PROVINCIA DI MASSA CARRARA

COMUNE DI AULLA

PROGETTO DI VARIANTE PER LA PROSECUZIONE DELLA COLTIVAZIONE ED IL RECUPERO DEL SITO ESTRATTIVO UBICATO IN LOCALITÀ MONTE PORRO L.R. N. 78/98

RELAZIONE TECNICA

(SOLUZIONE MODIFICATA)

Il proponente:
MONTEPORRO S.r.l.

Gruppo di lavoro:

Dott. Geologo Vittorio D'ORIANO (Studio Tecnico di Geologia)
Dott. Geologo Marco FOLINI (Studio Tecnico di Geologia)
Dott. Forestale Luigi SANI (Studio Tecnico GIFOR)

Collaboratori:
Dott. Ing. Amb. Tommaso CANTINI
Dott. Geologo Giampaolo MARIANNELLI
Dott. Geologo Alessandro RONCONI

Firenze, ottobre 2010

PROGETTO DI VARIANTE PER LA PROSECUZIONE DELLA COLTIVAZIONE ED IL RECUPERO DEL SITO ESTRATTIVO UBICATO IN LOCALITÀ MONTE PORRO

INDICE

1	**PREMESSA**	
1.1	ASPETTI GENERALI	
1.2	UBICAZIONE E INFRASTRUTTURE DI SERVIZIO	
2	**ASPETTI NORMATIVI E PROCEDURALI**	
2.1	INQUADRAMENTO NORMATIVO	
2.2	ASPETTI PROCEDURALI	
3	**INQUADRAMENTO GEOLOGICO – AMBIENTALE**	
3.1	OROGRAFIA E MORFOLOGIA	
3.2	IDROGRAFIA E IDROGEOLOGIA	
3.3	GEOLOGIA GENERALE	
3.4	GEOLOGIA LOCALE	
3.5	ASPETTI AMBIENTALI	
4	**PROGETTO DI COLTIVAZIONE**	
4.1	GENERALITA’	
4.2	OPERE PRELIMINARI	
4.3	MODALITÀ DI ESTRAZIONE E CICLO PRODUTTIVO	
4.4	RIEPILOGO	
4.5	REGIMAZIONE DELLE ACQUE	
4.6	VOLUMI DI SCAVO	
4.7	STABILITÀ DEL PENDIO IN FASE DI SCAVO	
4.8	ORGANIZZAZIONE DEL CANTIERE E MACCHINE OPERATRICI	
4.9	PREVENZIONE INFORTUNI	
5	**PROGETTO DI RECUPERO AMBIENTALE**	
5.1	PIANO DI RIMODELLAMENTO	
5.2	PIANO DEI RINVERDIMENTI	
5.3	ANALISI PREZZI E COMPUTO METRICO	

PROGETTO DI VARIANTE PER LA PROSECUZIONE DELLA COLTIVAZIONE ED IL RECUPERO DEL SITO ESTRATTIVO UBICATO IN LOCALITÀ MONTEPORRO

RELAZIONE TECNICA
(SOLUZIONE MODIFICATA)

1 PREMESSA

Le presenti variazioni costituiscono un'integrazione a quanto già presentato e depositato relativamente al Progetto di Variante per la prosecuzione dell'attività estrattiva in località Monteporro e riguardano esclusivamente una diminuzione della pendenza del fronte di scavo con relative nuove analisi di stabilità dell'ammasso roccioso e del ritombamento che dovrà essere effettuato in fase di recupero ed un nuovo computo volumetrico del materiale da estrarre.

Tale opzione deriva da precise scelte organizzative e logistiche dell'azienda, anche al fine di evitare qualsiasi problematica legata a problemi d'instabilità a piccola o grande scala, o legata alla semplice attività lavorativa (movimentazione materiali, circolazione dei mezzi, etc.).

Escludendo quindi i paragrafi riguardanti i volumi di scavo, le analisi di stabilità ed i relativi elaborati grafici, oggetto di cambiamento, tutto il resto rimarrà assolutamente invariato e per rendere più semplice ed agevole la complessiva lettura del progetto di variante, **in questa sede verranno riportati esclusivamente i paragrafi oggetto di variazione**, lasciando del tutto inalterati e validi quelli non soggetti ad alcuna variazione, già descritti nel precedente Piano di Coltivazione.

1.1 ASPETTI GENERALI

Nessuna variazione

1.2 UBICAZIONE E INFRASTRUTTURE DI SERVIZIO

Nessuna variazione

2 ASPETTI NORMATIVI E PROCEDURALI

2.1 INQUADRAMENTO NORMATIVO

Nessuna variazione

2.2 ASPETTI PROCEDURALI

Nessuna variazione

3 INQUADRAMENTO GEOLOGICO - AMBIENTALE

Nessuna variazione

3.1 OROGRAFIA E MORFOLOGIA

Nessuna variazione

3.2 IDROGRAFIA E IDROGEOLOGIA
Nessuna variazione

3.3 GEOLOGIA GENERALE
Nessuna variazione

3.4 GEOLOGIA LOCALE
Nessuna variazione

3.4.1 CARATTERISTICHE FISICO-MECCANICHE DELLA ROCCIA
Nessuna variazione – Integrazioni al paragrafo successivo

3.4.2 RIFERIMENTI ALLE INDAGINI EFFETTUATE
Allo scopo di approfondire le caratteristiche stratigrafiche dell'area, la variazione del grado di fratturazione dell'ammasso roccioso e le principali caratteristiche geomeccaniche del materiale oggetto di coltivazione, si è provveduto ad eseguire un'indagine aggiuntiva a quanto già realizzato e a quanto già prodotto e riportato nelle precedenti note.

In particolare è stata eseguita un'indagine geofisica tramite sismica a rifrazione ed una serie di stendimenti diagnostici volti ad avere indicazioni sulla tipologia e sui principali sistemi di fratturazione, al fine di poter effettuare una specifica classificazione dell'ammasso roccioso.

Stendimenti sismici

Nell'agosto 2010 la Georisorse Italia, ha eseguito una indagine geofisica, mediante la tecnica della sismica a rifrazione sull'intera area oggetto d'intervento con lo scopo di ricostruire le variazioni delle velocità sismiche con la profondità, al fine di ottenere delle informazioni sulle caratteristiche di compattezza della formazione litoide nel sottosuolo.

I profili eseguiti hanno permesso di avere un stratigrafia del sottosuolo in termini di velocità di propagazione delle onde sismiche di compressione, finalizzata proprio alla valutazione della profondità a cui si può raggiungere un buon livello di compattezza; l'interpretazione tomografica, inoltre, ha consentito di evidenziare variazioni di velocità sismica che possono essere interpretate come l'evidenza di zone con materiale più o meno compatto.

I profili sismici a rifrazione si eseguono disponendo sul terreno una serie di sensori (*geofoni*), posti ad intervallo costante, collegati ad un sismografo mediante un cavo multipolare. Dopo l'allestimento del dispositivo di ricezione si provvede a generare artificialmente vibrazioni impulsive in corrispondenza di punti prestabiliti lungo i profili: nello stesso istante di partenza della vibrazione viene trasmesso al sismografo il comando di avvio della registrazione (*trigger).* Da questo istante inizia l'acquisizione digitale, con campionamento ad intervallo costante e predeterminato, dei segnali ricevuti dai sensori.

Nella presente indagine è stato utilizzato il sismografo digitale OYO McSeis SX, 24 geofoni verticali Mark-Products a 10 Hz e n. 2 cavi sismici multipolari con take-out a cadenza di 5 m. Per la generazione delle onde di pressione è stata utilizzata una mazza da 11 kg battente su una piastra in PVC. Il sistema si è dimostrato sufficiente a fornire l'energia necessaria alle indagini. I tiri sismici sono stati effettuati lungo tutto il profilo, con cadenza pari a 3 geofoni ed esternamente oltre i limiti degli stessi.

L'acquisizione dei dati è stata effettuata con registrazioni di 2048 campioni per traccia di ogni singolo canale distribuiti su 409.6 millisecondi con un intervallo di campionamento di 200 microsecondi.

Per quanto riguarda la tecnica d'interpretazione, l'elaborazione dei dati, l'elaborazione tomografica, si rimanda alla specifica relazione allegata alle presenti note e si riportano le note conclusive e le considerazioni principali sui risultati ottenuti. In particolare, dai 5

stendimenti sono state ricavate 5 tomografie sismiche con relative sezioni stratigrafiche interpretative che evidenziano la seguente modellazione sismica del sottosuolo:

- PRIMO SISMOSTRATO – Si tratta dello strato superficiale allentato derivante anche dal locale accumulo di detrito e materiali di riporto. E' caratterizzato da velocità sismiche inferiori a 800-1.000 m/sec circa e lo spessore risulta molto variabile da zona a zona;
- SISMOSTRATO INTERMEDIO – E' un livello più profondo in cui sono evidenti fenomeni di allentamento della formazione presente e che presenta variazioni di velocità da 1.000 a 1.500 m/sec; subito a ridosso della roccia compatta, presenta anch'esso spessori abbastanza variabili.
- SUBSTRATO SISMICO – E' il livello corrispondente alla roccia compatta in cui le velocità sono proprio caratteristiche dell'ammasso roccioso sano (>1.600 m/sec).

Per quanto riguarda gli obiettivi della presente indagine si ritiene che l'informazione di maggior attinenza sia rappresentata proprio dall'individuazione di uno strato superficiale allentato che, unito a quello intermedio, può portare talvolta a porzioni di materiale più o meno fratturato variabili dai 4-5 metri ai 10-12 metri di spessore e quindi ad una situazione di doverosa attenzione in fase di scavo, soprattutto in corrispondenza di contesti molto acclivi.

Si rimanda alla specifica relazione sismica per quanto concerne gli specifici spessori da dover considerare per ogni singolo stendimento effettuato.

Stazioni di misura delle discontinuità

Per la descrizione quantitativa delle discontinuità sono stati usati i metodi proposti dall'ISRM (1978). Il rilevamento delle proprietà geomeccaniche delle discontinuità è stato eseguito con il metodo dello stendimento (*scanline survey*): in ogni sito sono state considerate le discontinuità intersecanti una linea di stendimento della lunghezza variabile fra 10 e 20 m (vedi foto). La localizzazione delle stazioni di rilevamento è visibile nella successiva figura.

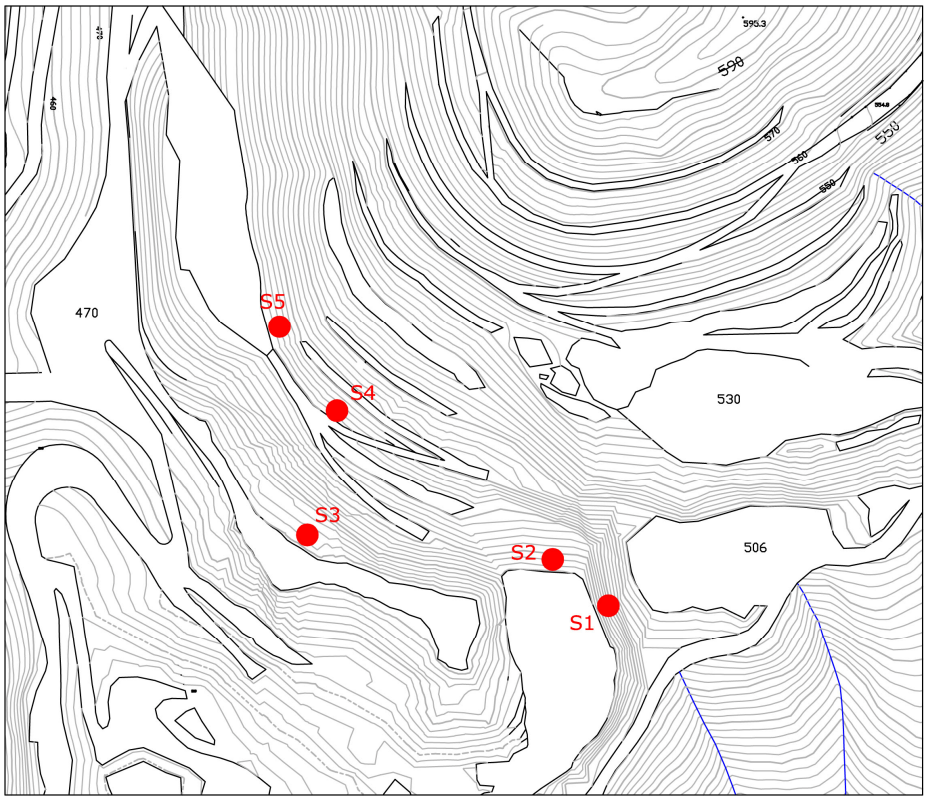


Stendimento n°5 - Visione laterale



Stendimento n°5 –Visione frontale dell'intera parete

Per ogni stendimento è stata realizzata, direttamente in campagna, una scheda di caratterizzazione geomeccanica delle discontinuità, analizzandone le varie caratteristiche e misurandone la resistenza a compressione uniassiale tramite martello di Schmidt. Sono state inoltre rilevate le principali proprietà di alcune discontinuità principali che ricadevano fuori dalle linee di stendimento.



Localizzazione degli stendimenti

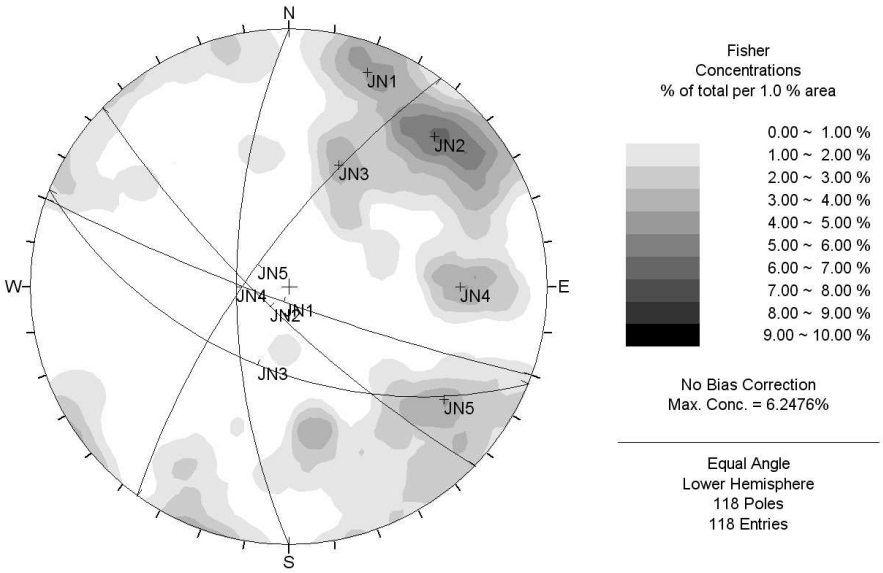
Le stazioni sono state posizionate in modo tale da avere indicazioni su tutte le direzioni del fronte di attività, che tende a ruotare da Sud-Ovest verso Sud-Est.

Famiglie di discontinuità

Per famiglia di discontinuità si intende l'insieme di discontinuità con simile orientazione (sub-parallele), generalmente dello stesso tipo e, presumibilmente, originate dallo stesso meccanismo genetico. Per ogni discontinuità, oltre alla misurazione della giacitura, sono state rilevate le caratteristiche più importanti, secondo quanto definito dalle raccomandazioni dell'ISRM ed in particolare:

- *giacitura* – definisce la posizione della frattura nello spazio attraverso il rilevamento della direzione di immersione (azimut), e dall'inclinazione della linea di massima pendenza del piano di discontinuità
- *spaziatura* – distanza tra discontinuità adiacenti misurata in direzione perpendicolare alle fratture stesse
- *persistenza* intesa come continuità, definisce la lunghezza della frattura così come è rilevabile nell'affioramento
- *rugosità* o *scabrezza* delle superfici di una discontinuità
- *apertura* – rappresenta la distanza tra i lembi di una discontinuità in cui non è presente riempimento di alcun tipo
- *riempimento* – materiale presente tra i lembi di una discontinuità (ad esempio sabbia, milonite o vene di calcite)
- *presenza di acqua* intesa come flusso vero e proprio di acqua dalla frattura o semplice presenza di umidità
- *grado di alterazione*

Per il riconoscimento delle famiglie, i dati di orientazione delle discontinuità sono stati rappresentati in proiezione stereografica (emisfero inferiore), secondo diagrammi di isodensità dei poli (Fig.3).



Stereogramma che illustra le isolinee di densità e i piani modali delle famiglie di discontinuità rilevate.

In particolare si possono distinguere le seguenti misure principali:

famiglia	***dip direction***	***dip***
JN1	200	80
JN2	225	80
JN3	200	55
JN4	270	65
JN5	305	70

I risultati ottenuti evidenziano, nel complesso, una fratturazione abbastanza intensa, in cui si possono riconoscere più sistemi caratterizzati da una distribuzione omogenea nell'ammasso; in particolare si osserva la netta prevalenza di tre sistemi di discontinuità immergenti verso i quadranti sud-occidentali e la presenza di due set di joint, le cui immersioni sono rispettivamente a Ovest e a Nord-Ovest. Le caratteristiche litologiche peculiari dell'ammasso, costituito da basalti a pillow lavas, possono condurre a fenomeni di rifrazione delle discontinuità con la conseguente variazione locale della giacitura.

3.4.3 PROPRIETÀ MECCANICHE DELLE DISCONTINUITÀ

Una superficie naturale di discontinuità in roccia non è mai perfettamente liscia, ma presenta ondulazioni e asperità che ne influenzano la resistenza al taglio. La resistenza al taglio della discontinuità è legata alla rugosità superficiale, alla resistenza a compressione uniassiale delle pareti ed alla tensione normale che agisce sul piano della discontinuità; le prove eseguite con il martello di Schmidt hanno permesso di valutare in situ ed in maniera speditiva la resistenza a compressione uniassiale.

E' stata applicata la seguente relazione:

$$\log_{10}(JCS) = 0.00088\gamma R_{corr}+1.01$$

dove R_{corr} è il coefficiente di rimbalzo misurato con lo sclerometro di Schmidt, corretto secondo la direzione verticale, e γ il peso di volume dell'ammasso espresso in kN/m^3.

