Comune di GENOVA
Sestri Ponente

UNICALCE S.p.A.

CAVA GIUNCHETTO
Progetto di coltivazione e recupero ambientale

VARIANTE AL PROGETTO
(ai sensi comma 1 art. 12 L.R. 12/2012)

VERIFICHE DI STABILITA'

a cura di: *Carlo AMBROGIO geologo*
Piercarlo GABRIELE geologo

ORDINE GEOLOGI REGIONE PIEMONTE
CARLO AMBROGIO GEOLOGO A.P. SEZ. A N. 98
ALBO PROFESSIONALE

ORDINE DEI GEOLOGI
Regione Autonoma Valle d'Aosta
ORDRE DES GEOLOGUES
Région Autonome Vallée d'Aoste
Dr. GABRIELE PIERCARLO
Iscr. Albo n. 32

Relazione C3668-S02
Revisione: REV01

Torino, giugno 2018

GEOMIN srl
Mining Geology

INDICE DEL TESTO

0. PREMESSA 4
1. VERIFICHE DI STABILITA' DEI FRONTI IN ROCCIA 5
1.1 Introduzione 5
1.2 Caratterizzazione geomeccanica 5
1.2.1 Caratteristiche delle discontinuità 6
1.2.2 Classificazione RMR dell'ammasso roccioso 8
1.3 Parametri geomeccanici 9
1.3.1 Gradoni 9
1.3.2 Superfici d'inviluppo dei fronti 10
1.4 Caratterizzazione sismica del sito 11
1.4.1 Classificazione 11
1.4.2 Categorie di suolo e condizioni topografiche 13
1.4.3 Azione sismica 13
1.5 Test di Markland 14
1.5.1 Geometria dei fronti e dei gradoni 14
1.5.2 Fronte 35° 16
1.5.3 Fronte 70° 16
1.5.4 Fronte 150° 16
1.5.5 Fronte 5° 16
1.6 Calcoli di stabilità dei cinematismi potenziali 25
1.6.1 Introduzione 25
1.6.2 Inquadramento normativo e combinazioni di calcolo 25
1.6.3 Scivolamento planare e di cunei 26
1.6.4 Ribaltamento 27
1.6.5 Considerazioni conclusive 27
1.7 Condizioni di sicurezza del piazzale di quota 137 30
2. VERIFICHE DI STABILITA' DEL RILEVATO DI INERTI 31
2.1 Introduzione 31
2.2 Caratteristiche del rilevato 31
2.3 Proprietà fisico-meccaniche dei materiali 33
2.4 Caratterizzazione sismica 34
2.4.1 Classificazione 34
2.4.2 Categorie di suolo e condizioni topografiche 34
2.4.3 Azione sismica 34
2.5 Inquadramento normativo e combinazioni di calcolo 35
2.6 Verifica di stabilità 36
2.7 Verifiche alla liquefazione 37
3. INTERVENTI PER LA MESSA IN SICUREZZA DELLE NUOVE SCARPATE STRADALI 38
3.1 Introduzione 38
3.2 Caratterizzazione geotecnica 38
3.3 Stabilità delle scarpate in roccia 40
3.3.1 Test di Markland 41

3.3.2 Analisi dei potenziali meccanismi di instabilità 42
3.3.3 Dimensionamento degli interventi di stabilizzazione 43
3.4 Stabilità delle scarpate in detrito 46
3.4.1 Dimensionamento delle opere di sostegno 46
4. ALLEGATI 50
4.1 Verifiche di stabilità dei fronti in roccia 50
4.2 Verifiche di stabilità del rilevato di inerti 67
4.3 Nuove scarpate stradali: stabilità dei fronti in roccia 76
4.4 Nuove scarpate stradali: verifica delle opere di sostegno 78
4.5 Nuove scarpate stradali: stabilità globale dei fronti in detrito 82
4.6 Verifica di caduta massi fronte antistante piazzale quota 137 (*Geomin, ottobre 2014)* 88

INDICE FIGURE NEL TESTO

Figura 1 - Ubicazione degli stendimenti del rilievo geomeccanico. 6
Figura 2 – Proiezione equiareale sulla semisfera inferiore delle discontinuità rilevate nelle dolomie (per la simbologia vedi riquadro in alto). 8
Figura 3 – Localizzazione del sito di cava (in rosso) e dei punti della maglia elementare del reticolo di riferimento entro la quale si trova il sito. 12
Figura 4 – Schematizzazione dei fronti di cava. 15
Figura 5 – Fronte 35°. Test di Markland per lo scivolamento planare. 17
Figura 6 – Fronte 35°. Test di Markland per lo scivolamento di cunei. 17
Figura 7 – Gradone 35°. Test di Markland per lo scivolamento planare. 18
Figura 8 – Gradone 35°. Test di Markland. Test di Markland per lo scivolamento di cunei. 18
Figura 9 – Fronte 70°. Test di Markland per lo scivolamento planare. 19
Figura 10 – Fronte 70°. Test di Markland per lo scivolamento di cunei. 19
Figura 11 – Gradone 70°. Test di Markland per lo scivolamento planare. 20
Figura 12 – Gradone 70°. Test di Markland per lo scivolamento di cunei. 20
Figura 13 – Fronte 150°. Test di Markland per lo scivolamento planare. 21
Figura 14 - Fronte 150°. Test di Markland per lo scivolamento di cunei. 21
Figura 15 – Gradone 150°. Test di Markland per lo scivolamento planare. ... 22
Figura 16 – Gradone 150°. Test di Markland per lo scivolamento di cunei. .. 22
Figura 17 – Fronte 5°. Test di Markland per lo scivolamento planare. 23
Figura 18 – Fronte 5°. Test di Markland per lo scivolamento di cunei. 23
Figura 19 – Gradone 5°. Test di Markland per lo scivolamento planare. 24
Figura 20 - Gradone 5°. Test di Markland per lo scivolamento di cunei. 24
Figura 21 – Schema delle modalità di coltivazione e disgaggio sistematico delle porzioni instabili, nel corso delle fasi di coltivazione. 1) minaggio/volata; 2) disgaggio "da monte" della parte sommitale del gradone; 3) disgaggio "da valle" del gradone. 29
Figura 22 – Ubicazione della sezione di verifica del cumulo. 32
Figura 23 – Sezione tipologica del cumulo. 32
Figura 24 – Pista di accesso alla cava. A. Proiezione dei poli dei piani delle discontinuità misurate sul terreno nelle Dolomie del M. Gazzo (S, S' e S'' = giunti di strato); B. Orientazione della foliazione metamorfica (S_CG) nei calcari di Gallaneto. 39
Figura 25 – Back analysis per la valutazione dei parametri di resistenza del detrito a grossi blocchi. 40
Figura 26 – Risultati dei Test di Markland per le Dolomie del M.Gazzo. Per le analisi si è utilizzato il software Dips della Rocscience. A. Scivolamento planare, B/C. Scivolamento a cuneo. 42

0. PREMESSA

La relazione esposta di seguito concerne le verifiche di stabilità relative alla Variante del progetto di coltivazione e recupero ambientale della Cava Giunchetto.

La relazione recepisce le modiche al progetto di Variante apportate in seguito alle richieste di integrazione successive alla conferenza dei servizi del 15/02/2018 (e successive riunioni).

Il primo capitolo riporta nel dettaglio le analisi effettuate per valutare la stabilità dei fronti di scavo finali, tenuto conto della configurazione geometrica prevista nel progetto di Variante. Il capitolo 2 riguarda la stabilità del cumulo previsto nella zona settentrionale della cava tra le quote 200 e 280 m s.l.m. Infine, nell'ultimo capitolo, la relazione descrive gli interventi per la messa in sicurezza delle nuove scarpate stradali, previste a seguito dei lavori di adeguamento della pista di accesso alla cava.

Tutte le verifiche sono state eseguite o aggiornate tenendo conto delle nuove esigenze normative determinate dall'entrata in vigore dell'Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» (DM 17 gennaio 2018).

1. VERIFICHE DI STABILITA' DEI FRONTI IN ROCCIA

1.1 Introduzione

La caratterizzazione geomeccanica del giacimento, eseguita da Geomin nel 2004 e nel 2011 in occasione dei precedenti progetti di coltivazione, è stata aggiornata nel novembre 2016 per controllarne l'adeguatezza nelle nuove condizioni dei fronti.
Con i rilevamenti di terreno degli ammassi rocciosi sono state misurate in totale oltre 350 misure di discontinuità. L'ubicazione degli stendimenti e delle stazioni, rappresentata in Figura 1, è stata scelta, compatibilmente con le condizioni di accesso e di affioramento, allo scopo di studiare fronti ad orientazione spaziale differente e di coprire in modo il più possibile omogeneo l'area di coltivazione.

Per ogni discontinuità rilevata sono stati descritti i parametri geometrici e fisico-meccanici principali (giacitura, persistenza, spaziatura, scabrezza, apertura, condizioni d'alterazione, presenza d'acqua, riempimento). Le classi in cui sono stati suddivisi i valori misurati per i differenti parametri sono quelle suggerite da ISRM (1981).
Sono state eseguite misure della rugosità di alcune famiglie di discontinuità per mezzo di uno *Shape Tracer* (con passo di lettura uguale a 1 mm).
Misure della resistenza meccanica delle pareti dei giunti delle famiglie principali sono state effettuate con uno sclerometro di tipo L.
L'orientazione spaziale delle superfici di discontinuità è stata rappresentata mediante proiezioni stereografiche equiareali su reticolo di Schmidt (semisfera inferiore).

1.2 Caratterizzazione geomeccanica

Le rocce oggetto della coltivazione appartengono alla formazione delle Dolomie di M. Gazzo. Si tratta di dolomie a stratificazione decimetrico - metrica, di colore da grigio chiaro a nerastro, con rare intercalazioni di sottili livelli marnosi giallastri.

Il comportamento geomeccanico dell'ammasso roccioso delle dolomie è riferibile al modello di un mezzo discontinuo, in cui la resistenza complessiva dell'ammasso è determinata principalmente dalle caratteristiche meccaniche delle discontinuità.
I dati di orientazione spaziale delle discontinuità, ricavati dal rilevamento strutturale dei fronti di cava, sono stati sottoposti ad un'elaborazione statistica di *cluster analysis*, eseguita con il programma DIPS della *Rocscience* di Toronto.

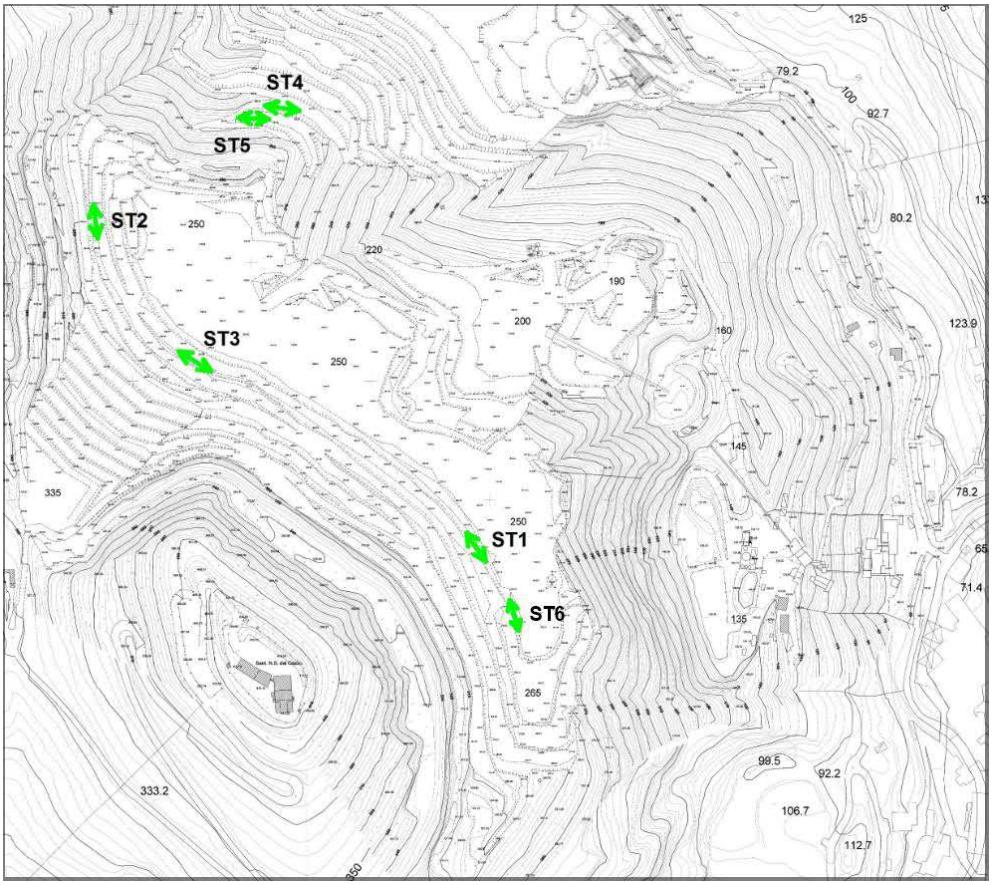


Figura 1 - Ubicazione degli stendimenti del rilievo geomeccanico.

1.2.1 Caratteristiche delle discontinuità

Nelle dolomie sono stati riconosciuti 5 sistemi di discontinuità significativi (vedi Tabella 1), denominati S, K1, K2, K3, K4.
Per quanto riguarda l'orientazione media dei sistemi di discontinuità rispetto ai rilievi eseguiti in passato, le variazioni sono complessivamente modeste, di pochi gradi sia per la direzione di immersione che per l'inclinazione. K4 è un sistema non identificato nei rilievi degli anni precedenti.
A ciascun sistema è stato attribuito, come rappresentativo della giacitura media (Figura 2), il valore centrale della distribuzione delle misure, che è stato calcolato con un algoritmo di tipo *fuzzy cluster*.

S (106°/89°) rappresenta la stratificazione delle dolomie, superficie ubiquitaria e di notevole persistenza, cui sono associate raramente faglie di analoga orientazione. Lungo la stratificazione si osservano localmente fenomeni di dissoluzione, con formazione di cavità sub-verticali di apertura decimetrica talora con concrezioni calcaree.

K1 (195°/55°) ha una frequenza di circa l'8% del totale delle misure di discontinuità di frattura, ed è caratterizzato da persistenza prevalentemente metrica. La distribuzione delle misure di K1 mostra una buona costanza della direzione, con dispersione più accentuata dell'inclinazione.

K2 (026°/75°, frequenza di circa il 15%), K3 (359°/81°, frequenza intorno all'11%) e K4 (056°/80°, con frequenza intorno al 9%), sono tutti sistemi caratterizzati da immersione compresa tra N e NE, con inclinazione mediamente elevata. Il sistema K4, caratterizzato da presenza sporadica nei rilievi precedenti, ha assunto maggiore frequenza nei fronti attuali, ed è stato quindi introdotto nelle verifiche di stabilità.

Il sistema di faglie più importante in cava (F1 in Figura 2) con direzione NO – SE ed immersione verso NE, affiora più frequentemente nei fronti attuali rispetto al passato, in cui era confinato principalmente in cava Gneo. Ne è stata valutata l'influenza sulle condizioni di stabilità per il fronte 70°.

Sistema	**S**	**K1**	**K2**	**K3**	**K4**
Orientazione	106°/89°	195°/55°	26°/75°	359°/81	56°/80°
Lunghezza	10 m – 20 m	< 1m, 1-3 m rara	< 1m e 1-3 m, 3-10 m (rara)	< 1m (prevalente) 1-3 m	< 1m (prevalente) 3-10 m
Spaziatura	20-60 cm (prevalente) 6-20 cm 60-200 cm	6-20 cm (prevalente) 2-6 cm	6-20 cm (prevalente) 2-6 cm	6-20 cm e 2-6 cm	6-20 cm e 2-6 cm
Scabrezza	planare/ ondulata, rugosa	Planare, talora ondulata, liscia	planare, ondulata, liscia, talora rugosa	Prevalentemente ondulata, planare, rugosa	Planare, Ondulata, liscia
JRC	12 – 14 prevalente	2 - 4	14 - 16 prevalente	-	-
Apertura	chiusa, talora aperta (dissoluzione)	chiusa, raramente aperta	chiusa	Chiusa, talora aperta	chiusa
Condizioni d'alterazione	da debolmente a moderatamente alterata	da non alterata a debolmente alterata	da non alterata a moderatamente alterata	da debolmente alterata a non alterata	da debolmente alterata a non alterata
Riempimento	argilla, marna	calcite rara	calcite, breccia	calcite, breccia	-
Presenza d'acqua	assente	assente	assente	assente	assente
JCS	100±20 Mpa	-	80±15 MPa	-	

Tabella 1 - Caratterizzazione delle famiglie di discontinuità dell'ammasso roccioso in dolomie.

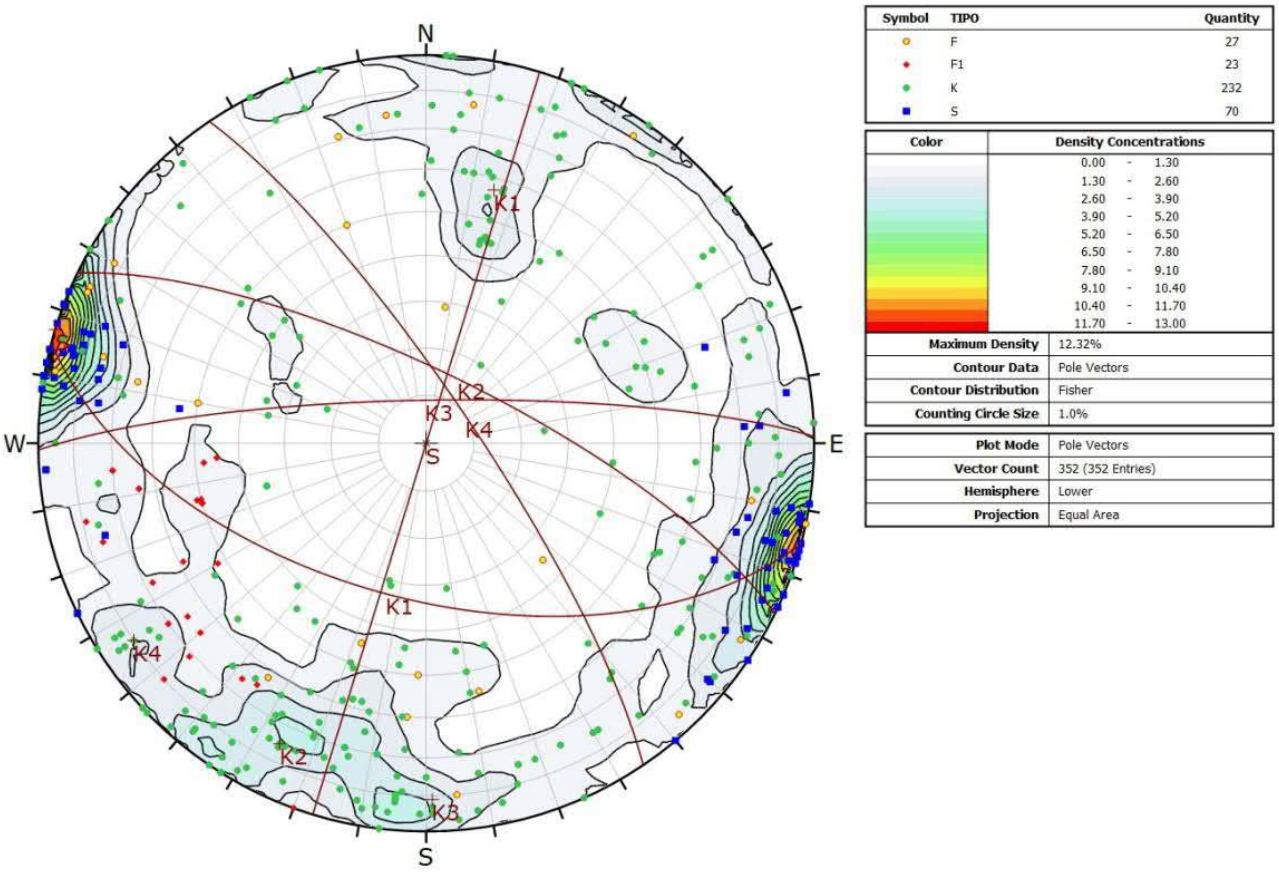


Figura 2 – Proiezione equiareale sulla semisfera inferiore delle discontinuità rilevate nelle dolomie (per la simbologia vedi riquadro in alto).

1.2.2 Classificazione RMR dell'ammasso roccioso

La valutazione delle caratteristiche di resistenza degli ammassi rocciosi del giacimento è stata eseguita utilizzando la classificazione RMR di Bieniawski.
La resistenza alla compressione monoassiale è stata stimata sulla base dei dati ricavati dalle misure sclerometriche.
Il valore di RQD è stato calcolato mediante la relazione empirica proposta da ISRM (1978):

$$RQD = 115 - 3.3J_v$$

con J_v = somma del numero di discontinuità per metro per ciascun sistema di discontinuità, risultando uguale a circa il 40%.

Nella tabella sottostante sono riportati i valori base della classificazione, gli indici BRMR e i parametri di resistenza degli ammassi rocciosi, ottenuti impiegando le espressioni:

c (kPa) = 5 BRMR
f (°) = 5 + (0.5 BRMR)

Parametri	Valore	*Rating*
Resistenza alla compressione monoassiale	*50-100 Mpa*	***7***
RQD	*25% - 50%*	***8***
Spaziatura delle discontinuità	*6 – 20 cm*	***8***
Condizioni delle discontinuità	-	***19***
Condizioni idrauliche	*Drenate*	***15***
INDICE BRMR		***57***
Coesione (kPa)		***285***
Angolo d'attrito (°)		***33.5***

Tabella 2 - Caratterizzazione dell'ammasso roccioso in dolomie.

1.3 Parametri geomeccanici

1.3.1 Gradoni

Nei calcoli di stabilità relativi ai gradoni, la resistenza al taglio dei giunti dei diversi sistemi di discontinuità riconosciuti è stata stimata ricorrendo al criterio empirico di Barton (1976) [1]

$$\tau = \sigma_n \tan [JRC \log_{10} (JCS/\sigma_n) + \phi_b]$$

in cui τ è la resistenza al taglio del giunto, σ_n lo sforzo normale agente sul piano, ϕ_b l'angolo d'attrito di base, JRC e JCS i parametri che tengono conto rispettivamente della rugosità della superficie e della resistenza a compressione delle pareti del giunto.
Per tener conto degli effetti di scala che influiscono su JRC e su JCS, legati alla diversa persistenza dei sistemi di discontinuità in rapporto alla lunghezza della superficie su cui è misurato JRC (lunghezza della base pari a 30 cm) sono state applicate le equazioni di Barton & Bandis (1990)[2]

$$JRC_n = JRC_0[L_n/L_0]^{-0.02\,JRC_0}$$

$$JCS_n = JCS_0[L_n/L_0]^{-0.03\,JRC_0}$$

in cui JRC_0 e JCS_0 sono i valori effettivamente misurati, JRC_n e JCS_n i valori scalati in base alla persistenza del sistema di discontinuità, L_n la lunghezza effettiva del sistema di discontinuità, L_0 la lunghezza della base su cui è misurato sul terreno JRC.

[1] Barton N. – *The shear strength of rock and rock joints* – Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., 1976
[2] Barton N., Bandis S. – *Review of predictive capabilities of JRC–JCS model in engineering practice* – Rock joints, Balkema, Rotterdam, 1990.

Sistema di discontinuità	JRC_0	JRC_n	JCS_0	JCS_n
K1	3	2,8	80	72
K2	10	6,3	80	40
K3	5	3,5	80	47
K4	5	1,8	80	67
S	15	4,6	100	28

Tabella 3 - Valori misurati e calcolati di JRC e JCS.

1.3.2 Superfici d'inviluppo dei fronti

I calcoli di stabilità vengono eseguiti analizzando i tetraedri rimuovibili (costituiti da due superfici di discontinuità dell'ammasso roccioso e dalle superfici libere della scarpata e dalla berma del gradone), delle dimensioni massime compatibili con l'altezza del fronte considerato.

Nel caso dei fronti del progetto, la cui altezza è compresa tra 50 e 200 m circa, le dimensioni (ettometriche) dei cunei analizzati sono maggiori di almeno un ordine di grandezza rispetto alle dimensioni della maggior parte dei sistemi di discontinuità che danno luogo ai cunei potenzialmente instabili (aventi persistenze generalmente comprese tra 1 m e 10 m). Ciò implica che le superfici che definiscono i cunei potenzialmente instabili dei fronti corrispondano in minima parte a piani di discontinuità e in massima parte a ponti di roccia integra.

Allo scopo di tener conto della resistenza al taglio di tali ponti di roccia, ai diversi sistemi di discontinuità è stato attribuito un valore di coesione pari ad una frazione della resistenza al taglio della matrice rocciosa risultante dalla classificazione RMR, in funzione del valore medio della persistenza rilevata in ciascuno di essi. Al sistema di discontinuità S, la cui persistenza è sempre decametrica, è stata attribuita il valore più basso di coesione. Per tutti i sistemi è stato adottato un angolo d'attrito di 30°, conservativo rispetto al valore stimato con la classificazione RMR (33,5°).

Sistema di discontinuità	c (kPa)	φ (°)
S	25	30
K1	150	30
K2	150	30
K3	75	30
K4	75	30

Tabella 4 - Dolomie. Resistenza al taglio dei sistemi di discontinuità nelle verifiche di stabilità dei fronti.

1.4 Caratterizzazione sismica del sito

1.4.1 Classificazione

La pericolosità sismica di riferimento è stata ricavata, sulla base dei dati forniti a livello nazionale nel sito *web* dell'INGV, con il *software* NCTSISMA (Castalia Srl).

Le coordinate geografiche decimali del centroide del sito di cava nel sistema ED50 sono le seguenti:

lat: 44,446719; long: 8,851159

I risultati ottenuti sono riportati in Figura 3 e nella Tabella 5. Sulla base delle indicazioni delle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 17/01/2018, § 2.4), nella stima dei parametri sismici si è tenuto conto cautelativamente di una Vita Nominale di 50 anni (opera ordinaria) e di una Classe d'uso I, per costruzioni con presenza occasionale di persone. E' stata assunta di conseguenza un periodo di riferimento, Vr, uguale a 35 anni (D.M. 17/01/2018, § 2.4.3).

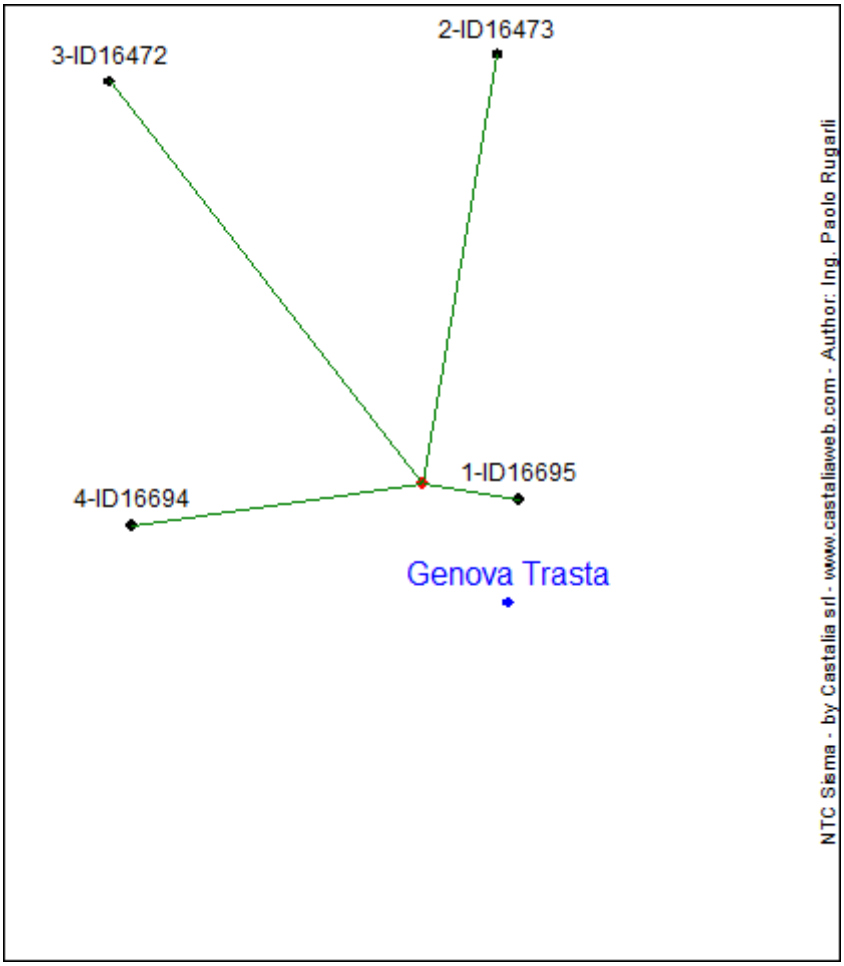


Figura 3 – Localizzazione del sito di cava (in rosso) e dei punti della maglia elementare del reticolo di riferimento entro la quale si trova il sito.

Parametri	SLO	SLD	SLV	SLC
Probabilità di superamento nel Vr	0.81	0.63	0.1	0.05
Tr	30 anni	35 anni	332 anni	682 anni
a_g	0.0225 g	0.0243 g	0.0599 g	0.0774 g
F_o	2.5486	2.5392	2.5212	2.5234
Tc	0.1800 sec	0.1864 sec	0.2807 sec	0.2902 sec

Tabella 5 – Parametri sismici ottenuti per le condizioni degli stati limite del collasso (SLC), del danno (SLD), di operatività (SLO) e di salvaguardia della vita (SLV). (Vr periodo di riferimento, Tr tempo di ritorno, ag accelerazione massima di riferimento, Fo fattore di amplificazione spettrale, Tc periodo relativo all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro).

1.4.2 Categorie di suolo e condizioni topografiche

Il profilo stratigrafico del substrato roccioso nei fronti di cava è assimilabile ai sottosuoli compresi nella categoria A, per la quale il parametro di amplificazione stratigrafica S_S vale 1 (D.M. 17/01/2018, Tabella 3.2.IV).
Per pendii con inclinazione media superiore ai 15°, le condizioni topografiche del sito rientrano nella categoria T2 della tabella 3.2.V delle citate Norme Tecniche per le Costruzioni, cui corrisponde un valore di $S_T = 1{,}20$.

1.4.3 Azione sismica

Poiché mancano analisi specifiche riguardanti la risposta sismica locale, l'accelerazione massima attesa nel sito può essere calcolata (§ 7.11.4 delle Norme Tecniche per le Costruzioni) con la relazione

$$a_{max} = S_S \, ST \, a_g$$

che, utilizzando i parametri ottenuti nei paragrafi precedenti, fornisce per il sito i valori di amax riportati nella tabella sottostante.

	SLO	SLD	SLV	SLC
a_{max}	0.02700 g	0.02916 g	0.07188 g	0.09288 g

Tabella 6 – Valori di amax ottenuti per i diversi stati limite.

Nel metodo di verifica di stabilità pseudo - statico che è stato adottato, l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, i cui coefficienti sismici orizzontale e verticale possono calcolarsi secondo le relazioni:

$$k_h = \beta s \, a_{max}/g$$
$$k_v = 0.5 \, k_h$$

in cui kh è il coefficiente della componente orizzontale della forza, kv il coefficiente della componente verticale e βs il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa, pari a 0.38 (§7.11.4 delle NTC 2018). I valori ottenuti sono riportati nella tabella che segue.

	SLO	SLD	SLV	SLC
k_h	0,01026	0,011081	0,027314	0,035294
k_v	0,00513	0,00554	0,013657	0,017647

Tabella 7– Coefficienti sismici ottenuti per le condizioni degli stati limite del collasso (SLC), del danno (SLD), di operatività (SLO) e di salvaguardia della vita (SLV).

1.5 Test di Markland

1.5.1 Geometria dei fronti e dei gradoni

Per analizzare i possibili meccanismi di instabilità sono stati eseguiti i *test* di Markland, utilizzando i valori medi di giacitura dei sistemi di discontinuità principali e l'orientazione media dei fronti prevista dal progetto di coltivazione nella configurazione finale della cava, ad attività esaurita.

Nelle fasi intermedie della coltivazione i fronti provvisori avranno sostanzialmente la stessa orientazione prevista per la configurazione finale. Ne consegue che le verifiche di stabilità dei fronti nella configurazione finale, essendo più gravose, in ragione della maggiore altezza complessiva, valgono anche per i fronti provvisori.

