



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA

FACOLTÀ DI SCIENZE MM. FF. NN.

Dipartimento di Geoscienze
Direttore Prof.ssa Cristina Stefani

TESI DI LAUREA MAGISTRALE
IN
GEOLOGIA E GEOLOGIA TECNICA

**ANALISI DI STABILITÀ DI FRONTI DI CAVA
ESEGUITE CON L'AUSILIO DI DATI
FOTOGRAMMETRICI ACQUISITI DA DRONE:
UN'APPLICAZIONE NELL'ALTOPIANO DI
ASIAGO (PREALPI VENETE)**

Relatore: Prof. Mario Floris
Correlatori: Prof. Rinaldo Genevois
Dott. Enrico Busnardo
Dott. Luca Gandolfo

Laureando: Ivan Rizzi

ANNO ACCADEMICO 2017/2018

Indice

Introduzione	3
1. Inquadramento geografico e geologico-strutturale dell'Altopiano di Asiago	5
1.1 Localizzazione geografica	5
2.1 Assetto geologico-strutturale	7
2. Metodologie	13
2.1 Reperimento ed analisi dei dati disponibili sull'area di interesse	13
2.2 Indagini di campagna e classificazione geomeccanica dell'ammasso roccioso	14
2.3 Prove di laboratorio	24
2.4 Rilievo fotogrammetrico da drone e realizzazione del modello 3D dei fronti di cava	25
2.5 Analisi di stabilità	25
2.5.1 Metodo all'equilibrio limite	25
2.5.2 Metodo agli elementi distinti	34
3. Risultati	39
3.1 Assetto dell'area di studio	39
3.2 Modello geologico concettuale del sottosuolo	42
3.3 Rilievo geomeccanico	44
3.4 Classificazione dell'ammasso roccioso	50
3.5 Prove di laboratorio	53
3.6 Rilievo fotogrammetrico da drone e realizzazione del modello 3D dei fronti di cava	59
3.7 Analisi di stabilità all'equilibrio limite	68

3.8	Analisi di stabilità agli elementi distinti	75
4.	Discussione dei risultati	91
5.	Conclusioni	97
	Bibliografia	99
	Sitografia	103
	Allegati	

Introduzione

Il lavoro presentato in questa tesi è stato realizzato all'interno di un periodo di stage della durata di 3 mesi effettuato presso lo studio tecnico "Envicom Associati", attività sita in Padova che fornisce servizi legati alla geologia tecnica, ambientale, alla pianificazione e alla progettazione e valorizzazione territoriale.

Il progetto, che presenta una particolare inclinazione verso l'attività professionale, ha come scopo la valutazione delle condizioni di stabilità dei principali fronti di escavazione di una cava a cielo aperto situata in località Col di Matteo, nel comune di Campolongo sul Brenta (VI), località facente parte dell'Altopiano di Asiago (Prealpi Vicentine). L'attività estrattiva interessa gli intervalli basali della formazione della Maiolica i quali, nell'area in esame, si presentano sufficientemente competenti da poter essere impiegati come pietra ornamentale.

Lo studio, effettuato secondo un approccio multidisciplinare, si è snodato attraverso lo sviluppo sequenziale di molteplici fasi nelle quali metodologie tradizionali sono state affiancate da tecniche di indagine più innovative.

L'inquadramento geografico e geologico-strutturale dell'aria di interesse è avvenuto per mezzo della consultazione degli elementi bibliografici disponibili che, assieme all'esecuzione di sopralluoghi e del consueto rilievo geologico, ne hanno permesso di definire l'assetto geologico, tettonico, geomorfologico ed idrogeologico. La ricostruzione del modello geologico-tecnico dell'ammasso roccioso è stata realizzata attraverso l'integrazione dei dati ottenuti dall'esecuzione di un rilievo geomeccanico effettuato mediante la tecnica della scanline secondo il criterio oggettivo, con i parametri di resistenza ed elastici del materiale ricavati dall'esecuzione di Point Load Test e prove di compressione semplice.

Infine, le informazioni geometriche dei fronti di cava sono state acquisite dall'analisi dei rispettivi modelli tridimensionali realizzati a partire dall'elaborazione delle immagini collezionate durante vari rilievi fotogrammetrici effettuati da drone.

I dati così ottenuti sono stati fatti confluire di volta in volta in un unico modello simulante la condizione geometrica e geologico-tecnica dei vari fronti, i quali sono stati infine sottoposti all'analisi di stabilità prima applicando una metodologia all'equilibrio limite (Limit Equilibrium Method, LEM), grazie all'utilizzo del software SSAP (Slope Stability Analysis Program) e successivamente tentando un approccio agli elementi distinti (Distinct Element Method, DEM), attraverso l'impiego del programma UDEC (Universal Distinct Element Code).

1. Inquadramento geografico e geologico-strutturale dell'Altopiano di Asiago

1.1 Localizzazione geografica

I fronti di scavo oggetto di studio sono localizzati nell'Altopiano dei Sette Comuni, vasto altopiano con forma pressoché quadrangolare appartenente alle Prealpi Vicentine, situato nella zona di confine tra le regioni Veneto e Trentino-Alto Adige (Italia nordorientale) (Fig. 1.1.1).

Tale massiccio ha un'estensione areale di circa 1000 km² ed è compreso tra la valle del fiume Brenta rispettivamente a Nord e ad Est, e quella dell'Astico ad Ovest e a Sud-Ovest, mentre a Sud, raccordandosi con le colline del Marosticano, digrada verso la Pianura Padana. L'altitudine media è compresa tra i 900 ed i 1100 m, le cime più elevate (Cima Dodici, Mandriolo e Monte Ortigara) superano i 2000 m di altezza e sono localizzate lungo l'orlo settentrionale dell'altopiano.

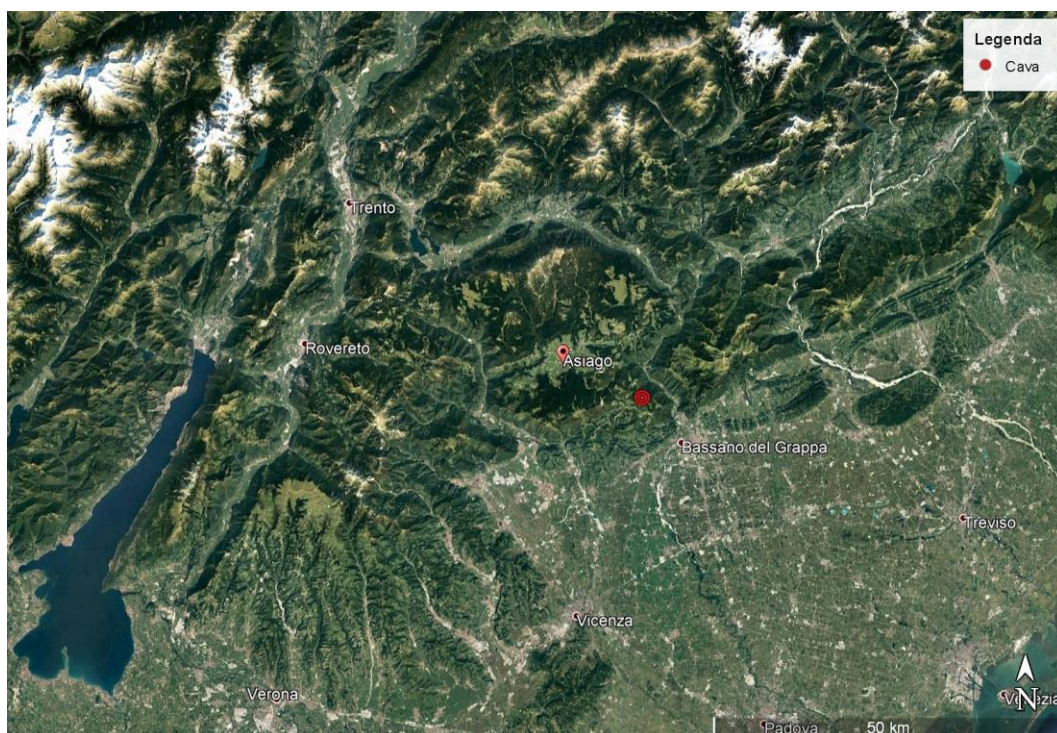


Figura 1.1.1: Inquadramento geografico dell'Altopiano di Asiago e localizzazione dei fronti di cava oggetto di studio. Immagine satellitare tratta da Google Earth.

Più in dettaglio, i fronti (Fig. 1.1.2) si trovano nella porzione sud-orientale dell’altopiano, in località Col di Matteo a quota 1100 metri circa s.l.m., località sita nel comune di Campolongo sul Brenta, in provincia di Vicenza.

Il materiale cavato, corrispondente alle porzioni basali più competenti della Formazione della Maiolica, viene estratto in blocchi di dimensioni metriche ed è utilizzato per scopi ornamentali.



Figura 1.1.2: Dettaglio dei fronti oggetto di studio identificati con la dicitura “Polo 1” e “Polo 3”. Immagine satellitare tratta da Bing Mappe.

2.1 Assetto geologico-strutturale

Dal punto di vista geologico, l'Altopiano di Asiago si trova nella parte orientale delle Alpi Meridionali, dominio tettonico espressione di un sistema di thrust sud vergenti e separato dal dominio Austroalpino dal principale lineamento tettonico avente direzione est-ovest costituito dalla Linea Insubrica (Fig. 2.1.1).

L'architettura strutturale delle Alpi Meridionali è il risultato di una tettonica deformativa polifasica caratterizzata dall'estensione est-ovest Mesozoica occorsa durante l'apertura dell'Oceano Ligure-Piemontese, seguita dalla fase compressiva nord-sud del tardo Cretaceo-Terziario causata dalla convergenza fra la placca Adria ed il continente Euroasiatico (Di Cui et al., 2011).

Paleogeograficamente, la successione sedimentaria che costituisce i thrusts è considerata una sezione ben conservata del margine continentale meridionale della Tethide Mesozoica, caratterizzato da una struttura a horst e graben ereditata dal rifting associato all'apertura dell'Oceano Atlantico centrale. La fase di rifting ha avuto luogo nel tardo Triassico e all'inizio del Giurassico ed ha generato dei domini di high-stand (piattaforme) separati da avvallamenti (bacini) (Ronchi et al., 2012). Più in dettaglio, il settore orientale del Sudalpino è composto da tre unità paleogeografico-strutturali. Queste sono, da ovest verso est:

- la Piattaforma di Trento, piattaforma carbonatica annegata nel Giurassico medio ed in seguito evolutasi in un altopiano pelagico con sedimentazione condensata durante il tardo Giurassico;

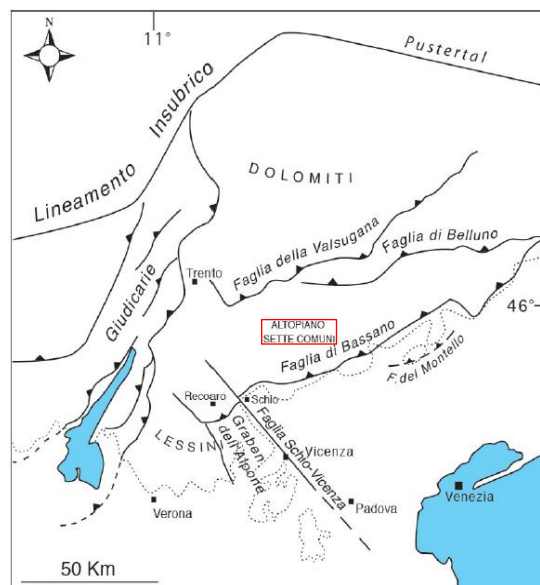


Figura 2.1.1: Inquadramento strutturale semplificato del settore orientale delle Alpi Meridionali (Zampieri, 2015).

- il Bacino Bellunese, formatosi al limite Triassico-Giurassico;
- la Piattaforma Friulana, piattaforma carbonatica persistente dal Giurassico fino al Cretaceo.

Ad est la Piattaforma di Trento digrada verso il Bacino Bellunese, mentre ad ovest è separata dal Bacino Lombardo dal sistema di faglie della Scarpata del Garda, attivo durante il Giurassico e Cretaceo. Nell'evoluzione paleogeografica della Piattaforma di Trento si possono riconoscere due fasi principali: una prima fase di sedimentazione in acque poco profonde caratterizzata da una forte attività tettonica sin-sedimentaria corrispondente alla deposizione, al di sopra della Formazione della Dolomia Principale, del Gruppo dei Calcari Grigi (Giurassico inferiore); ed una seconda fase di sedimentazione condensata di tipo pelagico, corrispondente alla formazione del Rosso Ammonitico Veronese, sulla sommità dell'ormai annegata piattaforma (Giurassico medio e superiore) (Ronchi et al., 2012; Masetti et al., 2012).

Nella piattaforma di Trento, il Gruppo dei Calcari Grigi è suddiviso in tre formazioni (Fig. 2.1.2):

- Formazione di Monte Zugna, una successione di acque poco profonde di età Hettangiano-Sinemuriano;
- Calcare oolitico di Loppio;
- Formazione di Rotzo, che dal punto di vista temporale è grosso modo equivalente al Pliensbachiano. Tale formazione però, nella porzione centro-occidentale della piattaforma, coincidente con l'attuale margine occidentale dell'altopiano di Asiago, è parzialmente rimpiazzata dall'Oolite di Massone, testimonianza del margine costiero che racchiudeva i sedimenti fangosi delle aree interne della piattaforma, sopra alla quale si sono deposte le unità del Toarciano-Aaleniano corrispondenti alla Formazione di Tenno e alla sovrastante Oolite di San Vigilio.

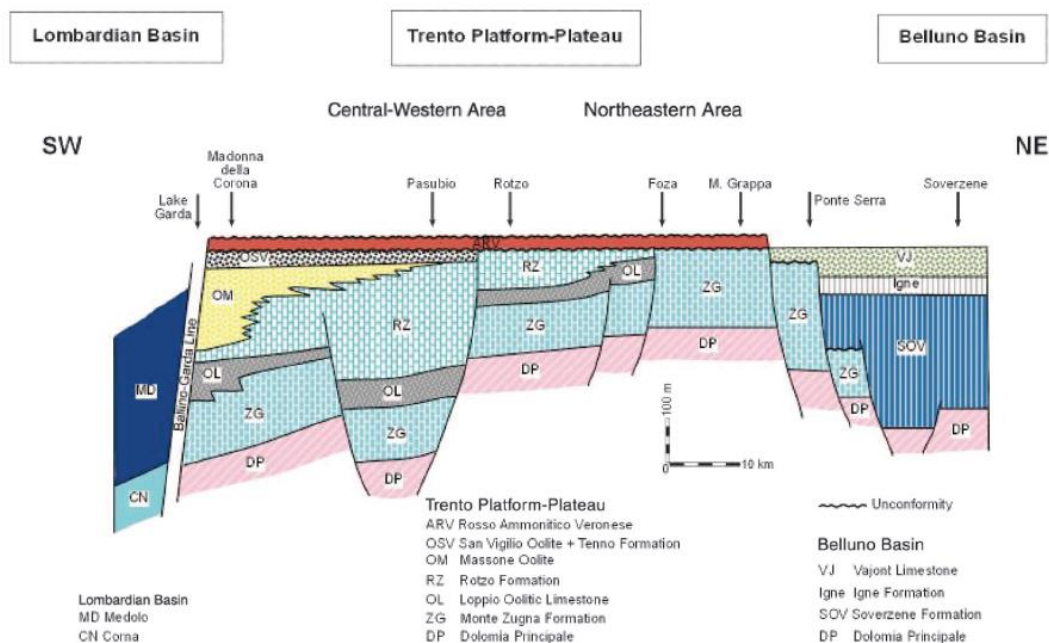


Figura 2.1.2: Schema dei rapporti litostratigrafici delle unità Giurassiche lungo la Piattaforma di Trento (Masetti et al., 2012).

Queste formazioni, tuttavia, non si rinvenivano ovunque sulla Piattaforma Trentina a causa della presenza di una unconformity al top dei Calcari Grigi che ha eliso parte della formazione a vari livelli producendo uno spessore variabile della sottostante successione di acque poco profonde e spiegandone l'età asincrona del top. Al di sopra dell'unconformity, che rappresenta un hiatus temporale che va dal Sinemuriano all'Aaleniano, si ha la deposizione del calcare nodulare pelagico del Rosso Ammonitico (dal Bajociano superiore al Tortoniano p.p.); il suo spessore è compreso tra 20 e 30 m. Il sovrastante intervallo temporale che va dal Tortoniano p.p. al Barremiano è rappresentato dalla deposizione della formazione della Maiolica: calcare micritico biancastro e selcifero, il cui ingente spessore (circa 250 m) testimonia una sedimentazione pelagica più continua ed a tasso elevato. In seguito, dall'Aptiano fino al Cenomaniano si ha la deposizione della Scaglia Variegata Alpina (circa 70 m di spessore), delimitata a letto e a tetto da argilliti nere che registrano due importanti eventi anossici oceanici, ed infine, a chiudere la serie bacinale, ci sono le marne e calcari marnosi rossastri costituenti la Scaglia Rossa (Turoniano-Maastrichtiano, circa 50 m di spessore) (Ronchi et al., 2012).

La fase tettonica Eo-Alpina (tardo Cretaceo) non ha avuto conseguenze sulla parte più orientale delle Alpi Meridionali, ma componenti terrigeni rinvenuti nella Scaglia Rossa testimoniano le fasi iniziali di esumazione ed erosione della catena Alpina formatasi a nord della Linea Insubrica.

Successivamente, durante il Paleogene, mentre nel Veneto occidentale continua la fase tettonica estensionale, le parti più orientali del Sudalpino risentono della tettonica compressiva Meso-Alpina e vengono coinvolte in una serie di sovrascorrimenti e pieghe vergenti a WSW, che rappresentano il fronte della Catena Dinarica.

È infine il ciclo tettonico Neo-Alpino (Neogene) il responsabile del sollevamento definitivo dell'area e del suo complesso assetto strutturale. Tale assetto è dominato da una cintura di thrust sud vergenti che formano una struttura embricata i cui sovrascorrimenti principali sono, da nord a sud, la Linea della Valsugana, la Linea di Belluno, la Linea di Tezze e la Linea di Bassano-Valdobbiadene (nota anche come Flessura Pedemontana) (Fig. 2.1.3). In pianta questi sovrascorrimenti presentano una orientazione generale ENE-OSO, ma talora sono ondulati per effetto dell'interferenza con strutture estensionali mesozoiche ereditate, riattivate in quest'ultima fase tettonica come faglie di svincolo. L'età di formazione dei sovrascorrimenti ringiovanisce dall'interno della catena verso l'esterno, secondo una sequenza di tipo piggy back (Doglioni et al., 1987; Barbieri et al., 2007; Di Cuià et al., 2011).

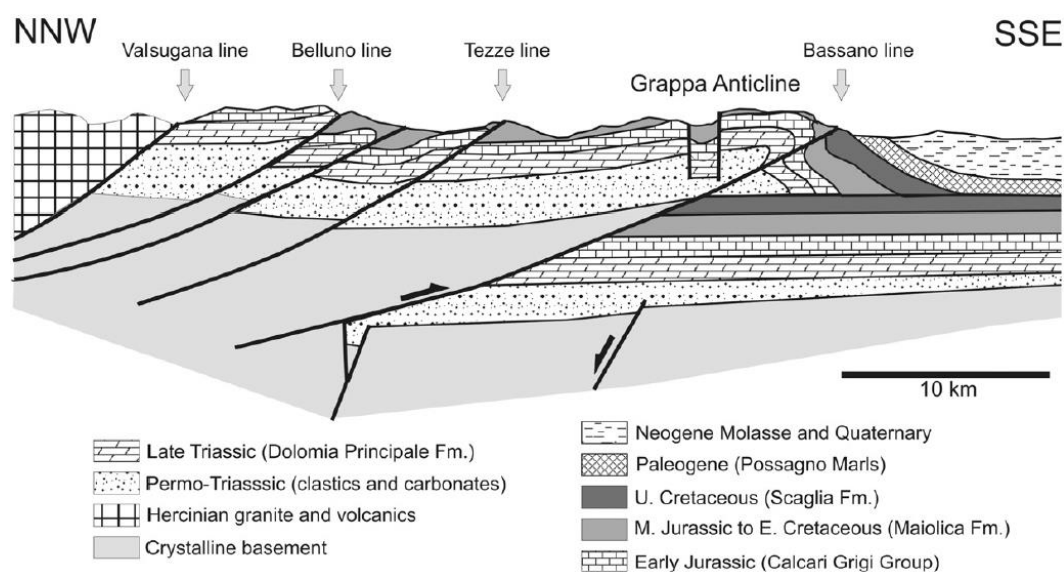


Figura 2.1.3: Sezione geologica schematica indicante i principali sovrascorrimenti delle Alpi Venete (Ronchi et al., 2012).

Focalizzando l'attenzione sull'altopiano, si può osservare che esso risulta essere una struttura pop-up delimitata dalle faglie coniugate, convergenti verso il basso, di Bassano-Valdobbiadene e di Val di Sella. Quest'ultima è una faglia immergente a sud che sembrerebbe arrestarsi, nella porzione inferiore, contro la faglia di Bassano, di cui risulta essere un retroscorrimento (Fig. 2.1.4). Il pop-up dell'altopiano è articolato al suo interno in un settore meridionale più depresso, corrispondente all'ampia piega anticlinale sviluppata tra la flessura pedemontana e la sinclinale di Gallio, e in un settore più sollevato, a settentrione di quest'ultima, in cui si rinvengono le massime elevazioni (Barbieri et al., 2007).

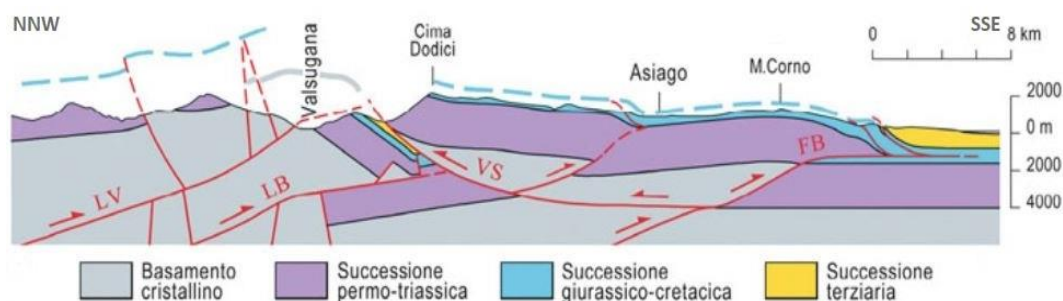


Figura 2.1.4: Sezione geologica attraverso l'Altopiano di Asiago. LV: Linea della Valsugana; LB: Linea di Belluno; VS: Linea di Val di Sella; FB: Faglia di Bassano (Zampieri, 2015).

In pianta l'altopiano si presenta estremamente segmentato da parte di fasci di faglie subverticali, mentre i volumi di roccia interposti tra esse sono interessati da fasci di fratture localmente pervasive. Alcune delle faglie sono sicuramente faglie estensionali di origine sinsedimentaria e sono legate all'evoluzione mesozoica della Piattaforma di Trento. Esse hanno controllato le variazioni di spessore delle unità sedimentarie e sono state in genere riattivate come faglie trascorrenti durante l'evoluzione neogenica della catena prealpina (Barbieri et al., 2007).

2. Metodologie

2.1 Reperimento ed analisi dei dati disponibili sull'area di interesse

Come operazione preliminare si sono ricavate quante più informazioni disponibili per definire l'assetto litostratigrafico, tettonico, geomorfologico ed idrogeologico dell'area circoscrivente i fronti di cava oggetto di studio.

I dati raccolti sono stati ottenuti dalle seguenti fonti principali:

- Banca dati territoriale della Regione Veneto:
 - CTR in formato raster alla scala 1:10000;
 - DEM con celle aventi dimensioni di 5 metri;
 - Shapefile puntuali e poligonali indicanti i fenomeni franosi della provincia di Vicenza appartenenti al catalogo IFFI.
- ISPRA:
 - Carta Geologica d'Italia alla scala 1:50000, foglio 082-Asiago, con annesse Note Illustrative.
- Unione Montana Valbrenta:
 - Piano di Assetto del Territorio Intercomunale (PATI) dei comuni di: Campolongo sul Brenta, Cismon del Grappa, Pove del Grappa, San Nazario, Solagna, Valstagna; Comunità Montana del Brenta.
- Autorità di Bacino dei fiumi Isonzo, Tagliamento, Livenza, Piave, Brenta-Bacchiglione:
 - Progetto di piano stralcio per l'assetto idrogeologico dei bacini idrografici dei fiumi Isonzo, Tagliamento, Livenza, Piave, Brenta-Bacchiglione.
- Provincia di Vicenza:
 - Piano Territoriale di Coordinamento Provinciale (PTCP).

Con i dati ottenuti sono state realizzate delle sezioni geologiche, in seguito digitalizzate per mezzo di un programma di grafica vettoriale (Inkscape), ed un modello

geologico tridimensionale di inquadramento realizzato mediante l'elaborazione sequenziale dei dati prima all'interno di un sistema GIS (Geographic Information System) ed in seguito all'interno del software CloudCompare, software open source di processamento ed editing di nuvole di punti e mesh triangolari in un ambiente tridimensionale.

2.2 Indagini di campagna e classificazione geomeccanica dell'ammasso roccioso

Le indagini di campagna realizzate sono consistite inizialmente nell'esecuzione di sopralluoghi e di un rilievo geologico dell'area attorno la concessione al fine di validare le informazioni precedentemente reperite.

Successivamente, sul principale fronte di avanzamento del polo 3 (Fig. 1.1.2), si è eseguito un rilievo geomeccanico realizzato mediante linea di scansione e secondo il criterio oggettivo. Esso si è articolato nella realizzazione di due differenti stazioni poste circa ortogonalmente l'una all'altra ed i dati sono stati acquisiti mediante l'impiego della classica strumentazione: bussola da geologo, cordella metrica, metro a stecca, sclerometro da roccia e pettine di Barton.

Ciò ha consentito di reperire le informazioni strutturali dell'ammasso le quali, integrate con i parametri di resistenza della matrice rocciosa ricavati da prove di laboratorio, hanno permesso di classificare l'ammasso secondo tre delle più comuni ed ampiamente utilizzate classificazioni geomeccaniche:

- Rock Mass Rating (RMR) di Bieniawski.
- Slope Mass Rating (SMR) di Romana.
- Sistema Q di Barton.

Rock Mass Rating (Bieniawski, 1989)

La classificazione di Bieniawski si basa sulla valutazione dell'indice RMR, il cui valore di base (RMR_b) è funzione della somma dei punteggi attribuiti ai seguenti 5 parametri:

- A1 = resistenza della matrice rocciosa (ricavata da prove di laboratorio come Point Load Test o prove di compressione monoassiale) (Tab. 2.2.1);

<i>Resistenza della matrice rocciosa (MPa)</i>	<i>Point Load Test</i>	> 10	10 - 4	4 - 2	2 - 1	/	/	/
	<i>Compressione semplice</i>	> 250	250 - 100	100 - 50	50 - 25	25 - 5	5 - 1	< 1
Punteggio		15	12	7	4	2	1	0

Tabella 2.2.1: Punteggi attribuibili al parametro A1 della classificazione di Bieniawski.

- A2 = Rock Quality Designation Index (Indice RQD) (Tab. 2.2.2);

<i>RQD (%)</i>	100 - 90	90 - 75	75 - 50	50 - 25	< 25
Punteggio	20	17	13	6	3

Tabella 2.2.2: Punteggi attribuibili al parametro A2 della classificazione di Bieniawski.

- A3 = spaziatura delle discontinuità (Tab. 2.2.3);

<i>Spaziatura delle discontinuità (m)</i>	> 2	2 - 0.6	0.6 - 0.2	0.2 - 0.06	< 0.06
Punteggio	20	15	10	8	5

Tabella 2.2.3: Punteggi attribuibili al parametro A3 della classificazione di Bieniawski.

- A4 = condizioni delle discontinuità (Tab. 2.2.4);

<i>Condizioni delle discontinuità</i>	<i>Lunghezza (m)</i>	< 1	1 - 3	3 - 10	10 - 20	> 20
	Punteggio	6	4	2	1	0
	<i>Apertura (mm)</i>	Chiusa	0.1	0.1 - 1	1 - 5	> 5
	Punteggio	6	5	3	1	0
	<i>Scabrezza (-)</i>	Molto scabre	Scabre	Poco scabre	Ondulate	Lisce
	Punteggio	6	5	3	1	0
	<i>Riempimento (-)</i>	Assente	Compatto < 5 mm	Compatto > 5 mm	Soffice < 5 mm	Soffice > 5 mm
	Punteggio	6	4	2	2	0
	<i>Alterazione (-)</i>	Non alterate	Poco alterate	Mediamente alterate	Molto alterate	Decomposte
Punteggio	6	5	3	1	0	

Tabella 2.2.4: Punteggi attribuibili al parametro A4 della classificazione di Bieniawski.

– A5 = condizioni idrauliche (Tab. 2.2.5);

<i>Condizioni idrauliche (-)</i>	Asciutta	Umida	Bagnata	Deboli venute	Forti venute
Punteggio	15	10	7	4	0

Tabella 2.2.5: Punteggi attribuibili al parametro A5 della classificazione di Bieniawski.

Il valore di RMR_b , variabile fra 0 e 100, è tanto più alto quanto migliore è la qualità dell'ammasso roccioso, la quale viene suddivisa a sua volta in 5 classi (Tab. 2.2.6):

Punteggio RMR_b	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	< 20
Classe	I	II	III	IV	V
Qualità dell'ammasso	Molto buona	Buona	Discreta	Scadente	Pessima

Tabella 2.2.6: Classi di qualità dell'ammasso roccioso definite dalla classificazione di Bieniawski.

La classificazione di Bieniawski tuttavia risulta essere troppo conservativa e pertanto il valore di RMR di base necessita di una correzione, funzione della tipologia di applicazione. Per quanto riguarda i versanti, tale correzione deriva dall'applicazione della metodologia proposta da Romana.

Slope Mass Rating (Romana, 1985)

Romana nella sua classificazione propone di aggiungere al valore di RMR di base alcuni fattori di aggiustamento basati sull'orientamento relativo fra le discontinuità ed il fronte del versante (F1, F2 e F3), oltre ad un ulteriore parametro che tiene conto della metodologia di scavo (F4). In tal modo il valore di SMR risulta essere dato dall'equazione:

$$SMR = RMR_b + (F1 \cdot F2 \cdot F3) + F4$$

Le condizioni di stabilità verificate sono relative a rotture planari o per ribaltamento; tuttavia il metodo è stato recentemente esteso anche per valutare rotture a cuneo.

I fattori di aggiustamento F1, F2 e F3 vengono definiti come in Tabella 2.2.7.

Rottura	Cinematismo	Condizione				
		Molto favorevole	Favorevole	Mediocre	Sfavorevole	Molto sfavorevole
<i>Planare</i>	$ \alpha_j - \alpha_f $	> 30°	30° - 20°	20° - 10°	10° - 5°	< 5°
<i>Cuneo</i>	$ \alpha_i - \alpha_f $					
<i>Toppling</i>	$ \alpha_j - \alpha_f - 180^\circ $					
Fattore F1		0.15	0.40	0.70	0.85	1.00
<i>Planare</i>	β_j	< 20°	20° - 30°	30° - 35°	35° - 45°	> 45°
<i>Cuneo</i>	β_i					
Fattore F2		0.15	0.40	0.70	0.85	1.00
<i>Toppling</i>	/	/				
Fattore F2		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
<i>Planare</i>	$\beta_j - \beta_f$	> 10°	10° - 0°	0°	0° - (-10°)	< -10°
<i>Cuneo</i>	$\beta_i - \beta_f$					
<i>Toppling</i>	$\beta_j + \beta_f$	< 110°	110° - 120°	> 120°	/	/
Fattore F3		0	-6	-25	-50	-60
α_j = immersione del giunto α_i = immersione della retta d'intersezione di due piani per la rottura a cuneo α_f = immersione del fronte del versante β_j = inclinazione del giunto β_i = inclinazione della retta d'intersezione di due piani per la rottura a cuneo β_f = inclinazione del fronte del versante						

Tabella 2.2.7: Valori dei fattori di aggiustamento previsti dalla classificazione di Romana definiti per i vari cinematismi possibili.

I valori assumibili dal parametro F4 sono invece riportati nella Tabella 2.2.8.

Metodo di scavo	Scarpata naturale	Abbattimento con pretaglio	Abbattimento con esplosivo controllato	Abbattimento con esplosivo o meccanico	Abbattimento non controllato
Parametro F4	15	10	8	0	-8

Tabella 2.2.8: Valori attribuibili al parametro F4 della classificazione di Romana.

Una volta calcolato il valore di SMR, oltre alla definizione della qualità dell'ammasso, anch'essa suddivisa sempre in 5 classi, Romana fornisce alcune indicazioni generali sul grado di stabilità della scarpata, sul tipo di cinematismo di rottura che si può instaurare e su quanto possano pesare eventuali interventi di stabilizzazione (Tab. 2.2.9).

Punteggio SMR	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	< 20
Classe	I	II	III	IV	V
Qualità dell'ammasso	Molto buona	Buona	Discreta	Scadente	Pessima
Stabilità	Sicuramente stabile	Stabile	Parzialmente stabile	Instabile	Sicuramente instabile
Modo di rottura	Assente	Possibili blocchi	Lungo piani o per cunei	Planare o grandi cunei	Grandi piani o rototraslazionale
Stabilizzazione	Nessuna	Occasionale	Sistematica	Estesa	Riprofilatura della scarpata

Tabella 2.2.9: Classi di qualità dell'ammasso roccioso ed indicazioni generali sul grado di stabilità, modo di rottura ed entità di eventuali interventi di stabilizzazione fornite dalla classificazione di Romana.

Sistema Q (Barton, 2002)

La classificazione di Barton è stata sviluppata nel 1974 con lo scopo di essere applicata in campo sotterraneo. Tuttavia negli ultimi anni la sua applicazione è stata estesa anche al campo della meccanica delle rocce e nel 2002 lo stesso Barton ha provveduto ad una revisione globale del sistema.

Il metodo si basa sul calcolo dell'indice di qualità Q, funzione di 7 parametri ed espresso dalla relazione:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_w}{SRF} \cdot \frac{\sigma_c}{100}$$

Il primo quoziente (RQD/J_n) è rappresentativo della dimensione dei blocchi isolati dal sistema di fratturazione, il secondo (J_r/J_a) è rappresentativo della resistenza d'attrito disponibile nell'interfaccia fra blocchi mentre il terzo (J_w/SRF) tiene conto dell'influenza della circolazione d'acqua nell'ammasso e dello stato tensionale al contorno. Inoltre recentemente il valore assunto dall'indice Q è stato normalizzato nei confronti della resistenza a compressione monoassiale della roccia (σ_c), parametro prima considerato ininfluenza.

Analizzando la classificazione nel dettaglio, i parametri da essa richiesti ed i rispettivi coefficienti numerici attribuibili sono i seguenti:

- RQD = Rock Quality Designation Index: si utilizza il valore calcolato;

- J_n = Joint Set Number: il suo valore dipende dal numero di famiglie di discontinuità presenti nell'ammasso roccioso (Tab. 2.2.10);

<i>Definizione</i>	J_n
Roccia massiva, discontinuità assenti o rare	0.5 - 1
Un set di discontinuità	2
Un set di discontinuità + giunti random	3
Due set di discontinuità	4
Due set di discontinuità + giunti random	6
Tre set di discontinuità	9
Tre set di discontinuità + giunti random	12
Quattro o più set di discontinuità	15
Roccia completamente disgregata	20
<i>Nel caso di gallerie: in zona di imbocco J_n va raddoppiato; in una zona di intersezione tra due gallerie J_n va triplicato.</i>	

Tabella 2.2.10: Valori attribuibili al parametro J_n della classificazione di Barton.