Come evidenziato in tabella esiste una certa variabilità del JCS calcolato in base ai risultati delle prove sclerometriche lungo i 5 stendimenti:

	S1	**S2**	**S3**	**S4**	**S5**
JCS (MPa)	38,9	75	60	61	75

Ciò sta ad indicare una certa variabilità nello stato tensionale dell'ammasso roccioso in esame, dipendente dal diverso grado di fratturazione.

3.4.4 CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA DELL'AMMASSO ROCCIOSO

La specifica caratterizzazione dell'ammasso roccioso ai fini geomeccanici è stata eseguita analizzando i dati derivanti dalle caratteristiche riscontrate per ogni set di discontinuità. La roccia in esame è caratterizzata da una resistenza a compressione buona, cosa che non risulta evidente ad un primo esame macroscopico; in effetti, la parte più esterna del substrato alterato è piuttosto frantumata, ma campioni di roccia intatta mostrano invece buone caratteristiche geomeccaniche.

La classificazione dell'ammasso roccioso ha una validità di descrizione per quelle che sono le caratteristiche dell'ammasso roccioso inteso nel senso più stretto del termine, vale a dire come insieme di roccia e discontinuità. Queste metodologie oltre a dare la possibilità di confrontare affioramenti diversi appartenenti ad una stessa formazione o a formazioni distinte, permettono di valutare nel complesso le caratteristiche meccaniche esprimendole con dei parametri di validità globale. Le classificazioni cui si fa riferimento in questo contesto sono quelle maggiormente impiegate vale a dire la Classificazione di Bieniawski (1973, 1984, 1989) nota anche con il nome di **RMR** (Rock Mass Rating) e la classificazione messa a punto da Barton et alii (1974) nota con il nome di **Q system**.

Rock Mass Rating - RMR (Bieniawski, 1989)

Il sistema di classificazione di Bieniawski (1989) prende in considerazione sei parametri dell'ammasso roccioso:

- P1 = Resistenza a compressione uniassiale;
- P2 = Indice RQD;
- P3 = Spaziatura delle discontinuità;
- P4 = Condizioni delle discontinuità;
- P5 = Condizioni idrauliche;
- P6 = Orientazione delle discontinuità

Ad ogni parametro viene assegnato un punteggio in base alle caratteristiche della roccia. La somma algebrica dei punteggi fornisce l'indice *RMR* complessivo; in questo contesto utilizzeremo l'indice RMR di base (RMR_b) che si riferisce esclusivamente al tipo di ammasso, escludendo l'ultimo dei parametri sopra descritti (P6). In base al punteggio ottenuto si riconoscono 5 classi di qualità dell'ammasso suddivise in funzione dei seguenti *range* di valori:

Classe	**RMR**	**Descrizione**
I	*81–100*	Very good rock
II	*61–80*	Good rock
III	*41–60*	Fair rock
IV	*21–40*	Poor rock
V	*<20*	Very poor rock

S1 P1+P2+P3+P4+P5 = 7+8+8+13+15 = 51
S2 P1+P2+P3+P4+P5 = 7+8+8+15+15 = 53
S3 P1+P2+P3+P4+P5 = 7+13+8+17+15 = 60
S4 P1+P2+P3+P4+P5 = 7+13+10+17+15 = 62
S5 P1+P2+P3+P4+P5 = 12+17+10+18+15 = 72

Si riportano i risultati secondo la classificazione RMR per ogni sito di indagine:

	S1	**S2**	**S3**	**S4**	**S5**
RMR_b	51	53	60	62	72
Classe	III Fair rock	II Fair rock	II Good rock	II Good rock	I Good rock

Q system (Barton, 1974)

Il sistema di *Barton* classifica l'ammasso sulla base dell'indice *Q* definito da:

$$Q = \left(\frac{RQD_{0.1}}{J_n}\right)\left(\frac{J_n}{J_a}\right)\left(\frac{J_w}{SRF}\right)$$

dove:
- RQD: recupero percentuale modificato
- Jn: coefficiente delle famiglie delle discontinuità
- Jr: coefficiente delle rugosità delle discontinuità
- Ja: coefficiente dell'alterazione delle discontinuità
- Jw: coefficiente delle condizioni idrauliche
- SRF: fattore di riduzione dello stato tensionale

Il range di valori di Q e la descrizione qualitativa dell'ammasso sono definiti dalla seguente tabella:

Q-value	Class	Rock mass quality
400 ~ 1000	A	Exceptionally Good
100 ~ 400	A	Extremely Good
40 ~ 100	A	Very Good
10 ~ 40	B	Good
4 ~ 10	C	Fair
1 ~ 4	D	Poor
0.1 ~ 1	E	Very Poor
0.01 ~ 0.1	F	Extremely Poor
0.001 ~ 0.01	G	Exceptionally Poor

Considerando anche in questa classificazione i valori minimi e i massimi si ha:

	S1	**S2**	**S3**	**S4**	**S5**
Q	8,5	15	9,3	23,2	15,5
Descrizione	V Discreta	IV Buona	V Discreta	IV Buona	IV Buona

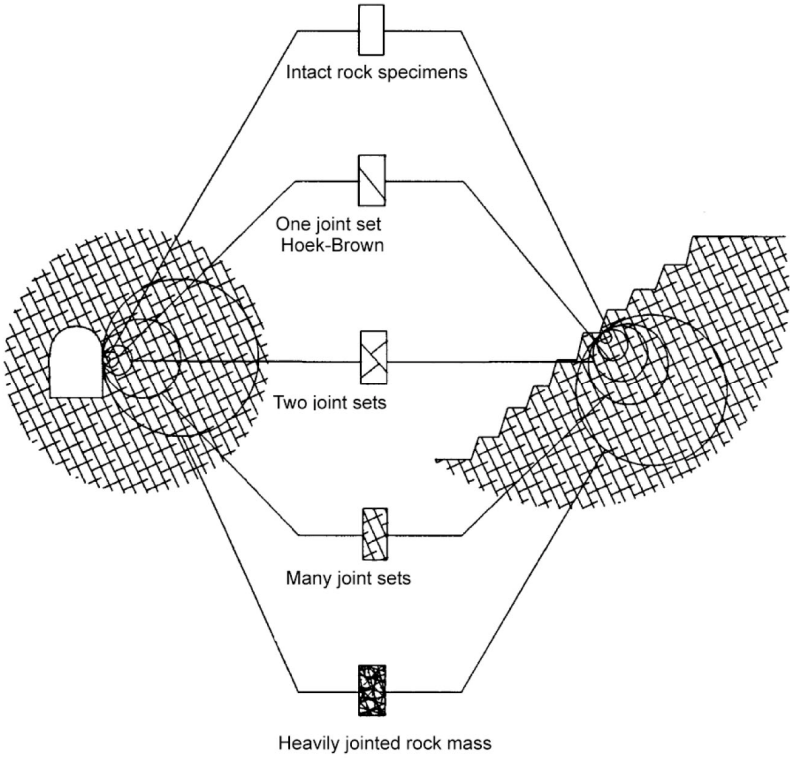
Seguendo entrambi i tipi di classificazione si evidenzia come l'ammasso roccioso in questione abbia caratteristiche variabili da discrete a buone pur nella consapevolezza del fatto che si tratta di considerazioni prevalentemente di tipo qualitativo se rivolte all'intero ammasso roccioso; localmente, infatti, possono sussistere condizioni e caratteristiche maggiormente scadenti, quindi più soggette a forme d'instabilità, come anche situazioni di estrema compattezza e consistenza da considerarsi, di conseguenza, assolutamente stabili.

Proprietà meccaniche dell'ammasso roccioso

Le caratteristiche geomeccaniche degli ammassi rocciosi dipendono sia da quelle della roccia intatta, che da quelle del reticolo di discontinuità secondo cui è suddiviso l'ammasso. Quando si deve affrontare un problema in questo tipo di materiali è necessario innanzitutto valutare se l'ammasso è approssimabile o meno a un mezzo continuo equivalente. Il primo caso si verifica se il reticolo di discontinuità si sviluppa in maniera isotropa nell'ammasso e se le dimensioni del problema da affrontare sono grandi rispetto alla dimensione media dei blocchi che costituiscono l'ammasso roccioso (Fig.4).
In questo caso il criterio di rottura più usato è quello empirico proposto da Hoek & Brown (1980) ed aggiornato da Hoek et al. (2002), secondo la seguente relazione:

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

Dove σ_1 e σ_3 sono gli sforzi effettivi massimo e minimo a rottura, m_b il valore della costante m_i di Hoek & Brown (1980) per l'ammasso roccioso, s ed a delle costanti dipendenti dalle caratteristiche dell'ammasso roccioso e σ_{ci} la resistenza a compressione uniassiale della roccia intatta.



Criteri geometrici per la scelta del tipo di materiale coinvolto in un fenomeno(da Hoek, 1999, mod.)

Per l'applicazione del criterio di Hoek & Brown sono necessari quattro parametri:

1. La resistenza a compressione uniassiale σ_{ci} degli elementi di roccia intatta che costituiscono l'ammasso roccioso, nel caso in questione ottenuta da prove effettuate in precedenza.
2. La costante m_i che definisce le caratteristiche frizionali dei componenti minerali degli elementi di roccia intatta, approssimabile al rapporto fra resistenza a compressione e resistenza a trazione uniassiale della roccia intatta, ricavabile sperimentalmente da prove triassiali oppure seguendo le tabelle proposte da Hoek (1999).
3. Il fattore di disturbo D dell'ammasso che dipende dalla tecnica di scavo o da rilascio tensionale.
4. L'indice geologico di resistenza GSI (Geological Strenght Index), che relaziona le proprietà degli elementi di roccia intatta a quelle dell'intero ammasso, è stato introdotto da Hoek et al. (1995) e fornisce un sistema per stimare la riduzione della resistenza dell'ammasso in differenti condizioni geologiche. Il valore di GSI si può ricavare da tabelle che prendono in considerazione la struttura generale dell'ammasso e le condizioni delle superfici di discontinuità, oppure in base ai più comuni sistemi di classificazione geomeccanica, secondo le relazioni (Hoek et al., 1995):

$$GSI = RMR'_b - 5 \qquad GSI = 9\ln Q' + 44$$

Secondo le indicazioni di Hoek (1999), la correlazione tra RMR e GSI si è rivelata essere poco affidabile, specialmente per gli ammassi rocciosi di bassa qualità e per rocce con particolarità litologiche non prese in considerazione dall'RMR. È quindi più opportuno fare riferimento alle osservazioni in sito, si individuano le famiglie di discontinuità presenti e le condizioni delle loro superfici di contatto; ad ognuna delle categorie è associato un indice numerico (il valore GSI).
In considerazione di quanto risultante dai rilievi e dai sopralluoghi in sito, sono stati individuati i campi dei valori di GSI rappresentativi del caso in esame. In particolare, sono

state delineate due diverse zone lungo il fronte di cava, caratterizzate da diversi valori del parametro GSI:

- ammasso roccioso fratturato, condizioni delle discontinuità buone (area NO, con valori del GSI tra 50 e 55);
- ammasso roccioso molto fratturato (area SE, con valori del GSI tra 40 e 50).

Per le 5 stazioni di misura sono stati scelti i seguenti parametri:

	S1	**S2**	**S3**	**S4**	**S5**
GSI	40	45	50	45	55

Noti GSI, D, m_i,i parametri m_b, *s* e *a* possono essere determinati in base alle seguenti relazioni empiriche (Hoek et al., 2002):

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right) \qquad s = \exp\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right) \qquad a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}\left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3}\right)$$

Spesso, al fine di simulare il comportamento meccanico dell'ammasso, è necessario esprimere la resistenza in termini di coesione *c'* e angolo d'attrito φ'.
Non essendoci una correlazione diretta tra il criterio di Mohr-Coulomb e il criterio non lineare di Hoek & Brown, la determinazione dei parametri suddetti non è immediata; la soluzione più pratica è trattare il problema analizzando un insieme di prove triassiali simulate usando la relazione di Hoek & Brown, per generare una serie di valori σ_1 e σ_3; la relazione di Mohr-Coulomb viene adattata alle soluzioni delle prove tramite un'analisi di regressione lineare.
I valori di *c'* e φ' vengono determinati tramite le seguenti relazioni (Hoek, 1999):

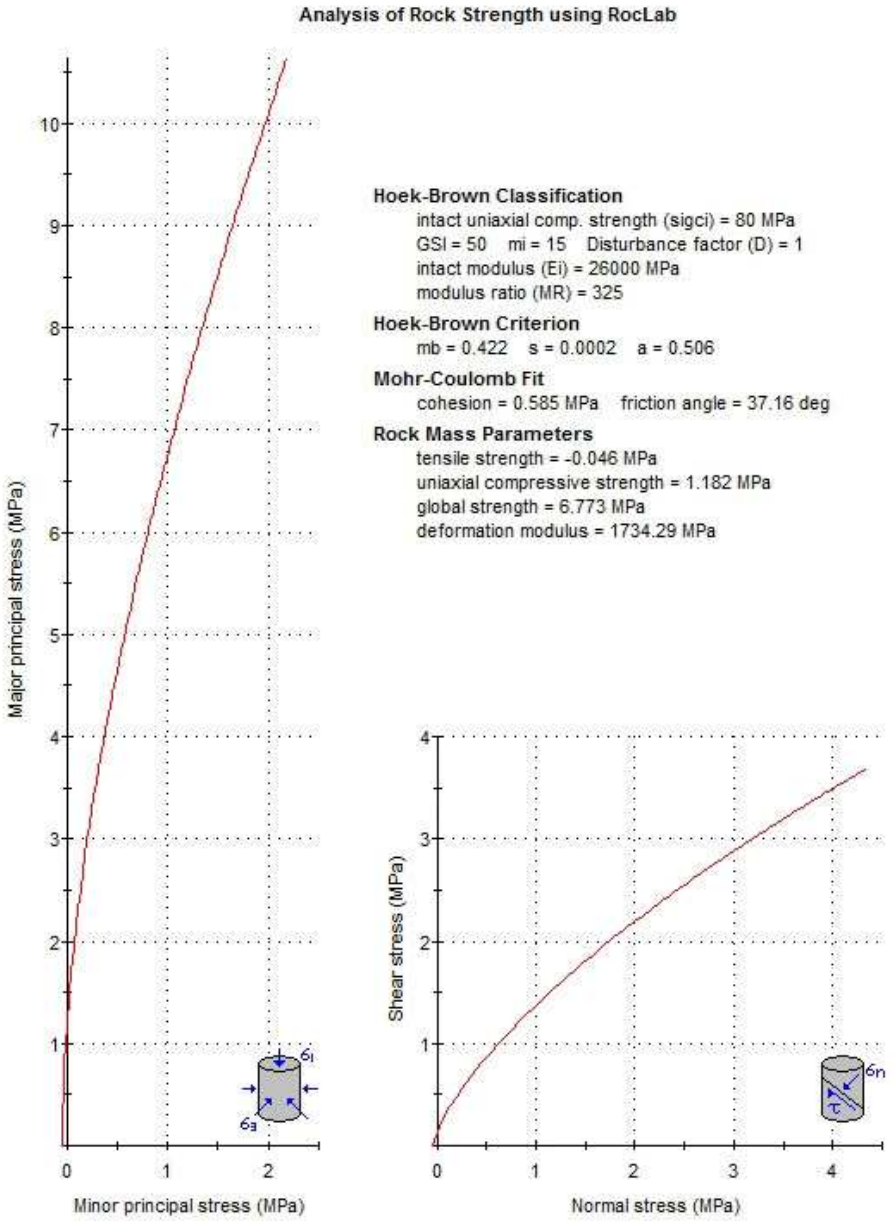
$$\sin\varphi' = k\text{-}1/k\text{+}1 \qquad c' = \sigma_{cm}/(2\sqrt{k})$$

con σ_{cm} resistenza a compressione uniassiale dell'ammasso roccioso e *k* pendenza della retta.

Nel caso in questione, non avendo a disposizione misure dirette della resistenza a compressione uniassiale della roccia intatta, in via maggiormente cautelativa è stato scelto un valore pari a 80 MPa, di poco superiore ai valori ottenuti per le discontinuità.
É così possibile ottenere i valori di coesione e angolo di attrito medi riferiti alla'approssimazione lineare del criterio di rottura, nell'intervallo tensionale di interesse scelto in funzione del tipo dell'opera e della sua profondità. Nel caso in esame, i parametri sono stati ricavati in condizioni di basso (singolo gradone) ed elevato (intera parete di scavo) stato tensionale. Si riportano i valori relativi alle condizioni di maggiore stress:

	S1	**S2**	**S3**	**S4**	**S5**
φ (°) altezza pendio 100m	31	34	37	34	40
c (MPa) altezza pendio 100m	0.4	0.5	0.6	0.5	0.7

La figura 5 mostra il calcolo dei parametri medi di coesione e angolo d'attrito ottenuti considerando, per la determinazione dello stato tensionale, un pendio di altezza di 100 m (intero versante), eseguito tramite l'applicativo Roclab (Rocscience, 2004).



Determinazione dei parametri di Mohr-Coulomb dal criterio di rottura di Hoek & Brown (stazione S3).

Infine, per quanto riguarda il calcolo del modulo di deformazione dell'ammasso, è stata applicata la relazione di Hoek (1999), valida per σ_{ci} < 100 MPa:

$$E_m = \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} \cdot 10^{((GSI-10)/40)}$$

3.5 ASPETTI AMBIENTALI

Nessuna variazione

4 PROGETTO DI COLTIVAZIONE

4.1 GENERALITÀ

Nessuna variazione

4.2 OPERE PRELIMINARI

Nessuna variazione

4.3 MODALITÀ DI ESTRAZIONE E CICLO PRODUTTIVO

Nessuna variazione

4.3.1 FASI DI LAVORAZIONE

I FASE

Come detto in precedenza l'escavazione in variante prenderà inizio dalla quota attuale di attività nel settore più occidentale della zona in questione e precisamente dalla quota di 520 m slm. Gli scavi consentiranno di realizzare un "cratere" di dimensioni tali da permettere la realizzazione della viabilità in scarpata fino alla quota di fondo scavo, prevista a 420 m slm. Le pareti del "cratere" avranno angoli di scarpata indicativi di circa 45-50° e la medesima viabilità costituirà parzialmente una sorta di interruzione del fronte di scavo, suddividendo il dislivello in almeno 2 porzioni.