Per le singole famiglie di discontinuità sono stati utilizzati i valori centrali della distribuzione delle misure di orientazione, calcolati secondo gli algoritmi statistici del programma DIPS (Rocscience Inc., Toronto). Nel *test* è stato introdotto, come valore dell'angolo di attrito di base delle discontinuità, un cerchio d'attrito di 30°.
Le caratteristiche geometriche dei fronti nella configurazione finale del progetto di coltivazione sono illustrate nella Tabella 8 ed in Figura 4.

La verifica è stata effettuata anche per le aree di cui è richiesto lo stralcio dal piano di coltivazione (Fronte 5°, Tabella 8), come da richieste di integrazione del 16/03/2018 (n. prot. PG-2018-0083682), da parte della Regione Liguria, Settore Valutazione Impatto Ambientale e Sviluppo Sostenibile.

Orientazione del fronte (immersione - gradi)	Altezza (m)	Inclinazione (°)
Fronte 35	140	45
Fronte 70	200	45
Fronte 150°	50	50
Fronte 5°	65	40

Tabella 8 - Geometria dei fronti e dei gradoni.

In tutti i fronti i gradoni hanno altezza di 15 m, inclinazione di 70°, profondità della pedata pari a circa 7 - 8 m.
Le verifiche sono state effettuate sia per la superficie di inviluppo del fronte sia per le alzate dei singoli gradoni.

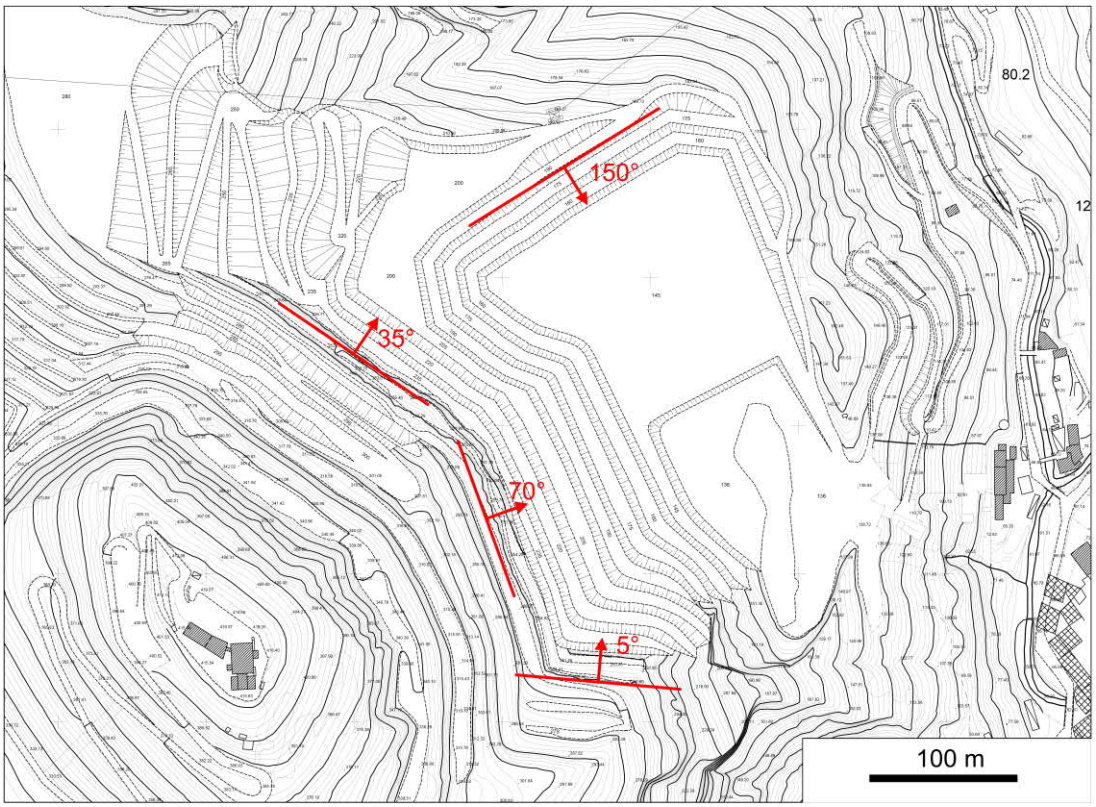


Figura 4 – Schematizzazione dei fronti di cava.

Scivolamento su cunei

Nei diagrammi che riproducono i test di Markland (vedi le pagine seguenti) l'area in colore rosso indica la zona critica primaria, compresa tra la traccia ciclografica della superficie del fronte o del gradone e il cono d'attrito, il cui valore è stabilito nell'analisi cinematica in 30° per tutti i sistemi di discontinuità. I punti di intersezione tra due superfici di discontinuità che cadono all'interno dell'area in colore rosso rappresentano cunei che soddisfano le condizioni geometriche e d'attrito per lo scivolamento. Lo scivolamento può avvenire lungo una delle due superfici o lungo la linea di intersezione.
L'area in colore giallo indica la zona critica secondaria, compresa tra la superficie del fronte o del gradone e la traccia ciclografica del piano inclinato di un angolo pari all'angolo del cono di attrito. I punti di intersezione di due superfici di discontinuità che cadono all'interno dell'area in colore giallo rappresentano cunei il cui scivolamento avviene su una delle due superfici di discontinuità. Tali punti di intersezione hanno un'inclinazione inferiore all'angolo d'attrito; tuttavia il cinematismo può verificarsi se l'inclinazione della superficie di discontinuità su cui avviene lo scivolamento ha un'inclinazione superiore all'angolo di attrito.

Scivolamento planare

Nei diagrammi del *test* di Markland per lo scivolamento planare (vedi le pagine seguenti) l'area in colore rosso indica la zona critica primaria, compresa tra il cono d'attrito, il cui valore è stabilito nell'analisi cinematica in 30° per tutti i sistemi di discontinuità, i limiti laterali corrispondenti ad un intervallo di 20° (che definiscono la massima differenza di orientazione tra la superficie del fronte o del gradone e la discontinuità) e il limite dell'inviluppo di emersione (*daylight envelope*), che contiene i poli delle superfici di discontinuità con inclinazione minore dell'inclinazione del fronte o del gradone. I poli delle superfici di discontinuità che cadono all'interno dell'area in colore rosso soddisfano le condizioni geometriche, e in prima approssimazione d'attrito, per lo scivolamento planare.

1.5.2 Fronte 35°

Per la superficie d'inviluppo non esiste alcun potenziale cinematismo (Figura 5 e Figura 6). Ugualmente non sono stati rilevati possibili cinematismi per il gradone (Figura 7 e Figura 8).

1.5.3 Fronte 70°

Nell'esame dei cinematismi di fronte e gradone immergenti a 70° è stata introdotta l'orientazione più sfavorevole del sistema di faglie F1, che, in quanto caratterizzata da orientazione subparallela al fronte, può dar luogo a cinematismi di scivolamento planare. Per quanto riguarda la superficie d'inviluppo non è possibile alcun cinematismo (Figura 9 e Figura 10). Per il gradone (Figura 11 e Figura 12), è possibile lo scivolamento planare su F1.

1.5.4 Fronte 150°

Per quanto riguarda la superficie d'inviluppo è possibile un cinematismo, il cuneo K1/K4 (Figura 13 e Figura 14).
Per il gradone sono stati rilevati due possibili cinematismi, i cunei S/K1 e K1/K4 (Figura 15 e Figura 16).

1.5.5 Fronte 5°

Per il fronte immergente a 5° non è stato evidenziato alcun possibile cinematismo né per la superficie di inviluppo (Figura 17 e Figura 18), né per il singolo gradone (Figura 19 e Figura 20).

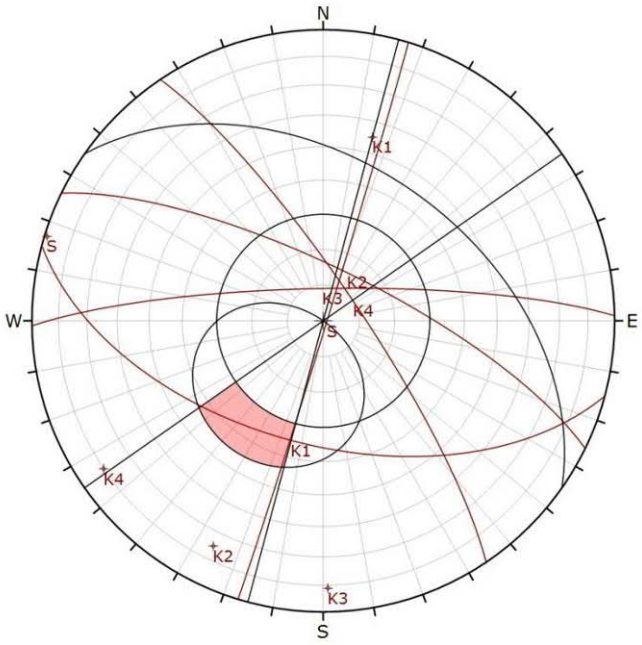


Figura 5 – Fronte 35°. Test di Markland per lo scivolamento planare.

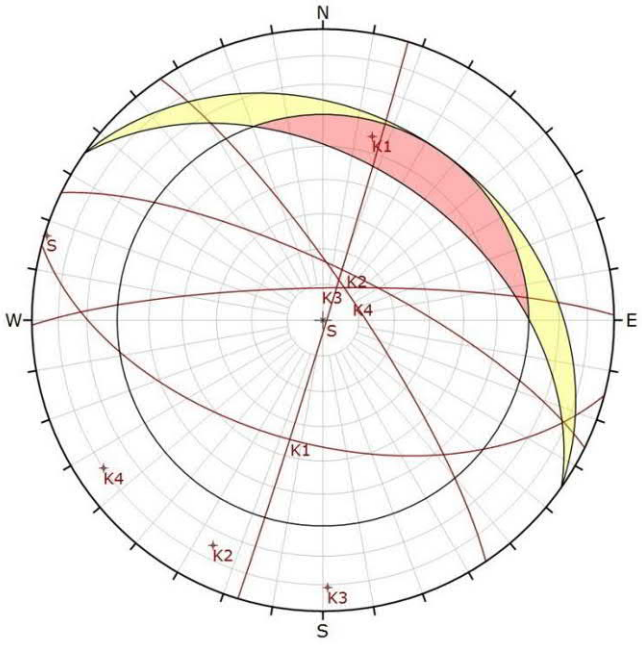


Figura 6 – Fronte 35°. Test di Markland per lo scivolamento di cunei.

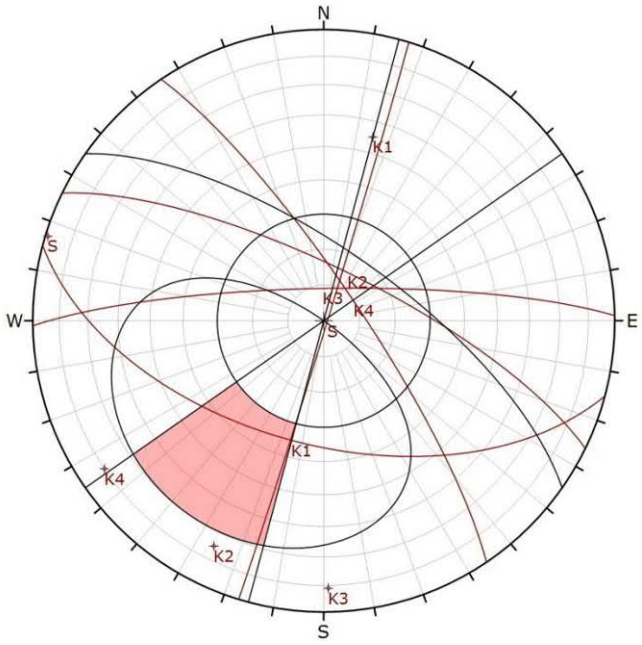


Figura 7 – Gradone 35°. Test di Markland per lo scivolamento planare.

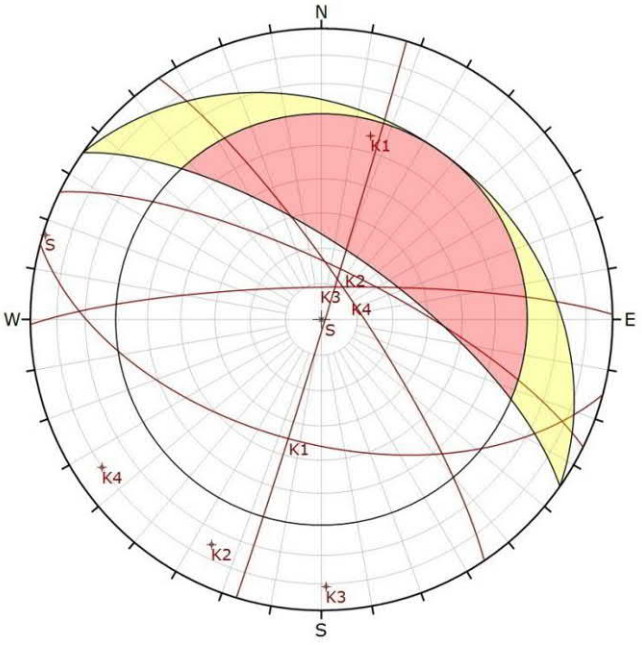


Figura 8 – Gradone 35°. Test di Markland. Test di Markland per lo scivolamento di cunei.

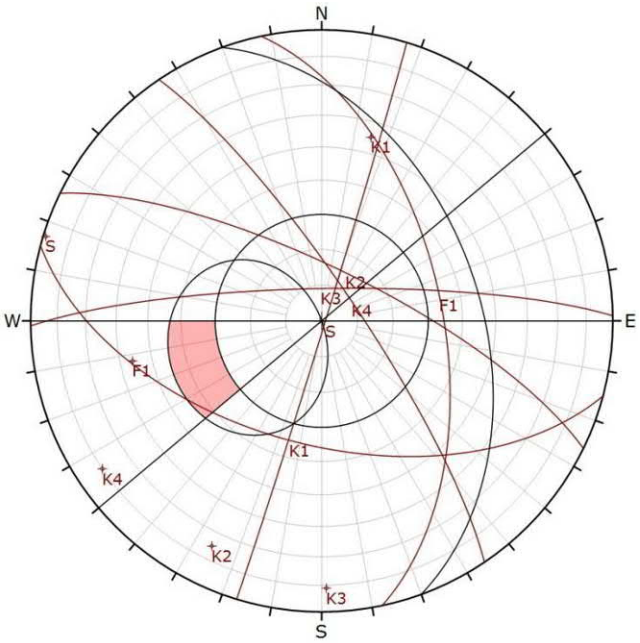


Figura 9 – Fronte 70°. Test di Markland per lo scivolamento planare.

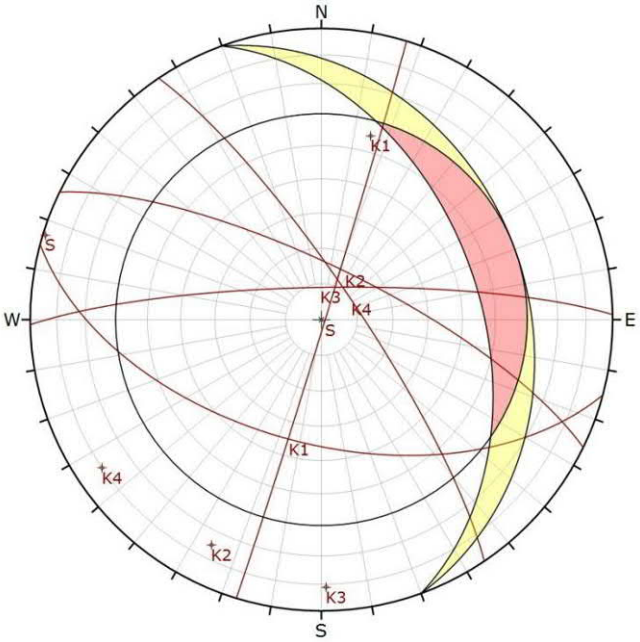


Figura 10 – Fronte 70°. Test di Markland per lo scivolamento di cunei.

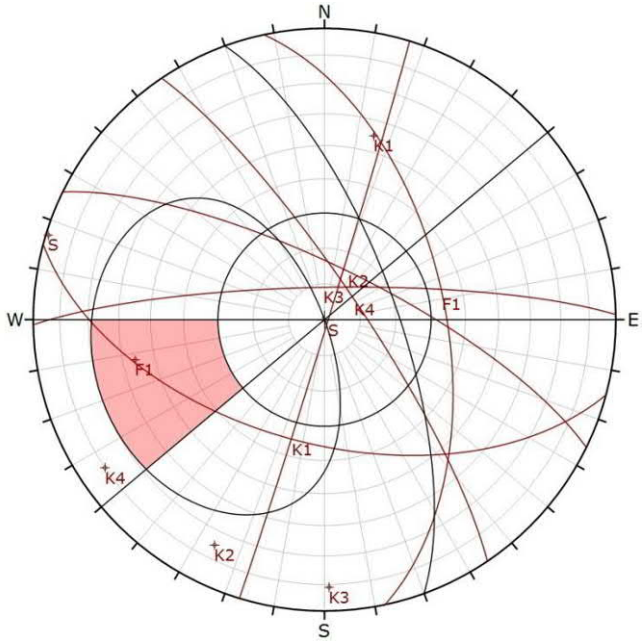


Figura 11 – Gradone 70°. Test di Markland per lo scivolamento planare.

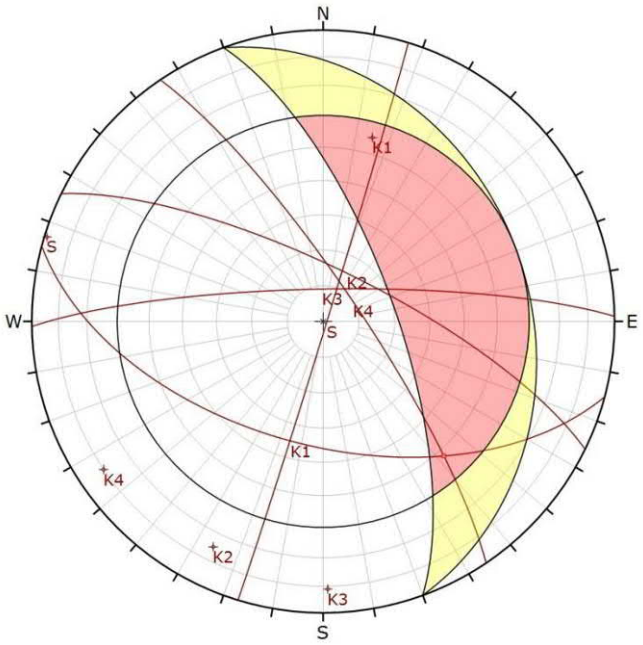


Figura 12 – Gradone 70°. Test di Markland per lo scivolamento di cunei.

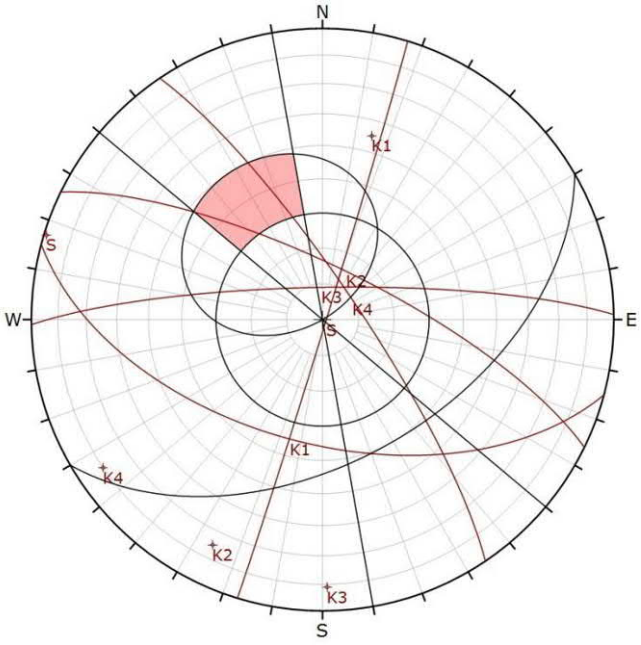


Figura 13 – Fronte 150°. Test di Markland per lo scivolamento planare.

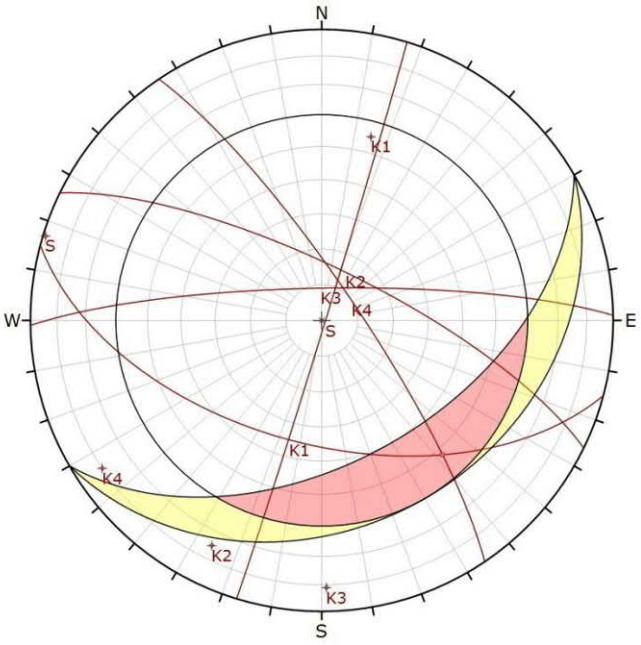


Figura 14 - Fronte 150°. Test di Markland per lo scivolamento di cunei.

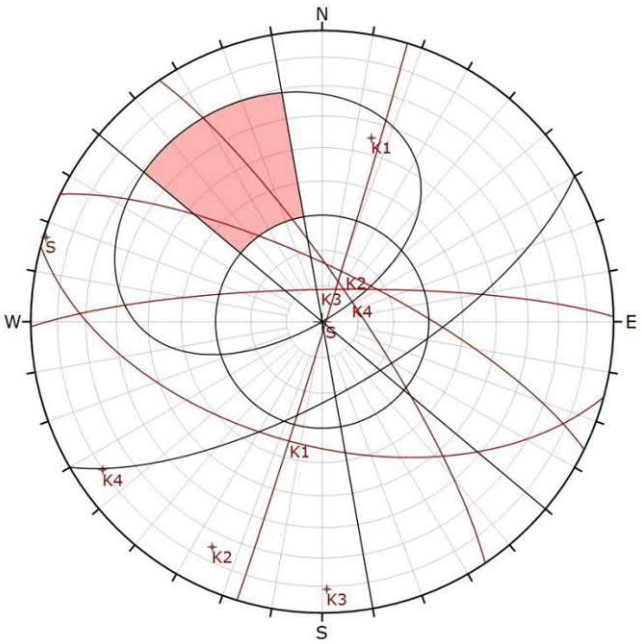


Figura 15 – Gradone 150°. Test di Markland per lo scivolamento planare.

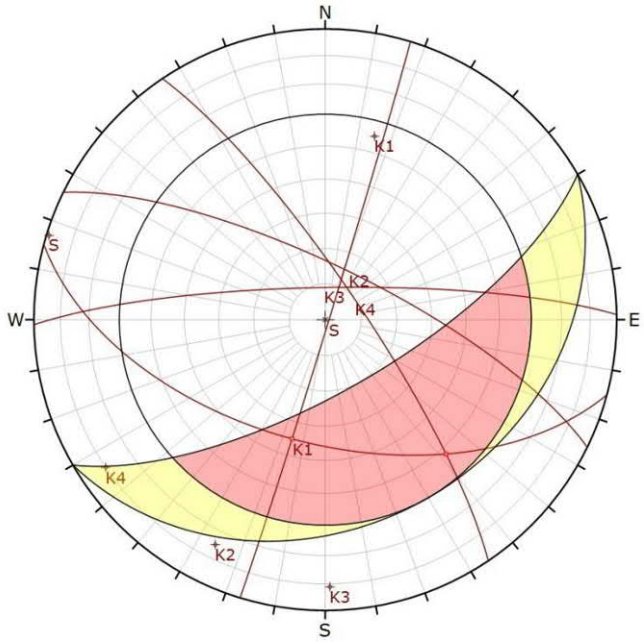


Figura 16 – Gradone 150°. Test di Markland per lo scivolamento di cunei.

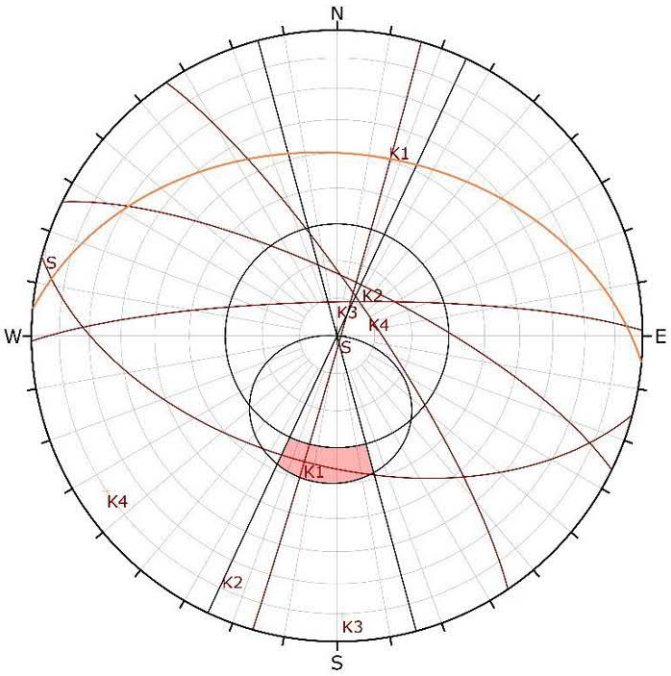


Figura 17 – Fronte 5°. Test di Markland per lo scivolamento planare.

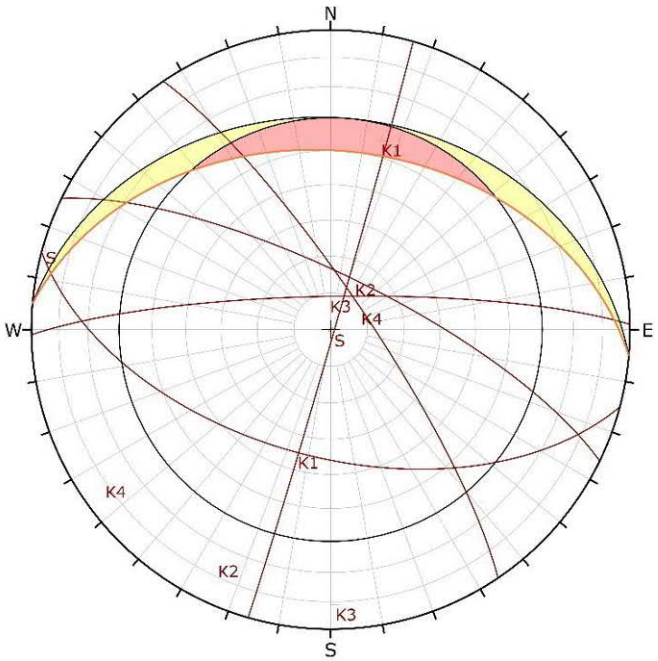


Figura 18 – Fronte 5°. Test di Markland per lo scivolamento di cunei.

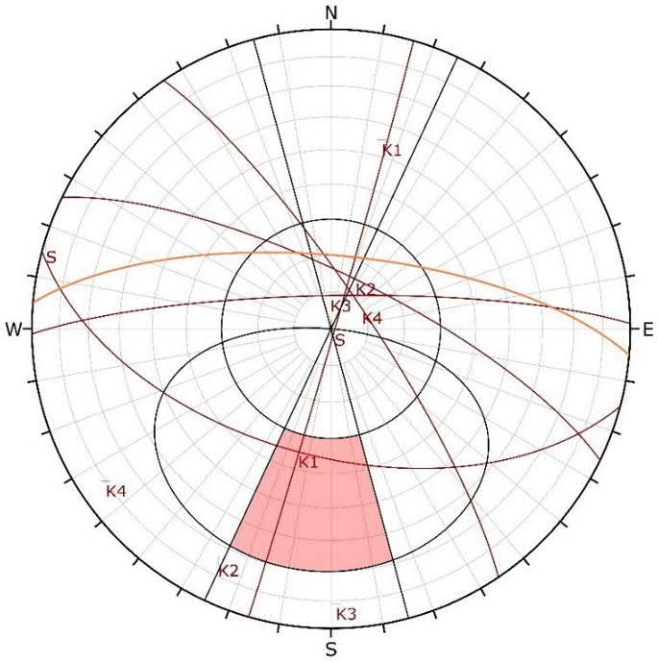


Figura 19 – Gradone 5°. Test di Markland per lo scivolamento planare.

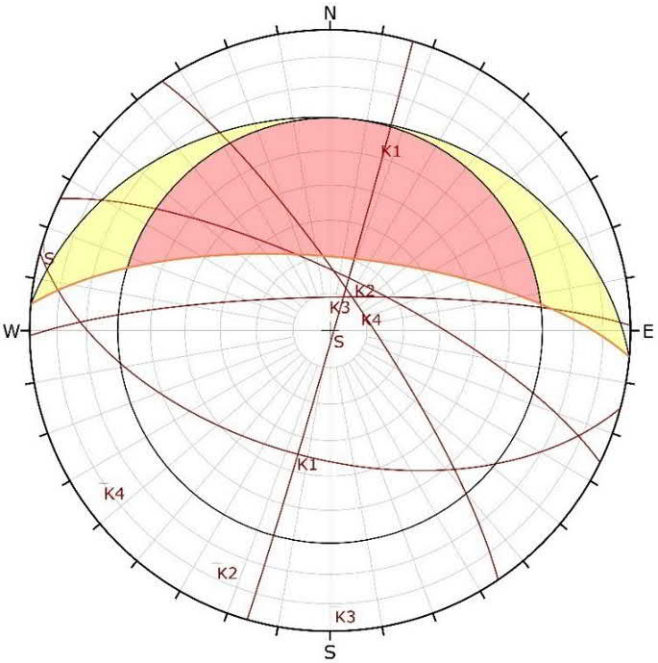


Figura 20 - Gradone 5°. Test di Markland per lo scivolamento di cunei.

1.6 Calcoli di stabilità dei cinematismi potenziali

1.6.1 Introduzione

I potenziali cunei di scivolamento ricavati dai *test* di Markland sono stati sottoposti a verifica analitica, eseguendo i calcoli di stabilità con il metodo dell'equilibrio limite utilizzando i programmi *Swedge* e *RocPlane* di Rocscience Inc. (Toronto, Canada).
Per la generalità dei casi sono state assunte condizioni idrauliche drenate. Il peso specifico apparente è stato assunto pari a γ= 26,5 kN/m^3. L'azione sismica è stata simulata con il metodo pseudo - statico, per mezzo di un'azione statica equivalente, espressa dai coefficienti sismici calcolati nel capitolo precedente. Per quanto riguarda le dimensioni dei cunei potenzialmente instabili, la stima è stata eseguita assumendo il valore modale (di maggior frequenza) della persistenza dei diversi sistemi di discontinuità, indicata in allegato nei tabulati.

1.6.2 Inquadramento normativo e combinazioni di calcolo

Il DM 17 gennaio 2018 prescrive di considerare nello sviluppo delle verifiche i valori di progetto sia delle proprietà geomeccaniche, sia delle azioni gravanti, determinati applicando ai valori caratteristici, in funzione della combinazione indicata dalla normativa, i coefficienti parziali riportati nelle successive Tabella 9 e Tabella 10.
In condizioni statiche le verifiche sono condotte secondo quanto indicato al paragrafo 6.8 delle NTC2018 secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, con γR (coefficiente parziale per le verifiche di sicurezza) = 1,1.
Nel caso sismico si deve controllare che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto calcolate con un coefficiente parziale pari a γR = 1,2.
Le azioni sismiche sono valutate con metodo pseudostatico sulla base di quanto indicato al § 1.4.
Secondo le Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 17/01/2018, § 7.11.1) il rispetto degli stati ultimi in condizioni sismiche si considera soddisfatto quando siano state eseguite le verifiche relative agli stati limite SLD, stato limite di danno, e SLV, stato limite di salvaguardia della vita.
Non essendo valutabile per un fronte in roccia uno stato limite di esercizio, nelle verifiche di stabilità è stato preso in considerazione solo lo stato limite ultimo SLV.