- J_r = Joint Roughness Number: il suo valore dipende dalla rugosità della famiglia di discontinuità (Tab. 2.2.11);

<i>Definizione</i>	J_r
Giunti discontinui	4
Giunti scabri o irregolari, ondulati	3
Giunti lisci, ondulati	2
Giunti levigati, ondulati	1.5
Giunti scabri o irregolari, piani	1.5
Giunti lisci, piani	1
Giunti levigati, piani	0.5
Zone contenenti minerali argillosi a riempire le discontinuità sufficientemente spesse da impedire il contatto fra i blocchi	1
Zone contenenti sabbia, ghiaia o materiale disgregato a riempire le discontinuità sufficientemente spesse da impedire il contatto fra i blocchi	1
<i>La descrizione si riferisce alle caratteristiche a piccola e media scala. Se la spaziatura media della famiglia principale è superiore a 3 m, aumentare J_r di 1. Nel caso di giunti piani, levigati, contenenti strie o lineazioni, se queste sono orientate nella direzione più sfavorevole si utilizza 0,5.</i>	

Tabella 2.2.11: Valori attribuibili al parametro J_r della classificazione di Barton.

- J_a = Joint Alteration Number: il suo valore dipende dal grado di alterazione delle fratture, dallo spessore e dalla natura del riempimento. Sono previste tre situazioni differenti:

- Giunti sostanzialmente chiusi (apertura 1-3 mm) con pareti a contatto (Tab. 2.2.12);

<i>Definizione</i>	Ja
Giunti sigillati o mineralizzati	0.75
Giunti non alterati o con lievi ossidazioni	1
Giunti leggermente alterati o con presenza di materiale non plastico	2
Giunti con copertura limosa, frazione argillosa limitata non plastica	3
Presenza di minerali con bassa resistenza attritiva (argille, miche, talco, grafite, clorite, gesso, ecc.)	4

Tabella 2.2.12: Valori attribuibili al parametro Ja della classificazione di Barton nel caso di giunti sostanzialmente chiusi.

- Giunti mediamente aperti (< 5 mm) e presenza di riempimento che permette ancora il contatto fra le pareti in caso di scorrimento (Tab. 2.2.13);

<i>Definizione</i>	Ja
Riempimento sabbioso	4
Riempimento argilloso non plastico, molto sovraconsolidato	6
Riempimento argilloso plastico, mediamente sovraconsolidato	8
Riempimento argilloso rigonfiante	8 - 12

Tabella 2.2.13: Valori attribuibili al parametro Ja della classificazione di Barton nel caso di giunti mediamente aperti.

- Giunti aperti (> 5 mm) senza alcun contatto fra le pareti in caso di scorrimento (Tab. 2.2.14);

<i>Definizione</i>	Ja
Zone o fasce di argilla limosa o sabbiosa non plastica	5
Zone o fasce di roccia disgregata	6
Zone o fasce di argilla non plastica	6
Zone o fasce di argilla plastica non rigonfiante	8
Zone o fasce di argilla rigonfiante	12
Zone continue molto spesse di argilla non plastica	10
Zone continue molto spesse di argilla plastica non rigonfiante	13
Zone continue molto spesse di argilla plastica rigonfiante	13 - 20

Tabella 2.2.14: Valori attribuibili al parametro Ja della classificazione di Barton nel caso di giunti aperti.

- J_w = Joint Water Reduction Factor: il suo valore dipende dalle condizioni idrauliche delle discontinuità (Tab. 2.2.15);

<i>Definizione</i>	J_w
Acqua assente o scarsa, localmente < 5 lt/min	1
Afflusso medio con occasionale dilavamento del riempimento del giunto	0.66
Afflusso forte o ad alta pressione in rocce compatte con discontinuità aperte senza riempimento	0.5
Venute forti o ad alta pressione con dilavamento del riempimento del giunto	0.33
Venute eccezionalmente forti o a pressione molto elevate subito dopo l'avanzamento, a diminuzione nel tempo	0.2 - 0.1
Venute eccezionalmente forti o a pressione molto elevate subito dopo l'avanzamento, costanti nel tempo	0.1 - 0.05
<i>Negli ultimi quattro casi se sono installati sistemi efficaci di drenaggio, J_w va portato a 1.0 o a 0.66. Per una caratterizzazione dell'ammasso lontano dall'influenza dello scavo e nel caso in cui RQD/J_n sia sufficientemente basso (0.5 - 25) in modo da assicurare una buona connettività idraulica, si possono aumentare i valori di J_w (1.0 - 0.66 - 0.5 - 0.33) in funzione delle altezze di ricoprimento (0 - 5; 5 - 25; 25 - 250; > 250).</i>	

Tabella 2.2.15: Valori attribuibili al parametro J_w della classificazione di Barton.

- SRF = Stress Reduction Factor: il suo valore è funzione dello stato tensionale in rocce massive, del disturbo tettonico o di caratteristiche peculiari dell'ammasso. Sono previste differenti situazioni:

- Zone di debolezza intersecanti lo scavo (Tab. 2.2.16);

<i>Definizione</i>	SRF
Diverse zone di debolezza con argilla o roccia chimicamente disgregata, roccia circostante molto allentata	10
Singole zone di debolezza con argilla o roccia chimicamente disgregata (altezze di copertura ≤ 50 m)	5
Singole zone di debolezza con argilla o roccia chimicamente disgregata (altezze di copertura > 50 m)	2.5
Fasce di taglio multiple in roccia competente, rilassamento della roccia circostante	7.5
Fascia di taglio singola in roccia competente (altezze di copertura ≤ 50 m)	5
Fascia di taglio singola in roccia competente (altezze di copertura > 50 m)	2.5
Zone intensamente fratturate con intersezione di discontinuità aperte e continue	5
<i>Se le zone di debolezza o di fratturazione influenzano ma non intersecano lo scavo, SRF va ridotto del 25 - 50 %.</i>	

Tabella 2.2.16: Valori attribuibili al parametro SRF della classificazione di Barton nel caso in cui siano presenti zone di debolezza intersecanti lo scavo.

- Ammasso competente con problemi di tensioni geostatiche (Tab. 2.2.17);

<i>Definizione</i>	σ_c/σ_1	σ_θ/σ_c	SRF
Basso campo tensionale in prossimità della superficie	> 200	< 0.01 - 0.3	2.5
Condizioni tensionali favorevoli	200 – 10	0.01 - 0.3	1
Campo tensionale alto, favorevole alla stabilità in calotta, può essere sfavorevole per la stabilità dei piedritti	10 - 5	0.3 - 0.4	0.5 - 2
Moderati colpi di tensione dopo più di un'ora in roccia massiva	5 - 3	0.5 - 0.65	5 - 50
Colpi di tensione dopo qualche minuto in roccia massiva	3 - 2	0.65 - 1	50 - 200
Forti colpi di tensione quasi immediati in roccia massiva	< 2	> 1	200 - 400
σ_c = resistenza a compressione della roccia σ_1 = tensione principale massima agente σ_θ = massima tensione tangenziale al contorno σ_3 = tensione principale minima agente			
<i>Se il rapporto fra le tensioni principali σ_1/σ_3 è compreso fra 5 e 10, ridurre σ_c a $0,75\sigma_c$, se il rapporto è > 10 ridurre a $0,5\sigma_c$. Se la profondità della calotta dal piano campagna è inferiore alla larghezza dello scavo, Barton suggerisce di utilizzare SRF = 5. Per una caratterizzazione dell'ammasso lontano dall'influenza dello scavo si possono assumere i valori di SRF (5 - 2.5 - 1.0 - 0.5) in funzione delle altezze di ricoprimento (0 - 5; 5 - 25; 25 - 250; > 250). Le ultime tre righe della tabella sono applicabili a rocce molto dure e massive, con valori di RQD/In compresi fra 50 e 200.</i>			

Tabella 2.2.17: Valori attribuibili al parametro SRF della classificazione di Barton nel caso di ammasso competente con problemi di tensioni geostatiche.

- Ammasso spingente: deformazione plastica di rocce poco competenti sottoposte ad alte pressioni (Tab. 2.2.18);

<i>Definizione</i>	SRF
Ammasso moderatamente spingente	5 - 10
Ammasso fortemente spingente	10 - 20

Tabella 2.2.18: Valori attribuibili al parametro SRF della classificazione di Barton nel caso di ammasso spingente.

- Ammasso rigonfiante: deformazione dipendente dalla presenza d'acqua (Tab. 2.2.19);

<i>Definizione</i>	SRF
Ammasso moderatamente rigonfiante	5 - 10
Ammasso fortemente rigonfiante	10 - 15

Tabella 2.2.19: Valori attribuibili al parametro SRF della classificazione di Barton nel caso di ammasso rigonfiante.

- σ_c = resistenza a compressione monoassiale della roccia, espressa in megapascal: si utilizza il valore ricavato dall'esecuzione di prove di laboratorio (es. prove di compressione semplice).

L'indice Q così calcolato può assumere un valore compreso fra 0.001 e 1000. Esso risulta essere suddiviso in 9 intervalli a cui corrispondono altrettante classi di qualità dell'ammasso roccioso, le quali sono riportate in Tabella 2.2.20.

Indice Q	Classe	Qualità dell'ammasso
0.001 - 0.01	IX	Eccezionalmente scadente
0.01 - 0.1	VIII	Estremamente scadente
0.1 - 1	VII	Molto scadente
1 - 4	VI	Scadente
4 - 10	V	Mediocre
10 - 40	IV	Buona
40 - 100	III	Molto buona
100 - 400	II	Estremamente buona
400 - 1000	I	Ottima

Tabella 2.2.20: Classi di qualità dell'ammasso roccioso definite dalla classificazione di Barton.

2.3 Prove di laboratorio

Al fine di ricavare i parametri di resistenza a rottura ed elastici del materiale si sono eseguite due tipologie di prove:

- Point Load Test: questa prova viene eseguita sottoponendo un campione di roccia ad un carico concentrato incrementale, applicato per mezzo di una coppia di punte coniche coassiali, fino a provocarne la rottura. Il carico di rottura, misurato mediante due manometri che differiscono per risoluzione ed intervallo di valori misurabili, viene utilizzato per calcolare il point load strength index, valore utile a stimare la resistenza a compressione monoassiale della roccia (Fig. 2.3.1).



Figura 2.3.1: Apparato analogo a quello utilizzato per l'esecuzione dei point load test (indiamart.com).

- Prova di compressione uniassiale: la prova consiste nel posizionare un provino di roccia di forma cubica o cilindrica all'interno di una pressa la quale, per mezzo di due dischi piani, imprime un carico incrementale fino a provocare la rottura del campione. Tali prove possono essere effettuate in controllo di carico, di spostamento o di deformazione e consentono di determinare, oltre alla resistenza a compressione non confinata del materiale, grazie all'impiego di estensimetri, il modulo di Young e il coefficiente di Poisson (Fig. 2.3.2).

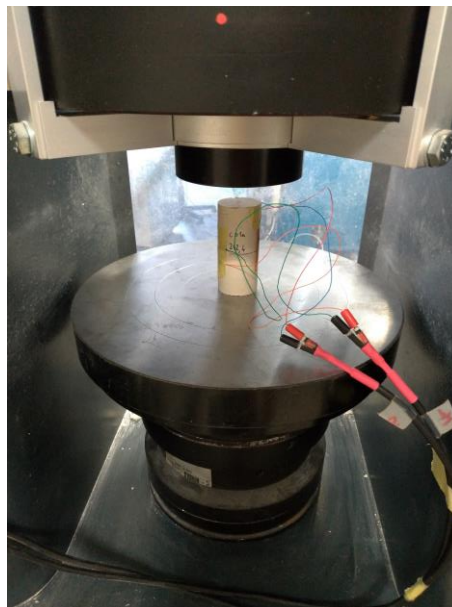


Figura 2.3.2: Campione cilindrico munito di estensimetri posizionato fra le piastre dell'apparato utilizzato per l'esecuzione delle prove di compressione semplice.

2.4 Rilievo fotogrammetrico da drone e realizzazione del modello 3D dei fronti di cava

L'acquisizione dei dati geometrici del fronte di cava del polo 3 è avvenuta mediante la realizzazione di un rilievo fotogrammetrico effettuato da drone, tecnica di indagine che ha consentito di reperire una mole di dati significativa con un livello di accuratezza elevato in tempi relativamente brevi. Il rilievo fotogrammetrico è stato accompagnato da un rilievo topografico, effettuato tramite stazione totale, indispensabile per la successiva georeferenziazione del modello tridimensionale, il quale è stato realizzato per mezzo del programma Agisoft PhotoScan (versione 1.2.0.2127), software che esegue l'elaborazione fotogrammetrica di immagini digitali e genera dati spaziali 3D. La disponibilità di ulteriori dati acquisiti in passato riguardanti il fronte del polo 1 e l'antecedente fronte principale di avanzamento del polo 3 ha altresì permesso la realizzazione dei modelli tridimensionali ad essi relativi.

2.5 Analisi di stabilità

L'analisi di stabilità dei fronti di cava è stata effettuata applicando due approcci differenti, il primo all'equilibrio limite mentre il secondo agli elementi distinti.

2.5.1 Metodo all'equilibrio limite

Il metodo all'equilibrio limite (Limit Equilibrium Method, LEM) consiste nello studiare l'equilibrio di un corpo rigido costituito dal pendio e da una superficie di scorrimento di forma generica, la quale separa la parte di pendio stabile da quella potenzialmente instabile. La parte stabile inferiore rimane indeformata e non subisce rotture mentre si suppone che la massa superiore, fino al momento della rottura, non subisca deformazioni (si assume quindi un comportamento a rottura rigido perfettamente plastico). Per ogni potenziale superficie di scivolamento è possibile calcolare lo sforzo di taglio totale mobilitato (τ_m) e la resistenza al taglio disponibile (τ_f), valutata secondo il criterio di rottura di Mohr-Coulomb, il cui confronto fornisce una prima indicazione della stabilità attraverso la determinazione del fattore o coefficiente di sicurezza (F_s), definito come:

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

Se $F_s > 1$ si è in condizioni di stabilità, se $F_s = 1$ ci si trova in condizioni critiche mentre se $F_s < 1$ il pendio si trova in condizioni instabili dovute ad un generalizzato deficit di resistenza.

Anche se le porzioni potenzialmente instabili sono definibili in uno spazio tridimensionale, l'analisi viene effettuata, nella maggioranza dei casi, in condizioni di deformazione piana: il calcolo viene sviluppato sopra una striscia rappresentativa di larghezza unitaria, quindi sostanzialmente bidimensionale, della superficie di potenziale scivolamento.

Un altro assunto fondamentale dei metodi LEM è che nel caso di variabilità delle caratteristiche di resistenza al taglio lungo la superficie di scivolamento, sebbene l' F_s possa essere in realtà localmente variabile, esso vien assunto costante lungo tutta la superficie di potenziale scivolamento. In altre parole, si suppone che ovunque sulla medesima superficie si abbia la stessa frazione di resistenza al taglio mobilitata rispetto a quella massima mobilizzabile. Inoltre, l' F_s dev'essere valutato su un numero rappresentativo di superfici generate entro il volume del pendio. In tal modo, il fattore di sicurezza del pendio sarà quello che compete alla superficie di scorrimento con F_s più basso, la quale prende il nome di superficie critica.

Tra i metodi dell'equilibrio limite esistenti alcuni considerano l'equilibrio globale del corpo rigido mentre altri, a causa della non omogeneità, dividono la massa interessata dal possibile scivolamento in elementi (conci), delimitati da superfici verticali e considerano l'equilibrio di ciascuno di essi. Questi ultimi vengono definiti metodi dell'equilibrio limite dei conci.

Su ogni concio vengono definite le seguenti forze e grandezze (Fig. 2.5.1):

b_i = larghezza del concio i-esimo;

α_i = angolo di inclinazione della base del concio i-esimo;

l_i = larghezza della base del concio i-esimo;

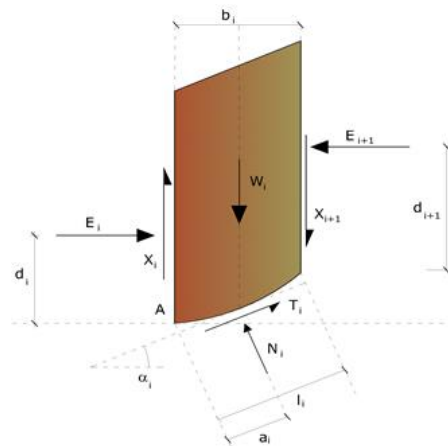


Figura 2.5.1: Dettaglio delle forze agenti e resistenti applicate su ogni singolo concio (geostru.eu).

W_i = peso del concio i-esimo;

N_i = reazione normale alla base del concio i-esimo;

a_i = distanza del punto di applicazione della N_i sulla base del concio i-esimo;

T_i = forza di taglio mobilitata sulla base del concio i-esimo;

E_i = forza normale d'interconcio agente sulla superficie del concio i-esimo;

d_i = distanza del punto di applicazione della E_i sulla superficie del concio i-esimo;

X_i = forza tangenziale d'interconcio agente sulla superficie del concio i-esimo.

Quindi, per ogni concio, si valutano le forze agenti e resistenti. Se il numero di conci è pari a n , il problema presenta le seguenti incognite:

- n valori delle forze normali N_i agenti sulla base di ciascun concio;
- n valori delle forze di taglio T_i agenti alla base del concio;
- $(n - 1)$ forze normali E_i agenti sulle facce verticali del concio;
- $(n - 1)$ forze tangenziali X_i agenti sulle facce verticali del concio;
- n valori della distanza del punto di applicazione delle N_i ;
- $(n - 1)$ valori della distanza del punto di applicazione delle E_i ;
- una incognita costituita dal fattore di sicurezza F_s .

Complessivamente le incognite sono:

$$n + n + (n - 1) + (n - 1) + n + (n - 1) + 1 = 6n - 2$$

Le equazioni a disposizione sono:

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

Quindi le equazioni disponibili sono:

$$n + n + n + n = 4n$$

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

$$6n - 2 - 4n = 2n - 2$$

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

I diversi metodi che si basano sulla teoria dell'equilibrio limite si differenziano per il modo in cui vengono eliminate le $n - 2$ indeterminazioni. In prima approssimazione, essi possono essere suddivisi in 2 categorie:

- procedure di calcolo semplificate: adottano l'ipotesi di risultante nulla delle forze agenti sulle superfici verticali dei conci;
- procedure di calcolo rigorose: le forze d'interconco non vengono trascurate.

Nel lavoro illustrato in questa tesi, l'analisi di stabilità all'equilibrio limite è stata effettuata utilizzando il software freeware SSAP (Slope Stability Analysis Program) nella versione 4.9.4. Esso è caratterizzato dalla presenza di 7 metodi di calcolo rigorosi che operano nell'ambito della verifica della stabilità secondo il metodo LEM valida sia per pendii in terreni sciolti che per ammassi rocciosi fratturati.

Tra i metodi proposti, si è utilizzato quello di Morgenstern & Price (1965). Esso stabilisce una relazione tra le componenti delle forze di interfaccia del tipo:

$$X = \lambda f(x) E$$

dove:

λ = fattore di scala;

$f(x)$ = funzione, dipendente della posizione di E e di X, che definisce una relazione tra la variazione della forza X e della forza E all'interno della massa scivolante. La funzione $f(x)$ è scelta arbitrariamente (costante, sinusoidale, semisinusoidale, trapezia, spezzata...).

Grazie all'introduzione di tale assunzione e dell'ulteriore costante λ , si ha la parificazione fra incognite e condizioni; il problema è dunque determinato.

La particolarità del metodo, che permette altresì l'adozione di una superficie di rottura di forma qualsiasi, è che la massa viene suddivisa in intervalli infinitesimi (Fig. 2.5.2) ai quali vengono imposti le equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale e verticale e di rottura sulla base dell'intervallo stesso.

Si perviene ad una prima equazione differenziale, l'equazione delle forze, che lega le forze d'interfaccia incognite (E e X), il coefficiente di sicurezza (Fs), il peso del concio infinitesimo (dW) e la risultante delle pressioni neutra alla base (dU):

$$c' \cdot \left(\frac{\alpha}{F_s}\right) + \tan \varphi' \cdot \left[\left(\frac{dW}{dx}\right) - \left(\frac{dX}{dx}\right) - \tan \alpha \cdot \left(\frac{dE}{dx}\right) - \sec \alpha \cdot \left(\frac{dU}{dx}\right) \right] = \left(\frac{dE}{dx}\right) - \tan \alpha \cdot \left[\left(\frac{dX}{dx}\right) - \left(\frac{dW}{dx}\right) \right]$$

nella quale appaiono, oltre ai termini già definiti in precedenza:

c' = coesione del materiale (in condizioni drenate);

φ' = angolo di attrito del materiale (in condizioni drenate).

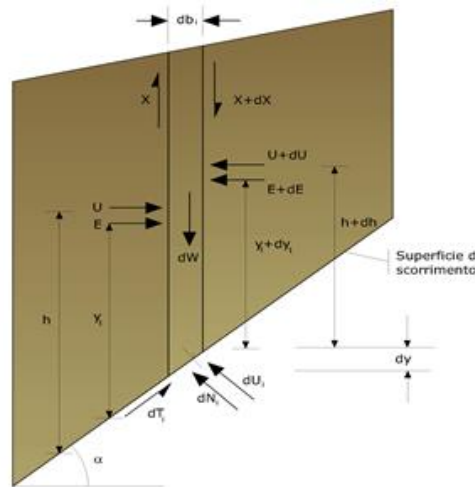


Figura 2.5.2: Forze agenti sul concio i-esimo secondo le ipotesi di Morgenstern & Price (geostru.eu).

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

$$X = \frac{d(Ey)}{dx} - y \cdot \frac{dE}{dx}$$

Queste due equazioni vengono estese per integrazione a tutta la massa interessata dal potenziale scivolamento.

Il software risolve il sistema di equazioni iterativamente, assumendo un valore di tentativo iniziale sia per F_s che per λ , fino a giungere a convergenza, ovvero fintanto che la differenza tra i due F_s e λ calcolati in iterazioni successive diventa minore di un certo valore assunto come soglia (generalmente 0.001).

La scelta dell'utilizzo del metodo di Morgenstern & Price (1965) è stata coadiuvata dal fatto che l'algoritmo iterativo di calcolo del fattore di sicurezza (Zhu, 2005) utilizzato dal software è stato originariamente sviluppato per tale metodo, il quale, oltre ad essere fra quelli raccomandati dall'autore del programma, è caratterizzato da una elevata affidabilità e stabilità numerica.

Come accennato in precedenza, il programma SSAP consente l'analisi di stabilità all'equilibrio limite sia di pendii in terreni sciolti, mediante l'applicazione del tradizionale criterio di rottura di Mohr-Coulomb, che di ammassi rocciosi fratturati, nei quali la resistenza dell'ammasso viene caratterizzata applicando il criterio di rottura generalizzato di Hoek-Brown (2002). Quest'ultimo è espresso come:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$$

dove:

σ'_1 e σ'_3 = stress principale efficace massimo e minimo a rottura;

σ_{ci} = resistenza a compressione semplice della matrice rocciosa;

m_b = valore ridotto della costante del materiale m_i definita dall'equazione:

$$m_b = m_i \cdot e^{\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right)}$$

s ed a = costanti determinate dalle seguenti equazioni:

$$s = e^{\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right)}$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3} \right)$$

Nelle equazioni sopra riportate, con il termine GSI si fa riferimento al Geological Strength Index mentre il parametro D è un fattore che dipende dal grado di disturbo subito dall'ammasso roccioso dovuto al danneggiamento provocato dall'escavazione ed al successivo rilassamento tensionale. Esso varia da 0 per masse indisturbate, a 1 per ammassi rocciosi molto disturbati.

A partire dal criterio di rottura di Hoek-Brown è possibile determinare gli equivalenti parametri di coesione (c') ed angolo di attrito (ϕ') dell'ammasso roccioso costituenti il criterio di rottura di Mohr-Coulomb. Ciò avviene fittando mediante una relazione lineare la curva generata dalla risoluzione dell'equazione espressione del criterio di Hoek-Brown in un range di valori dello stress principale minimo σ_3 compreso fra σ_t e σ'_{3max} (Fig. 2.5.3).

Il valore di resistenza a trazione σ_t è definito dalla relazione:

$$\sigma_t = -\frac{s \sigma_{ci}}{m_b}$$

Il valore di σ'_{3max} , limite superiore dello stress di confinamento entro al quale la relazione fra i due criteri è considerata, dipende invece dall'applicazione specifica.

Nel caso di versanti si ha che:

$$\frac{\sigma'_{3max}}{\sigma'_{cm}} = 0.72 \left(\frac{\sigma'_{cm}}{\gamma H} \right)^{-0.91}$$

nella quale:

σ'_{cm} = resistenza a compressione dell'ammasso roccioso, ricavabile dall'equazione:

$$\sigma'_{cm} = \sigma_{ci} \frac{[m_b + 4s - a(m_b - 8s)] \left(\frac{m_b}{4} + s \right)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)}$$

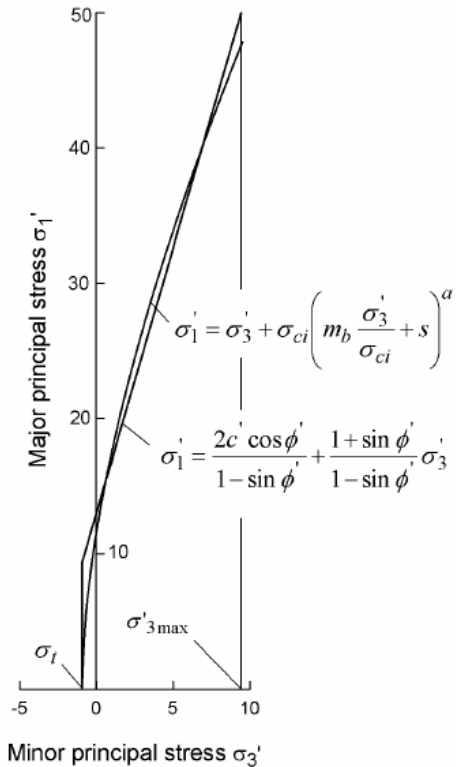


Figura 2.5.3: Relazioni fra gli stress principali massimo e minimo per Hoek-Brown e per l'equivalente criterio di Mohr-Coulomb (Hoek et al., 2002).

γ = peso specifico della matrice rocciosa;

H = altezza del versante.

Il processo di fitting avviene mediante il bilanciamento delle aree superiori ed inferiori all'involuppo di Mohr-Coulomb ed il risultato sono le seguenti equazioni:

$$\phi' = \text{sen}^{-1} \left[\frac{6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}} \right]$$
$$c' = \frac{\sigma_{ci}[(1+2a)s + (1-a)m_b\sigma'_{3n}](s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a)\sqrt{1 + [6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}]/[(1+a)(2+a)]}}$$

nelle quali:

$$\sigma'_{3n} = \frac{\sigma'_{3\max}}{\sigma_{ci}}$$

È necessario ricordare che la resistenza meccanica di un ammasso roccioso nel suo insieme è generalmente più bassa rispetto a quello degli elementi di roccia intatta che lo compongono. Ciò accade in quanto la resistenza meccanica complessiva è funzione della resistenza meccanica degli elementi di roccia intatta e di una serie di caratteristiche dell'ammasso: presenza e distribuzione di fessure e giunti; effetti di disturbo esterni quali scavi, trivellazione e uso di esplosivi; variabilità delle caratteristiche dell'ammasso alla scala dell'affioramento, indotta da discontinuità litologiche e strutturali.

Un'ulteriore caratteristica del software SSAP è quella di permettere di effettuare agevolmente l'analisi di stabilità in condizioni dinamiche, ovvero in presenza di sismi, secondo il metodo pseudostatico in conformità alle Nuove Norme Tecniche: Decreto 14 gennaio 2008 "Norme tecniche per le costruzioni" (successivamente identificate con l'acronimo NTC 2008).

In questo caso viene applicata, oltre ai coefficienti correttivi previsti dalla normativa secondo l'approccio 1 combinazione 2, un'ulteriore forza nel baricentro di ogni concio che rappresenta l'azione sismica, le cui componenti orizzontale (Fh) e verticale (Fv) sono calcolate nel seguente modo:

$$F_h = K_h W_i$$

$$F_v = K_v W_i$$

Il termine W_i indica, come in precedenza, il peso del concio i -esimo mentre l'indice K_h rappresenta il coefficiente sismico orizzontale, corrispondente ad una frazione del valore dell'accelerazione orizzontale efficace indotta dal sisma, ed è definito dalla relazione:

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

dove:

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa in sito;

a_{\max} = accelerazione massima attesa in sito;

g = accelerazione di gravità.

L'accelerazione massima attesa in sito può essere valutata con la relazione:

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

nella quale:

S_s = coefficiente di amplificazione per la tipologia di sottosuolo;

S_t = coefficiente di amplificazione topografica;

a_g = accelerazione massima orizzontale;

Il coefficiente sismico verticale viene invece assunto, conformemente a quanto dichiarato dalla normativa sismica vigente, pari alla metà del coefficiente sismico orizzontale, ovvero:

$$K_v = \pm 0.5 K_h$$

L'applicazione dei coefficienti sismici sopra descritti determina, rispetto alle condizioni statiche, una riduzione significativa del valore del fattore di sicurezza.

2.5.2 Metodo agli elementi distinti

Il metodo agli elementi distinti (Distinct Element Method, DEM), formulato nella sua prima edizione da Cundall nel 1971, è un metodo che bene si adatta allo studio della meccanica di un ammasso roccioso fratturato, dunque anche ai problemi inerenti la stabilità di versanti in roccia, in quanto esso prevede una discretizzazione del mezzo secondo blocchi rigidi o deformabili generati sulla base delle caratteristiche d'orientazione e di persistenza delle discontinuità. Il metodo prevede che i blocchi interagiscano lungo le discontinuità che li separano le quali, a loro volta, sono caratterizzate dal tipo di contatto esistente tra i due blocchi che può avvenire tra gli spigoli e/o le facce. Le forze di contatto e gli spostamenti alle interfacce sono ricavati attraverso un procedimento di calcolo esplicito nel tempo che permette grandi spostamenti e grandi rotazioni dei blocchi, nel quale i movimenti di ogni elemento distinto vengono calcolati indipendentemente ad ogni sequenza di calcolo fintanto che, con l'iterazione del processo, si ottiene la configurazione all'equilibrio o a rottura.

Il movimento dei blocchi è generato dalla propagazione delle perturbazioni attraverso il sistema causate dall'applicazione di carichi o forze di volume. Ciò si traduce in un processo dinamico nel quale la velocità di propagazione dipende dalle proprietà fisiche del sistema, proprietà che devono essere attribuite separatamente, essendo il mezzo discontinuo, sia al materiale roccioso che alle discontinuità.

La tipologia di analisi agli elementi distinti è implementata in molteplici software tra i quali compare anche il programma utilizzato in questa circostanza, ovvero UDEC (Universal Distinct Element Code) nella versione 6.0, applicazione di analisi DEM bidimensionale.

L'algoritmo utilizzato dal software si basa sull'applicazione di due leggi fondamentali (Fig. 2.5.4):

- legge forza-spostamento: governa le interazioni tra i blocchi ed è applicata a tutti i contatti;

- secondo principio della dinamica: caratterizza tutti i blocchi e ne definisce il moto quando sono loro applicate le forze non bilanciate ed i momenti che ne derivano.

In caso di blocchi deformabili si aggiunge un'ulteriore condizione basata sulla legge costitutiva tensione-deformazione la quale, sfruttando i parametri elastici degli elementi distinti, fornisce l'informazione dello stato tensionale interno ai blocchi.

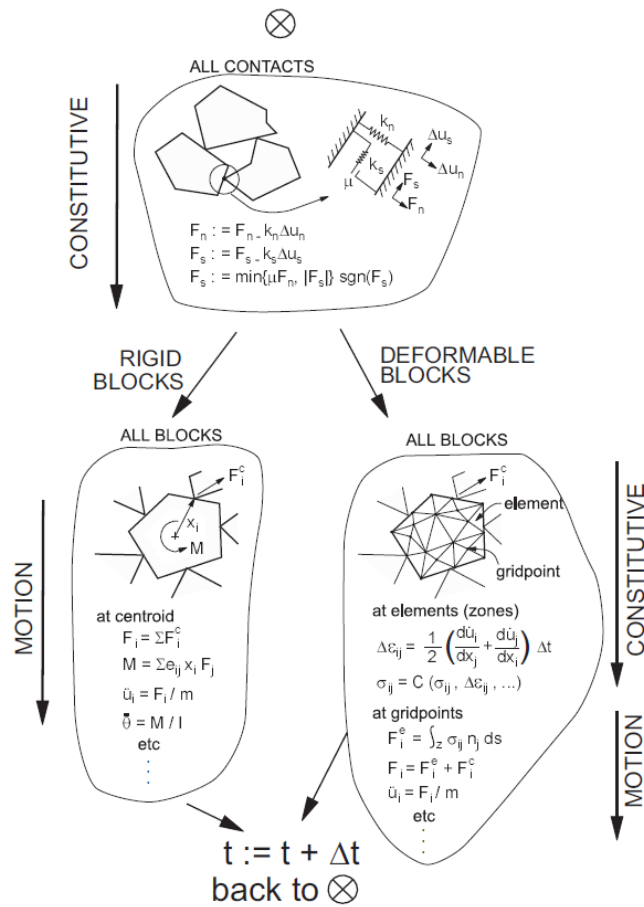


Figura 2.5.4: Ciclo di calcolo applicato dai metodi agli elementi distinti (Manuale UDEC).

Legge forza-spostamento: le interazioni tra i blocchi, come già detto, avvengono attraverso i loro contatti, i quali possono essere di tipo spigolo-spigolo, spigolo-faccia e faccia-faccia. Le interazioni attraverso i contatti spigolo-spigolo o spigolo-faccia sono governate da leggi del tipo:

$$\Delta F_n = k_n \cdot \Delta u_n$$

$$\Delta F_s = k_s \cdot \Delta u_s$$

nelle quali ΔF_n e ΔF_s sono gli incrementi delle forze normali e tangenziali che si hanno quando si ha un aumento dello spostamento normale (Δu_n) e tangenziale (Δu_s) lungo i contatti, mentre k_n e k_s sono, rispettivamente, le rigidità normale e di taglio che si hanno ai contatti, espresse in termini di forza. Per evitare di avere grandi sollecitazioni in questo tipo di contatti, gli spigoli vengono arrotondati di una quantità determinata dall'operatore.

A riguardo dei contatti faccia-faccia si hanno le stesse relazioni viste sopra, ma espresse in termini di sollecitazioni:

$$\Delta s = k_n \cdot \Delta u_n$$

$$\Delta t = k_s \cdot \Delta u_s$$

dove Δs e Δt sono gli incrementi di tensione normale e di taglio.

Equazione del moto: il moto di ogni blocco individuale è dato dal modulo e dalla direzione della risultante delle forze non bilanciate agente sul suo baricentro. Se si considera il moto unidimensionale di una massa soggetta ad una forza variabile $F(t)$, la seconda legge di Newton può essere scritta come:

$$\frac{du'}{dt} = \frac{F}{m}$$

nella quale:

u' = velocità;

t = tempo;

m = massa.

La sua approssimazione centrale al tempo t è pari a:

$$\frac{du'}{dt} = \frac{u'(t+\Delta t/2) - u'(t-\Delta t/2)}{\Delta t}$$

Sostituendo e riarrangiando si ottiene:

$$u'(t+\Delta t/2) = u'(t-\Delta t/2) + \frac{F(t)}{m} \Delta t$$

Con la velocità così calcolata nel punto medio del timestep, è possibile esprimere lo spostamento come:

$$u^{(t+\Delta t)} = u^{(t)} + u'^{(t+\Delta t/2)} \cdot \Delta t$$

Per blocchi in due dimensioni che sono soggetti a molteplici forze e alla gravità, le equazioni di velocità diventano:

$$u'_{x,y}{}^{(t+\Delta t/2)} = u'_{x,y}{}^{(t-\Delta t/2)} + \left(\frac{\sum F_{x,y}{}^{(t)}}{m} + g_{x,y} \right) \Delta t$$

$$\theta'^{(t+\Delta t/2)} = \theta'^{(t-\Delta t/2)} + \left(\frac{\sum M^{(t)}}{I} \right) \Delta t$$

dove:

θ' = velocità angolare del blocco attorno al suo baricentro;

I = momento di inerzia del blocco;

$\sum M$ = momento totale agente sul blocco;

$u'_{x,y}$ = componenti della velocità del baricentro del blocco;

$g_{x,y}$ = componenti dell'accelerazione di gravità.

