



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA

Dipartimento di Geoscienze

Direttore: prof.sa Cristina Stefani

TESI DI LAUREA MAGISTRALE

IN

GEOLOGIA E GEOLOGIA TECNICA

**STUDIO DELLE CONDIZIONI DI
STABILITÀ DEI VERSANTI ROCCIOSI E
DETRITICI SITUATI A MONTE DELLA
SP56 DI CAORIA (TN)**

Relatore: Prof. Mario Floris

Correlatore: Geol. Ennio Chiesurin

Laureando: Leopoldo Morosinotto

ANNO ACCADEMICO 2015/2016

Indice

Introduzione	5
1 L'area in studio	9
1.1 Inquadramento geografico	9
1.2 Inquadramento geologico e geomorfologico	11
2 Le metodologie utilizzate	15
2.1 Il rilevamento geologico e geomorfologico di dettaglio	15
2.2 Il rilievo geomeccanico	17
2.3 La determinazione della resistenza a compressione	25
2.3.1 Il martello di Schmidt	25
2.3.2 Il Point Load Test	26
2.3.3 La prova di resistenza a compressione uniassiale	27
2.3.4 La prova di resistenza a compressione triassiale	29
2.4 La classificazione dell'ammasso roccioso	32
2.4.1 La classificazione di Romana	32
2.4.2 Il GSI	34
2.5 I criteri di rottura	35
2.5.1 Hoek-Brown	35
2.5.2 Mohr-Coulomb	37
2.5.3 Barton	38
2.6 Le verifiche di stabilità grafiche dell'ammasso roccioso	40
2.6.1 Scivolamento piano	40
2.6.2 Ribaltamento	40
2.6.3 Scivolamento a cuneo	40
2.7 Le verifiche di stabilità della falda di detrito	42
2.8 Il pericolo legato alla caduta massi	45
2.8.1 La classificazione del pericolo da caduta massi	45

2.8.2	La modellazione di rotolamento massi 3D	46
3	Risultati ottenuti	53
3.1	Caratteristiche geologiche e geomorfologiche dell'area in studio .	53
3.2	La caratterizzazione e la classificazione dell'ammasso roccioso .	61
3.2.1	Caratteristiche geomeccaniche dell'ammasso roccioso . .	61
3.2.2	La determinazione della resistenza a compressione	70
3.2.3	La classificazione di Romana	87
3.2.4	Il GSI	90
3.2.5	I criteri di rottura	91
3.3	Stabilità dei versanti rocciosi e detritici	98
3.3.1	Le verifiche di stabilità grafiche dell'ammasso roccioso . .	98
3.3.2	Le verifiche di stabilità della falda di detrito	107
3.4	Il pericolo legato alla caduta massi	111
3.4.1	La classificazione del pericolo da caduta massi	111
3.4.2	La modellazione di rotolamento massi 3D	114
	Conclusioni	119
	Bibliografia	120
	A Allegati	125

Introduzione

L'arco alpino rappresenta un paesaggio unico al mondo per quanto riguarda la convivenza fra essere umano e ambiente naturale montano. La catena montuosa è costituita da innumerevoli cime, più o meno alte, ai piedi delle quali si aprono le valli. La quasi totalità di tali valli ha origine glaciale e presenta pertanto un profilo trasversale a "U", caratterizzato da un aumento della ripidità dei versanti mano a mano che ci si sposta verso i fianchi, sul quale spesso si è poi sovrapposta l'erosione fluviale. Fin dall'antichità l'essere umano ha usufruito dell'ambiente alpino per sfruttarne le svariate risorse (legno, cibo, ghiaccio, pietra...) prima spostandosi in modo stagionale, poi in modo sedentario e stabile. Di tutto l'ambiente alpino sicuramente le vallate sono sempre state la parte più favorevole per l'insediamento dell'uomo e per inoltrarsi nel cuore della catena alpina. Da qui nasce la necessità del mantenimento di un sistema di vie di comunicazione permanenti e sicure per gli spostamenti, nonostante la presenza di tutti i pericoli tipici dell'ambiente montano. Ad esempio, in seguito all'ultima glaciazione del Würm (circa 12000 anni fa), la quale ha maggiormente modellato le valli alpine, i ghiacciai si sono ritirati sempre più a monte andando a sottrarre il sostegno laterale alle parti più alte dei fianchi delle vallate fino a prima erose e quindi predisponendo spesso tali versanti al franamento. Se da un lato, nei fianchi delle valli dove i versanti sono più ripidi, i problemi sono appunto legati ai fenomeni franosi e alle colate di detrito, dall'altro lato, lungo l'asse vallivo, la pericolosità principale è dovuta alla presenza del fiume e alle sue relative piene. L'uomo ha quindi dovuto adattarsi a tali fenomeni andando a posizionare le proprie vie di comunicazione e i propri centri abitati in zone intermedie che potessero essere il più possibile esenti dai suddetti problemi. Non sempre però vi è una soluzione efficace e sicura, ecco quindi che nasce l'esigenza di andare a capire con più accuratezza possibile il comportamento dei fenomeni pericolosi per poterne diminuire al massimo il rischio connesso alle attività umane.

Obiettivo principale di questo lavoro è stato quello di studiare, per la Strada Provinciale 56 di Caoria tra i chilometri 1.00 ed 1.65, i problemi riguardanti la stabilità del versante roccioso e della falda detritica ai piedi di esso. Un aspetto molto importante che è stato analizzato, inoltre, è quello legato alla caduta massi.

Nella prima fase di lavoro è stato eseguito un rilievo di dettaglio di tipo geologico, geomorfologico e geomeccanico, al fine di inquadrare al meglio il sito e di ottenere più informazioni possibili per avere già un'idea del tipo di fenomeni in atto e per poter associare al versante i parametri caratteristici. Successivamente ci si è serviti di alcune prove di laboratorio per poter definire i vari parametri dell'ammasso roccioso, senza i quali sarebbe stato più difficile valutare la stabilità del versante e i pericoli ad esso associati. Una volta ottenute sufficienti informazioni, è stato possibile effettuare le verifiche vere e proprie. L'obiettivo per il versante roccioso è stato quello di eseguire delle verifiche qualitative per poter capire quali siano i tipi di cinematisimo possibili, ovvero a quali tipi di fenomeni franosi sia predisposto il versante roccioso. Non ci si è preoccupati, invece, dell'individuazione di tutte le singole masse instabili su versante in quanto avrebbe richiesto un notevole investimento di tempo per effettuare rilievi su corda, o di denaro per utilizzare metodi di rilievo di non contatto, quali ad esempio il laser scanner o la fotogrammetria da drone.

Per quanto riguarda lo studio di stabilità della falda di detrito posta al di sotto del versante roccioso, sono state eseguite delle verifiche di stabilità all'equilibrio limite su due sezioni. Sarebbe stato piuttosto difficile assegnare a priori dei parametri alla falda di detrito, in quanto costituita da materiale molto grossolano con presenza anche di diversi massi ciclopici al suo interno. Si è ricorso quindi all'utilizzo dell'analisi parametrica per cercare di stimare le caratteristiche della falda in funzione di coefficienti di sicurezza ritenuti realistici in base alle osservazioni effettuate sul campo.

Infine, per quanto riguarda la caduta massi, si è proceduto con due metodologie: da un lato si è definito il pericolo legato alla caduta massi in funzione della topografia del sito e delle caratteristiche dei versanti rocciosi e detritici, dall'altro lato eseguendo una modellazione 3D di caduta e rotolamento massi per verificare effettivamente quanto esso rappresenti un problema, in riferimento alla presenza della strada provinciale poco a valle. Da quest'ultimo metodo si sono ottenute informazioni riguardo ai percorsi più probabili effettuati dagli ipotetici massi in rotolamento e alle energie ad essi associati.

L'elaborato finale può quindi rappresentare un punto di partenza per uno studio più approfondito, o un progetto vero e proprio, volto alla stabilizzazione dei versanti, o alla rettifica del tratto stradale sottostante, al fine di diminuire al massimo il rischio associato alla presenza della via di comunicazione.

Il presente scritto è strutturato in quattro parti: nel Capitolo 1 viene presentata l'area in esame con i relativi studi o rilievi già effettuati in passato nella zona, nel Capitolo 2 sono descritte le varie metodologie utilizzate per raggiungere gli obiettivi prefissati, nel Capitolo 3 sono riportati i risultati ottenuti dalle suddette metodologie ed infine, nell'ultima parte, si sono tratte le conclusioni dello studio effettuato.

Capitolo 1

L'area in studio

1.1 Inquadramento geografico

La Strada Provinciale numero 56 collega il Comune di Canal San Bovo (TN) con la relativa frazione di Caoria (si veda la Figura 1.1). Le due località, facenti parte della Provincia autonoma di Trento, sono situate nella zona più sud-orientale del Trentino Alto Adige, nei pressi del confine con il Veneto. I due paesi si trovano sul lato sinistro della Valle del Vanoi, la quale, con direzione NO-SE, è posta ad est della Val Regana e ad ovest della Val Lozen. Le principali cime montuose sono Cima d'Asta ad ovest e Cima Scanaiol a nord-est.

Il presente studio non si riferisce a tutta la strada nel suo complesso, bensì ad un breve tratto delimitato tra il chilometro 1,00 e il chilometro 1,65. Un punto centrale che può essere usato come riferimento è dato dall'intersezione fra la SP56 e il corso d'acqua permanente che sbucca dalla "Val di Scala", il quale forma un paio di cascate poco a monte della strada stessa (si veda eventualmente parte della Carta Tecnica Regionale in Figura 2.2). Sono stati scelti tali limiti dell'area di interesse in quanto, a valle del chilometro 1,00, sono presenti delle barriere paramassi metalliche di recente costruzione (inizio 2016), mentre a monte del chilometro 1,65 è presente un vallo e rilevato in terra armata, un po' più vecchio ma comunque in ottime condizioni. Sostanzialmente, ad eccezione del singolo tratto esaminato, tutta la strada è già stata messa in sicurezza dal pericolo da caduta massi attraverso numerose opere di protezione fra cui, oltre alle già citate, anche diversi tratti di gallerie artificiali paramassi.