Arrivati alla quota di base, gli scavi con movimenti coordinati proseguiranno verso Est ripristinando di volta in volta le superfici occidentali oggetto di estrazione già esaurite. Il ripristino tramite ritombamento avverrà partendo dal basso e via via verrà accumulato il materiale non utile proveniente dall'attività estrattiva in movimento verso Est o il materiale di scarto proveniente dalle zone di lavorazione posizionate anche a quote più alte.

Si precisa in tal senso che l'accumulo sarà chiaramente effettuato rispettando l'angolo di "riposo" del materiale via via accumulato e costipato, cioè non esisteranno mai scarpate in materiale sciolto analoghe a quelle riportate in planimetria, bensì scarpate con inclinazioni indicative pari a 30°, ben inferiori come pendenza a quelle consentite dall'angolo di attrito interno del materiale utilizzato.

II FASE

Anche per la seconda fase, che è stata delimitata negli elaborati cartografici, è importante ricordare che essa costituisce in realtà un semplice "momento di passaggio" e di trasformazione dell'area in un ambito temporale e volumetrico difficilmente quantificabile allo stato attuale.

Infatti, come riportato nella descrizione della I Fase, dopo che l'attività estrattiva sarà giunta alla quota del piazzale di base di 420 m slm, gli scavi proseguiranno senza soluzione di continuità verso Est, approfondendosi leggermente ed operando il contestuale recupero nella zona Ovest. In quest'ottica "congelare" uno stato dei luoghi in un preciso periodo temporale, risulta alquanto complicato e gli elaborati prodotti servono esclusivamente a fornire un'indicazione preliminare di quello che potrebbe essere la situazione in cava durante l'attività estrattiva, nel movimento da Ovest verso Est.

Indicativamente, quindi, è possibile solo dire che l'attività, dopo un certo periodo di tempo, sarà posizionata nella zona centrale del versante e le scarpate circostanti avranno pendenze molto differenti a seconda del punto considerato: nella porzione occidentale, infatti, esso sarà poco pendente con buona parte del territorio già ritombata e già probabile oggetto di rinverdimento mentre nella porzione soggetta ad attività di scavo avrà invece pendenze accentuate (45-50°) con viabilità e gradonature inframmezzate in modo da avere adeguati margini di sicurezza per le maestranze.

III FASE

Analogamente alla precedente anche la III ed ultima fase è stata visualizzata solo per far capire meglio la procedura e le modalità di avanzamento scavi/riporti e "fotografa" un momento di passaggio o meglio la fase di fine coltivazione in cui l'attività estrattiva si sta avviando al termine ed in cui la maggior parte dell'area oggetto di variante è stata quasi del tutto ritombata.

In questo caso gli scavi saranno posizionati e si esauriranno nella estrema porzione orientale mentre ad Ovest il fronte residuale avrà già assunto il suo profilo definitivo tramite il ritombamento effettuato contestualmente alla coltivazione. Addirittura nell'estremità occidentale ma anche parzialmente nel centro dell'intero versante, tutte le essenze vegetali avranno già attecchito in maniera marcata e grazie anche al ritombamento effettuato non sarà assolutamente riconoscibile la zona originariamente soggetta ad escavazione.

FASE DI RIPRISTINO FINALE

Con quest'ultima fase si completa il ciclo di lavorazione complessivo di tutta la cava ed il profilo finale sarà quello risultante dagli ultimi ritombamenti effettuati che, nel complesso, permetteranno di arrivare ad una morfologia più dolce rispetto a quella originariamente prevista e tale da consentire un più facile ed immediato attecchimento delle essenze vegetali arbustive ed arboree via via impiantate.

A differenza delle precedenti fasi, questa è facilmente spiegabile ed interpretabile dagli elaborati di progetto e visualizza lo stato finale dell'area d'intervento al termine dei lavori. La pendenza del fronte assume un'inclinazione decisamente più blanda rispetto a quanto previsto nell'attuale progetto di coltivazione con una superficie residuale inclinata di circa 20-25° ed intervallata da gradoni di larghezza minima pari a 4 metri; ogni 20 metri di dislivello, in accordo anche con quanto già autorizzato, sono previsti gradoni e superfici pseudorizzontali di larghezza superiore (7-8 metri) in modo da avere la possibilità di impiantare anche essenze arboree di maggiori dimensioni ed in maggior numero.

Il raccordo con le zone non interessate dall'intervento sarà oltremodo regolare e dolce senza la presenza di scarpate molto pendenti e con la preservazione di una viabilità che possa consentire il passaggio attraverso la zona di recupero per poter regolarmente provvedere ad una corretta ed idonea manutenzione delle essenze vegetali messe a dimora.

Si prevede un piazzale di base piuttosto esteso e ben collegato alla zona attuale degli impianti ed alla limitrofa viabilità.

4.4 – RIEPILOGO

Per quanto sopra, quindi, il processo di estrazione ed il rimodellamento da attuarsi porterà alla progressiva formazione di un fronte gradonato molto blando con pendenza media di circa 20-25°, ben visibile e ben rappresentato nella planimetria finale e nelle sezioni allegate. Dovendo effettuare una schematizzazione riassuntiva si avrà:

I Fase/recupero	porzione occidentale da quota 520 m a quota 420 m slm ;
II Fase/recupero	porzione centrale da quota 520 m a quota 410 m slm;
III Fase/recupero	porzione orientale da quota 520 m a quota 410 m slm;

E' importante sottolineare che il procedere della coltivazione secondo queste modalità accelererà il recupero ambientale dell'area di cava, poiché nelle zone già interessate dall'estrazione, una volta raggiunta la configurazione finale prevista, sarà possibile intraprendere fin da subito le operazioni di recupero tramite ritombamento e successivo

ripristino ambientale. In questo modo sarà possibile conseguire un duplice risultato vantaggioso:

1) il recupero verrà differito nel tempo soltanto in minima parte rispetto all'intera durata dei lavori di coltivazione;
2) durante tutto il periodo di coltivazione della cava, non vi saranno problematiche inerenti depositi o accumuli temporanei di materiale sparsi per l'intera area d'intervento in quanto sarà possibile gestirli ed impiegarli immediatamente durante la fase di recupero, contestuale ai lavori di scavo.

4.5 REGIMAZIONE DELLE ACQUE

Nessuna variazione

4.6 VOLUMI DI SCAVO

Per il calcolo dei volumi di terreno movimentato durante la coltivazione, sono state utilizzate le medesime sezioni realizzate per il progetto autorizzato, cioè sezioni che attraversano completamente tutta l'area d'intervento; con il metodo della media ponderata ed un controllo incrociato tramite calcolatore sono stati quindi calcolati i volumi di scavo aggiuntivi rispetto a quelli attualmente autorizzati ed anche i volumi necessari per la realizzazione del ritombamento e della complessiva risistemazione, secondo la nuova ipotesi di ripristino.

Il maggior scavo, come detto, interesserà soltanto la porzione centrale del fronte estrattivo ed in particolare, muovendosi da Ovest verso Est, si svilupperà dalla sezione 4 alla sezione 14; verso la sezione 3 e, dalla parte opposta, verso la sezione 16, sarà realizzato un "raccordo" graduale con la morfologia risultante dal progetto di coltivazione attualmente autorizzato. Il recupero secondo le nuove caratteristiche di pendenza, si svilupperà invece su tutto il fronte, praticamente dalla sezione 2 alla sezione 18.

Per quanto valutabile e calcolabile fin da adesso, sulla base del progetto autorizzato sono stati già estratti indicativamente 1.200.000 mc dal momento di inizio dell'attività con l'attuale autorizzazione; la variante di progetto comporterà un volume aggiuntivo di materiale pari a 1.100.000 mc che, sommato alla volumetria residua, attualmente ancora disponibile relativa all'attuale autorizzazione (circa 3.100.000 mc), porterebbe ad una disponibilità complessiva di circa 4.200.000 mc.

L'intervento di recupero e risistemazione finale secondo le pendenze più dolci e più blande previste da questo progetto di variante dovrebbe quindi prevedere il ritombamento del volume aggiuntivo estratto ed un'ulteriore volumetria di materiale per raggiungere le quote e la conformazione finale evidenziata in planimetria. In questo senso oltre alla volumetria di 1.100.000 mc dovuta allo scavo "in fossa", il ritombamento e la "riprofilatura" secondo pendenze più blande comporterebbe necessariamente l'utilizzo di ulteriori 640.000 mc, per un volume complessivo di circa 1.700.000 mc.

Il materiale necessario per ottenere un ritombamento adeguato di questa volumetria, considerando un aumento volumetrico dello stesso di circa il 30% dal "*banco*" alla "*messa a terra*" ma considerando anche l'opera di costipamento per cui tale aumento potrebbe essere abbattuto di un 5%, sarebbe nel complesso pari a mc 1.700.000/1,25 = 1.360.000 mc; il suddetto materiale sarà ricavato completamente dai seguenti interventi:

1) utilizzo del materiale di scopertura o del materiale alterato ricavato durante il processo di

estrazione su tutto il fronte, cioè dalla sezione 5 alla sezione 18;

2) utilizzo del materiale presente sul fronte attuale, indicativamente dalla sezione 11 alla sezione 15, già valutato non idoneo in quanto molto fratturato;
3) utilizzo del materiale non idoneo già presente e già stoccato nella porzione Sud-Ovest, in prossimità della viabilità, e quantificabile in circa 126.000 mc;
4) utilizzo del materiale residuo derivante dai processi di frantumazione e lavaggio di tutto il materiale estratto, sia in cava sia negli impianti di proprietà all'esterno della cava; tali quantitativi sono computabili in circa il 10% dei complessivi quantitativi "messi a terra";
5) utilizzo del residuo di estrazione dalla sezione 15 in poi, secondo il progetto autorizzato, nell'ipotesi di usufruire soltanto dell'75% del materiale complessivamente estratto, in quanto il rimanente non adatto agli standard di qualità richiesti;

Per maggior chiarezza è possibile riportare il seguente schema esplicativo:

a) volumetria di scavo aggiuntiva	1.100.000 mc
b) volumetria dovuta alla maggior quota di ripristino	600.000 mc
c) volumetria complessiva dei "vuoti" da dover riempire	1.700.000 mc
d) materiale necessario per riempimento "vuoti" (coeff. riduttivo del 30% in quanto materiale sciolto e coeff. maggiorativo del 5% dovuto al costipamento, per un totale ridotto del 25%) mc 2.100.000/1,25	1.360.000 mc
e) materiale alterato non utilizzabile su tutto il fronte estrattivo, con coeff. maggiorativo del 30% dal "banco" alla "messa a terra" (mc 488.400*1,3)	634.920 mc
f) materiale alterato esistente sul fronte estrattivo (fra sez. 11 e 15) con coeff. maggiorativo del 30% dal "banco" alla "messa a terra" (mc 37.515*1,3)	48.770 mc
g) materiale non idoneo già presente e già stoccato nella porzione Sud-Ovest, in prossimità della viabilità;	126.000 mc
h) materiale residuo derivante dai processi di frantumazione e lavaggio effettuati in cava e fuori cava in ragione del 10% dei complessivi quantitativi "messi a terra" (mc 4.200.000-(488.400+37.515) = 3.674.085*1,3*10%)	477.630 mc
i) residuo di estrazione (dalla sez. 15 in poi) nell'ipotesi di utilizzo del solo 75% e comprensivo di un coeff. maggiorativo del 30% dal "banco" alla "messa a terra" (mc 255.600*1,3)	185.200 mc
totale materiale necessario (d)	1.360.000 mc
totale materiale disponibile (e+f+g+h+i)	1.472.520 mc
differenza in esubero	112.520 mc

Considerando il fatto che l'Azienda ha comunque necessità di commercializzare anche un sottoprodotto destinato essenzialmente a riempimenti e che tale tipo di commercio prevede almeno 5-6.000 mc/anno, l'attività ventennale consentirebbe agevolmente di smaltire il materiale in esubero non di eccelsa qualità.

Si arriverebbe quindi praticamente alla completa compensazione fra quanto estratto e venduto sotto varie forme e quanto riutilizzato per il ripristino dell'area.

E' necessario però sottolineare le seguenti considerazioni e precisazioni:

- le ipotesi effettuate hanno tenuto in considerazione che per la porzione di cava interessata solo parzialmente dalla variante si assumesse una percentuale utile di materiale pari al 30% ma non è detto che tale percentuale sia esatta in quanto potrebbero rinvenirsi zone più compatte e con una migliore resa, ma anche zone di maggior alterazione con quantitativi di scarto superiori;
- anche per il materiale alterato non utilizzabile, ricavato durante tutto il processo di estrazione, è stata ipotizzata una percentuale analoga a quella riscontrata fino adesso, sulla scorta dell'attuale attività lavorativa e delle attuali condizioni del giacimento: alterazioni più spinte o a maggior profondità rispetto a quanto riscontrato fino ad oggi,

potrebbero alterare le suddette volumetrie;

- per il materiale residuo derivante dai processi di frantumazione e lavaggio, gli standard qualitativi richiesti fino adesso comportano un quantitativo di materiale residuo pari a circa il 10% del frantumato e tale percentuale è stata mantenuta nonostante ci sia la possibilità di avere flussi e tipologie di materiale a differente resa.

Nel complesso, quindi, è bene sottolineare che le volumetrie di materiale in gioco possono risultare abbastanza variabili ma, in tutti i casi, è giusto sottolineare che ci sono tutte le premesse per confermare una completa "compensazione" con un ripristino ed una risistemazione dell'area estrattiva così come da progetto, cioè decisamente migliore rispetto a quella attualmente autorizzata, grazie alle minori pendenze preventivate.

E' chiaro che in base alle richieste ed alle esigenze di mercato o in base alla localizzata resa del giacimento, potranno esserci momenti di maggior/minore produzione, ma resta fondamentale il fatto che l'attività di scavo andrà di pari passo con l'attività di recupero e risistemazione anche per una conveniente logistica dell'Azienda che non ha interesse, come già detto, a ritrovarsi accumuli di materiale sparsi per tutta la zona di attività.

La scansione delle fasi di attività così come proposta, è la produzione di un elaborato grafico che spieghi nel modo più semplice possibile il ciclo lavorativo dell'Azienda "congelando" alcuni momenti di passaggio della medesima; in realtà ed in pratica difficilmente si arriverà nel corso dei lavori a delle situazioni identiche a quelle mostrate ma l'effettivo rispetto di quanto progettato potrà essere verificato in ogni momento delle fasi lavorative in quanto sarà sempre presente una zona in scavo ed una zona in ritombamento/recupero, facilmente controllabili e cartografabili. In questo senso è bene sottolineare che i lavori verranno eseguiti in modo tale da garantire comunque la messa in opera di materiale di recupero nelle zone residuali di attività estrattiva; tuttavia nell'eventualità di minore disponibilità di tale materiale, vuoi per la scarsa produzione o per la vendita dello stesso o anche per necessità di completamento di porzioni di progetto di ripristino, non compatibili con le quantità temporaneamente disponibili, potrà essere sempre reperito materiale dall'esterno idoneamente certificato e contraddistinto dal punto di vista qualitativo.

4.6.1 TEMPI DI COLTIVAZIONE

Come già accennato, per quanto valutabile e calcolabile fin da adesso, la variante di progetto comporterà un volume aggiuntivo di materiale pari a 1.100.000 mc che, sommato alla volumetria residua, attualmente disponibile (circa 3.100.000 mc), porterebbe ad una disponibilità complessiva di circa 4.200.000 mc.

La tempistica necessaria ad esaurire tale disponibilità va precisato che è strettamente dipendente dalla ricezione del mercato, dalla capacità degli impianti di trasformazione e/o dal numero di personale impiegato; non va peraltro neanche sottovalutata la qualità del materiale via via sottoposta ad estrazione in quanto in presenza di buone caratteristiche qualitative della roccia estratta la produttività è piuttosto elevata, ma in presenza di alterazione o di maggior frantumazione, con conseguente maggior scarto, la produttività si abbatte drasticamente. Considerando quindi di mantenere una media di produttività pari a 220-230.000 mc/annui, calcolati in banco, l'intero ciclo di coltivazione, comprensivo dell'esaurimento della fase di ripristino, dovrebbe durare circa 20 anni.

Per quanto concerne il materiale non commercializzabile neanche come sottoprodotto, esso sarà completamente riutilizzato per il ritombamento delle aree già oggetto d'intervento e mescolato ad altro materiale proveniente dai cicli lavorativi e dalle altre zone della cava, contribuirà al completo recupero dell'area di cava; non si prevedono, quindi, stoccaggi temporanei di alcun genere sia nella zona di accumulo basale del versante, sia nella porzione Sud-occidentale dell'area di cava, bensì apporti periodici da considerare definitivi, finalizzati

al ripristino delle zone via via soggette alla completa risistemazione vegetazionale. In questo senso l'attuale situazione che vede ingenti accumuli nella zona bassa di cava non si ripresenterà più.

4.6.2 MODALITÀ DI MESSA A DIMORA DEI MATERIALI NELLA FASE DI RITOMBAMENTO

Nessuna variazione

4.7 STABILITA' DEL PENDIO IN FASE DI SCAVO

Le presenti verifiche sostituiscono integralmente quelle già presentate per la proposta di variante da effettuare all'attività estrattiva in località Monteporro in quanto la parete del fronte di scavo risulta esser stata modificata secondo una pendenza più blanda rispetto all'originale ipotesi ed anche in riferimento ad un parere non favorevole dell'Azienda USL di Carrara, prot. 15806 del 20/07/2010, che richiedeva specifiche integrazioni relativamente alla caratterizzazione geotecnica dell'ammasso roccioso ed alla metodologia di calcolo utilizzata ai fini della stabilità.

