	62056,6	100473,2	93300,91	151059,5	312501,2	187583,3	0,0
9	26353,81	42668,32	62056,6	100473,2	226399,7	135899,6	0,0
10	-0,05	-0,08	26353,81	42668,32	113159,8	67925,74	0,0

xc = 17,593 yc = 743,926 Rc = 292,575 Fs=1,398

Lambda = 0,618

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)
1	12,34	5,68	12,4	86398,95
2	17,1	8,59	17,29	408424,8
3	37,81	14,1	38,98	1519258,0
4	22,42	20,26	23,89	1457489,0
5	22,42	25,02	24,74	1669192,0
6	30,56	30,94	35,63	2423457,0
7	14,27	36,16	17,68	1005498,0
8	22,42	40,79	29,61	1385323,0
9	22,42	46,9	32,81	1128294,0
10	22,42	53,84	37,99	613610,3

Sforzi sui conci

Nr.	Xi (Kg)	Ei (Kg)	Xi-1 (Kg)	Ei-1 (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)	Ui (Kg)
1	30978,56	50132,73	0,0	0,0	60596,05	33870,39	0,0
2	150869,5	244152,7	30978,56	50132,73	316260,3	176774,9	0,0
3	441027,2	713716,0	150869,5	244152,7	1311628,0	733139,6	0,0
4	584896,1	946539,5	441027,2	713716,0	1315466,0	735284,6	0,0

Studio Tecnico di Geologia

Via Dante Alighieri n°6, 54100 Massa (MS)
 Tel. 0585284949 - mob. 3203081095
 Email: lucaangeli12@gmail.com PEC: dott.lucaangeli@pec.it

RELAZIONE GEOMECCANICA DI STABILITÀ

5	648978,7	1050245,0	584896,1	946539,5	1498968,0	837853,7	0,0
6	583172,9	943751,1	648978,7	1050245,0	2077347,0	1161141,0	0,0
7	503932,8	815516,4	583172,9	943751,1	797432,8	445728,0	0,0
8	336193,0	544062,4	503932,8	815516,4	993017,8	555051,0	0,0
9	140683,5	227668,6	336193,0	544062,4	667109,1	372883,1	0,0
10	-0,48	-0,78	140683,5	227668,6	256725,3	143497,5	0,0

xc = 48,381 yc = 727,392 Rc = 233,493 Fs=1,305

Lambda = 0,601

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)
1	5,31	22,72	5,76	6103,82
2	5,31	24,14	5,82	17017,42
3	5,31	25,57	5,89	26155,44
4	5,31	27,03	5,97	33453,87
5	5,31	28,5	6,05	38843,24
6	5,31	30,0	6,14	42243,3
7	5,31	31,51	6,23	43565,84
8	5,31	33,06	6,34	42709,72
9	4,61	34,52	5,6	34578,52
10	6,02	36,12	7,45	21858,98

Sforzi sui conci

Nr.	Xi (Kg)	Ei (Kg)	Xi-1 (Kg)	Ei-1 (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)	Ui (Kg)
1	524,17	872,3	0,0	0,0	5489,95	3285,86	0,0
2	1682,36	2799,71	524,17	872,3	15271,72	9140,45	0,0
3	3008,13	5006,02	1682,36	2799,71	23355,65	13978,86	0,0
4	4137,31	6885,16	3008,13	5006,02	29642,42	17741,63	0,0
5	4805,89	7997,79	4137,31	6885,16	34056,54	20383,58	0,0

Studio Tecnico di Geologia

Via Dante Alighieri n°6, 54100 Massa (MS)
 Tel. 0585284949 - mob. 3203081095
 Email: lucaangeli12@gmail.com PEC: dott.lucaangeli@pec.it