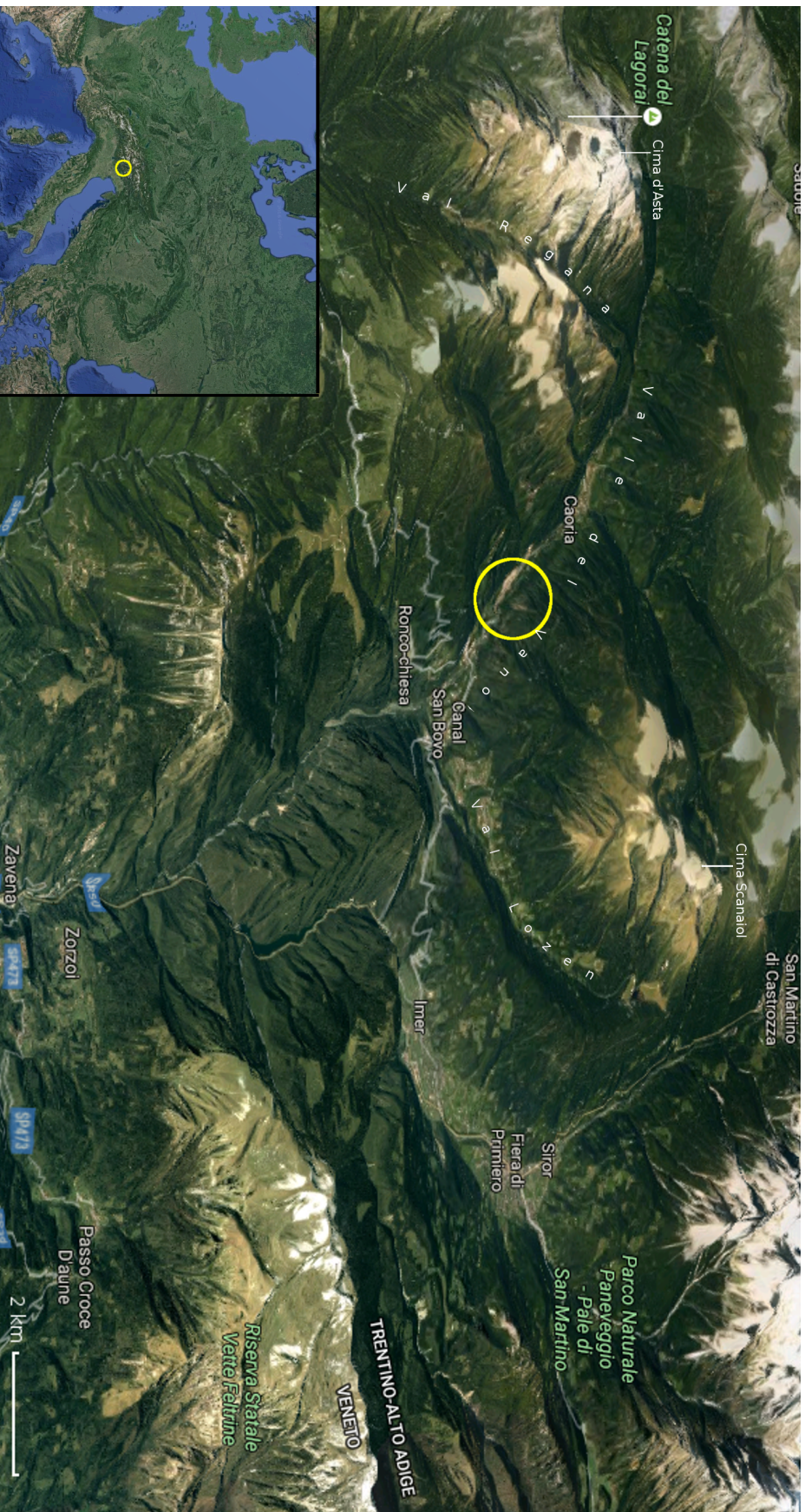


Figura 1.1: foto da satellite dove è possibile osservare la Valle del Vanoi con la frazione di Caoria e il comune di Canal San Bovo. Cerchiata in giallo la strada oggetto del presente studio.

1.2 Inquadramento geologico e geomorfologico

Il fiume Vanoi, all'interno del Trentino Alto Adige, scorre nella omonima valle al di sopra di 3 litologie prevalenti, ovvero filladi (che costituiscono il basamento) nella parte più a monte, e granitoidi e porfiroidi più a valle. L'area in esame si trova completamente all'interno della superficie dove affiorano attualmente i granitoidi, poco più a nord-ovest del comune di Canal San Bovo (si veda la Figura 1.2).

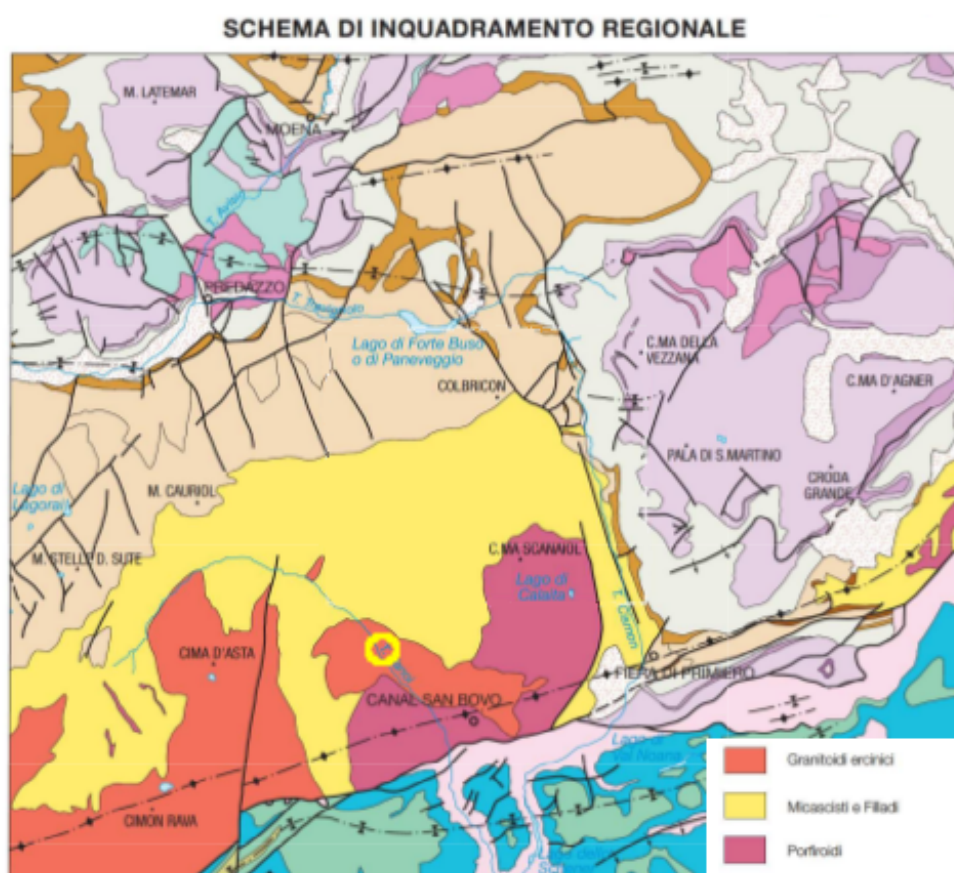


Figura 1.2: schema di inquadramento regionale della “Tavola 45 III San Martino di Castrozza” [1], in giallo è cerchiata l’area in studio.

Nell’area oggetto del rilevamento, infatti, l’unica litologia presente è il granito, se si escludono gli attuali depositi alluvionali del fiume Vanoi all’interno dei quali è possibile riconoscere anche la presenza di filladi, rioliti, quarziti e dioriti.

Tutto questo è osservabile anche con un dettaglio maggiore sulla carta geologica in Figura 1.3.