Tali equazioni di velocità vengono utilizzate per determinare la nuova posizione del blocco per mezzo delle relazioni:

$$x^{(t+\Delta t)} = x^{(t)} + u'_x{}^{(t+\Delta t/2)} \cdot \Delta t$$

$$y^{(t+\Delta t)} = y^{(t)} + u'_y{}^{(t+\Delta t/2)} \cdot \Delta t$$

$$\theta^{(t+\Delta t)} = \theta^{(t)} + \theta'^{(t+\Delta t/2)} \cdot \Delta t$$

nelle quali:

θ' = rotazione del blocco attorno al suo baricentro;

x,y = coordinate cartesiane del baricentro del blocco.

Le rotazioni tuttavia non vengono memorizzate bensì vengono utilizzate per aggiornare la posizione dei vertici dei blocchi.

Il funzionamento del software in sintesi è il seguente: il programma esegue dei cicli di calcolo ad ogni timestep nei quali, per ognuno di essi, gli input per le equazioni

sono in parte dati da valori fissi stabiliti dall'operatore (ad esempio l'accelerazione di gravità, le dimensioni e la densità dei blocchi ecc.) ed in parte dati dai risultati dei precedenti cicli di calcolo. Questo perché il programma ad ogni intervallo temporale non compie tutti i calcoli, ma determina solo gli incrementi rispetto alla situazione del precedente ciclo. Ad ogni timestep vengono prodotte nuove posizioni dei blocchi che a loro volta generano nuove forze di contatto. Le forze ed i momenti risultanti vengono utilizzati per calcolare le accelerazioni lineari e angolari di ciascuno blocco. Le velocità e gli spostamenti dei blocchi sono determinati dall'integrazione incrementale nel tempo.

La procedura viene ripetuta fino a quando si giunge ad uno stato soddisfacente di equilibrio, contraddistinto dal raggiungimento del valore della massima forza non bilanciata pari allo 0.01% del suo valore iniziale, o a rottura.

Il programma dà la possibilità di assegnare ai blocchi e ai set di discontinuità un modello di comportamento differente in relazione al tipo di materiale presente e alle sollecitazioni alle quali saranno sottoposti. È possibile scegliere fra più modelli, fra i quali quello di Mohr-Coulomb ed il modello elastico che sono tra i più utilizzati per la loro semplicità.

Qualsiasi input al programma dev'essere fornito mediante appositi comandi che permettono di comporre il modello da analizzare, ovvero di definirne le caratteristiche geometriche, le proprietà meccaniche, i modelli di comportamento, le condizioni idrauliche e le condizioni al contorno. Tali comandi possono essere assegnati o direttamente per mezzo dell'interfaccia grafica, o mediante la redazione di un data file in formato ASCII che potrà successivamente essere "letto" dal software.

3. Risultati

3.1 *Assetto dell'area di studio*

La porzione di territorio presa in esame è visionabile nell'allegato 1. In esso sono altresì riportate le sezioni geologiche realizzate.

Assetto litostratigrafico

Nella sua definizione si è ritenuto opportuno non estendere la descrizione della successione stratigrafica alle unità arealmente poco rappresentate nella porzione di territorio considerata in quanto tali formazioni risultano avere una valenza secondaria per i fini proposti in questo elaborato. Con tale premessa, la successione stratigrafica dell'area di studio è rappresentata da:

- Formazione di Monte Zugna (Hettangiano - Sinemuriano p.p.): rappresenta l'unità inferiore del gruppo dei Calcari Grigi e, nell'area di interesse, ne è anche l'unica testimonianza. La formazione è costituita da sequenze cicliche di calcari micritici e oolitico-bioclastici biancastri o nocciola in strati medi o in banchi, molto bioturbati a tetto e permeati da peliti varicolori che li ricoprono per spessori centimetrici. Tale litofacies, interpretata come subtidale, termina verso l'alto con calcari micritici pseudonodulari più o meno marnosi, alternati a sottili interstrati pelitici scuri.
È assente nell'area la litofacies peritidale ed il passaggio con la soprastante formazione del Rosso Ammonitico Veronese è netto a causa della presenza di un'unconformity. Lo spessore stimato è di 300-350 metri.
- Rosso Ammonitico Veronese (Bajociano superiore - Tortoniano superiore): la formazione è suddivisibile, in base ai caratteri litologici macroscopici, in tre membri: inferiore, intermedio e superiore. Essi però non sono sempre presenti ubiquitariamente nell'intero altopiano; ne è un esempio l'area di studio in quanto nella zona è assente il membro intermedio.

Il membro inferiore è costituito da wackestone-packstone rossastri in banchi metrici, di aspetto massiccio, a prevalente facies pseudonodulare. Il passaggio all'unità soprastante è netto e localmente segnato da un hard-ground. Il suo spessore nell'area di interesse si aggira attorno a 2-3 m.

Il membro superiore è invece costituito da calcari spiccatamente nodulari, rosati e rossastri, in strati decimetrici, separati da una matrice di colore rosso mattone più argillosa la cui maggiore erodibilità rispetto ai noduli calcarei ne enfatizza la stratificazione. L'unità ha una potenza compresa tra gli 8 e i 13 metri.

Il passaggio alla sovrastante formazione della Maiolica è graduale, con progressiva diminuzione dell'aspetto nodulare e della colorazione rossastra, che tende verso toni bianco-rosati.

Il limite superiore del Rosso Ammonitico Veronese è posto alla comparsa di nette superfici di stratificazione piano-parallele ed al prevalere delle tonalità biancastre.

- Maiolica (Turoniano superiore - Barremiano superiore): nei 15-20 metri basali la formazione è costituita da calcari micritici a frattura concoide, leggermente nodulari, biancastri con tonalità variabili dal rosa pallido al verdino, suddivisi in strati spessi da 20 cm al metro, attraversati da marcate superfici stilolitiche. La selce è presente in noduli e liste di colore rosso o bruno giallastro.

Superiormente i calcari assumono una colorazione decisamente bianca, la stratificazione diventa più sottile (5-10 cm) e la selce aumenta di frequenza con tonalità grigio scure. Nell'intervallo medio-alto compaiono interstrati marnosi grigi, più frequenti nella parte sommitale. La potenza stimata della formazione è di circa 250 metri.

Assetto tettonico

Gli strati si presentano suborizzontali o debolmente inclinati per la presenza di due deboli strutture plicative aventi direzione circa E-W. Numerose invece le strutture

deformative fragili aventi direzione NNW-SSE che constano in faglie dirette e trascorrenti destre, gran parte di quest'ultime probabilmente espressione della riattivazione delle antecedenti strutture mesozoiche come faglie di svincolo durante la fase tettonica Neoalpina.

Assetto geomorfologico

Data la massiccia presenza di litotipi carbonatici e l'intensa attività tettonica occorsa risultano particolarmente frequenti le evidenze di importanti fenomeni carsici che danno luogo ad una intensa circolazione sotterranea ed alla conseguente mancanza di flussi idrici superficiali se non in concomitanza con eventi piovosi molto intensi. Nell'area sono infatti presenti solamente solchi di ruscellamento concentrato dovuti a corsi d'acqua torrentizi a carattere effimero e forme geomorfologiche tipiche dell'ambiente carsico quali doline e inghiottitoi.

Per quanto riguarda i fenomeni di dissesto, dalla consultazione dell'archivio IFFI è emerso un solo caso di scivolamento rotazionale/traslato di dimensioni limitate che ha interessato un terreno agricolo nei pressi dell'abitato di Rubbio.

Significativo è invece l'impatto antropico sul territorio dovuto alla presenza di numerose attività estrattive sia attive che inattive.

Assetto idrogeologico

I caratteri idrogeologici del territorio sono profondamente influenzati dall'elevata permeabilità secondaria per fratturazione delle formazioni litoidi presenti. Infatti, come accennato in precedenza, nell'area in esame si assiste alla pressoché mancanza di una circolazione attiva nella rete di drenaggio superficiale, pur in presenza di apporti meteorici cospicui (circa 1500 mm/anno), a causa del rapido assorbimento dei deflussi idrici superficiali che costringe la circolazione idrica a seguire principalmente le forme carsiche ipogee. Anche le manifestazioni sorgentizie presenti nella zona drenano portate trascurabili e rimangono secche per gran parte dell'anno.

3.2 Modello geologico concettuale del sottosuolo

Come accennato al capitolo 2.1, la realizzazione di un modello geologico tridimensionale di inquadramento ha previsto l'elaborazione dei dati reperiti svoltasi in due fasi distinte:

1. Elaborazione all'interno di un sistema GIS: in questo specifico caso è stato utilizzato il software ArcGIS (versione 10.4.1). All'interno di ArcMap, modulo di ArcGIS per la geo-visualizzazione dei dati territoriali, come prima operazione sono stati caricati i file contenenti la carta tecnica regionale in formato raster alla scala 1:10000, il DEM e la porzione di carta geologica riferente l'area di studio estrapolata dal foglio 082-Asiago. Quindi si è proceduto a georeferenziare il ritaglio di carta geologica sfruttando i punti omologhi esistenti fra esso e la CTR. In seguito, a partire dal DEM, per mezzo del Tool "Raster to Point" si è creato uno shapefile puntuale i cui punti contenevano l'informazione relativa alla quota della corrispondente cella quadrata di lato di 5 m appartenente al raster dal quale sono stati estrapolati. In questo shapefile si è dunque proceduto a lavorare sulla tabella degli attributi (Fig. 3.2.1): si sono aggiunti due nuovi campi nei quali sono state calcolate le coordinate x e y di ogni singolo punto. Poi, con il comando "Extract Multi Values to Point" si è assegnato ad ogni punto il valore di colore RGB del corrispondente pixel costituente la carta geologica georeferenziata.

FID	Shape	POINTID	Z	X	Y	Red	Green	Blue
23079	Point	135422	1154.998047	1705480.5	5080254.5	77	74	41
23080	Point	135423	1155.041992	1705485.5	5080254.5	157	157	123
23081	Point	135424	1154.797974	1705490.5	5080254.5	157	159	120
23082	Point	135425	1154.287964	1705495.5	5080254.5	172	175	128

Figura 3.2.1: Dettaglio della tabella degli attributi dello shapefile puntuale realizzato.

Infine, si è esportata la tabella degli attributi così realizzata in formato testo.

2. Elaborazione all'interno di CloudCompare: importando il file .txt creato in precedenza viene proiettata la nuvola di punti costituita da oltre un milione e mezzo di elementi (Fig. 3.2.2).

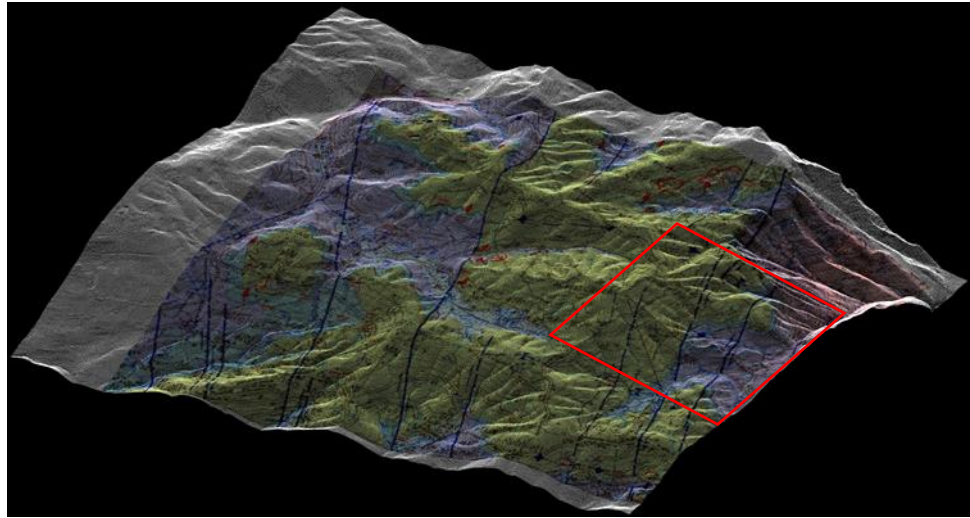


Figura 3.2.2: Render dello shapefile puntuale proiettato all'interno del programma CloudCompare. Il riquadro in rosso evidenzia la porzione di territorio della quale ne è stato realizzato il modello geologico tridimensionale.

Quindi, essendo l'area troppo vasta per il fine proposto, si è proceduto ad isolare l'area in cui sono localizzati i due fronti di cava. In essa, attivando il plugin "Compass", si sono digitalizzati i limiti stratigrafici e gli elementi tettonici presenti, ed integrando tali dati con quelli provenienti dalle sezioni geologiche precedentemente realizzate, è stato possibile definire il modello geologico concettuale del sottosuolo riportato in Figura 3.2.3.

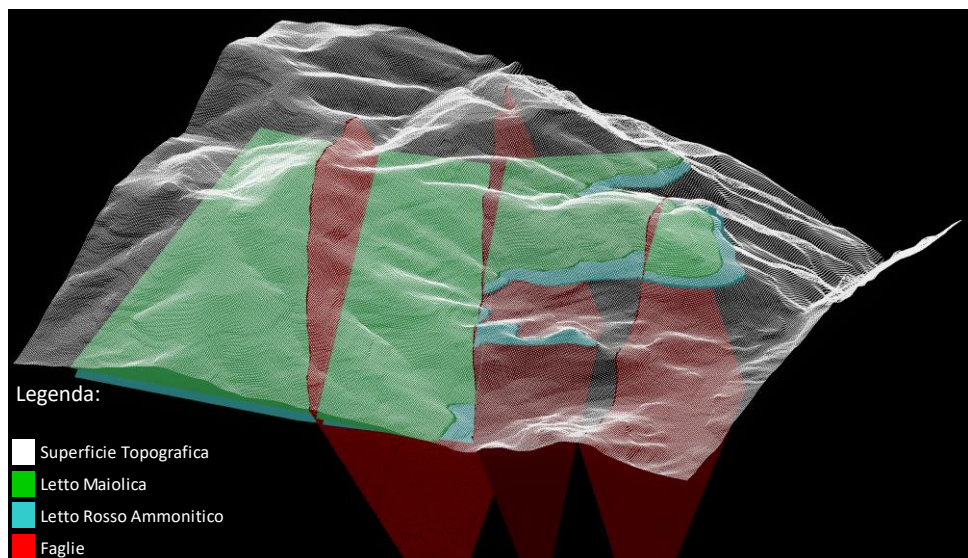


Figura 3.2.3: Render del modello geologico concettuale tridimensionale del sottosuolo.

3.3 Rilievo geomeccanico

Il rilievo, eseguito in data 27/05/2018, ha previsto l'esecuzione di due stazioni geomeccaniche posizionate l'una circa ortogonalmente all'altra al fine di ottenere la campionatura delle informazioni nelle tre dimensioni.

La prima scan-line, della lunghezza di 20 metri, è stata eseguita sul fronte principale di avanzamento (Fig. 3.3.1) mentre la seconda, di 11 metri, è stata realizzata lungo uno spaccato presente sul lato sinistro della parete. I report geomeccanici completi delle due stazioni realizzate sono riportati nell'allegato 2.

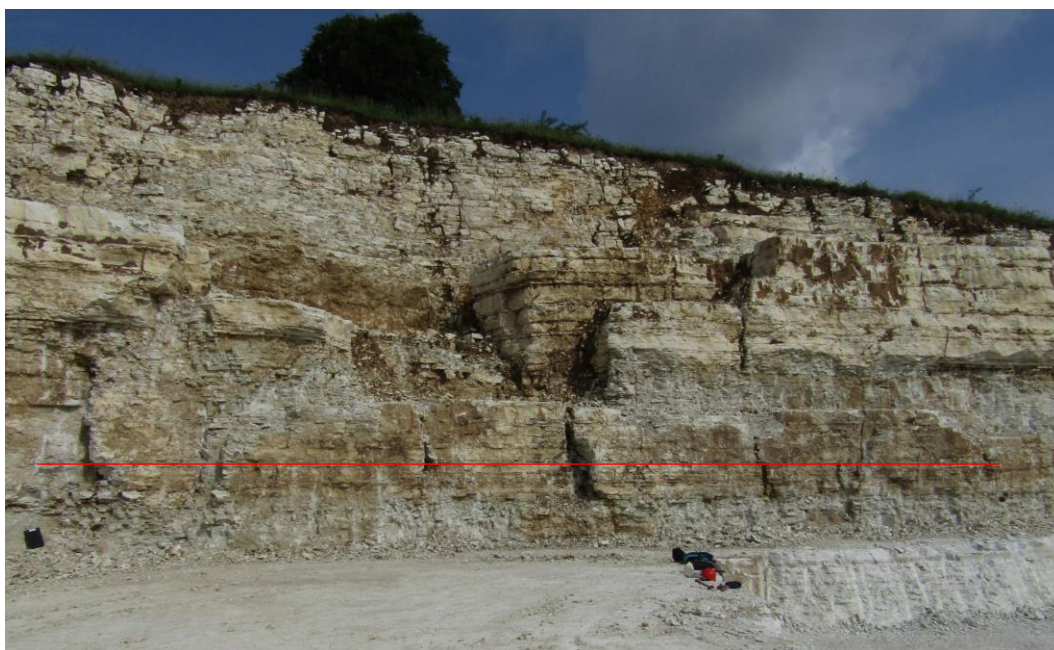


Figura 3.3.1: Fronte di scavo principale del polo 3. La linea rossa identifica la posizione della linea di scansione realizzata avente lunghezza di 20 m.

Quindi si è proceduto all'elaborazione dei dati reperiti in maniera indipendente per ogni stazione e successivamente, le informazioni estrapolate sono state fatte confluire in un unico modello geomeccanico dell'ammasso roccioso.

Le giaciture delle discontinuità misurate sono state rappresentate come poli dei piani in proiezione stereografica equiareale (emisfero inferiore) per mezzo del software Dips (versione 5.1). La loro rappresentazione grafica, anche mediante contour della concentrazione, ha permesso di suddividere le discontinuità in 5 famiglie principali: stratificazione (S) e 4 famiglie di giunti (K1, K2, K3, K4) (Fig. 3.3.2 e 3.3.3).

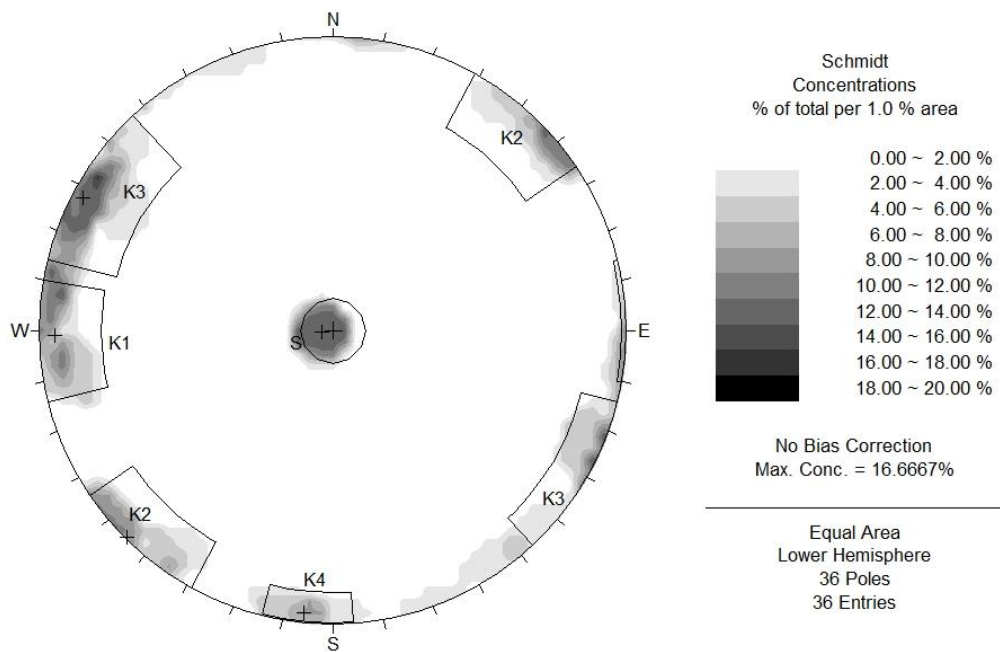


Figura 3.3.2: Contour plot dei poli delle discontinuità collezionate nelle due stazioni geomeccaniche. Le finestre rappresentate identificano le varie famiglie di discontinuità.

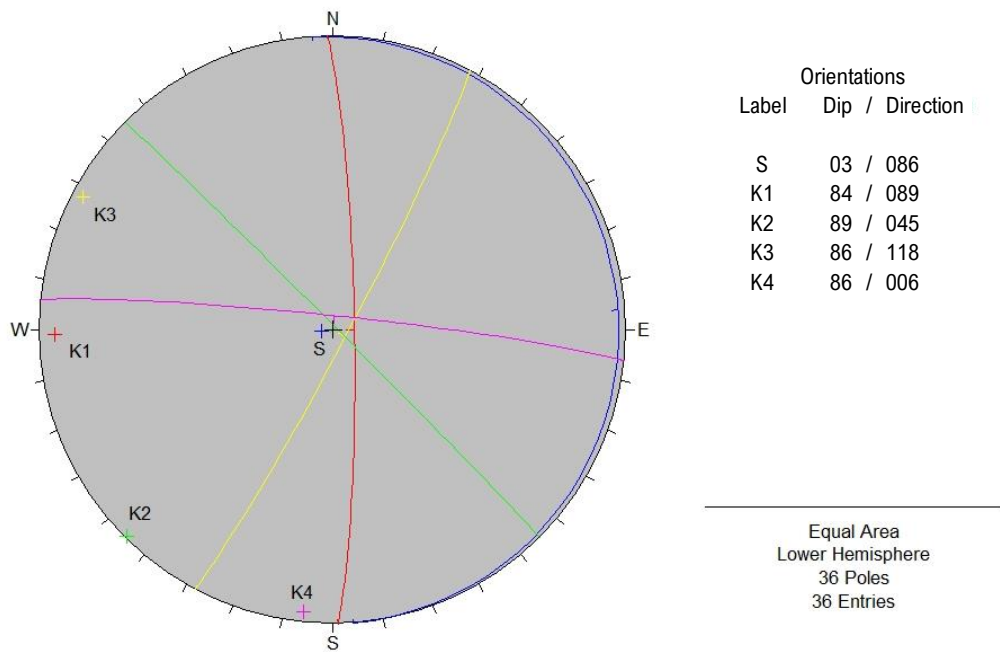


Figura 3.3.3: Plot dei piani e dei rispettivi poli medi di ogni famiglia di discontinuità.

Gli ulteriori dati invece sono stati elaborati grazie al software Microsoft Excel.

La spaziatura reale di ogni famiglia di discontinuità è stata ottenuta proiettando lungo la normale alla giacitura media di ogni famiglia, il valore della mediana delle spaziature apparenti, ciascuna calcolata come differenza fra l'intersezione con la scan-line di due discontinuità consecutive appartenenti alla medesima famiglia.

Un'eccezione è stata fatta per il calcolo della spaziatura della stratificazione in quanto la giacitura di tale discontinuità risulta essere pressoché parallela alla linea di scansione. In questa circostanza si è determinato, per ogni metro lineare di scan-line, il numero di strati presenti in un metro quadro e si è assunto come valore di spaziatura reale, il valore assunto dalla mediana delle spaziature calcolate come il reciproco del numero di strati individuati per ogni metro lineare di scan-line.

Come valore di apertura della famiglia si è preso il valore mediano delle aperture delle discontinuità appartenenti alla stessa famiglia mentre, per quanto riguarda il riempimento, si è assunta la caratteristica più frequente. La persistenza di ogni famiglia è stata definita dal valore medio delle somme delle semitracce superiori ed inferiori di ogni discontinuità ad essa appartenente.

Anche come valore di JRC (Joint Roughness Coefficient) si è assunto il valore medio delle rugosità delle discontinuità appartenenti alla stessa famiglia.

Inoltre, è necessario precisare che tutte le discontinuità individuate si presentavano asciutte o leggermente umide.

Per la stima della resistenza a compressione delle pareti delle discontinuità (JCS) e del loro grado di alterazione si è utilizzato il martello di Schmidt. Su ogni discontinuità che presentava una superficie accessibile si sono effettuate un totale di 20 prove utili, le prime 10 su superficie naturale, quindi potenzialmente alterata, mentre le rimanenti 10 sulla medesima superficie trattata mediante abrasione con smeriglio. Tutte le misure sono state prese con lo sclerometro posizionato in direzione sub-orizzontale, eccetto che per la stratificazione.

Quindi, per ogni set costituito da 10 di valori di rimbalzo, si è fatta la media dei 5 valori maggiori così da ottenere, per ogni discontinuità, un unico valore di rimbalzo sia per la superficie alterata (r) che per la superficie abrasa (R).

Il grado di alterazione, determinato per le singole famiglie di discontinuità, è stato definito come valore medio dei rapporti r/R calcolati su ogni discontinuità appartenente alla stessa famiglia.

Per quanto riguarda invece i valori di JCS, per una loro più agevole determinazione si è deciso di ricavare l'equazione dello sclerometro che relazionasse il valore di rimbalzo con la resistenza a compressione delle pareti della discontinuità. Partendo dal classico grafico del martello di Schmidt (Hoek e Bray, 1981) si sono determinati, a partire da alcuni indici di rimbalzo Q scelti arbitrariamente e definiti sull'ascissa corrispondente ad una orientazione del martello sub-orizzontale, i corrispettivi valori di JCS risultanti con l'intersezione della retta che identifica un peso specifico della roccia pari a 26 kN/m^3 , valore scelto in quanto è il più prossimo al valore medio del materiale, quest'ultimo determinato sui provini realizzati per l'esecuzione delle prove di compressione semplice. Quindi i dati così ottenuti sono stati plottati in un grafico il quale in ascissa presenta il valore dell'indice di rimbalzo Q , mentre in ordinata il valore di JCS espresso in megapascal (MPa). I punti sono stati infine interpolati mediante la realizzazione di una linea di tendenza di tipo esponenziale, e se ne è visualizzata l'equazione corrispondente (Fig.3.3.4).

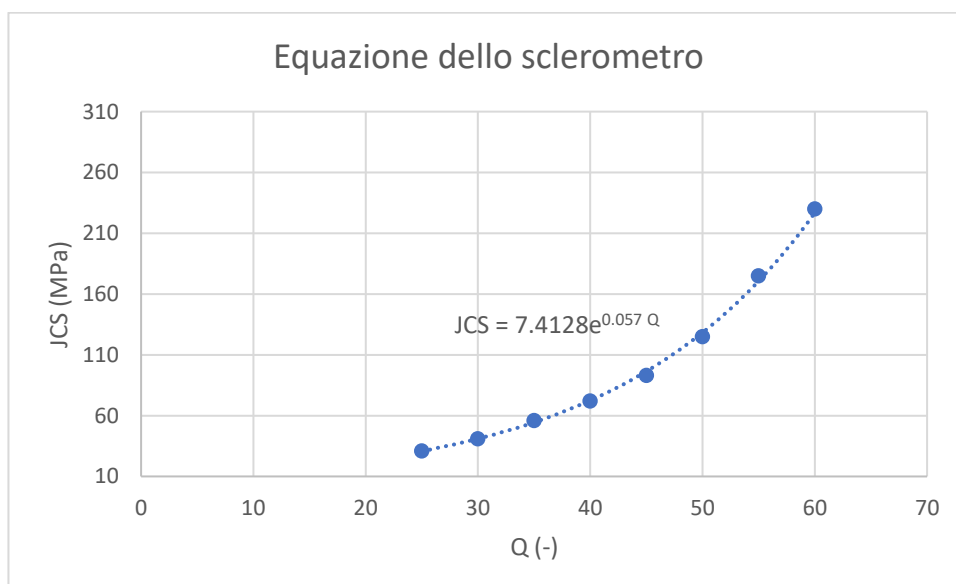


Figura 3.3.4: Equazione dello sclerometro valida per una posizione sub-orizzontale del martello di Schmidt e per un peso specifico della roccia pari a 26 kN/m^3 .

La resistenza a compressione delle pareti delle discontinuità non alterate è stata calcolata a partire dal valore medio definito fra tutti gli indici R determinati sulle discontinuità indipendentemente dall'appartenenza alle varie famiglie. Il valore JCS restituito è stato di 128 MPa, corrispondente ad un indice di rimbalzo medio di 50.

La resistenza a compressione delle pareti delle discontinuità alterate invece è stata ottenuta, come per il grado di alterazione, su ogni famiglia di discontinuità a partire dal valore medio fra gli indici r delle discontinuità appartenenti alla medesima famiglia.

In Tabella 3.3.1 sono riportati i parametri delle discontinuità individuati.

	<i>S</i>	<i>K1</i>	<i>K2</i>	<i>K3</i>	<i>K4</i>
<i>Dip</i> (°)	03	84	89	86	86
<i>Dip direction</i> (°)	086	089	045	118	006
<i>Spaziatura reale</i> (m)	0.09	1.76	3.02	1.16	2.43
<i>Apertura</i> (mm)	0	30	35	1.5	10
<i>Persistenza</i> (m)	> 5	2.13	1.75	2.81	2.6
<i>Riempimento</i> (-)	/	I	I	I	I
<i>JRC</i> (-)	8	12	15	12	13
<i>r/R</i> (-)	0.95	0.81	0.93	0.85	0.87
<i>JCS sup. alterata</i> (MPa)	108	73	104	83	86

Tabella 3.3.1: Tabella riassuntiva dei parametri ottenuti mediante il rilievo geomeccanico effettuato sul fronte del polo 3. Alla voce riempimento, la sigla I ne identifica la tipologia incoerente.

Il Volume del Blocco Unitario (VRU) viene espresso mediante i due indici *I_b* e *J_v*. L'indice *I_b* vuole rappresentare le dimensioni medie del blocco roccioso "tipico" ed è stato calcolato come valore medio del volume assunto da alcuni blocchi di taglia "tipica" scelti soggettivamente. Il suo valore è risultato essere pari a 2214 cm³.

L'indice *J_v* (Volumetric Joint Count) è invece stato stimato per mezzo dell'equazione di Palmström (1982):

$$J_v = \frac{1}{S_1} + \frac{1}{S_2} + \frac{1}{S_3} + \dots + \frac{1}{S_n} + \frac{N_r}{5\sqrt{A}}$$

nella quale:

S_n = spaziatura media della discontinuità (m);

N_r = numero di joint random individuati;

A = superficie dell'affioramento investigata (m^2).

Il valore di J_v così calcolato è di $13.3 \text{ joint}/m^3$ il quale, secondo la terminologia proposta dalle norme ISRM (1978), identifica dei piccoli blocchi.

Per quanto riguarda la definizione dell'indice RQD (Rock Quality Designation), esso è stato determinato secondo 3 differenti metodologie:

- Deere (Deere et al., 1963), ideatore dell'indice RQD:

$$RQD (\%) = 100 \sum_{i=1}^n \frac{X_{ti}}{L}$$

dove:

n = numero dei valori;

X_{ti} = lunghezze, definite come differenza fra l'intersezione con la scan-line di una discontinuità e quella precedente, maggiori di 10 cm;

L = lunghezza della linea di scansione.

In entrambe le stazioni geomeccaniche effettuate i valori di RQD così calcolati risultano essere del 100%, definendo una qualità dell'ammasso molto buona.

- Hudson e Priest (1979):

$$RQD (\%) = 100 e^{-0.1\lambda} (1 + 0.1\lambda)$$

dove:

λ = numero medio di giunti per metro

Anche in questa circostanza, per entrambe le stazioni geomeccaniche il valore di RQD ottenuto è stato del 100%.

– Palmström (2005):

$$\text{RQD (\%)} = 110 - 2.5 J_v$$

con:

J_v = Volumetric Joint Count.

In questo caso si è definito un unico valore di RQD, valido per l'intero rilievo geomeccanico pari al 77%, valore che attribuisce all'ammasso una qualità buona.

Come ultimo parametro utile si è valutato l'indice GSI (Geological Strength Index) per mezzo della scheda di Hoek e Marinos valida per ammassi rocciosi fratturati. Il valore risultante è stato di 30 - 35.

3.4 Classificazione dell'ammasso roccioso

Con i parametri ottenuti mediante il rilievo geomeccanico si è proceduti alla classificazione dell'ammasso.

RMR di Bieniawski (1989) (Tabella 3.4.1)

La classificazione è stata fatta per ogni famiglia di discontinuità individuata al fine di identificare quella più sfavorevole, il cui valore di RMR di base è stato preso, a scopi cautelativi, come valore di riferimento per la classificazione dell'ammasso. Ciò ha consentito altresì di stimare il valore di coesione (c) ed angolo di attrito (ϕ) di ogni famiglia di discontinuità per mezzo delle seguenti relazioni proposte dallo stesso Bieniawski:

$$c \text{ (MPa)} = 0.005 \text{ RMR}_b$$

$$\phi \text{ (}^\circ\text{)} = 0.5 \text{ RMR}_b + 5$$

nelle quali:

RMR_b = indice RMR di base

Il valore di resistenza della matrice rocciosa utilizzato è stato ricavato dalle prove geomeccaniche realizzate, in particolare dalle prove di resistenza a compressione semplice, le quali verranno discusse in seguito.

	S	K1	K2	K3	K4
<i>A1 - Resistenza della matrice rocciosa</i>	12	12	12	12	12
<i>A2 – Indice RQD (Hudson e Priest)</i>	20	20	20	20	20
<i>A3 - Spaziatura delle discontinuità</i>	8	15	20	15	20
<i>Lunghezza</i>	2	4	4	4	4
<i>Apertura</i>	6	0	0	1	0
<i>Scabrezza</i>	3	6	6	5	5
<i>Riempimento</i>	6	2	2	2	2
<i>Alterazione</i>	6	5	6	5	5
<i>A5 – Condizioni idrauliche</i>	15	10	10	10	10
<i>RMR di base (-)</i>	78	74	80	74	78
<i>Coesione (MPa)</i>	0.39	0.37	0.4	0.37	0.39
<i>Angolo di attrito (°)</i>	44	42	45	42	44

Tabella 3.4.1: Punteggi attribuiti ai vari parametri richiesti nella classificazione di Bieniawski e valori di coesione ed angolo di attrito calcolati per ogni famiglia di discontinuità.

Come si può osservare nella tabella sopra riportata, il valore più basso ottenuto equivale a 74, il che qualifica l'ammasso come di 2^a classe, quindi avente una qualità buona.

SMR di Romana (1985) (Tabella 3.4.2)

In questo caso la classificazione è stata fatta per entrambe le stazioni geomeccaniche in quanto essa tiene conto altresì dell'immersione e inclinazione del fronte del versante. Le condizioni di stabilità verificate sono relative al ribaltamento dato che, essendo gli strati sub-orizzontali ed i joint pressoché verticali, risulta essere il cinematismo più probabile.

<i>Cinematismo: Toppling</i>	<i>Scan-line 20 metri</i>				<i>Scan-line 10 metri</i>		
	S	K1	K2	K3	S	K3	K4
<i>RMR di base (-)</i>	78	74	80	74	78	74	78
<i>F1</i>	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
<i>F2</i>	1	1	1	1	1	1	1
<i>F3</i>	0	-25	-25	-25	0	-25	-25
<i>F4</i>	0	0	0	0	0	0	0
<i>SMR (-)</i>	78	70	76	70	78	70	74

Tabella 3.4.2: Punteggi attribuiti ai parametri richiesti nella classificazione di Romana per entrambe le stazioni geomeccaniche effettuate.