RELAZIONE GEOMECCANICA DI STABILITÀ

6	4847,09	8066,35	4805,89	7997,79	36541,41	21870,82	0,0
7	4195,16	6981,43	4847,09	8066,35	37067,27	22185,56	0,0
8	2885,23	4801,49	4195,16	6981,43	35626,34	21323,13	0,0
9	1323,55	2202,6	2885,23	4801,49	28225,6	16893,63	0,0
10	0,02	0,03	1323,55	2202,6	17369,03	10395,74	0,0

xc = 79,169 yc = 743,926 Rc = 237,695 Fs=1,314

Lambda = 0,607

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)
1	11,52	16,77	12,03	45939,38
2	11,52	19,7	12,24	126179,7
3	11,52	22,68	12,49	190219,3
4	6,45	25,04	7,12	127911,7
5	12,0	27,53	13,53	198374,6
6	16,11	31,44	18,88	226070,3
7	11,52	35,42	14,14	179996,7
8	11,52	38,91	14,8	167956,8
9	11,52	42,58	15,64	127157,2
10	11,52	46,48	16,73	52380,22

Sforzi sui conci

Nr.	Xi (Kg)	Ei (Kg)	Xi-1 (Kg)	Ei-1 (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)	Ui (Kg)
1	7754,07	12774,13	0,0	0,0	40369,82	24004,9	0,0
2	23578,41	38843,3	7754,07	12774,13	112919,5	67144,77	0,0
3	39781,24	65536,0	23578,41	38843,3	171050,4	101710,8	0,0
4	46897,96	77260,16	39781,24	65536,0	114450,5	68055,09	0,0
5	52142,6	85900,23	46897,96	77260,16	175188,8	104171,6	0,0
6	48511,56	79918,41	52142,6	85900,23	192541,8	114490,2	0,0

Studio Tecnico di Geologia

Via Dante Alighieri n°6, 54100 Massa (MS)
 Tel. 0585284949 - mob. 3203081095
 Email: lucaangeli12@gmail.com PEC: dott.lucaangeli@pec.it

RELAZIONE GEOMECCANICA DI STABILITÀ

7	38436,93	63321,38	48511,56	79918,41	144825,9	86117,09	0,0
8	23534,64	38771,2	38436,93	63321,38	126293,3	75097,12	0,0
9	8096,77	13338,7	23534,64	38771,2	87226,98	51867,34	0,0
10	-0,02	-0,04	8096,77	13338,7	31684,54	18840,42	0,0

xc = 109,956 yc = 727,392 Rc = 206,445 Fs=1,247

Lambda = 0,613

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)
1	9,77	16,49	10,19	33535,36
2	9,59	19,31	10,17	90370,21
3	12,0	22,52	12,99	108908,8
4	7,71	25,51	8,54	59669,05
5	9,77	28,24	11,09	112830,3
6	9,77	31,36	11,44	141256,6
7	9,77	34,6	11,87	154427,4
8	9,77	37,96	12,39	150566,1
9	9,77	41,49	13,04	127304,4
10	9,77	45,23	13,87	81400,93

Sforzi sui conci

Nr.	Xi (Kg)	Ei (Kg)	Xi-1 (Kg)	Ei-1 (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)	Ui (Kg)
1	6598,7	10771,24	0,0	0,0	28978,19	18149,13	0,0
2	20324,38	33176,04	6598,7	10771,24	79919,75	50054,0	0,0
3	31842,3	51977,04	20324,38	33176,04	97281,72	60927,86	0,0
4	35824,2	58476,8	31842,3	51977,04	53071,5	33238,86	0,0
5	39643,42	64711,03	35824,2	58476,8	98931,04	61960,83	0,0
6	39463,52	64417,36	39643,42	64711,03	120423,1	75421,41	0,0
7	34034,41	55555,3	39463,52	64417,36	126204,7	79042,4	0,0

Studio Tecnico di Geologia

Via Dante Alighieri n°6, 54100 Massa (MS)
 Tel. 0585284949 - mob. 3203081095
 Email: lucaangeli12@gmail.com PEC: dott.lucaangeli@pec.it