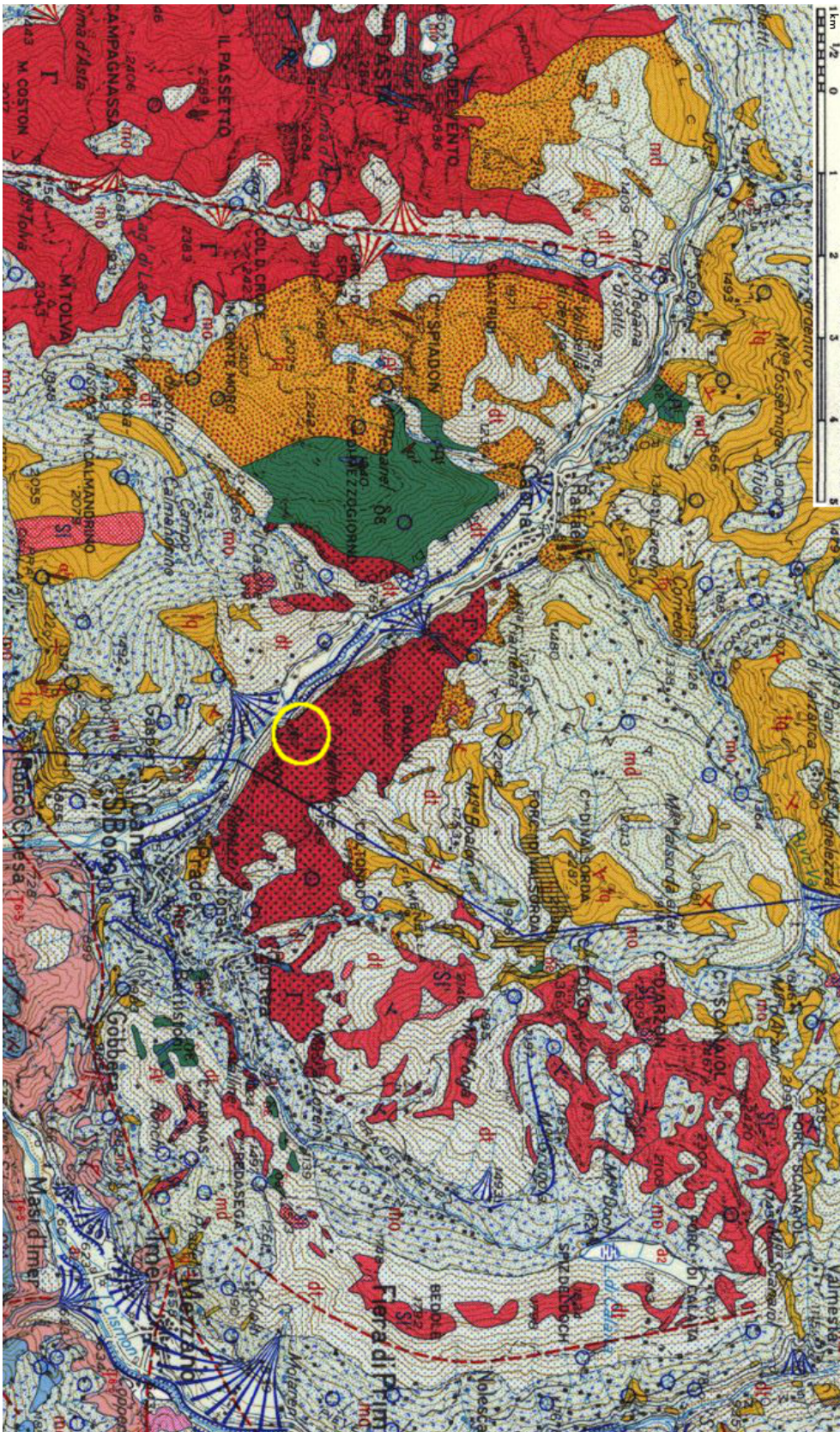


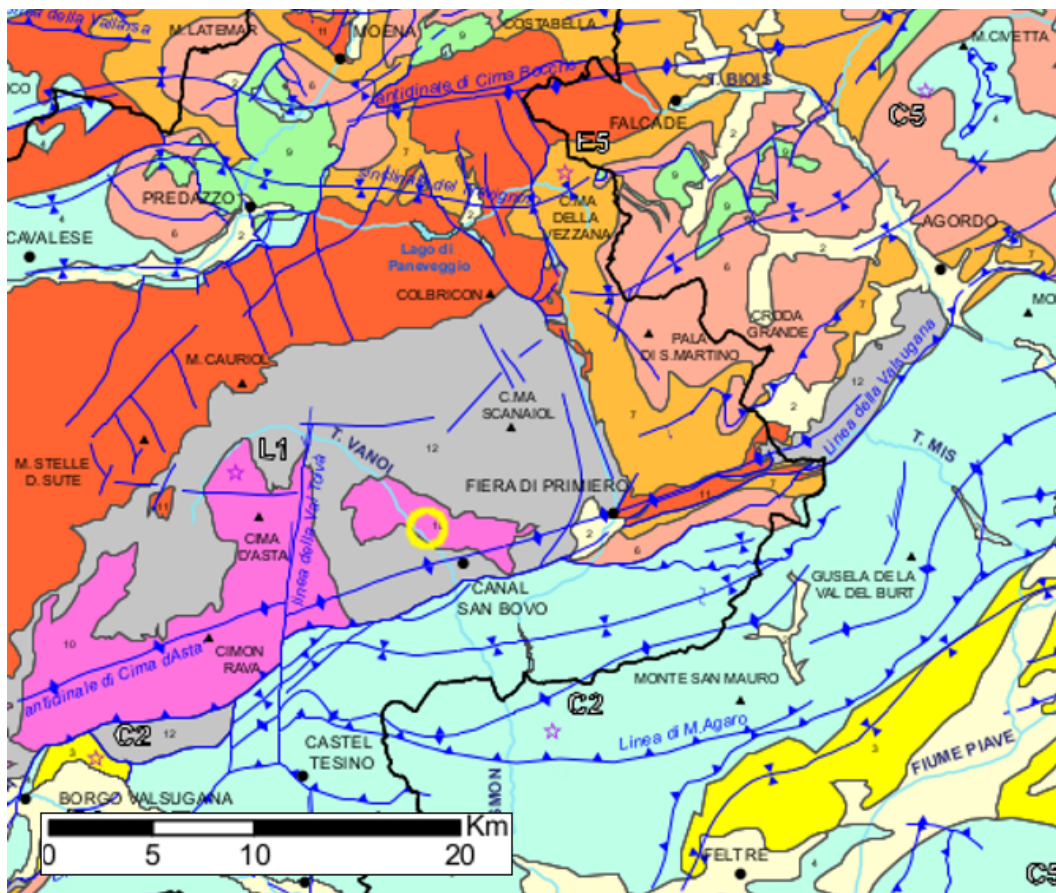
Figura 1.3: stralcio del foglio 22 della Carta Geologica d'Italia[2], in giallo è cerchiata l'area in studio.

La relativa legenda descrive la litologia affiorante nell'area in studio come masse intrusive del Gruppo di Cima d'Asta (Permo-Carbonifero), più in particolare come graniti biotitici con prevalenza di feldspato potassico sul plagioclasio ("Granito di Caoria"). L'intrusione granitica si è impostata su un basamento cristallino del Precambriano, o Paleozoico inferiore, appartenente al complesso metamorfico sudalpino, ed è costituito da filladi quarzose, filladi albitiche, quarziti e quarziti filladiche grigio-verdastre con frequenti lenti e noduli di quarzo, scisti albitico-muscovitici e filladi carboniose. Infine, nelle parti a quote più basse, vengono distinte la presenza di detrito di falda e, nei pressi dell'alveo del fiume Vanoi, delle alluvioni attuali e recenti, talora terrazzate[2].

Anche la geomorfologia del luogo risulta essere tutto sommato abbastanza semplice: nei pressi dell'asse vallivo scorre il fiume Vanoi che, ancora adesso, produce depositi alluvionali, appunto eterogenei dal punto di vista litologico, salendo poi nel lato sinistro della valle è presente una falda di detrito molto grossolano con all'interno anche diversi massi ciclopici. Essa si è chiaramente generata grazie alla presenza, salendo ancora verso N-E, delle grandi pareti granitiche che caratterizzano l'area. Queste si sviluppano per oltre 100 metri di dislivello con forti inclinazioni ($> 75^\circ$).

Per quanto riguarda l'assetto strutturale, la singola area in esame non è caratterizzata dalla presenza di particolari faglie, pieghe o lineamenti tettonici a livello regionale. Si può osservare infatti, nella Figura 1.4, come l'unico lineamento strutturale importante nei pressi dell'area in studio sia l'anticlinale di Cima d'Asta, il cui asse però passa leggermente più a sud.

Essa è orientata in direzione OSO-ENE, ovvero trasversalmente rispetto all'andamento della Valle del Vanoi.



Unità di basamento cristallino

12 - Basamento della Alpi Meridionali di medio-basso grado, polimetamorfico, ma privo di sovrainpronta alpina

Unità di basamento di grado variabile, polimetamorfiche, con sovrainpronta alpina

- 131 - Falda di Oetztal
- 132 - Falda di Silvretta
- 133 - Unità d'Ultimo
- 134 - Unità del Tonale
- 141 - Unità di Sesvenna
- 142 - Unità di Tessa, Lasa e Monteneve
- 144 - Unità dello Zembrù
- 146 - Unità di Peio-Campo
- 151 - Falda di Margna
- 152 - Falda del Bemina

Unità magmatiche

- 8 - Plutoni, scaglie tettonizzate, lave e rocce sedimentarie cenozoiche (Eoceniche, Oligoceniche e Mioceniche)
- 9 - Plutoni, lave e rocce sedimentarie mesozoiche
- 10 - Intrusioni gabbriche, dioritiche, granodioritiche, tonalitiche e granitiche permiane
- 11 - Vulcaniti e altri prodotti vulcanoclastici associati permiani
- 148 - Ortogneiss pre-permiani

- faglia
- sovrascorrimento
- faglia transpressiva
- faglia trascorrente destra
- faglia trascorrente sinistra
- faglia transtensiva sinistra
- faglia transtensiva destra
- faglia transpressiva sinistra
- faglia transpressiva destra
- faglia diretta
- sinclinale
- sinclinale rovesciata
- antidinale
- flessura
- ☆ sito di riferimento

Figura 1.4: stralcio della Carta Geologico-Strutturale del Trentino[3], in giallo è cerchiata l'area in studio.

Capitolo 2

Le metodologie utilizzate

2.1 Il rilevamento geologico e geomorfologico di dettaglio

Nonostante la semplicità del contesto geologico in esame, per effettuare uno studio simile, non si può prescindere da una fase di rilevamento geologico e geomorfologico di dettaglio. Infatti, la scala delle varie carte riportate nel Capitolo 1, non risulta essere sufficientemente grande. Esse si sono rivelate fondamentali per un inquadramento geologico generale, ma altro non sono che un punto di partenza per un rilevamento a scala di dettaglio. Per questo motivo sono stati dedicati diversi giorni per elaborare una carta geologica e una carta geomorfologica che fosse il più dettagliata possibile, utilizzando, come base topografica, la Carta Tecnica Regionale ingrandita ad una scala pari a 1:3000.

È stato particolarmente importante determinare, con precisione, il limite fra la roccia in posto, pareti sub-verticali, e la sottostante falda di detrito. Questa necessità è scaturita dal bisogno di definire un modello preciso dell'area in termini di coefficienti di restituzione ed angoli di attrito per lo studio del pericolo da caduta massi. A tal fine si è dimostrato particolarmente utile il rilievo LiDAR (Light Detecting And Ranging) effettuato dalla Provincia, in quanto, con esso, è stato possibile realizzare un DTM (Digital Terrain Model) molto preciso, a partire da isoipse con interdistanza di un metro. Quindi, il limite fra roccia in posto e falda di detrito, è stato delineato sulla base del cambio di pendenza repentino osservato dal rilievo LiDAR e poi verificato durante il rilevamento in campagna.

Un altro aspetto molto importante per lo studio del pericolo legato alla caduta massi è stato quello di rilevare la dimensione e la posizione dei massi più grandi presenti sulla falda di detrito e nelle zone poste più a valle. Questo passaggio è stato fondamentale per la fase di calibrazione del modello numerico.

Il rilievo LiDAR è stato molto utile, insieme all'osservazione delle pareti rocciose dal versante destro della valle, anche per andare a tracciare le principali faglie presenti nella zona in studio. Tali faglie rappresentano gli unici punti di debolezza e non continuità delle maestose pareti granitiche a monte della strada. Esse hanno un andamento trasversale rispetto alla direzione della Valle del Vanoi e risultano essere grossomodo parallele all'anticlinale di Cima d'Asta (Figura 1.4), suggerendo quindi una probabile genesi correlata.

Al termine del rilevamento è stato quindi possibile redigere una carta geologica ed una geomorfologica a grande scala dell'area in studio.

Successivamente, sempre grazie al DTM realizzato a partire dal rilievo LiDAR, è stato possibile tracciare alcune sezioni topografiche molto precise, interpretandone l'andamento geologico del sottosuolo in base ai rilevamenti eseguiti. A tal fine è stato possibile stimare lo spessore della falda detritica ai piedi delle pareti grazie ai risultati di alcuni sondaggi eseguiti negli anni precedenti per la progettazione delle gallerie artificiali paramassi situate sulla SP56, qualche centinaio di metri più a valle del tratto in esame.

2.2 Il rilievo geomeccanico

Per studiare le condizioni di stabilità dell'ammasso roccioso ed indagare le eventuali tipologie di cinematisimo, è stato necessario effettuare un attento rilievo geomeccanico. L'obiettivo è stato quello di definire l'orientazione, la tipologia e le caratteristiche delle fratture più importanti. Per ottenere tali risultati si è ricorso al rilievo geomeccanico effettuato tramite le direttive dell'ISRM (International Society for Rock Mechanics) del 1977[4], ricavando i seguenti parametri per ogni discontinuità:

1. **giacitura:**

l'orientazione della discontinuità nello spazio è definita da direzione, espressa in gradi sessagesimali come angolo azimutale, e immersione, espressa sempre in gradi sessagesimali (con valore compreso fra 0° e 90°) come angolo rispetto all'orizzontale. Tali valori sono ricavati tramite la bussola da geologo tipo clar;

2. **tipo di discontinuità:**

ad ogni singola discontinuità è stata assegnata una tipologia, distinguendo fra:

- **K:** fratture importanti con persistenza maggiore di 1 metro;
- **J:** giunti con persistenza inferiore al metro.