Il valore minimo di SMR ottenuto equivale a 70, il quale inserisce l'ammasso in 2^a classe attribuendogli una qualità buona e un buon grado di stabilità, non escludendo però un'eventuale rottura secondo possibili blocchi.

Q di Barton (2002) (Tabella 3.4.3)

Tale classificazione viene riferita alla famiglia di giunti più sfavorevole che, nel caso in esame, risulta essere la famiglia K1 (pressoché equivalente per caratteristiche alla K3). Anche in questa circostanza, il valore di resistenza della matrice rocciosa utilizzato è stato quello ricavato dalle prove di compressione semplice.

	K1
<i>Indice RQD (Hudson e Priest)</i>	100
<i>Parametro Jn</i>	15
<i>Parametro Jr</i>	3
<i>Parametro Ja</i>	6
<i>Parametro Jw</i>	1
<i>SRF (Stress Reduction Factor)</i>	5
<i>Resistenza a compressione monoassiale (MPa)</i>	160
<i>Q (-)</i>	1.1

Tabella 3.4.3: Punteggi attribuiti ai parametri richiesti nella classificazione di Barton per la famiglia K1.

Il valore ottenuto nella classificazione Q di Barton identifica l'ammasso come di 6^a classe, quindi di qualità scadente.

3.5 Prove di laboratorio

Point Load Test

Sono state eseguite un totale di 28 prove utili testando campioni di roccia di forma irregolare aventi dimensioni comprese tra 34 e 71 mm.

Per ogni campione, a partire dai dati ottenuti direttamente, ovvero la sua dimensione compresa tra le due punte coniche dell'apparato (D) ed il carico di rottura (P), si è prima calcolato il diametro equivalente al quadrato (D_e^2) per mezzo dell'equazione:

$$D_e^2 = \frac{4 D^2}{\pi}$$

e, successivamente, il point load strenght index non corretto (I_s):

$$I_s \text{ (MPa)} = \frac{P}{D_e^2}$$

nella quale:

P = carico di rottura espresso in N;

D_e = diametro equivalente espresso in mm.

Il size correction factor (F) è stato determinato utilizzando l'equazione:

$$F (-) = \left(\frac{D_e}{50}\right)^{0.45}$$

il quale ha permesso di determinare il point load strenght index corretto ($I_{s(50)}$) grazie all'equazione:

$$I_{s(50)} \text{ (MPa)} = F \cdot I_s$$

Come valore di $I_{s(50)}$ di riferimento è stato utilizzato il valore medio calcolato senza tenere conto dei due valori più alti e dei due più bassi, ottenendo così un indice di point load strenght corretto pari a 5.87 MPa.

Con esso, per mezzo dell'equazione:

$$\delta_{uc} \text{ (MPa)} = C I_{s(50)}$$

nella quale, come valore della costante adimensionale C si è utilizzato il valore generalizzato suggerito pari a 23, si è stimata una resistenza a compressione uniaassiale della roccia pari a 135 MPa.

Oltre alla metodologia proposta dalla norma ASTM, si è applicata al data set un'analisi di regressione logaritmica: per ogni diametro equivalente al quadrato se ne è calcolato il logaritmo in base 10 e tali valori sono stati utilizzati come valori dell'ascissa dei punti plottati all'interno di un grafico a dispersione avente in ordinata i corrispondenti valori di I_s dei punti medesimi. Quindi si è realizzata la retta di regressione, scartando la prova numero 8 in quanto si discostava significativamente dalla retta, e se ne è visualizzata l'equazione (Fig. e Tab. 3.5.1).

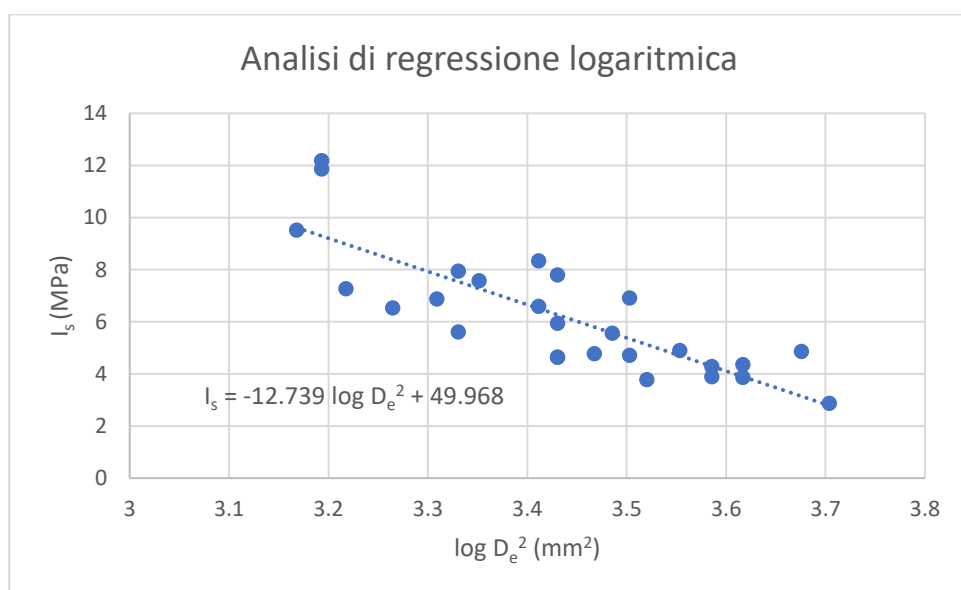


Figura 3.5.1: Grafico risultante dall'elaborazione secondo regressione logaritmica dei dati ottenuti dalle prove di resistenza a carico puntuale.

Parametri statistici

N° di prove (-)	$I_{s(50)}$ (MPa)	Deviazione standard (MPa)	Massimo statistico (MPa)	Minimo statistico (MPa)	Coefficiente di correlazione (-)
27	6.68	2.31	8.99	4.37	-0.82

Tabella 3.5.1: Parametri statistici dell'analisi di regressione logaritmica effettuata.

Come per il caso precedente, l'indice di point load strength corretto $I_{s(50)}$ è stato moltiplicato per la costante C, sempre pari a 23, restituendo così un valore di resistenza a compressione uniassiale della roccia pari a 154 MPa.

Prove di compressione uniassiale

Sono state eseguite un totale di 9 prove effettuate su provini cilindrici di diametro pari a 38 ± 0.05 mm e altezze comprese fra 72.20 mm e 82.50 mm. I provini, ricavati da due differenti campioni di roccia entrambi prelevati in prossimità del fronte del polo 3, una volta carotati, rettificati le basi, misurati e pesati, sono stati muniti di una coppia di estensimetri della lunghezza di 30 mm disposti ortogonalmente fra loro in posizione diametrale al fine di misurare le deformazioni prodottesi durante l'esecuzione della prova (Fig. 3.5.2).

Quest'ultima è stata effettuata in controllo di carico alla velocità di 0.2 MPa/s e, durante la sua esecuzione, sono stati registrati, con una

frequenza di due decimi di secondo, il carico applicato e le deformazioni assiali e diametrali prodotte fintanto che non si è giunti alla rottura del campione. I dati così ottenuti sono stati utilizzati per ricavare il peso specifico del materiale, la resistenza a compressione non confinata, il modulo di Young ed il coefficiente di Poisson.

Come valore di peso specifico e di resistenza a compressione non confinata, quest'ultima calcolata come rapporto fra il carico di rottura e la superficie di base del provino, si sono utilizzati i corrispondenti valori medi risultanti dalle prove realizzate.

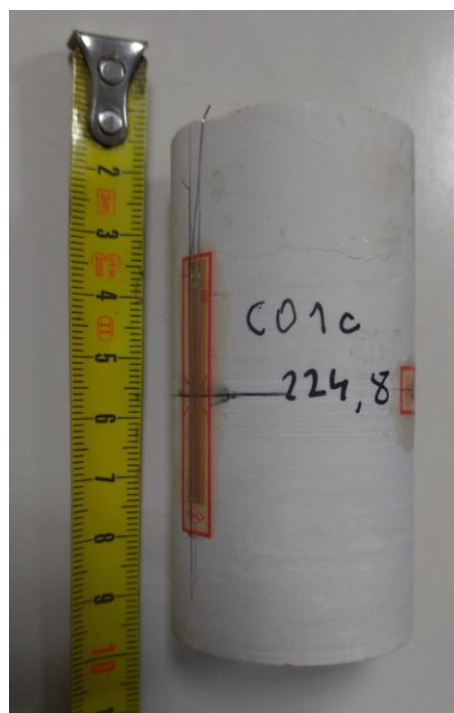


Figura 3.5.2: Provino C01c predisposto per l'esecuzione della prova di compressione semplice.

Il modulo di Young assiale (E), calcolato come rapporto fra la variazione di tensione ($\Delta\sigma$) e la variazione di deformazione assiale prodotta ($\Delta\varepsilon_a$), è stato definito, per ogni prova, secondo tre differenti metodologie:

- modulo di Young tangente (E_t): è stato determinato prendendo in considerazione un intervallo di 20 step temporali disposti nell'intorno del valore di tensione pari al 50% della resistenza ultima a compressione monoassiale (Fig. 3.5.3);

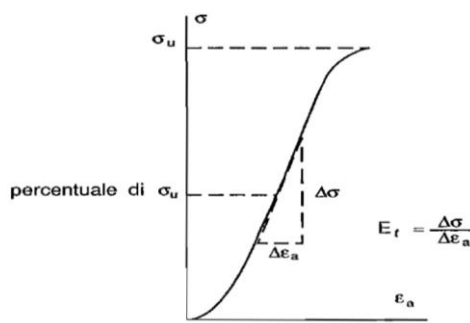


Figura 3.5.3: Modulo di Young tangente (Raccomandazioni ISRM, R.I.G. 3/94).

- modulo di Young medio (E_m): lo si è definito nella parte quasi rettilinea della curva tensione-deformazione assiale (Fig. 3.5.4);

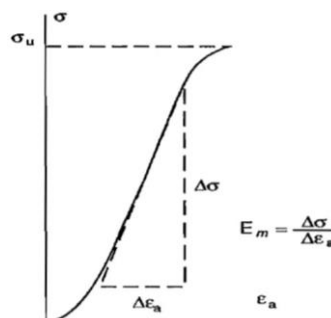


Figura 3.5.4: Modulo di Young medio (Raccomandazioni ISRM, R.I.G. 3/94).

- modulo di Young secante (E_s): è stato misurato a partire dalla tensione nulla fino al 50% della resistenza ultima a compressione monoassiale (Fig. 3.5.5).

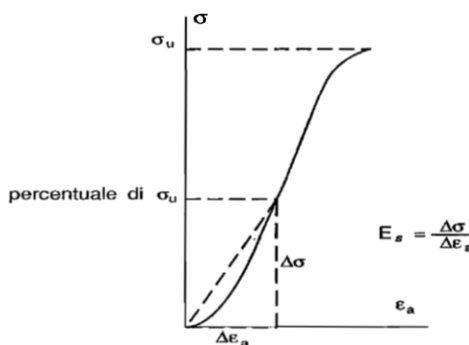


Figura 3.5.5: Modulo di Young secante (Raccomandazioni ISRM, R.I.G. 3/94).

Quindi si è realizzato un istogramma al fine di confrontare più agevolmente i valori ottenuti (Fig. 3.5.6). La scelta del valore di riferimento del modulo di Young è ricaduta sul valore medio calcolato escludendo gli E_s in quanto questi risultano essere, nella quasi totalità delle prove, quelli che più si discostano dai valori ricavati applicando le rimanenti due metodologie.

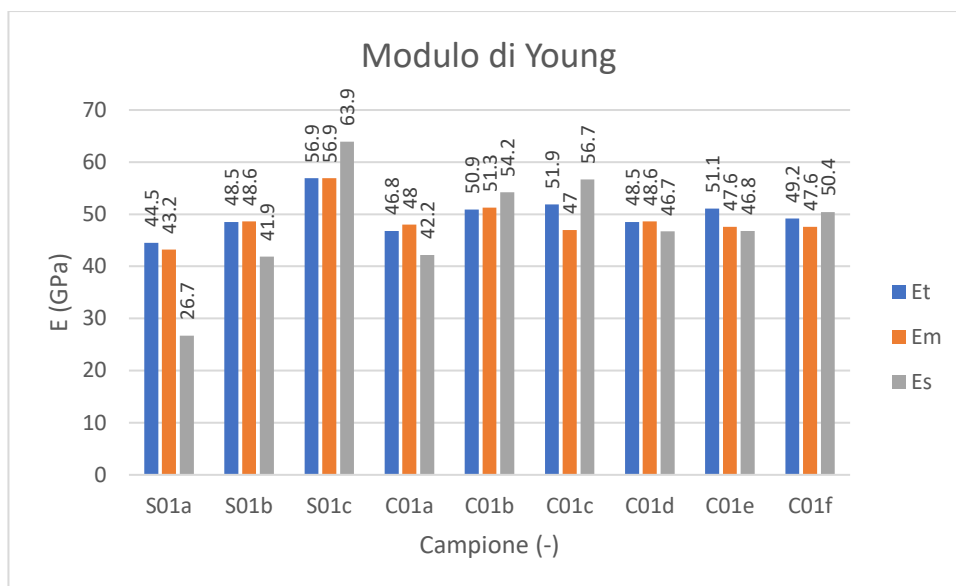


Figura 3.5.6: Istogramma raffigurante i valori di modulo di Young calcolati per ogni campione secondo le tre differenti metodologie descritte.

Il coefficiente di Poisson (ν), espressione dell'equazione:

$$\nu = - \frac{\Delta \epsilon_a}{\Delta \epsilon_d}$$

nella quale:

$\Delta \epsilon_a$ = variazione di deformazione assiale;

$\Delta \epsilon_d$ = variazione di deformazione diametrale;

è stato calcolato per ogni prova a partire dai valori di deformazione associati ai medesimi step temporali utilizzati per la determinazione del modulo di Young tangente e medio (quindi qui definito rispettivamente con le sigle ν_t e ν_m), oltre ad essere stato ricavato come il coefficiente angolare della retta di regressione del gra-

fico avente in ascissa i valori di deformazione assiale e in ordinata quelli di deformazione diametrale appartenenti al data set composto dai 40 step temporali disposti nell'intorno del valore di tensione pari al 50% della resistenza ultima a compressione monoassiale (qui definito come v_r).

Anche in questa circostanza si è deciso di realizzare un istogramma per meglio confrontare i dati ottenuti (Fig. 3.5.7), ed infine si è scelto di attribuire al coefficiente di Poisson il valore risultante dalla media comprensiva di tutti i valori calcolati in quanto non risulta essere presente un trend ricorsivo nei differenti campioni analizzati.

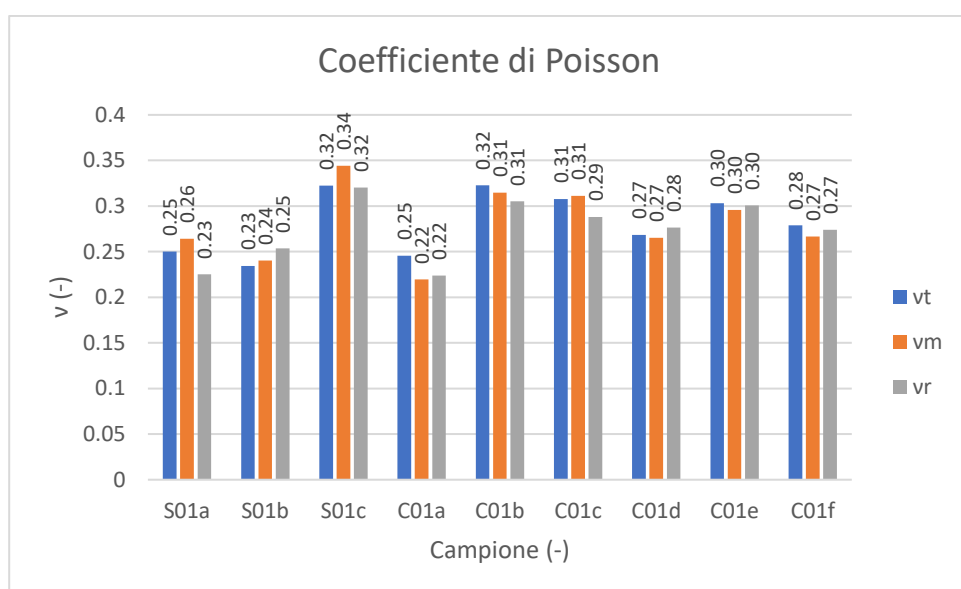


Figura 3.5.7: Istogramma raffigurante i valori di coefficiente di Poisson calcolati per ogni campione secondo le tre differenti metodologie descritte.

In Tabella 3.5.2 sono riportati i parametri di resistenza ed elastici della roccia ricavati dall'esecuzione delle prove di compressione semplice.

N° di prove (-)	Peso specifico (kN/m^3)	Resistenza a compressione semplice (MPa)	E (GPa)	ν (-)
9	25.6	160	49	0.28

Tabella 3.5.2: Parametri medi della roccia ottenuti dall'esecuzione delle prove di compressione uniassiale.

Si ritiene utile specificare che tutti i dati relativi alle prove realizzate sono stati trattati per mezzo del programma Microsoft Excel.

3.6 Rilievo fotogrammetrico da drone e realizzazione del modello 3D dei fronti di cava

Rilievo fotogrammetrico

È stato eseguito in data 21/06/2018 ed ha interessato il fronte principale di avanzamento del polo 3. Le immagini sono state acquisite per mezzo di un quadricottero multirottore (Fig. 3.6.1) equipaggiato con una fotocamera mirrorless Canon EOS M100 ed il volo è stato eseguito interamente in modalità manuale.



Figura 3.6.1: Drone utilizzato per l'esecuzione del rilievo fotogrammetrico.

L'acquisizione dei fotogrammi è stata effettuata in più riprese realizzate da angolazioni differenti. Nello specifico sono state eseguite:

- 3 strisciate con presa alto obliqua (Fig. 3.6.2);
- 2 strisciate con presa basso obliqua;
- 2 strisciate con presa nadirale.

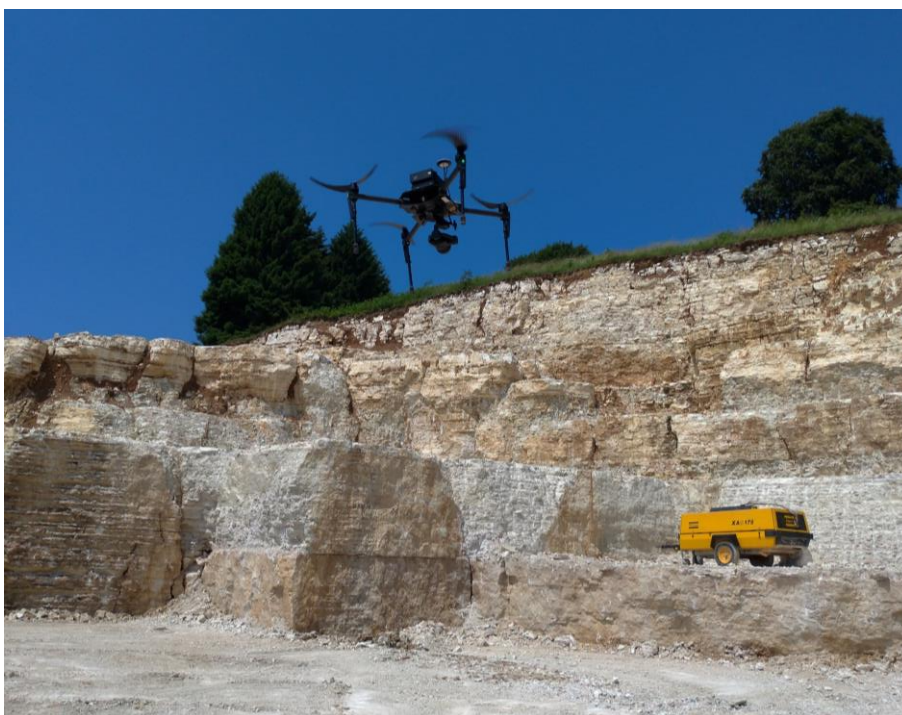


Figura 3.6.2: Acquisizione dei fotogrammi con presa alto obliqua.

Inoltre, precedentemente all'esecuzione del volo è stato necessario realizzare un rilievo topografico effettuato tramite stazione totale il quale ha consentito di determinare le coordinate, rispetto ad un sistema di riferimento locale, di alcuni target distribuiti sul fronte. Ciò ha permesso di aumentare la precisione del modello 3D e, soprattutto, ne ha consentito la georeferenziazione.

Modello 3D

È stato realizzato per mezzo dell'elaborazione fotogrammetrica delle immagini avvenuta con il software Agisoft PhotoScan.

Come prima operazione si sono importati, all'interno del programma, 153 dei 360 fotogrammi ripresi. Tale scelta è stata possibile in quanto le immagini erano in numero sovrabbondante, ed essa ha permesso di ridurre i tempi di elaborazione senza comunque pregiudicare la qualità del modello finale. Successivamente si è stimata la qualità delle fotografie caricate, passaggio che consente di individuare eventuali immagini non ottimali.

Quindi si è passati all'elaborazione vera e propria che si è articolata nei seguenti step:

- allineamento automatico delle immagini (Fig. 3.6.3);

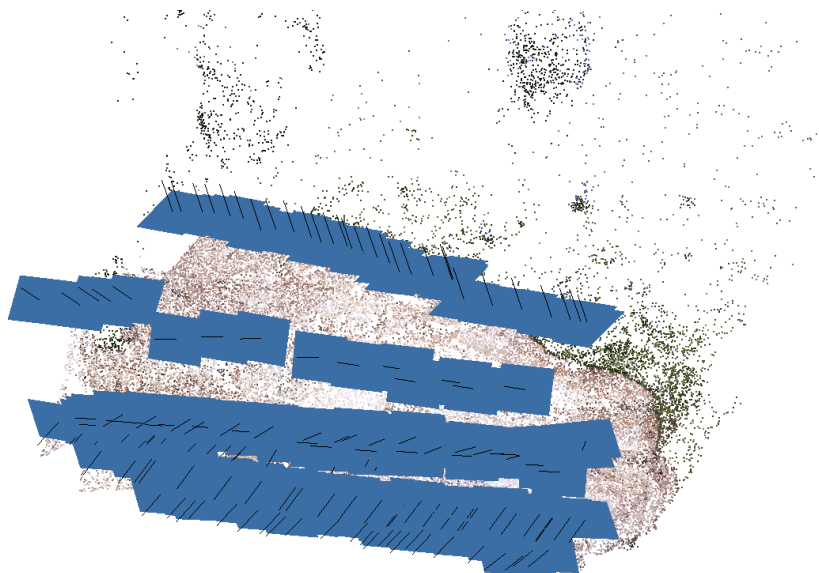


Figura 3.6.3: Fotogrammi allineati e generazione dei Tie Points.

- realizzazione della nuvola densa di punti (Fig. 3.6.4): durante la sua definizione si è applicato un filtraggio blando per evitare la produzione di eccessivo rumore;

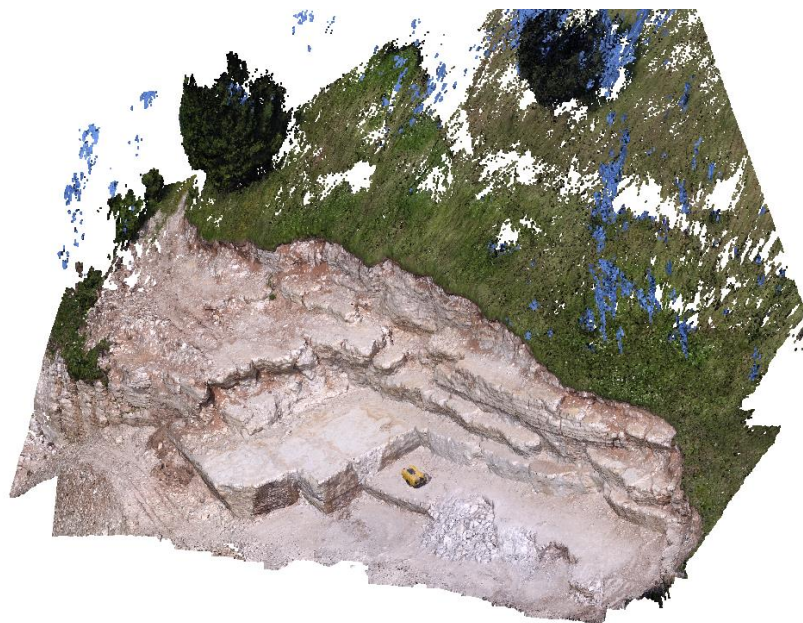


Figura 3.6.4: Dense Cloud parzialmente profilata.

- eliminazione manuale delle porzioni di dense cloud non significative e dell'eventuale rumore presente;
- generazione della mesh (Fig. 3.6.5);

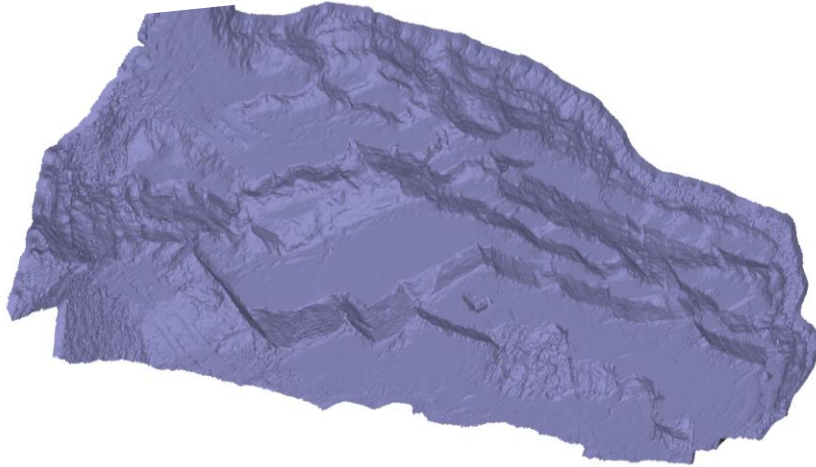


Figura 3.6.5: Meshatura della superficie.

- calcolo e applicazione della texture (Fig. 3.6.6).



Figura 3.6.6: Applicazione della texture.

Una volta realizzato il modello tridimensionale del fronte di cava si è potuto procedere alla sua georeferenziazione, la quale ha però necessitato di alcune operazioni preliminari. Innanzitutto, sfruttando una planimetria raffigurante la concessione del polo 3 (Fig. 3.8.1 presente nel capitolo 3.8), si è allineato il rilievo topografico ef-

fettuato con il nord geografico. Successivamente, sfruttando il software QCAD, applicazione open source di Computer Aided Drafting (CAD) bidimensionale, si sono ricalcolate le posizioni, sempre rispetto al sistema di riferimento locale, di tutti i punti battuti durante il rilievo, tra i quali raffiguravano due cippi di confine della concessione. Di questi ultimi è stato possibile ricavarne, utilizzando ancora una volta la CTR visualizzata all'interno di un ambiente GIS, le coordinate geografiche espresse nel sistema di riferimento proiettato Gauss-Boaga fuso ovest. Grazie ad esse, procedendo a ritroso, si sono calcolate le coordinate del punto identificante la posizione della stazione totale, origine del sistema di riferimento locale, e da esso si sono quindi determinate le coordinate geografiche, sempre nel medesimo sistema di riferimento, di tutti i punti battuti durante l'esecuzione del rilievo.

Fatto ciò si è tornati a lavorare con il software PhotoScan. Nelle immagini utilizzate per la realizzazione del modello si sono identificati alcuni dei target battuti dal rilievo topografico e li si sono digitalizzati mediante l'apposito strumento per la creazione di marker. Immediatamente il software li ha identificati e li ha posizionati all'interno dello spazio tridimensionale (Fig. 3.6.7).

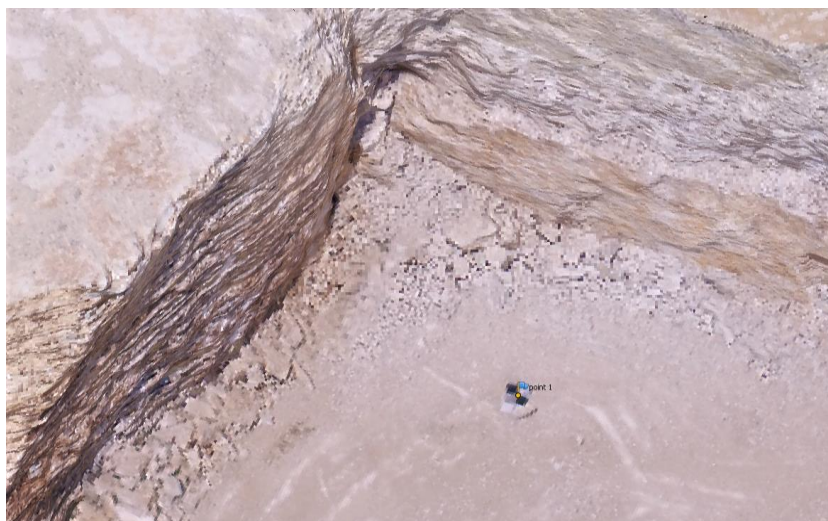


Figura 3.6.7: Dettaglio del modello 3D nel quale è visibile un target posizionato a terra digitalizzato mediante la realizzazione del marker "point 1".

Quindi si è settato, all'interno della tab "Reference", il sistema di riferimento Monte Mario / Italy zone 1 (EPSG 3003), analogo al sistema Gauss-Boaga fuso ovest pre-

cedentemente utilizzato, e si sono attribuite ai marker creati le corrispondenti coordinate. Infine, per mezzo del comando “Update”, si è scalato e georeferenziato l’intero modello 3D.

La nuvola densa di punti georeferenziata è stata poi ricampionata ed esportata in formato testo per poterla successivamente trattare all’interno del software CloudCompare, grazie al quale è stato possibile realizzare il render riportato in Figura 3.6.8.

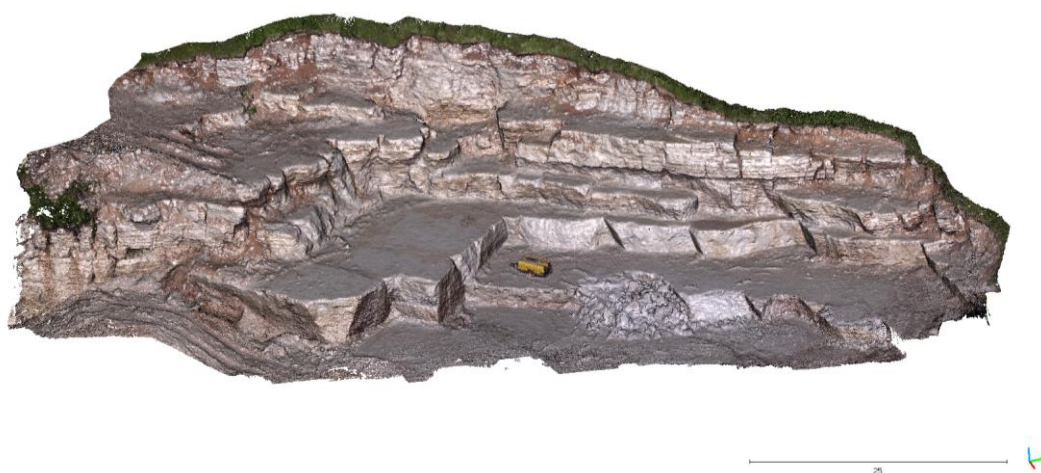


Figura 3.6.8: Render del modello 3D del principale fronte di avanzamento del polo 3. Nell’angolo in basso a destra sono visibili la scala, espressa in metri, e la terna di assi di riferimento.

Oltre alle informazioni acquisite riguardanti l’attuale fronte del polo 3, erano disponibili ulteriori dati parziali, in uno stato di avanzamento delle elaborazioni più o meno progredito, relativi alla situazione dell’antecedente fronte principale di avanzamento del polo 3, posizionato ad un livello inferiore rispetto al fronte odierno, e alla condizione del fronte del polo 1 durante le ultime fasi di coltivazione.

Precedente fronte del polo 3 (Figura 3.6.9)

I dati in possesso erano costituiti dalla nuvola densa di punti in formato testo, già ricampionata, raffigurante lo stato del fronte in data 11/07/2017. Questa è stata visualizzata all’interno del software CloudCompare e se ne sono eliminate le porzioni non significative ed il rumore presente. La dense cloud risultava essere ben scalata

ma le coordinate dei punti erano definite secondo un sistema di riferimento locale e ciò non ne ha permesso la georeferenziazione.

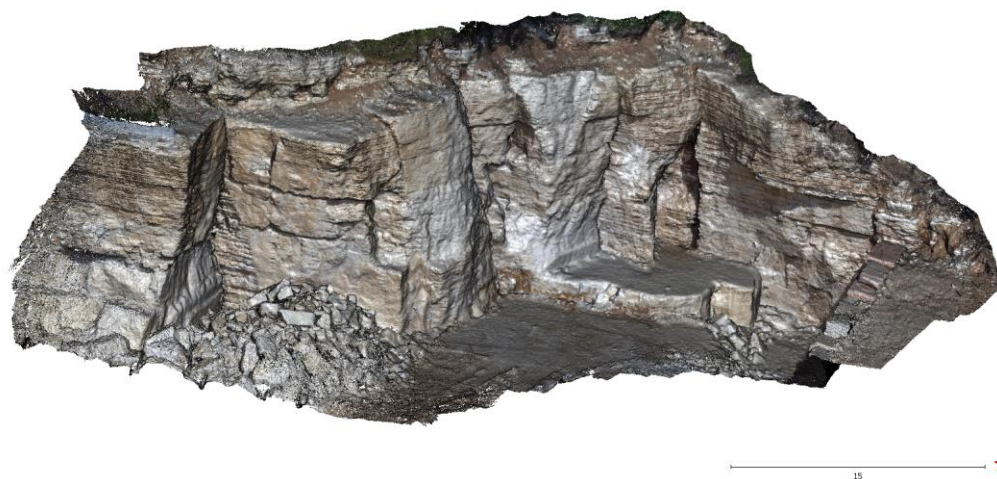


Figura 3.6.9: Render del modello 3D del fronte del polo 3 raffigurante la condizione in data 11/07/2017.

Fronte del polo 1 (Figura 3.6.10)

Anche in questo caso si è potuti disporre di una nuvola densa di punti che però, a differenza della precedente, versava ancora ad uno stato grezzo. Una volta importata in CloudCompare, la dense cloud è stata ricampionata riducendone così il numero di punti e rendendola più gestibile dall'hardware in possesso. Quindi si è effettuato un filtraggio che ha eliminato gran parte del rumore presente il quale, successivamente, è stato completamente rimosso durante le operazioni di profilatura.



Figura 3.6.10: Render del modello 3D del fronte del polo 1.

Inoltre la nuvola di punti era già in possesso delle coordinate geografiche, espresse però nel sistema di riferimento WGS84. Dopo una loro trasformazione nel sistema Gauss-Boaga fuso ovest è stato possibile inserirla, assieme al modello tridimensionale raffigurante la condizione attuale del polo 3, all'interno del modello geologico concettuale precedentemente realizzato (Fig. 3.6.11).