Nell'area di progetto, quindi, sono state eseguite ulteriori indagini consistenti in stendimenti sismici e stazioni di misura delle discontinuità, già descritte ed esaminate nei precedenti paragrafi, abbandonando le misure effettuate nel 2004 e tutti i riferimenti ad esse connesse.

Di seguito, perciò, si descrive in maniera pedissequa i vari metodi di verifica utilizzati consistenti nell'analisi cinematica qualitativa e quantitativa del movimento e nell'analisi tramite il metodo degli elementi finiti e dell'equilibrio limite.

Con l'occasione si ricorda che la rivisitazione del progetto ha previsto una diminuzione della pendenza di scavo a 45° (singola scarpata 50°), contro la precedente soluzione che vedeva un fronte di scavo con pendenza media pari a 58-60° (singola scarpata 65°).

Di seguito, inoltre, sempre in riferimento a specifiche richieste da parte dell'Azienda USL di Carrara, vengono riproposte anche le verifiche concernenti la fase di riporto per il previsto progetto di ripristino, ipotizzando condizioni di stabilità a breve termine e lungo termine.

4.7.1 ANALISI CINEMATICA

Le analisi che seguono riguardano la verifica delle condizioni di stabilità del fronte di cava, orientato secondo l'esposizione del versante di Monte Porro, che varia dai quadranti di Sud-Ovest a quelli di Sud-Est. Lungo gli affioramenti sono state effettuate stazioni di misura delle discontinuità dalle quali sono state ricavate le principali caratteristiche strutturali per parametrizzare l'ammasso roccioso. Tali analisi hanno permesso di ottenere, per vari meccanismi di instabilità, un indice di pericolosità cinematica che esprime la probabilità relativa di occorrenza di un determinato meccanismo di rottura in base alle condizioni strutturali e geomeccaniche dell'ammasso roccioso.

E' necessario infatti premettere che la stabilità dei versanti in roccia dipende prevalentemente dall'assetto delle discontinuità, che rappresentano le zone di debolezza dell'ammasso roccioso e quindi l'analisi cinematica permette di verificare da un punto di vista grafico, facendo uso delle proiezioni stereografiche, la possibilità geometrica di movimento di blocchi data la disposizione delle fratture nell'ammasso (e l'orientazione di questo). Le proiezioni utilizzate, equiangolari, sono riferite all'emisfero inferiore. A questa verifica puramente geometrica possono essere affiancate le caratteristiche meccaniche legate all'attrito presente lungo i piani delle discontinuità e l'azione della forza peso, indispensabile per il movimento dei blocchi.

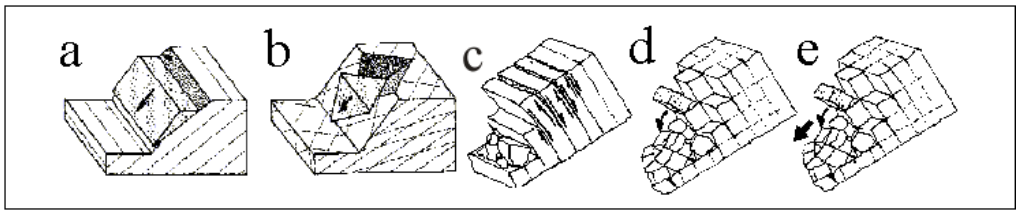
Le assunzioni che stanno alla base dei metodi grafici sono essenzialmente le seguenti:

1. l'ammasso roccioso è costituito da discontinuità planari piane infinitamente persistenti, questo significa che i dati rilevati vengono estesi a tutto l'ammasso e traslati parallelamente a se stessi come passanti dal centro della proiezione;
2. la resistenza al taglio lungo le discontinuità è puramente attritiva; in effetti può essere considerata trascurabile la componente legata alla coesione lungo le discontinuità;
3. il sistema di blocchi è soggetto alla sola forza peso.

I diversi metodi grafici per il riconoscimento dei potenziali meccanismi di instabilità possono essere suddivisi in due grandi famiglie a seconda che considerino i soli piani modali delle diverse famiglie di discontinuità (GOODMAN, 1980), o che prendano in considerazione tutte le discontinuità interne all'ammasso (MATHESON, 1983, 1989). I metodi che considerano piani "medi" o "modali" hanno il vantaggio di poter considerare caratteristiche meccaniche di resistenza differenti per le diverse famiglie; è possibile quindi utilizzare valori differenti di angolo di attrito nelle verifiche cinematiche di scorrimento sia planare che di cunei per le diverse famiglie di discontinuità.

La limitazione dei sistemi di questo tipo è però determinata dalla dispersione dei valori di orientazione che caratterizza la quasi totalità delle famiglie di discontinuità. In questo modo la rappresentatività del piano modale risulta fortemente condizionata e può accadere che situazioni di instabilità non riconosciuta per i piani modali si verifichino invece per i piani dispersi. Tuttavia la variabilità mostrata dalle caratteristiche di attrito è in genere minore di quella dei valori di orientazione (dispersione). Infine è da sottolineare che utilizzando il valore minore dell'angolo di attrito riconosciuto per le diverse discontinuità si può operare a favore della sicurezza.

Per quanto detto è preferibile quindi l'utilizzo del metodo che considera tutti i piani di discontinuità misurati ed in questo caso il metodo impiegato è quello proposto da MATHESON (1983,1989), in parte modificato da HUDSON & HARRISON (1993); tale metodo permette appunto di considerare tutti i piani riconosciuti nel corso del rilevamento. Osservando i principali set di discontinuità rilevate risulta utile valutare da un punto di vista qualitativo le possibili aree di scivolamento; è possibile esaminare graficamente la disposizione delle principali discontinuità potenzialmente instabili rispetto all'orientazioni dei versanti.
I meccanismi di rottura più frequenti presi in considerazione sono i seguenti:



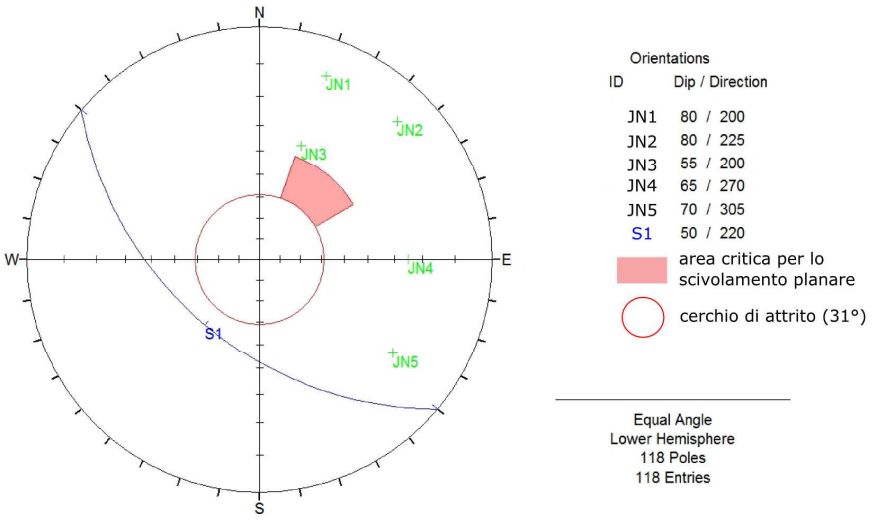
Meccanismi di instabilità: **a)** scivolamento planare (SP), **b)** scivolamento di cunei (SC), **c)** ribaltamento di flessura (RF), **d)** ribaltamento di blocchi o diretto (RD), **e)** ribaltamento associato a scivolamento (RS).L'analisi relativa ai vari cinematismi può essere effettuata per via grafica mediante l'uso della proiezione stereografica.

4.7.1.1 Analisi cinematica qualitativa
In considerazione del fatto che le stazioni S3 ed S4 risultano orientate nella stessa direzione e che nei due casi le discontinuità hanno grossomodo lo stesso valore di angolo di attrito, per semplicità, verranno omessi i plot della stazione S4. Inoltre sono state eseguite le verifiche anche secondo il fronte di cava orientato a SE (S6): non avendo effettuato però alcuna stazione di misura è stato adottato un valore di angolo d'attrito medio.

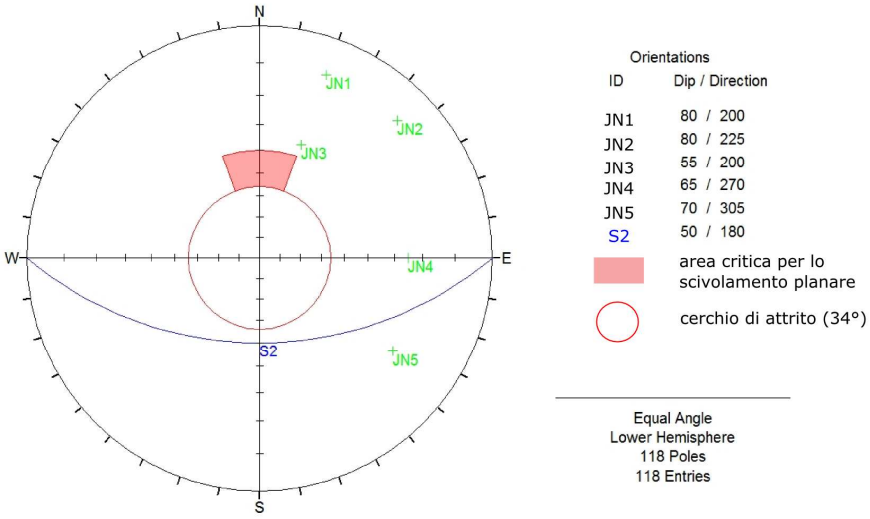
Scivolamento planare

Lo *scivolamento planare* si verifica nei seguenti casi:

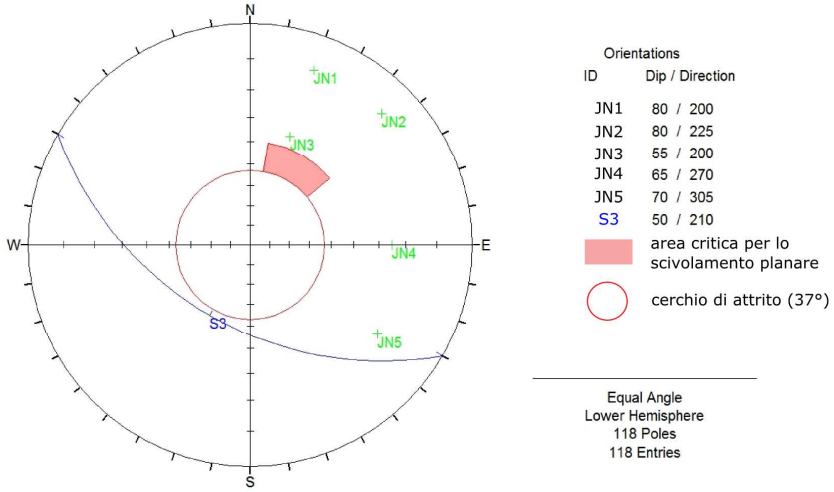
- il piano di scorrimento della discontinuità affiora a frana poggio lungo il pendio;
- l'inclinazione apparente del pendio è maggiore dell'inclinazione del piano di scorrimento;
- l'inclinazione del piano di scorrimento è maggiore dell'angolo di attrito;
- la direzione di immersione del piano è entro ±20° dalla direzione di immersione del pendio.



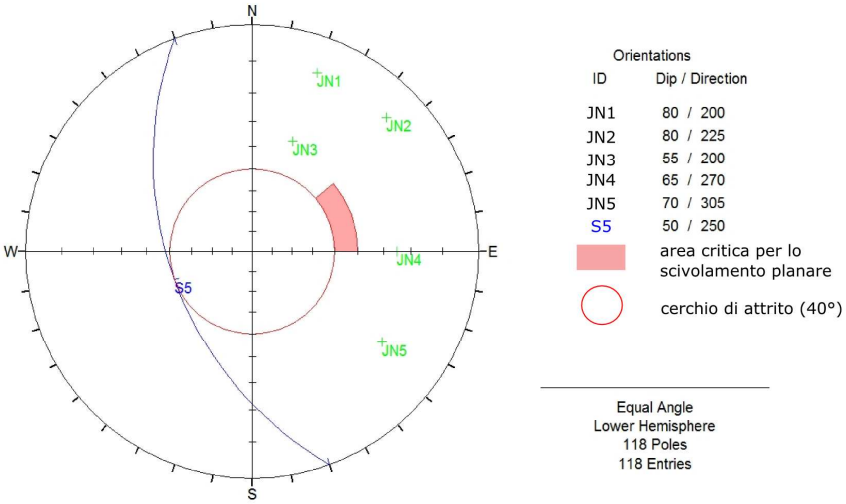
Condizioni di scivolamento planare relativo all'orientazione della stazione S1 (in blu la ciclografica del versante e in verde i poli delle discontinuità). Solo il polo del sistema JN3 ricade in prossimità dell'area critica di scivolamento planare.



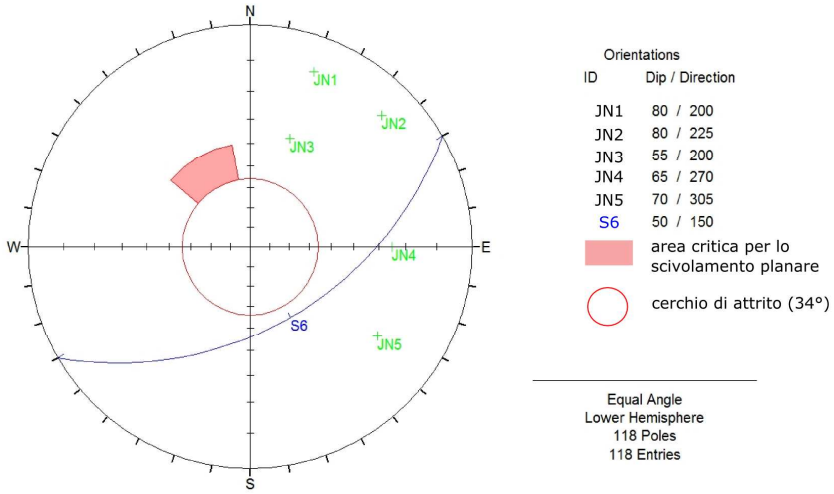
Condizioni di scivolamento planare relativo all'orientazione della stazione S2 (in blu la ciclografica del versante e in verde i poli delle discontinuità). Nessun polo dei piani di discontinuità ricade nell'area critica di scivolamento planare.



Condizioni di scivolamento planare relativo all'orientazione della stazione S3 (in blu la ciclografica del versante e in verde i poli delle discontinuità). Nessun polo dei piani di discontinuità ricade nell'area critica di scivolamento planare.



Condizioni di scivolamento planare relativo all'orientazione della stazione S5 (in blu la ciclografica del versante e in verde i poli delle discontinuità). Nessun polo dei piani di discontinuità ricade nell'area critica di scivolamento planare.

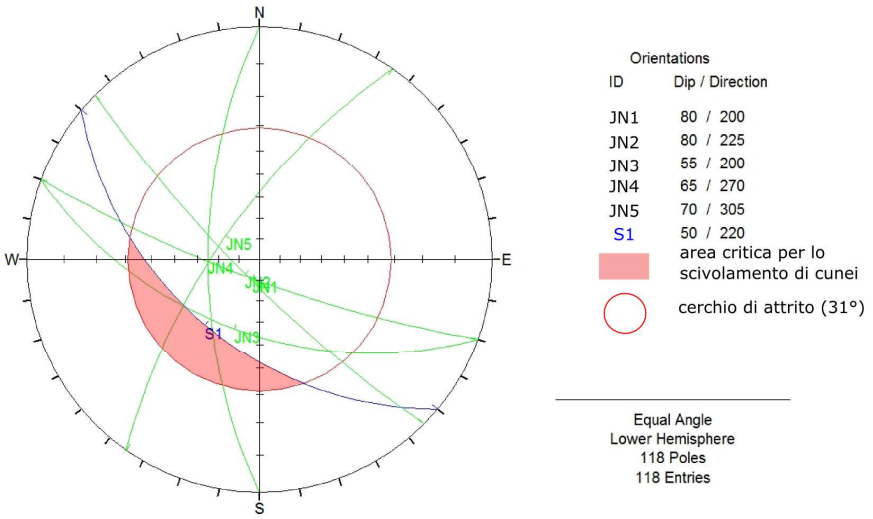


Condizioni di scivolamento planare relativo all'orientazione del versante sud-orientale della cava (in blu la ciclografica del versante e in verde i poli delle discontinuità). Nessun polo dei piani di discontinuità ricade nell'area critica di scivolamento planare.