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti G_2 [1]	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

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

Tabella 9 – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (Tabella 6.2.I delle NTC 2018).

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

Tabella 10 – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (Tabella 6.2.II delle NTC 2018).

1.6.3 Scivolamento planare e di cunei

I dettagli delle verifiche, condotte con il software RocPlane della Roscience, sono riportati in allegato.
I coefficienti di sicurezza ottenuti dai calcoli sono riportati nella Tabella 11.

Cinematismo	Fattore di sicurezza* Caso statico	Fattore di sicurezza** Caso sismico	Volume (m³)	Peso (t)
Gradone 70°				
Planare su F1	0,61	0,72	-	-
Fronte 150°/50°				
Cuneo K1/K4	3,70	4,44	-	-
Gradone 150°/70°				
Cuneo K1/K4	1,54	1,82	-	-
Cuneo S/K1	0,52	0,62	0,088	0,234

* γ_R (NTC 2018) = 1,1; **γ_R (NTC 2018) = 1,2

Tabella 11- Fattori di sicurezza calcolati per i cinematismi potenziali.

1.6.4 Ribaltamento

Il cinematismo di ribaltamento, potenzialmente possibile per la stratificazione S, caratterizzata da elevata persistenza e inclinazione, non è più significativo nella configurazione finale del progetto attuale, in cui le direzioni dei fronti non sono più subparallele alla giacitura di S.

1.6.5 Considerazioni conclusive

Superfici di inviluppo dei fronti

Per quanto riguarda le superfici d'inviluppo dei fronti, i valori di inclinazione adottati secondo le indicazioni progettuali (45°-50°), assicurano complessivamente adeguate condizioni di stabilità, anche nel caso in cui siano presenti potenziali cinematismi.

Scivolamento per cuneo sulle alzate dei gradoni

Relativamente ai gradoni, i fattori di sicurezza calcolati risultano superiori al limite di 1,1 tranne che in un caso (il cuneo K1/K4).
Il volume ed il peso di tale cuneo, stimato sulla base dei valori modali di persistenza, sono sufficientemente bassi e tali che, nel caso si verifichi un'intersezione sfavorevole con i gradoni, sia possibile effettuare il disgaggio e la messa in sicurezza del fronte mediante le ordinarie operazioni di profilatura attuate abitualmente in occasione delle volate di abbattimento.

Scivolamento planare sulle alzate dei gradoni

Rispetto ai rilievi geostrutturali eseguiti nelle campagne precedenti con il rilievo più recente è stato messo in luce un aumento di frequenza del sistema di discontinuità legato a faglie di orientazione compresa tra NNO-SSE e NO-SE, con immersione da media a elevata verso E (F1), che in passato era stato riscontrato quasi esclusivamente nella vicina cava Gneo. Tale situazione è stata riscontrata in particolare nell'alzata definita dai gradoni di quota 235 e 250, in corrispondenza della fascia di raccordo tra le due superfici principali del fronte esposte rispettivamente verso NNE e NE.
Va rimarcato che si tratta di un fenomeno localizzato, non rilevato, né come superficie di discontinuità né come instabilità attiva, nei fronti soprastanti, esauriti da oltre 10 anni.

Tale settore di cava è stato oggetto di un approfondimento di indagine e di verifica di stabilità illustrato nella relazione specialistica datata febbraio 2017, parte integrante della relazione annuale dei lavori di cava, consegnata all'Ufficio Attività Estrattive della Regione Liguria.

Le dimensioni delle faglie del sistema F1, di ordine decametrico, possono implicare la formazione di volumi instabili riguardanti l'intera alzata del

gradone, pur se variabili in funzione della lunghezza effettiva della discontinuità implicata.
Nel caso specifico dell'alzata 235-250 m, gli interventi di messa in sicurezza attuati dopo le indagini sono consistiti nella riprofilatura e nel disgaggio sistematico delle porzioni instabili (Figura 21) e, localmente, nella messa in opera di chiodature. Con gli interventi eseguiti è stata salvaguardata la continuità (e l'accessibilità) della pedata residua di quota 250 m.

Per il prosieguo della coltivazione, al fine di garantire la stabilità a lungo termine dei gradoni definitivi che verranno rilasciati con i futuri ribassi delle spianate attive, alla luce dei nuovi dati geostrutturali ricavati dai rilievi e dell'esperienza acquisita con gli interventi effettuati, al fine di prevenire il rischio di instabilità si prevede di:

- in fase di esaurimento di ciascuna spianata di coltivazione, eseguire un rilievo geostrutturale sistematico di dettaglio per integrare l'archivio dei dati già disponibili e verificare l'esistenza e le caratteristiche di eventuali discontinuità appartenenti alla famiglia in oggetto (F1);
- valutare mediante verifiche numeriche l'esistenza di un rischio effettivo di instabilità legato a tali discontinuità e definire le eventuali azioni di messa in sicurezza da adottare;
- prevenire il rischio riducendo, se necessario, l'inclinazione dell'alzata finale per portarla a coincidere con l'orientazione delle discontinuità suscettibili di cinematismi; nel caso in cui, a causa della bassa inclinazione della discontinuità si rischi un restringimento eccessivo della pedata residua, andrà previsto di modificare localmente la geometria del fronte, limitando l'arretramento del piede dell'alzata e riducendo l'inclinazione media di inviluppo del fronte: in tal modo si potrà garantire il mantenimento di una larghezza minima di pedata pari a 4-5 m, idonea per conservare un'agevole accessibilità; come estremo rimedio, nel caso in cui permangano delle potenziali instabilità a carattere locale, sarà possibile intervenire con opportune chiodature, come già sperimentato nel caso affrontato recentemente.

Come considerazione finale in merito alla correttezza dei provvedimenti di sicurezza e prevenzione proposti nei punti precedenti va sottolineato che:

- con il metodo di coltivazione per fette orizzontali discendenti i tempi di esaurimento di ciascuna fetta di giacimento sono dell'ordine di 2-3 anni e pertanto ogni spianata sarà soggetta ad almeno 2-3 campagne annuali di rilievo geostrutturale e relativa verifica nel corso della coltivazione, oltre alla ulteriore campagna specificamente prevista nella fase di profilatura definitiva;

– nel corso della coltivazione è uno specifico compito del Direttore dei Lavori effettuare un controllo assiduo della situazione dei fronti, rilevare eventuali anomalie o scostamenti rispetto alle condizioni geostrutturali assunte nel progetto e mettere in atto i necessari provvedimenti ai fini della sicurezza (indagini, verifiche, interventi).

Si ritiene che con tale previsione possano essere garantite una corretta sorveglianza della sicurezza dei lavori ed un'agevole attuazione delle eventuali azioni correttive e/o preventive.

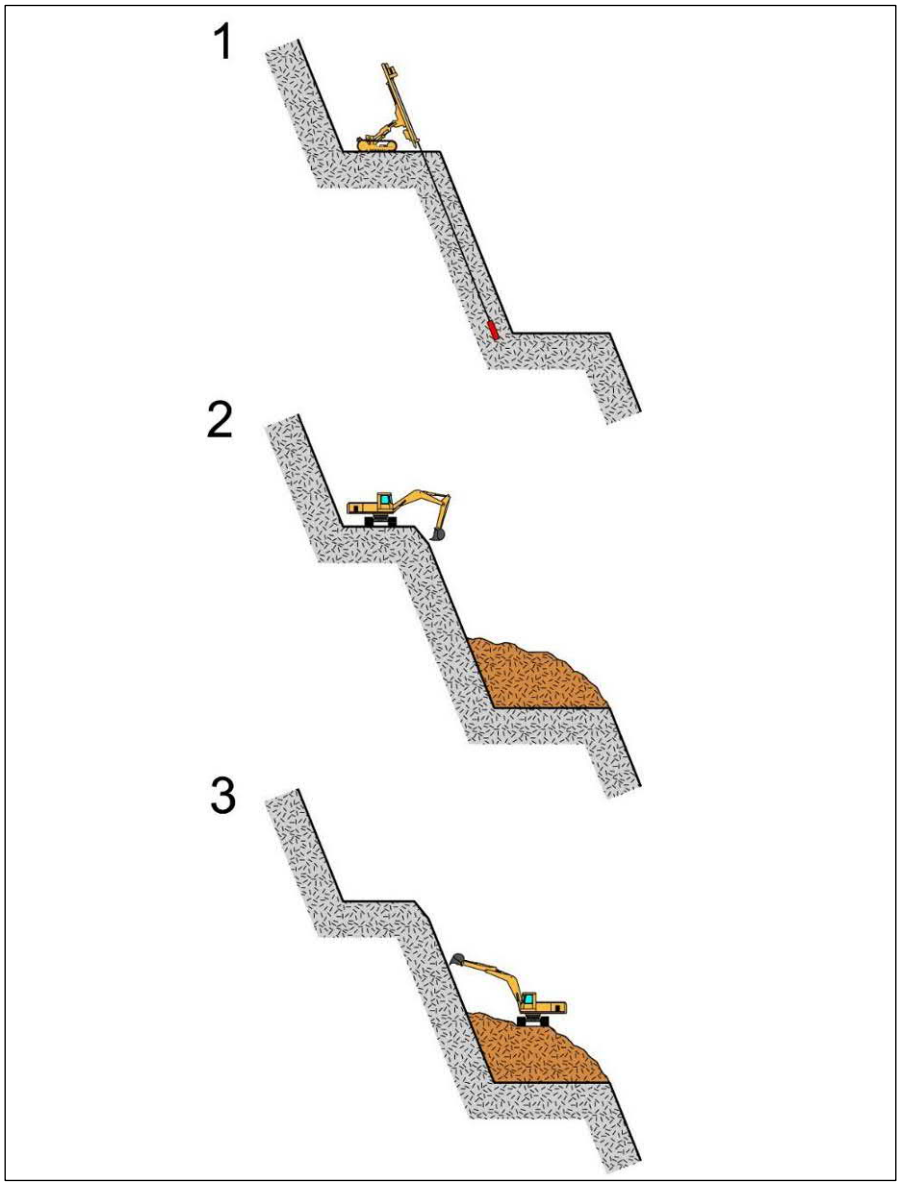


Figura 21 – Schema delle modalità di coltivazione e disgaggio sistematico delle porzioni instabili, nel corso delle fasi di coltivazione. 1) minaggio/volata; 2) disgaggio "da monte" della parte sommitale del gradone; 3) disgaggio "da valle" del gradone.

1.7 Condizioni di sicurezza del piazzale di quota 137

La parete antistante il piazzale di quota 137 costituisce un fronte roccioso la cui geometria attuale deriva da lavori di coltivazione pregressi (anni '60). Alla base della parete si trovano i due bacini di decantazione dei limi di lavaggio, oltre ai quali sono ubicati alcuni edifici ed alcune installazioni di cava.
Le condizioni di sicurezza di queste infrastrutture, nei confronti del possibile fenomeno di distacco di blocchi dalla parete antistante, sono state oggetto di valutazione specifica da parte di Geomin, in un rapporto di ottobre 2014 (riportato per completezza in allegato alla presente relazione). L'analisi effettuata ha riguardato la simulazione delle traiettorie di caduta di massi su tre sezioni ritenute rappresentative, considerando blocchi di peso 8 t (3 m^3) e 135 t (50 m^3). I risultati delle simulazioni, effettuate considerando valori piuttosto cautelativi dei coefficienti di restituzione (che descrivono il tipo di "ribalzo" dei massi in seguito all'urto con la parete), mostrano che:

- Per due delle tre sezioni analizzate i blocchi si arrestano sempre nel bacino di decantazione;
- Per la terza sezione, due traiettorie sul totale di 500 simulate (< 1%) superano il setto roccioso che delimita le vasche di decantazione.

Nella configurazione attuale, a valle dei risultati ottenuti dalle simulazioni numeriche, si può ritenere che il rischio per la sicurezza delle installazioni del piazzale, dovuto al fenomeno della caduta massi, sia molto modesto.

Le fasi di coltivazione del progetto di Variante prevedono poi l'arretramento del fronte attuale con la creazione di un unico grande piazzale a quota 136. La parete attuale sarà pertanto riprofilata adottando una configurazione la cui stabilità è verificata secondo quanto esposto ai paragrafi precedenti.

2. VERIFICHE DI STABILITA' DEL RILEVATO DI INERTI

2.1 Introduzione

Il rilevato di materiali inerti sarà formato da terre e rocce da scavo e da limi sabbiosi. Si tratta dei limi sabbiosi che escono dagli impianti di frantumazione e sono successivamente inviati in filtropressa. Il processo produce terre a granulometria limoso-sabbiosa con umidità non superiore al 20%, quindi "palabili" e immediatamente trasportabili, nel sito di discarica.
Le terre e rocce da scavo proverranno dallo smarino di gallerie o da altri lavori di sbancamento. Si tratta di materiali inerti di litologia variabile e di granulometria eterometrica ma complessivamente grossolana, assimilabili a ghiaie sabbiose.

2.2 Caratteristiche del rilevato

Il rilevato sarà realizzato nel settore settentrionale della cava e si svilupperà tra le quote 200 e 280 s.l.m. Il volume complessivo riportato sarà pari a circa 920.800 m^3. La scarpata verso valle sarà caratterizzata da una superficie di inviluppo con inclinazione di circa 21°. I gradoni avranno un'altezza massima di 10 m e pendenze intorno a 25°-30°.
Il rilevato sarà costituito prevalentemente da terre e rocce da scavo e in proporzione minore da limi derivanti dall'impianto di frantumazione ed eventuali sterili di cava.
La sequenza operativa di realizzazione del cumulo prevede la posa in opera dei limi nella porzione inferiore. Per la messa dimora dei limi si prevede la formazione di un argine esterno di contenimento, utilizzando terre e rocce da scavo, il successivo riempimento del vuoto alle spalle dell'argine con sabbie limose di lavaggio e la compattazione dell'intero strato con mezzi meccanici. Il ciclo sarà ripetuto fino all'esaurimento del volume stoccabile di limi. Successivamente si completerà a costruzione del cumulo utilizzando le terre e rocce da scavo.
Una sezione rappresentativa del cumulo così come descritto è mostrata in Figura 23, mentre la traccia della sezione in Figura 22.

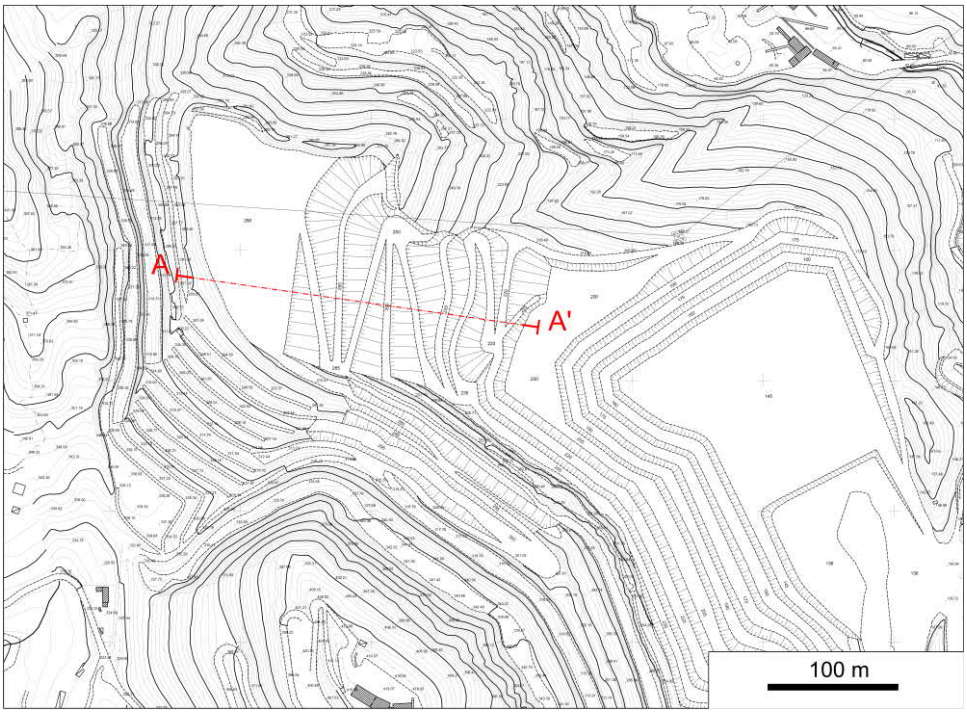


Figura 22 – Ubicazione della sezione di verifica del cumulo.

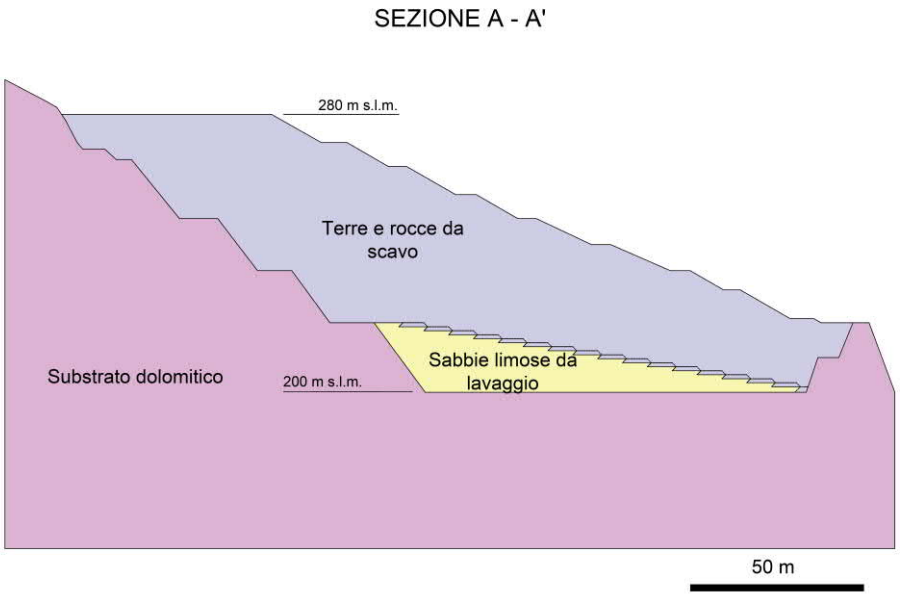


Figura 23 – Sezione tipologica del cumulo.

2.3 Proprietà fisico-meccaniche dei materiali

Le caratteristiche geotecniche dei materiali sabbioso – limosi sono state studiate in passato per mezzo di analisi e prove di laboratorio (relazioni dello Studio di Geologia Applicata Maifredi).

I risultati delle prove indicano che la composizione granulometrica dei materiali di risulta è compresa tra limi di bassa plasticità e sabbie limose non coesive. I valori dei parametri geotecnici ottenuti dalle analisi sono riportati nella tabella sottostante.

Parametri geotecnici	Limi	Sabbie limose
Peso di volume	16,4 ÷ 19,6 kN/m^3	16,4 kN/m^3
Angolo di attrito di picco	26,6°	33,3°
Coesione	15,4 kPa	0 kPa

Tabella 12 - Parametri geotecnici dei materiali sterili fini.

Per quanto riguarda le terre e le rocce da scavo, si tratta di materiali inerti di granulometria eterometrica, complessivamente grossolana, assimilabili a ghiaie sabbiose. Tenendo conto di un grado di addensamento medio, alle ghiaie sabbiose è stato attribuito l'intervallo di valori dei parametri di resistenza indicati da Lambe e Whitman (1969)[3] per materiali di tali caratteristiche, riportato in Tabella 13.

Parametri geotecnici	Terre e rocce da scavo
Peso di volume	17 kN/m^3
Angolo di attrito di picco	36°-42°
Coesione	0 kPa

Tabella 13 - Parametri geotecnici dei materiali sterili grossolani.

Le NTC consentono l'uso come valori caratteristici dei parametri medi quando debba essere preso in considerazione un elevato volume di terreno, con possibile compensazione delle eterogeneità.
In accordo con tale considerazione e tenendo conto del fatto che le sabbie limose sono di gran lunga predominanti, per i materiali di lavaggio è stato assunto come valore caratteristico della resistenza un angolo di attrito di picco inferiore al valore misurato, ed una coesione cautelativamente nulla; per le terre e rocce da scavo il valore centrale dell'intervallo.

[3] T. W Lambe, R. Whitman – Soil mechanics – J.Wiley & Sons, Inc., 1969.

Parametri geotecnici	Sabbie limose	Terre e rocce da scavo
Peso di volume	16,4 kN/m^3	17 kN/m^3
Coesione	32°	39°
Angolo d'attrito di picco	0 kPa	0 kPa

Tabella 14 - Valori caratteristici dei parametri geotecnici dei materiali sterili.

2.4 Caratterizzazione sismica

2.4.1 Classificazione

Si riprende quanto detto nel paragrafo 1.4.1. per quanto riguarda i parametri sismici di base funzione della localizzazione del sito di cava. Vengono modificati invece per le verifiche di stabilità del cumulo le categorie di suolo e l'azione sismica risultante.

2.4.2 Categorie di suolo e condizioni topografiche

Il profilo stratigrafico del rilevato e del substrato roccioso è assimilabile ai sottosuoli compresi nella categoria D, per la quale il parametro di amplificazione stratigrafica S_S ha un valore di rispettivamente di 1,8 (D.M. 2018, Tabella 3.2.IV).
Per pendii con inclinazione media superiore ai 15°, le condizioni topografiche del sito rientrano nella categoria T2 della tabella 3.2.V delle citate Norme Tecniche per le Costruzioni, cui corrisponde un valore di S_T = 1,20.

2.4.3 Azione sismica

Poiché mancano analisi specifiche riguardanti la risposta sismica locale, l'accelerazione massima attesa nel sito può essere calcolata (§ 7.11.4 delle Norme Tecniche per le Costruzioni) con la relazione

$$a_{max} = S_S S_T a_g$$

che, utilizzando i parametri ottenuti nei paragrafi precedenti, fornisce per il sito i valori di amax riportati nella tabella sottostante.

	SLO	SLD	SLV	SLC
a_{max}	0,0486 g	0,052488 g	0,129384 g	0,167184 g

Tabella 14 – Valori di amax ottenuti per l diversi stati limite

Nel metodo di verifica di stabilità pseudo - statico che è stato adottato, l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, i cui coefficienti sismici orizzontale e verticale possono calcolarsi secondo le relazioni:

$$k_h = \beta s \, a_{max}/g$$
$$k_v = 0.5 \, k_h$$

in cui k_h è il coefficiente della componente orizzontale della forza, k_v il coefficiente della componente verticale e βs il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa, pari a 0,38 (paragrafo 7.11.4) delle Norme Tecniche per le Costruzioni. I valori ottenuti sono riportati nella tabella che segue.

	SLO	SLD	SLV	SLC
k_h	0,018468	0,019945	0,049166	0,06353
k_v	0,009234	0,009973	0,024583	0,031765

Tabella 15 – Coefficienti sismici ottenuti per le condizioni degli stati limite del collasso (SLC), del danno (SLD), di operatività (SLO) e di salvaguardia della vita (SLV).

2.5 Inquadramento normativo e combinazioni di calcolo

Il DM 17 gennaio 2018 prescrive di considerare nello sviluppo delle verifiche i valori di progetto sia delle proprietà geomeccaniche, sia delle azioni gravanti, determinati applicando ai valori caratteristici, in funzione della combinazione indicata dalla normativa, i coefficienti parziali riportati nelle Tabella 9 e Tabella 10 del paragrafo 1.6.
In condizioni statiche le verifiche sono condotte secondo quanto indicato al paragrafo 6.8 (per i rilevati) delle NTC2018 secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, con γR (coefficiente parziale per le verifiche di sicurezza) = 1,1.
Nel caso sismico si deve controllare che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto calcolate con un coefficiente parziale pari a $\gamma R = 1,2$.
Le azioni sismiche sono valutate con metodo pseudostatico sulla base di quanto indicato al § 2.4.
Secondo le Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14/01/2008, § 7.1) il rispetto degli stati ultimi in condizioni sismiche si considera soddisfatto quando siano state eseguite le verifiche relative agli stati limite SLD, stato limite di danno, e SLV, stato limite di salvaguardia della vita.

Non essendo valutabile per un rilevato uno stato limite di esercizio, nelle verifiche di stabilità è stato preso in considerazione solo lo stato limite ultimo SLV.

2.6 Verifica di stabilità

I calcoli di stabilità sono stati eseguiti applicando il metodo dell'equilibrio limite di Bishop, Spencer, Lowe - Karafiath e GLE/Morgenstern-Price, per potenziali superfici di scorrimento circolari, con il programma *Slide* (Rocscience Inc.- Toronto, Canada). Sono stati adottati i parametri geotecnici definiti nel paragrafo precedente.

Per quanto riguarda le condizioni idrauliche, la permeabilità medio – bassa dei materiali fini posti a discarica, la permeabilità per contro elevata del substrato carbonatico e l'efficiente effetto del sistema di regimazione delle acque progettato consentono di ritenere che nel rilevato non si possa sviluppare una circolazione sotterranea confinata di entità significativa. Tuttavia, cautelativamente nelle verifiche di stabilità si è ipotizzato, in corrispondenza della fossa basale su cui verrà realizzato il rilevato, un livello piezometrico di qualche metro di spessore.

	Fattore di sicurezza* Caso statico	**Fattore di sicurezza** Caso sismico (accelerazione verticale verso l'alto)**	**Fattore di sicurezza** Caso sismico (accelerazione verticale verso il basso)**
Rilevato di inerti	1,12	1,25	1,26

* γ_R (NTC 2018) = 1,1; ** γ_R (NTC 2018) = 1,2

Tabella 16 – Fattore di sicurezza risultante dalle verifiche di stabilità del rilevato di inerti in condizioni statiche e sismiche. È riportato il valore del coefficiente di sicurezza ottenuto con il metodo di Bishop.

I risultati delle verifiche hanno fornito, per tutti i metodi utilizzati e per tutte le superfici di scorrimento analizzate fattori di sicurezza superiori a 1,1 nel caso statico e a 1,2 nel caso sismico. La Tabella 16 riporta il valore del fattore di sicurezza della superficie più critica, ottenuto con il metodo di Bishop in condizioni statiche e sismiche. Il rilevato previsto dal progetto è pertanto in grado di garantire le condizioni di sicurezza richieste dalla normativa attualmente in vigore.

I tabulati delle verifiche di stabilità sono riportati in allegato.

2.7 Verifiche alla liquefazione

Le NTC indicano quattro condizioni, manifestandosi almeno una delle quali le verifiche a liquefazione possono essere omesse (§ 7.11.3.4.2).

La circostanza che riguarda le condizioni sismiche è sfavorevole, essendo a_{max} superiore a 0,1 g per lo stato limite SLV.

La condizione di esclusione basata sulla resistenza dei terreni ricavata da prove penetrometriche non è valutabile, non essendo state eseguite indagini geotecniche in sito.

Per quanto riguarda la distribuzione granulometrica si può dire che:

- Le curve granulometriche determinate in laboratorio per i limi di lavaggio risultano fuori dai fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione;
- Per le terre e rocce da scavo non sono disponibili analisi granulometriche di dettaglio. Si tratterà principalmente di materiali inerti di granulometria eterometrica, complessivamente grossolana, assimilabili a ghiaie sabbiose con blocchi. Si può pertanto verosimilmente ipotizzare che le curve granulometriche di tali materiali siano al di fuori dei campi di suscettibilità alla liquefazione.

Le condizioni idrauliche rappresentano una circostanza globalmente favorevole all'esclusione delle verifiche. In particolare, la normativa indica tra le condizioni di esclusione che la profondità media stagionale della falda sia superiore a 15 m dal piano campagna. Per il sito in esame i dati a disposizione indicano che l'ammasso roccioso in coltivazione fa parte sostanzialmente della zona insatura dell'acquifero (rif."Relazione geologica, geotecnica e geomineraria"). In seguito a precipitazioni particolarmente intense è possibile, nonostante le opere di regimazione idraulica previste, che una certa quantità d'acqua ristagni nella fossa alla base del rilevato. Si tratta tuttavia di una situazione eccezionale e transitoria, poiché, data la permeabilità del substrato dolomitico (da media a elevata), l'acqua eventualmente immagazzinata s'infiltra velocemente nell'ammasso roccioso.

In conclusione, si può ritenere che una delle quattro condizioni per l'esclusione delle verifiche sia verificata (profondità della falda), consentendo così di omettere le analisi di dettaglio.

A favore della stabilità va ancora tenuto conto del grado elevato di addensamento cui saranno portate le sabbie limose e le terre e rocce da scavo, come previsto dal progetto.

3. INTERVENTI PER LA MESSA IN SICUREZZA DELLE NUOVE SCARPATE STRADALI

3.1 Introduzione

Il seguente capitolo descrive gli interventi necessari al fine di assicurare le condizioni di stabilità delle nuove scarpate stradali previste a seguito dei lavori di adeguamento della pista di accesso alla cava. Le scarpate in oggetto saranno prevalentemente scavate in roccia, mentre localmente è prevista la riprofilatura in detrito, come dettagliato nella relazione descrittiva generale del progetto (doc. n. C3668-S01, paragrafo 3.9.1).

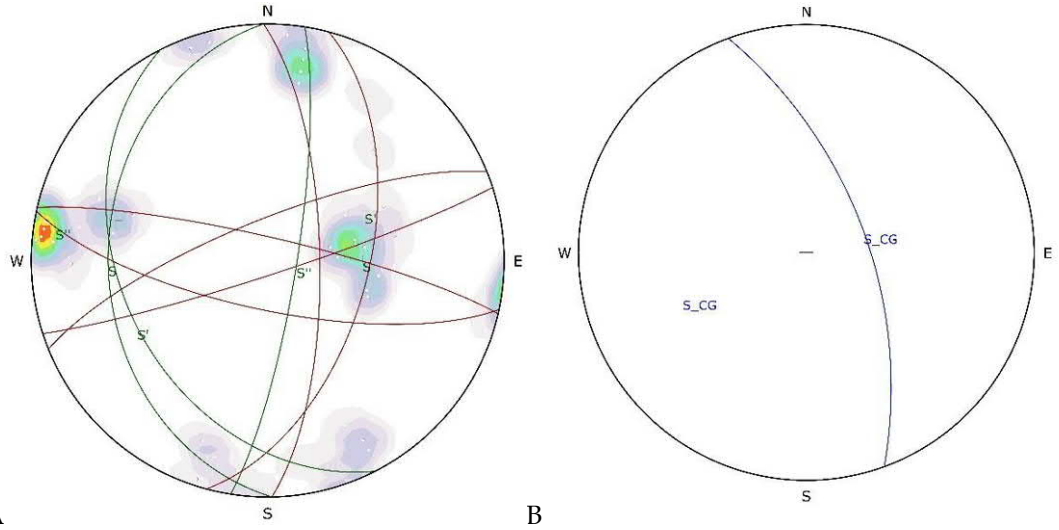
3.2 Caratterizzazione geotecnica

Allo scopo di valutare le condizioni di stabilità dei nuovi fronti e di valutare gli eventuali interventi di messa in sicurezza, è stato condotto un sopralluogo nel mese di aprile del 2018 nel corso del quale sono state valutate le condizioni locali dell'ammasso roccioso e dei depositi presenti.

Dal punto di vista litologico la pista si sviluppa nel primissimo tratto a partire dall'innesto su Via Gneo e fino al tornante n. 1, per una cinquantina di metri, nella formazione dei Calcari di Gallaneto, per poi passare nella formazione delle Dolomie del M.Gazzo.

L'orientazione delle famiglie di giunti e le corrispondenti caratteristiche geotecniche sono state rilevate nel corso del sopralluogo di aprile 2018.

L'analisi statistica dei dati di giacitura ha portato all'individuazione delle famiglie di discontinuità che caratterizzano l'ammasso roccioso (Figura 24). Per quanto riguarda le Dolomie del M.Gazzo, la probabile presenza di una piega a ginocchio, con asse ubicato poco a monte del tornante n. 3, determina la rotazione delle superfici di strato. I sistemi di giunti rilevati hanno invece direzione circa E-W e N-S. Per quanto riguarda i Calcari di Gallaneto la superficie di discontinuità prevalente è la foliazione metamorfica, immergente a E-NE.