Non è stato necessario suddividere ulteriormente in più tipologie in quanto, trovandosi a lavorare su un litotipo prettamente magmatico, non sono presenti discontinuità tipiche di altre tipologie di rocce come possono essere la scistosità o i giunti di strato;

3. **persistenza:**

la persistenza è l'estensione areale della discontinuità nel piano, tuttavia essa è stata espressa come la lunghezza della traccia del piano in affioramento (in metri);

4. **spaziatura:**

la spaziatura è la distanza media tra due discontinuità adiacenti appartenenti alla stessa famiglia. Essa è stata misurata in metri, perpendicolarmente ai singoli piani di discontinuità ogni volta analizzati;

5. **rugosità:**

il valore della rugosità è stato valutato in modo qualitativo. Ogni discontinuità è stata quindi definita piana (*p*), ondulata (*o*) o scalinata (*s*), e liscia (*l*), poco rugosa (*pr*), rugosa (*r*) o molto rugosa (*mr*);

6. **riempimento:**

il riempimento rappresenta il tipo di materiale presente tra le pareti della discontinuità. Poiché in questo studio si è presentato solo qualche singolo caso di presenza di riempimento, peraltro di esiguo spessore, si è deciso di non prendere in considerazione tale parametro in quanto sicuramente esso rappresenta un aspetto trascurabile. Di conseguenza, in quei pochi casi, non sono neanche state definite in modo preciso la tipologia del riempimento e le sue relative caratteristiche quali permeabilità, granulometria, coesione, plasticità...;

7. **apertura:**

l'apertura, definita in millimetri, è la distanza ortogonale tra le due pareti di una discontinuità. È importante sottolineare come l'apertura di una singola frattura sia massima sull'affioramento, e, mano a mano che si scende in profondità, a causa dell'aumento del carico litostatico, il valore reale diminuisca;

8. **alterazione e resistenza a compressione uniassiale delle pareti del giunto:**

per le famiglie di fratture considerate più importanti e rappresentative dell'intero ammasso roccioso, sono state effettuate delle prove di resistenza a compressione su giunto con il martello di Schmidt. Tale strumento è costituito da una massa battente che viene proiettata da una molla contro un'asta metallica di percussione appoggiata direttamente sulla roccia. Il martello misura quindi il rimbalzo elastico della massa, che è funzione della quantità di energia elastica restituita dal materiale su cui viene effettuata la prova. Le prove vengono eseguite sulla superficie della discontinuità allo stato naturale, ottenendo così il valore dell'indice "*r*", successivamente la procedura prevede la levigatura della stessa area e il rifacimento della prova ottenendo il valore dell'indice "*R*". Confrontando i valori di "*r*" con "*R*", è possibile andare a stimare quindi lo stato di alterazione superficiale delle pareti dei giunti. Conoscendo il

peso di volume della roccia, l'orientazione del martello durante la prova, e il valore di “ r ”, è possibile determinare il valore JCS ovvero la resistenza a compressione delle pareti delle discontinuità (Figura 2.1). Un altro procedimento spesso adottato, in mancanza di altre prove, è quello di stimare la resistenza a compressione uniassiale della roccia andando ad inserire, sempre in Figura 2.1, il valore di “ R ”.

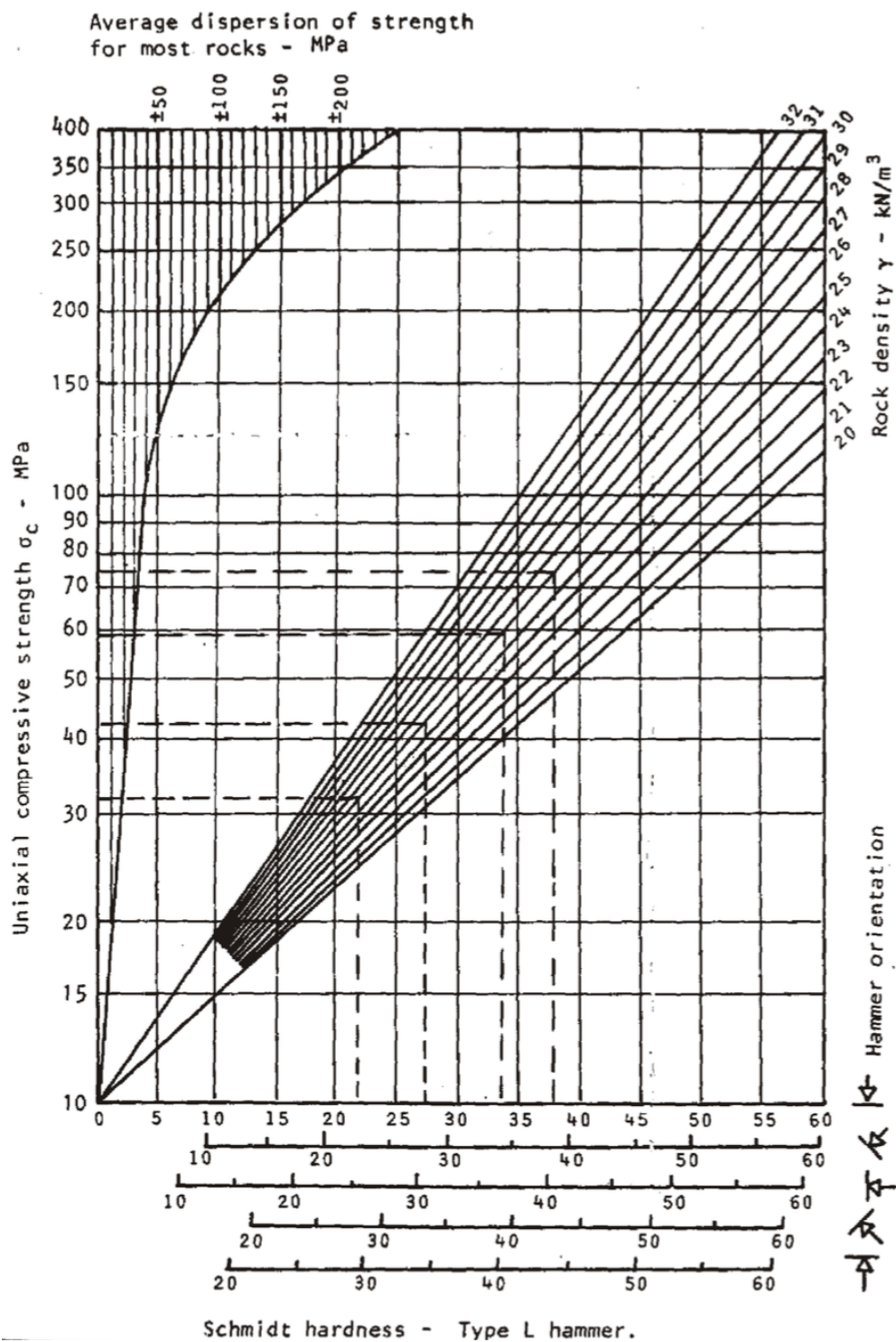


Figura 2.1: diagramma di Schmidt. Una volta definito il peso di volume in $\frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$, per ricavare la resistenza a compressione uniassiale è sufficiente osservare a quale valore corrisponde nelle ordinate il valore di "R" e di orientazione del martello nelle ascisse.

Per ogni singola stazione di rilievo, inoltre, sono stati stimati anche i seguenti parametri:

1. **Volume Roccioso Unitario (V.R.U.):**

tale valore, espresso in m^3 , è stato valutato direttamente sull'affioramento, andando a moltiplicare fra loro le spaziatore più rappresentative dei più importanti sistemi di discontinuità che permettono lo sblocchettamento dell'ammasso roccioso;

2. **Rock Quality Designation (R.Q.D.):**

tale parametro, solitamente ricavato su carote estratte tramite sondaggi, esprime la percentuale dei frammenti di roccia di lunghezza superiore a 10 cm ($RQD = \frac{\sum \text{lunghezze dei campioni} > 10\text{cm}}{\text{lunghezza totale della carota}} \cdot 100\%$).

Poiché per il presente studio, a causa degli eccessivi costi, non sono stati effettuati sondaggi, il valore di R.Q.D. è stato anch'esso stimato direttamente sull'affioramento in funzione della spaziatura delle varie discontinuità, sfruttando un'asta centimetrata lunga diversi metri come riferimento;

3. **Geological Strength Index (GSI):**

il GSI consente una classificazione dell'ammasso roccioso in funzione delle sue caratteristiche intrinseche. Tale metodo parte dal presupposto che l'ammasso roccioso integro abbia le stesse caratteristiche del campione di roccia, quindi che le sue proprietà resistenti siano ridotte in funzione del grado di fratturazione e delle caratteristiche delle discontinuità. Il valore è stato definito a livello qualitativo direttamente sul singolo affioramento attraverso la Tabella 2.1. È importante sottolineare però come il valore del GSI ricavato dalla Tabella 2.1, rappresenti un indice puramente orientativo, che non deve essere utilizzato come valore assoluto preciso[5].

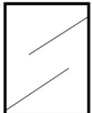





<p>GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS (Hoek and Marinos, 2000)</p> <p>From the lithology, structure and surface conditions of the discontinuities, estimate the average value of GSI. Do not try to be too precise. Quoting a range from 33 to 37 is more realistic than stating that GSI = 35. Note that the table does not apply to structurally controlled failures. Where weak planar structural planes are present in an unfavourable orientation with respect to the excavation face, these will dominate the rock mass behaviour. The shear strength of surfaces in rocks that are prone to deterioration as a result of changes in moisture content will be reduced is water is present. When working with rocks in the fair to very poor categories, a shift to the right may be made for wet conditions. Water pressure is dealt with by effective stress analysis.</p>		SURFACE CONDITIONS				
STRUCTURE		VERY GOOD Very rough, fresh unweathered surfaces	GOOD Rough, slightly weathered, iron stained surfaces	FAIR Smooth, moderately weathered and altered surfaces	POOR Slickensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings or angular fragments	VERY POOR Slickensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings
		DECREASING SURFACE QUALITY →				
	INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities	90			N/A	N/A
	BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets	80	70			
	VERY BLOCKY- interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets		60	50		
	BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity			40	30	
	DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces				20	
	LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes	N/A	N/A			10
		↑ DECREASING INTERLOCKING OF ROCK PIECES				
		↓				

Tabella 2.1: stima del Geological Strength Index per rocce fratturate[5].

Sono state realizzate in tutto 8 stazioni di rilievo geomeccanico, osservabili in Figura 2.2.