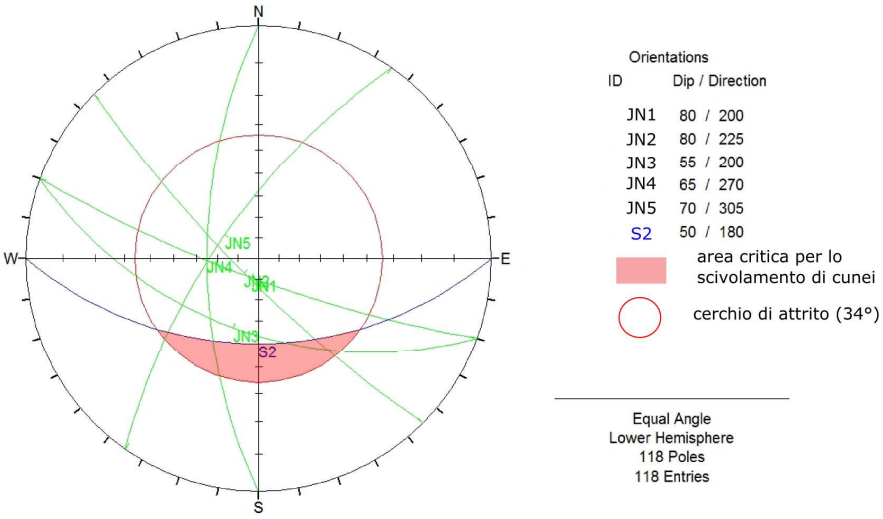
Scivolamento di cunei

Lo *scivolamento di cunei* si verifica se vengono soddisfatte le seguenti condizioni:

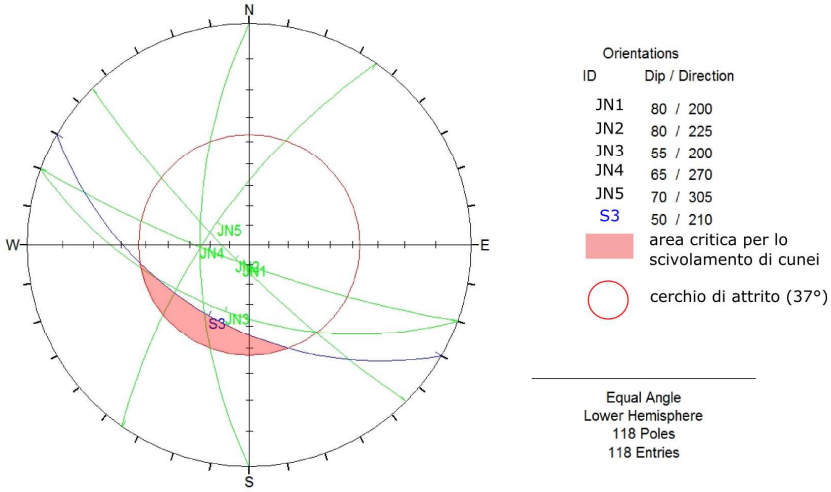
- la linea di intersezione tra due discontinuità affiora a frana poggio sul pendio;
- l'inclinazione apparente del pendio è maggiore dell'inclinazione della linea di intersezione di due piani;
- l'inclinazione della linea di intersezione è maggiore dell'angolo di attrito medio sui due piani.



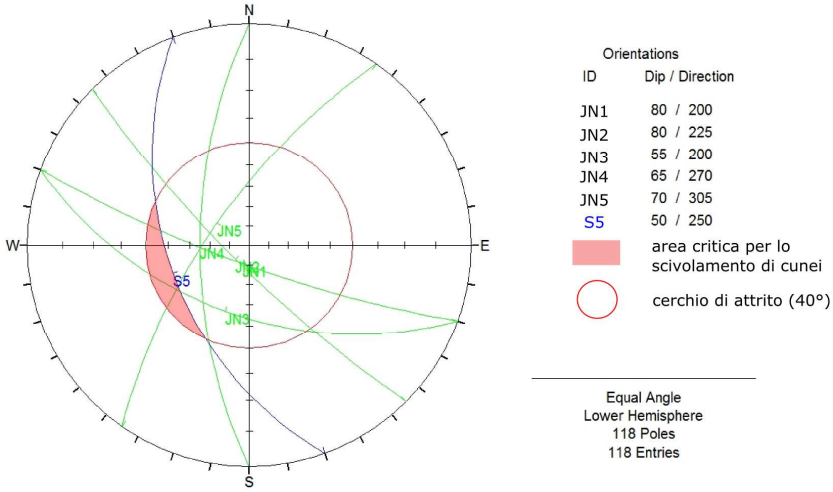
Condizioni di scivolamento di cunei relativo all'orientazione della stazione S1 (in blu la ciclografica del versante e in verde i piani delle discontinuità).All'interno dell'area critica per lo scivolamento di cune ricadono le intersezioni tra le ciclografiche dei piani modali delle famiglie di discontinuità JN3-JN5.



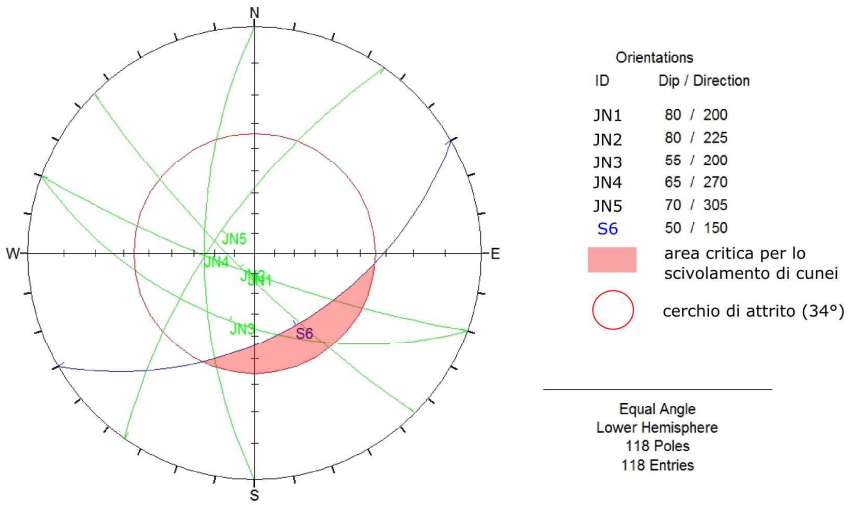
Condizioni di scivolamento di cunei relativo all'orientazione della stazione S2 (in blu la ciclografica del e in verde i piani delle discontinuità). All'interno dell'area critica per lo scivolamento di cune ricadono le intersezioni tra le ciclografiche dei piani modali delle famiglie di discontinuità JN2-JN3.



Condizioni di scivolamento di cunei relativo all'orientazione della stazione S3 (in blu la ciclografica del versante e in verde i piani delle discontinuità). All'interno dell'area critica per lo scivolamento di cune ricade l'intersezione tra le ciclografiche dei piani modali delle famiglie di discontinuità JN3-JN5.



(Pagina precedente) Condizioni di scivolamento di cunei relativo all'orientazione della stazione S5 (in blu la ciclografica del versante e in verde i piani delle discontinuità). All'interno dell'area critica per lo scivolamento di cune ricade l' intersezione tra le ciclografiche dei piani modali delle famiglie di discontinuità JN3-JN5.



Condizioni di scivolamento di cunei relativo all'orientazione del versante sud-orientale della cava (in blu la ciclografica del versante e in verde i piani delle discontinuità). All'interno dell'area critica per lo scivolamento di cunei ricade l'intersezione tra le ciclografiche dei piani modali delle famiglie di discontinuità JN2-JN3.

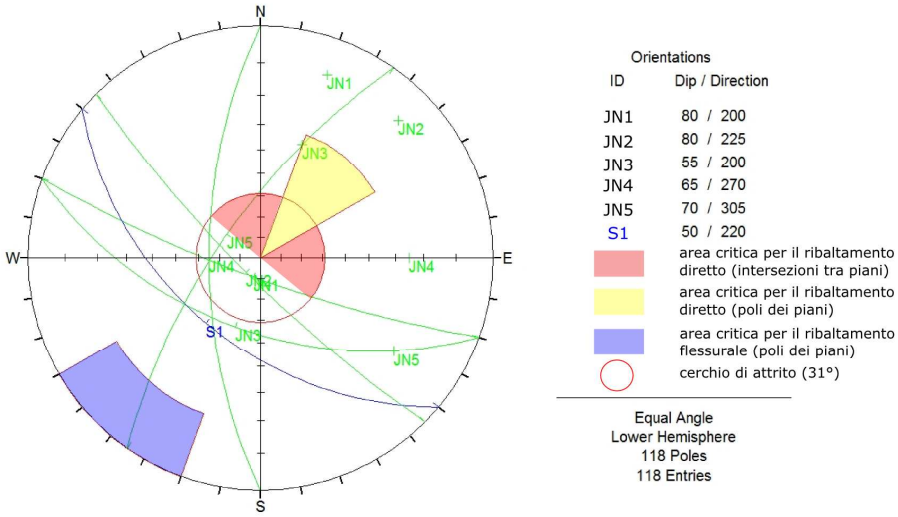
Ribaltamento diretto e di flessura

Il *ribaltamento diretto* si verifica quando vengono soddisfatte le seguenti condizioni:

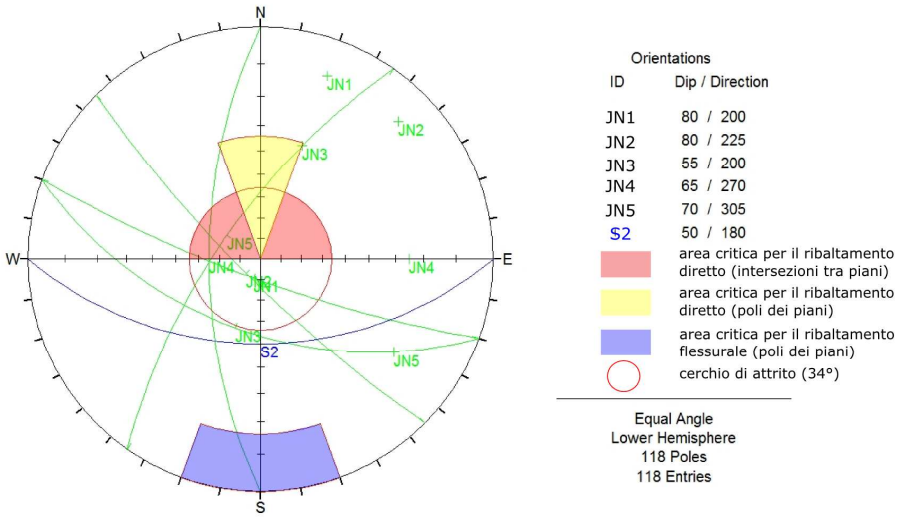
- la linea di intersezione di 2 piani immerge a reggi poggio;
- il piano basale affiora sul versante (franapoggio meno inclinato del pendio);
- l'inclinazione del piano basale è minore dell'angolo di attrito;
- la direzione del piano è preferibilmente entro ±20° dalla direzione del versante.

Il *ribaltamento di flessura* avviene quando:

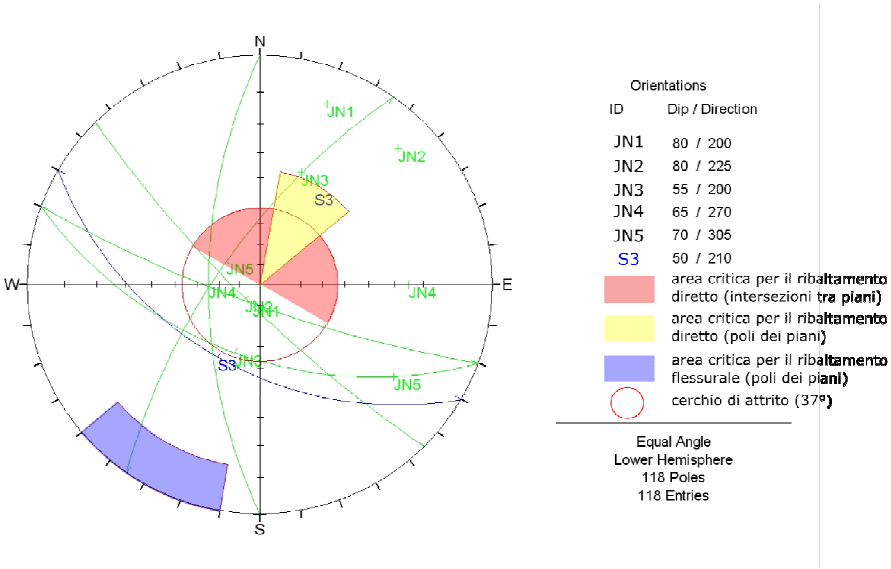
- un piano di discontinuità immerge a reggipoggio;
- la direzione di immersione del piano è entro i ±20° dalla direzione di immersione del versante;
- la condizione di scivolamento di interstrato è soddisfatta.



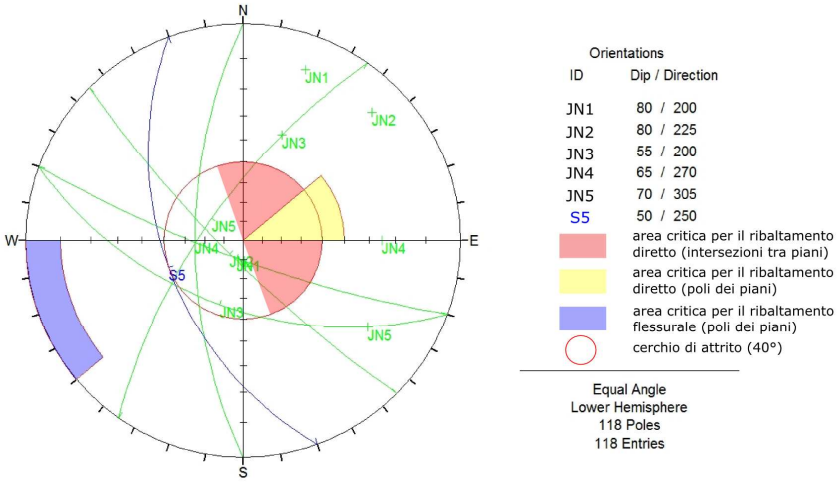
Condizioni di ribaltamento diretto e flessurale relativo all'orientazione della stazione S1 (in blu la ciclografica del versante e in verde i piani delle discontinuità).



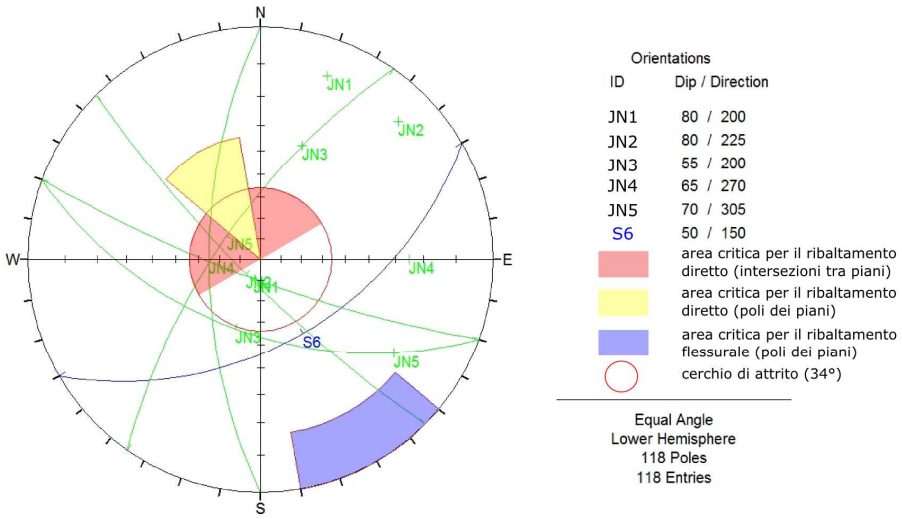
Condizioni di ribaltamento diretto e flessurale relativo all'orientazione della stazione S2 (in blu la ciclografica del versante e in verde i piani delle discontinuità).



Condizioni di ribaltamento diretto e flessurale relativo all'orientazione della stazione S3 (in blu la ciclografica del versante e in verde i piani delle discontinuità).



Condizioni di ribaltamento diretto e flessurale relativo all'orientazione della stazione S5 (in blu la ciclografica del versante e in verde i piani delle discontinuità).



Condizioni di ribaltamento diretto e flessurale relativo all'orientazione del versante sud-orientale della cava (in blu la ciclografica del versante e in verde i piani delle discontinuità).

4.7.1.2 Analisi cinematica quantitativa

Per ogni tipologia di movimento fino adesso indicata, viene definito un indice di "pericolosità cinematica", analogo al "potenziale di rottura" di MATHESON (1989), espresso dal rapporto fra il numero dei poli (o intersezioni) che soddisfano le condizioni cinematiche ed il numero totale di poli (o intersezioni). L'indice fornisce una stima della probabilità relativa che un determinato meccanismo di rottura avvenga in un dato punto, in base alle condizioni cinematiche al contorno. Tali indici possono essere calcolati effettuando il conteggio delle seguenti quantità:

- N_{pf} = *numero dei poli delle discontinuità che soddisfano le condizioni per lo scivolamento planare;*
- N_{wf} = *numero dei poli delle discontinuità che soddisfano le condizioni per lo scivolamento di cunei;*
- N_{bt} = *numero dei poli delle discontinuità che soddisfano le condizioni per il ribaltamento diretto;*
- I_{bt} = *numero delle linee di intersezione che soddisfano le condizioni per il ribaltamento diretto;*
- I_{ft} = *numero delle linee di intersezione che soddisfano le condizioni per il ribaltamento di flessura.*

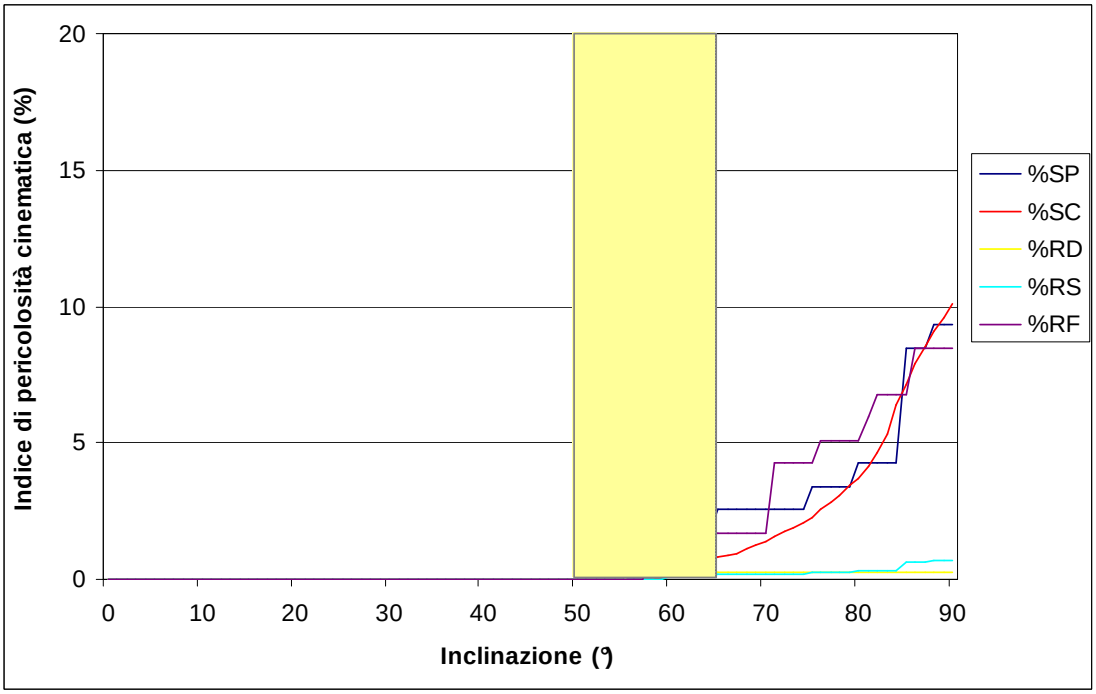
Indicando con N il numero totale di discontinuità campionate nel dominio e con $I=0.5(N^2-N)$ il numero di tutte le possibili intersezioni, è possibile calcolare i seguenti "indici di pericolosità cinematica":