RELAZIONE GEOMECCANICA DI STABILITÀ

8	23758,92	38782,32	34034,41	55555,3	116007,8	72656,08	0,0
9	10901,46	17794,75	23758,92	38782,32	90552,19	56713,13	0,0
10	0,04	0,06	10901,46	17794,75	51955,65	32539,99	0,0

xc = 140,744 yc = 743,926 Rc = 196,804 Fs=1,12

Lambda = 0,715

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)
1	2,07	30,24	2,39	607,97
2	2,07	30,94	2,41	1714,41
3	2,07	31,65	2,43	2671,05
4	2,07	32,36	2,45	3474,7
5	2,07	33,07	2,47	4121,38
6	2,07	33,79	2,49	4607,62
7	2,07	34,52	2,51	4929,27
8	2,07	35,26	2,53	5082,26
9	2,07	35,99	2,56	5061,35
10	2,07	36,75	2,58	3377,36

Sforzi sui conci

Nr.	Xi (Kg)	Ei (Kg)	Xi-1 (Kg)	Ei-1 (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)	Ui (Kg)
1	31,17	43,57	0,0	0,0	519,59	362,29	0,0
2	102,36	143,06	31,17	43,57	1458,38	1016,88	0,0
3	187,47	262,01	102,36	143,06	2259,95	1575,79	0,0
4	265,05	370,44	187,47	262,01	2921,96	2037,39	0,0
5	318,22	444,75	265,05	370,44	3442,04	2400,02	0,0
6	334,6	467,65	318,22	444,75	3818,76	2662,7	0,0
7	306,85	428,86	334,6	467,65	4051,2	2824,77	0,0
8	231,6	323,69	306,85	428,86	4138,33	2885,53	0,0

Studio Tecnico di Geologia

Via Dante Alighieri n°6, 54100 Massa (MS)
 Tel. 0585284949 - mob. 3203081095
 Email: lucaangeli12@gmail.com PEC: dott.lucaangeli@pec.it

RELAZIONE GEOMECCANICA DI STABILITÀ

9	110,99	155,12	231,6	323,69	4080,08	2844,91	0,0
10	0,0	0,0	110,99	155,12	2692,7	1877,54	0,0

xc = 48,381 yc = 760,461 Rc = 268,948 Fs=1,341

Lambda = 0,609

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)
1	12,67	16,93	13,25	55029,18
2	12,67	19,77	13,47	151371,7
3	12,67	22,67	13,73	228629,4
4	12,67	25,63	14,06	285643,7
5	11,98	28,58	13,64	302800,0
6	12,0	31,54	14,08	246893,6
7	14,04	34,86	17,11	215111,1
8	12,67	38,4	16,17	184024,5
9	12,67	41,94	17,04	140441,4
10	12,67	45,69	18,14	58100,62

Sforzi sui conci

Nr.	Xi (Kg)	Ei (Kg)	Xi-1 (Kg)	Ei-1 (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)	Ui (Kg)
1	8771,0	14392,16	0,0	0,0	48589,09	28316,8	0,0
2	26608,33	43661,09	8771,0	14392,16	135841,5	79165,84	0,0
3	44707,15	73359,06	26608,33	43661,09	205947,8	120022,4	0,0
4	56925,59	93408,05	44707,15	73359,06	255252,6	148756,3	0,0
5	59689,95	97944,05	56925,59	93408,05	265456,6	154703,0	0,0
6	54168,51	88884,03	59689,95	97944,05	210045,8	122410,7	0,0
7	42203,38	69250,69	54168,51	88884,03	174606,7	101757,5	0,0
8	25817,81	42363,93	42203,38	69250,69	139741,8	81438,84	0,0
9	8871,27	14556,7	25817,81	42363,93	97885,63	57045,88	0,0

Studio Tecnico di Geologia

Via Dante Alighieri n°6, 54100 Massa (MS)
Tel. 0585284949 - mob. 3203081095
Email: lucaangeli12@gmail.com PEC: dott.lucaangeli@pec.it

RELAZIONE GEOMECCANICA DI STABILITÀ

10	0,03	0,04	8871,27	14556,7	36061,57	21015,99	0,0
----	------	------	---------	---------	----------	----------	-----

Massa, Giugno 2025

Il tecnico

Dott. Geol. Luca Angeli