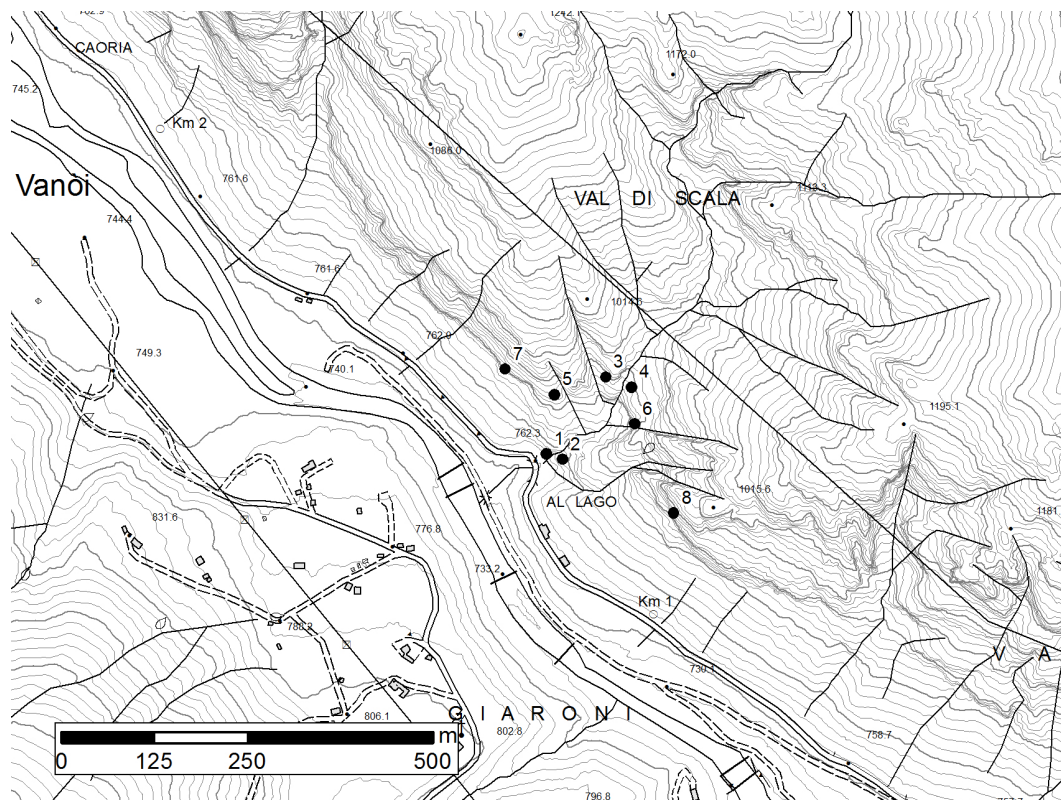


Figura 2.2: Carta Tecnica Regionale dell'area in studio dove è possibile osservare l'ubicazione delle 8 stazioni di rilievo geomeccanico. Le stazioni aventi numeri dispari si trovano a N-O della cascata che esce dalla Val di Scala, quelle aventi numeri pari invece a S-E.

Durante l'individuazione di esse, si è prestata attenzione affinché fossero presenti degli angoli diedri nell'ammasso roccioso: infatti, è così possibile misurare anche la presenza di fratture che siano circa parallele all'andamento del versante e, inoltre, è possibile determinare con più accuratezza la persistenza dei vari giunti. Come consigliato dall'ISRM, è stato necessario disporre ogni volta di un affioramento sufficientemente grande, ovvero esteso almeno 10 volte tanto la spaziatura media stimata delle discontinuità. Un'altra attenzione che è stata posta nella scelta dell'ubicazione delle stazioni, è stata quella di non posizionare tutti i rilievi alle stesse quote ma di cercare di avere stazioni nella parte più bassa ed altre in quella più alta delle pareti, in modo che i dati

ricavati fossero il più rappresentativi possibile a livello statistico di tutto l'ammasso roccioso. In corso d'opera, infine, si è riscontrata una certa differenza all'interno dei dati raccolti a N-O della Val di Scala con quelli raccolti a S-E; è stato quindi deciso di distribuire tutte le successive stazioni di rilievo in modo che fossero equamente distribuite sia a N-O che a S-E della valle, per cercare sempre di garantire la massima rappresentatività dei dati.

2.3 La determinazione della resistenza a compressione

La resistenza a compressione è un parametro fondamentale per lo studio di un ammasso roccioso. Essa, infatti, è strettamente correlata alla qualità della roccia stessa, alla presenza o meno di micro-fratture ed ai fenomeni fisici e chimici che hanno coinvolto l'ammasso roccioso nel passato. La determinazione della resistenza a compressione è fondamentale per la classificazione dell'ammasso roccioso e per lo studio e la determinazione dei parametri dei criteri di rottura.

Gli sforzi principali massimi che possono essere applicati su un campione sono 3: σ_1 , σ_2 e σ_3 , definiti rispettivamente come sforzo principale massimo, intermedio e minimo.

In questo studio la resistenza a compressione della roccia è stata ricavata attraverso 4 metodologie differenti qui in seguito presentate.

2.3.1 Il martello di Schmidt

Il martello di Schmidt (o sclerometro), come già anticipato nel paragrafo 2.2, viene spesso utilizzato per ottenere un valore orientativo di resistenza a compressione uniassiale σ_1 , attraverso la correlazione fra "R", il peso di volume della roccia e l'orientazione del martello. È però importante sottolineare come questo procedimento non sia un metodo rigoroso per la definizione della resistenza a compressione uniassiale, tuttavia è stato eseguito in questo studio per effettuare un confronto con i risultati ottenuti attraverso gli altri metodi. I valori di "r" ed "R" ottenuti dalle prove sclerometriche sulle varie famiglie di discontinuità sono riportati nelle tabelle all'interno degli Allegati. In questa fase dello studio, non è stata posta attenzione nel distinguere i dati in funzione delle varie stazioni entro cui sono stati raccolti, bensì sono stati considerati i valori come appartenenti alla stessa litologia e quindi utilizzabili insieme per un'elaborazione statistica.

2.3.2 Il Point Load Test

Il PLT è una prova di resistenza a compressione uniassiale e fornisce quindi la resistenza σ_1 quando $\sigma_2 = \sigma_3 = 0$. Essa consiste nel comprimere un campione di roccia tra due punte coniche, comandate da un sistema idraulico a pressione, fino a provocarne la rottura. Il vantaggio di tale prova è la rapidità di esecuzione in quanto non occorre nessun tipo di preparazione del campione, quindi è possibile eseguire molti test in modo da poter elaborare una buona statistica. Esso può essere eseguito su campioni di qualsiasi forma, l'unica accortezza da avere è quella di non utilizzare campioni troppo piccoli, in quanto, nella successiva fase di correzione dell'indice di point load test, si commetterebbero errori non trascurabili (la distanza fra le due punte coniche al momento della rottura deve essere di almeno 2,5cm[6]).

La fase della raccolta dei campioni è molto delicata in quanto bisogna garantire la massima rappresentatività dell'ammasso roccioso.

Un problema di non poca rilevanza, specifico del presente studio, è legato al fatto che prelevare campioni direttamente dalla parete rocciosa avrebbe reso necessarie particolari attrezzature specifiche visto il carattere massivo dell'ammasso e il non facile accesso a tutti i punti di esso. È stato scelto quindi di effettuare il campionamento sulla falda di detrito ai piedi delle pareti, anche se chiaramente questa opzione potrebbe aver inficiato più o meno pesantemente la qualità del dato finale. Per garantire comunque la massima rappresentatività, i vari campioni sono stati prelevati lungo tutta la larghezza della falda di detrito ai piedi delle pareti.

Durante la prova vera e propria è necessario registrare due parametri:

- **D [cm]** distanza tra le due punte coniche al momento della rottura del campione;
- **P [kN]** carico puntuale a rottura della roccia.

Una volta registrati questi due valori è possibile ricavare il Point Load Test Index (I_s) per ogni prova effettuata attraverso l'equazione (2.1):

$$I_s = \frac{P}{D^2} \quad \left[\frac{kN}{cm^2} \right] \quad (2.1)$$

Poiché la resistenza a carico puntuale dipende dallo spessore del campione utilizzato, è necessario correggere il Point Load Test Index in funzione di D , andando a ricavare, per ogni prova, il valore di I_s che si sarebbe misurato se il campione avesse avuto $D = 50\text{mm}$, ovvero $I_{s(50)}$. Questo è facilmente ottenibile attraverso l'equazione (2.2), dove F è il fattore di correzione dato dall'equazione (2.3):

$$I_{s(50)} = F \cdot I_s \quad (2.2)$$

$$F = \left(\frac{D}{50}\right)^{0.45} \quad (2.3)$$

A questo punto si procede, sempre secondo le direttive ISRM[7], eseguendo la media di tutti i valori di $I_{s(50)}$. Infine, per ottenere il valore di resistenza a compressione uniassiale, è necessario effettuare il calcolo attraverso l'equazione (2.4), dove $I_{s(50)}$ è la media dei valori suddetta:

$$\sigma_1 = I_{s(50)} \cdot 24 \quad (2.4)$$

2.3.3 La prova di resistenza a compressione uniassiale

La prova di resistenza a compressione uniassiale (o prova ad espansione libera) fornisce anch'essa la resistenza σ_1 quando $\sigma_2 = \sigma_3 = 0$. Per effettuare tale prova, nonché per quella triassiale affrontata in seguito nel paragrafo 2.3.4, è necessaria una attenta fase di preparazione dei campioni. Un aspetto molto importante da sottolineare nuovamente è che, come per il Point Load Test, i campioni sono stati prelevati lungo la falda di detrito sottostante le pareti rocciose, a causa della difficoltà che avrebbe comportato altrimenti e per la mancanza di strumentazione adeguata. Questo sicuramente ha influenzato i risultati delle prove facendo ottenere valori di resistenza più bassi di quelli reali a causa dell'alterazione chimica e fisica subita dai campioni presenti sulla falda di detrito.

Il passo successivo al prelievo dei campioni è stato quello di ricavare delle carote attraverso un carotiere avente diametro interno uguale a 38.00mm. I cilindri di roccia così ottenuti avevano una lunghezza di poco superiore agli 80mm in quanto, successivamente, si è proceduto eseguendo dei tagli perpendicolari al-

l'asse della carota in modo che le due basi del cilindro fossero effettivamente piane e, infine, si è effettuata la rettifica di tali superfici in modo che fossero parallele fra loro. Alla fine sono stati ottenuti in tutto 9 campioni cilindrici aventi diametro di base pari a 38mm e altezza di circa 80mm. Essi sono stati posti all'interno di un apposito forno per circa 12 ore affinché perdessero l'umidità naturalmente presente al loro interno e infine sono stati pesati con una bilancia elettronica con precisione di un decimo di grammo.

Successivamente sono stati attaccati, tramite una colla bicomponente, due strain gauges per ogni campione, uno disposto parallelamente all'asse del cilindro, e uno disposto ortogonalmente. Gli strain gauges altro non sono che degli estensimetri costituiti essenzialmente da un circuito elettrico che funge da resistenza: mano a mano che il campione si deforma, anche il circuito elettrico si deforma in quanto è incollato su di esso e si registra quindi una variazione di resistenza elettrica che rappresenta la deformazione in una certa direzione del campione. Avendo posizionato uno strain gauge parallelo all'asse del cilindro e l'altro ortogonale è stato possibile misurare, contemporaneamente, la deformazione assiale e radiale dei vari campioni.

Prima di inserire un campione all'interno della pressa si è proceduto con la misurazione di diametro ed altezza (tramite un calibro elettronico avente precisione di un centesimo di millimetro) e si sono saldati gli strain gauge ai cavi elettrici dello strumento per misurare le deformazioni. In Figura 2.3 è riportata la foto di uno dei campioni all'interno della pressa poco prima dell'inizio della prova di resistenza a compressione uniassiale.

Dei 9 campioni preparati, 6 sono stati utilizzati per prove di resistenza a compressione uniassiale (denominati rispettivamente CAO2, CAO3A, CAO3B, CAO4, CAO5A, CAO5b), gli altri 3 per le prove triassiali.