$C_{pf} = 100 \times (N_{pf}/N)$	*per lo scivolamento planare;*
$C_{wf} = 100 \times (N_{wf}/N)$	*per lo scivolamento di cunei;*
$C_{bt} = 100 \times (N_{bt}/N) \times (I_{bt}/I)$	*per il ribaltamento diretto;*
$C_{ts} = 100 \times (N_{pf}/N) \times (I_{bt}/I)$	*per il ribaltamento diretto con scivolamento basale;*
$C_{ft} = 100 \times (N_{ft}/N)$	*per il ribaltamento di flessura.*

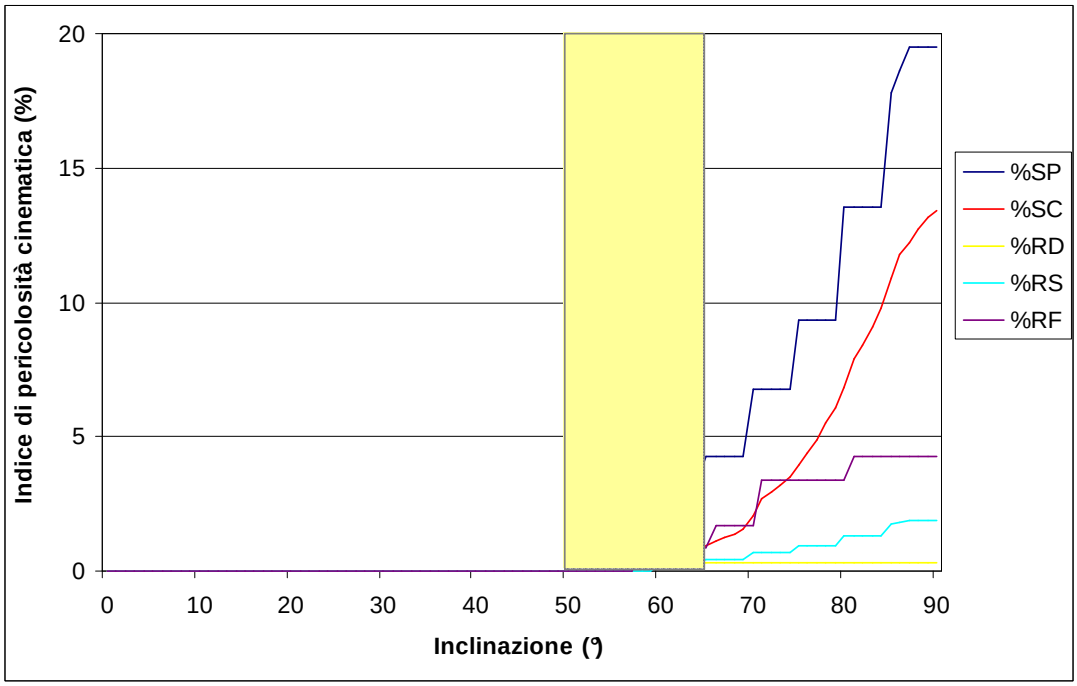
L'utilizzo di un apposito programma di calcolo, consente di lavorare contestualmente su tutti i dati a disposizione, sia poli che intersezioni, e di utilizzare angoli di attrito diversi per discontinuità differenti. Immettendo l'orientazione delle discontinuità con i relativi angoli di attrito, vengono calcolate tutte le possibili linee di intersezione ed i relativi angoli di attrito. Per lo scivolamento di cunei in particolare il programma permette di calcolare un "angolo di attrito equivalente" che tiene conto non solo del contributo di angoli di attrito diversi sui due piani che definiscono il cuneo ma anche dell'effetto stabilizzante del "fattore forma" discusso da HOEK & BRAY (1981). Per una spiegazione dettagliata delle equazioni impiegate per tale calcolo si rimanda a CASAGLI & PINI (1993).

In base a quanto premesso fino adesso, quindi, si giunge alle vere e proprie verifiche che consentono di ottenere, come già detto, un indice di pericolosità cinematica per vari meccanismi di instabilità preventivati, indice che esprime la probabilità relativa di occorrenza di un determinato meccanismo di rottura, in base alle condizioni strutturali e geomeccaniche dell'ammasso roccioso.

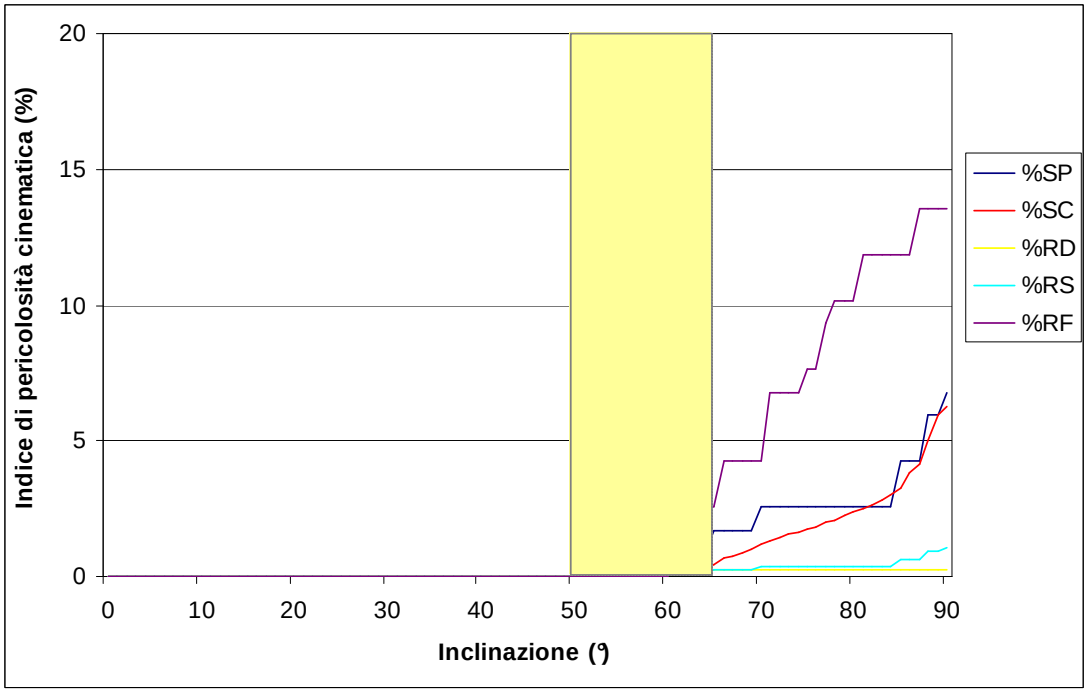
Dal momento che i versanti in esame sono 3, è stata effettuata un'analisi cinematica quantitativa per ognuna delle tre direzioni, considerando un azimuth fisso e calcolando l'indice di pericolosità cinematica per ogni meccanismo di rottura sopra definito al variare dell'inclinazione del versante (da 0 a 90°).



*Analisi cinematica ad inclinazione variabile (direzione di immersione **180°**) per i meccanismi di instabilità considerati (RF: ribaltamento di flessura; RS: ribaltamento con scivolamento; RD: ribaltamento diretto; SC: scivolamento di cunei; SP: scivolamento planare).*



*Analisi cinematica ad inclinazione variabile (direzione di immersione **210°**) per i meccanismi di instabilità considerati (RF: ribaltamento di flessura; RS: ribaltamento con scivolamento; RD: ribaltamento diretto; SC: scivolamento di cunei; SP: scivolamento planare).*



*Analisi cinematica ad inclinazione variabile (direzione di immersione **150°**) per i meccanismi di instabilità considerati (RF: ribaltamento di flessura; RS: ribaltamento con scivolamento; RD: ribaltamento diretto; SC: scivolamento di cunei; SP: scivolamento planare).*

Nelle figure sono rappresentati i risultati delle analisi per le tre orientazioni considerate: il rettangolo colorato rappresenta il range di inclinazioni delle ipotesi di progetto: dall'ipotesi di minima (scarpata di 50°), a quella di massima (scarpata di 65°). Si può osservare la variazione degli indici di pericolosità cinematica all'aumentare dell'inclinazione del versante ed è quindi possibile stabilire, una volta fissato l'azimut, la sua inclinazione ottimale per mantenere tali indici entro valori tollerabili. Nel caso specifico si può affermare che, per pendenze inferiori ai 57-58° l'indice di pericolosità è nullo, mentre da questo valore fino alla pendenza di 70°, gli indici di pericolosità cinematica si mantengono entro valori accettabili.

Più nello specifico, per la direzione di immersione 180°, i valori non superano mai il 5% ed i meccanismi più sfavorevoli risultano essere lo scivolamento planare e il ribaltamento di flessura; considerando invece l'azimut 210°, gli indici risultano leggermente più alti per il solo scivolamento planare, mentre si mantengono sotto il 2,5% per gli altri meccanismi. La direzione di immersione 150°, infine, possiede indici di pericolosità che si mantengono al di sotto del 5%, con il ribaltamento di flessura che risulta essere il meccanismo più sfavorevole.

Valori in percentuale più elevati, e non più tollerabili, si registrano esclusivamente con inclinazioni superiori ai 70-75°

4.7.2 METODO ANALITICO E MODELLAZIONE NUMERICA

Le varie metodologie utilizzate per l'analisi delle condizioni di innesco dei fenomeni franosi in terra o in roccia possono essere ricondotte ad una delle seguenti classi:

- *Metodi analitici*: si tratta di tecniche di tipo deterministico che richiedono una serie di dati di ingresso e forniscono una singola risposta. Il più diffuso di questi metodi è quello dell'Equilibrio Limite. Questo metodo assume che l'instabilità avvenga lungo una superficie definita a priori, in base a considerazioni geometriche derivanti dal rilievo geologico e dalle osservazioni in situ. In corrispondenza di tale superficie si calcola il rapporto tra le forze resistenti e quelle destabilizzanti.

- *Metodi numerici di analisi degli sforzi e delle deformazioni*: sono metodi capaci di affrontare un'ampia gamma di problemi mediante una modellazione che fa riferimento alla meccanica dei corpi rigidi o deformabili e costituiscono lo strumento più idoneo per lo studio e l'interpretazione dei fenomeni caratterizzati da geometrie o meccanismi di innesco complessi, in cui entrano in gioco proprietà dei materiali che non vengono normalmente prese in considerazione nelle analisi di stabilità di tipo tradizionale. Appartengono a questa categoria i metodi degli Elementi Finiti (FEM), delle Differenze Finite (FDM) e degli Elementi Distinti (DEM)

La scelta di un modello piuttosto che un altro dipende dalla quantità e dalla qualità dei dati a disposizione, dalle caratteristiche geomeccaniche e strutturali dei materiali coinvolti nel fenomeno da analizzare e dal volume della porzione di ammasso da investigare.
Le analisi di stabilità sono state effettuate lungo un profilo orientato NNO-SSE riferito alla condizione di massimo scavo e con l'inclinazione delle singole scarpate pari a 50°; l'inclinazione media dell'intero fronte è pari a 45°. I parametri geomeccanici utilizzati sono quelli medi, considerata la variabilità delle condizioni dell'ammasso precedentemente descritta.

4.7.3 METODO DEGLI ELEMENTI FINITI (FEM)

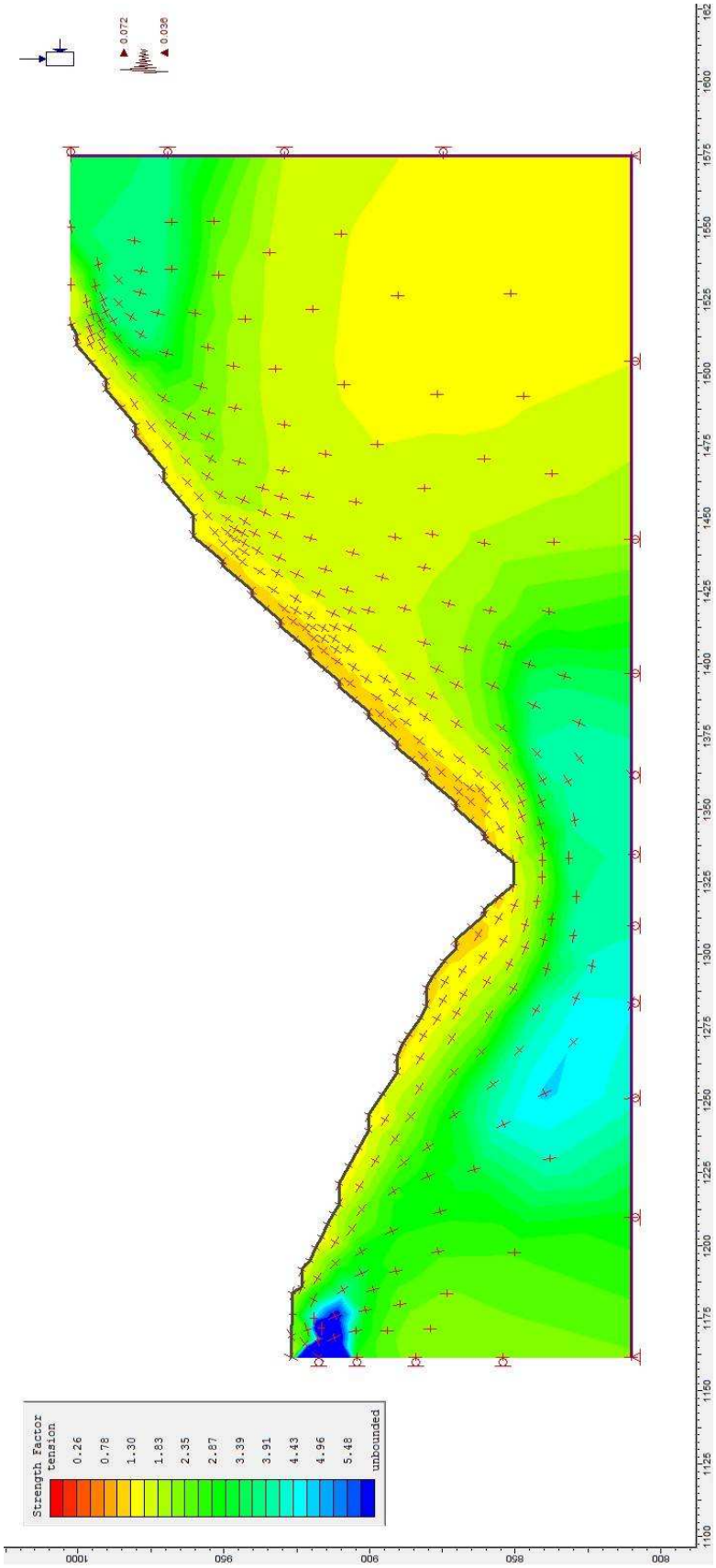
La caratteristica principale è la discretizzazione della regione fisica di interesse attraverso la creazione di una griglia (*mesh*) composta da elementi finiti, di forma codificata (triangoli nel caso in questione). La suddivisione in elementi discreti consente di approssimare la continuità di spostamenti e tensioni e le equazioni sono risolte ai nodi tra elementi adiacenti. Il numero dei gradi di libertà definisce la dimensione della matrice globale di rigidezza. In sintesi, i passi che comporta un'analisi di questo tipo sono i seguenti:

1. discretizzazione del problema, definendo il reticolo di nodi ed elementi (*mesh*). La discretizzazione ha lo scopo di ottenere un modello discreto caratterizzato da un numero finito di gradi di libertà;
2. definizione delle condizioni di bordo, introducendo generalmente dei vincoli agli spostamenti sui contorni del modello, e quindi riducendo i gradi di libertà del sistema o imponendo uno stato tensionale al contorno;
3. assegnazione delle proprietà dei materiali, nella quale ad ogni elemento finito viene assegnata una legge di comportamento;
4. assegnazione dello stato tensionale, nella quale si attribuiscono le componenti tensionali iniziali ad ogni nodo del reticolo;
5. calcolo e analisi dei risultati.

Anche in questo caso il metodo è stato implementato tramite il software PHASE^2 (Rocscience) utilizzando i parametri derivanti dalle misure ottenute nelle varie stazioni, tenendo conto degli specifici coefficienti sismici dell'area ed adottando il criterio di rottura di Hoek & Brown.

I risultati mostrano condizioni di stabilità lungo tutto il profilo analizzato. In particolare, lo *Strenght Factor*, dato dal rapporto tra resistenza della roccia e lo stress indotto in ogni nodo del *mesh*, si mantiene su valori maggiori di 1.1-1.2. Lo *Strength Factor* è influenzato da tutti e tre gli stress principali ($\sigma 1$, $\sigma 2$ e $\sigma 3$) ed è perciò da considerarsi tridimensionale. Le aree dove lo SF assume i valori più bassi (ma sempre maggiori di 1.1) sono quelle in corrispondenza dei gradoni più bassi, dove lo scavo va più in profondità. La figura mostra inoltre l'andamento delle direzioni principali dello stress.

Si può notare come la porzione caratterizzata da valori più bassi del rapporto tra resistenza della roccia e stress indotto sia quella più superficiale: si individua infatti una fascia che interessa buona parte del versante di scavo per una profondità di qualche metro che indica come aree potenzialmente critiche le porzioni di ammasso più superficiali in corrispondenza delle scarpate.