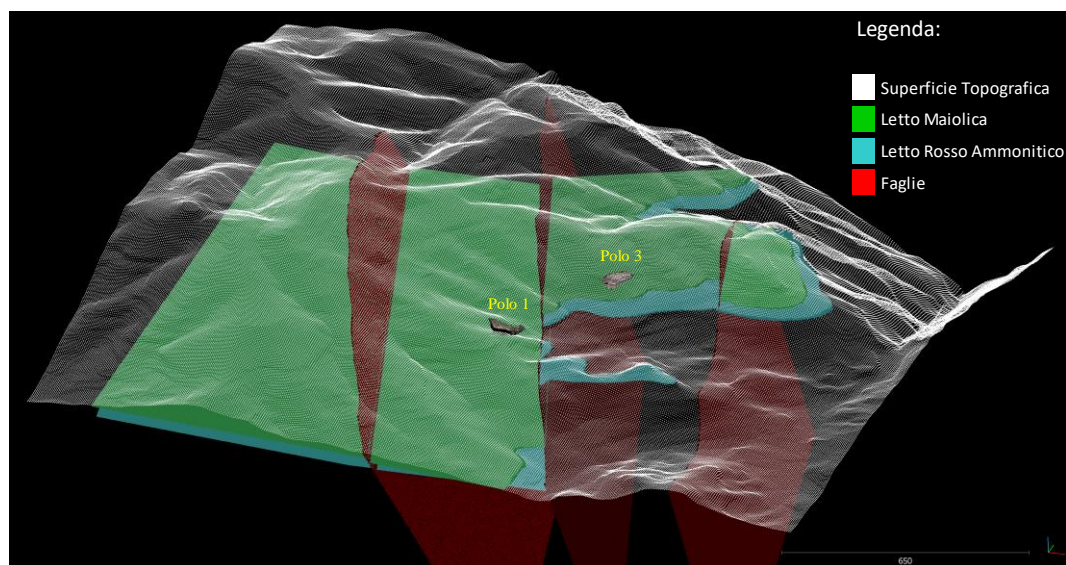


Figura 3.6.11: Render del modello geologico concettuale tridimensionale del sottosuolo nel quale sono stati inseriti i modelli 3D dei fronti di cava appartenenti al polo 1 e al polo 3.

Oltre all'elaborazione delle nuvole di punti, il software CloudCompare ha permesso, grazie all'utilizzo dei tool "Plane" e "Trace" presenti all'interno del plugin "Compass", l'acquisizione a monitor delle giaciture delle superfici appartenenti al modello 3D dell'attuale fronte del polo 3.

In questo modo è stato possibile collezionare un totale di 156 giaciture, le quali sono state rappresentate, analogamente a quanto fatto per le giaciture delle discontinuità ricavate mediante il rilievo geomeccanico, come poli dei piani in proiezione stereografica equiareale (emisfero inferiore), sempre grazie all'impiego del software Dips. Anche attuando tale metodologia è stato possibile individuare 5 famiglie di discontinuità principali, analoghe a quelle determinate dal rilievo geomeccanico (Fig. 3.6.12 e 3.6.13). Tuttavia, per ovvi motivi, le posizioni dei poli medi appartenenti alla medesima famiglia non risultano essere perfettamente congruenti.

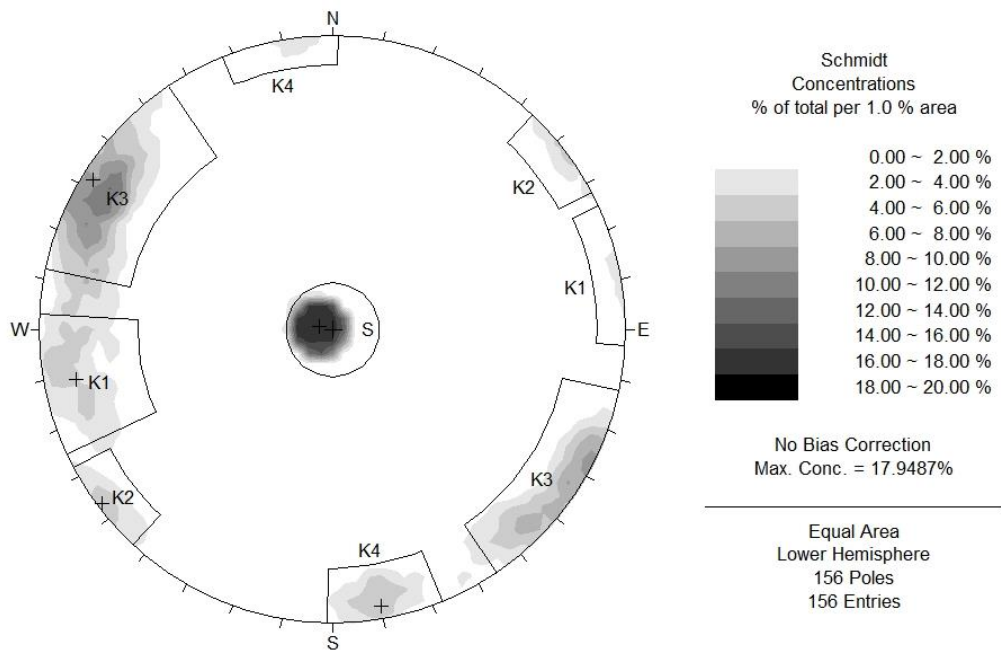


Figura 3.6.12: Contour plot dei poli delle discontinuità appartenenti all'attuale fronte del polo 3 collezionate a monitor. Le finestre rappresentate identificano le varie famiglie di discontinuità.

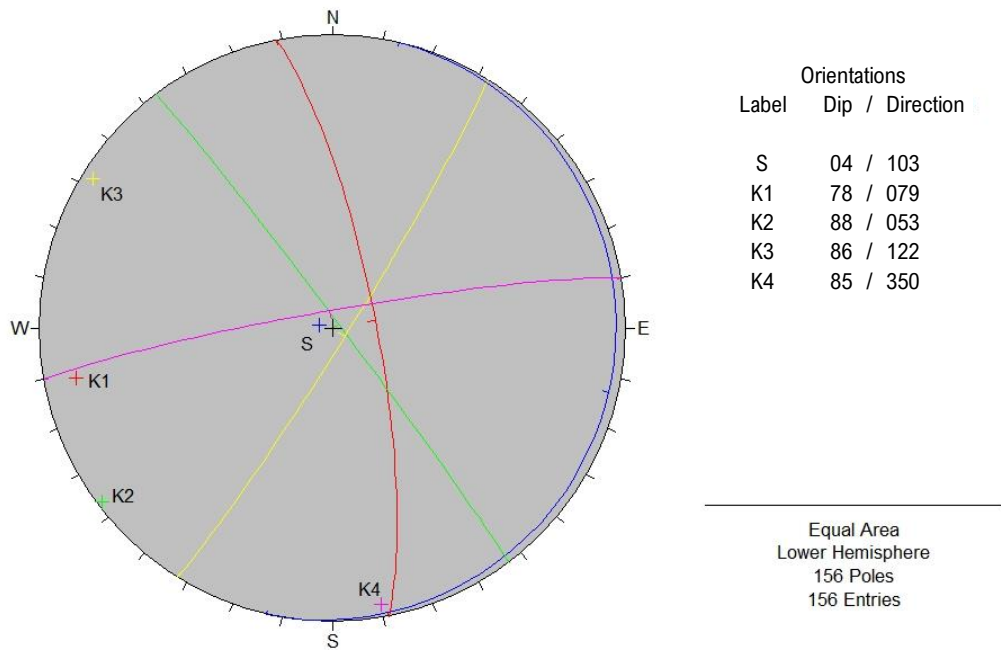


Figura 3.6.13: Plot dei piani e dei rispettivi poli medi di ogni famiglia di discontinuità.

3.7 Analisi di stabilità all'equilibrio limite

Data la possibilità di poter attingere alcune informazioni anche da ulteriori rilievi geomeccanici precedentemente realizzati sui vari fronti, l'analisi è stata effettuata sia per il polo 1 che per entrambe le configurazioni geometriche passata ed attuale del polo 3 e, per ognuna di esse, sono state realizzate più sezioni semplificate disposte pressoché ortogonalmente allo sviluppo principale del fronte di cava, la cui semplificazione, oltre a renderne meno laboriosa l'esecuzione, si è resa necessaria per sopperire ad una delle limitazioni del software SSAP quale la non accettazione di superfici aggettanti o che presentano tetti di roccia.

Per la realizzazione delle sezioni è stato innanzitutto necessario caricare i modelli tridimensionali dei fronti in CloudCompare. In essi sono stati scelti arbitrariamente degli spaccati rappresentativi e li si sono idealmente frazionati in modo tale da poterli schematizzare. Quindi, grazie al "lineation" tool presente all'interno del plugin "Compass", si sono misurate distanze e angoli sull'orizzontale di ogni segmento e tali dati sono stati registrati all'interno del software Microsoft Excel, con il quale è stato possibile determinare in maniera celere le coordinate bidimensionali dei vertici dei segmenti costituenti le sezioni. A partire da queste è stato poi possibile ricreare i profili, digitalizzandoli sotto forma di polilinee, all'interno del programma QCAD, ed infine li si sono esportati in formato .dxf.

Inoltre, data la volontà di effettuare l'analisi di stabilità in conformità alle NTC 2008, si è reso necessario ricercare il valore caratteristico di resistenza a compressione semplice della roccia. A tal fine si è utilizzata la relazione proposta dall'Eurocodice 7 (norma europea prEN1997-1) nel caso in cui si abbiano a disposizione campioni di scarsa numerosità, la quale determina il valore caratteristico (x_k) come:

$$x_k = \bar{x} \pm z_{0.05} \left(\frac{\sigma}{\sqrt{n}} \right) \approx \bar{x} \pm 1.645 \left(\frac{\sigma}{\sqrt{n}} \right)$$

nella quale:

\bar{x} = valore medio (ignoto) della popolazione, ipotizzato essere pari al valore medio del campione;

z = distribuzione normale standardizzata;

σ = deviazione standard della popolazione, ipotizzata essere pari a quella del campione;

n = numerosità del campione.

Grazie ad essa si è determinato un valore caratteristico di resistenza a compressione semplice della roccia pari a 147 MPa.

Fatto ciò, si è passati a lavorare con il software SSAP. In esso si è eseguita l'utility Makefiles 5.2, la quale permette la creazione dei file di input e l'assemblaggio del modello del pendio. Di volta in volta, all'interno della tab "superfici" si è importato il file .dxf contenente la geometria della sezione da analizzare, mentre nella tab "dati geomeccanici" si sono inseriti i parametri geomeccanici dell'ammasso espressi secondo il criterio di rottura di Hoek-Brown. Nello specifico i dati richiesti sono stati:

- peso di volume (kN/m^3): il valore utilizzato è stato ricavato dalle prove di laboratorio effettuate;
- peso di volume saturo (kN/m^3): il valore utilizzato è stato preso pari al peso di volume;
- resistenza a compressione monoassiale (MPa): si è utilizzato il valore caratteristico;
- indice GSI (-): si è utilizzato il valore presente nei vari report geomeccanici consultati;
- costante del materiale m_i (-): il valore utilizzato è stato reperito in letteratura quale valido per un calcare micritico;
- fattore D (-): il valore utilizzato è quello suggerito in letteratura nel caso di pendio oggetto di escavazione meccanica.

Una volta realizzati i due file di input si è proceduto all'assemblaggio del modello, il quale successivamente può essere richiamato dal programma SSAP che ne esegue una valutazione preliminare nella quale viene verificata l'assenza di anomalie ed errori.

Quindi, agendo all'interno della tab "opzioni", si sono settate le preferenze per l'esecuzione dell'analisi di stabilità. Tra le scelte effettuate si ritiene opportuno riportare, oltre al metodo di calcolo adottato di Morgenstern & Price (1965) come già specificato al capitolo 2.5.1, l'utilizzo del motore di generazione e ricerca di superfici "Random Search", che non limita la ricerca delle superfici alle sole convesse; l'attivazione dell'effetto "tension crack" in testa al pendio; l'applicazione del criterio di rottura generalizzato di Hoek-Brown (2002) e l'attivazione dei coefficienti riduttivi γ_ϕ e γ_c previsti dalle NTC 2008, pari entrambi a 1.25, utili a diminuire i corrispettivi valori, espressi secondo Mohr-Coulomb, di angolo di attrito e di coesione dell'ammasso roccioso calcolati autonomamente dal software per mezzo delle equazioni riportate al capitolo 2.5.1.

Inoltre si è applicato un coefficiente sismico orizzontale (K_h) pari a 0.066. Tale valore è stato ricavato utilizzando l'applicativo Geostru PS 2018, disponibile gratuitamente on line, il quale consente di individuare la pericolosità sismica secondo le NTC di tutte le località italiane direttamente su mappa geografica. Esso fornisce, oltre ai coefficienti sismici orizzontali e verticali, i parametri sismici (a_g , F_0 e T_c^*) per gli stati limite SLO, SLD, SLV, SLC, tipici del luogo o della costruzione in esame.

In esso, una volta definita la posizione dei fronti di cava all'interno della mappa, è stato sufficiente inserire:

- nei parametri del sito in esame:
 - classe d'opera: 1, la quale determina un coefficiente $C_u = 0.7$;
 - vita nominale (V_n): 35 anni, valore molto probabilmente eccessivo ma ininfluenza in quanto, essendo il valore di vita di riferimento (V_r) pari a $V_r = V_n \cdot C_u = 35 \cdot 0.7 = 24.5 < 35$, la normativa impone l'adozione di un valore di vita di riferimento pari ad almeno 35 anni.
- nei parametri sismici:
 - tipologia: fronti di scavo e rilevati;
 - categoria di sottosuolo: A;
 - categoria topografica: T2.

Il coefficiente K_h adottato è quello valido per la verifica allo stato limite ultimo (SLU), in particolare per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV).

Il report completo generato dal software Geostru PS 2018 è visionabile nell'allegato 3.

Infine, come ultimo parametro inserito prima dell'avvio della verifica di stabilità, la quale è stata effettuata su un totale di 10000 possibili superfici per ogni sezione, si è fissato un fattore di sicurezza minimo richiesto pari a 1.3.

Di seguito vengono mostrati i risultati ottenuti dalle analisi di stabilità effettuate sulle varie sezioni nei quali è riportato il fattore di sicurezza afferente alla superficie critica (Fig. da 3.7.1 a 3.7.7). Questi verranno discussi successivamente nel capitolo 4.

Polo 1

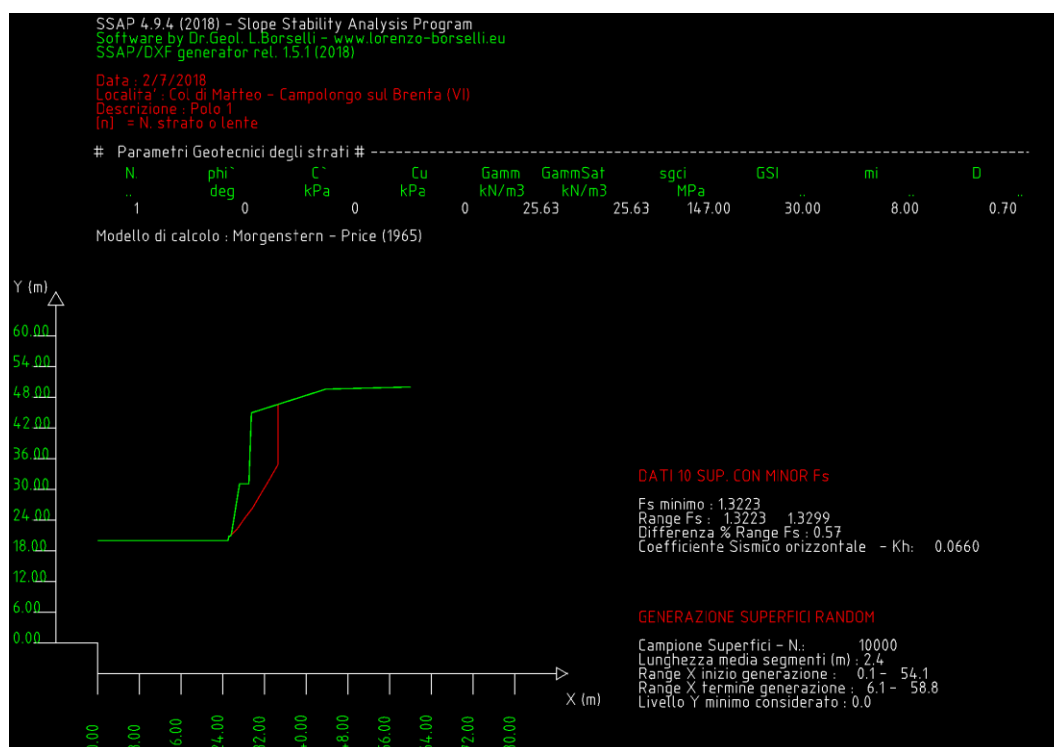


Figura 3.7.1: Risultato dell'analisi di stabilità LEM effettuata sul fronte di cava del polo 1.

Polo 3: fronte precedente

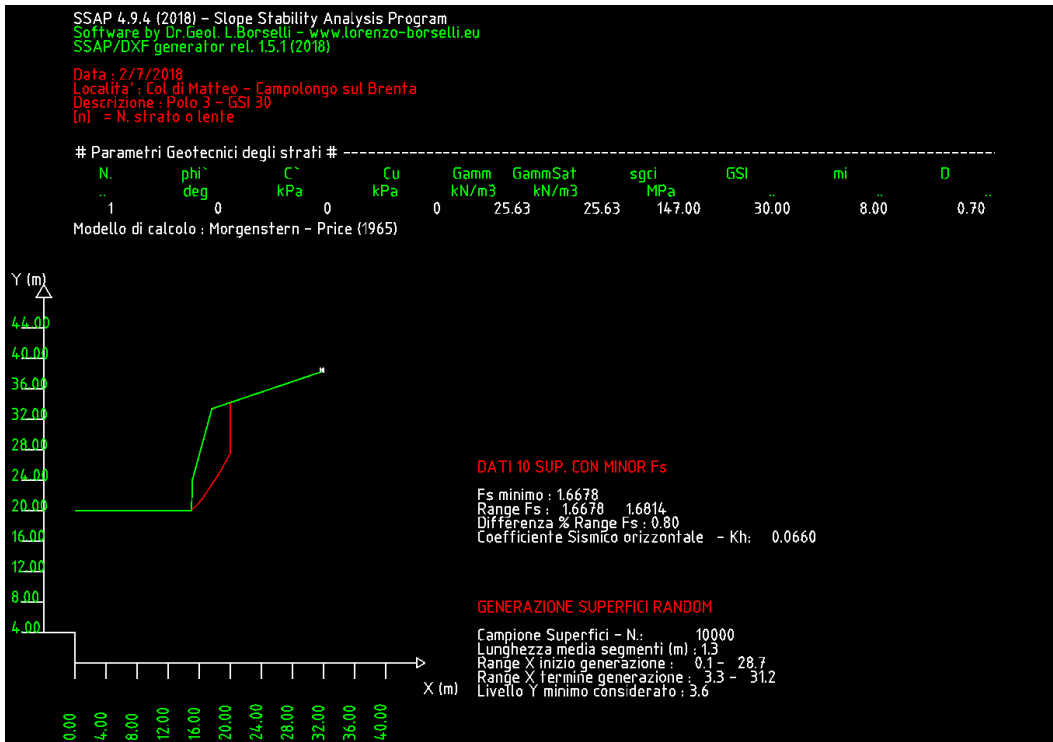


Figura 3.7.2: Risultato dell'analisi di stabilità LEM effettuata sulla sezione 1 del precedente fronte del polo 3.

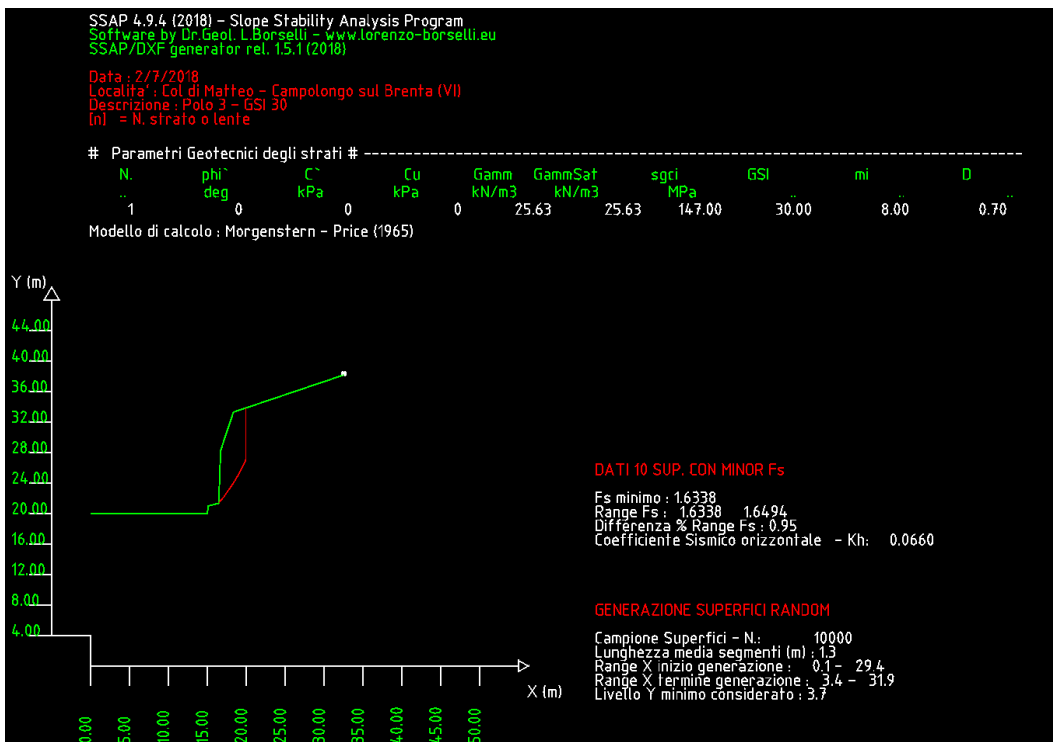


Figura 3.7.3: Risultato dell'analisi di stabilità LEM effettuata sulla sezione 2 del precedente fronte del polo 3.

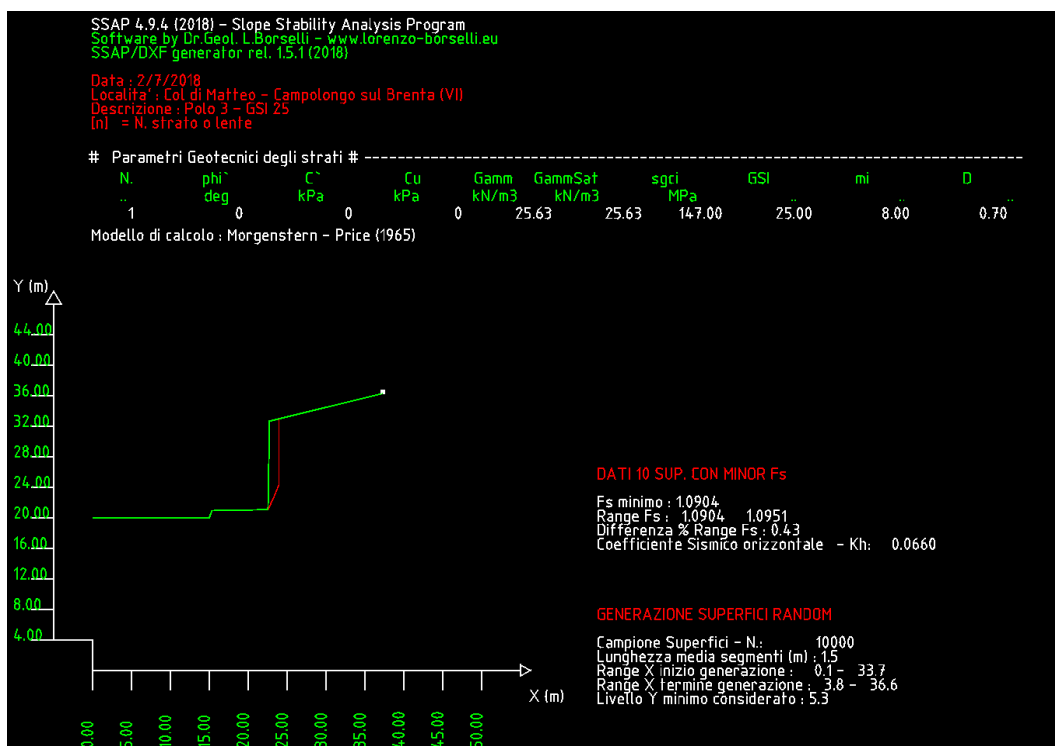


Figura 3.7.4: Risultato dell'analisi di stabilità LEM effettuata sulla sezione 3 del precedente fronte del polo 3.

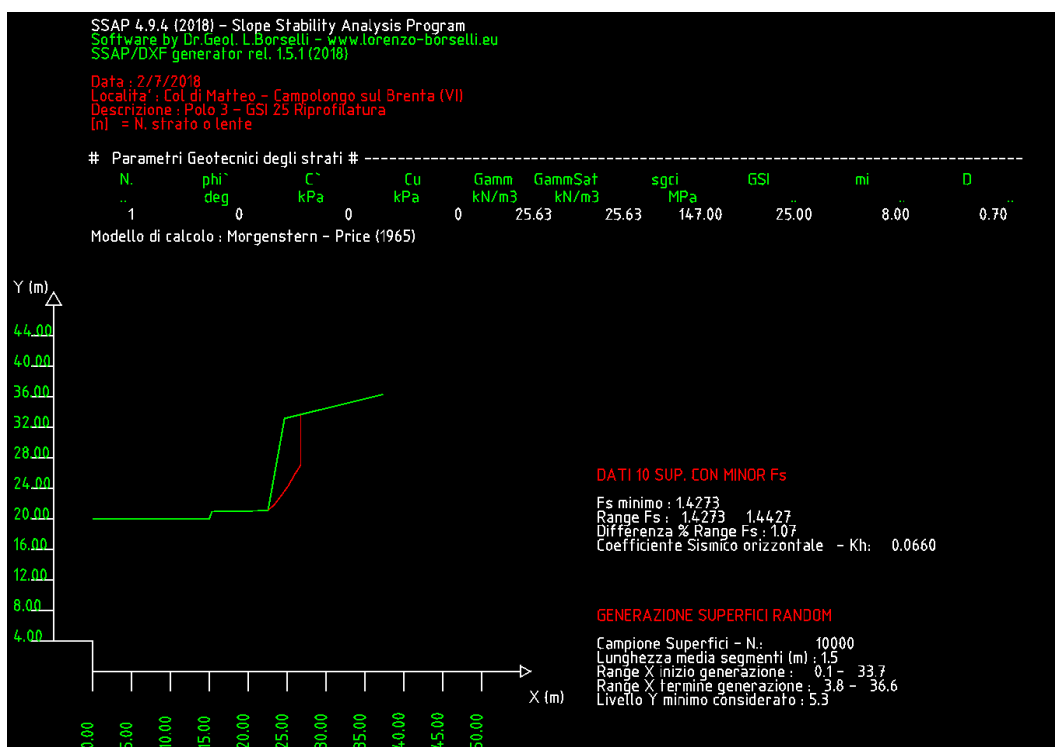


Figura 3.7.5: Risultato dell'analisi di stabilità LEM effettuata sulla sezione 3 del precedente fronte del polo 3 successivamente all'ipotesi di riprofilatura dello stesso secondo un angolo di scarpa di 80°.

Polo 3: fronte attuale

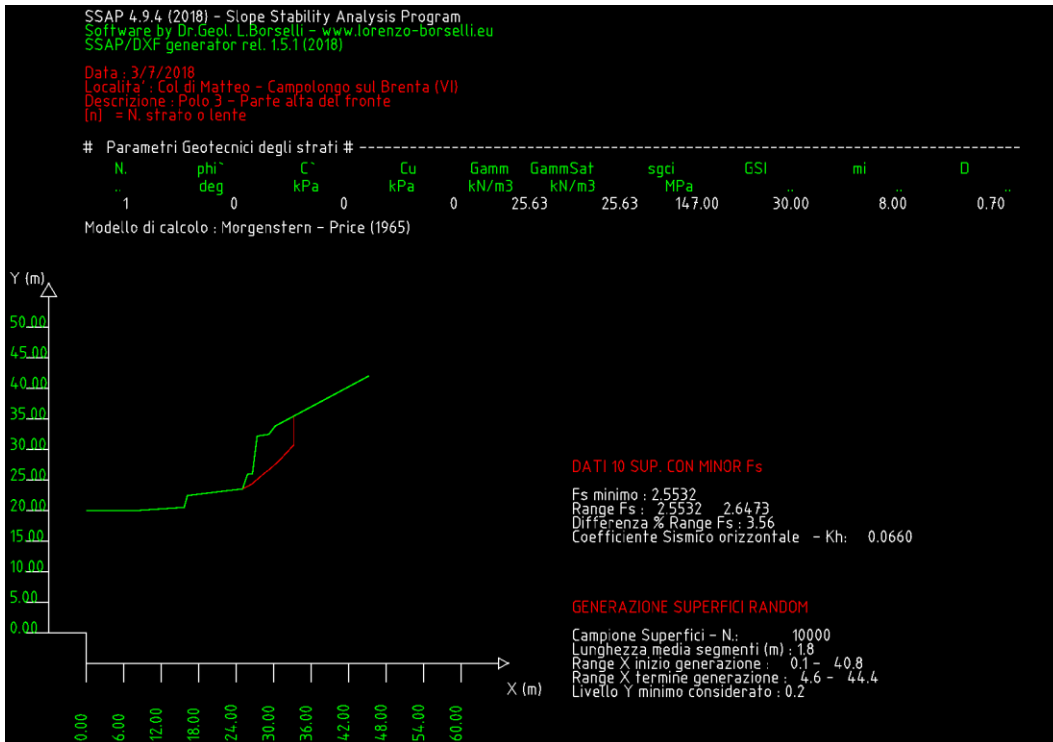


Figura 3.7.6: Risultato dell'analisi di stabilit  LEM effettuata sulla sezione 1 dell'attuale fronte del polo 3.

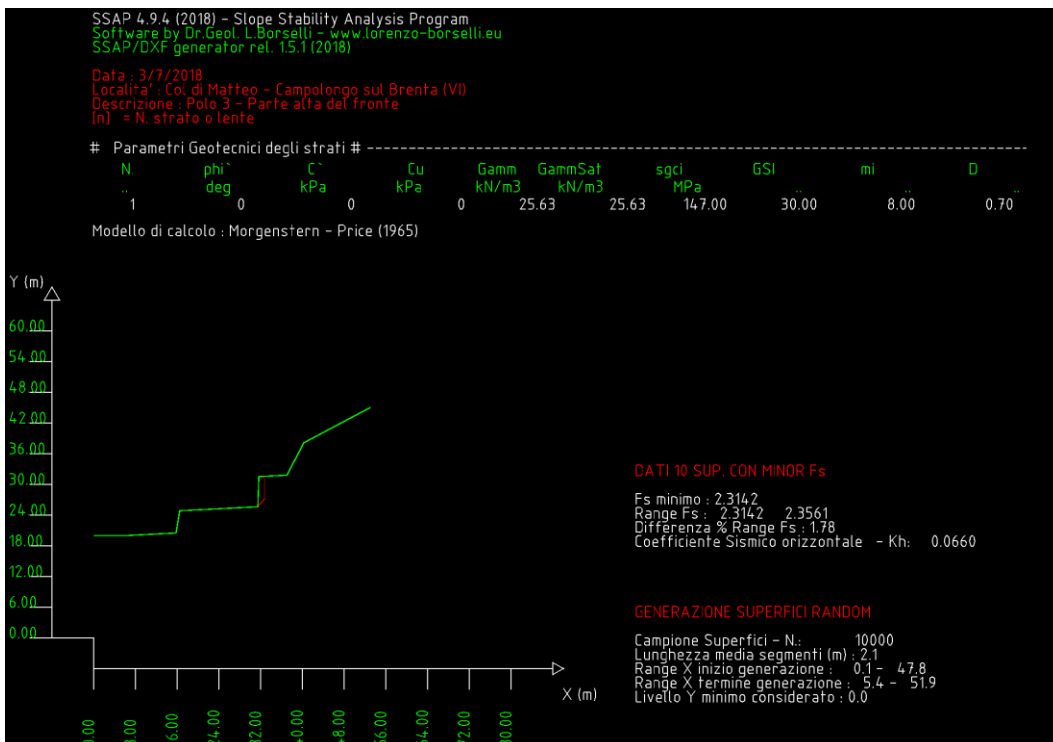


Figura 3.7.7: Risultato dell'analisi di stabilit  LEM effettuata sulla sezione 2 dell'attuale fronte del polo 3.

3.8 Analisi di stabilità agli elementi distinti

L'analisi di stabilità agli elementi distinti è stata eseguita per il solo polo 3 a causa dell'incompletezza delle informazioni geomeccaniche disponibili riguardanti il polo 1. In particolare, sono state realizzate 2 sezioni semplificate disposte all'incirca lungo la direzione di massima pendenza del versante (Fig. 3.8.1) e, per ognuna di esse, se ne è effettuata l'analisi di stabilità in sequenza temporale a partire dalla condizione indisturbata fino a giungere allo stato di coltivazione ultimo che le contraddistingueva.

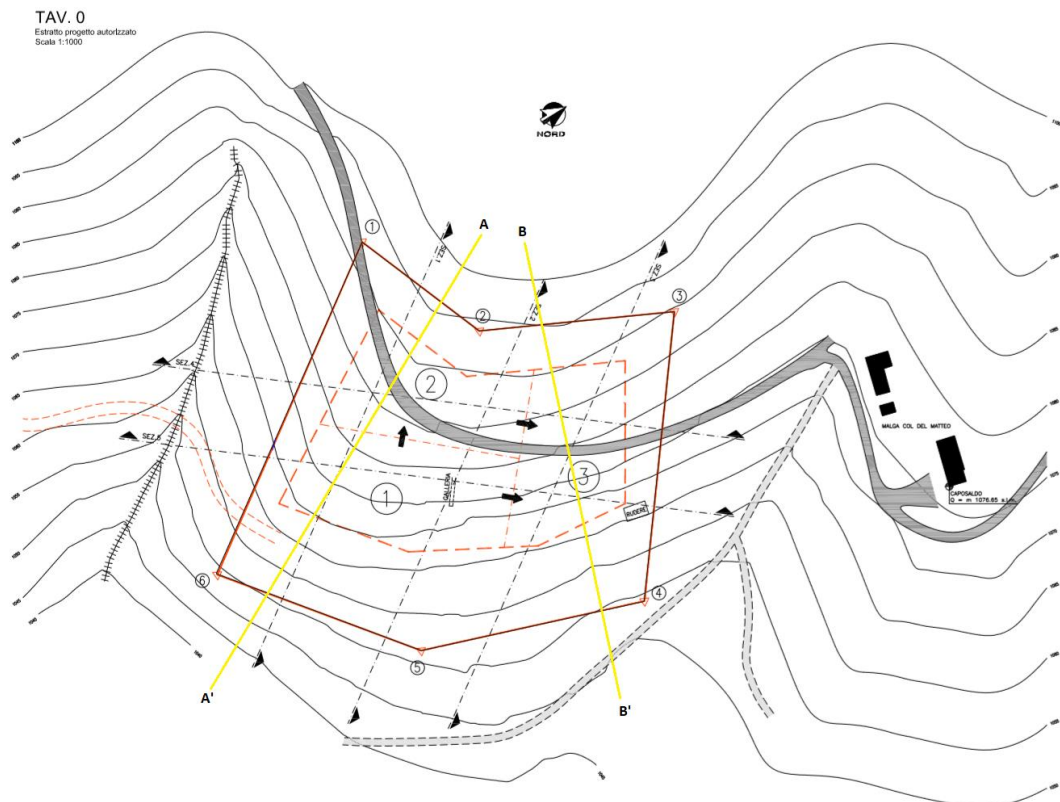


Figura 3.8.1: Planimetria raffigurante la concessione del polo 3 nella quale è evidenziata dalle linee gialle la posizione delle sezioni sottoposte all'analisi DEM.