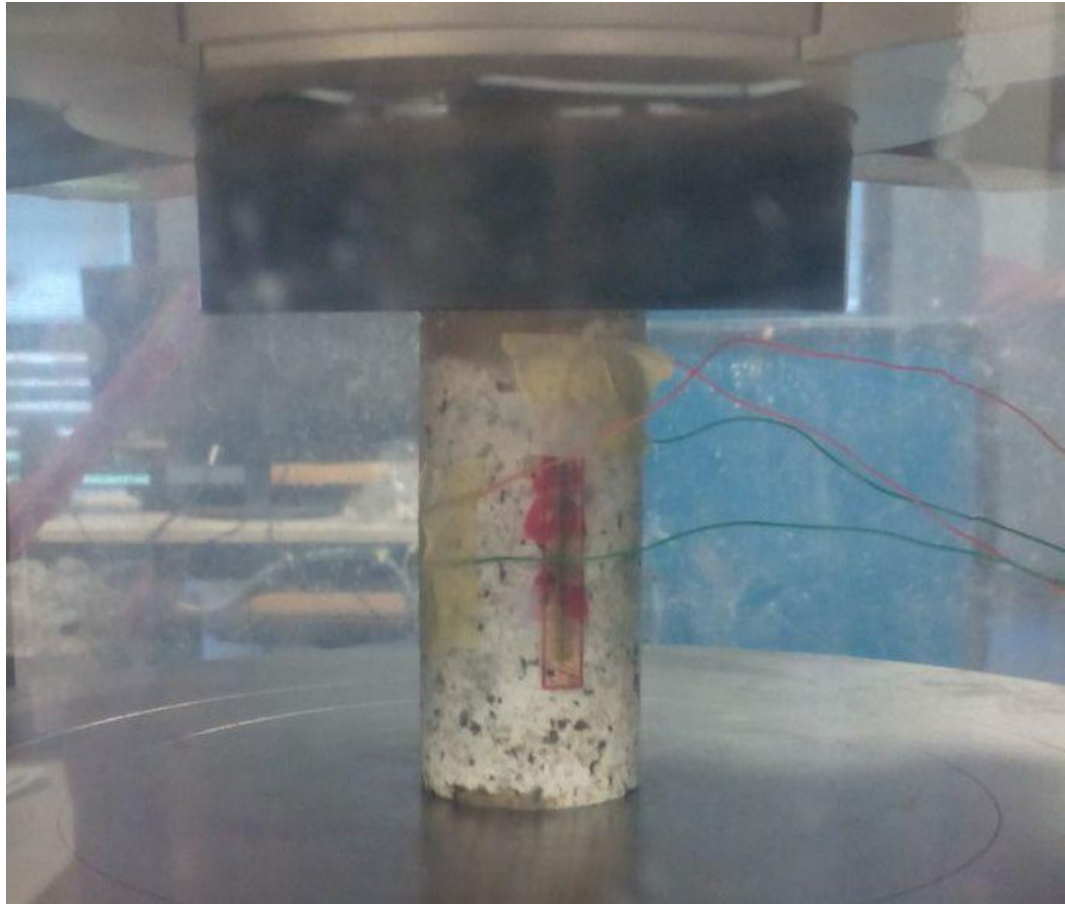


Figura 2.3: uno dei campioni all'interno della pressa poco prima dell'inizio della prova di resistenza a compressione uniassiale. Si può notare frontalmente lo strain gauge parallelo all'asse del campione utilizzato per misurare la deformazione assiale durante la prova.

2.3.4 La prova di resistenza a compressione triassiale

A differenza di tutte le altre prove precedentemente descritte, la prova di resistenza a compressione triassiale è l'unica che permette lo studio della resistenza del campione di roccia confinato ad una certa pressione. Gli sforzi principali intermedio e minimo sono quindi diversi da zero. In particolare σ_2 è uguale a σ_3 in quanto il campione viene inserito in una apposita cella, detta cella di Hoek, che ha al suo interno una membrana che va a contatto con la superficie laterale esterna del campione cilindrico. Tale membrana è collegata ad un sistema idraulico che, grazie ad una pompa, ha la possibilità

di esercitare una pressione di confinamento al campione durante l'esecuzione della prova. Le due basi del cilindro di roccia, come nella prova uniassiale, sono invece compresse da uno sforzo principale massimo σ_1 via via crescente, fino alla rottura della roccia. I campioni utilizzati per questa prova sono stati preparati con lo stesso procedimento adottato per la prova a compressione uniassiale. In Figura 2.4 è riportata la foto di un campione all'interno della cella di Hoek poco prima dell'inizio della prova.

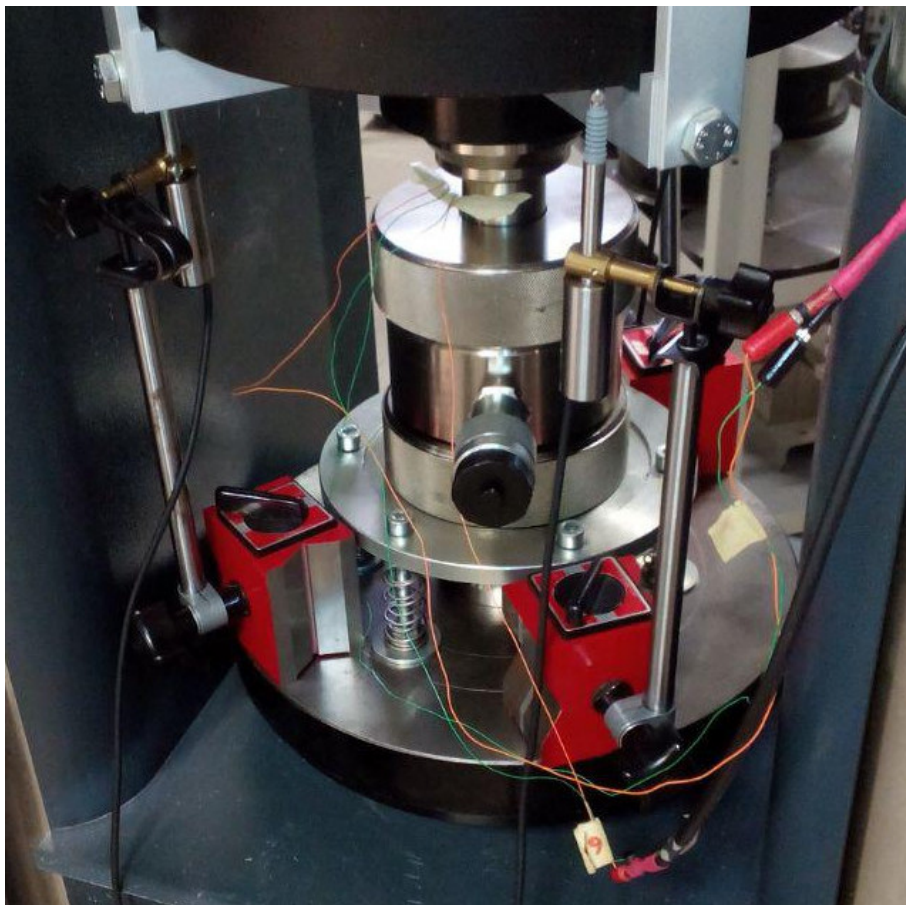


Figura 2.4: la cella di Hoek, con all'interno un campione pronto per la prova, posizionata sulla apposita pressa. Si possono notare i tre sensori, collegati ai supporti di colore rosso, che registrano durante la prova il movimento relativo fra le due piastre della pressa.

Sono state effettuate 3 prove a 3 pressioni di confinamento differenti (1, 3 e 5 MPa) su 3 carote, denominate "CAO1A", "CAO1B" e "CAO1C", ricavate tutte dallo stesso campione di roccia prelevato sempre dalla falda di detrito. Durante l'effettuazione della prova, sono monitorati costantemente 4 parame-

tri: lo sforzo principale massimo σ_1 , la deformazione assiale e radiale attraverso i due strain gauges e la pressione di confinamento. La prova termina quando il campione di roccia si rompe e, di conseguenza, diminuisce bruscamente lo sforzo principale massimo. Proprio nel momento in cui avviene la rottura, viene registrato il valore della resistenza a compressione per la specifica pressione di confinamento. Grazie a tali valori, è possibile costruire l'involuppo a rottura del campione e determinare i parametri fondamentali dell'ammasso roccioso.

2.4 La classificazione dell'ammasso roccioso

2.4.1 La classificazione di Romana

La classificazione di Romana nasce come modifica della classificazione di Beniawsky, al fine di poterla applicare ai versanti rocciosi. Quest'ultima, infatti, è stata creata appositamente per lo studio dell'ammasso roccioso in galleria e si basa sul rilievo di sei parametri:

- **A1** = resistenza a compressione uniassiale;
- **A2** = Rock Quality Designation Index (Indice RQD);
- **A3** = spaziatura delle discontinuità;
- **A4** = condizioni delle discontinuità;
- **A5** = condizioni idrauliche;
- **A6** = orientamento delle discontinuità.

Attraverso l'equazione (2.5) si definisce il *Rock Mass Rating di base*:

$$RMR_b = A1 + A2 + A3 + A4 + A5 \quad (2.5)$$

mentre con l'equazione (2.6) si ottiene il *Rock Mass Rating corretto* con il quale si classifica la roccia secondo le indicazioni di Beniawsky[8]:

$$RMR_c = A1 + A2 + A3 + A4 + A5 + A6 \quad (2.6)$$

La classificazione di Romana, come già detto, nasce per adattare la sopradescritta classificazione ai versanti rocciosi. Essa prevede lo stesso procedimento di quella di Beniawsky fino all'ottenimento del valore di RMR_b . In seguito si va a correggere tale parametro al fine di ottenere lo *Slope Mass Rating* (si veda l'equazione (2.7))[9][10]:

$$SMR = RMR_b + (F1 \cdot F2 \cdot F3) + F4 \quad (2.7)$$

dove:

- **F1** dipende dal parallelismo fra l'immersione del fronte e l'immersione dei giunti;

- **F2** è riferito all'inclinazione del giunto nell'ipotesi di rottura planare;
- **F3** mantiene le relazioni proposte da Beniawsky per l'inclinazione fra fronte e giunti;
- **F4** rappresenta un fattore di correzione legato al metodo di scavo ed è stato fissato empiricamente.

In Tabella 2.2 sono presentati i criteri per ottenere i valori dei fattori sopraelencati.

ROTTURA	CINEMATISMO	CONDIZIONE				
		Molto favorevole	Favorevole	Mediocre	Sfavorevole	Molto sfavorevole
Planare Toppling Cuneo	$\alpha_j - \alpha_f$ $\alpha_j - \alpha_f - 180^\circ$ $\alpha_i - \alpha_f$	$> 30^\circ$	$30^\circ - 20^\circ$	$20^\circ - 10^\circ$	$10^\circ - 5^\circ$	$< 5^\circ$
	F1	0,15	0,40	0,70	0,85	1,00
Planare Cuneo	β_j β_i	$< 20^\circ$	$20^\circ - 30^\circ$	$30^\circ - 35^\circ$	$35^\circ - 45^\circ$	$> 45^\circ$
	F2	0,15	0,40	0,70	0,85	1,00
Toppling	F2	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Planare Cuneo	$\beta_j - \beta_f$ $\beta_i - \beta_f$	$> 10^\circ$	$10^\circ - 0^\circ$	0°	$0^\circ - (-10^\circ)$	$< -10^\circ$
Toppling	$\beta_j - \beta_f$	$< 110^\circ$	$110^\circ - 120^\circ$	$> 120^\circ$	-	-
	F3	0	-6	-25	-50	-60

Tabella 2.2: criteri per la definizione dei parametri F1, F2 ed F3 della classificazione di Romana. α_j =immersione del giunto, α_i =immersione della retta di 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 di intersezione di due piani per la rottura a cuneo e β_f =inclinazione del fronte.