Analisi di stabilità agli elementi finiti – valori dello Strength Factor in corrispondenza dello scavo.

Al fine di indagare in modo più approfondito le aree più critiche e quantificare il grado di sicurezza, è stata condotta un'analisi all'equilibrio limite per le porzioni superficiali del versante, maggiormente disturbate e scompaginate dall'azione di scavo.

4.7.4 METODO DELL'EQUILIBRIO LIMITE

Sulla scorta delle considerazioni relative al metodo degli elementi finiti che è in grado di tenere conto delle deformazioni interne dell'ammasso roccioso e può perciò essere utilizzato per prevedere il comportamento deformativo secondo meccanismi complessi e combinati, una successiva analisi all'equilibrio limite può quantificare il grado di sicurezza relativo ai possibili fenomeni di instabilità.

Sono state quindi indagate le possibili superfici di distacco relative alla porzione più superficiale dell'ammasso. Visto lo stato di fratturazione dell'ammasso, in cui i sistemi di discontinuità non mostrano persistenze così alte da interessare l'intera altezza del fronte e tali da formare piani preferenziali di scivolamento per l'intero versante, si è scelto di schematizzare il piano di scivolamento con superfici curvilinee.

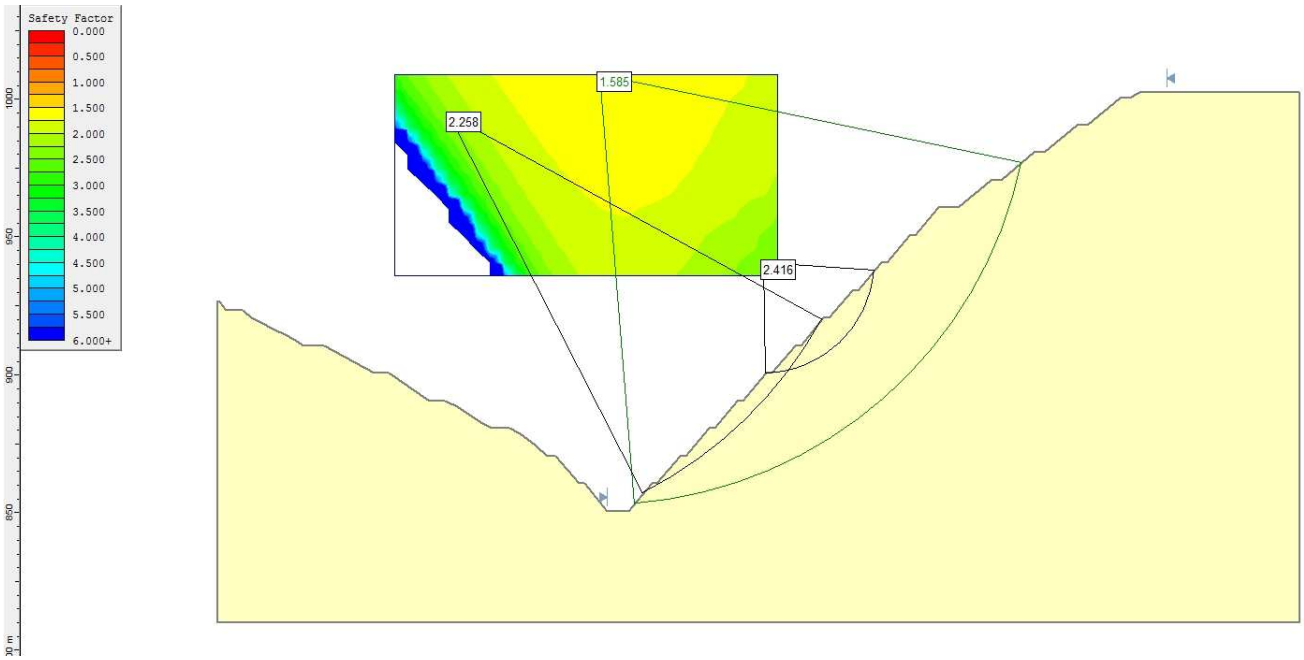
Il metodo è stato implementato tramite il software SLIDE (Rocscience) utilizzando i parametri derivanti dalle misure ottenute nelle varie stazioni, tenendo conto degli specifici coefficienti sismici dell'area ed adottando il criterio di rottura di Hoek & Brown.
La verifica di stabilità si riconduce alla determinazione di un coefficiente di sicurezza, relativo ad un'ipotetica superficie di rottura, pari al rapporto tra la resistenza al taglio disponibile e la resistenza al taglio mobilitata. Suddividendo il pendio in parti d'uguale ampiezza, per ogni concio si possono individuare:

- il peso;
- la risultante delle forze esterne agenti sulla superficie;
- le forze inerziali orizzontali e verticali;
- le reazioni normali e tangenziali mutue tra i conci;
- le reazioni normali e tangenziali alla base dei conci;
- le pressioni idrostatiche alla base.

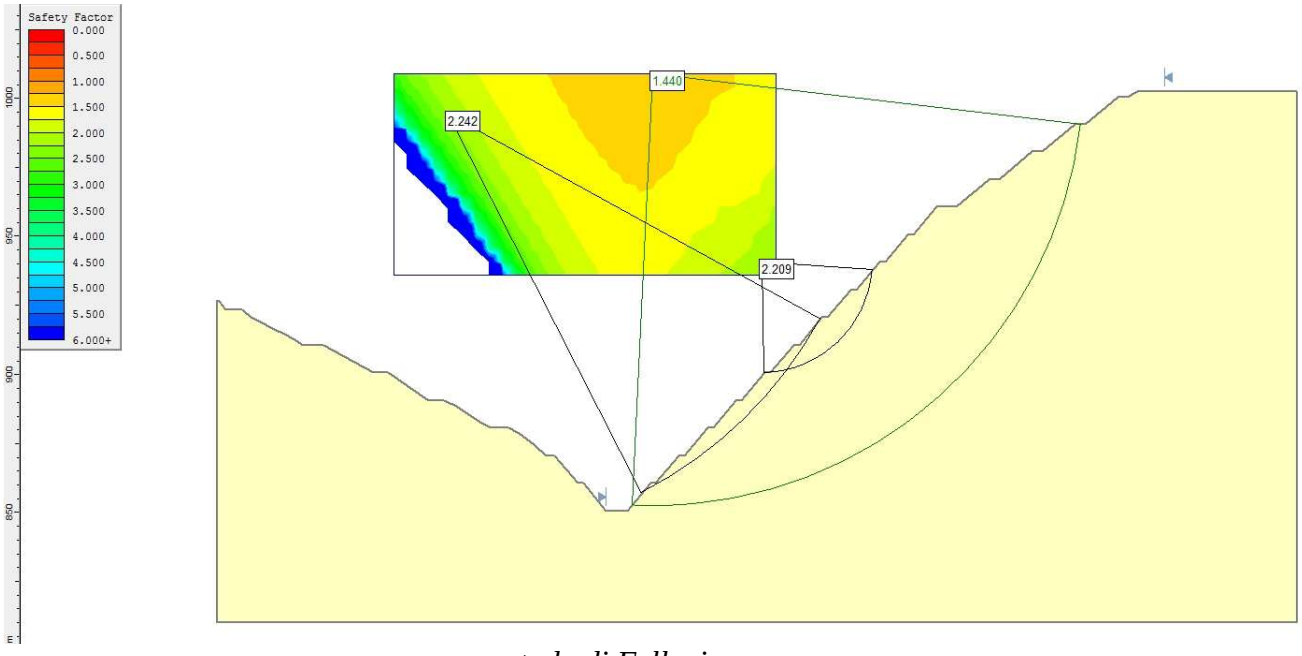
La soluzione numerica della stabilità viene risolta secondo diversi criteri. In particolare sono stati utilizzati:

- metodo di Bishop: con ipotesi basate su superficie di scivolamento circolare ed uguaglianza delle reazioni normali alle facce laterali dei conci;
- metodo di Janbu: basato sulla conoscenza della posizione della linea di spinta e quindi conoscenza dei bracci delle reazioni laterali ai conci;
- metodo di Spencer: basato sul calcolo ricorsivo delle reazioni mutue tra i conci e dell'equilibrio dei momenti, in modo da ottenere la convergenza con le condizioni al contorno.
- metodo di Fellenius: si basa sull'assunzione che le sommatorie delle forze di interconcio, normali e tangenziali, siano entrambe nulle. Il fattore di sicurezza è ricavato dall'equilibrio dei momenti rispetto al centro di rotazione della massa. Il metodo tende a sottostimare il fattore di sicurezza per cui risulta conservativo;
- metodo di Morgenstern-Price: con ipotesi di relazione tra le forze normali e di taglio tra i conci.

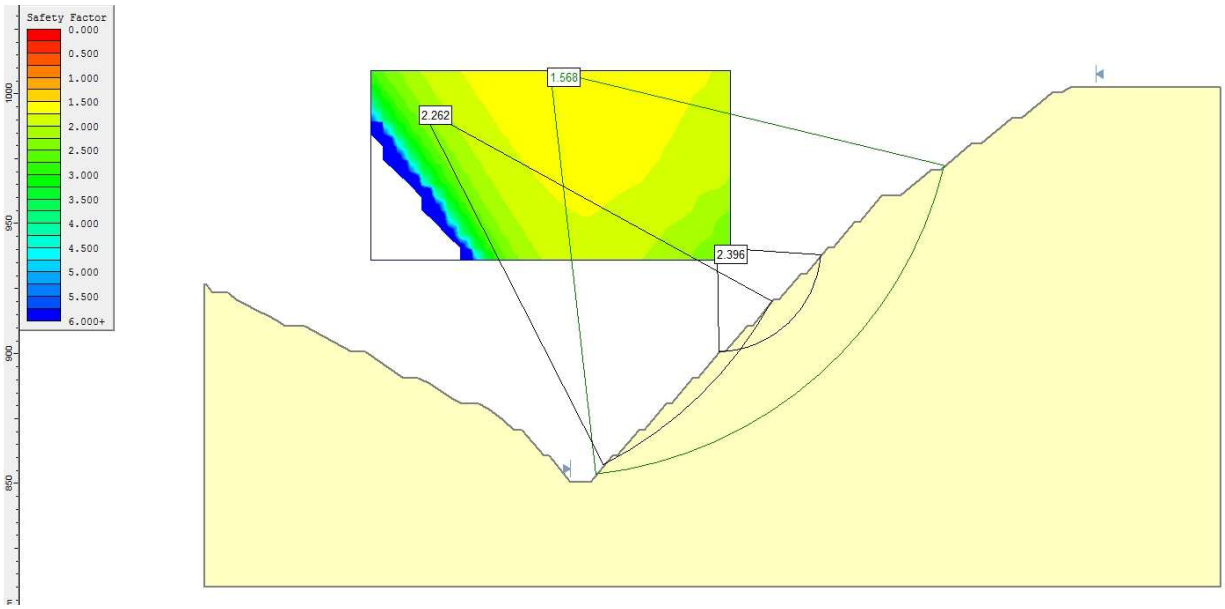
In via maggiormente cautelativa, sono stati implementati i parametri relativi alla peggiore situazione rilevata (stazione S1).



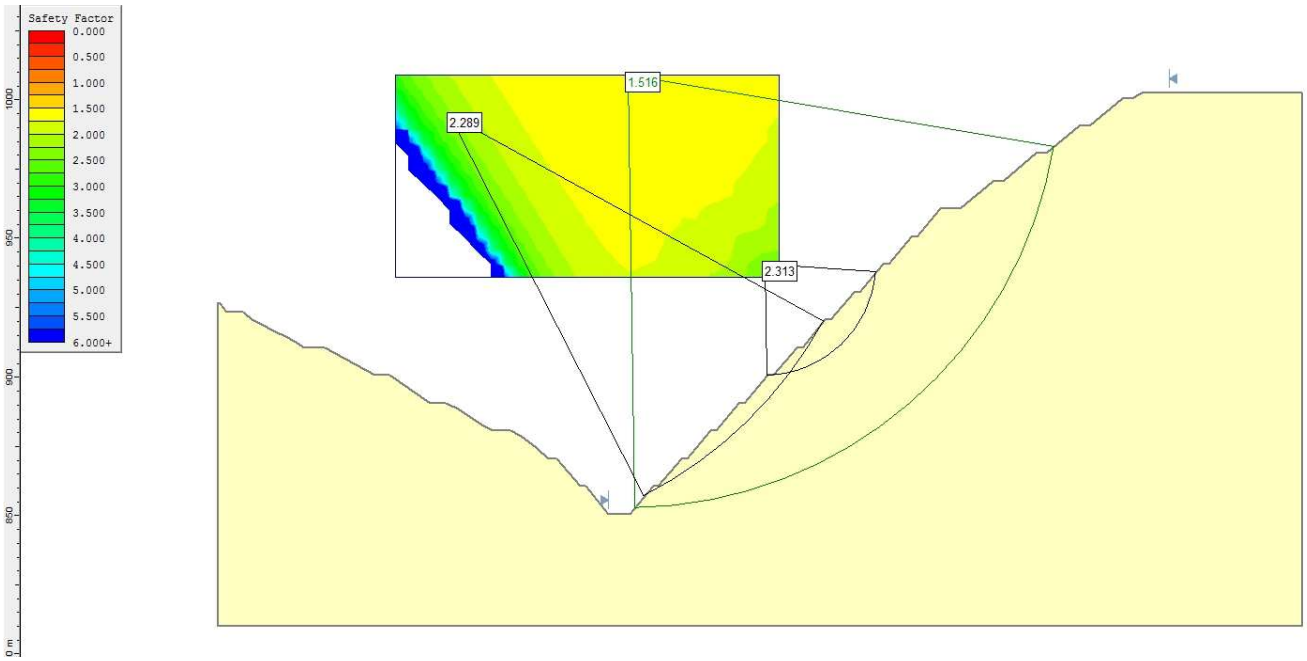
metodo di Bishop



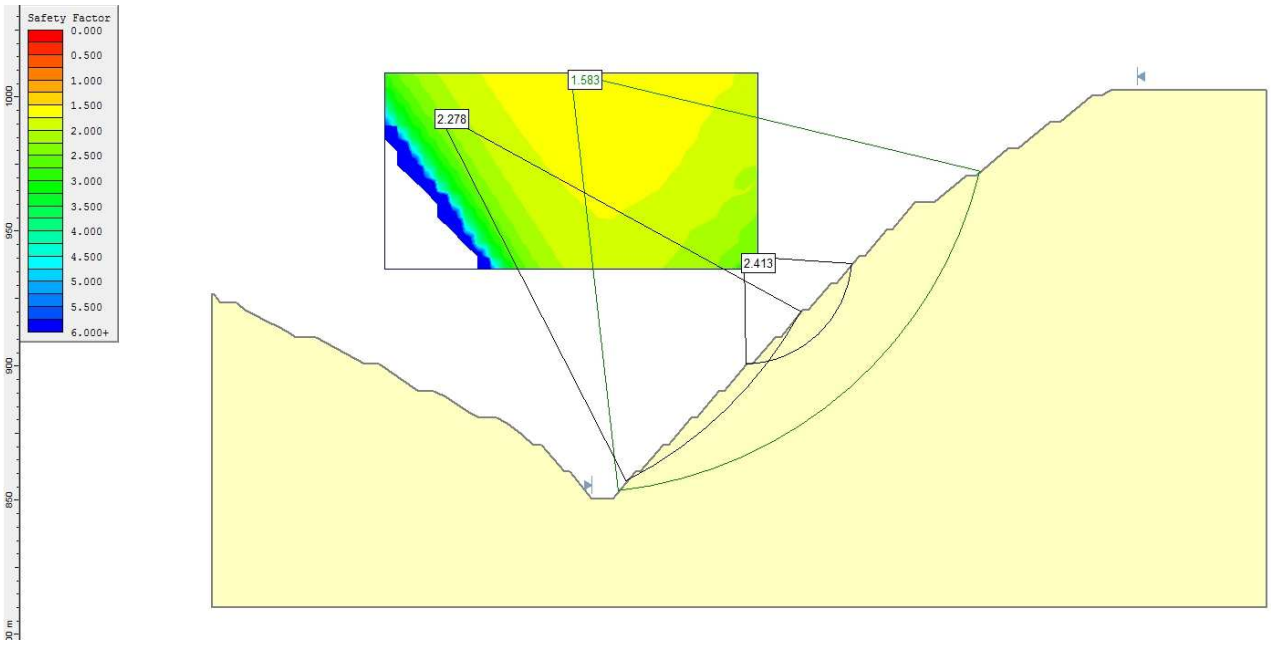
metodo di Fellenius



metodo di Morgerstern e Price



metodo di Janbu



metodo di Spencer

I risultati si dimostrano simili per tutti i metodi di calcolo utilizzati: i fattori di sicurezza per le superfici che interessano l'area critica messa a fuoco con l'analisi agli elementi finiti (superfici di scivolamento poco profonde a coinvolgere uno o più gradoni) rimangono al di sopra di 2,2. Curve più profonde ma meno verosimili assumono valori del fattore di sicurezza più bassi, comunque sopra 1,4.

Discussione dei risultati

L'analisi cinematica qualitativa ha evidenziato la possibilità di *scivolamenti planari* che coinvolgono JN3 lungo i versanti orientati a SO; lo *scivolamento di cunei* interessa tutto il versante estrattivo lungo le intersezioni JN2-JN3 e JN3-JN5, mentre sono suscettibili al *ribaltamento diretto* JN3 e le intersezioni JN2-JN5, JN4-JN2, JN1-JN5. L'approccio cinematico quantitativo ha poi permesso di attribuire un indice di pericolosità cinematica sulla base dei dati relativi alle discontinutà per una data orientazione del versante di scavo e facendo variare la pendenza del fronte. Nel caso specifico si può affermare che, per pendenze inferiori ai 57-58° l'indice di pericolosità è nullo, mentre da questo valore fino alla pendenza di 70°, gli indici di pericolosità cinematica si mantengono entro valori accettabili; sopra i 70° l'indice di pericolosità risulta non più tollerabile in quanto arriva a percentuali superiori al 5% per tutti i cinematismi presi in considerazione.