A B

Figura 24 – Pista di accesso alla cava. A. Proiezione dei poli dei piani delle discontinuità misurate sul terreno nelle Dolomie del M. Gazzo (S, S' e S'' = giunti di strato); B. Orientazione della foliazione metamorfica (S_CG) nei calcari di Gallaneto.

Tenuto conto delle caratteristiche geometriche e geotecniche dei giunti (in particolare persistenza, rugosità, alterazione ed eventuale presenza di riempimento) i parametri di resistenza ritenuti rappresentativi, ai fini del dimensionamento dei interventi di stabilizzazione sono:

Parametri di resistenza al taglio lungo le superfici dei giunti:

- Angolo di attrito: 35°
- Coesione efficace: 0 kPa

In corrispondenza del primo tornante la pista è invece ricavata all'interno di un deposito a blocchi dolomitici eterometrici (di dimensione da centimetrica a metrica) in matrice sabbioso-limosa più o meno abbondante.

I parametri geotecnici di questi materiali sono stati dedotti mediante analisi a ritroso (back analysis) della stabilità del pendio attuale. Considerata la geometria del pendio attuale (in corrispondenza della sezione di progetto A-A'), si è effettuata una analisi di stabilità con il metodo dell'equilibrio limite, utilizzando il software Slide della RocScience. Siccome non si sono evidenziati elementi che indichino la presenza di fenomeni di instabilità, si sono variati i parametri di resistenza del detrito a blocchi fino ad ottenere un fattore di sicurezza non superiore a 1,15. In particolare, si è considerata una minima

coesione del deposito (pari a 1 kPa) e si è incrementato l'angolo di attrito del materiale fino ad ottenere il fattore di sicurezza voluto (Figura 25).
L'approccio risulta piuttosto cautelativo in quanto non si sono considerate azioni esterne (sisma, carichi stradali, …) e si è imposto un fattore di sicurezza appena superiore all'unità (e inferiore al valore di 1,3 che veniva adottato per definire la stabilità dei pendi secondo il DM88).
I parametri ottenuti dalla back analysis sono:

Parametri di resistenza del detrito a blocchi:

- Angolo di attrito: 40°
- Coesione efficace: 1 kPa

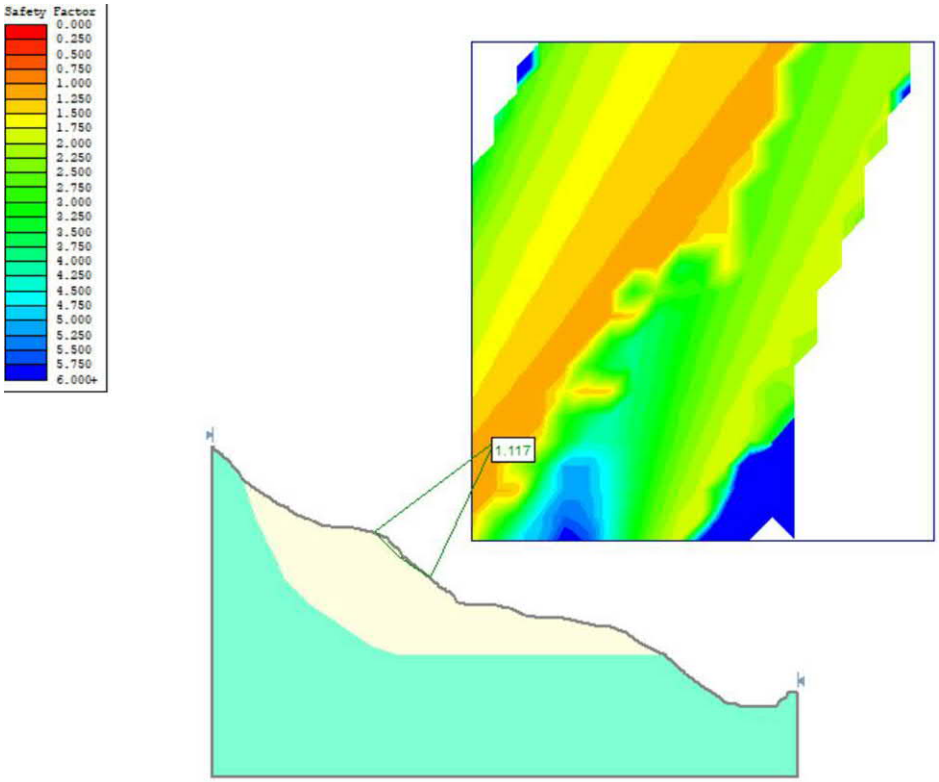


Figura 25 – Back analysis per la valutazione dei parametri di resistenza del detrito a grossi blocchi.

3.3 Stabilità delle scarpate in roccia

Per l'analisi di stabilità delle scarpate in roccia si è seguito il seguente flusso di lavoro:

- si sono dapprima individuati, tramite analisi cinematica, i potenziali meccanismi di instabilità in roccia;

- si sono analizzate le condizioni di stabilità dei potenziali meccanismi e si è individuato il più critico tra essi;
- si sono dimensionati gli interventi di stabilizzazione e messa in sicurezza dei fronti, considerando il meccanismo di instabilità più critico.

3.3.1 Test di Markland

Per individuare i potenziali cinematismi (scivolamento a cunei, scivolamento planare, …) è stato utilizzato il Test di Markland, considerando tutte le possibili orientazioni dei fronti di scavo e le giaciture medie delle famiglie di discontinuità rilevate. L'immersione delle scarpate di scavo in Dolomia varia da circa 35°N fino a circa 130°N, con un'inclinazione massima di 70° sull'orizzontale. L'altezza di scavo massima prevista è pari a circa 23 m (tornante 2). Per quanto riguarda le scarpate in Calcari di Gallaneto essi immergono da 35°N a 50°N, con una inclinazione massima di 55° e un'altezza massima di circa 8 m.
I potenziali cinematismi (scivolamento planare e a cuneo) individuati sulle scarpate in Dolomia sono mostrati in **Figura 26**. Nei Calcari l'analisi cinematica non ha evidenziato la presenza di possibili meccanismi di instabilità.

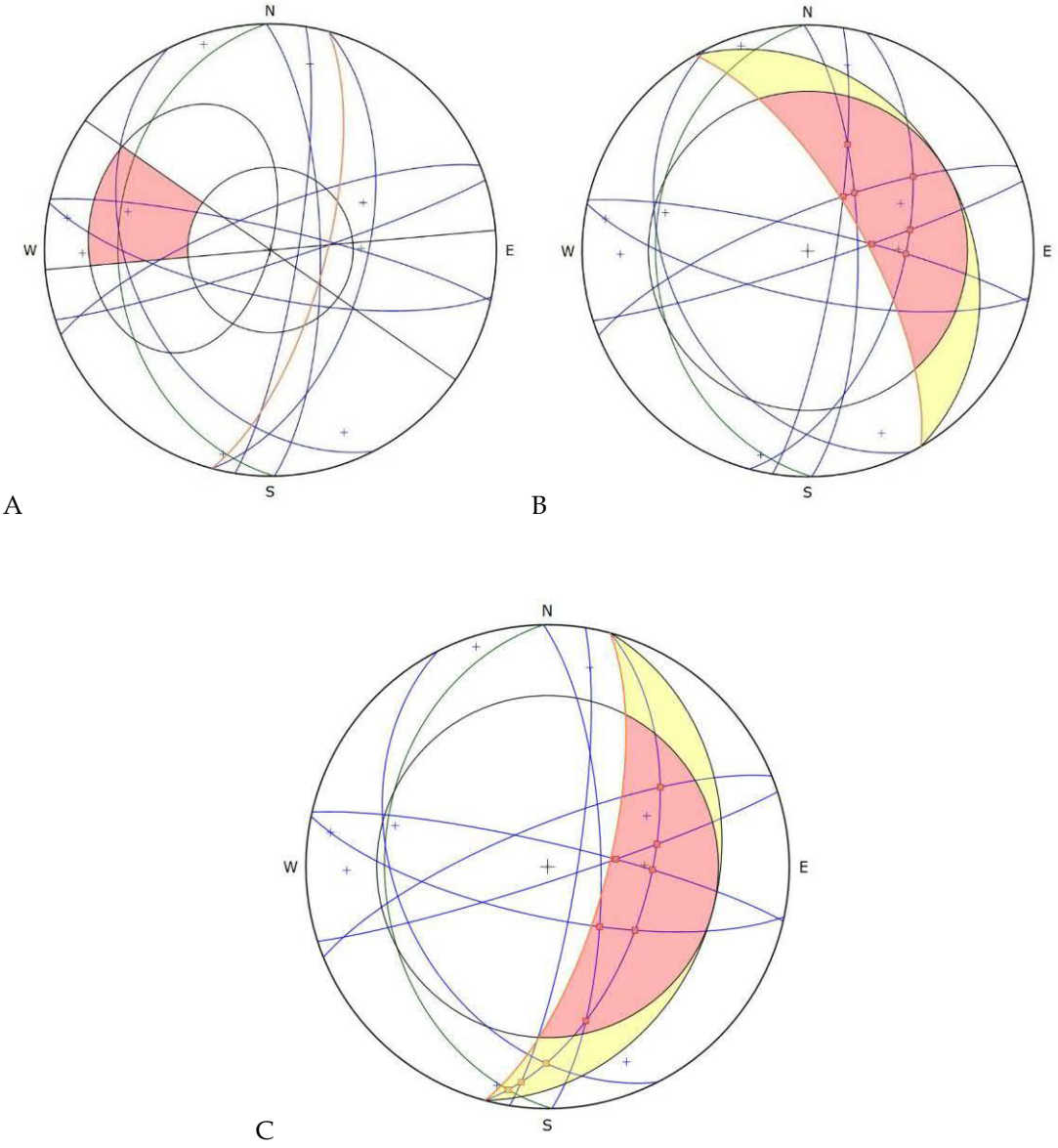


Figura 26 – Risultati dei Test di Markland per le Dolomie del M.Gazzo. Per le analisi si è utilizzato il software Dips della Rocscience. A. Scivolamento planare, B/C. Scivolamento a cuneo.

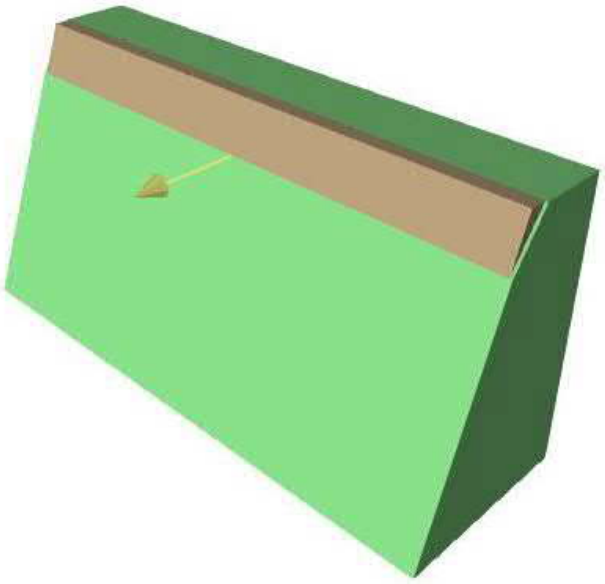
3.3.2 Analisi dei potenziali meccanismi di instabilità

I potenziali meccanismi di instabilità sono stati analizzati con l'ausilio del software Rocplane (Rocscience Inc.) per quanto riguarda i meccanismi di scivolamento planare e Swedge (Rocscience Inc.) per quanto riguarda i meccanismi di scivolamento a cuneo.

I risultati mostrano che il caso più sfavorevole, in termini di volume e geometria dei blocchi instabili, risulta quello di scivolamento planare lungo i giunti immergenti a SE a medio angolo (giacitura media delle discontinuità 105°/55°). Infatti, i cunei generati dall'intersezioni dei giunti hanno sempre dimensioni molto ridotte e sono costituiti principalmente da sottili lastre parallele al versante.

3.3.3 Dimensionamento degli interventi di stabilizzazione

Per la messa in sicurezza dei fronti di scavo si prevede la chiodatura delle pareti mediante bulloni iniettati: il diametro e la maglia di bullonaggio devono essere dimensionati in funzione del meccanismo di instabilità più critico, così come definito al paragrafo precedente.
Si è pertanto analizzato il cinemtismo di scivolamento planare utilizzando il software RocPlane, limitando la lunghezza della superficie di scivolamento secondo la massima persistenza dei giunti osservata in sito. In questo modo si sono determinate la forza instabilizzante (*driving force*) e la resistenza del terreno (*resisting force*) lungo la superficie di scivolamento:



Deterministic Analysis
Normal Force: 41.1956 kN/m
Normal Stress: 8.23912 kPa
Shear Strength: 5.76909 kPa
Driving Force: 62.3906 kN/m
Resisting Force: 28.8455 kN/m
Geometry
Slope Height: 23.5 m
Wedge Weight: 74.7362 kN/m
Wedge Volume: 2.82023 m^3/m
Wedge Height: 4.09576 m
Unit Weight: 26.5 kN/m3
Slope Angle: 70 deg
Failure Plane Angle: 55 deg
Upper Face Angle: 0 deg
Bench Width: Not Present
Waviness: 0 deg
Failure plane length: 5 m
Slope length: 24.9929 m
Strength
Shear Strength Model: Mohr-Coulomb
Friction Angle: 35 deg
Cohesion: 0 kPa
Shear Strength: 5.76909 kPa
Shear Resistance: 28.8455 kN/m
Seismic Force: Present
Direction: Horizontal
Seismic Coefficient: 0.0273
Seismic Force: 2.0403 kN/m

Si sono quindi verificate le condizioni di sfilamento e rottura per taglio e trazione dei bulloni secondo la combinazione A1+M1+R3, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabella 17 e Tabella 18 (§ 6.6 delle NTC2018). La verifica dell'ancoraggio si esegue confrontando la massima azione di

progetto Ed con la resistenza di progetto, determinata applicando alla resistenza caratteristica il coefficiente parziale $\gamma_R = 1,2$.

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti G_2 [1]	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

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

Tabella 17 – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (Tab. 6.2.I delle NTC 2018).

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

Tabella 18 – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (Tab. 6.2.II delle NTC2018).

Le verifiche risultano soddisfatte impiegando bulloni typo Dywidag di diametro 28 mm, lunghezza 5 m, passo in direzione verticale pari a 2 m e in direzione trasversale pari a 3m:

1. Materiali			
Acciaio (B500B)			
fyk	550	MPa	Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio
γS	1,15	-	Coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio
2. Chiodi			
ϕ_b	28	mm	Diametro della barra di ancoraggio
ϕ_p	68	mm	Diametro minimo della perforazione
L	3	m	Lunghezza efficace dell'ancoraggio
p	2	m	Passo verticale chiodi
h	4	m	Altezza cuneo instabile
τ_min	0,3	MPa	Tensione di adesione minima (Boustamante e Doix, 1985)
τ_media	0,35	MPa	Tensione di adesione media (Boustamante e Doix, 1985)
ξ_3	1,6	-	Fattori di correlazione per resistenza caratteristica
ξ_4	1,55	-	
τk	0,19	Mpa	Tensione di adesione caratteristica
3. Azioni di progetto			
D	63	kN/m	Azioni instabilizzanti
R	28	kN/m	Resistenza del terreno
γG_sfav.	1,3	-	Coefficiente parziale per le azioni sfavorevoli
γG_fav.	1	-	Coefficiente parziale per le azioni favorevoli
Ed	53,90	kN/m	Valore di progetto dell'azione
4. Resistenza chiodatura			
γR	1,2	-	Coefficiente parziale sulla resistenza caratteristica
Rtk	294,49	kN	Resistenza a trazione caratteristica dell'acciaio
Rsk	127,52	kN	Resistenza a taglio caratteristica dell'acciaio
Rak	120,17	kN	Resistenza a sfilamento caratteristica del chiodo
N	**0,27**	**1/m**	**Numero chiodi necessari a metro**
p	**3,72**	**m**	**Passo trasversale chiodi**

La stabilità del fronte di scavo viene a questo punto verificata, in condizioni statiche e sismiche, considerando l'azione stabilizzante offerta dai bulloni.
In condizioni statiche le verifiche sono condotte secondo quanto indicato al paragrafo 6.8 delle NTC2018 secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabella 17, Tabella 18 e Tabella 19.

Coefficiente	R2
γ_R	1,1

Tabella 19 - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo (§ delle NTC2018).

Nel caso sismico si deve controllare che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto calcolate con un coefficiente parziale pari a $\gamma_R = 1.2$.
Le azioni sismiche sono valutate con metodo pseudostatico sulla base di quanto indicato al § 1.4 e assumendo:

- *Coefficiente di amplificazione stratigrafica* $S_S = 1$.
- *Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito* β_s=0,38.

I dettagli delle verifiche, condotte con il software RocPlane della Roscience, sono riportati in allegato.
Oltre agli interventi di chiodatura, si prescrive inoltre la posa in opera di reti paramassi in aderenza per i fronti di altezza maggiore a 6 m. Questo tipo di intervento risulta necessario al fine di trattenere blocchi di dimensioni fino a decimetriche che si possono staccare dalla parete a causa della inevitabile alterazione superficiale dovuta all'azione degli agenti meteorici.

3.4 Stabilità delle scarpate in detrito

In corrispondenza del primo tornante è prevista la riprofilatura delle scarpate stradali in un deposito detritico a blocchi. A monte della pista è presente, nel tratto in oggetto, un'ulteriore via di transito che è necessario conservare.
Al fine di stabilizzare i fronti di scavo e di preservare la pista di monte è prevista la realizzazione di due muri di sostegno in blocchi da scogliera.

3.4.1 Dimensionamento delle opere di sostegno

A progetto sono previsti due muri di sostegno, un muro di controripa a protezione della pista principale e un muro di sottoscarpa a protezione della pista secondaria che si diparte dalla prima. Le opere sono realizzate mediante blocchi di scogliera, di peso unitario superiore alle 2 t.

Il muro di controripa ha una estensione totale di circa 75 m e una altezza massima di 6 m. Il muro di sottoscarpa ha invece lunghezza totale di circa 40 m e una altezza massima di 2,8 m. In sezione entrambi i muri hanno una larghezza di 2,3 m e una inclinazione rispetto alla verticale di circa 10°.
La scarpata tra i due muri è riprofilata con pendenza 2:3.

Per il dimensionamento delle opere di sostegno sono stati assunti i seguenti carichi agenti:

– *Peso proprio*

Pesi specifici utilizzati:

Scogliera	22 kN/m^3
Detrito a blocchi	20 kN/m^3

– *Azione sismica*

Secondo quanto previsto dal § 7.11.6 delle NTC 2018 l'azione sismica può essere valutata utilizzando il metodo pseudo-statico secondo quanto descritto al § 1.4 della presente relazione, assumendo Ss =1,6 (categoria di sottosuolo E) e β_m = 0,38 per le verifiche a scorrimento e capacità portante e β_m = 0,57 per le verifiche a ribaltamento.

– *Sovraccarico stradale*

Il carico variabile che agisce sulla pista di monte è assunto pari a 20 kPa.

– *Spinta delle terre*

La spinta delle terre sull'opera di sostegno libere di ruotare si valuta facendo riferimento alla situazione di equilibrio limite attivo. Il coefficiente di spinta attiva è stato valutato secondo la teoria di Coulomb, utilizzando la soluzione di Mononobe (1929) e Okabe (1926).
La spinta statica del terreno è applicata ad un'altezza pari a 1/3 H dalla base del muro, mentre la spinta sismica a metà altezza del muro. La distribuzione lungo il muro delle pressioni dovute ad azioni statiche e dinamiche agisce con un'inclinazione rispetto alla normale al muro pari a δ, che corrisponde all'angolo di attrito tra il paramento del muro e il terreno.

Le verifiche delle opere di sostegno sono sviluppate con riferimento a quanto disposto dalle NTC2018 ai paragrafi 6.5 e 7.11.6.
I valori di progetto dei parametri geomeccanici del terreno sono determinati applicando ai valori caratteristici, in funzione della combinazione indicata dalla normativa, i coefficienti parziali indicati in Tabella 18. I coefficienti parziali da applicare alle azioni sollecitanti, secondo il tipo di carico, sono indicati nella Tabella 17.

Le verifiche sono state sviluppate agli stati limite ultimi, in condizioni sia statiche che sismiche, con riferimento ai seguenti meccanismi di collasso:

- scorrimento sul piano di posa;
- collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno;
- ribaltamento;
- stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno.

Nel caso statico la verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata secondo l'Approccio 1, con la Combinazione 2 (A2+M2+R2) con $\gamma_R = 1,1$. Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3), utilizzando i coefficienti parziali sulla resistenza del sistema seguenti:

Verifica - *Caso statico*	Coefficiente parziale R3
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

Per la verifica in condizioni sismiche si fa riferimento a quanto riportato nel paragrafo 7.11.6 della normativa. Devono essere considerati gli stessi stati limite di cui al caso statico, ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici con i seguenti coefficienti parziali sulle resistenze:

Verifica - *Caso sismico*	Coefficiente parziale R3
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,2$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,0$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,2$

Per quanto riguarda la verifica di stabilità globale si fa riferimento a quanto indicato al paragrafo 7.11.4. In allegato si riportano le verifiche effettuate considerando la situazione più gravosa, corrispondente alla geometria ricavata dalla sezione A-A'. La capacità portante del terreno di fondazione è stata valutata utilizzando la formula di Brinch-Hansen.

Per le verifiche di stabilità globale è stato utilizzato il software Slide della Rocscience.

4. ALLEGATI

4.1 Verifiche di stabilità dei fronti in roccia

Gradone 70° - Scivolamento su F1 - CASO STATICO

RocPlane Analysis Information
RocPlane - Planar Wedge Stability Analysis

Project Summary
File Name 17-26_Gradone 70_Plan_F1_statico.pln
Project Title RocPlane - Planar Wedge Stability Analysis
Date Created 08/06/2018, 11:34:41

Analysis Results
Analysis Type - Deterministic
Normal Force 517.696 kN/m
Driving Force 767.517 kN/m
Resisting Force 472.701 kN/m
Factor of Safety 0.615883

Geometry
Slope Height 15 m
Wedge Weight 925.792 kN/m
Wedge Volume 34.9356 m^3/m
Wedge Height 15 m
UnitWeight 26.5 kN/m3
Slope Angle 70 °
Failure Plane Angle 56 °
Upper Face Angle 0 °
Bench Width 8 m
Wedge Height 15 m
Waviness 3 °
IntersectionPoint (B) of slope and upper face (5.45955 , 15)
Intersectionpoint (C) of failure plane and upper face (10.1176 , 15)
Upper face length (B --> C) 4.65807 m
Failure plane length (Origin --> C) 18.0933 m
Wedge Slope length (Origin --> B) 15.9627 m
Tension Crack Not Present

Strength
Shear Strength Model Barton-Bandis
JRC 5
JCS 75000 kN/m2
Residual Friction Angle (phir) 30 °
Shear Strength 24.6263 kN/m2
Shear Resistance 445.569 kN/m

Design Standard
Selected Type: Eurocode 7 - Design Approach 1, Combination 2

Type	Partial Factor
Permanent Actions: Unfavourable	1
Permanent Actions: Favourable	1
Variable Actions: Unfavourable	1.3
Variable Actions: Favourable	0
Effective cohesion	1.25
Coefficient of shearing resistance	1.25
Weight density	1
Shear strength (other models)	1.25
Earth resistance	1
Bolt tensile capacity	1.1
Seismic Coefficient	1
Water Pressure	1

Gradone 70° - Scivolamento su F1 - CASO SISMICO

RocPlane Analysis Information
RocPlane - Planar Wedge Stability Analysis

Project Summary
File Name 17-26_Gradone 70_Plan_F1.pln
Project Title RocPlane - Planar Wedge Stability Analysis
Date Created 08/06/2018, 11:34:41
Analysis Results
Analysis Type - Deterministic
Normal Force 496.974 kN/m
Driving Force 781.494 kN/m
Resisting Force 562.375 kN/m
Factor of Safety 0.719615
Geometry
Slope Height 15 m
Wedge Weight 925.792 kN/m
Wedge Volume 34.9356 m^3/m
Wedge Height 15 m
UnitWeight 26.5 kN/m3
Slope Angle 70 °
Failure Plane Angle 56 °
Upper Face Angle 0 °
Bench Width 8 m
Wedge Height 15 m
Waviness 3 °
IntersectionPoint (B) of slope and upper face (5.45955 , 15)
Intersectionpoint (C) of failure plane and upper face (10.1176 , 15)
Upper face length (B --> C) 4.65807 m
Failure plane length (Origin --> C) 18.0933 m
Wedge Slope length (Origin --> B) 15.9627 m
Tension Crack Not Present
Strength
Shear Strength Model Barton-Bandis
JRC 5
JCS 75000 kN/m2
Residual Friction Angle (phir) 30 °
Shear Strength 29.6425 kN/m2
Shear Resistance 536.33 kN/m
Seismic Force
Direction Horizontal
Seismic Coefficient 0.027
Seismic Force 24.9964 kN/m

Fronte 150° - Scivolamento a cuneo K1/K4 - CASO STATICO

Swedge Analysis Information

SWEDGE - Surface Wedge Stability Analysis

Project Summary

File Name	17-36_Fronte 150_cuneo K1_K4.swd
Project Title	SWEDGE - Surface Wedge Stability Analysis
Date Created	08/06/2018, 12:03:19

Analysis Results

☐ Analysis type - Deterministic

Safety Factor	3.69839
Wedge height (on slope) [m]	50
Bench width (on upper face) [m]	20.782
Wedge volume [m3]	3347.44
Unfactored wedge weight [m]	88707.1
Wedge weight design factor (permanent unfavourable load)	1
Factored wedge weight [kN]	88707.1
Wedge area (joint1) [m2]	896.972
Wedge area (joint2) [m2]	528.854
Wedge area (slope) [m2]	630.8
Wedge area (upper face) [m2]	200.846

Failure Mode

- Sliding on intersection line (joints 1&2)

Joint Sets 1&2 line of Intersection

Plunge [deg]	Trend [deg]	Length [m]
37.949	138.096	81.307

Trace Lengths

	Slope Face [m]	Upper Face [m]
Joint 1	65.706	29.390
Joint 2	66.323	20.833

Persistence

Joint 1 [m]	81.307
Joint 2 [m]	81.307

Intersection Angles

	Slope Face	Upper Face
Joint 1 & Joint 2	16.828	41.000
Joint 1 & Crest	83.396	45.000
Joint 2 & Crest	79.776	94.000

Dip and Dip Direction

	Dip [deg]	Dip Direction [deg]

Joint Set 1	55.000	195.000
Joint Set 2	80.000	56.000
Slope	50.000	150.000
Upper Face	0.000	150.000

Joint Set 1 Data

Cohesion [kPa]	150
Cohesion Design Factor	1.25
Factored Cohesion [kPa]	120
Friction Angle [deg]	30
Friction Angle Design Factor	1.25
Factored Friction Angle [deg]	24.7913
Waviness Angle [deg]	0
Waviness Angle Design Factor	1.25
Factored Waviness Angle [deg]	0

Joint Set 2 Data

Cohesion [kPa]	75
Cohesion Design Factor	1.25
Factored Cohesion [kPa]	60
Friction Angle [deg]	30
Friction Angle Design Factor	1.25
Factored Friction Angle [deg]	24.7913
Waviness Angle [deg]	0
Waviness Angle Design Factor	1.25
Factored Waviness Angle [deg]	0

Slope Data

Slope height [m]	50
Unfactored rock unit weight [kN/m3]:	26.5
Rock unit weight design factor:	1
Factored rock unit weight [kN/m3]:	26.5
Water pressures in the slope	NO
Overhanging slope face	NO
Externally applied force	YES
Tension crack	NO

Design Standard

Selected Type: Eurocode 7 - Design Approach 1, Combination 2

Type	Partial Factor
Permanent Actions: Unfavourable	1
Permanent Actions: Favourable	1
Variable Actions: Unfavourable	1.3
Variable Actions: Favourable	0
Effective cohesion	1.25
Coefficient of shearing resistance	1.25
Weight density	1
Shear strength (other models)	1.25

Earth resistance	1
Bolt tensile capacity	1.1
Seismic Coefficient	1
Water Pressure	1
Shotcrete Shear Strength	1

Wedge Vertices

- Coordinates in Easting,Northing,Up Format
- 1=Joint1, 2=Joint2, 3=Upper Face, 4=Slope

Point	East	North	Up
124	0.000	0.000	0.000
134	-14.433	40.113	50.000
234	-31.172	30.448	50.000
123	-42.822	47.719	50.000

Fronte 150° - Scivolamento a cuneo K1/K4 - CASO SISMICO

Swedge Analysis Information

SWEDGE - Surface Wedge Stability Analysis

Project Summary

File Name	17-36_Fronte 150_cuneo K1_K4.swd
Project Title	SWEDGE - Surface Wedge Stability Analysis
Date Created	08/06/2018, 12:03:19

Analysis Results

☐ Analysis type - Deterministic

Safety Factor	4.4392
Wedge height (on slope) [m]	50
Bench width (on upper face) [m]	20.782
Wedge volume [m3]	3347.44
Wedge weight [kN]	88707.1
Wedge area (joint1) [m2]	896.972
Wedge area (joint2) [m2]	528.854
Wedge area (slope) [m2]	630.8
Wedge area (upper face) [m2]	200.846

Seismic Force

Seismic force [kN]	2395.09

Failure Mode

- Sliding on intersection line (joints 1&2)

Joint Sets 1&2 line of Intersection

Plunge [deg]	Trend [deg]	Length [m]
37.949	138.096	81.307

Trace Lengths

	Slope Face [m]	Upper Face [m]
Joint 1	65.706	29.390
Joint 2	66.323	20.833

Persistence

Joint 1 [m]	81.307
Joint 2 [m]	81.307

Intersection Angles

	Slope Face	Upper Face
Joint 1 & Joint 2	16.828	41.000
Joint 1 & Crest	83.396	45.000
Joint 2 & Crest	79.776	94.000

Dip and Dip Direction

	Dip [deg]	Dip Direction [deg]

Joint Set 1	55.000	195.000
Joint Set 2	80.000	56.000
Slope	50.000	150.000
Upper Face	0.000	150.000

Joint Set 1 Data

Cohesion [kPa]	150
Friction Angle [deg]	30
Waviness Angle [deg]	0

Joint Set 2 Data

Cohesion [kPa]	75
Friction Angle [deg]	30
Waviness Angle [deg]	0

Slope Data

Slope height [m]	50
Rock unit weight [kN/m3]:	26.5
Water pressures in the slope	NO
Overhanging slope face	NO
Externally applied force	YES
Tension crack	NO

Seismic Data

Direction:	line of intersection J1&J2 but horizontal
Seismic coefficient:	0.027
Trend [deg]:	138.096
Plunge [deg]:	-0

Wedge Vertices

- Coordinates in Easting,Northing,Up Format
- 1=Joint1, 2=Joint2, 3=Upper Face, 4=Slope

Point	East	North	Up
124	0.000	0.000	0.000
134	-14.433	40.113	50.000
234	-31.172	30.448	50.000
123	-42.822	47.719	50.000

Gradone 150° - Scivolamento a cuneo K1/K4 - CASO STATICO

Swedge Analysis Information

SWEDGE - Surface Wedge Stability Analysis

Project Summary

File Name	17-36_Gradone 150_cuneo K1_K4.swd
Project Title	SWEDGE - Surface Wedge Stability Analysis
Date Created	08/06/2018, 12:03:19

Analysis Results

☐ Analysis type - Deterministic

Safety Factor	1.54183
Wedge height (on slope) [m]	8.98099
Bench width (on upper face) [m]	8
Wedge volume [m3]	89.0984
Unfactored wedge weight [m]	2361.11
Wedge weight design factor (permanent unfavourable load)	1
Factored wedge weight [kN]	2361.11
Wedge area (joint1) [m2]	62.0204
Wedge area (joint2) [m2]	36.5672
Wedge area (slope) [m2]	35.5562
Wedge area (upper face) [m2]	29.7623

Failure Mode

- Sliding on intersection line (joints 1&2)

Joint Sets 1&2 line of Intersection

Plunge [deg]	Trend [deg]	Length [m]
37.949	138.096	14.604

Trace Lengths

	Slope Face [m]	Upper Face [m]
Joint 1	11.090	11.314
Joint 2	9.728	8.020

Persistence

Joint 1 [m]	14.6044
Joint 2 [m]	14.6044

Intersection Angles

	Slope Face	Upper Face
Joint 1 & Joint 2	41.236	41.000
Joint 1 & Crest	59.523	45.000
Joint 2 & Crest	79.241	94.000