Per il fattore F4, invece, si veda la Tabella 2.3.

METODO DI SCAVO	F4
Scarpata naturale	15
Abbattimento con pretaglio	10
Abbattimento controllato	8
Abbattimento normale	0
Abbattimento non controllato	-8

Tabella 2.3: valore di F4 in funzione del metodo di scavo applicato al versante.

Una volta calcolato il valore finale di *SMR*, lo stesso Romana fornisce delle indicazioni generali sul grado di stabilità della scarpata, sul tipo di cinematismo

di rottura che si può instaurare e su eventuali interventi di stabilizzazione da adottare (Tabella 2.4).

SMR	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	20 - 0
CLASSE	I	II	III	IV	V
DESCRIZIONE	Molto buona	Buona	Mediocre	Scadente	Molto scadente
STABILITA'	Sicuramente stabile	Stabile	Parzialmente stabile	Instabile	Sicuramente instabile
MODO DI ROTTURA	Assente	Possibili blocchi	Lungo piani o per cunei	Lungo piani o su grandi cunei	Su grandi piani o rototraslazionali
STABILIZZAZIONE	Nessuna	Occasionale	Sistematica	Estesa	Riprofilare la scarpata

Tabella 2.4: classe di roccia in funzione del valore di *SMR* e relative indicazioni generali riguardo al grado di stabilità, al tipo di cinematismo e agli interventi di stabilizzazione.

2.4.2 Il GSI

La resistenza di un ammasso roccioso, caratterizzato dalla presenza di fratture, dipende dalle proprietà della roccia intatta e dalle caratteristiche delle discontinuità. Il Geological Strength Index (GSI), introdotto da Hoek (1994) e Hoek, Kaiser e Bawden (1995), fornisce un numero che, quando viene combinato con le proprietà della roccia intatta, può essere usato per stimare la riduzione di resistenza dell'ammasso roccioso per differenti condizioni geologiche[11]. Tale valore si ottiene attraverso una stima visiva dell'ammasso roccioso avendo come riferimento la già nota ed esplicativa Figura 2.1.

2.5 I criteri di rottura

2.5.1 Hoek-Brown

Il criterio di rottura di Hoek-Brown generalizzato per ammassi rocciosi fratturati è definito dall'equazione (2.8):

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \cdot \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (2.8)$$

dove:

- σ_1 e σ_3 sono il massimo e il minimo sforzo principale efficace alla rottura;
- m_b è il valore della costante di Hoek-Brown per gli ammassi rocciosi;
- s ed a sono costanti che dipendono dalle caratteristiche dell'ammasso roccioso;
- σ_{ci} è la resistenza a compressione uniassiale della roccia intatta.

Lo sforzo normale σ_n e quello di taglio τ sono legati agli sforzi principali dalle seguenti equazioni (si veda dall'equazione (2.9) alla (2.11)):

$$\sigma_n = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cdot \frac{d\sigma_1/d\sigma_3 - 1}{d\sigma_1/d\sigma_3 + 1} \quad (2.9)$$

$$\tau = (\sigma_1 - \sigma_3) \cdot \frac{\sqrt{d\sigma_1/d\sigma_3}}{d\sigma_1/d\sigma_3 + 1} \quad (2.10)$$

dove:

$$d\sigma_1/d\sigma_3 = 1 + am_b(m_b\sigma_3/\sigma_{ci} + s)^{a-1} \quad (2.11)$$

Al fine di utilizzare il criterio di Hoek-Brown per la stima dello sforzo e della deformabilità di un ammasso roccioso fratturato, è necessario stimare tre proprietà dell'ammasso: la resistenza a compressione uniassiale della roccia intatta σ_{ci} , il valore della costante m_i di Hoek-Brown per la roccia intatta e il valore del Geological Strength Index (GSI) dell'ammasso roccioso. Per la roccia intatta che costituisce l'ammasso roccioso, l'equazione (2.8) si può semplificare ottenendo la (2.12):

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m_i \cdot \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + 1 \right)^{0.5} \quad (2.12)$$

La relazione fra gli sforzi principali massimi a rottura è quindi definibile conoscendo due costanti: la resistenza a compressione uniassiale σ_{ci} e la costante m_i . Questi due valori dovrebbero sempre essere determinati da un'analisi statistica dei risultati di vari set di prove triassiali eseguite dopo un'attenta preparazione del campione.

Lo sforzo principale minimo σ_3 a cui devono essere effettuate le prove di resistenza a compressione triassiale deve essere $0 < \sigma_3 < 0.5\sigma_{ci}$. Dovrebbero essere eseguite almeno cinque prove con valori di σ_3 non troppo simili. Una volta ottenuti i risultati dalle prove triassiali, è possibile ottenere i valori di σ_{ci} ed m_i come segue (equazioni da (2.13) a (2.15)):

$$y = m\sigma_{ci}x + s\sigma_{ci} \quad (2.13)$$

dove $x = \sigma_3$ e $y = (\sigma_1 - \sigma_3)^2$.

Per n prove, la resistenza a compressione uniassiale σ_{ci} e la costante m_i sono ricavabili attraverso le equazioni (2.14) e (2.15):

$$\sigma_{ci}^2 = \frac{\sum y}{n} - \left[\frac{\sum xy - (\sum x \sum y/n)}{\sum x^2 - ((\sum x)^2/n)} \right] \frac{\sum x}{n} \quad (2.14)$$

$$m_i = \frac{1}{\sigma_{ci}} \left[\frac{\sum xy - (\sum x \sum y/n)}{\sum x^2 - ((\sum x)^2/n)} \right] \quad (2.15)$$

Attraverso le seguenti equazioni (dalla (2.16) alla (2.18)) è possibile ricavare i parametri m_b , s ed a del criterio di rottura di Hoek-Brown espresso nella (2.8):

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right) \quad (2.16)$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right) \quad (2.17)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}\left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3}\right) \quad (2.18)$$

dove D è un fattore che dipende dal grado di disturbo dovuto all'utilizzo di esplosivo. Esso può variare da 0 per roccia indisturbata a 1 per ammassi rocciosi molto disturbati[11].

2.5.2 Mohr-Coulomb

Dal momento che molti software specifici di geotecnica sono scritti in funzione del criterio di rottura di Mohr-Coulomb (espresso nell'equazione (2.19)), è necessario, a volte, determinare l'angolo di attrito e la coesione equivalenti dell'ammasso roccioso. Questo si ottiene approssimando con una retta la curva generata dal criterio di rottura di Hoek-Brown (equazione (2.8)) per valori di sforzo principale minimo compresi in un determinato range: $\sigma_t < \sigma_3 < \sigma_{3max}$ dove $\sigma_t = -(s \cdot \sigma_{ci})/m_b$, resistenza a trazione. Le relazioni che legano angolo di attrito e coesione di Mohr-Coulomb con i parametri del criterio di rottura di Hoek-Brown sono la (2.20) e la (2.21)[11]:

$$\tau = \sigma \cdot \tan\varphi + c \quad (2.19)$$

(τ è lo sforzo di taglio, σ lo sforzo normale, φ è l'angolo di attrito e c è la coesione).

$$\varphi = \sin^{-1} \left[\frac{6am_b(s + m_b\sigma_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b(s + m_b\sigma_{3n})^{a-1}} \right] \quad (2.20)$$

$$c = \frac{\sigma_{ci}[(1+2a)s + (1-a)m_b\sigma_{3n}](s + m_b\sigma_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a)\sqrt{1 + (6am_b(s + m_b\sigma_{3n})^{a-1})/((1+a)(2+a))}} \quad (2.21)$$

dove:

$$\sigma_{3n} = \frac{\sigma_{3max}}{\sigma_{ci}} \quad (2.22)$$

con σ_{3max} che è ricavabile dall'equazione (2.23):

$$\frac{\sigma_{3max}}{\sigma_{cm}} = 0.72 \left(\frac{\sigma_{cm}}{\gamma H} \right)^{-0.91} \quad (2.23)$$

dove γ è il peso di volume della roccia, H è l'altezza del versante e σ_{cm} è la resistenza dell'ammasso roccioso dato dall'equazione (2.24)[11]:

$$\sigma_{cm} = \sigma_{ci} \cdot \frac{(m_b + 4s - a(m_b - 8s))(m_b/4 + s)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)} \quad (2.24)$$

2.5.3 Barton

Il criterio di rottura di Barton (1976) (equazione (2.25)) è un criterio di tipo empirico, in quanto derivato dall'elaborazione dei risultati di prove sperimentali, sviluppato a partire dalla precedente legge di Patton del 1966. Esso è utilizzato per esprimere la resistenza al taglio di picco su giunto. L'ammasso roccioso, quindi, non è più visto come un corpo unico continuo con le proprie caratteristiche, ma come un corpo roccioso comprensivo delle proprie discontinuità.

$$\tau_p = \sigma_n \cdot \tan \left[JRC \cdot \log \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) + \varphi_r \right] \quad (2.25)$$

dove:

- τ_p è la resistenza al taglio di picco su giunto;
- σ_n è la tensione normale agente sulle pareti del giunto;
- JRC (Joint Roughness Coefficient) è il coefficiente di rugosità del giunto e varia approssimativamente da 0 a 20, crescendo con l'aumentare della rugosità delle pareti;
- JCS (Joint Compression Strength) è la resistenza a compressione delle pareti del giunto, ricavabile attraverso l'inserimento del parametro "r" all'interno del grafico riportato in Figura 2.1;
- φ_r è l'angolo di attrito residuo delle pareti del giunto. Se esse non sono alterate, allora $\varphi_r = \varphi_b$ (si veda l'equazione (2.26)), ovvero l'angolo di attrito residuo coincide con l'angolo di attrito di base.

$$\varphi_r = (\varphi_b - 20^\circ) + 20 \left(\frac{r}{R} \right) \quad (2.26)$$

dove r è il valore del rimbalzo elastico ottenuto attraverso il martello di Schmidt direttamente sulla superficie alterata del giunto, mentre R è lo stesso valore ottenuto sulla stessa superficie però levigata. Come si può facilmente intuire osservando l'equazione (2.25), la resistenza a compressione delle pareti del giunto influenza maggiormente la resistenza al taglio di picco su giunto quando il coefficiente di rugosità è elevato. Di conseguenza, mano a mano che la rugosità diminuisce, diminuisce sempre di più l'importanza del parametro di resistenza a compressione delle pareti per la definizione della resistenza al taglio di picco. Altra osservazione importante riguarda il rapporto $\frac{JCS}{\sigma_n}$: esso mette

in relazione la resistenza a compressione della parete del giunto, con l'effettiva tensione normale agente sulla parete stessa. Se il valore di σ_n supera quello di JCS , il rapporto diventerà minore di 1, andando a diminuire drasticamente il valore del coefficiente di rugosità. Infatti, quando $\sigma_n > JCS$ si ha la rottura delle asperità costituenti la rugosità delle pareti del giunto.