La realizzazione delle sezioni è avvenuta in maniera simile ma non analoga a quanto fatto preliminarmente all'analisi all'equilibrio limite. Come prima operazione si sono creati su supporto cartaceo i profili topografici afferenti alle due sezioni. Quindi in essi sono stati inseriti gli spaccati semplificati dei fronti di scavo la cui

geometria è stata ricavata nella medesima maniera esplicita al capitolo 3.7. Il tutto è stato poi digitalizzato all'interno del programma QCAD applicando un'ulteriore schematizzazione al fine di ridurre il numero di vertici dei segmenti costituenti le sezioni e renderne più agevole la determinazione delle coordinate, aspetto che ha giovato alle successive fasi di modellazione del versante.

L'ammasso roccioso è stato simulato come un mezzo linearmente elastico isotropico con criterio di resistenza di Mohr-Coulomb, i cui parametri di coesione, angolo di attrito e resistenza a trazione sono stati agevolmente ricavati per mezzo dell'applicazione online ORMAS V1.0: Online Rock Mass Strenght. In essa è stato sufficiente inserire i parametri geomeccanici dell'ammasso espressi secondo il criterio di rottura generalizzato di Hoek-Brown, riportati in Tabella 3.8.1, ed il software ha automaticamente calcolato, mediante le relazioni riportate al capitolo 2.5.1, i corrispondenti valori di c' , ϕ' e σ_t dell'ammasso roccioso.

<i>Input</i>	<i>Resistenza a compressione semplice della matrice rocciosa (MPa)</i>	160
	<i>GSI (-)</i>	30
	<i>m_i (-)</i>	8
	<i>D (-)</i>	0.7
	<i>E (MPa)</i>	49000
	<i>Applicazione</i>	Pendio
	<i>Peso specifico (MN/m³)</i>	0.0256
	<i>Altezza del versante (m)</i>	30
<i>Output</i>	<i>Coesione (MPa)</i>	0.24
	<i>Angolo di attrito (°)</i>	43
	<i>Resistenza a trazione (MPa)</i>	0.037

Tabella 3.8.1: Parametri di input e corrispettivi output restituiti dal software ORMAS.

Per quanto riguarda i parametri elastici si è reso necessario derivare, sulla base dei valori di modulo di Young (E) e coefficiente di Poisson (ν) ricavati dalle prove di compressione semplice, il valore del modulo di taglio (G) e del modulo di compressibilità (K), risultati essere pari rispettivamente a 19 GPa e 37 GPa, mediante l'impiego delle seguenti equazioni:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

$$K = \frac{E}{3(1 - 2\nu)}$$

Per le caratteristiche da attribuire alle diverse famiglie di discontinuità si è deciso di determinare, a partire dai dati ottenuti mediante il rilievo geomeccanico, ulteriori parametri potenzialmente utili quali:

- angolo di attrito di base (ϕ_b): valore ricavato dalla letteratura consultata;
- angolo di attrito residuo (ϕ_r): determinato per mezzo dell'equazione:

$$\phi_r = (\phi_b - 20) + 20 \frac{r}{R}$$

- angolo di attrito "mobilizzabile" (ϕ_m): ottenuto dalla relazione:

$$\phi_m = \phi_r + JRC_n \cdot \log\left(\frac{JCS_n}{\sigma_n}\right)$$

dove:

JRC_n = valore di JRC corretto per l'effetto scala dall'equazione:

$$JRC_n = JRC \left(\frac{L_n}{L_0}\right)^{-0.02 JRC}$$

JCS_n = valore di JCS corretto per l'effetto scala dall'equazione:

$$JCS_n = JCS \left(\frac{L_n}{L_0}\right)^{-0.03 JRC}$$

σ_n = sforzo normale massimo mobilizzabile sulla superficie (in MPa);

nelle quali L_n identifica la lunghezza media del giunto mentre L_0 la lunghezza della porzione del giunto esaminata mediante il pettine di Burton.

I valori così ottenuti per le varie famiglie di discontinuità sono riportati in Tabella 3.8.2.

$\phi_b = 32^\circ$	<i>S</i>	<i>K1</i>	<i>K2</i>	<i>K3</i>	<i>K4</i>
ϕ_r ($^\circ$)	31	28	31	29	29
ϕ_m ($^\circ$)	40	48	62	49	50

Tabella 3.8.2: Valori assunti dai vari angoli di attrito calcolati per le diverse famiglie di discontinuità.

La scelta del parametro loro attribuito è ricaduta sui valori di angolo di attrito residuo in quanto si è voluta effettuare l'analisi di stabilità in una condizione molto cautelativa. Tale scelta infatti equivale ad ipotizzare superfici piane, prive di asperità, come se quest'ultime fossero già giunte a rottura, oltre che alterate.

Per quanto riguarda il valore di coesione loro conferito si è utilizzato quello precedentemente ricavato dall'applicazione della relazione proposta da Beniauskis presente al capitolo 3.4, mentre i valori di resistenza a trazione sono stati assunti pari ad 1/5 della coesione.

Nei valori assegnati a questi ultimi due parametri si è tenuto conto anche dell'effetto prodotto dai ponti di roccia, elementi sicuramente presenti dato che le discontinuità sono state assunte come infinitamente estese all'interno del dominio di modellazione.

Fatto ciò, è stato possibile procedere con l'implementazione del modello numerico il quale, come parzialmente già accennato, ha richiesto inevitabilmente una forte semplificazione del modello geologico-tecnico.

Si è scelto di interagire con il software UDEC mediante la realizzazione di un file testo per ognuna delle due sezioni, i quali sono consultabili nell'allegato 4.

In essi il flusso di lavoro perseguito è stato il medesimo. Innanzitutto si è definito il fattore di arrotondamento degli spigoli dei blocchi e si è delimitato il dominio di modellazione, al quale è stato attribuito il modello linearmente elastico isotropico.

Quindi si sono realizzati al suo interno i profili raffiguranti la geometria del pendio e dei fronti di cava e si sono definiti i vari domini a loro afferenti, procedendo infine ad annullare quello pertinente all'area sviluppatasi al di sopra della superficie topografica.

Successivamente, per ogni sezione, si sono inserite solamente le tre famiglie di discontinuità che presentavano lo strike che più differiva dal valore dell'angolo formato dalla sezione rispetto al nord. Queste sono state prima proiettate nella direzione della sezione stessa e successivamente le si sono modellate fornendo:

- il valore di inclinazione apparente, misurato in senso antiorario a partire dall'asse delle ascisse positive;
- la spaziatura apparente, la quale è stata moltiplicata, per le discontinuità appartenenti alla sezione A-A' con un fattore pari a 4 mentre per quanto riguarda la sezione B-B', i giunti con un fattore pari a 6 e la stratificazione con un fattore pari a 40;
- un punto di origine scelto arbitrariamente.

Tali semplificazioni si sono rese necessarie per evitare di dover discretizzare i blocchi, che altrimenti sarebbero stati generati con delle dimensioni molto ridotte ed in possesso di spigoli eccessivamente acuti dovuti all'intersezione di più famiglie di discontinuità pressoché verticali, con delle zone triangolari estremamente minute le quali avrebbero appesantito eccessivamente il modello, ostacolando il software nel raggiungimento del valore di convergenza ed aumentando esponenzialmente i tempi di elaborazione.

Le famiglie di discontinuità inserite rispettivamente nelle due sezioni ed i valori di inclinazione e spaziatura loro attribuiti nel modello sono riportati in Tabella 3.8.3.

	<i>Sezione A-A'</i>			<i>Sezione B-B'</i>		
	K1	K3	K4	S	K1	K3
<i>Inclinazione (°)</i>	103	95	85	177	96	94
<i>Spaziatura (m)</i>	15.5	5.6	11.7	4	11.4	7

Tabella 3.8.3: Parametri geometrici delle famiglie di discontinuità inserite nei due modelli simulati.

Dunque si sono inserite le condizioni al contorno attribuendo velocità nulle ai limiti laterali ed inferiore del dominio, si è sollecitato il sistema attraverso l'applicazione della forza di gravità e si è proceduto ad inizializzare gli stress mediante la risoluzione del modello nel quale si è attribuito all'ammasso il criterio di Mohr-Coulomb specificando parametri di resistenza estremamente elevati.

Verificato che la soluzione fosse conforme alle condizioni applicate al sistema, si sono quindi attribuite alla matrice rocciosa e alle discontinuità le caratteristiche fisico-meccaniche precedentemente derivate e, prima di procedere nuovamente all'analisi, si sono identificati dei punti significativi nei quali poter seguire più in dettaglio il comportamento deformativo dell'ammasso attraverso le loro "time histories".

Infine si è proceduto a realizzare le escavazioni che hanno portato alla conformazione geometrica degli attuali profili topografici mediante l'annullamento dei domini correlati agli spaccati dei vari fronti di cava e, ad ogni step, si è valutata la condizione di stabilità dell'ammasso mediante il plot degli spostamenti e degli stress agenti nel sistema.

Di seguito vengono riportati alcuni dei grafici ritenuti significativi riguardanti le analisi di stabilità agli elementi distinti effettuate (Fig. da 3.8.2 a 3.8.20), i quali verranno discussi successivamente nel capitolo 4.

Sezione A-A': profilo naturale

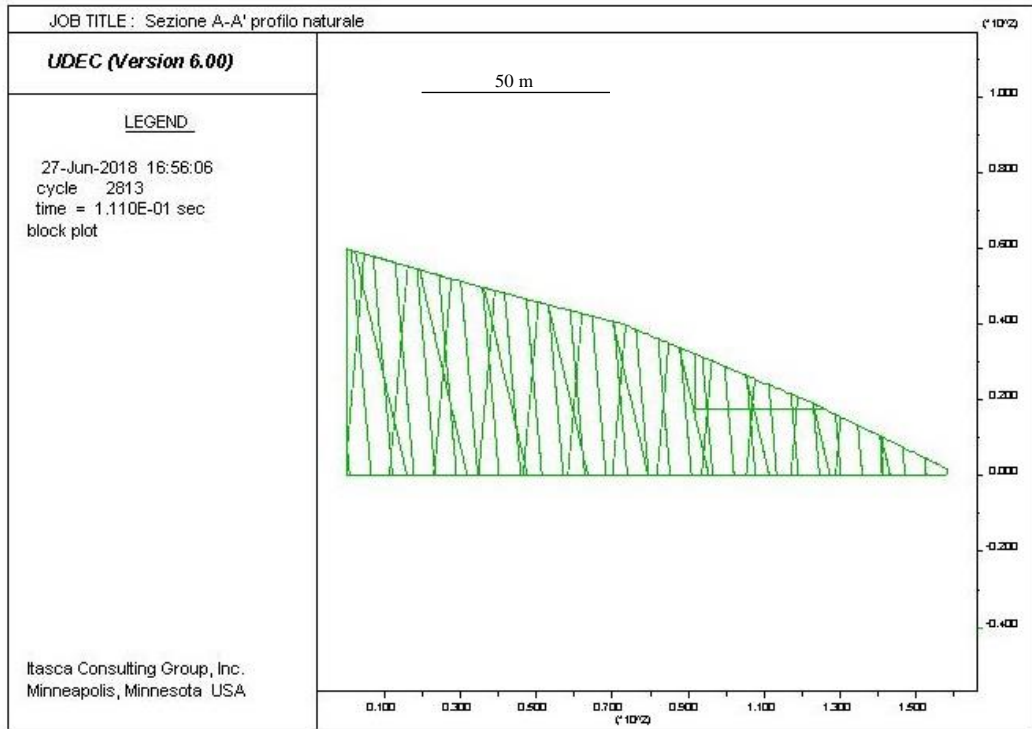


Figura 3.8.2: Modello geometrico raffigurante il profilo naturale del versante e le discontinuità inserite.

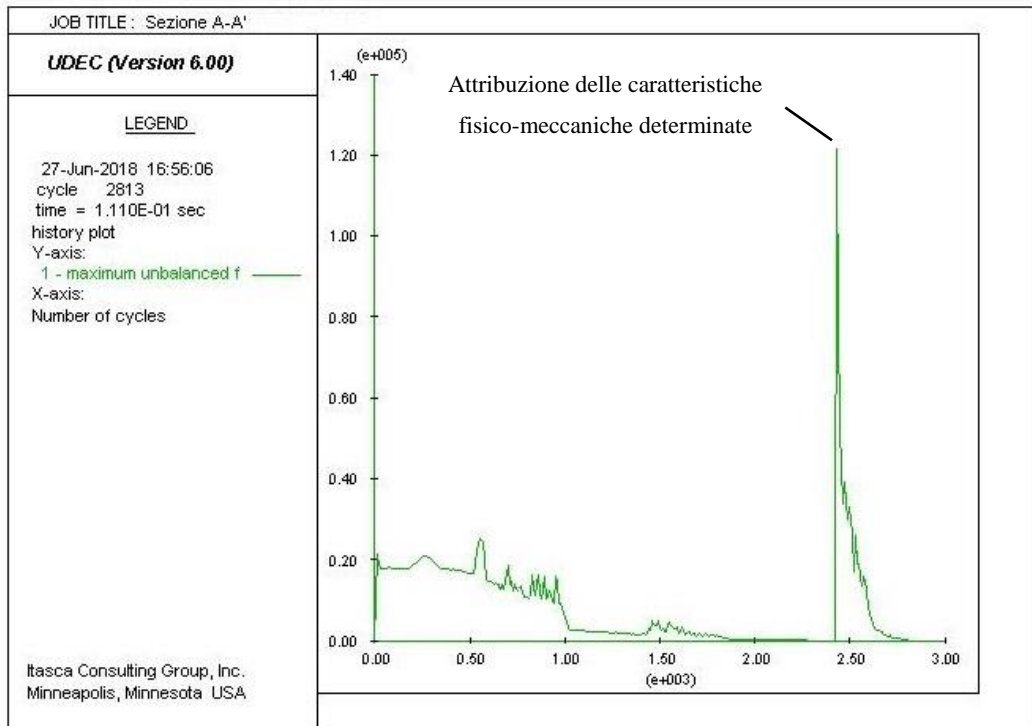


Figura 3.8.3: Andamento della massima forza non bilanciata durante l'esecuzione dell'analisi DEM.

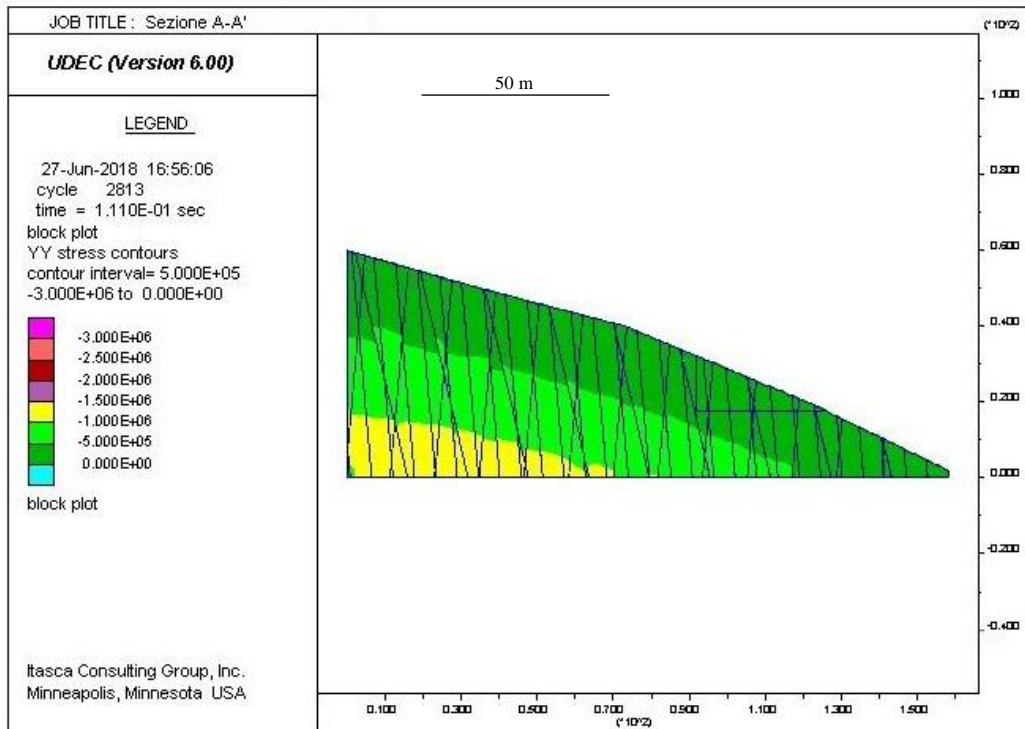


Figura 3.8.4: Rappresentazione mediante contour della distribuzione dello stress verticale.

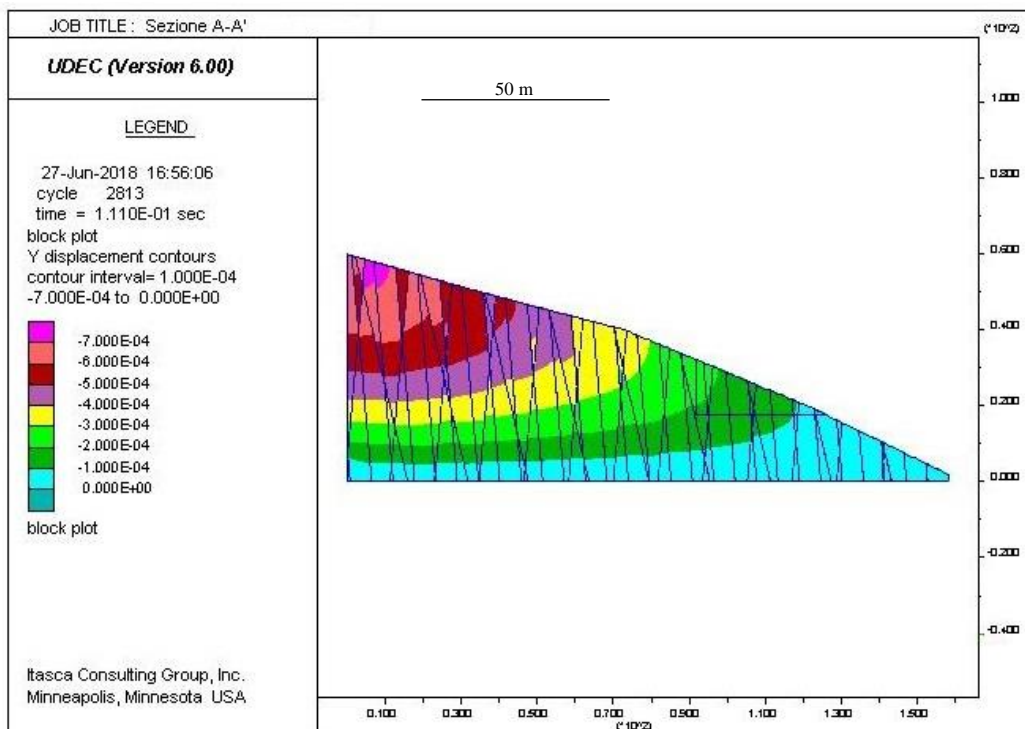


Figura 3.8.5: Rappresentazione mediante contour degli spostamenti verticali verificatisi.

Sezione A-A': profilo attuale

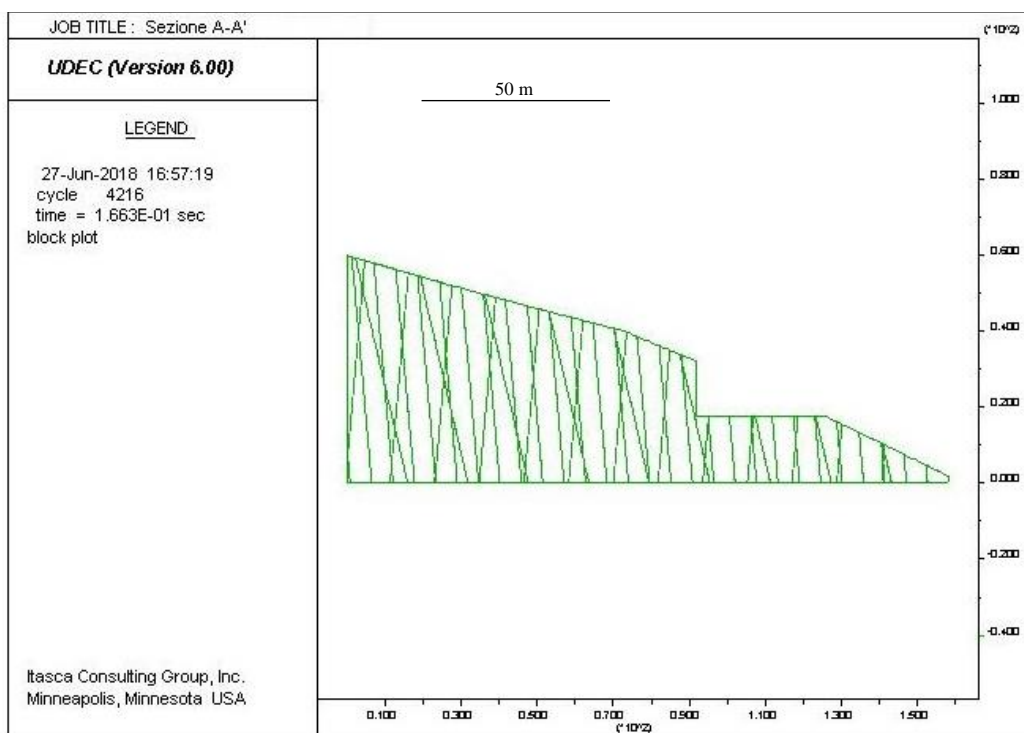


Figura 3.8.6: Modello geometrico raffigurante il profilo attuale del versante a seguito della realizzazione del fronte di scavo.

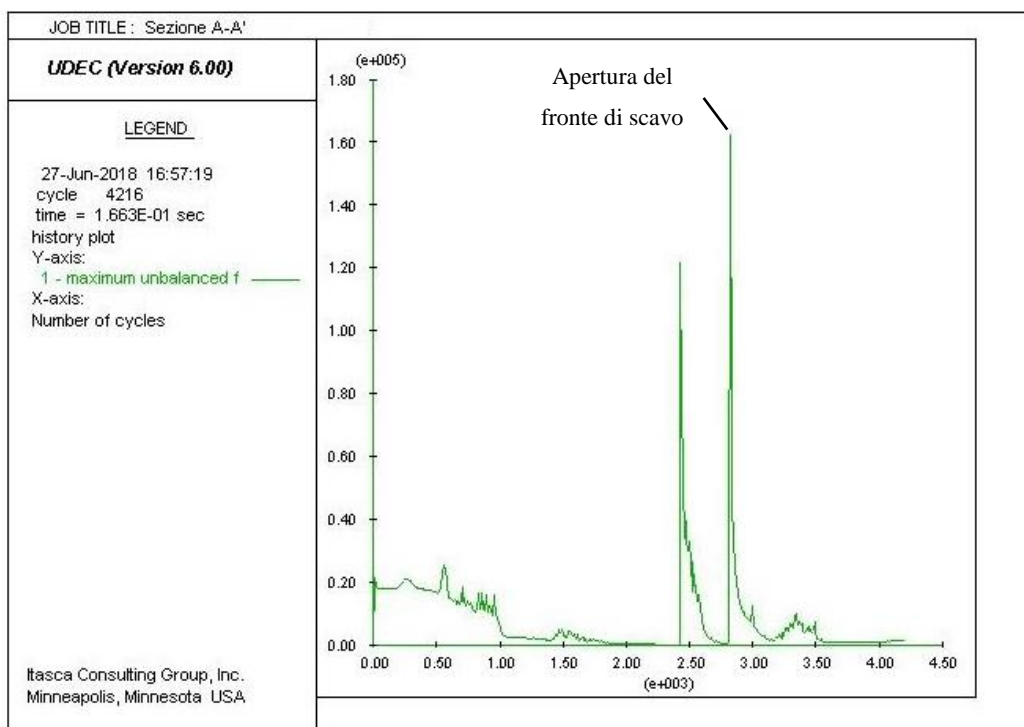


Figura 3.8.7: Andamento della massima forza non bilanciata durante l'esecuzione dell'analisi DEM.

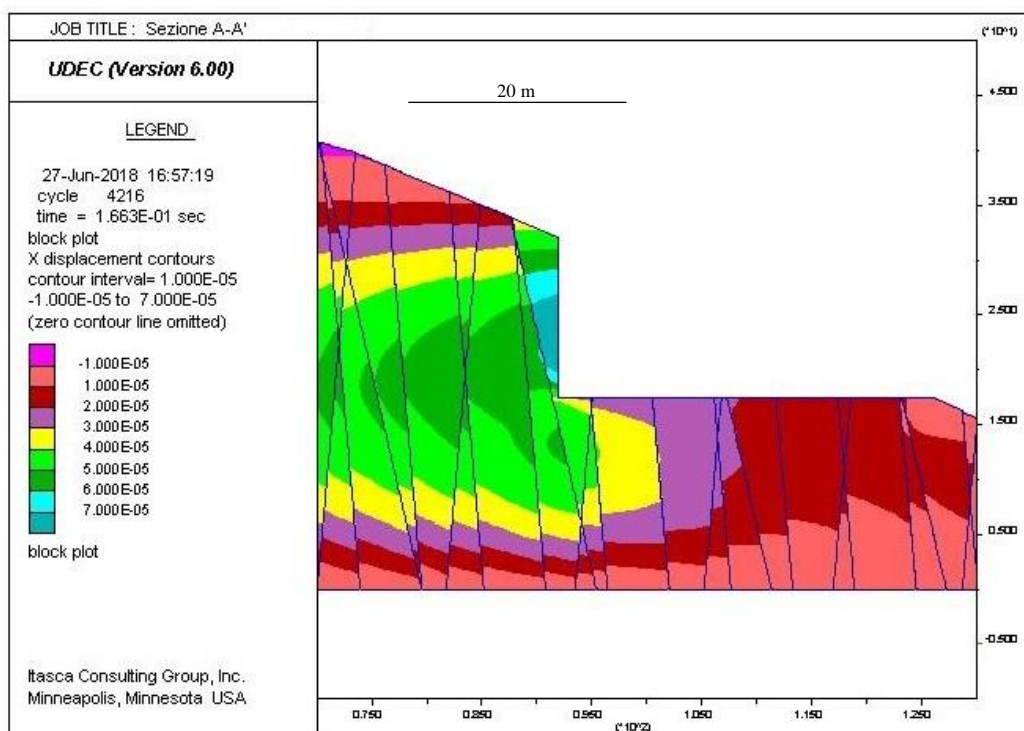


Figura 3.8.8: Rappresentazione mediante contour degli spostamenti orizzontali verificatisi in prossimità del fronte di scavo.

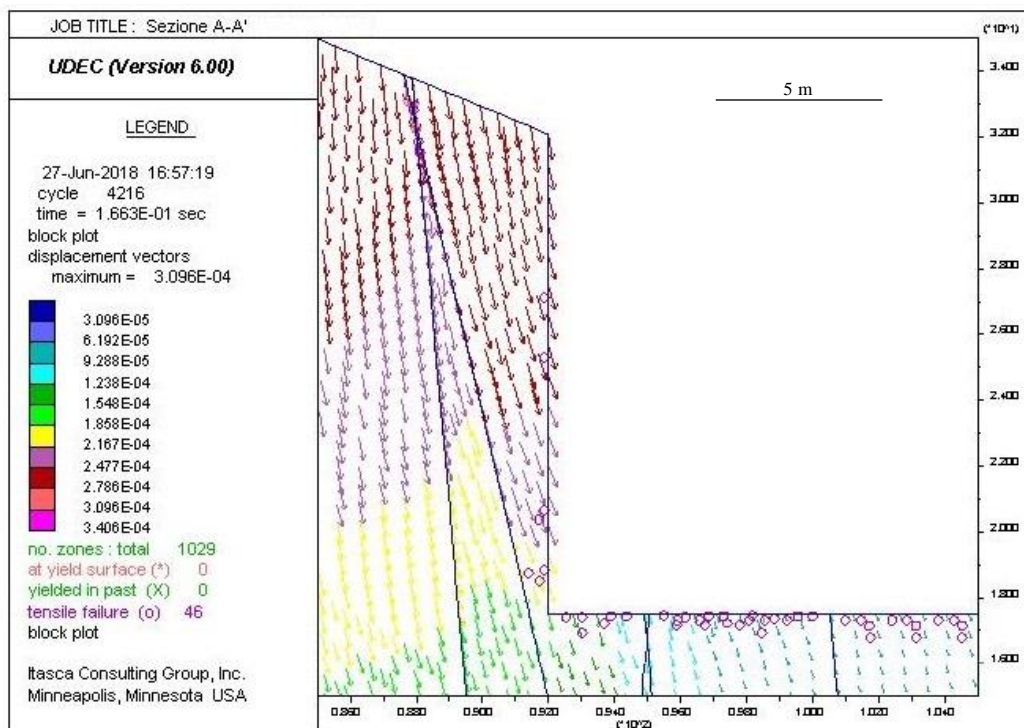


Figura 3.8.9: Vettori raffiguranti lo spostamento avvenuto in prossimità del fronte di scavo.

Sezione B-B': profilo naturale

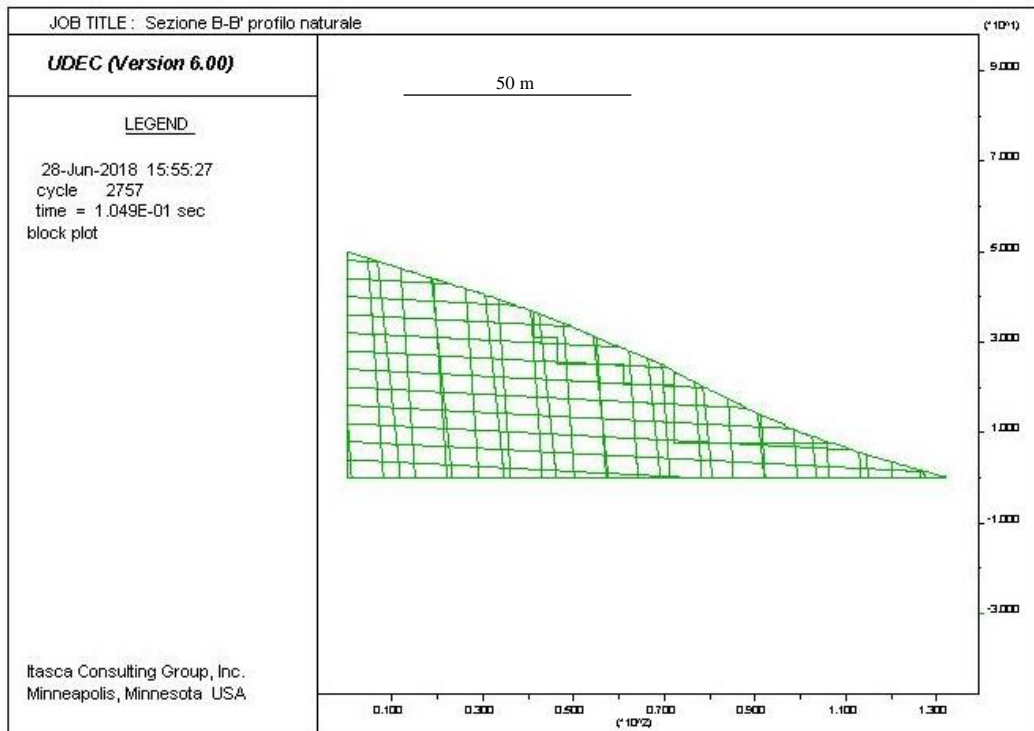


Figura 3.8.10: Modello geometrico raffigurante il profilo naturale del versante e le discontinuità inserite.

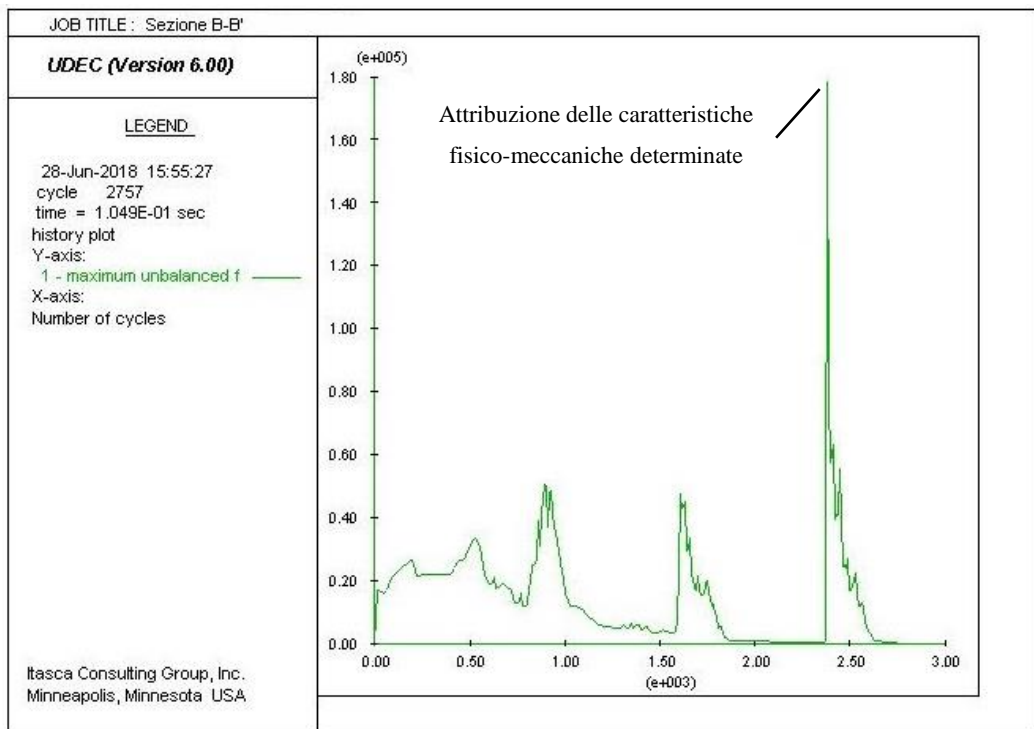


Figura 3.8.11: Andamento della massima forza non bilanciata durante l'esecuzione dell'analisi DEM.

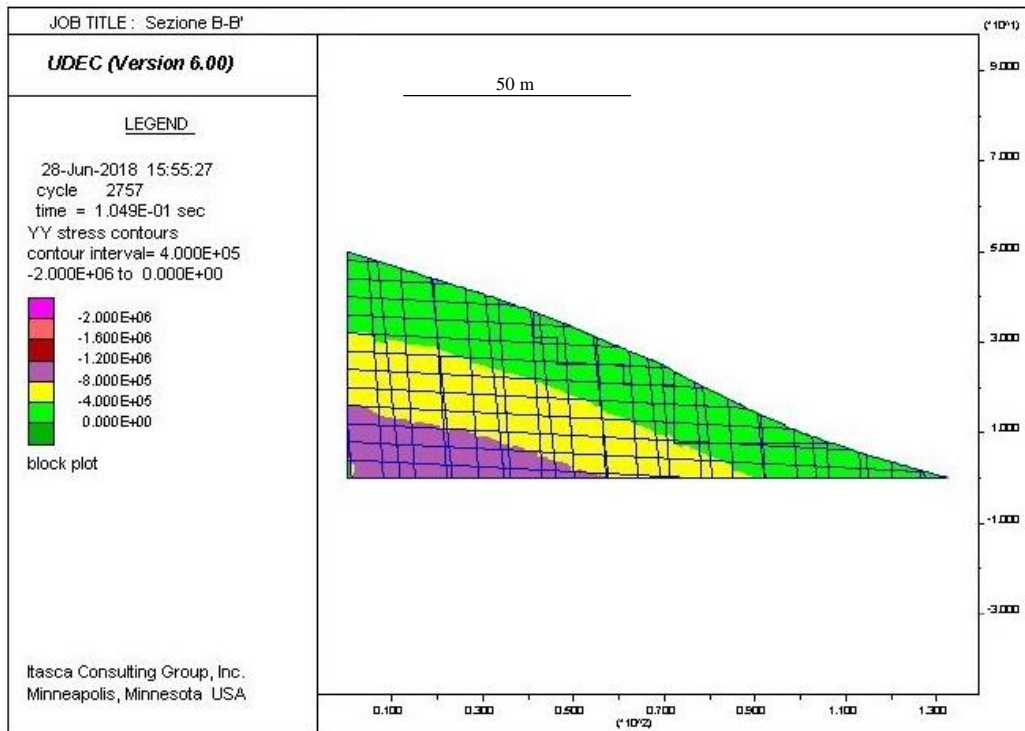


Figura 3.8.12: Rappresentazione mediante contour della distribuzione dello stress verticale.