Dip and Dip Direction

	Dip [deg]	Dip Direction [deg]
Joint Set 1	55.000	195.000

Joint Set 2	80.000	56.000
Slope	70.000	150.000
Upper Face	0.000	150.000

Joint Set 1 Data

JRC	2.8
JCS [kPa]	72000
Phir [deg]	30
Shear Strength Design Factor	1.25
Waviness Angle [deg]	0
Waviness Angle Design Factor	1.25
Factored Waviness Angle [deg]	0

Joint Set 2 Data

JRC	1.8
JCS [kPa]	67000
Phir [deg]	30
Shear Strength Design Factor	1.25
Waviness Angle [deg]	0
Waviness Angle Design Factor	1.25
Factored Waviness Angle [deg]	0

Slope Data

Slope height [m]	15
Bench width [m]	8
Unfactored rock unit weight [kN/m3]:	26.5
Rock unit weight design factor:	1
Factored rock unit weight [kN/m3]:	26.5
Water pressures in the slope	NO
Overhanging slope face	NO
Externally applied force	YES
Tension crack	NO

Design Standard

☐ Selected Type: Eurocode 7 - Design Approach 1, Combination 2

Type	Partial Factor
Permanent Actions: Unfavourable	1
Permanent Actions: Favourable	1
Variable Actions: Unfavourable	1.3
Variable Actions: Favourable	0
Effective cohesion	1.25
Coefficient of shearing resistance	1.25
Weight density	1
Shear strength (other models)	1.25
Earth resistance	1
Bolt tensile capacity	1.1
Seismic Coefficient	1
Water Pressure	1

Shotcrete Shear Strength	1

Wedge Vertices

- Coordinates in Easting,Northing,Up Format
- 1=Joint1, 2=Joint2, 3=Upper Face, 4=Slope

Point	East	North	Up
124	0.000	0.000	0.000
134	3.237	5.643	8.981
234	-3.207	1.923	8.981
123	-7.692	8.571	8.981

Gradone 150° - Scivolamento a cuneo K1/K4 - CASO SISMICO

Swedge Analysis Information

SWEDGE - Surface Wedge Stability Analysis

Project Summary

File Name	17-36_Gradone 150_cuneo K1_K4.swd
Project Title	SWEDGE - Surface Wedge Stability Analysis
Date Created	08/06/2018, 12:03:19

Analysis Results

- Analysis type - Deterministic

Safety Factor	1.82504
Wedge height (on slope) [m]	8.98099
Bench width (on upper face) [m]	8
Wedge volume [m3]	89.0984
Wedge weight [kN]	2361.11
Wedge area (joint1) [m2]	62.0204
Wedge area (joint2) [m2]	36.5672
Wedge area (slope) [m2]	35.5562
Wedge area (upper face) [m2]	29.7623

Seismic Force

Seismic force [kN]	63.7499

Failure Mode

- Sliding on intersection line (joints 1&2)

Joint Sets 1&2 line of Intersection

Plunge [deg]	Trend [deg]	Length [m]
37.949	138.096	14.604

Trace Lengths

	Slope Face [m]	Upper Face [m]
Joint 1	11.090	11.314
Joint 2	9.728	8.020

Persistence

Joint 1 [m]	14.6044
Joint 2 [m]	14.6044

Intersection Angles

	Slope Face	Upper Face
Joint 1 & Joint 2	41.236	41.000
Joint 1 & Crest	59.523	45.000
Joint 2 & Crest	79.241	94.000

Dip and Dip Direction

	Dip [deg]	Dip Direction [deg]
Joint Set 1	55.000	195.000
Joint Set 2	80.000	56.000
Slope	70.000	150.000
Upper Face	0.000	150.000

Joint Set 1 Data

JRC	2.8
JCS [kPa]	72000
Phir [deg]	30
Waviness Angle [deg]	0

Joint Set 2 Data

JRC	1.8
JCS [kPa]	67000
Phir [deg]	30
Waviness Angle [deg]	0

Slope Data

Slope height [m]	15
Bench width [m]	8
Rock unit weight [kN/m3]:	26.5
Water pressures in the slope	NO
Overhanging slope face	NO
Externally applied force	YES
Tension crack	NO

Seismic Data

Direction:	line of intersection J1&J2 but horizontal
Seismic coefficient:	0.027
Trend [deg]:	138.096
Plunge [deg]:	-0

Wedge Vertices

- Coordinates in Easting,Northing,Up Format
- 1=Joint1, 2=Joint2, 3=Upper Face, 4=Slope

Point	East	North	Up
124	0.000	0.000	0.000
134	3.237	5.643	8.981
234	-3.207	1.923	8.981
123	-7.692	8.571	8.981

Gradone 150° - Scivolamento a cuneo S/K1 - CASO STATICO

Swedge Analysis Information

SWEDGE - Surface Wedge Stability Analysis

Project Summary

File Name	17-36_Gradone 150_cuneo S_K1.swd
Project Title	SWEDGE - Surface Wedge Stability Analysis
Date Created	08/06/2018, 12:03:19

Analysis Results

- Wedge is scaled, scale factor: 0.1620
- Analysis type - Deterministic

Safety Factor	0.524055
Wedge height (on slope) [m]	2.42957
Bench width (on upper face) [m]	0.327636
Wedge volume [m3]	0.0884791
Unfactored wedge weight [m]	2.3447
Wedge weight design factor (permanent unfavourable load)	1
Factored wedge weight [kN]	2.3447
Wedge area (joint1) [m2]	0.687136
Wedge area (joint2) [m2]	0.573043
Wedge area (slope) [m2]	0.862152
Wedge area (upper face) [m2]	0.109253

Failure Mode

- Sliding on intersection line (joints 1&2)

Joint Sets 1&2 line of Intersection

Plunge [deg]	Trend [deg]	Length [m]
54.999	194.572	2.966

Trace Lengths

	Slope Face [m]	Upper Face [m]
Joint 1	3.000	0.463
Joint 2	2.723	0.472

Persistence

Joint 1 [m]	3
Joint 2 [m]	2.96599

Intersection Angles

	Slope Face	Upper Face
Joint 1 & Joint 2	12.185	91.000
Joint 1 & Crest	59.523	45.000
Joint 2 & Crest	108.292	44.000

Dip and Dip Direction

	Dip [deg]	Dip Direction [deg]

Joint Set 1	55.000	195.000
Joint Set 2	89.000	106.000
Slope	70.000	150.000
Upper Face	0.000	150.000

Joint Set 1 Data

JRC	2.8
JCS [kPa]	72000
Phir [deg]	30
Shear Strength Design Factor	1.25
Waviness Angle [deg]	0
Waviness Angle Design Factor	1.25
Factored Waviness Angle [deg]	0

Joint Set 2 Data

JRC	4.6
JCS [kPa]	28000
Phir [deg]	30
Shear Strength Design Factor	1.25
Waviness Angle [deg]	0
Waviness Angle Design Factor	1.25
Factored Waviness Angle [deg]	0

Slope Data

Slope height [m]	15
Bench width [m]	8
Unfactored rock unit weight [kN/m3]:	26.5
Rock unit weight design factor:	1
Factored rock unit weight [kN/m3]:	26.5
Water pressures in the slope	NO
Overhanging slope face	NO
Externally applied force	YES
Tension crack	NO

Design Standard

☐ Selected Type: Eurocode 7 - Design Approach 1, Combination 2

Type	Partial Factor
Permanent Actions: Unfavourable	1
Permanent Actions: Favourable	1
Variable Actions: Unfavourable	1.3
Variable Actions: Favourable	0
Effective cohesion	1.25
Coefficient of shearing resistance	1.25
Weight density	1
Shear strength (other models)	1.25
Earth resistance	1
Bolt tensile capacity	1.1
Seismic Coefficient	1

Water Pressure	1
Shotcrete Shear Strength	1

Wedge Vertices

- Coordinates in Easting,Northing,Up Format
- 1=Joint1, 2=Joint2, 3=Upper Face, 4=Slope

Point	East	North	Up
124	0.000	0.000	0.000
134	0.876	1.527	2.430
234	0.298	1.193	2.430
123	0.428	1.647	2.430

Scaling

Trace Lengths	
Joint 1 Scaling	3 m
Maximum Persistence	
Joint 1 Scaling	18.5218 m

Gradone 150° - Scivolamento a cuneo S/K1 - CASO SISMICO

Swedge Analysis Information

SWEDGE - Surface Wedge Stability Analysis

Project Summary

File Name	17-36_Gradone 150_cuneo S_K1.swd
Project Title	SWEDGE - Surface Wedge Stability Analysis
Date Created	08/06/2018, 12:03:19

Analysis Results

- Wedge is scaled, scale factor: 0.1620
- Analysis type - Deterministic

Safety Factor	0.524055
Wedge height (on slope) [m]	2.42957
Bench width (on upper face) [m]	0.327636
Wedge volume [m3]	0.0884791
Unfactored wedge weight [m]	2.3447
Wedge weight design factor (permanent unfavourable load)	1
Factored wedge weight [kN]	2.3447
Wedge area (joint1) [m2]	0.687136
Wedge area (joint2) [m2]	0.573043
Wedge area (slope) [m2]	0.862152
Wedge area (upper face) [m2]	0.109253

Failure Mode

- Sliding on intersection line (joints 1&2)

Joint Sets 1&2 line of Intersection

Plunge [deg]	Trend [deg]	Length [m]
54.999	194.572	2.966

Trace Lengths

	Slope Face [m]	Upper Face [m]
Joint 1	3.000	0.463
Joint 2	2.723	0.472

Persistence

Joint 1 [m] 3
Joint 2 [m] 2.96599

Intersection Angles

	Slope Face	Upper Face
Joint 1 & Joint 2	12.185	91.000
Joint 1 & Crest	59.523	45.000
Joint 2 & Crest	108.292	44.000

Dip and Dip Direction

	Dip [deg]	Dip Direction [deg]
Joint Set 1	55.000	195.000
Joint Set 2	89.000	106.000
Slope	70.000	150.000
Upper Face	0.000	150.000

Joint Set 1 Data

JRC	2.8
JCS [kPa]	72000
Phir [deg]	30
Shear Strength Design Factor	1.25
Waviness Angle [deg]	0
Waviness Angle Design Factor	1.25
Factored Waviness Angle [deg]	0

Joint Set 2 Data

JRC	4.6
JCS [kPa]	28000
Phir [deg]	30
Shear Strength Design Factor	1.25
Waviness Angle [deg]	0
Waviness Angle Design Factor	1.25
Factored Waviness Angle [deg]	0

Slope Data

Slope height [m]	15
Bench width [m]	8
Unfactored rock unit weight [kN/m3]:	26.5
Rock unit weight design factor:	1

Factored rock unit weight [kN/m3]:	26.5
Water pressures in the slope	NO
Overhanging slope face	NO
Externally applied force	YES
Tension crack	NO

Design Standard

Selected Type: Eurocode 7 - Design Approach 1, Combination 2

Type	Partial Factor
Permanent Actions: Unfavourable	1
Permanent Actions: Favourable	1
Variable Actions: Unfavourable	1.3
Variable Actions: Favourable	0
Effective cohesion	1.25
Coefficient of shearing resistance	1.25
Weight density	1
Shear strength (other models)	1.25
Earth resistance	1
Bolt tensile capacity	1.1
Seismic Coefficient	1
Water Pressure	1
Shotcrete Shear Strength	1

Wedge Vertices

Coordinates in Easting,Northing,Up Format
1=Joint1, 2=Joint2, 3=Upper Face, 4=Slope

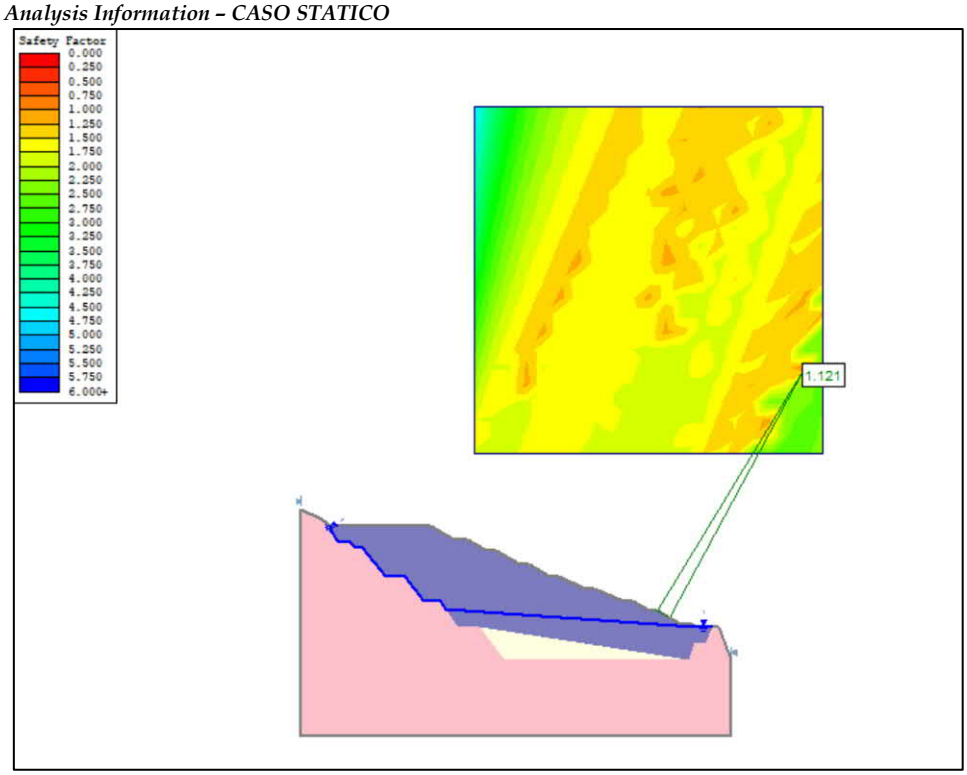
Point	East	North	Up
124	0.000	0.000	0.000
134	0.876	1.527	2.430
234	0.298	1.193	2.430
123	0.428	1.647	2.430

Scaling

Trace Lengths	
Joint 1 Scaling	3 m
Maximum Persistence	
Joint 1 Scaling	18.5218 m

4.2 Verifiche di stabilità del rilevato di inerti

Slide Analysis Information – CASO STATICO



Document Name

File Name: 17_26_verifiche stabilità cumulo_statico.sli

Project Settings

Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program
Failure Direction: Left to Right
Units of Measurement: SI Units
Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m3
Groundwater Method: Water Surfaces
Data Output: Standard
Calculate Excess Pore Pressure: Off
Allow Ru with Water Surfaces or Grids: Off
Random Numbers: Pseudo-random Seed
Random Number Seed: 10116
Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Analysis Methods

Analysis Methods used:
Bishop simplified
GLE/Morgenstern-Price with interslice force function: Half Sine
Lowe-Karafiath
Spencer

Number of slices: 25
Tolerance: 0.005
Maximum number of iterations: 50

Surface Options

Surface Type: Circular
Radius increment: 10
Minimum Elevation: Not Defined
Composite Surfaces: Disabled
Reverse Curvature: Create Tension Crack

Material Properties

Material: Substrato dolomitico
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 26.5 kN/m3
Cohesion: 228 kPa
Friction Angle: 27.9 degrees
Water Surface: Piezometric Line 1
Custom Hu value: 1

Material: Limi lavaggio
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 16.4 kN/m3
Cohesion: 0 kPa
Friction Angle: 26.5 degrees
Water Surface: Piezometric Line 1
Custom Hu value: 1

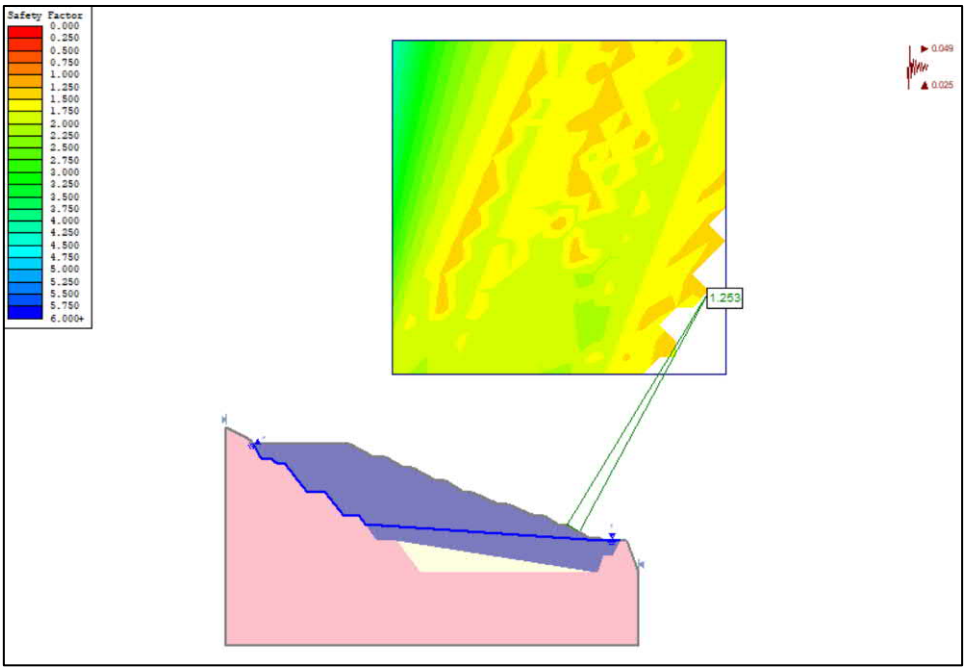
Material: Terre e rocce da scavao
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 17 kN/m3
Cohesion: 0 kPa
Friction Angle: 32.9 degrees
Water Surface: Piezometric Line 1
Custom Hu value: 1

Global Minimums

Method: bishop simplified
FS: 1.121470
Center: 315.929, 224.973
Radius: 169.905
Left Slip Surface Endpoint: 227.588, 79.840
Right Slip Surface Endpoint: 235.011, 75.575
Resisting Moment=616.105 kN-m
Driving Moment=549.374 kN-m
Method: spencer
FS: 1.121920
Center: 315.929, 224.973
Radius: 169.905
Left Slip Surface Endpoint: 227.588, 79.840
Right Slip Surface Endpoint: 235.011, 75.575
Resisting Moment=616.354 kN-m
Driving Moment=549.374 kN-m
Resisting Horizontal Force=3.14247 kN
Driving Horizontal Force=2.80097 kN
Method: lowe-karafiath
FS: 1.122000
Center: 315.929, 224.973
Radius: 169.905
Left Slip Surface Endpoint: 227.588, 79.840
Right Slip Surface Endpoint: 235.011, 75.575
Resisting Horizontal Force=3.14252 kN
Driving Horizontal Force=2.80083 kN
Method: gle/morgenstern-price
FS: 1.121910
Center: 315.929, 224.973

Radius: 169.905
Left Slip Surface Endpoint: 227.588, 79.840
Right Slip Surface Endpoint: 235.011, 75.575
Resisting Moment=616.35 kN-m
Driving Moment=549.374 kN-m
Resisting Horizontal Force=3.14246 kN
Driving Horizontal Force=2.80098 kN

Slide Analysis Information – CASO SIMICO – ACCELERAZIONE VERTICALE VERSO L'ALTO



Document Name

File Name: 17_26_verifiche stabilità cumulo_sismico.sli

Project Settings

Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program
Failure Direction: Left to Right
Units of Measurement: SI Units
Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m3
Groundwater Method: Water Surfaces
Data Output: Standard
Calculate Excess Pore Pressure: Off
Allow Ru with Water Surfaces or Grids: Off
Random Numbers: Pseudo-random Seed
Random Number Seed: 10116
Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Analysis Methods

Analysis Methods used:
Bishop simplified
GLE/Morgenstern-Price with interslice force function: Half Sine
Lowe-Karafiath
Spencer

Number of slices: 25
Tolerance: 0.005
Maximum number of iterations: 50

Surface Options

Surface Type: Circular
Radius increment: 10
Minimum Elevation: Not Defined

Composite Surfaces: Disabled
Reverse Curvature: Create Tension Crack

Loading

Seismic Load Coefficient (Horizontal): 0.049
Seismic Load Coefficient (Vertical): -0.025

Material Properties

Material: Substrato dolomitico
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 26.5 kN/m3
Cohesion: 285 kPa
Friction Angle: 33.5 degrees
Water Surface: Piezometric Line 1
Custom Hu value: 1

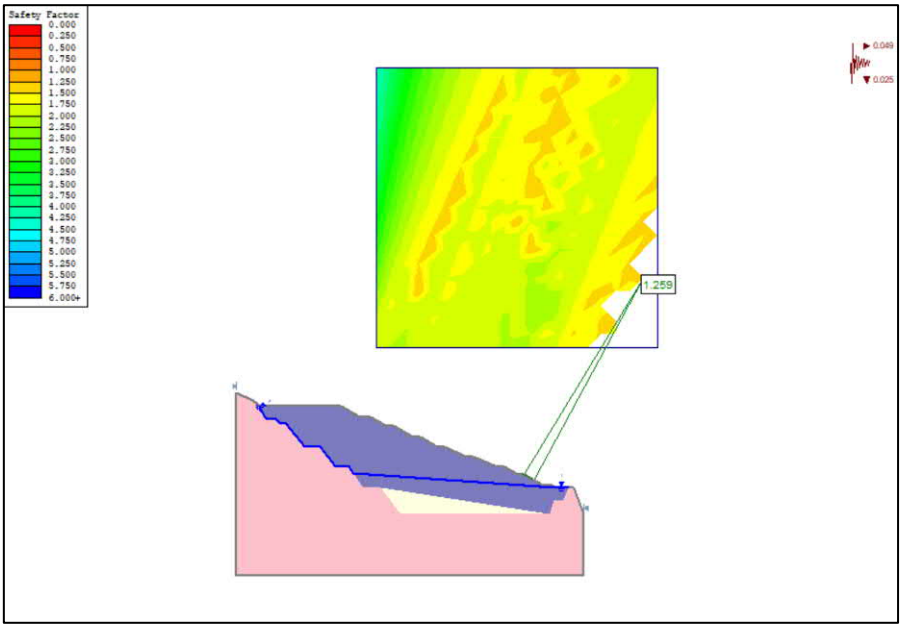
Material: Limi lavaggio
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 16.4 kN/m3
Cohesion: 0 kPa
Friction Angle: 32 degrees
Water Surface: Piezometric Line 1
Custom Hu value: 1

Material: Terre e rocce da scavao
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 17 kN/m3
Cohesion: 0 kPa
Friction Angle: 39 degrees
Water Surface: Piezometric Line 1
Custom Hu value: 1

Global Minimums
Method: bishop simplified
FS: 1.252730
Center: 315.929, 224.973
Radius: 169.905
Left Slip Surface Endpoint: 227.588, 79.840
Right Slip Surface Endpoint: 235.011, 75.575
Resisting Moment=729.477 kN-m
Driving Moment=582.309 kN-m
Method: spencer
FS: 1.254360
Center: 315.929, 224.973
Radius: 169.905
Left Slip Surface Endpoint: 227.588, 79.840
Right Slip Surface Endpoint: 235.011, 75.575
Resisting Moment=730.428 kN-m
Driving Moment=582.309 kN-m
Resisting Horizontal Force=3.7241 kN
Driving Horizontal Force=2.96892 kN
Method: lowe-karafiath
FS: 1.254420
Center: 315.929, 224.973
Radius: 169.905
Left Slip Surface Endpoint: 227.588, 79.840
Right Slip Surface Endpoint: 235.011, 75.575
Resisting Horizontal Force=3.72415 kN
Driving Horizontal Force=2.96882 kN
Method: gle/morgenstern-price
FS: 1.254360
Center: 315.929, 224.973

Radius: 169.905
Left Slip Surface Endpoint: 227.588, 79.840
Right Slip Surface Endpoint: 235.011, 75.575
Resisting Moment=730.425 kN-m
Driving Moment=582.309 kN-m
Resisting Horizontal Force=3.7241 kN
Driving Horizontal Force=2.96893 kN

Slide Analysis Information – CASO SIMICO – ACCELERAZIONE VERTICALE VERSO IL BASSO



Document Name

File Name: 17_26_verifiche stabilità cumulo_sismico.sli

Project Settings

Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program
Failure Direction: Left to Right
Units of Measurement: SI Units
Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m3
Groundwater Method: Water Surfaces
Data Output: Standard
Calculate Excess Pore Pressure: Off
Allow Ru with Water Surfaces or Grids: Off
Random Numbers: Pseudo-random Seed
Random Number Seed: 10116
Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Analysis Methods

Analysis Methods used:
Bishop simplified
GLE/Morgenstern-Price with interslice force function: Half Sine
Lowe-Karafiath
Spencer

Number of slices: 25
Tolerance: 0.005
Maximum number of iterations: 50

Surface Options

Surface Type: Circular
Radius increment: 10
Minimum Elevation: Not Defined
Composite Surfaces: Disabled
Reverse Curvature: Create Tension Crack

Loading

Seismic Load Coefficient (Horizontal): 0.049
Seismic Load Coefficient (Vertical): 0.025

Material Properties

Material: Substrato dolomitico
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 26.5 kN/m3
Cohesion: 285 kPa
Friction Angle: 33.5 degrees
Water Surface: Piezometric Line 1
Custom Hu value: 1

Material: Limi lavaggio
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 16.4 kN/m3
Cohesion: 0 kPa
Friction Angle: 32 degrees
Water Surface: Piezometric Line 1
Custom Hu value: 1

Material: Terre e rocce da scavao
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 17 kN/m3
Cohesion: 0 kPa
Friction Angle: 39 degrees
Water Surface: Piezometric Line 1
Custom Hu value: 1

Global Minimums

Method: bishop simplified
FS: 1.259460
Center: 315.929, 224.973
Radius: 169.905
Left Slip Surface Endpoint: 227.588, 79.840
Right Slip Surface Endpoint: 235.011, 75.575
Resisting Moment=767.991 kN-m
Driving Moment=609.778 kN-m
Method: spencer
FS: 1.261120
Center: 315.929, 224.973
Radius: 169.905
Left Slip Surface Endpoint: 227.588, 79.840
Right Slip Surface Endpoint: 235.011, 75.575
Resisting Moment=769.004 kN-m
Driving Moment=609.778 kN-m
Resisting Horizontal Force=3.92078 kN
Driving Horizontal Force=3.10897 kN
Method: lowe-karafiath
FS: 1.261180
Center: 315.929, 224.973
Radius: 169.905
Left Slip Surface Endpoint: 227.588, 79.840
Right Slip Surface Endpoint: 235.011, 75.575
Resisting Horizontal Force=3.92083 kN
Driving Horizontal Force=3.10886 kN
Method: gle/morgenstern-price
FS: 1.261110
Center: 315.929, 224.973
Radius: 169.905
Left Slip Surface Endpoint: 227.588, 79.840
Right Slip Surface Endpoint: 235.011, 75.575

Resisting Moment=769 kN-m
Driving Moment=609.778 kN-m
Resisting Horizontal Force=3.92077 kN
Driving Horizontal Force=3.10898 kN

4.3 Nuove scarpate stradali: stabilità dei fronti in roccia

RocPlane Analysis Information
RocPlane - Planar Wedge Stability Analysis
CASO STATICO

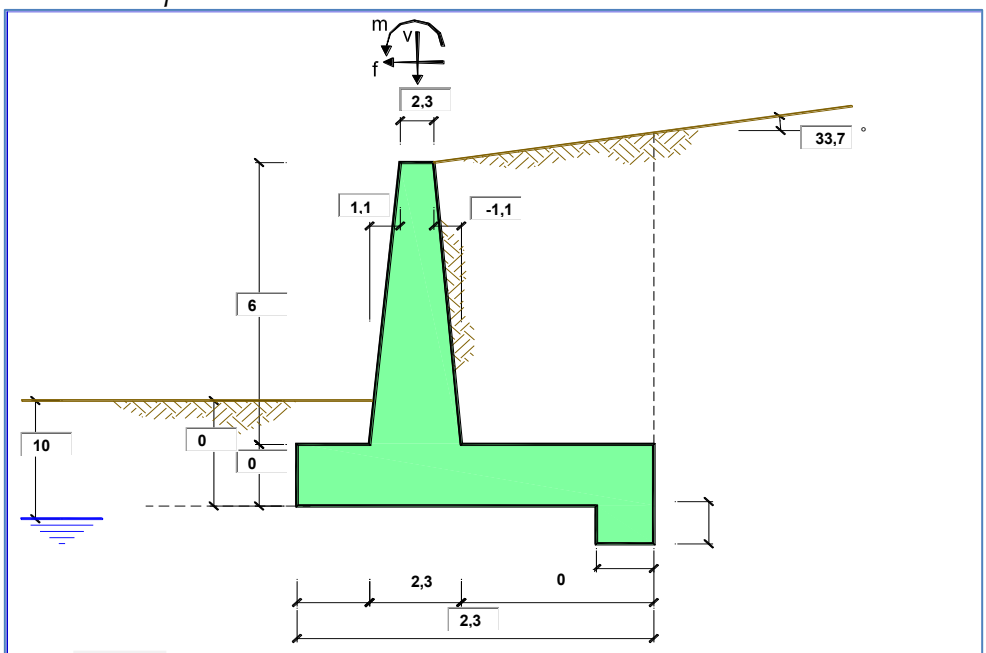
Project Summary
File Name 17-26_Planare k5.pln
Project Title RocPlane - Planar Wedge Stability Analysis
Date Created 31/05/2018, 09:57:56
Analysis Results
Analysis Type - Deterministic
Normal Force 106.618 kN/m
Driving Force 44.1382 kN/m
Resisting Force 59.7238 kN/m
Factor of Safety 1.35311
Wedge is scaled , scale factor 0.1743
Geometry
Slope Height 23.5 m
Wedge Weight 74.7362 kN/m
Wedge Volume 2.82023 m^3/m
Wedge Height 4.09576 m
UnitWeight 26.5 kN/m3
Slope Angle 70 °
Failure Plane Angle 55 °
Upper Face Angle 0 °
Bench Width Not Present
Waviness 0 °
IntersectionPoint (B) of slope and upper face (1.49073 , 4.09576)
Intersectionpoint (C) of failure plane and upper face (2.86788 , 4.09576)
Failure plane length (Origin --> C) 5 m
Slope length (Origin --> B) 24.9929 m
Tension Crack Not Present
Strength
Shear Strength Model Mohr-Coulomb
Unfactored Friction Angle 35 °
Factored Friction Angle 29.2561 °
Unfactored Cohesion 0 kN/m2
FactoredCohesion 0 kN/m2
Shear Strength 11.9448 kN/m2
Shear Resistance 59.7238 kN/m
Scaling
Maximum Persistence
Failure Plane Scaling 5 m
External Forces
 # Angle (°) Force (kN) Load Action Load Effect Factor Factored Force [kN]
1 20 66 Permanent Favourable 1.00 66.00
Resultant External Force 66 kN/m
Resultant External Force Angle 20°
Design Standard
Selected Type: Eurocode 7 - Design Approach 1, Combination 2
Type Partial Factor
Permanent Actions: Unfavourable 1
Permanent Actions: Favourable 1
Variable Actions: Unfavourable 1.3
Variable Actions: Favourable 0
Effective cohesion 1.25
Coefficient of shearing resistance 1.25
Weight density 1
Shear strength (othermodels) 1.25
Earth resistance 1
Bolt tensile capacity 1.1
Seismic Coefficient 1
Water Pressure 1

RocPlane Analysis Information
RocPlane - Planar Wedge Stability Analysis
CASO SISMICO