Al fine di valutare la stabilità dell'ammasso roccioso nel suo insieme (prendendo in considerazione non solo le discontinuità), si è resa necessaria un'analisi più approfondita, in questo caso condotta secondo il metodo degli *elementi finiti*. Questa elaborazione ha permesso di individuare una fascia critica corrispondente alla porzione più superficiale dell'ammasso, in cui lo stress indotto dall'escavazione risulta maggiore. Tale situazione è stata messa a fuoco da una successiva analisi all'*equilibrio limite* che ha permesso di individuare le possibili superfici di scivolamento relative a tale area critica. Si è visto però che i valori del fattore di sicurezza rimangono costantemente vicini a 2,2-2,3, a indicare una sostanziale stabilità delle singole scarpate di scavo e di tutto il fronte.

4.7.5 STABILITÀ DEI MATERIALI DA UTILIZZARE PER LA FASE DI RIPRISTINO

Come già detto, l'accumulo dei materiali nella fase di recupero sarà effettuato in strati di spessore massimo pari a 30-40 cm adeguatamente compattati ed in base all'effettiva quantità di materiale reperito in fase di estrazione, potranno anche essere realizzati in successivi momenti. Le pendenze, come detto, saranno decisamente abbattute rispetto al progetto attualmente autorizzato, passando da pendenze delle scarpate pari a 35-38°, al presente progetto di variante con pendenze non superiori ai 30°.

Si segnala, come peraltro già evidenziato nella descrizione delle varie fasi di attività, che gli elaborati cartografici allegati fotografano un "momento di passaggio teorico" dell'attività estrattiva e di trasformazione dell'area nel suo insieme e sono stati realizzati proprio per spiegare meglio le fasi e le modalità di avanzamento scavi/riporti e per consentire una più facile "lettura" dell'attività estrattiva nel suo svolgimento complessivo; in questo senso le situazioni topografiche così come presentate non potranno mai esistere effettivamente in quanto nel corso e nello sviluppo dell'attività estrattiva da Ovest verso Est, il contestuale accumulo effettuato per la fase di ritombamento/ripristino sarà chiaramente realizzato partendo dal basso e rispettando l'angolo di "riposo" del materiale via via accumulato e costipato. In pratica non esisteranno mai scarpate in materiale sciolto di pendenze analoghe a quelle riportate in planimetria, bensì scarpate con inclinazioni indicative massime pari a 30°, cioè inclinazioni ben inferiori a quelle consentite dall'angolo di attrito interno del materiale utilizzato.

Per le verifiche di stabilità su questi materiali sciolti, è stata ipotizzata una sezione tipo di recupero e sulla base della nuova normativa (NTC 2008), dopo una introduzione sull'azione sismica e dopo aver individuato i parametri caratteristici da dover utilizzare, vengono effettuate le verifiche del caso prendendo in considerazione la stabilità dei termini sciolti sia a breve, sia a lungo termine, al fine di scongiurare movimenti circoscritti o localizzati fenomeni gravitativi.

4.7.5.1 AZIONE SISMICA DI PROGETTO

Con l'entrata in vigore del DM 14/01/2008, la stima della pericolosità sismica viene definita mediante un approccio "sito dipendente" e non più tramite un criterio "zona dipendente". In questo senso l'azione sismica di progetto in base alla quale valutare il rispetto dei diversi stati limite presi in considerazione viene definita partendo dalla "pericolosità di base" del sito di costruzione, che risulta essere l'elemento essenziale di conoscenza per la determinazione dell'azione sismica.

Per descrivere la *pericolosità sismica* in un generico sito con precisione sufficiente, sia in termini geografici che in termini temporali, nonché nei modi previsti dalle nuove Norme Tecniche delle Costruzioni, i risultati dello studio di pericolosità sismica devono essere forniti:

- in corrispondenza dei punti di un reticolo (reticolo di riferimento) i cui nodi individuati in termini di latitudine e longitudine, debbono distare di un passo $\leq 0{,}05°$ (cioè non più di 10 km);
- per diverse probabilità di superamento in 50 anni e/o diversi periodi di ritorno TR ricadenti in un intervallo di riferimento compreso almeno tra 30 e 2.475 anni, estremi inclusi;
- in termini di valori di accelerazione orizzontale massima a_g e dei parametri che permettono di definire gli spettri di risposta ai sensi delle NTC, nelle condizioni di sottosuolo rigido affiorante (categoria A).

In particolare i caratteri del moto sismico sul sito di riferimento rigido orizzontale sono descritti dalla distribuzione sul territorio nazionale delle seguenti grandezze:

- a_g = accelerazione massima al sito;
- F_o = valore massimo del fattore amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

In pratica la pericolosità sismica è stata definita per tutto il territorio nazionale sulla base di un reticolo di punti di riferimento: per un qualunque punto del territorio non ricadente nei nodi del *reticolo di riferimento*, i valori dei parametri di (ag ,F_o ,T_c*) di interesse per la definizione dell'azione sismica di progetto possono essere calcolati come media pesata dei valori assunti da tali parametri nei quattro vertici della maglia elementare del *reticolo di riferimento* contenente il punto in esame, utilizzando come pesi gli inversi delle distanze tra il punto in questione ed i quattro vertici.

Nel caso specifico si riportano i nodi del reticolo di riferimento utilizzati per il calcolo dei parametri sismici, più vicini alla zona in questione:



Parametri e coefficienti sismici

Sito in esame.

latitudine: 44,18636
longitudine: 9,968751
Classe: 2
Vita nominale:50

Siti di riferimento

Sito 1	ID: 17820	Lat: 44,2314Lon: 9,9320	Distanza: 5795,162
Sito 2	ID: 17821	Lat: 44,2334Lon: 10,0017	Distanza: 5855,191
Sito 3	ID: 18042	Lat: 44,1814Lon: 9,9350	Distanza: 2749,380
Sito 4	ID: 18043	Lat: 44,1835Lon: 10,0046	Distanza: 2874,814

Parametri sismici

Categoria sottosuolo: C
Categoria topografica: T2
Periodo di riferimento: 50 anni
Coefficiente cu: 1

Operatività (SLO):

Probabilità di superamento:	81%
Tr:	30 [anni]
ag:	0,053 g
Fo:	2,441
Tc*:	0,237 [s]

Danno (SLD):

Probabilità di superamento:	63%
Tr:	50 [anni]
ag:	0,067 g
Fo:	2,451
Tc*:	0,254 [s]

Salvaguardia della vita (SLV):		Prevenzione dal collasso (SLC):	
Probabilità di superamento:	10%	Probabilità di superamento:	5 %
Tr:	475 [anni]	Tr:	975 [anni]
ag:	0,170 g	ag:	0,218 g
Fo:	2,397	Fo:	2,388
Tc*:	0,286 [s]	Tc*:	0,292 [s]

Per le componenti orizzontali del moto e per le varie categorie di sottosuolo la forma spettrale su sottosuolo di categoria A viene modificata attraverso dei coefficienti sismici:

- *coefficiente stratigrafico SS* (relativo all'amplificazione stratigrafica e definito come il rapporto tra il valore dell'accelerazione massima attesa in superficie e quello su sottosuolo di categoria A);
- *coefficiente topografico ST* , (definito in funzione delle condizioni topografiche, come da Tabella 3.2.VI delle NTC e che, nel caso in questione assume valore unitario);
- *coefficiente CC.* (dipende anch'esso dalla categoria di sottosuolo).

Tali coefficienti sono riportati di seguito insieme ai valori dei coefficienti sismici orizzontale Kh e verticale Kv e del coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito β_m.

SLO:		SLD:		SLV:		SLC:	
Ss:	1,500	Ss:	1,500	Ss:	1,460	Ss:	1,390
Cc:	1,690	Cc:	1,650	Cc:	1,590	Cc:	1,580
St:	1,200	St:	1,200	St:	1,200	St:	1,200
Kh:	0,019	Kh:	0,024	Kh:	0,072	Kh:	0,102
Kv:	0,010	Kv:	0,012	Kv:	0,036	Kv:	0,051
Amax:	0,938	Amax:	1,189	Amax:	2,922	Amax:	3,564
Beta:	0,200	Beta:	0,200	Beta:	0,240	Beta:	0,280

4.7.5.2 PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI

Per *valore caratteristico* di un parametro geotecnico deve intendersi una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro nello stato limite considerato. I *valori di progetto* dei parametri geotecnici si ottengono dai valori caratteristici tenendo conto dei coefficienti parziali γ_M. Nei casi in cui è coinvolto un elevato volume di terreno, ovvero dove il volume interessato dalla superficie di rottura è grande, è perciò consigliabile utilizzare i *valori caratteristici* prossimi ai *valori medi*.

Per la determinazione di tali parametri sono stati utilizzati sia i dati ricavati dalle varie indagini effettuate, sia la stima derivante dall'analisi delle caratteristiche di materiali analoghi accumulati in condizioni ed in situazioni ben peggiori a quelle di progetto.

Di seguito si riportano i valori utilizzati per le unità geotecniche in questione:

Unità geotecnica	***parametri medi***				
	γ [KN/m^3]	**γ_{sat} [KN/m^3]**	**ϕ [°]**	**c [kPa]**	**c_u [kPa]**
Materiali sciolti di prevalente componente diabasica	18	20	34	60	5
Diabase in posto	28	28	40	150	---

Valori di progetto

I valori di progetto di c', c_u , γ e Φ' da adottare per le varie combinazioni, si ottengono dividendo i valori caratteristici per un coefficiente riduttivo parziale della Tab. 6.2.II.

Tab. 6.2.II

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	1,0	1,0

per cui si avrà:

- $tg\Phi'_d=tg\Phi'_k/\gamma_M$
- $c'_d=c'_k/\gamma_M$
- $\gamma_d=\gamma_k/\gamma_M$

4.7.5.3 VERIFICHE DI STABILITÀ

Tali verifiche hanno riguardato la stabilità sia in condizioni statiche, sia in condizioni sismiche attraverso l'impiego di metodi pseudostatici dove la condizione di stato limite ultimo viene riferita al cinematismo di collasso critico, caratterizzato dal più basso valore di coefficiente di sicurezza *Fs* espresso come rapporto tra la resistenza al taglio disponibile e sforzo di taglio mobilitato lungo la superficie di scorrimento effettiva o potenziale:

$$F_s = \frac{\tau_s}{\tau_m}$$

Le verifiche sono state effettuate attraverso il metodo semiprobabilistico agli stati limite basati sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza. Il valore di progetto della resistenza Rd può essere determinato per via analitica attraverso i valori caratteristici f_k dei parametri di resistenza al taglio del terreno, coesione e angolo di attrito interno partendo dai valori medi.

Verifiche di sicurezza

Con riguardo alle verifiche nei confronti degli Stati Limite Ultimi (SLU) per ognuno di essi deve essere rispettata la condizione:

$$\boldsymbol{Ed \leq Rd}$$

dove *Ed* è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione:

$$E_d = E\left[\gamma_F F_k ; \frac{X_k}{\gamma_M} ; a_d\right]$$

e *Rd* è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico:

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

Gli effetti delle azioni e la resistenza sono espressi in funzione delle azioni di progetto, dei parametri geotecnici di progetto e della geometria di progetto.

La verifiche pseudostatiche di stabilità si eseguono secondo l'A*pproccio 1 Combinazione 2* (A2+M2+R2) utilizzando valori unitari per i coefficienti parziali A2 e i valori indicati nelle tabelle 6.2.II e 6.8.I.

Tab. 6.8.I

Coefficiente	R2
γ_R	1.1

L'analisi delle condizioni di instabilità del versante in condizioni sismiche viene eseguita mediante metodi pseudostatici dove l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica

equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso del volume di terreno W potenzialmente instabile. Nelle verifiche allo stato limite ultimo le componenti orizzontale e verticale dell'azione sismica sono espresse da:

$$F_h = k_h \cdot W \quad ; \quad F_v = k_v \cdot W$$

dove k_h e k_v sono, rispettivamente, i coefficienti sismici orizzontale e verticale.

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{max}}{g} \quad ; \quad k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

con β_s : coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;
a_{max} : accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
g : accelerazione di gravità.

L'accelerazione massima attesa al sito viene valutata tramite un coefficiente di amplificazione che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica S_s e di quella topografica S_t.

$$a_{max} = S_s \cdot S_t \cdot a_g$$

Metodo di analisi

I fenomeni franosi in genere possono essere ricondotti alla formazione di una superficie di rottura lungo la quale le forze, che tendono a provocare lo scivolamento del pendio, non risultano equilibrate dalla resistenza al taglio del terreno lungo tale superficie. La verifica di stabilità quindi, si riconduce alla determinazione di un coefficiente di sicurezza, relativo ad un'ipotetica superficie di rottura, pari al rapporto tra la resistenza al taglio disponibile e la resistenza al taglio mobilitata.

Suddividendo il pendio in parti d'uguale ampiezza, per ogni *concio* si possono individuare:

- il peso;
- la risultante delle forze esterne agenti sulla superficie;
- le forze inerziali orizzontali e verticali;
- le reazioni normali e tangenziali mutue tra i conci;
- le reazioni normali e tangenziali alla base dei conci;
- le pressioni idrostatiche alla base.

Nell'ipotesi che la base di ciascun concio sia piana e che lungo la superficie di scorrimento valga il criterio della rottura alla Mohr-Coulomb, che correla tra loro le reazioni normali e tangenziali alla base, le incognite per la determinazione dell'equilibrio di ogni concio, risultano essere le reazioni laterali, i loro punti di applicazione e la reazione normale alla base.

Per la determinazione di tutte le incognite, le equazioni di equilibrio risultano insufficienti per cui la risoluzione del problema va perseguita introducendo ulteriori condizioni sugli sforzi agenti sui conci. Tali ulteriori ipotesi differenziano sostanzialmente i diversi metodi di calcolo e nel caso specifico, la soluzione numerica della stabilità viene risolta secondo diversi criteri. In particolare sono stati utilizzati:

- metodo di Bishop: con ipotesi basate su superficie di scivolamento circolare ed uguaglianza delle reazioni normali alle facce laterali dei conci;
- metodo di Janbu: basato sulla conoscenza della posizione della linea di spinta e quindi conoscenza dei bracci delle reazioni laterali ai conci;
- metodo di Bell: con ipotesi basate sull'imposizione di una specifica distribuzione delle tensioni normali lungo la superficie di scivolamento;
- metodo di Sarma: basato sul calcolo ricorsivo delle reazioni mutue tra i conci, in modo da ottenere la convergenza con le condizioni al contorno;
- metodo di Spencer: basato sul calcolo ricorsivo delle reazioni mutue tra i conci e dell'equilibrio dei momenti, in modo da ottenere la convergenza con le condizioni al contorno;

Perché le condizioni di sicurezza vengano verificate deve essere verificata la disuguaglianza ***Ed ≤ Rd***, ovvero che il rapporto tra il valore della resistenza *Rd* e quello della risultante delle azioni *Ed* deve essere superiore a $\gamma_R = 1.1$.

Considerazioni conclusive

Le verifiche, come detto, sono state realizzate lungo una sezione rappresentativa del recupero da effettuare, nell'ipotesi quindi di avere una pendenza media di tutto il fronte pari a circa 25° e gradoni di larghezza variabile, ogni 10 metri di altezza. Più nello specifico sono state effettuate verifiche sia sull'intero fronte, sia sulla singola scarpata, al fine di comprendere tutte le cinematiche possibili e tutti i fenomeni a piccola e grande scala. Si riportano in allegato le simulazioni per ogni fase di riempimento, evidenziando la superficie di scivolamento più critica, sia in termini di tensioni totali che efficaci, considerando quindi anche la presenza di una ipotetica superficie piezometrica.

I valori del coefficiente di sicurezza Fs riferito ai cerchi più prossimi rispetto a quello critico, nelle condizioni di progetto risultano sempre superiori al valore limite di sicurezza del caso specifico pari a Fs=1.1, a conferma della efficacia della soluzione progettuale ipotizzata.

Ribadendo il fatto che l'accumulo effettuato per la fase di ritombamento/ripristino sarà realizzato partendo dal basso, rispettando l'angolo di "riposo" del materiale via via accumulato e che non esisteranno mai scarpate in materiale sciolto di pendenza analoga a quella riportata nelle planimetrie di progetto, bensì scarpate con inclinazioni ben inferiori a quelle consentite dall'angolo di attrito interno del materiale utilizzato, operando il costipamento secondo le norme e le direttive sopra riportate ed effettuando tutte gli interventi di regimazione idraulica e di recupero descritti, la risistemazione definitiva e la finale riprofilatura si dimostra compatibile con le caratteristiche del materiale e soprattutto risulta in perfetto equilibrio statico.

4.8 ORGANIZZAZIONE DEL CANTIERE E MACCHINE OPERATRICI

Nessuna variazione

4.8.1 CICLO PRODUTTIVO

Nessuna variazione

4.9 PREVENZIONE INFORTUNI

Nessuna variazione

5 PROGETTO DI RECUPERO AMBIENTALE

Nessuna variazione

5.1 PIANO DI RIMODELLAMENTO

Nessuna variazione

5.1.1 IL MODULO MORFOLOGICO TIPO

Nessuna variazione

5.1.2 FORMAZIONE DEL SOTTOFONDO DI INERTE

Nessuna variazione

5.1.3 Riporto del terreno di coltura
Nessuna variazione

5.1.4 Sistemazione delle acque superficiali
Nessuna variazione

5.1.5 Viabilità di servizio alle superfici rinverdite
Nessuna variazione

5.1.6 Cronosequenza degli interventi
Nessuna variazione

5.2 PIANO DEI RINVERDIMENTI
Nessuna variazione

5.2.1 Inerbimento
Nessuna variazione

5.2.2 Piantagione di specie arboree ed arbustive. Disposizioni generali
Nessuna variazione

5.2.3 Piantagione di specie arboree ed arbustive. Tipologie di intervento
Nessuna variazione

5.2.4 Cure colturali
Nessuna variazione

5.3 ANALISI PREZZI E COMPUTO METRICO
Nessuna variazione