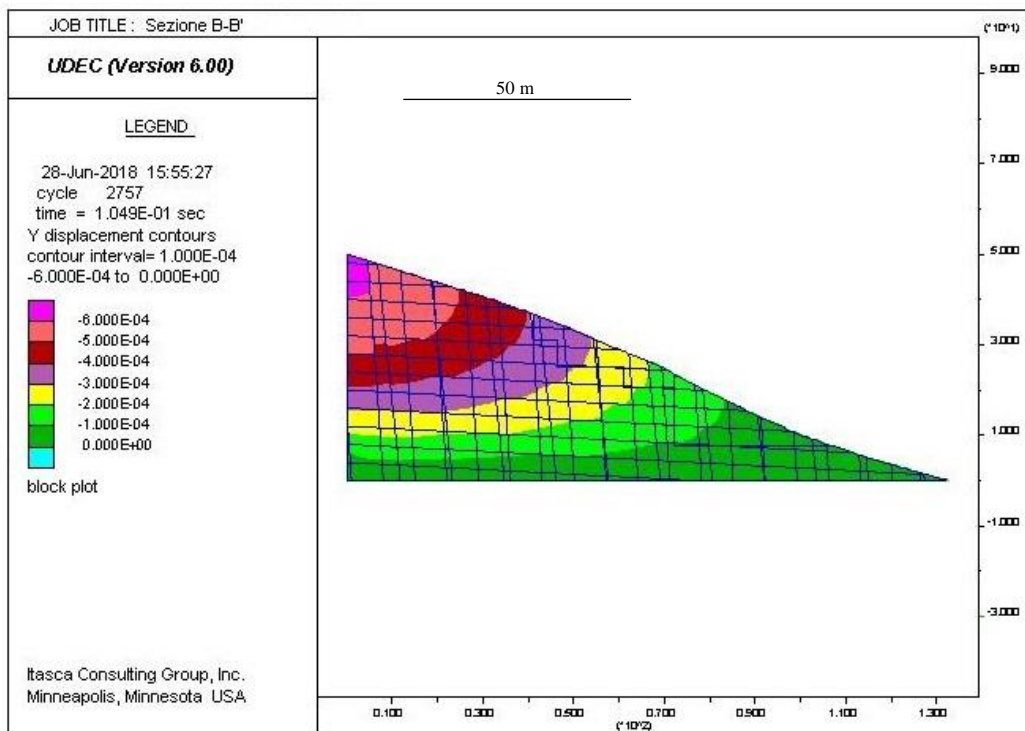


Figura 3.8.13: Rappresentazione mediante contour degli spostamenti verticali verificatisi.

Sezione B-B': apertura del primo fronte di scavo

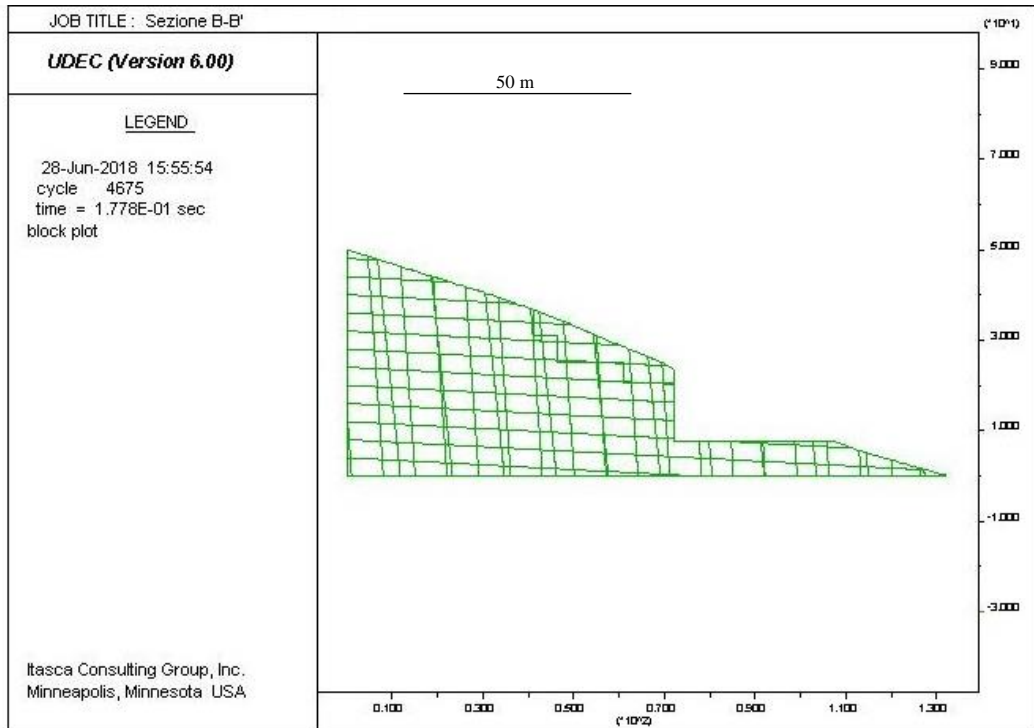


Figura 3.8.14: Modello geometrico raffigurante il profilo del versante successivamente alla realizzazione del primo fronte di scavo.

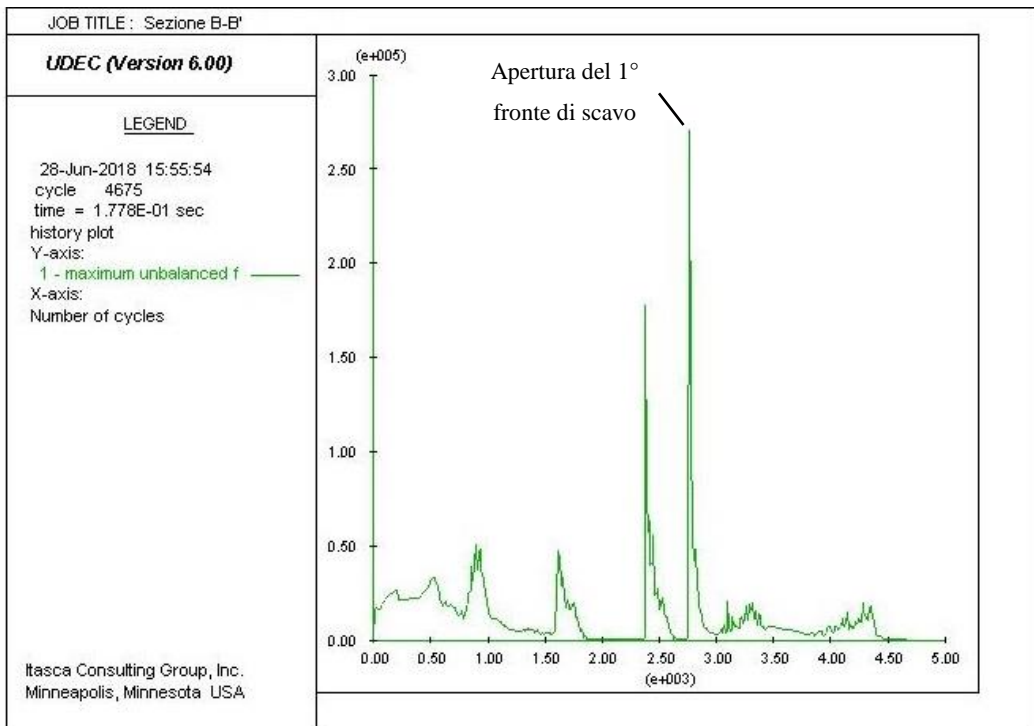


Figura 3.8.15: Andamento della massima forza non bilanciata durante l'esecuzione dell'analisi DEM.

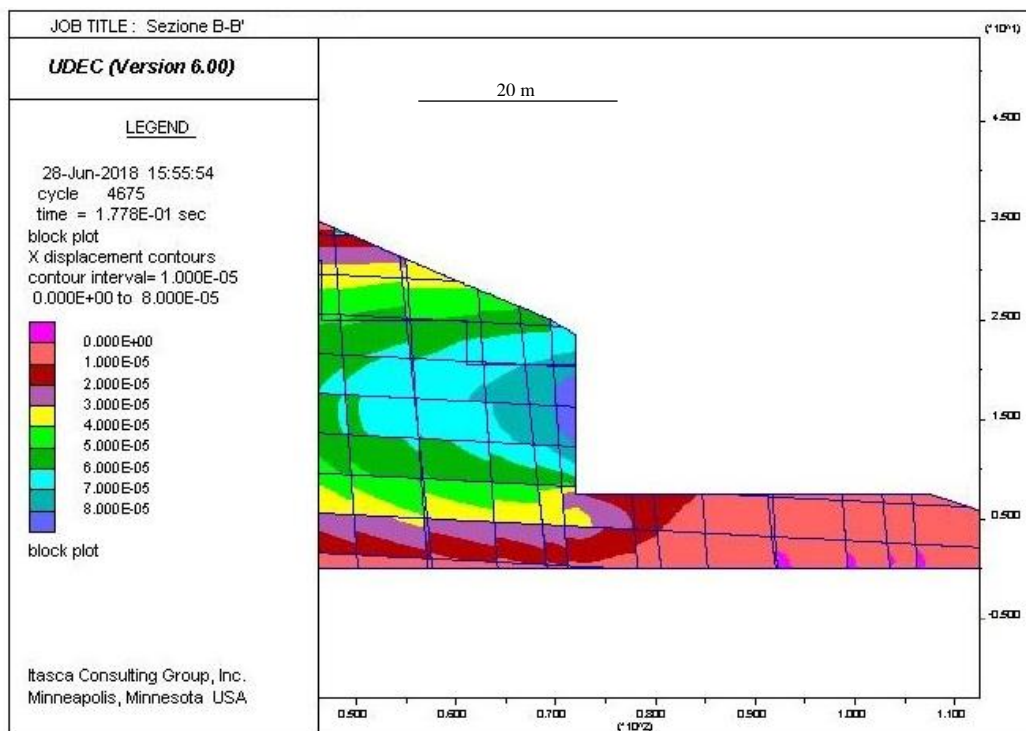


Figura 3.8.16: Rappresentazione mediante contour degli spostamenti orizzontali verificatisi in prossimità del fronte di scavo.

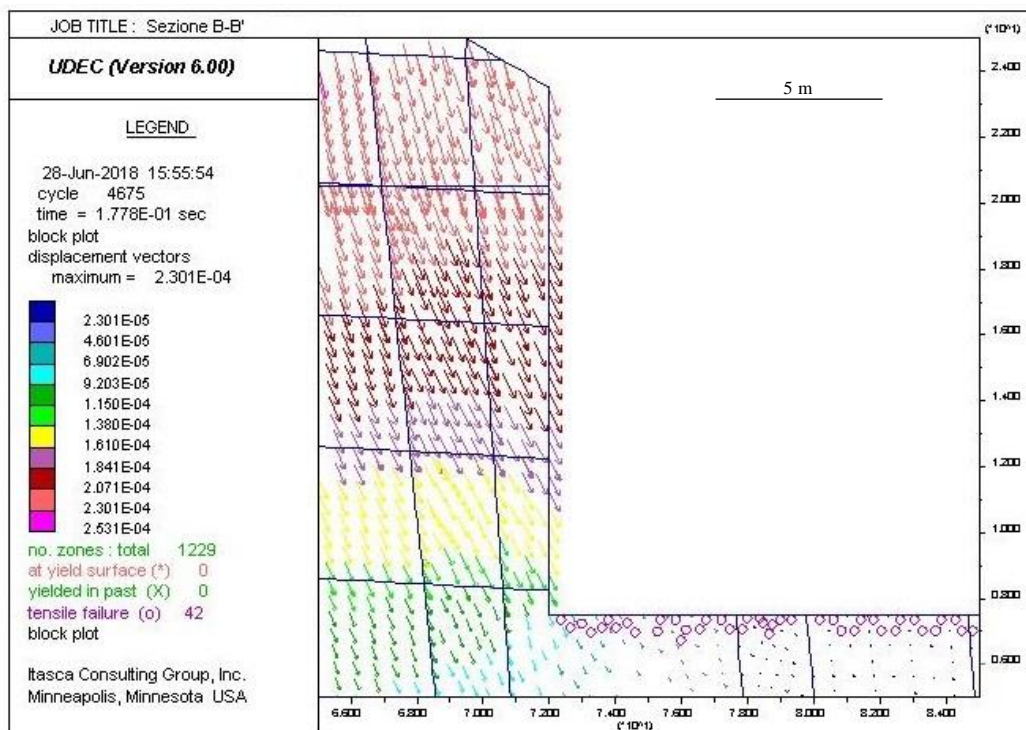


Figura 3.8.17: Vettori raffiguranti lo spostamento avvenuto in prossimità del fronte di scavo.

Sezione B-B': profilo attuale

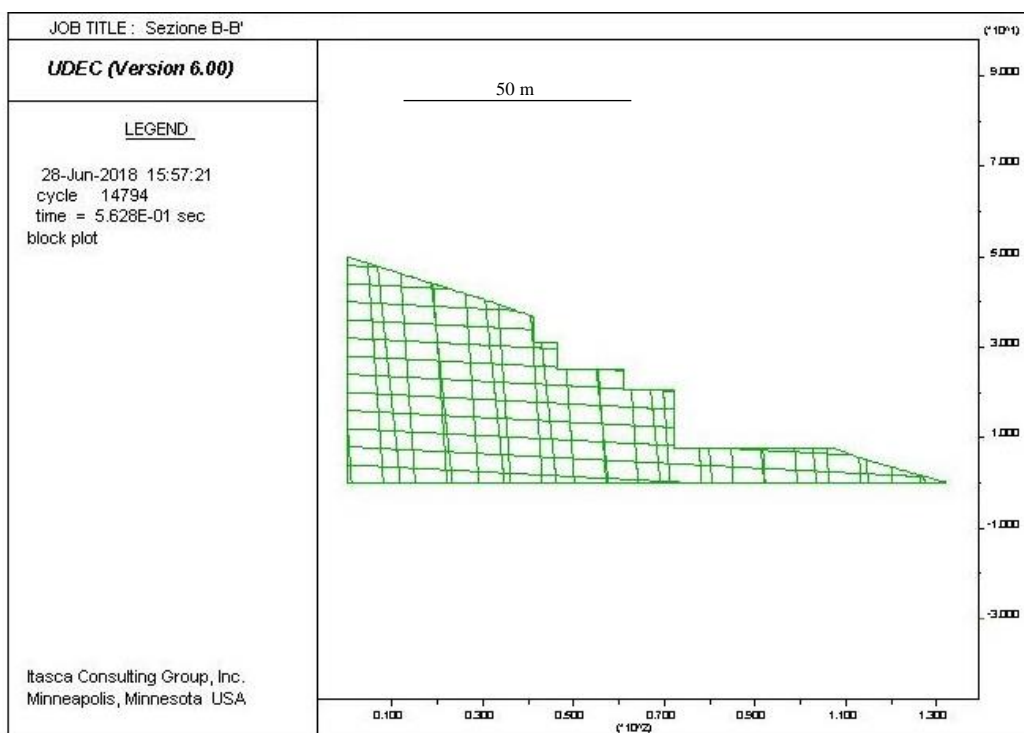


Figura 3.8.18: Modello geometrico raffigurante il profilo odierno del versante a seguito della realizzazione dell'attuale fronte di avanzamento.

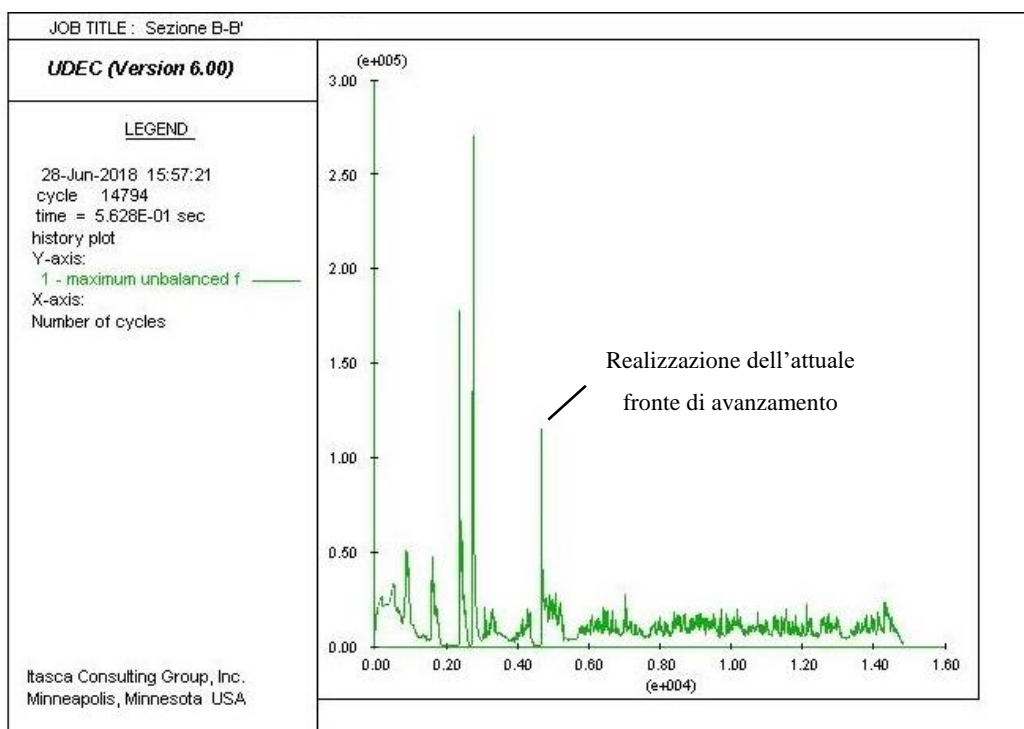


Figura 3.8.19: Andamento della massima forza non bilanciata durante l'esecuzione dell'analisi DEM.

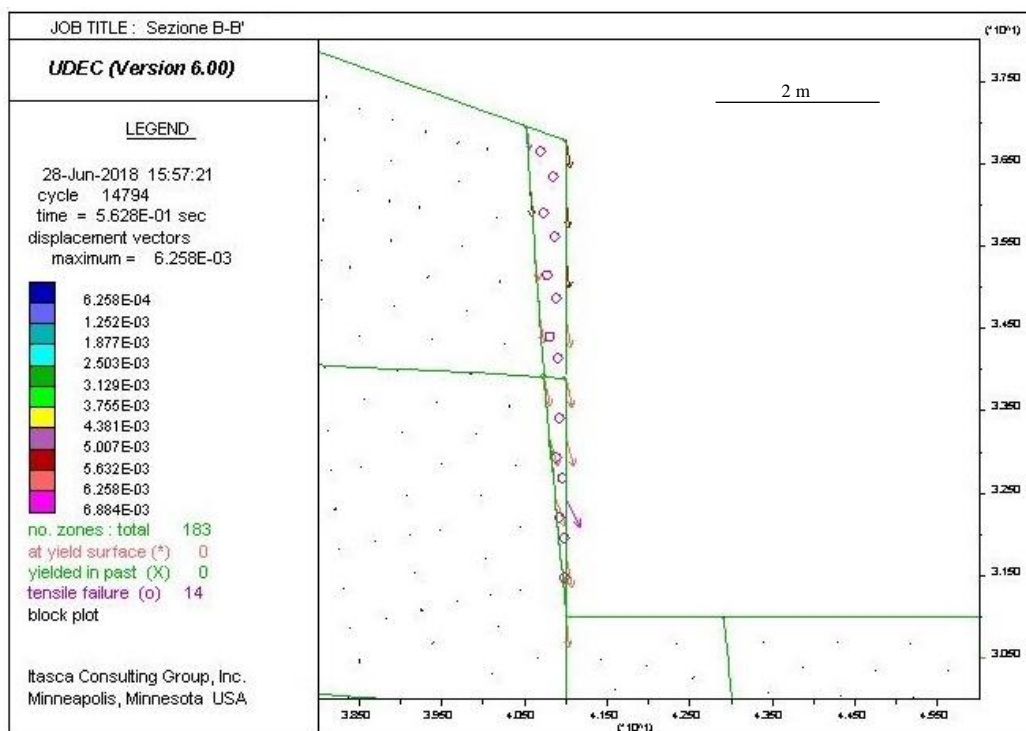


Figura 3.8.20: Vettori raffiguranti lo spostamento avvenuto nella porzione più critica dell'attuale configurazione geometrica del versante coincidente con la parete verticale dell'ultimo gradone costituente l'odierno fronte di avanzamento.

4. Discussione dei risultati

In primo luogo si ritiene utile effettuare alcune considerazioni riguardanti taluni aspetti affrontati nelle fasi propedeutiche all'esecuzione delle analisi di stabilità.

La prima di esse riguarda l'applicazione ai risultati ottenuti mediante l'esecuzione delle prove di carico puntuale, dell'analisi di regressione logaritmica proposta da K. Thuro e R. J. Plinninger che, in questa circostanza, sembra aver dato un esito molto favorevole. Essa infatti ha permesso di definire un valore di resistenza a compressione uniaassiale della matrice rocciosa pari a 154 MPa, valore molto prossimo a quello medio ottenuto mediante le prove di compressione semplice (160 MPa), a dispetto del valore di resistenza calcolato per mezzo dell'applicazione della metodologia convenzionale proposta dalla norma ASTM il quale è risultato essere pari a 135 MPa.

Al contrario, alcune perplessità si hanno nel valore raggiunto dall'indice RQD. Come menzionato da diversi autori (Bieniawski, 1973, 1984; Edelbro 2003), è indubbio che tale indice presenti alcuni limiti ed il caso in esame ne sembra essere un esempio lampante. L'indice RQD è una misura direzionale e a causa della metodologia con cui viene generalmente definito, esso risulta essere maggiormente sensibile alla direzione del sondaggio o della scanline piuttosto che alla spaziatura delle discontinuità o alle misurazioni della frequenza delle fratture (Fig. 4.1).

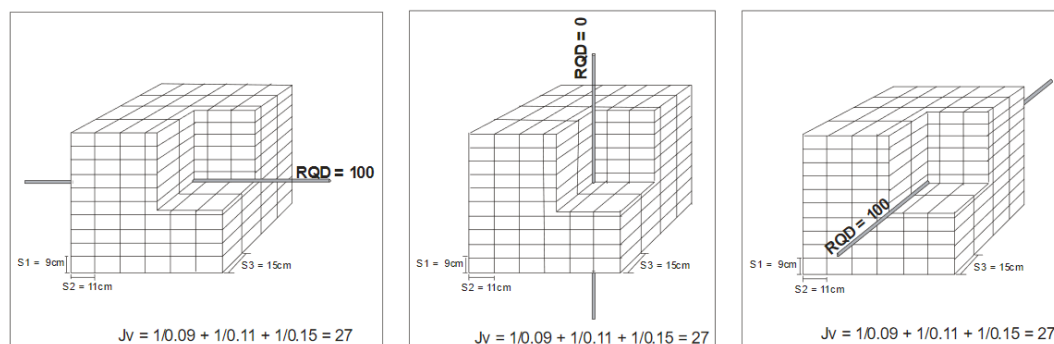


Figura 4.1: Tre esempi estremi illustranti come l'indice RQD possa assumere un valore pari a 0 o 100 per lo stesso tipo e grado di fratturazione dell'ammasso solamente variando la direzione lungo la quale viene definito (rockmass.net).

Infatti, nel caso affrontato, pur avendo caratterizzato un ammasso contraddistinto da una stratificazione molto fitta, essendo il valore di riferimento assunto dalla spaziatura di tale discontinuità pari a 9 cm, l'indice RQD calcolato mediante le relazioni proposte da Deere (1963) e Hudson & Priest (1979) assume un valore pari al 100%. Una condizione più vicina alla realtà sembrerebbe essere riportata dall'applicazione dell'equazione proposta da Palmström (2005) grazie alla quale l'indice RQD scende al 77%.

Infine si ritiene utile effettuare un confronto fra le giaciture delle discontinuità acquisite in campagna e quelle collezionate a monitor sul modello tridimensionale generato (Fig. 4.2).

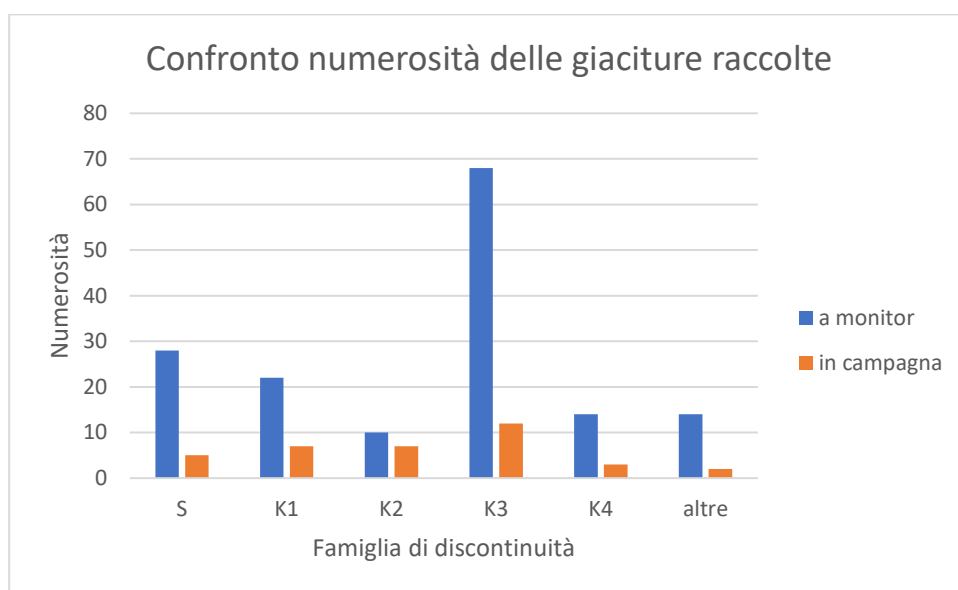


Figura 4.2: Confronto fra la numerosità delle giaciture delle discontinuità acquisite in campagna e a monitor suddivise per famiglia.

Come si evince dal grafico sopra riportato, le giaciture acquisite a monitor sono in numero considerevolmente superiore rispetto a quelle raccolte in campagna durante l'esecuzione del rilievo geomeccanico, e da ciò non può altro che trarre beneficio il valore giaciturale assunto dai piani medi delle varie famiglie in quanto la sua definizione è una mera questione statistica. Tuttavia, nonostante la cospicua differenza nel numero di dati campionati, i valori di immersione e inclinazione acquisiti dal

piano medio della medesima famiglia mediante l'applicazione delle due differenti metodologie non differiscono così significativamente come ci si potrebbe aspettare (Fig. 4.3).

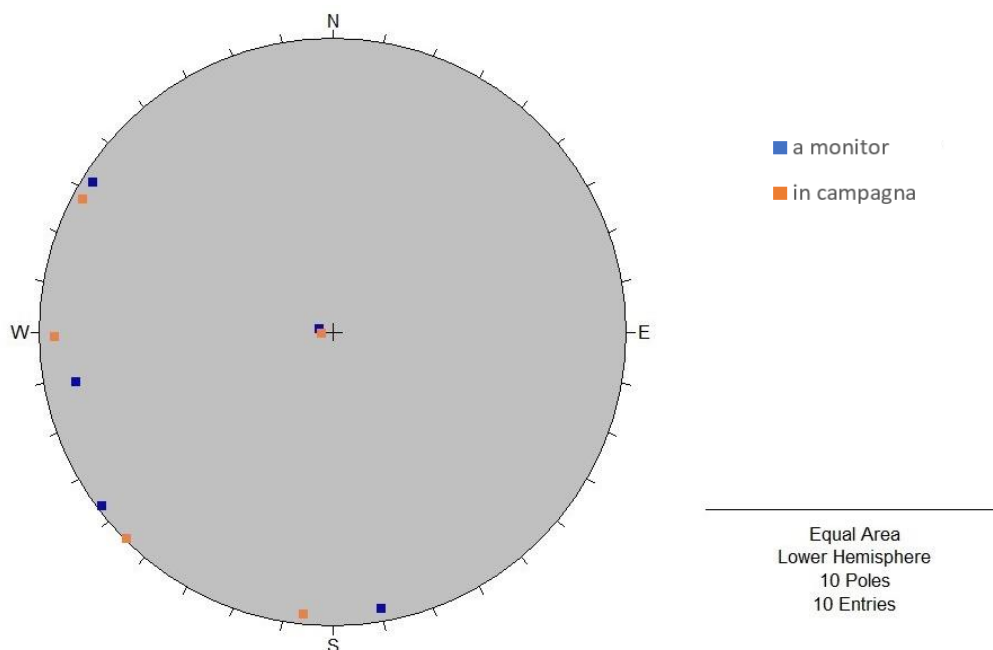


Figura 4.3: Confronto fra i poli medi delle varie famiglie di discontinuità determinati mediante l'acquisizione delle giaciture effettuata a monitor o in campagna.

Oltre a ciò, il modello tridimensionale se da un lato rappresenta uno strumento estremamente valido per quanto riguarda la semplicità, rapidità, versatilità e precisione dell'acquisizione del dato geometrico, dall'altro, mediante l'utilizzo dei soli strumenti accennati qui nei vari capitoli, non trova una sua applicazione altrettanto efficace nella definizione degli ulteriori parametri necessari alla caratterizzazione geomeccanica dell'ammasso, ambito nel quale si ritiene che rimanga centrale e imprescindibile il ruolo dell'analisi geomeccanica tradizionale.

Passando ora ai risultati ottenuti dalle analisi di stabilità, quelle eseguite con il metodo all'equilibrio limite non hanno evidenziato particolari criticità nelle sezioni analizzate, essendo i fattori di sicurezza calcolati sulle varie superfici sempre mag-

giori al fattore di sicurezza minimo richiesto, pari a 1.3. L'unica eccezione riscontrata riguarda una situazione presente nell'antecedente fronte principale di avanzamento del polo 3, ove la presenza di una fascia di materiale roccioso maggiormente fratturato, qualificata mediante l'attribuzione di un valore pari a 25 dell'indice GSI, insistente su una porzione del fronte di scavo pressoché verticale, ha determinato un valore di Fs non ammissibile, pari a circa 1.1.

Per ovviare a tale situazione è stata eseguita un'ulteriore analisi simulando una configurazione geometrica della parete che prevedeva l'adozione di un angolo di scarpa pari ad 80°. Come si può vedere dalla Figura 3.7.5, tale assetto consentirebbe di rientrare nel grado di sicurezza richiesto in quanto incrementerebbe il valore di Fs fino a circa 1.4.

Tuttavia si ritiene opportuno evidenziare come l'adozione di una coltivazione a gradoni, sistema utilizzato nell'attuale fronte di scavo, possa chiaramente giovare alla stabilità complessiva del versante comportando un apprezzabile aumento dei fattori di sicurezza calcolati (Fig. 3.7.6 e 3.7.7).

Per quanto riguarda invece le analisi di stabilità eseguite con il metodo agli elementi distinti, vi è stato sempre il raggiungimento di una configurazione di equilibrio. Gli spostamenti verificatisi sono risultati essere minimi e, nella quasi totalità dei casi, rientranti nell'ordine di grandezza dei decimi di millimetro. A riguardo della presenza di zone in cui si è superata la resistenza a trazione del materiale, queste sono peculiarmente poste in prossimità della superficie di escavazione ed il loro verificarsi è molto probabilmente dovuto al detensionamento istantaneo generatosi in seguito all'annullamento delle porzioni di materiale afferenti alla realizzazione dei fronti di scavo durante le fasi di modellazione.

L'anomalia a tale configurazione è rappresentata dalla parete verticale costituente il raccordo con la superficie topografica dell'ultimo gradone, la cui condizione è illustrata nella Figura 3.8.20. In essa, data la prossimità alla superficie libera di una discontinuità che viene a giorno alla base della parete, la quale determina l'isola-

mento di un cuneo di materiale, si sono verificati degli spostamenti che hanno raggiunto un valore massimo pari a quasi 6.3 millimetri, oltre ad essere stata superata in diverse porzioni dell'elemento la resistenza a trazione del materiale.

Questa risulta essere la rappresentazione della condizione più critica rilevata.

È necessario però sottolineare che il volume di materiale interessato è molto esiguo: il cuneo nella zona sommitale più spessa ha una dimensione di circa mezzo metro, la quale si riduce progressivamente verso il basso. Inoltre, le semplificazioni attuate nel modello hanno generato dei blocchi che nella realtà risultano essere decisamente più ridotti nelle dimensioni e sono state assunte delle pareti verticali, caratteristica per quanto possibile evitata durante le fasi di escavazione.

Alla luce di ciò, nonostante il raggiungimento di una condizione di equilibrio anche in questa circostanza, non è da escludersi l'eventualità di occasionali distacchi di blocchi dalle superfici libere i quali, molto probabilmente, sarebbero caratterizzati da dimensioni comparabili alla taglia media del blocco roccioso tipico, valore precedentemente calcolato nel capitolo 3.3 e risultato essere pari a circa 2 decimetri cubi.

5. Conclusioni

Le metodologie impiegate in questo progetto si sono dimostrate adeguate al conseguimento dell'obiettivo prefissato, integrandosi efficacemente e consentendo di ricreare un modello geologico-tecnico dei vari fronti di escavazione congruente con l'assetto a piccola scala definito mediante l'analisi delle fonti bibliografiche disponibili sull'area di interesse.

In particolare, il rilievo geomeccanico tradizionale si è dimostrato essere uno strumento imprescindibile per la completa caratterizzazione dell'ammasso roccioso, sia per quanto riguarda la definizione delle famiglie di discontinuità presenti (essendo le giaciture collezionate a monitor sul modello tridimensionale del fronte soggette ad una maggiore variabilità, fattore che potrebbe portare ad accomunare in un unico valore giaciturale due famiglie molto prossime fra loro), ma soprattutto nella definizione delle loro caratteristiche, ambito nel quale invece risulta essere al momento l'unico strumento applicabile con efficacia.

Anche le prove di laboratorio effettuate si sono dimostrate adatte a ricavare i parametri di resistenza ed elastici della matrice rocciosa ricercati. Inoltre, si ritiene opportuno sottolineare come il valore attribuito alla resistenza a compressione uniaassiale del materiale avrebbe trovato una più che accettabile definizione anche mediante l'esecuzione dei soli Point Load Test grazie all'applicazione dell'analisi di regressione logaritmica al set di dati acquisito.

Per quanto riguarda il rilievo fotogrammetrico abbinato alla ricostruzione dei modelli tridimensionali dei fronti di cava, si ritiene che questo abbia svolto un ruolo fondamentale per un'acquisizione precisa del dato geometrico. Oltre a ciò, questa metodologia permette la definizione a posteriori delle sezioni da analizzare, consentendo di svincolare tale fase dall'attività da svolgersi in campagna. L'esecuzione del rilievo da drone consente altresì di ridurre sensibilmente il tempo utile alla sua realizzazione, con un conseguente beneficio economico, oltre a permettere lo sviluppo delle indagini in luoghi difficilmente accessibili.