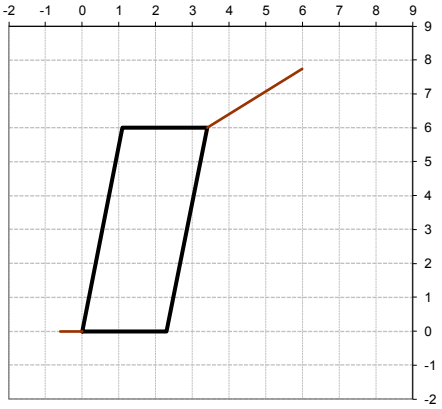
Project Summary
File Name 17-26_Planare k5.pln
Project Title RocPlane - Planar Wedge Stability Analysis
Date Created 31/05/2018, 09:57:56
Analysis Results
Analysis Type - Deterministic
Normal Force 104.947 kN/m
Driving Force 45.3085 kN/m
Resisting Force 73.4845 kN/m
Factor of Safety 1.62187
Wedge is scaled , scale factor 0.1743
Geometry
Slope Height 23.5 m
Wedge Weight 74.7362 kN/m
Wedge Volume 2.82023 m^3/m
Wedge Height 4.09576 m
UnitWeight 26.5 kN/m3
Slope Angle 70 °
Failure Plane Angle 55 °
Upper Face Angle 0 °
Bench Width Not Present
Waviness 0 °
IntersectionPoint (B) of slope and upper face (1.49073 , 4.09576)
Intersectionpoint (C) of failure plane and upper face (2.86788 , 4.09576)
Failure plane length (Origin --> C) 5 m
Slope length (Origin --> B) 24.9929 m
Tension Crack Not Present
Strength
Shear Strength Model Mohr-Coulomb
Friction Angle 35 °
Cohesion 0 kN/m2
Shear Strength 14.6969 kN/m2
Shear Resistance 73.4845 kN/m
Seismic Force
Direction Horizontal
Seismic Coefficient 0.0273
Seismic Force 2.0403 kN/m
Scaling
Maximum Persistence
Failure Plane Scaling 5 m
External Forces
 # Angle (°) Force (kN)
1 20 66
Resultant External Force 66 kN/m
Resultant External Force Angle 20°

4.4 Nuove scarpate stradali: verifica delle opere di sostegno

Muro di controripa di base



w 0 ° *Inclinazione piano di campagna*



OPERA Muro di base

Combinazioni coefficienti parziali di verifica

SLU	Approccio 1	comb. 1	A1+M1+R1 EQU+M2	○
		comb. 2	A2+M2+R2 EQU+M2	○
	Approccio 2		A1+M1+R3 EQU+M2	◉
SLE (DM88)				○
altro				○

Peso Specifico dei blocchi γ_{cls} = 22,00 (kN/m3)

Carichi	Effetto	Coeff. Parziale	EQU	A1 (STR)	A2 (GEO)	SLE	altro
Permanenti	favorevole	γ_G	1,00	1,00			
	sfavorevole		1,30	1,30			
Variabili	favorevole	γ_Q	0,00	0,00			
	sfavorevole		1,50	1,50			

Parametro		Coeff. Parziale	M1	M1 per equ	SLE	altro
angolo d'attrito	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,00	1,00		
coesione	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,00	1,00		
resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,00	1,00		
peso unità di volume	γ	γ_γ	1,00	1,00		

Verifica	Coeff. Parziale	R1	R2	R3	SLE	R sismico
Capacità portante fondazione	γ_R			1,40		1,20
Scorrimento				1,10		1,00
Ribaltamento				1,15		1,00

Dati Geotecnici				***valori caratteristici SLE***	***valori di progetto*** STR/GEO	EQU
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	φ'	40,00	40,00	40,00
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m³)	γ'	20,00	20,00	20,00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	25,00	25,00	25,00
Dati Terreno Fondazione	Condizioni		◉ drenate ○ Non Drenate			
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	c1'	1,00	1,00	1,00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	φ1'	40,00	40,00	40,00
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m³)	γ1	20,00	20,00	20,00
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m³)	γd	20,00	20,00	20,00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs			
	Modulo di deformazione	(kN/m²)	E			

Dati Sismici						
	Accelerazione sismica		a_g/g	0,0599	(-)	
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico		S_S	1,6	(-)	
	Coefficiente Amplificazione Topografico		S_T	1,2	(-)	*per verifica a ribaltamento*
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima		β_s	0,38	(-)	β_s 0,57
	Coefficiente sismico orizzontale		kh	0,04370304	(-)	kh 0,06555456
	Coefficiente sismico verticale		kv	0,0219	(-)	kv 0,03277728
	Muro libero di traslare o ruotare		◉ si ○ no			

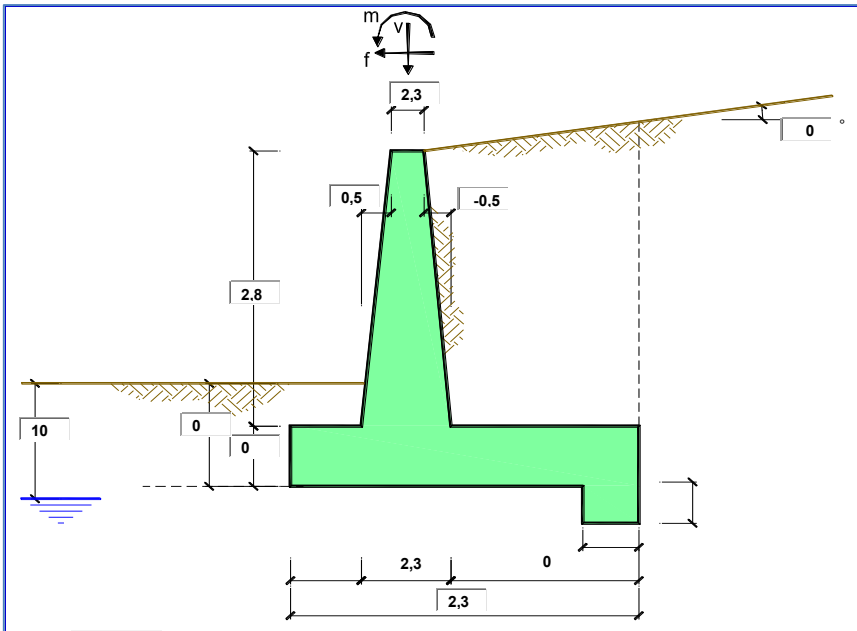
Coefficienti di Spinta			SLE		STR/GEO		EQU	
	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0,348		0,348		0,348	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0,428		0,428		0,428	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0,432		0,432		0,432	
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	0,000		0,000		0,000	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	0,000		0,000		0,000	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	0,000		0,000		0,000	

Carichi Agenti				***valori caratteristici SLE - sisma***	***valori di progetto*** STR/GEO	EQU
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m²)	qp	0,00	0,00	0,00
	Sovraccarico su zattera di monte ○ si ◉ no					
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp	0,00	0,00	0,00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp	0,00	0,00	0,00
	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0,00	0,00	0,00
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m²)	q	0,00	0,00	0,00
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f	0,00	0,00	0,00
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	v	0,00	0,00	0,00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	0,00	0,00	0,00
	Coefficienti di combinazione condizione frequente Ψ1		1,00	condizione quasi permanente Ψ2		0,00
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m²)	qs	0,00		
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	fs	0,00		
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	vs	0,00		
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm/m)	ms	0,00		

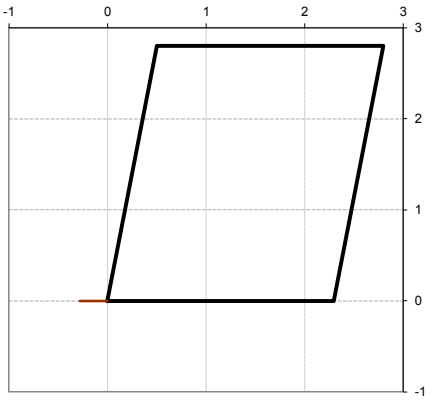
Coefficienti di sicurezza

	Scorrimento	*Ribaltamento*	*Carico limite*
Statico	**2,20**	**4,65**	**3,36**
Sismico	**2,08**	**2,93**	**2,55**

Muro di sottoscarpa di monte



w 33,69 ° *Inclinazione piano di campagna*



OPERA Muro di monte

Combinazioni coefficienti parziali di verifica

SLU	Approccio 1	comb. 1	A1+M1+R1 EQU+M2	○
		comb. 2	A2+M2+R2 EQU+M2	○
	Approccio 2		A1+M1+R3 EQU+M2	◉
SLE (DM88)				○
altro				○

Peso Specifico dei blocchi γ_{cls} = 22,00 (kN/m3)

Carichi	Effetto	Coeff. Parziale	EQU	A1 (STR)	A2 (GEO)	SLE	altro
Permanenti	favorevole	γ_G	1,00	1,00			
	sfavorevole		1,30	1,30			
Variabili	favorevole	γ_Q	0,00	0,00			
	sfavorevole		1,50	1,50			

Parametro		Coeff. Parziale	M1	M1 per equ	SLE	altro
angolo d'attrito	$\tan\varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,00	1,00		
coesione	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,00	1,00		
resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,00	1,00		
peso unità di volume	γ	γ_γ	1,00	1,00		

Verifica	Coeff. Parziale	R1	R2	R3	SLE	R sismico
Capacità portante fondazione	γ_R			1,40		1,20
Scorrimento				1,10		1,00
Ribaltamento				1,15		1,00

Dati Geotecnici				*valori caratteristici SLE*	*valori di progetto* STR/GEO	*valori di progetto* EQU
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	φ'	40,00	40,00	40,00
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m³)	γ'	20,00	20,00	20,00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	25,00	25,00	25,00
Dati Terreno Fondazione	Condizioni			(●) drenate ( ) Non Drenate		
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	c1'	1,00	1,00	1,00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	φ1'	40,00	40,00	40,00
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m³)	γ1	20,00	20,00	20,00
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m³)	γd	20,00	20,00	20,00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs			
	Modulo di deformazione	(kN/m²)	E			

Dati Sismici						
	Accelerazione sismica		a_g/g	0,0599	(-)	
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico		S_S	1,6	(-)	
	Coefficiente Amplificazione Topografico		S_T	1,2	(-)	*per verifica a ribaltamento*
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima		β_s	0,38	(-)	β_s 0,57
	Coefficiente sismico orizzontale		kh	0,04370304	(-)	kh 0,06555456
	Coefficiente sismico verticale		kv	0,0219	(-)	kv 0,03277728
	Muro libero di traslare o ruotare			(●) si ( ) no		

Coefficienti di Spinta			SLE		STR/GEO		EQU	
	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0,199		0,199		0,199	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0,222		0,222		0,222	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0,223		0,223		0,223	
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	0,000		0,000		0,000	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	0,000		0,000		0,000	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	0,000		0,000		0,000	

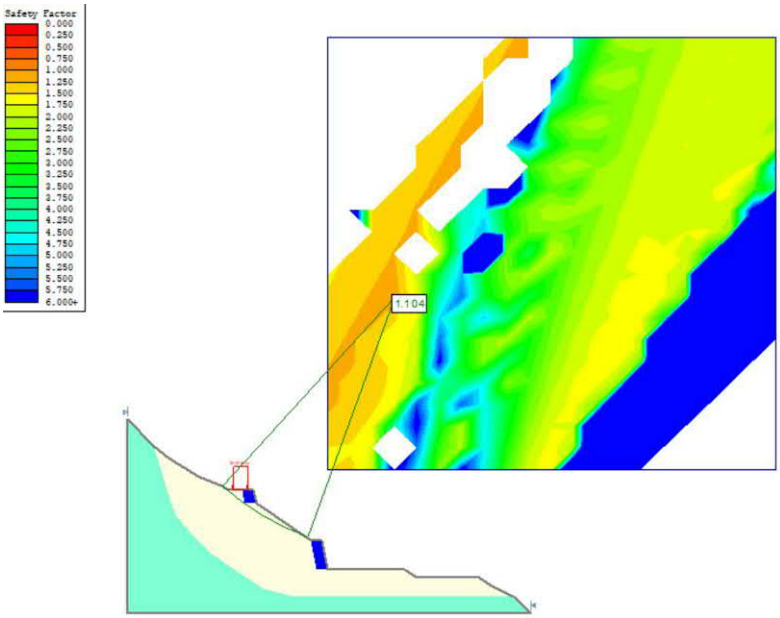
Carichi Agenti				*valori caratteristici SLE - sisma*	*valori di progetto* STR/GEO	*valori di progetto* EQU
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m²)	qp	0,00	0,00	0,00
	Sovraccarico su zattera di monte ( ) si (●) no					
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp	0,00	0,00	0,00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp	0,00	0,00	0,00
	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0,00	0,00	0,00
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m²)	q	20,00	30,00	30,00
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f	0,00	0,00	0,00
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	v	0,00	0,00	0,00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	0,00	0,00	0,00
	Coefficienti di combinazione condizione frequente Ψ1		1,00	condizione quasi permanente Ψ2		0,00
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m²)	qs	20,00		
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	fs	0,00		
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	vs	0,00		
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm/m)	ms	0,00		

Coefficienti di sicurezza

	Scorrimento	*Ribaltamento*	*Carico limite*
Statico	**3,58**	**68,01**	**1,93**
Sismico	**3,56**	**12,73**	**1,75**

4.5 Nuove scarpate stradali: stabilità globale dei fronti in detrito

Slide Analysis Information – Caso statico



Document Name

File Name: 17_26_sezioneaa_statico.sli

Project Settings

Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program
Failure Direction: Left to Right
Units of Measurement: SI Units
Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m3
Groundwater Method: Water Surfaces
Data Output: Standard
Calculate Excess Pore Pressure: Off
Allow Ru with Water Surfaces or Grids: Off
Random Numbers: Pseudo-random Seed
Random Number Seed: 10116
Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Analysis Methods

Analysis Methods used:
Bishop simplified

Number of slices: 25
Tolerance: 0.005
Maximum number of iterations: 50

Surface Options

Surface Type: Circular
Radius increment: 10
Minimum Elevation: Not Defined
Composite Surfaces: Disabled
Reverse Curvature: Create Tension Crack

Loading

1 Distributed Load present:
Distributed Load Constant Distribution, Orientation: Normal to boundary, Magnitude: 26 kN/m

Material Properties

Material: Ammasso roccioso
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 26.5 kN/m3
Cohesion: 228 kPa
Friction Angle: 27.9 degrees
Water Surface: None

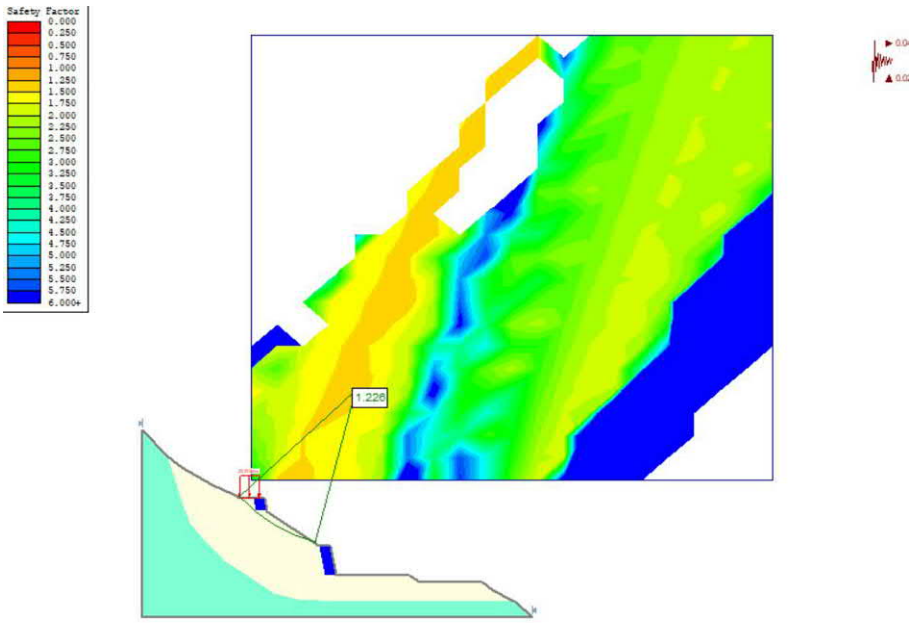
Material: Detrito discarica
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 20 kN/m3
Cohesion: 0.8 kPa
Friction Angle: 33.9 degrees
Water Surface: None

Material: Muro in massi
Strength Type: Infinite strength
Unit Weight: 22 kN/m3

Global Minimums

Method: bishop simplified
FS: 1.103540
Center: 32.308, 64.195
Radius: 51.222
Left Slip Surface Endpoint: -2.076, 26.228
Right Slip Surface Endpoint: 14.972, 15.995
Resisting Moment=18483.5 kN-m
Driving Moment=16749.4 kN-m

Slide Analysis Information – Caso sismico, accelerazione verticale verso l'alto



Slide Analysis Information

Document Name

File Name: 17_26_sezioneaa_sismico.sli

Project Settings

Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program
Failure Direction: Left to Right
Units of Measurement: SI Units
Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m3
Groundwater Method: Water Surfaces
Data Output: Standard
Calculate Excess Pore Pressure: Off
Allow Ru with Water Surfaces or Grids: Off
Random Numbers: Pseudo-random Seed
Random Number Seed: 10116
Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Analysis Methods

Analysis Methods used:
Bishop simplified

Number of slices: 25
Tolerance: 0.005
Maximum number of iterations: 50

Surface Options

Surface Type: Circular
Radius increment: 10
Minimum Elevation: Not Defined
Composite Surfaces: Disabled
Reverse Curvature: Create Tension Crack

Loading

Seismic Load Coefficient (Horizontal): 0.044
Seismic Load Coefficient (Vertical): -0.022
1 Distributed Load present:
Distributed Load Constant Distribution, Orientation: Normal to boundary, Magnitude: 20 kN/m

Material Properties

Material: Ammasso roccioso
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 26.5 kN/m3
Cohesion: 285 kPa
Friction Angle: 33.5 degrees
Water Surface: None

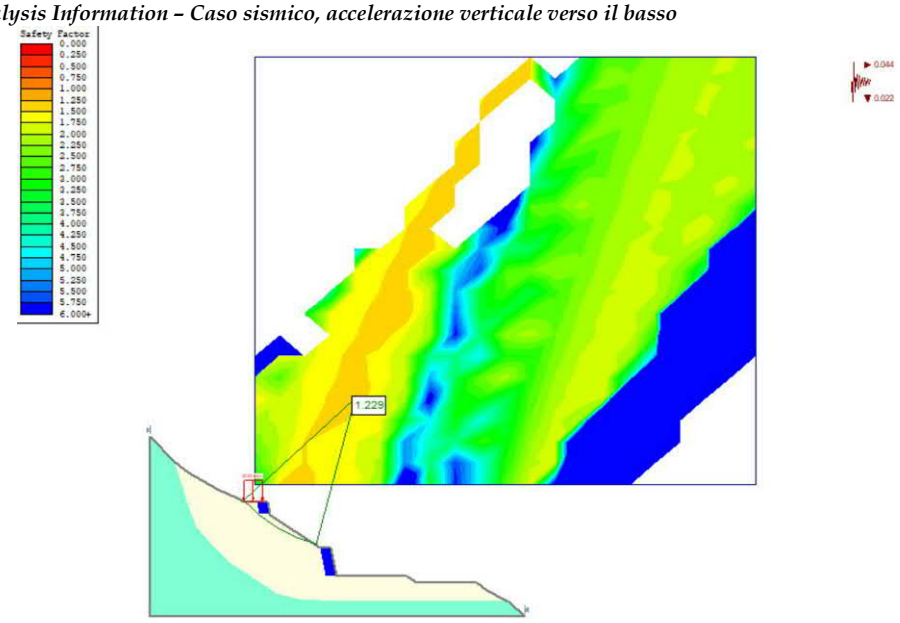
Material: Detrito discarica
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 20 kN/m3
Cohesion: 1 kPa
Friction Angle: 40 degrees
Water Surface: None

Material: Muro in massi
Strength Type: Infinite strength
Unit Weight: 22 kN/m3

Global Minimums

Method: bishop simplified
FS: 1.225740
Center: 22.992, 47.731
Radius: 32.621
Left Slip Surface Endpoint: -1.046, 25.678
Right Slip Surface Endpoint: 14.689, 16.184
Resisting Moment=15255.2 kN-m
Driving Moment=12445.8 kN-m

Slide Analysis Information – Caso sismico, accelerazione verticale verso il basso



Slide Analysis Information

Document Name

File Name: 17_26_sezioneaa_sismico.sli

Project Settings

Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program
Failure Direction: Left to Right
Units of Measurement: SI Units
Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m3
Groundwater Method: Water Surfaces
Data Output: Standard
Calculate Excess Pore Pressure: Off
Allow Ru with Water Surfaces or Grids: Off
Random Numbers: Pseudo-random Seed
Random Number Seed: 10116
Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Analysis Methods

Analysis Methods used:
Bishop simplified

Number of slices: 25
Tolerance: 0.005
Maximum number of iterations: 50

Surface Options

Surface Type: Circular
Radius increment: 10
Minimum Elevation: Not Defined
Composite Surfaces: Disabled
Reverse Curvature: Create Tension Crack

Loading

Seismic Load Coefficient (Horizontal): 0.044
Seismic Load Coefficient (Vertical): 0.022
1 Distributed Load present:
Distributed Load Constant Distribution, Orientation: Normal to boundary, Magnitude: 20 kN/m

Material Properties

Material: Ammasso roccioso
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 26.5 kN/m3
Cohesion: 285 kPa
Friction Angle: 33.5 degrees
Water Surface: None

Material: Detrito discarica
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 20 kN/m3
Cohesion: 1 kPa
Friction Angle: 40 degrees
Water Surface: None

Material: Muro in massi
Strength Type: Infinite strength
Unit Weight: 22 kN/m3

Global Minimums

Method: bishop simplified
FS: 1.229370
Center: 22.992, 47.731
Radius: 32.621
Left Slip Surface Endpoint: -1.046, 25.678
Right Slip Surface Endpoint: 14.689, 16.184
Resisting Moment=15852.7 kN-m
Driving Moment=12895 kN-m

4.6 Verifica di caduta massi fronte antistante piazzale quota 137 (*Geomin, ottobre 2014)*

Comune di GENOVA

UNICALCE SpA

CAVA GIUNCHETTO

Verifica alla caduta massi

a cura di: *Vincenzo PIOVANO geologo*

Relazione C3618-S01

Cuneo, ottobre 2014

GEOMIN srl

INDICE

1. INTRODUZIONE 1
2. METODO UTILIZZATO 1
2.1 Caratteristiche generali 1
2.1.1 Lumped mass 1
2.1.2 Rigid body 2
3. SIMULAZIONI ESEGUITE 3
3.1 Lumped mass 3
3.1.1 Risultati 4
3.2 Rigid body 4
3.2.1 Risultati 5
4. CONCLUSIONI 6
ALLEGATI 8

FIGURE NEL TESTO

Fig. 1 Carta geologica con traccia delle sezioni di verifica scala 1 : 1.000
Fig. 2 Sezioni di verifica scala 1 : 1.000
Fig. 3 ÷ 8 Simulazioni *lumped mass*
Fig. 9 ÷ 14 Simulazioni *rigid body*

1. INTRODUZIONE

Le verifiche alla caduta massi riguardano il fronte in roccia esposto a monte dei bacini di decantazione dei limi di lavaggio del piazzale di quota 137-138 m s.l.m. circa.
Nella fig. 1 sono riportate le tracce delle tre sezioni rappresentative delle condizioni del fronte su cui sono state eseguite le verifiche. Le sezioni sono riportate nelle figg. 2÷14.

2. METODO UTILIZZATO

2.1 Caratteristiche generali

I calcoli sono stati eseguiti con il programma *RocFall 5.0* della Rocscience Inc. di Toronto, Canada. Si tratta di un *software* di analisi statistica a due dimensioni per la valutazione del rischio di caduta massi, che può utilizzare due differenti codici di calcolo, definiti *lumped mass* e *rigid body*.
Rocfall ha un approccio di tipo probabilistico, che utilizza un generatore di eventi casuali per mezzo delle variazioni dei parametri di *input* durante la simulazione: tutti i dati di *input* vengono indicati nel loro valor medio ma può essere stimato un campo di variabilità che tiene conto delle incertezza della loro determinazione. I risultati sono presentati in istogrammi di frequenza elementare per classi e di frequenza cumulata.
Con un sufficiente numero di iterazioni, la simulazione conduce a determinare le distribuzioni di energie e altezze di rimbalzo in ciascun punto delle sezioni analizzate.

2.1.1 Lumped mass

Nell'analisi *lumped mass* il blocco di roccia in caduta è considerato puntiforme (una particella di dimensioni infinitesime, di forma circolare nel rotolamento), con massa concentrata in un punto. Non vi è interazione tra blocchi, né i blocchi possono rompersi per effetto degli urti. L'attrito del blocco nell'aria viene trascurato, assumendo che le velocità raggiunte siano sufficientemente basse. L'analisi del moto viene eseguita con tre distinti algoritmi di calcolo: del blocco, del proiettile, dello scivolamento-rotolamento.
L'algoritmo del blocco esercita un controllo sulla validità dei parametri di simulazione in ogni fase del calcolo; l'algoritmo del proiettile calcola la traiettoria in aria durante il volo libero e dopo i rimbalzi; l'algoritmo dello scivolamento-rotolamento calcola il movimento del blocco nelle fasi di contatto con il terreno. La transizione tra moto di caduta libera e

scivolamento-rotolamento avviene quando la velocità del blocco scende al di sotto di un prefissato valore minimo.

I parametri utilizzati per la descrizione del moto, oltre alla massa del blocco, sono i coefficienti di restituzione normale e tangenziale caratteristici del materiale che forma il profilo del versante.

2.1.2 Rigid body

L'approccio *Rigid Body* considera per contro sia la forma che la dimensione del blocco in caduta. L'impatto del blocco con il versante avviene su una superficie di contatto puntiforme, in modo sostanzialmente istantaneo, tra due corpi che non subiscono deformazioni o spostamenti, in un tempo estremamente breve. L'impulso derivante dalla collisione determina gli eventi critici che avvengono nel blocco e la conseguente dissipazione di energia (per deformazione plastica, isteresi e attrito). La velocità e l'energia del blocco successivamente all'impatto non dipendono solamente dalle caratteristiche dei materiali coinvolti nell'urto, ma anche dalla geometria dei corpi e dalla distribuzione delle masse intorno nel punto di contatto (quindi forma e dimensioni del blocco, sua orientazione al momento del contatto nel caso di forma non sferica).

I parametri necessari per la determinazione del moto sono quindi la forma e le dimensioni del blocco, il coefficiente di attrito dinamico (Dynamic Friction) e il coefficiente di rotolamento (Rolling resistence), il coefficiente di restituzione normale, calcolato come variazione di energia (Energy Coefficient of Restitution).
Il coefficiente di attrito dinamico (Dynamic Friction) è pari alla tangente dell'angolo di attrito del materiale; il coefficiente di rotolamento (Rolling resistence) rappresenta la resistenza la rotolamento. Il programma fornisce tabelle per la stima dei parametri di base.

3. SIMULAZIONI ESEGUITE

Sono state eseguite simulazioni di caduta massi sulle tre sezioni, sia con il metodo *lumped mass* che con il metodo *rigid body*.

3.1 Lumped mass

Nelle scarpate che formano i profili sono stati distinti tre tipi di materiali (dolomia affiorante, detrito, limo saturo) le cui caratteristiche sono riportate nelle tabelle che seguono. I valori dei coefficienti sono stati ricavati dalle tabelle fornite dal programma, che riportano dati della bibliografia specifica, ottenuti da prove in sito. Nella sezione C-C non è stato tenuto conto dell'acqua che riempie il bacino di decantazione, tracciando il profilo sul fondo del bacino stesso. Si è ipotizzato che il fondo del bacino sia coperto da materiale detritico (Detrito limoso saturo).

Si è assunto che i blocchi in caduta abbiano una massa di 8 t, corrispondenti ad un volume di circa 3 m^3 nelle sezioni A-A e B-B, una massa di 135 t (circa 50 m^3) nella sezione C-C.

Dolomia affiorante

"Dolomia affiorante" Properties					
	Mean	**Distribution**	**Std.Dev.**	**Rel. Min**	**Rel. Max**
Normal Restitution	0.5	Normal	0.05	0.15	0.15
Tangential Restitution	0.9	Normal	0.01	0.03	0.03
Friction Angle (°)	30	Normal	2	6	6

Detrito

"Detrito" Properties					
	Mean	**Distribution**	**Std.Dev.**	**Rel. Min**	**Rel. Max**
Normal Restitution	0.3	Normal	0.06	0.18	0.18
Tangential Restitution	0.7	Normal	0.1	0.3	0.3
Friction Angle (°)	25	Normal	2	6	6

Limo saturo

"Limo saturo" Properties					
	Mean	**Distribution**	**Std.Dev.**	**Rel. Min**	**Rel. Max**
Normal Restitution	0.1	Normal	0.01	0.03	0.03
Tangential Restitution	0.25	Normal	0.05	0.15	0.15
Friction Angle (°)	5	Normal	1	3	3

Detrito limoso saturo

"Detrito limoso saturo" Properties					
	Mean	**Distribution**	**Std.Dev.**	**Rel. Min**	**Rel. Max**
Normal Restitution	0.25	Normal	0.02	0.06	0.06
Tangential Restitution	0.45	Normal	0.05	0.15	0.15
Friction Angle (°)	5	Normal	1	3	3

3.1.1 Risultati

Nella sezione A-A tutti i blocchi si arrestano all'interno del bacino di decantazione; nella sezione B-B, data la minor pendenza media, l'arresto si verifica sulla scarpata in detrito; anche nella sezione C-C tutti i blocchi si arrestano nel bacino di decantazione, giungendo però al limite di valle, in prossimità dl setto roccioso.

3.2 Rigid body

Le caratteristiche dei materiali che formano le scarpate dei tre profili (come nella simulazione *lumped mass* dolomia affiorante, detrito, limo saturo, detrito limoso saturo) sono riportate nelle tabelle che seguono. I valori assegnati sono stati ricavati da tabelle fornite dal programma, che riportano dati della bibliografia specifica, ottenuti da prove in sito e di laboratorio. Nella sezione C-C il profilo è stato tracciato sul fondo del bacino, non essendo possibile valutare coefficienti di restituzione per l'acqua che riempie il bacino di decantazione; si è assunto, anche a parziale compensazione, che il fondo del bacino sia coperto da uno strato di limi.
Per quanto riguarda forma e dimensioni dei blocchi di roccia, nelle sezioni A-A e B-B, sono state ipotizzate forme quadrangolari o pentagonali, con massa di 8 t (3 m^3).
Nella sezione C-C la massa di 135 t (volume 50 m^3) è stata attribuita a blocchi forma quadrangolare/pentagonale o di "superellissoide" (assimilabile ad un prisma a sezione rettangolare con vertici smussati e rapporto degli assi di 2:3).

Dolomia affiorante

"Dolomia affiorante" Properties					
	Mean	**Distribution**	**Std.Dev.**	**Rel. Min**	**Rel. Max**
Normal Restitution	0.5	Normal	0.05	0.15	0.15
Dynamic Friction	0.57	Normal	0.05	0.15	0.15
Rolling Resistance	0.4	Normal	0.05	0.15	0.15

Detrito

"Detrito" Properties					
	Mean	**Distribution**	**Std.Dev.**	**Rel. Min**	**Rel. Max**
Normal Restitution	0.3	Normal	0.06	0.18	0.18
Dynamic Friction	0.45	Normal	0.05	0.15	0.15
Rolling Resistance	0.55	Normal	0.05	0.15	0.15

Limo saturo

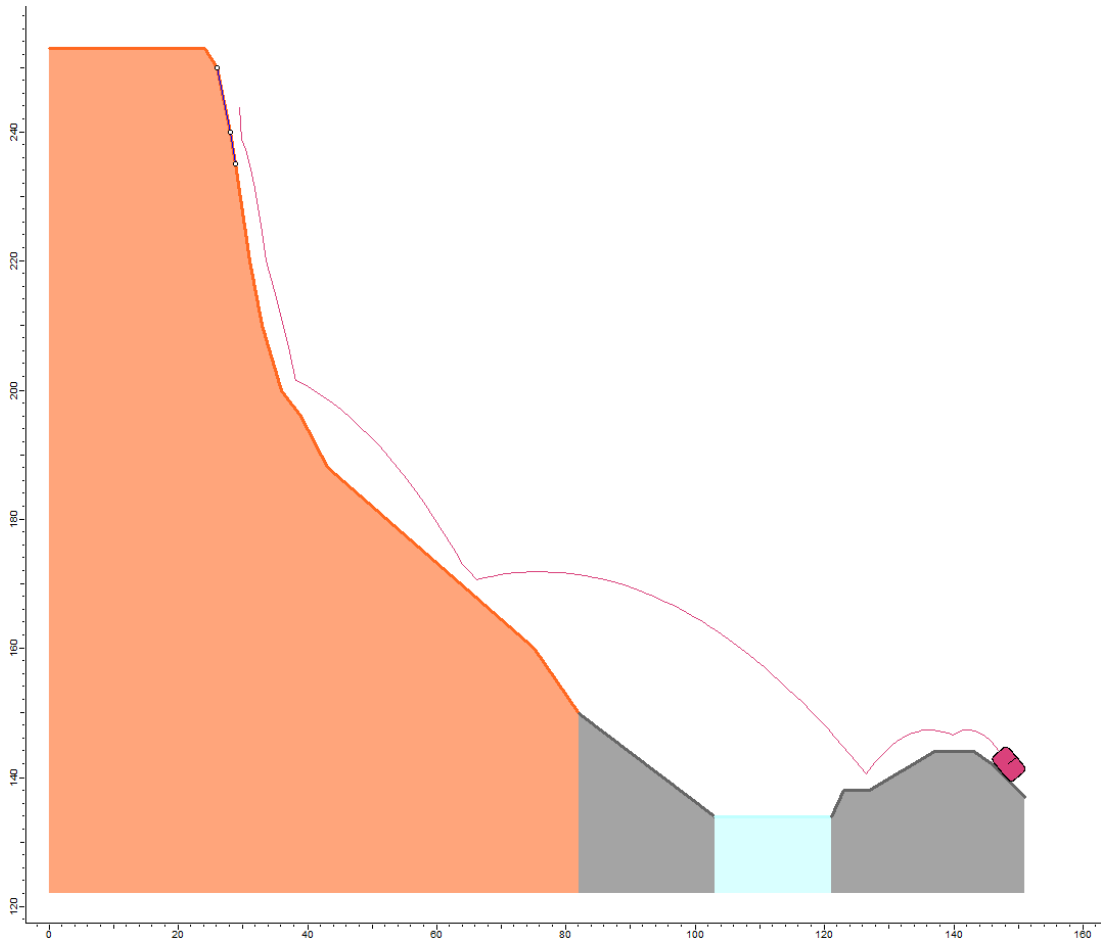
"Limo saturo" Properties					
	Mean	**Distribution**	**Std.Dev.**	**Rel. Min**	**Rel. Max**
Normal Restitution	0.1	Normal	0.01	0.03	0.03
Dynamic Friction	0.2	Normal	0.05	0.15	0.15
Rolling Resistance	0.85	Normal	0.05	0.15	0.15

Detrito limoso saturo

"Detrito limoso" Properties					
	Mean	**Distribution**	**Std.Dev.**	**Rel. Min**	**Rel. Max**
Normal Restitution	0.25	Normal	0.01	0.03	0.03
Dynamic Friction	0.1	Normal	0.01	0.03	0.03
Rolling Resistance	0.6	Normal	0.05	0.15	0.15

3.2.1 Risultati

I blocchi di forma quadrangolare/pentagonale si arrestano per tutte e tre le sezioni tutti all'interno del bacino di decantazione. Nella simulazione eseguita (sezione C-C) con blocchi di forma "superellissoide", scelta per meglio approssimare le caratteristiche delle colonne instabili di forma allungata presenti nel fronte, una delle quali è franata in un unico evento negli anni scorsi, in alcune simulazioni i blocchi che rimbalzano, con particolari angoli di impatto, sulla parte inferiore del piede roccioso a bassa inclinazione, superano il setto roccioso posto a valle del bacino di decantazione (fig. 13-14). Questo caso si verifica in 2 casi su 500. Simulazioni eseguite variando anche considerevolmente i parametri di restituzione e attrito hanno fornito risultati analoghi.



Sezione C-C. Traiettoria di uno dei blocchi di forma "superellissoide" che superano il setto roccioso

4. CONCLUSIONI

I materiali che riempiono il bacino di decantazione alla base del fronte roccioso rappresentano un fattore di incertezza significativo. Non sono noti infatti nella bibliografia tecnica esempi di coefficienti di restituzione di materiali simili a terreni saturi né in *RocFall* è contemplata la caduta in acqua. Per questo motivo nelle verifiche *lumped mass* sono stati scelti parametri conservativi, sia nella scelta dei coefficienti relativi alla roccia affiorante e al detrito alla sua base, ma in particolar modo per quanto riguarda la caratterizzazione del materiale delle vasche di decantazione. In assenza di dati bibliografici ai limi saturi sono stati attribuiti coefficienti stimati per materiali verosimilmente meno deformabili (rocce piroclastiche incoerenti rimaneggiate).

Le verifiche *rigid body* richiedono l'assunzione di un comportamento rigido per i materiali che costituiscono il versante (non deformabilità e assenza di rotture durante l'impatto). Poiché tale assunzione è irrealistica nel caso dei limi saturi, anche in queste verifiche i risultati sono quanto meno cautelativi per le traiettorie che comprendono rimbalzi all'interno del bacino di decantazione. Il codice di calcolo impone inoltre l'integrità del blocco durante la caduta, non prevedendo anche in questo caso la possibilità di rotture. Tale assunzione, che sembra accettabile per traiettorie di caduta quali quelle più frequenti per i blocchi di forma quadrangolare o pentagonale, appare meno realistica nel caso di alcune traiettorie di volo prolungato del "superellissoide", tenuto conto della massa e della possibile presenza di fratture latenti che renderebbero più probabile una rottura all'impatto di un corpo a forma allungata.

In sintesi, fatte salve le incertezze messe in evidenza, si possono trarre queste considerazioni finali:

- le verifiche *lumped mass* escludono la possibilità di cadute a valle del bacino di decantazione in tutte e tre le sezioni esaminate;
- le verifiche *rigid body* forniscono lo stesso risultato per le sezioni A-A e B-B;
- nella sezione C-C una minima frazione delle traiettorie di caduta (<1%) vola oltre il setto roccioso dopo l'impatto con il piede del versante in dolomia.

Riguardo all'ultimo punto, il margine di rischio per la sezione C-C appare molto modesto, perché quelle particolari traiettorie dipendono dal verificarsi di numerose condizioni indipendenti (non solo relative ai valori dei parametri dei materiali del versante, ma anche alla forma e dimensioni del blocco, e alla sua orientazione al momento del contatto con il suolo).

ALLEGATI

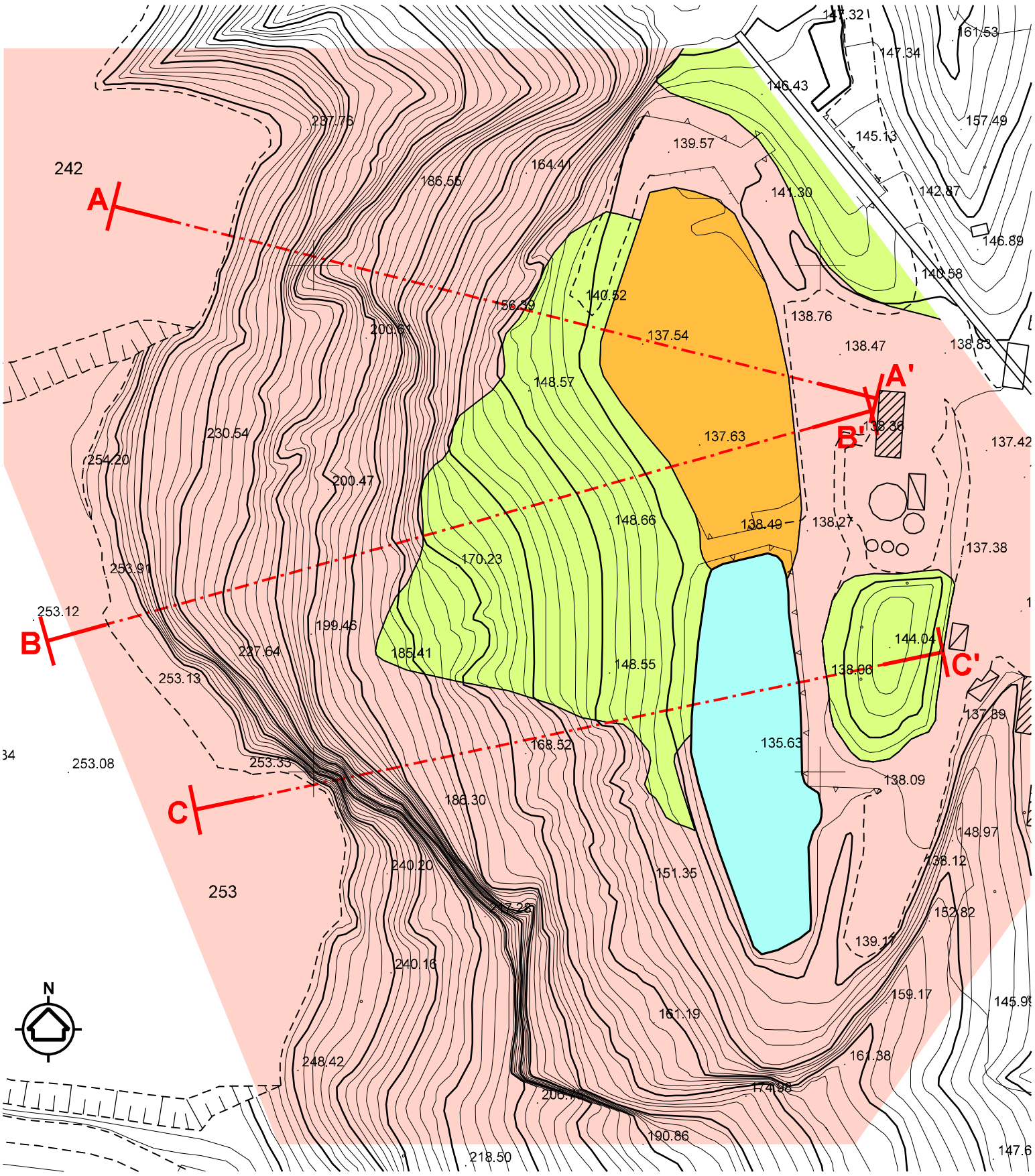
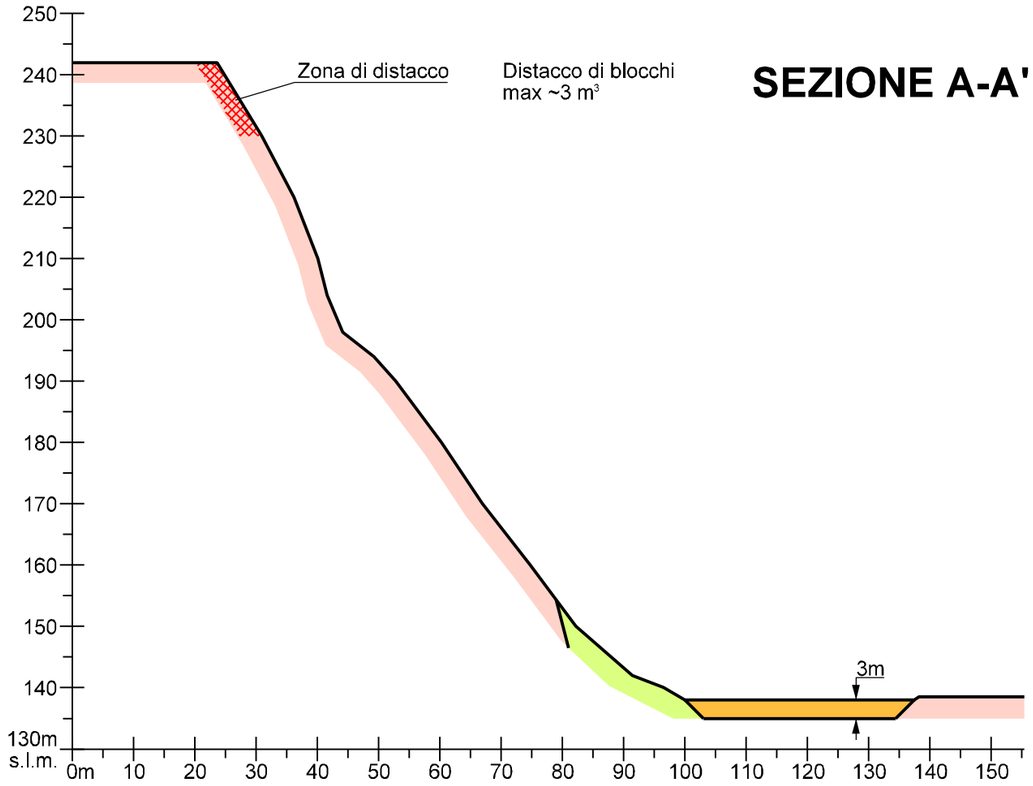
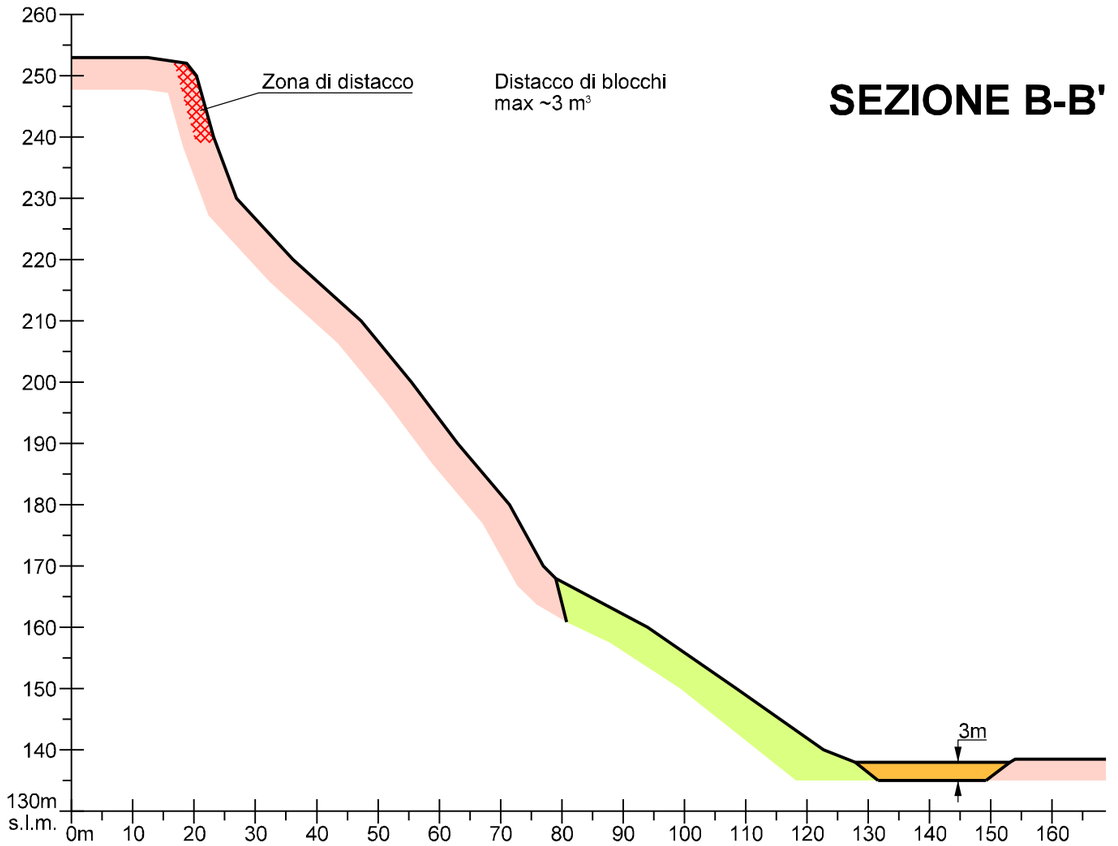
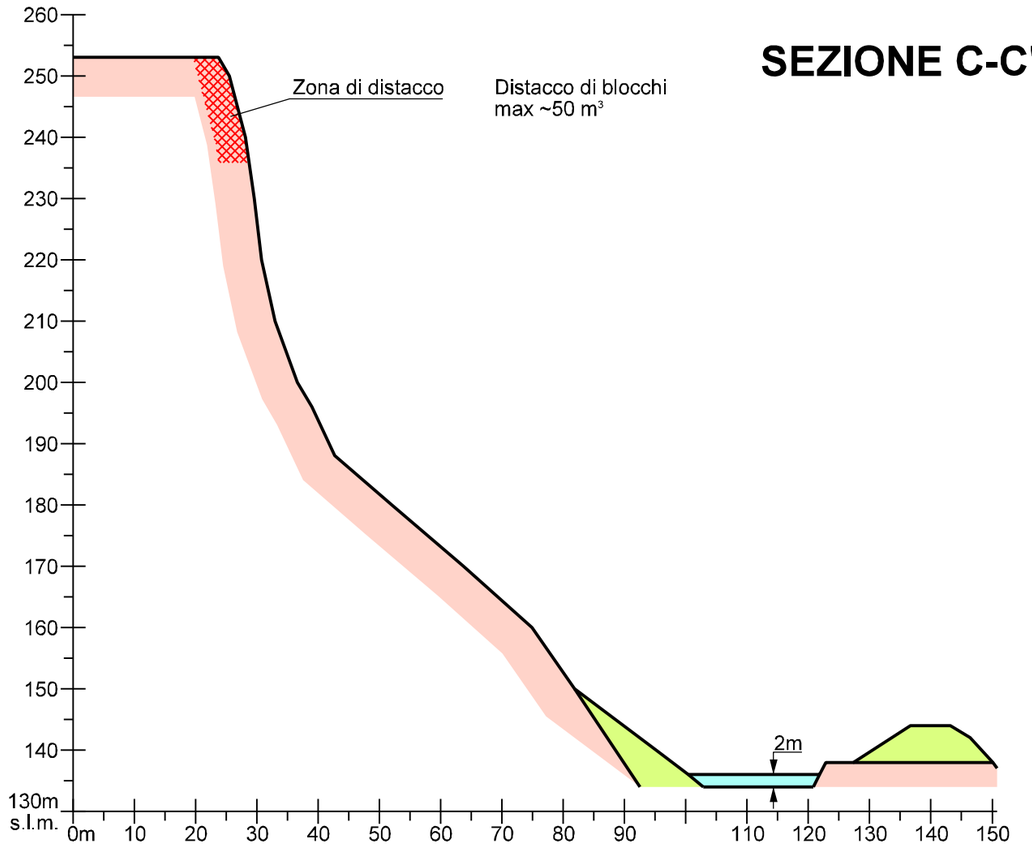


Fig. 1 - Carta geologica con traccia delle sezioni di verifica - Scala 1:1.000







LEGENDA

- Acqua (detrito limoso saturo)
- Limo saturo
- Detrito di falda e cumulo di materiale sciolto
- Dolomia affiorante

Fig. 2 - Sezioni di verifica - Scala 1:1.000

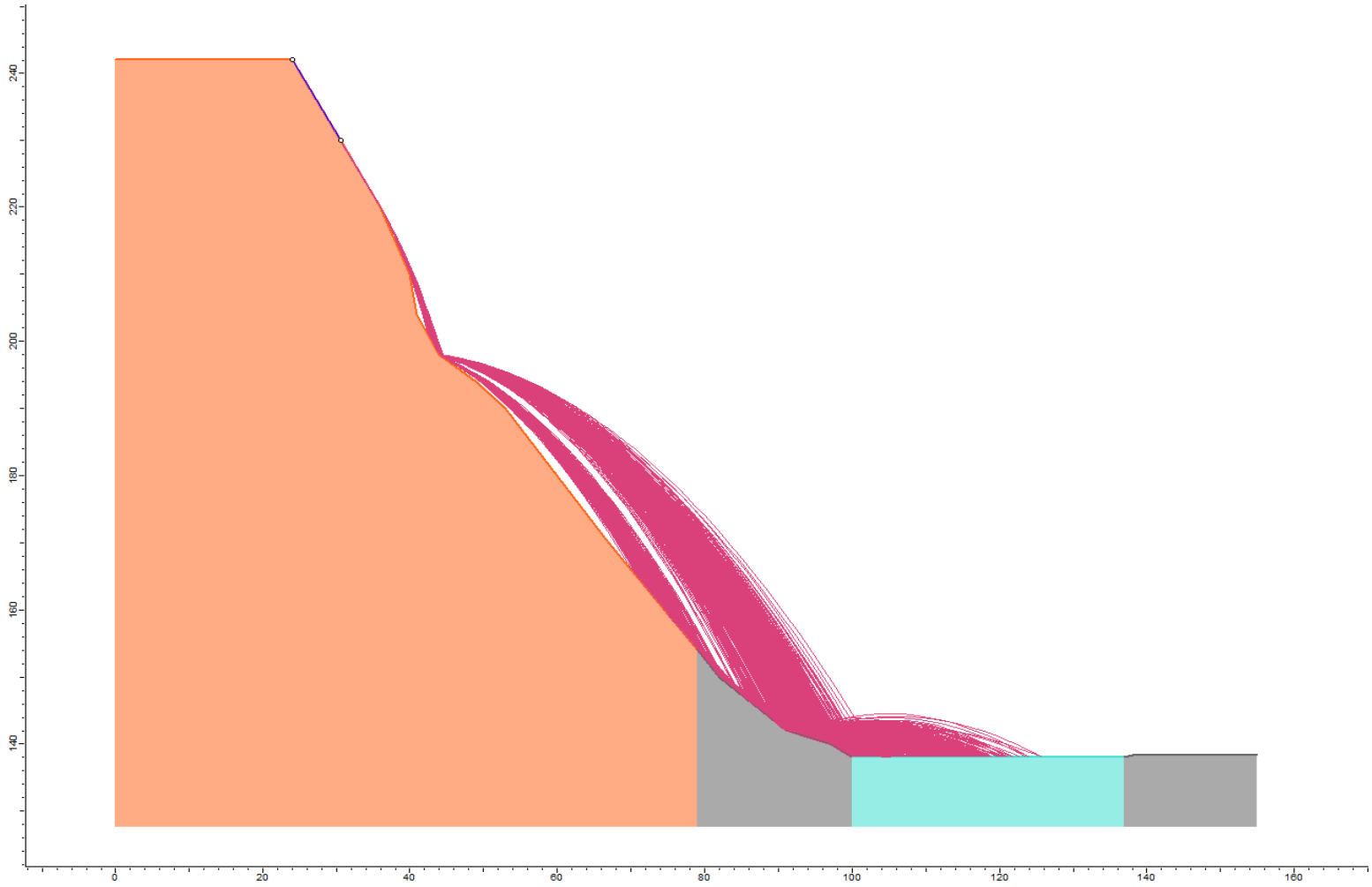


Fig. 3- Sezione A-A. Verifica lumped mass.

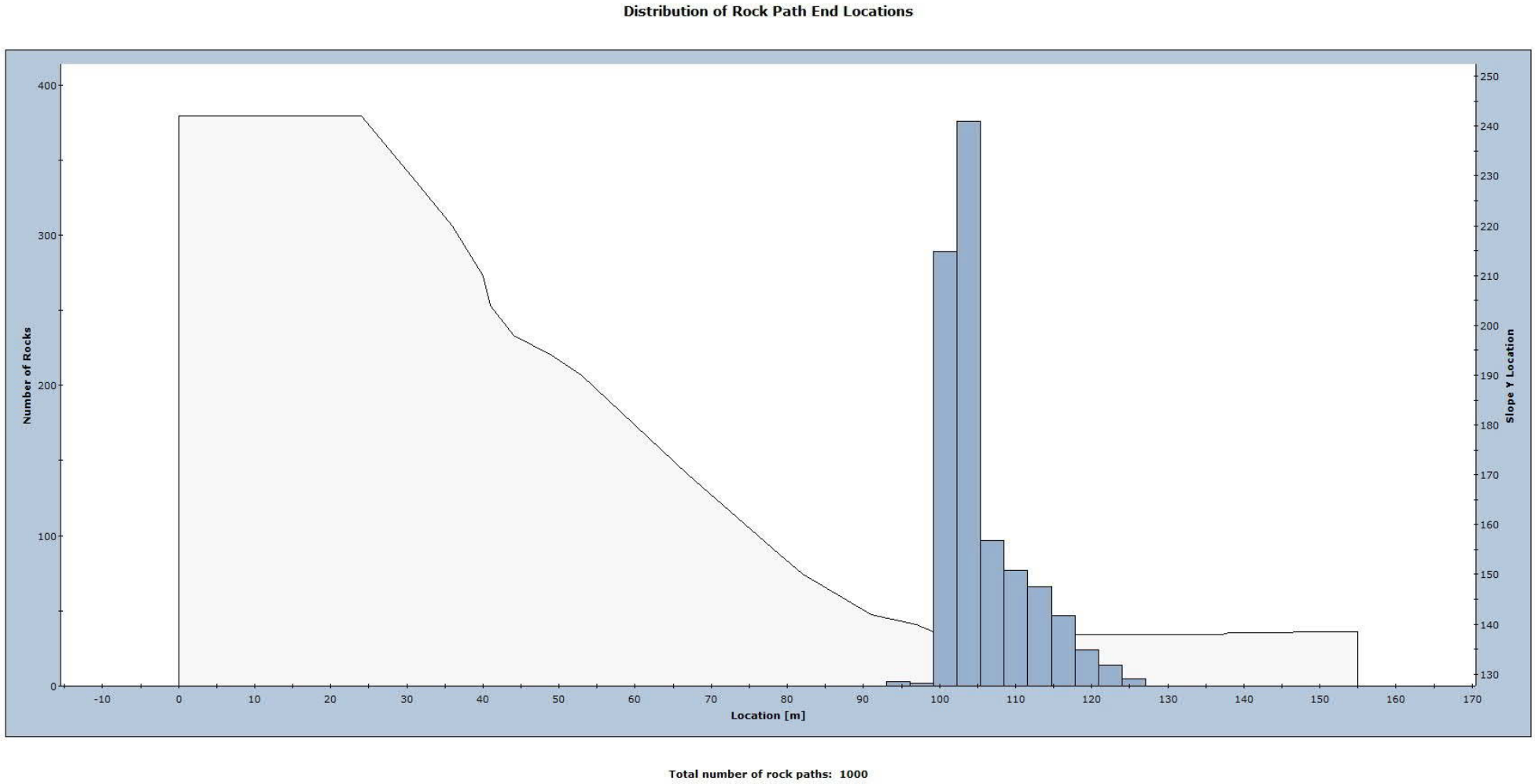


Fig. 4- Sezione A-A. Verifica lumped mass. Punti di arresto dei blocchi.

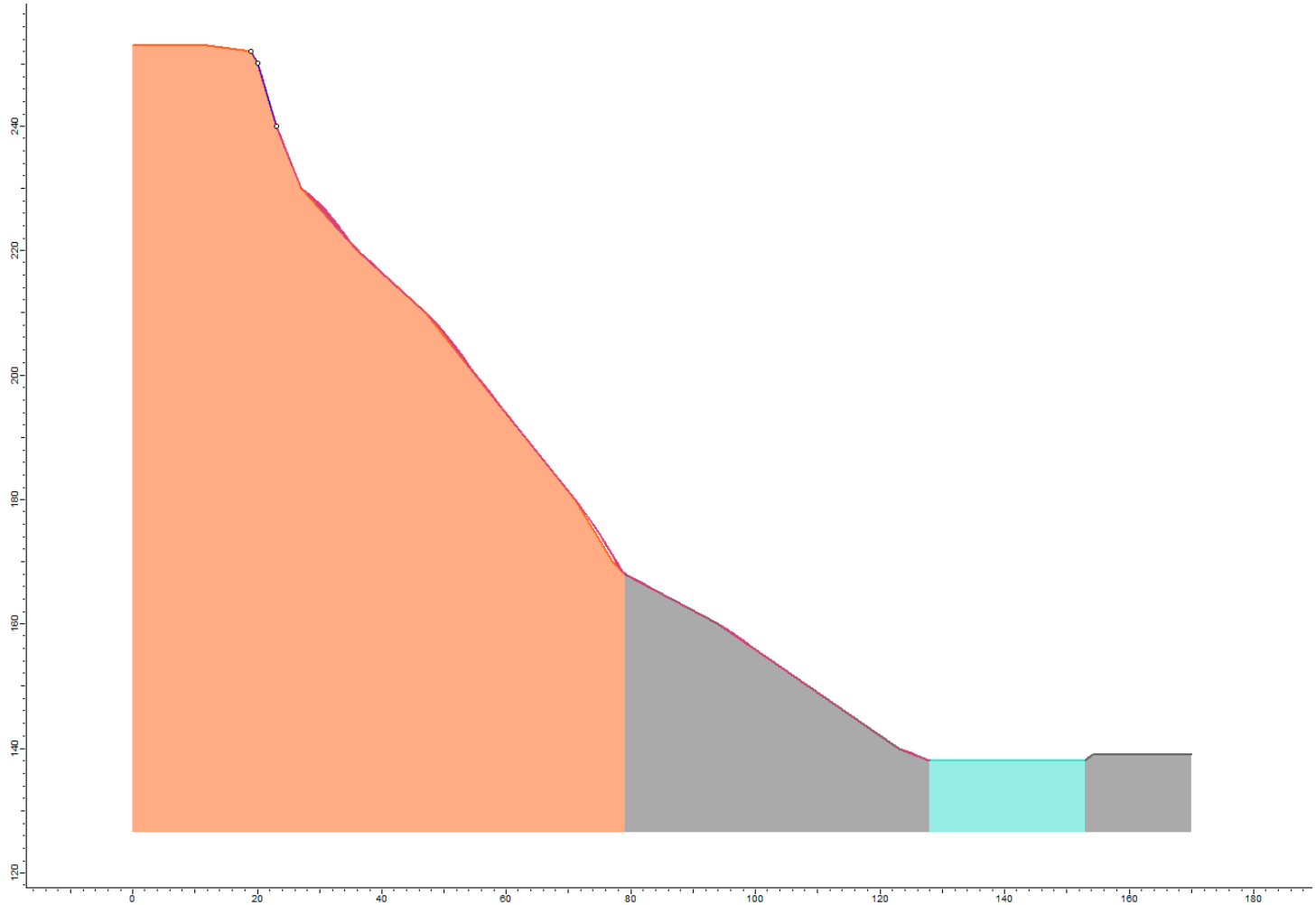


Fig. 5- Sezione B-B. Verifica lumped mass.

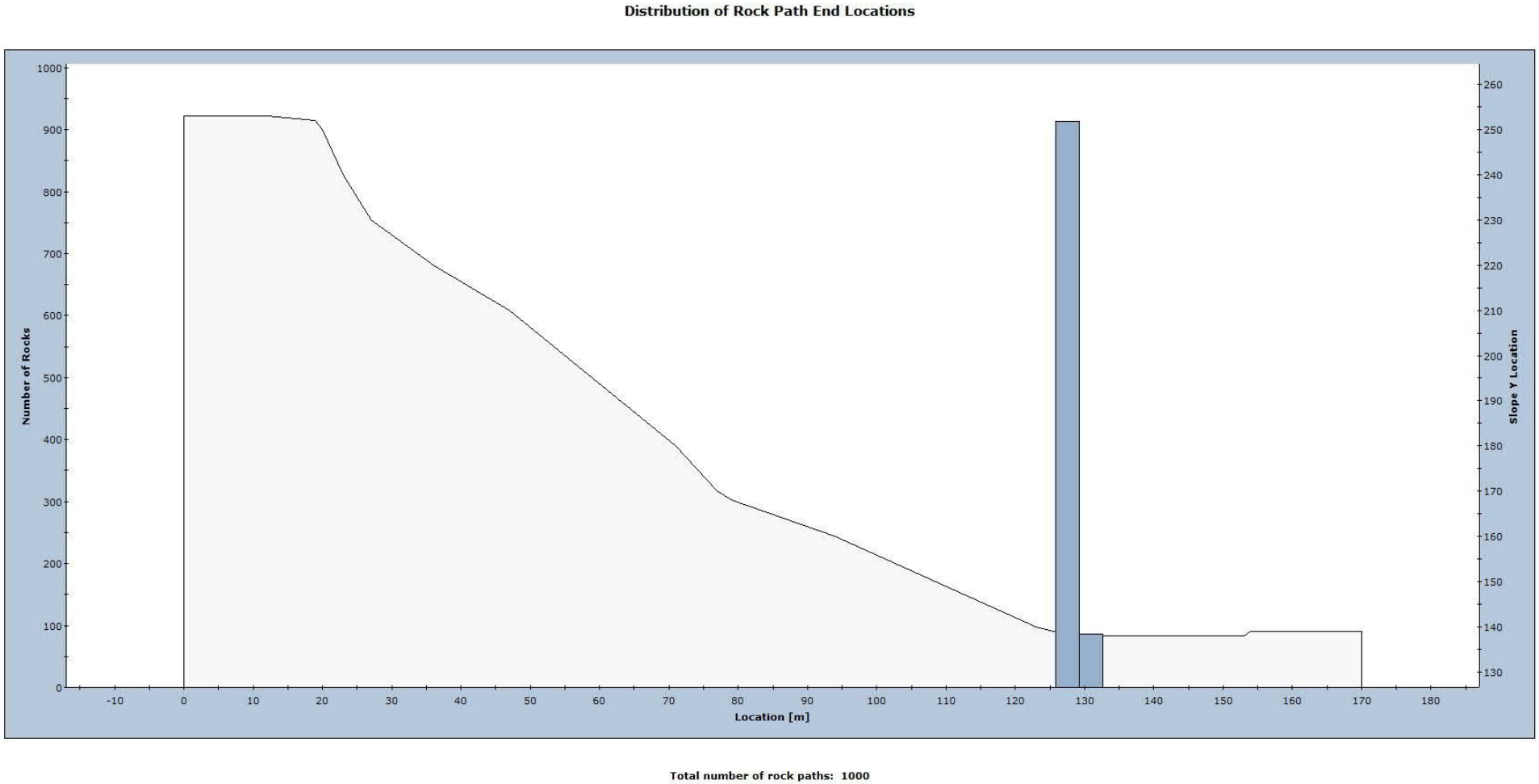


Fig. 6- Sezione B-B. Verifica lumped mass. Punti di arresto dei blocchi.