Le due tipologie di analisi di stabilità applicate si sono dimostrate complementari. Le analisi all'equilibrio limite hanno permesso di avere un quadro d'insieme delle

condizioni di stabilità dei fronti mediante il calcolo dei fattori di sicurezza di molteplici potenziali superfici di scivolamento, mentre quelle agli elementi distinti hanno consentito di studiare più dettagliatamente le deformazioni e lo stato tensionale dell'ammasso roccioso. Nel primo caso le verifiche hanno evidenziato una sola situazione problematica riconducibile ad un fattore di sicurezza ritenuto non accettabile, alla quale si potrebbe agevolmente porre rimedio procedendo ad una riprofilatura del fronte di scavo secondo un angolo di scarpa inferiore o uguale a 80° . Nel secondo caso invece, le analisi effettuate hanno evidenziato come vi sia la possibilità di distacco di materiale dalle alzate delle varie gradonature, fenomeni che tuttavia risulterebbero essere di dimensioni contenute.

Oltre a tali aspetti non si sono rilevate situazioni particolarmente critiche nelle varie sezioni investigate. Ciononostante, al fine di uniformarsi alla normativa vigente (art.119 del DPR 9 Aprile 1959, n. 128), fatta salva la necessità di rimuovere gli occasionali tetti di roccia presenti e gli eventuali blocchi isolati che possono venire a crearsi durante le fasi di escavazione, si ritiene doveroso procedere, ove necessario, alla riprofilatura delle scarpate di scavo, le quali attualmente si presentano in alcuni casi strapiombanti o aggettanti.

Inoltre, nonostante l'assetto stratigrafico favorevole e le elevate caratteristiche di resistenza della matrice rocciosa, si consiglia comunque l'adozione di una coltivazione a gradonate, in quanto si è dimostrato come questa determini un apprezzabile aumento del fattore di sicurezza.

Andrà infine prestata la massima attenzione alla possibile caduta di blocchi isolati: nel caso si rendesse necessario, si dovrà valutare l'eventualità di installare reti paramassi nei lotti ove si presenti una sospensione delle fasi di coltivazione.

Bibliografia

Agisoft LLC, (2016), Agisoft PhotoScan Manuale d'uso, Versione Professional, Versione 1.2.

Associazione Nazionale Ingegneri Minerari, delle Georisorse e delle Geotecnologie (A.N.I.M.), (2011), Norme tecniche sulle costruzioni (NTC) e attività estrattiva – Riflessioni sulle novità proposte e sull'applicazione del metodo, Collana tecnica A.N.I.M., supplemento a Quarry and Construction, N° 578, Aprile 2011.

ASTM International, Standard Test Method for Determination of the Point Load Strength Index of Rock, Designation: D 5731 - 02, United States.

ASTM International, Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Intact Rock Core Specimens, Designation: D 2938 - 95 (Reapproved 2002), United States.

Barbieri, G., Grandesso, P. (2007), Note Illustrative della Carta Geologica d'Italia alla scala 1:50.000, Foglio 082 Asiago, S.EL.CA. Firenze.

Barton, N., Bandis, S., (1990), Review of predictive capabilities of JRC-JCS model in engineering practice, Rock Joints, Barton & Stephansson (eds) 1990 Balkema, Rotterdam, ISBN 90 6191 1095.

Berti, M., (1998), Raccolta ed elaborazione dati per la caratterizzazione degli ammassi rocciosi, Corso di aggiornamento professionale per l'Ordine Regionale dei Geologi del Veneto, Dispense, Padova.

Bertotti, G., Picotti, V., Bernoulli, D., Castellarin, A. (1993), From rifting to drifting: tectonic evolution of the South-Alpine upper crust from the Triassic to the Early Cretaceous. In: S. Cloetingh, W. Sassi, F. Horvath and C. Puigdefabregas (Editors), Basin Analysis and Dynamics of Sedimentary Basin Evolution. Sediment. Geol., 86: 53-76.

Borselli, L., (2018), SSAP 2010 (Slope Stability Analysis Program), Manuale di riferimento, versione 4.9.4 (2018).

Cai, M., (2009), A simple method to estimate tensile strength and Hoek-Brown strength parameter m_i of brittle rocks, ROCKENG09: Proceedings of the 3rd CANUS Rock Mechanics Symposium, Toronto.

Chiesurin, E., (2017), Il rilievo geomeccanico: aspetti teorici e applicativi, Seminario, Dispense, Padova.

Comastri, C., Corso di opere in terra, Dispense, Dipartimento di Ingegneria, Università degli Studi di Ferrara.

Decreto del Presidente della Repubblica 09 aprile 1959, n. 128, Norma di polizia delle miniere e delle cave.

Dewez, T., J., B., Girardeau-Montaut, D., Allanic, C., Rohmer, J., (2016), Facets: a Cloudcompare plugin to extract geological planes from unstructured 3D point clouds, The International Archives of the Photogrammetry, Remote Sensing and Spatial Information Sciences, Volume XLI-B5, XXIII ISPRS Congress, 12–19 July 2016, Prague, Czech Republic.

Di Cuia, R., Riva, A., Scifoni, A., Moretti, A., Spötl, C. and Caline, B., (2011), Dolomite characteristics and diagenetic model of the Calcari Grigi Group (Asiago Plateau, Southern Alps – Italy): an example of multiphase dolomitization. *Sedimentology*, 58: 1347–1369.

Doglioni, C., Bosellini, A., (1987), Eoalpine and mesoalpine tectonics in the Southern Alps, *Geologische Rundschau* 76/3: 735-754.

Finotto, F., Rossetto, R., Olivotto, M., (2008), Piano di Assetto del Territorio Intercomunale dei comuni di: Campolongo sul Brenta, Cismon del Grappa, Pove del Grappa, San Nazario, Solagna, Valstagna, Comunità montana del Brenta, Provincia di Vicenza, Regione Veneto.

Floris, M., (2016), *Geologia applicata con elementi di legislazione*, Dispense, Dipartimento di Geoscienze, Università degli Studi di Padova.

Genevois, R., *Considerazioni sui metodi numerici per l'analisi di stabilità*, Convenzione di ricerca Regione Veneto, Dipartimento di Geologia, Paleontologia e Geofisica, Parte C1.

Guastaldi, E., Salvini, R., Anselmi, M., Fantozzi, P. L. (2003), *Stereofotogrammetria digitale terrestre per la stabilità dei versanti in roccia: la cava Pelli di marmo "Giallo Siena" (Sovicille, Siena)*, Centro di Geotecnologie, Università degli Studi di Siena.

Hoek, E., Brown, E. T., (1997), *Practical estimates of rock mass strength*, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Vol 34, No 8, 1997, pages 1165-1186.

Hoek, E., Carranza-Torres, C., Corkum, B., (2002), *Hoek-Brown failure criterion – 2002 Edition*, Proc. NARMS-TAC Conference, Toronto, 2002, 1, 267-273.

ISRM, *Raccomandazioni per determinare la resistenza a compressione monoassiale e la deformabilità dei materiali rocciosi*, Rivista Italiana di geotecnica 3/94.

Itasca Consulting Group, Inc., *UDEC Universal Distinct Element Code*, Online Manual Table of Contents.

Marinos, P., G., Marinos, V., Hoek, E., (2008), *The Geological Strength Index (GSI): a characterization tool for assessing engineering properties for rock masses*.

Masetti, D., Fantoni, R., Romano, R., Sartorio, D., Trevisani, E., (2012), *Tectono-stratigraphic evolution of the Jurassic extensional basins of the eastern southern Alps and Adriatic foreland based on an integrated study of surface and subsurface data*, AAPG Bulletin, v. 96, no. 11, pp. 2065–2089.

Nori, L., (2009), *Introduzione operativa al concetto dei valori caratteristici secondo l'Eurocodice 7 (norma europea prEN1997-1)*.

Pandolfi, O., Berlinghieri, M., Oreste, P., Utilizzo della fotogrammetria digitale tri-dimensionale per lo studio della stabilità delle cave di marmo nelle Alpi Apuane, Harpaceas®.

Ravagnan, R., (2011), Evidenze di tettonica dinarica nell'area del Vajont e conseguenze sull'assetto geologico strutturale e idrogeologico locale, Tesi, Università degli Studi di Padova.

Riganese, L., (2013), Analisi di stabilità del versante sinistro del monte Toc (Pordenone), Tesi, Università degli Studi di Padova.

Rigo, M., (2015), Geologia Stratigrafica e Regionale, Dispense, Dipartimento di Geoscienze, Università degli Studi di Padova.

Ronchi, P., Masetti, D., Tassan, S., Camocino, D. (2012), Hydrothermal dolomitization in platform and basin carbonate successions during thrusting: A hydrocarbon reservoir analogue (Mesozoic of Venetian Southern Alps, Italy), Marine and Petroleum Geology, Volume 29, Issue 1, Pages 68-89.

Scotton, P., (2017), Geologia Tecnica e Progettazione Geologico-Tecnica, Dispense, Dipartimento di Geoscienze, Università degli Studi di Padova.

Thuro, K., Plinninger, R., J., (2001), Scale effects in rock strength properties. Part 2: Point load test and point load strength index, Rock Mechanics – a Challenge for Society, ISRM Regional Symposium, Eurock 2001, Finland.

Zampieri, D., (2015), Rilevamento Geologico 1, Dispense, Dipartimento di Geoscienze, Università degli Studi di Padova.

Zavaroni, G., M., (2015), Studio idrogeologico dell'acquifero carsico dell'Altopiano dei Sette Comuni (Provincia di Vicenza), Tesi, Politecnico di Milano.

Zorzi, Meccanica degli ammassi rocciosi, Il rilievo geomeccanico tramite l'utilizzo di scan-line, Dispense.

Sitografia

Agisoft PhotoScan: <http://www.agisoft.com/>

Autorità di Bacino dei fiumi Isonzo, Tagliamento, Livenza, Piave, Brenta-Bacchiglione, Progetto di piano stralcio per l'assetto idrogeologico dei bacini idrografici dei fiumi Isonzo, Tagliamento, Livenza, Piave, Brenta-Bacchiglione: http://www.adbve.it/pai_old/index.html

CloudCompare, Open Source project, danielgm.net: <https://www.danielgm.net/cc/>

Geoportale della Provincia di Vicenza, Piano Territoriale di Coordinamento della Provincia di Vicenza 2012 (PTCP):

<http://geoportale.provincia.vicenza.it/home.asp?sezione=1&cat=1>

Geostru, La classificazione degli ammassi rocciosi (Bieniawski, Romana): <http://www.geostru.fr/geoapp/documentazione/ammassirocciosi.pdf>

Geostru, La classificazione di Burton (Sistema Q):

<https://geoapp.geostru.eu/wp-content/uploads/2015/08/barton.pdf>

Geostru, Geostru PS 2018: <https://geoapp.eu/parametrisismici2018/>

Geostru, Stabilità dei pendii: <https://www.geostru.eu/it/stabilita-dei-pendii-2/>

Itasca Consulting Group, Distinct Element Method:

<https://www.itec.com/software/products/udec/distinct-element-method>

ORMAS V1.0: Online Rock Mass Strength:

<http://www.roozbehgm.com/codes/ormas/ormas.html>

Regione del Veneto, Infrastruttura dei Dati Territoriali del Veneto - Catalogo dei Dati: <http://idt.regione.veneto.it/app/metacatalog/>

Rockmass, Palmstrom on Block size and RQD:

http://www.rockmass.net/ap/77_Palmstrom_on_Block_size_and_RQD.pdf

Treccani, Sette Comuni, altipiano dei:

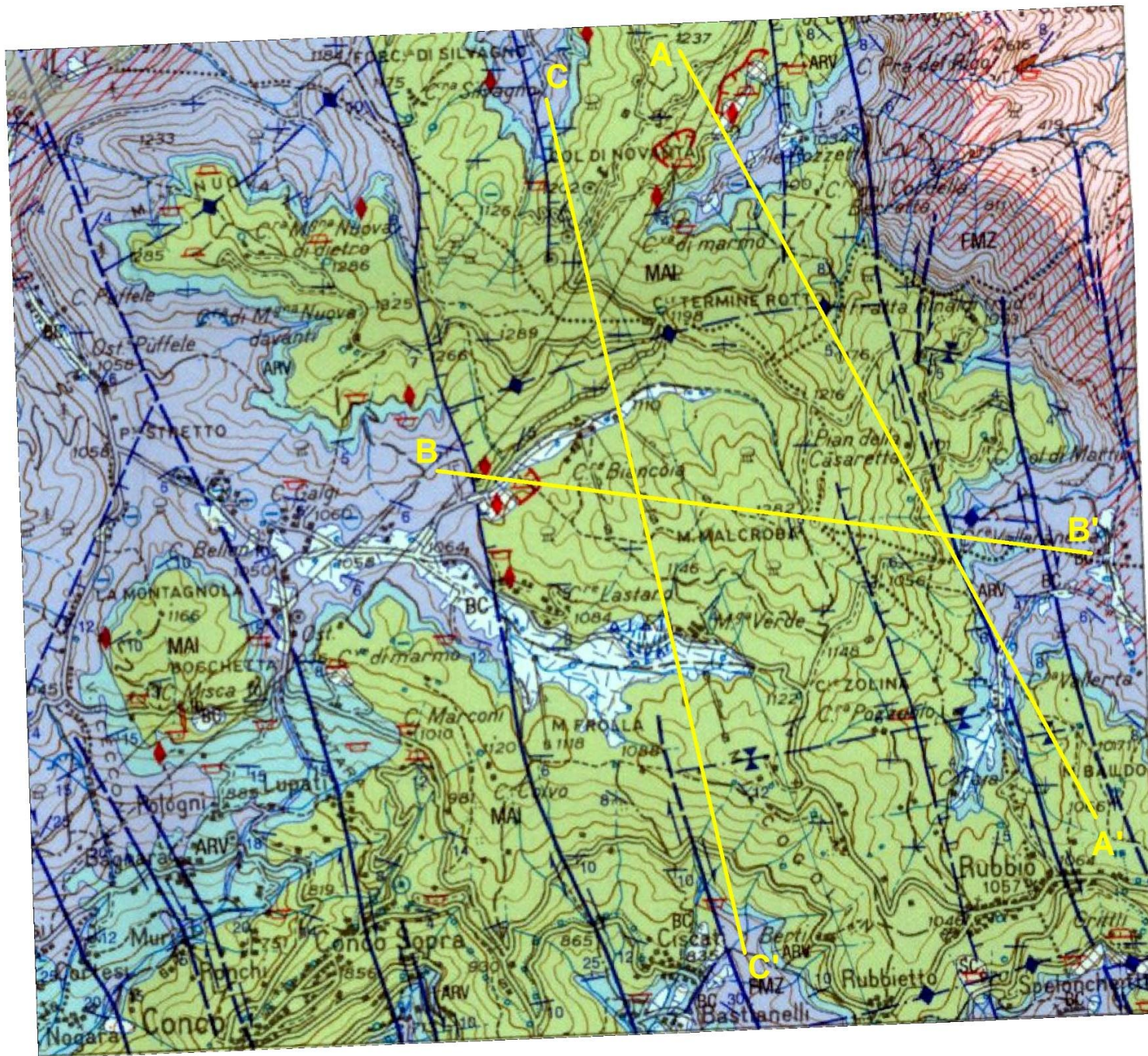
<http://www.treccani.it/enciclopedia/sette-comuni/>

Wikipedia, Altopiano dei Sette Comuni:

https://it.wikipedia.org/wiki/Altopiano_dei_Sette_Comuni

Wikipedia, Indice di correlazione di Pearson:

https://it.wikipedia.org/wiki/Indice_di_correlazione_di_Pearson



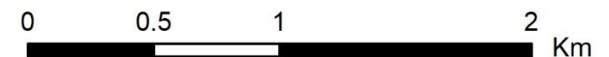
Legenda

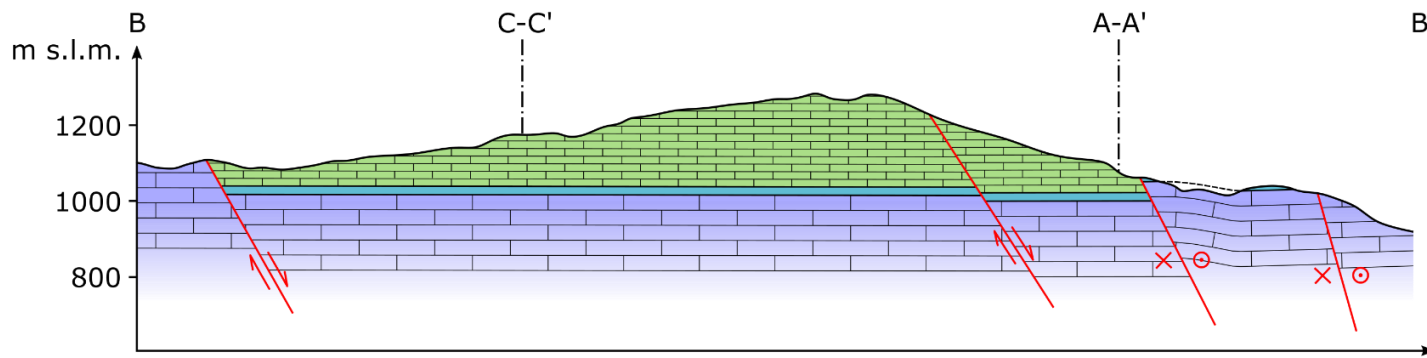
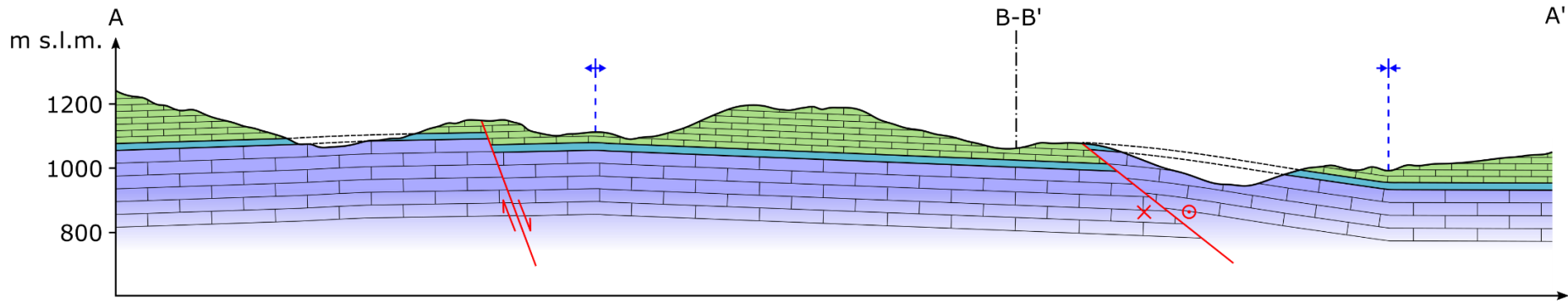
Litologia

- Dolomia Principale
- Formazione di Monte Zugna (Calcarei Grigi)
- Rosso Ammonitico Veronese
- Maiolica
- Gruppo di Bettinadi-Turcio

Elementi strutturali

- faglia normale
- >< faglia trascorrente
- faglia presunta
- anticlinale
- sinclinale





Legenda:

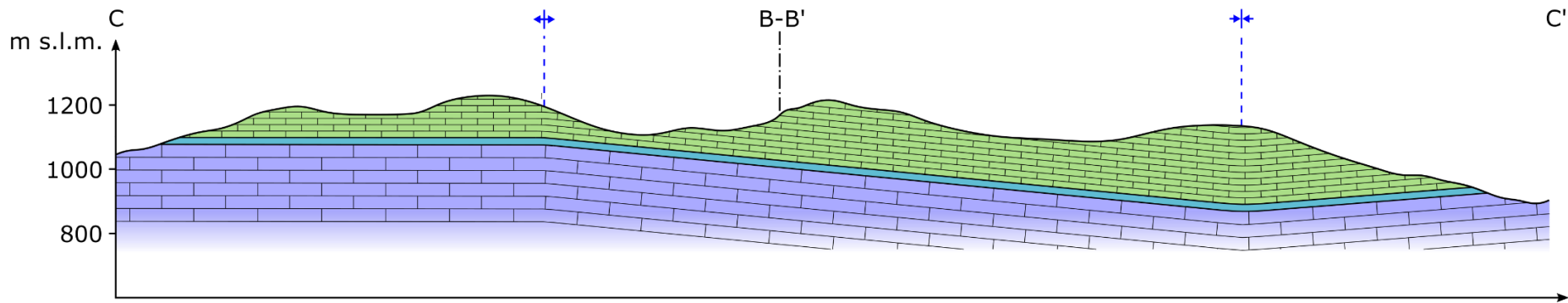
Formazioni

- Maiolica
- Rosso Ammonitico
- Monte Zugna

Elementi strutturali

- Faglia normale
- Faglia trascorrente
- Anticlinale
- Sinclinale

scala 1:20000



ALLEGATO 2

Data	27/05/2018		Stazione	Fronte Polo 3 Stazione N° 1		Località	Campolongo sul Brenta			
Operatore	Ivan Rizzi		Foto	Sì		Campioni	C01			
Affioramento:	Scavo superficiale			Metodo di scavo:	Meccanico					
Litologia:	Calcare micritico selcifero biancastro									
Posizione nella sequenza stratigrafica o formazione:	Maiolica									
Fattori geologici:	Fratture beanti		Carsismo							
Instabilità:	Ribaltamento di blocchi									
Ammasso (ISRM 78):	Bloccoso			Struttura:	R2 - Stratificata					
Alterazione (ISRM 78):	SW (W2) - Debolmente alterata Fisica per microfratturazione									
Resistenza (ISRM 78):	R4 - Resistente (frattura con pochi colpi di martello)									
GSI	Very Blocky - Poor					Valore	30 - 35			
VRU	lb =	2214 cm ³		Forma	Cubo		N° Famiglie	4		
	Jv =	13.3 j/m ³								
Piano di affioramento	Giacitura		Dip	90°		Altezza	3 m		Larghezza	50 m
			Dip dir	136°						
Linea di scansione	Giacitura		Plunge	0°		Deviaz.	6°		Lunghezza	20 m
			Trend	220°						
Intersezione	Giacitura			Tipo	Term. Fratt.	Semitraccia		Apertu.	Riemp.	JRC
	DIP	DIP DIR				Up	Down			
N°	(m)	(°)	(°)	*	IAO	(m)	(m)	(mm)	**	(-)
1	0.10	85	090	2	A	1.20	1.55	40	I	14-16
2	0.72	87	050	2	I	2.00	0.85	180	I/C	18-20
3	1.30	85	109	2	A	3.00	/	/	/	10-12
4	1.86	87	084	2	O	3.00	1.00	30	I	10-12
5	1.95	80	121	2	O	1.70	1.00	1	I	12-14
6	2.90	85	216	2	A	1.00	0.80	/	/	16-18
7	4.35	83	098	2	I	0.45	1.15	7	I	12-14
8	6.40	87	040	2	O	1.60	0.80	35	I/C	16-18
9	7.70	90	160	2	A	1.20	1.20	5	I/C	12-14
10	8.60	89	095	2	A	0.70	0.35	60	I	10-12
11	9.30	90	053	2	O	1.60	/	80	I	12-14
12	9.85	84	231	2	A	0.80	0.50	/	/	10-12
13	10.60	90	097	2	O	1.40	0.30	5	I	12-14
14	13.50	75	081	2	O	1.40	1.10	60	I/C	10-12
15	15.35	81	294	2	I	0.30	1.35	5	I	8-10
16	16.00	90	050	2	O	1.20	0.50	40	I	14-16
17	17.10	85	315	2	O	1.30	/	/	/	12-14
18	18.70	80	080	2	O	0.90	0.40	23	C	8-10
19	19.15	80	035	2	I	0.60	/	23	I	10-12
20	/	04	118	9	O	/	/	/	/	4-6
21	/	03	106	9	O	/	/	/	/	6-8
22	/	04	92	9	O	/	/	/	/	8-10
23	/	04	42	9	O	/	/	/	/	8-10
24	/	03	70	9	O	/	/	/	/	6-8
Terminazione frattura: I - in roccia intatta; A - contro un'altra frattura; O - fuori affioramento * : 1 - faglia; 2 - giunto; 3 - clivaggio; 4 - scistosità; 5 - taglio; 6 - vena; 7 - trazione; 8 - foliazione; 9 - stratificazione; 10 - stilolite ** : I - incoerente; C - coesivo inattivo; S - coesivo rigonfiante; Cm - cementato; Ca - calcite; Q - quarzo; T - talco; G - gesso										

ALLEGATO 3

Parametri sismici

Tipo di elaborazione: Fronti di scavo e rilevati

Muro rigido: 0

Sito in esame.

latitudine: 45,825029

longitudine: 11,652796

Classe: 1

Vita nominale: 35

Siti di riferimento

Sito 1 ID: 10963 Lat: 45,8206 Lon: 11,6276 Distanza: 2017,881

Sito 2 ID: 10964 Lat: 45,8217 Lon: 11,6991 Distanza: 3609,854

Sito 3 ID: 10742 Lat: 45,8716 Lon: 11,6976 Distanza: 6238,691

Sito 4 ID: 10741 Lat: 45,8706 Lon: 11,6260 Distanza: 5472,895

Parametri sismici

Categoria sottosuolo: A

Categoria topografica: T2

Periodo di riferimento: 35anni

Coefficiente cu: 0,7

Operatività (SLO):

Probabilità di superamento: 81 %

Tr: 30 [anni]

ag: 0,046 g

Fo: 2,488

Tc*: 0,235 [s]

Danno (SLD):

Probabilità di superamento: 63 %

Tr: 35 [anni]

ag: 0,050 g

Fo: 2,484

Tc*: 0,240 [s]

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento: 10 %

Tr: 332 [anni]

ag: 0,145 g

Fo: 2,395

Tc*: 0,295 [s]

ALLEGATO 3

Prevenzione dal collasso (SLC):

Probabilità di superamento: 5 %
Tr: 682 [anni]
ag: 0,192 g
Fo: 2,405
Tc*: 0,303 [s]

Coefficienti Sismici Fronti di scavo e rilevati

SLO:

Ss: 1,000
Cc: 1,000
St: 1,200
Kh: 0,000
Kv: 0,000
Amax: 0,537
Beta: 0,000

SLD:

Ss: 1,000
Cc: 1,000
St: 1,200
Kh: 0,028
Kv: 0,014
Amax: 0,585
Beta: 0,470

SLV:

Ss: 1,000
Cc: 1,000
St: 1,200
Kh: 0,066
Kv: 0,033
Amax: 1,704
Beta: 0,380

SLC:

Ss: 1,000
Cc: 1,000
St: 1,200
Kh: 0,000
Kv: 0,000
Amax: 2,255
Beta: 0,000

Le coordinate espresse in questo file sono in ED50
Geostru

Coordinate WGS84
latitudine: 45.824126
longitudine: 11.651787

ALLEGATO 4

AA.txt

```
*Sezione A-A' profilo naturale

tit
Sezione A-A' profilo naturale

ro 0.05

bl 0,0 0,60 158,60 158,0

change cons 1

*Profilo naturale
cr 0,60 35,50
cr 35,50 73,40
cr 73,40 121,20
cr 121,20 158,2
cr 158,2 158,0
cr 92,33 92,17.5
cr 92,17.5 127,17.5

*annullo dominio non utile
jreg id 1 0,60 35,60 35,50 0,60
jreg id 2 35,50 73,40 73,60 35,60
jreg id 3 73,40 121,20 121,60 73,60
jreg id 4 121,20 158,2 158,60 121,60

change cons 0 range jreg 1
change cons 0 range jreg 2
change cons 0 range jreg 3
change cons 0 range jreg 4

*creazione jregion nella quale inserire
discontinuità
jreg id 5 0,0 0,60 35,50 35,0
jreg id 6 35,0 35,50 73,40 73,0
jreg id 7 73,0 73,40 121,20 121,0
jreg id 8 121,0 121,20 158,2 158,0

tab 1 0,0 0,60 35,50 73,40 121,20 158,2 158,0
tab 2 92,33 92,31 92,29 92,27 92,25 92,23
92,21 92,19 92,17.5 97,17.5 102,17.5 107,17.5
112,17.5 117,17.5 122,17.5 127,17.5 92,33
```

*discontinuità

*sistema K1

jset ang 103 gap 0 spac 15.5 trac 80 orig 0,0
range inside tab 1

*sistema K3

jset ang 95 gap 0 spac 5.6 trac 80 orig 0,1
range inside tab 1

*sistema K4

jset ang 85 spac 11.7 orig 0,5 range inside tab
1

gen edge 1

save e:\rizzi\aa.sav

ret

AA1.txt

*inizializzazione stress e introduzione
caratteristiche

rest e:\RIZZI\AA.SAV

*proprietà roccia

*densità kg/m³ ; k=Pa g=Pa coh=Pa fr=°
ten=Pa

change cons 3 range inside tab 1; modello
mohr-coulomb

prop mat 1 den=2600 k=37e9 g=19e9
coh=10e10 fr=43 ten=10e10

change mat 1 range inside tab 1

change jcons 3

*proprietà discontinuità k1

prop jmat 1 jkn=48e9 jks=22e9 jcoh=10e10
jfr=49 jten=10e10

change jmat 1 range angle 103 104

*proprietà discontinuità k3

prop jmat 3 jkn=48e9 jks=22e9 jcoh=10e10
jfr=63 jten=10e10

change jmat 3 range angle 94 96

ALLEGATO 4

*proprietà discontinuità k4
prop jmat 4 jkn=48e9 jks=22e9 jcoh=10e10
jfr=51 jten=10e10
change jmat 4 range angle 84 86

*blocco modello
bo xvcl 0 range -5,163 -5,5
bo yvel 0 range -5,163 -5,5
bo xvcl 0 range 153,163 -5,7
bo xvcl 0 range -5,5 -5,65

set gravity 0.0 -9.81

damp auto
his unbal

solve
save e:\rizzi\aa1.sav
ret

AA2.txt

*caratteristiche fisico-meccaniche naturali

rest e:\rizzi\aa1.sav

prop mat 1 den=2600 k=37e9 g=19e9
coh=2.4e5 fr=43 ten=3.7e4
change mat 1 range inside tab 1

*valori dell'angolo d'attrito utilizzati pari a quello residuo

*proprietà discontinuità k1
prop jmat 1 jkn=48e9 jks=22e9 jcoh=3.7e5
jfr=28 jten=6e4
change jmat 1 range angle 103 104

*proprietà discontinuità k3
prop jmat 3 jkn=48e9 jks=22e9 jcoh=3.7e5
jfr=29 jten=7.2e4
change jmat 3 range angle 94 96

*proprietà discontinuità k4
prop jmat 4 jkn=48e9 jks=22e9 jcoh=3.9e5
jfr=29 jten=6.8e4

change jmat 4 range angle 84 86

his xdis 65,42
his xdis 90,35
his xdis 140,14
his ydis 65,42
his ydis 90,35
his ydis 140,14
his syy 65,42
his syy 90,35
his syy 140,14

his xdis 91,20
his xdis 91,30
his ydis 97,17
his ydis 117,17
his syy 97,17
his syy 117,17

solve
save e:\rizzi\aa2.sav
ret

AA3.txt

*apertura dello scavo

rest e:\rizzi\aa2.sav

*realizzo scavo
change cons 0 range inside tab 2

solve
save e:\rizzi\aa3.sav
ret

ALLEGATO 4

BB.txt

*Sezione B-B' profilo naturale

tit

Sezione B-B' profilo naturale

ro 0.05

bl 0,0 0,50 132.5,50 132.5,0

change cons 1

*Profilo naturale

cr 0,50 16,45

cr 16,45 32,40

cr 32,40 46,35

cr 46,35 57.5,30

cr 57.5,30 69.5,25

cr 69.5,25 72,23.5

cr 72,23.5 89,15

cr 89,15 100,10

cr 100,10 107.5,7.5

cr 107.5,7.5 115,5

cr 115,5 132.5,0

*profilo cava 1

cr 72,23.5 72,7.5

cr 72,7.5 107.5,7.5

*profilo cava 2

cr 41,37 41,31

cr 41,31 46.5,31

cr 46.5,31 46.5,25

cr 46.5,25 61,25

cr 61,25 61,20.5

cr 61,20.5 72,20.5

*annullo dominio non utile

tab 1 0,50 16,45 32,40 46,35 57.5,30 69.5,25

72,23.5 89,15 100,10 107.5,7.5 115,5 132.5,0

132.5,50 0,50

change cons 0 range inside tab 1

*creazione dominio nel quale inserire discontinuità

tab 2 0,50 16,45 32,40 46,35 57.5,30 69.5,25

72,23.5 89,15 100,10 107.5,7.5 115,5 132.5,0

0,0 0,50

*creazione dominio 1° cava

tab 3 72,23.5 72,7.5 107.5,7.5 100,10 72,23.5

*creazione dominio 2° cava

tab 4 41,37 46,35 69.5,25 72,23.5 72,20.5

61,20.5 61,25 46.5,25 46.5,31 41,31 41,37

*discontinuità

*stratificazione

jset ang 177 spac 4 orig 0,0 range inside tab 2

*sistema K1

jset ang 96 spac 11.4 orig 0,3 range inside tab

2

*sistema K3

jset ang 94 spac 7 orig 1,0 range inside tab 2

gen edge 1

save e:\rizzi\bb.sav

ret

BB1.txt

*inizializzazione stress e introduzione caratteristiche

rest e:\rizzi\bb.SAV

*proprietà roccia

*densità kg/m3 ; k=Pa g=Pa coh=Pa fr=°
ten=Pa

change cons 3 range inside tab 2; modello mohr-coulomb

prop mat 1 den=2600 k=37e9 g=19e9
coh=10e10 fr=43 ten=10e10

change mat 1 range inside tab 2

ALLEGATO 4

change jcons 3

*proprietà discontinuità S
prop jmat 4 jkn=48e9 jks=22e9 jcoh=10e10
jfr=41 jten=10e10
change jmat 4 range angle 176 178

*proprietà discontinuità k1
prop jmat 1 jkn=48e9 jks=22e9 jcoh=10e10
jfr=49 jten=10e10
change jmat 1 range angle 95 97

*proprietà discontinuità k3
prop jmat 3 jkn=48e9 jks=22e9 jcoh=10e10
jfr=50 jten=10e10
change jmat 3 range angle 93 95

*blocco modello (inserisco le condizioni al
contorno)
bo xvcl 0 range -5,138 -5,5
bo yvel 0 range -5,138 -5,5
bo xvcl 0 range 128,138 -5,5
bo xvcl 0 range -5,5 -5,55

set gravity 0.0 -9.81

damp auto
his unbal

solve
save e:\rizzi\bb1.sav
ret

BB2.txt

*caratteristiche fisico-meccaniche naturali

rest e:\rizzi\bb1.sav

prop mat 1 den=2600 k=37e9 g=19e9
coh=2.4e5 fr=43 ten=3.7e4
change mat 1 range inside tab 2

*valori dell'angolo d'attrito utilizzati pari a
quello residuo

*proprietà discontinuità S
prop jmat 4 jkn=48e9 jks=22e9 jcoh=3.9e5
jfr=31 jten=8e4
change jmat 4 range angle 176 178

*proprietà discontinuità k1
prop jmat 1 jkn=48e9 jks=22e9 jcoh=3.7e5
jfr=28 jten=6e4
change jmat 1 range angle 95 97

*proprietà discontinuità k3
prop jmat 3 jkn=48e9 jks=22e9 jcoh=3.7e5
jfr=29 jten=7.2e4
change jmat 3 range angle 93 95

his xdis 30,40
his xdis 70,24
his xdis 116,4

his ydis 30,40
his ydis 70,24
his ydis 116,4

his syy 30,40
his syy 70,24
his syy 116,4

his xdis 71,10
his xdis 71,21

his ydis 77,7
his ydis 102,7

his syy 77,7
his syy 102,7

solve
save e:\rizzi\bb2.sav
ret

ALLEGATO 4

BB3.txt

*apertura dello scavo

rest e:\rizzi\bb2.sav

*realizzo 1° scavo

change cons 0 range inside tab 3

solve

save e:\rizzi\bb3.sav

ret

BB4.txt

*apertura dello scavo

rest e:\rizzi\bb3.sav

*realizzo 2° scavo

change cons 0 range inside tab 4

solve

save e:\rizzi\bb4.sav

ret