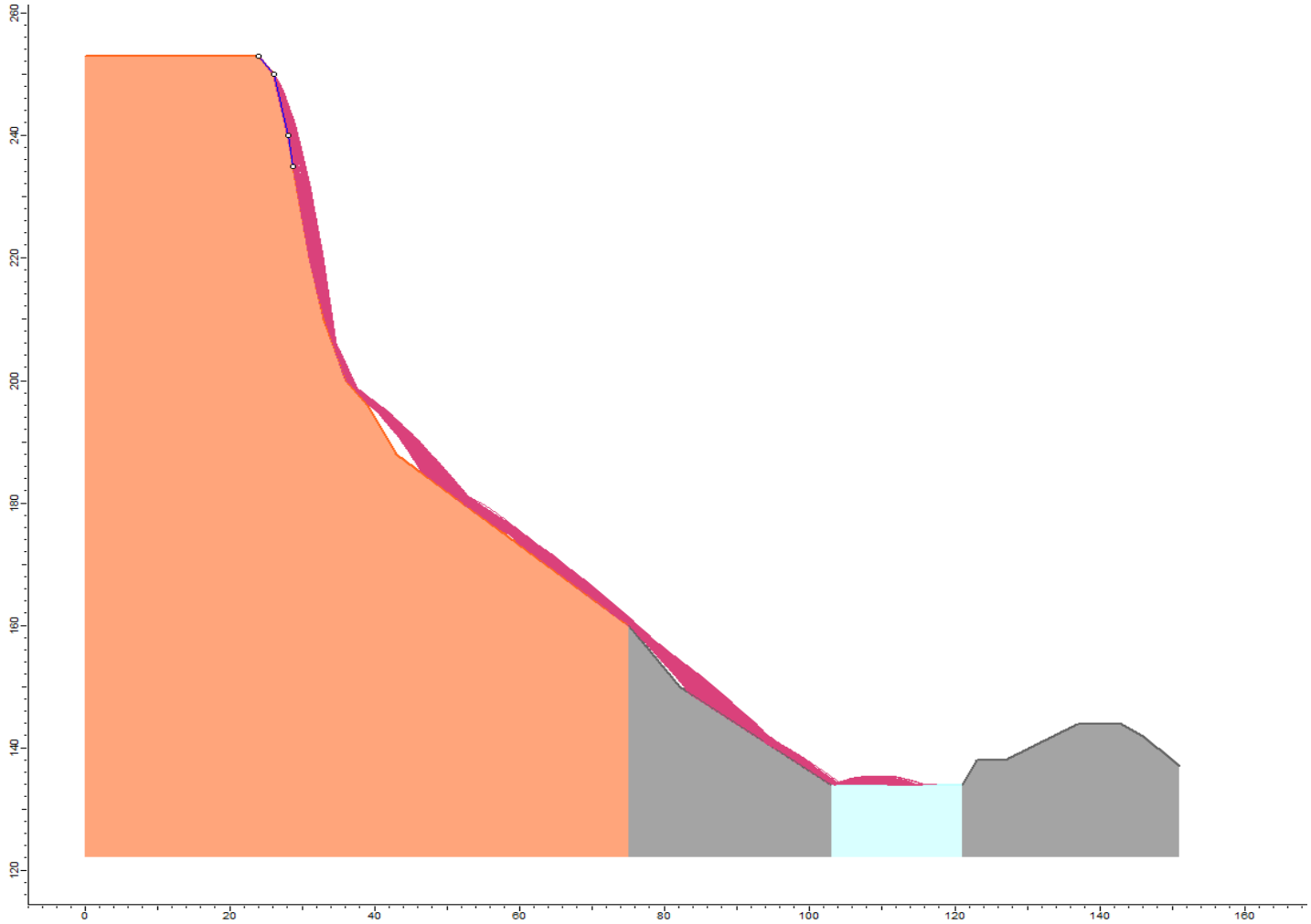


Fig. 7- Sezione C-C. Verifica lumped mass.

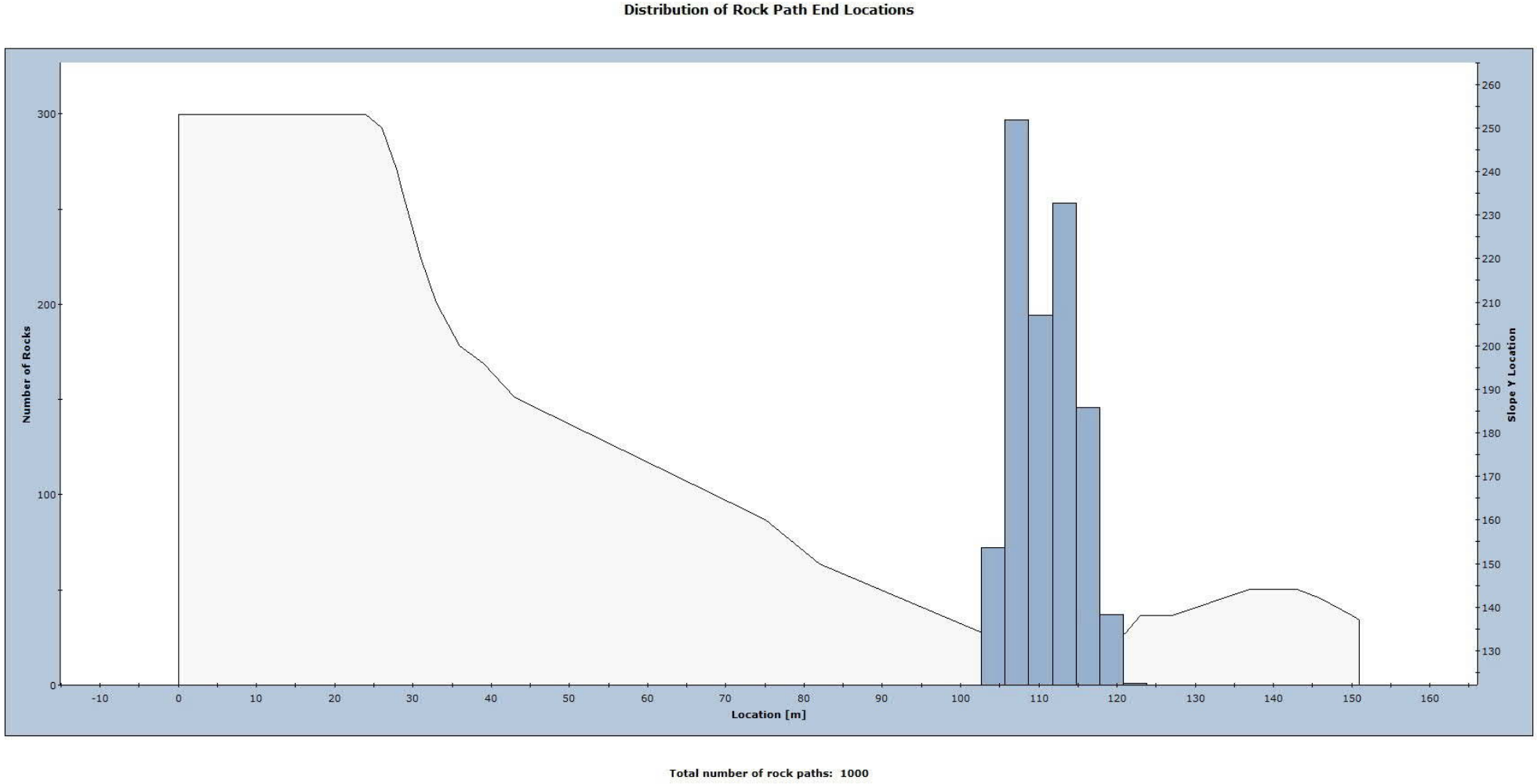


Fig. 8- Sezione C-C. Verifica lumped mass. Punti di arresto dei blocchi.

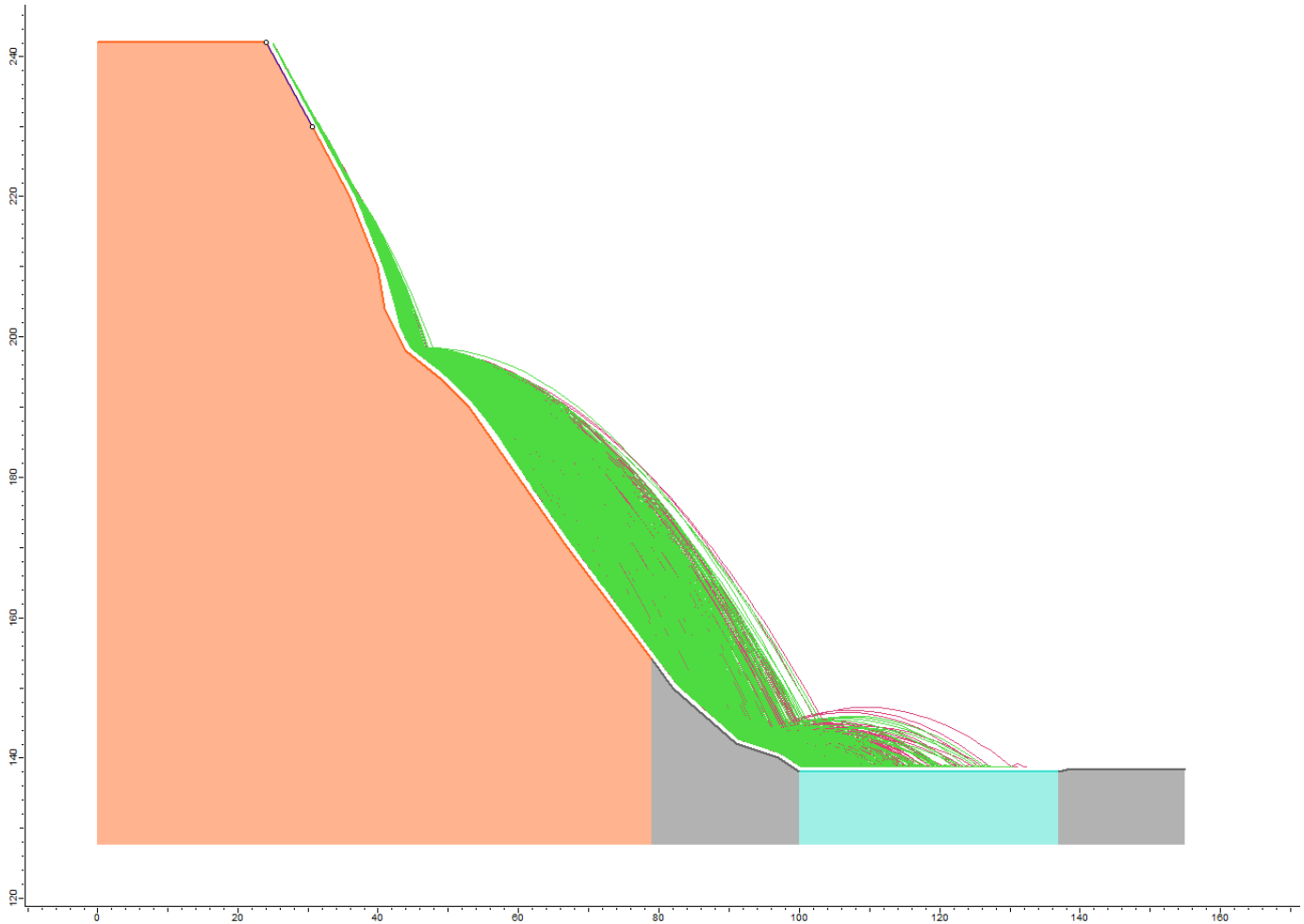


Fig. 9- Sezione A-A. Verifica *rigid body*. Le traiettorie in colore rosso si riferiscono ad un blocco di forma quadrangolare, in colore verde di forma pentagonale.

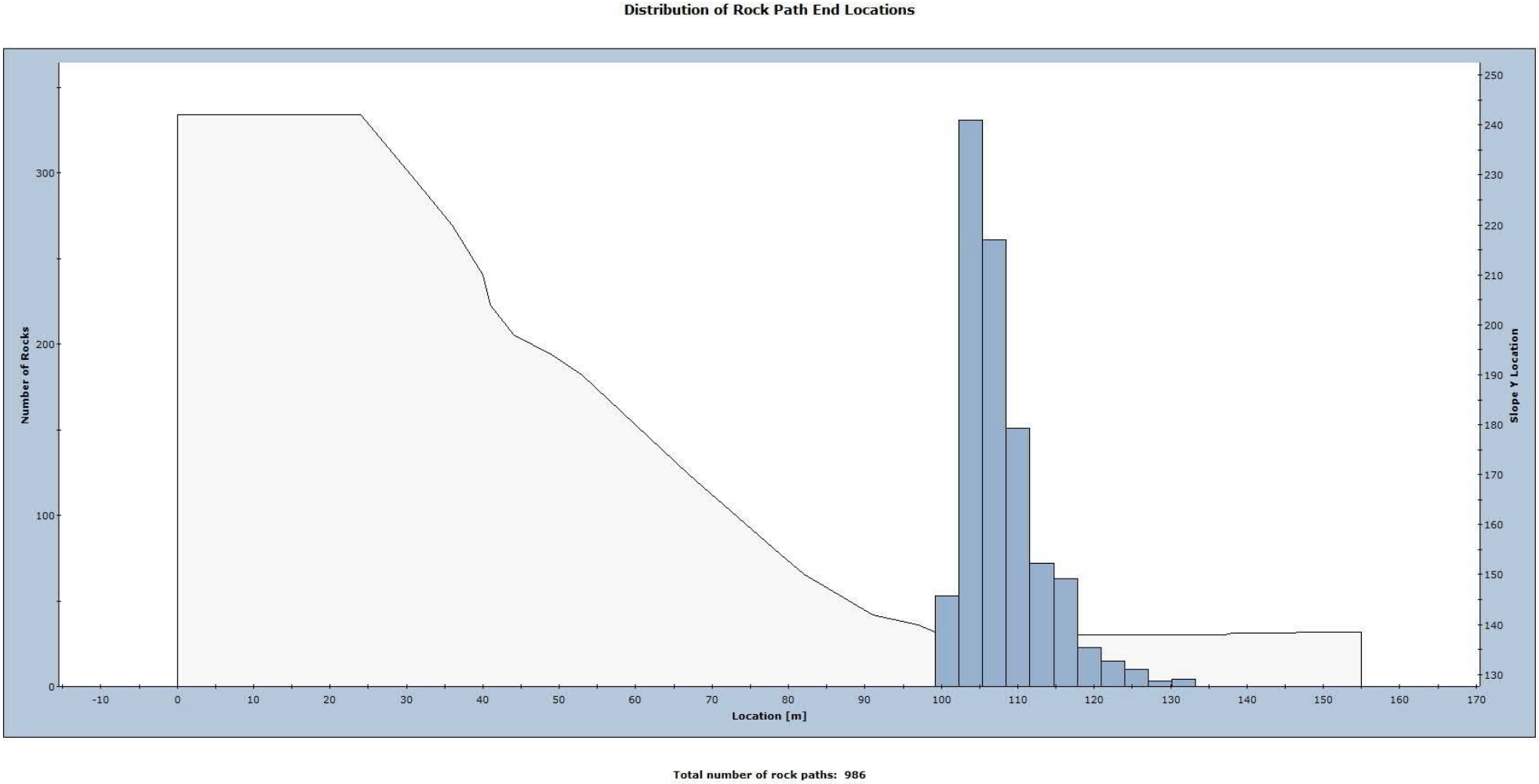


Fig.10- Sezione A-A. Verifica *rigid body*. Punti di arresto dei blocchi.

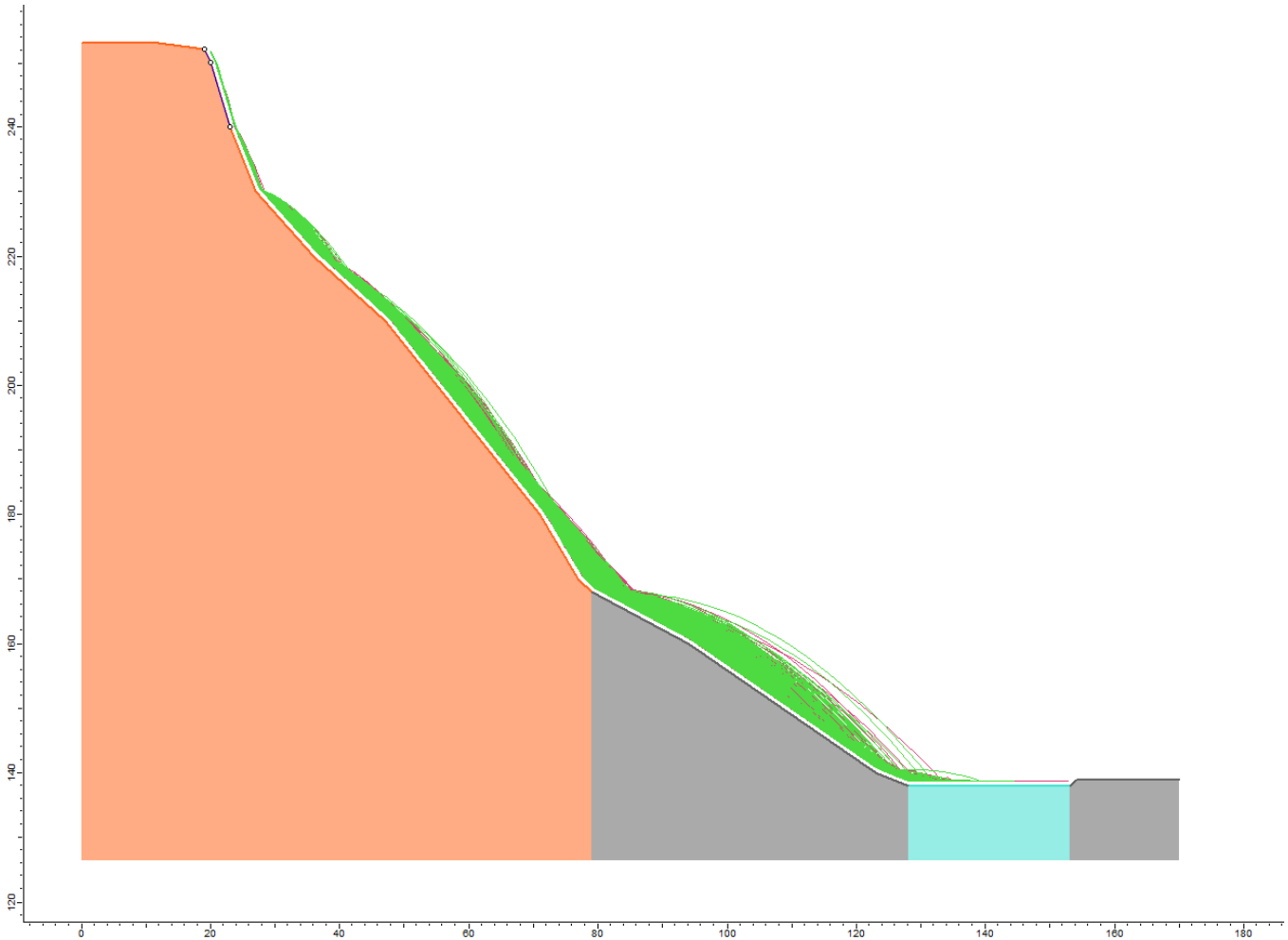


Fig. 11- Sezione B-B. Verifica *rigid body*. Le traiettorie in colore rosso si riferiscono ad un blocco di forma quadrangolare, in colore verde di forma pentagonale.

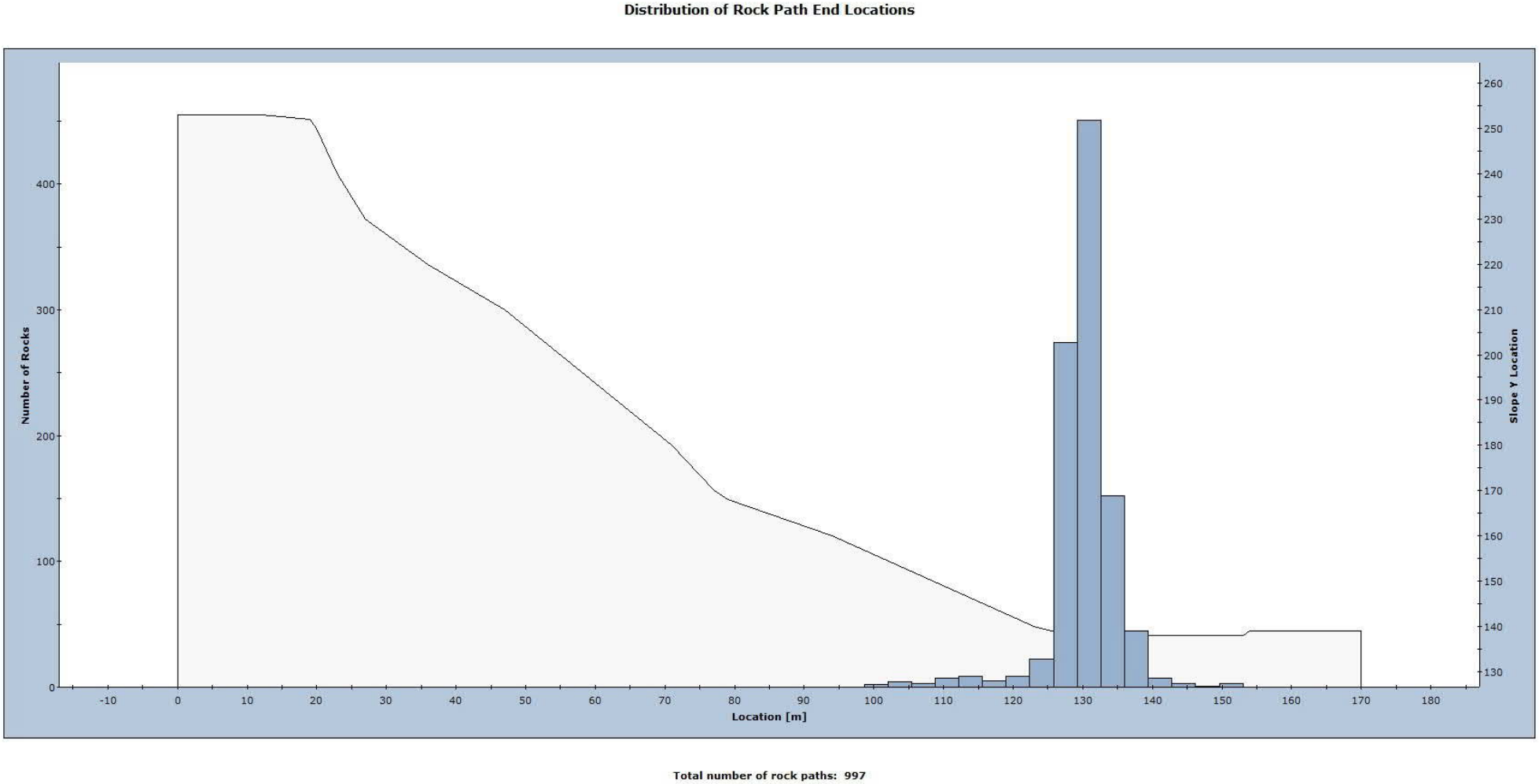


Fig. 12- Sezione B-B. Verifica *rigid body*. Punti di arresto dei blocchi.

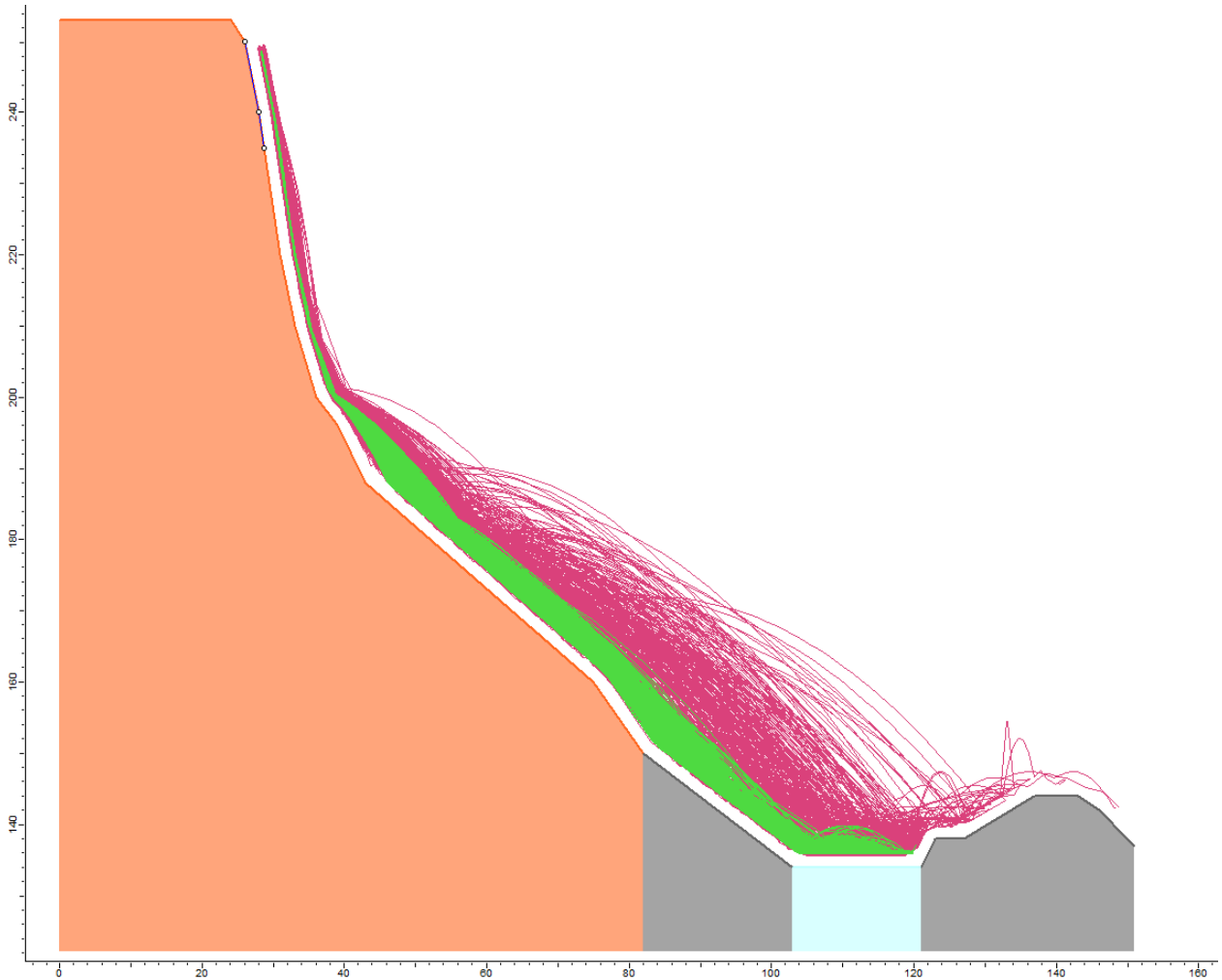


Fig. 13- Sezione C-C. Verifica *rigid body*. Le traiettorie in colore rosso si riferiscono a blocchi di forma allungata (superellissoide), in colore verde a blocchi di forma quadrangolare e pentagonale.

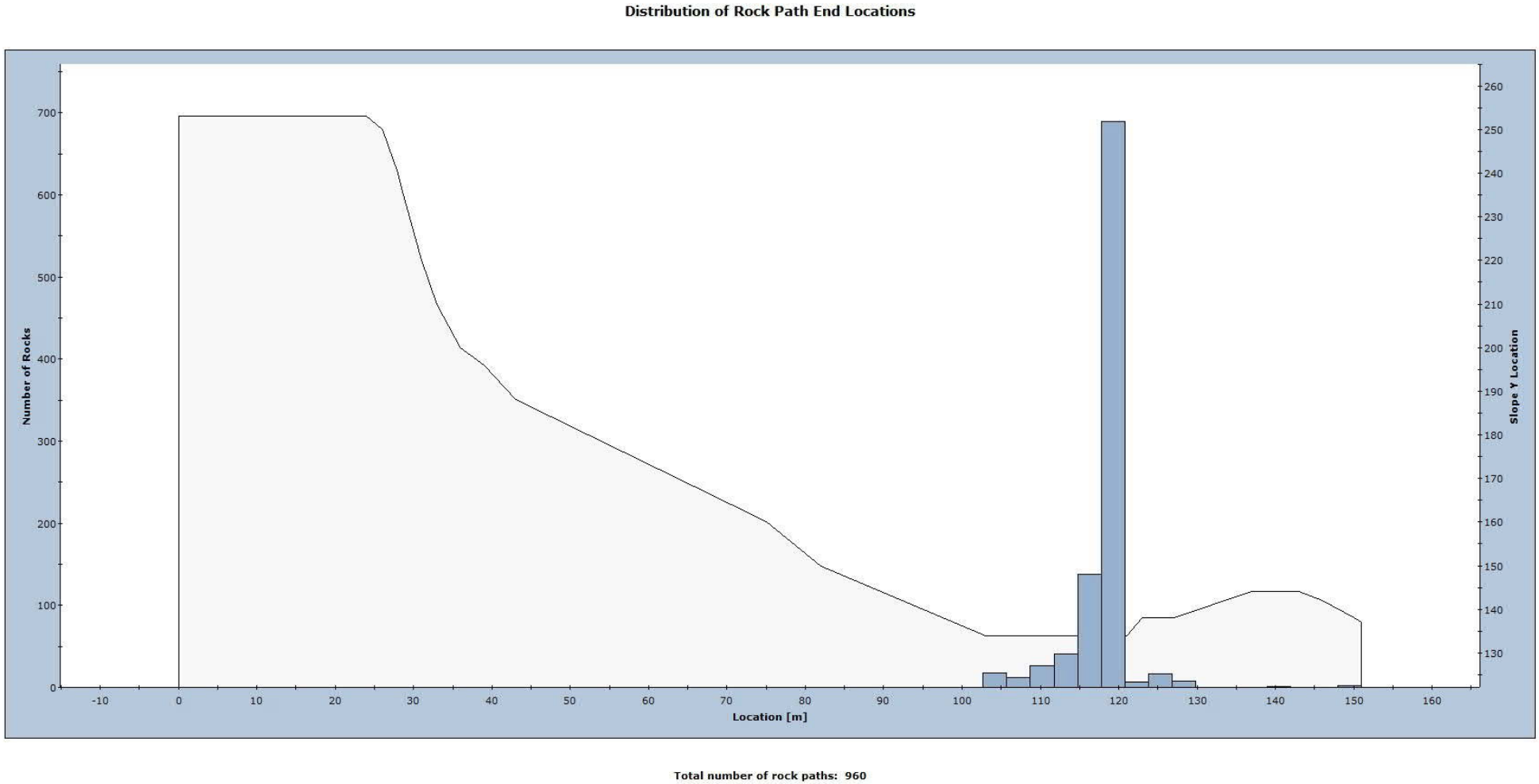


Fig. 14- Sezione C-C. Verifica. Punti di arresto dei blocchi.