È possibile definire l'angolo di attrito di picco (φ_p) come segue (equazione (2.27)):

$$\varphi_p = JRC \cdot \log\left(\frac{JCS}{\sigma_n} + \varphi_r\right) \quad (2.27)$$

Gli autori suggeriscono di non tenere conto di valori di $\varphi_p > 70^\circ$ in quanto, in tali casi, l'equazione caratteristica perde la sua validità[12].

Sostituendo la soprastante equazione nella (2.25) si ottiene quindi la (2.28):

$$\tau_p = \sigma_n \cdot \tan\varphi_p \quad (2.28)$$

Tale equazione, come si può notare nel paragrafo 2.5.2, è la stessa equazione del criterio di rottura di Mohr-Coulomb, a meno del termine coesivo. Sostanzialmente il criterio di Barton racchiude i due contributi di Mohr-Coulomb, legati all'angolo di attrito e alla coesione, all'interno di un unico parametro definito come angolo di attrito di picco[13][12][14].

2.6 Le verifiche di stabilità grafiche dell'ammasso roccioso

Per effettuare uno studio qualitativo della stabilità dell'ammasso roccioso, in questo lavoro si è ricorso al metodo grafico del test di Goodman & Shi. Lo scopo è stato quello di determinare la predisposizione a tre differenti tipi di cinematismo: scivolamento piano, ribaltamento e scivolamento a cuneo. Per ogni tipo di cinematismo sono state effettuate due verifiche di stabilità grafiche: una per la zona di omogeneità strutturale destra e una per quella sinistra. Per ottenere gli stereoplot si è utilizzato il programma “Dips”¹ della “rocscience”, lo stesso software impiegato per la rappresentazione delle discontinuità presenti nell'ammasso roccioso.

2.6.1 Scivolamento piano

Nelle verifiche di stabilità grafiche a scivolamento piano si va a verificare l'eventuale presenza di discontinuità aventi inclinazione minore od uguale a quella del versante e maggiore a quella dell'angolo di attrito. Si considerano inoltre le sole fratture aventi immersione che non sia maggiore o minore di 20° rispetto a quella del versante poiché, in tali casi, l'ipotetica massa è considerata stabile[15].

2.6.2 Ribaltamento

Perché avvengano fenomeni di ribaltamento, è necessario che la discontinuità sia a reggipoggio rispetto al versante, che abbia inclinazione maggiore di circa 50° e che la differenza tra l'immersione della discontinuità e quella del versante sia maggiore di $\pm 160^\circ$.

2.6.3 Scivolamento a cuneo

In questo caso, lo scopo è quello di verificare la presenza di una coppia di discontinuità la cui intersezione generi instabilità per formazione di cunei di

¹<https://www.rocscience.com/rocscience/products/dips>

roccia. Il fenomeno si verifica nel momento in cui la linea di intersezione fra due discontinuità risulta più inclinata dell'angolo di attrito e meno inclinata del versante. Di nuovo, i limiti laterali sono fissati come pari a $\pm 20^\circ$ rispetto all'immersione del versante. È possibile a questo punto procedere in due differenti modalità:

1. si cercano le intersezioni fra i vari piani rappresentanti le famiglie di discontinuità cercando di capire quali coppie di famiglie di fratture possono creare instabilità;
2. si cercano le intersezioni fra tutti i piani di discontinuità rilevati cercando quindi di capire tutte le possibili combinazioni dei piani che possono generare cunei instabili. In questo ultimo caso, però, non c'è modo di associare un'importanza statistica alle intersezioni dei piani risultate instabili.

2.7 Le verifiche di stabilità della falda di detrito

Un altro aspetto molto importante che si è deciso di affrontare nel presente studio è quello relativo alla verifica di stabilità della falda di detrito situata alla base delle pareti.

I metodi di analisi di stabilità dei pendii ad oggi più diffusi ed utilizzati sono i metodi all'equilibrio limite, che ipotizzano un comportamento rigido-perfettamente plastico del terreno. Si assume quindi che il terreno non si deformi fino al raggiungimento della condizione di rottura e che, in tale condizione, la resistenza al taglio si mantenga costante e indipendente dalle deformazioni accumulate. Dalla suddetta ipotesi, fortemente semplificativa, ne consegue che la rottura si manifesta lungo una superficie netta di separazione tra la massa in frana e il terreno stabile, che la massa in frana è un blocco indeformato in moto di roto-traslazione rigida e che non è possibile determinare le deformazioni precedenti la rottura, l'entità dei movimenti del blocco in frana o la velocità del fenomeno. Poiché di norma, nel caso di analisi di stabilità su pendii naturali, il versante non è facilmente schematizzabile a livello geometrico e non omogeneo dal punto di vista litologico, solitamente si ricorre alla suddivisione dello stesso in un numero adeguato di conci. Questa suddivisione viene eseguita al fine di poter associare ad ogni concio i propri parametri e per diminuire il più possibile le approssimazioni geometriche del pendio. (si veda la Figura 2.5). Per il presente studio si è deciso di applicare, fra i vari metodi

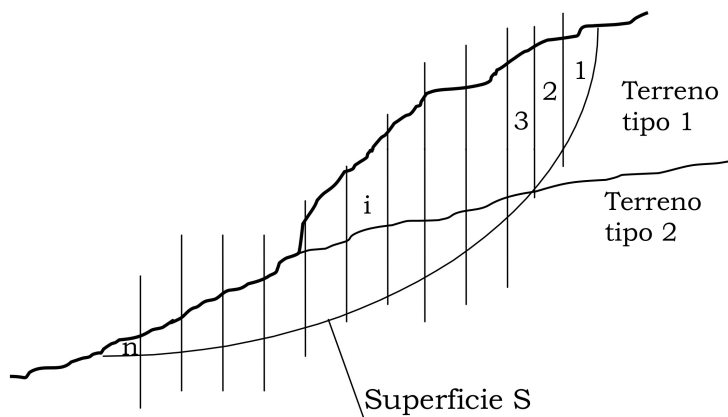


Figura 2.5: suddivisione di un generico pendio in conci.

all'equilibrio limite globale, quello di Bishop semplificato. Tale metodo studia la stabilità su sezioni bidimensionali del pendio ipotizzando che la superficie di scivolamento sia un arco di circonferenza (quindi integrando le varie sezioni ipotizza una superficie tridimensionale di forma cilindrica). Secondo tale metodo il fattore di sicurezza, ovvero il rapporto fra le forze stabilizzanti e quelle destabilizzanti, è definito dall'equazione (2.29):

$$FS = \frac{M_S}{M_R} \quad (2.29)$$

dove M_R ed M_S (equazioni (2.30) e (2.31)) sono rispettivamente il momento delle forze ribaltanti e il momento delle forze stabilizzanti rispetto al centro della circonferenza il cui arco rappresenta la superficie di rottura.

$$M_R = r \cdot \sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin\alpha_i \quad (2.30)$$

$$M_S = r \cdot \sum_{i=1}^n (c + \sigma_i \cdot \tan\varphi) \cdot \Delta l_i = r \cdot c \cdot L + r \cdot \tan\varphi \cdot \sum_{i=1}^n N_i \quad (2.31)$$

r : raggio della circonferenza il cui arco rappresenta la superficie di rottura;

W_i : peso del terreno;

α_i : inclinazione sull'orizzontale della corda dell'arco di circonferenza alla base del concio;

c : coesione del terreno;

σ_i : sforzo normale efficace;

φ : angolo di attrito del terreno;

Δl_i : lunghezza della corda dell'arco di circonferenza;

L : lunghezza dell'arco di circonferenza che rappresenta la superficie di rottura;

N_i : risultante delle tensioni efficaci normali alla corda di circonferenza.

Data l'assunzione del metodo di Bishop per cui per ogni concio la risultante delle componenti nella direzione verticale delle forze agenti sulle facce laterali è nulla, ne consegue l'equazione (2.32) dove u_i è il rapporto tra la risultante delle pressioni interstiziali alla base del concio e la lunghezza della corda dell'arco di circonferenza, mentre Δx_i è la distanza fra le due pareti del concio:

$$N_i = \frac{W_i - u_i \cdot \Delta x_i - \left(\frac{1}{FS}\right) \cdot c \cdot \Delta x_i \cdot \tan\alpha_i}{\cos\alpha_i \cdot [1 + (\tan\varphi \cdot \tan\alpha_i)/FS]} \quad (2.32)$$

con l'equazione (2.32) si può infine ottenere il valore del fattore di sicurezza per una data superficie di scorrimento (equazione (2.33)):

$$FS = \frac{M_S}{M_R} = \frac{\sum_{i=1}^n [c \cdot \Delta x_i + (W_i - u_i \cdot \Delta x_i) \cdot \tan \varphi] \cdot [1/M(\alpha_i)]}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin \alpha_i} \quad (2.33)$$

dove $M(\alpha_i)$ è dato dall'equazione (2.34):

$$M(\alpha_i) = \cos \alpha_i \left(1 + \frac{\tan \varphi \cdot \tan \alpha_i}{FS} \right) \quad (2.34)$$

Come si può notare, la (2.33) è un'equazione implicita in quanto per la definizione del fattore di sicurezza è necessario fornire un parametro ($M(\alpha_i)$) che contiene a sua volta all'interno della sua equazione lo stesso valore del fattore di sicurezza. La soluzione dell'equazione (2.33) si può quindi ottenere solamente tramite iterazione: definendo cioè un primo valore del fattore di sicurezza, inserendolo nell'equazione (2.34) per poi ottenere un secondo valore del fattore di sicurezza dall'equazione (2.33). Si esegue questo calcolo a più riprese facendo variare il valore iniziale del fattore sicurezza fino a che, quello ottenuto dall'equazione (2.33) non coincide con quello inserito nella (2.34).

Questa procedura, chiaramente, deve essere effettuata per ogni superficie di scorrimento ipotizzabile all'interno del pendio, facendo quindi variare il raggio della circonferenza e la posizione del relativo centro[16][17].

Vista l'ingente quantità di calcoli ed iterazioni necessarie, per effettuare un'analisi di stabilità all'equilibrio limite con il metodo di Bishop difficilmente si può prescindere dall'utilizzo di un apposito programma. Nel presente caso si è utilizzato il software "Slide" della "rocscience"².

²<https://www.rocscience.com/rocscience/products/slide>

2.8 Il pericolo legato alla caduta massi

È risaputo essere difficoltoso riuscire a prevedere il verificarsi di fenomeni naturali quali scorrimenti, colate di detrito o inondazioni, che molte volte sono diretta conseguenza di precipitazioni intense o particolarmente prolungate. Eppure, grazie ai sistemi di monitoraggio dei fenomeni meteorologici (pluviometri, radar...) si dispone di un ricco record storico col quale è possibile effettuare correlazioni fra il fenomeno naturale e la sua causa scatenante. Inoltre, delle grandi inondazioni, eruzioni vulcaniche o frane che hanno colpito l'uomo, ne rimane testimonianza scritta da diverse centinaia di anni.

Differente, invece, è la questione per quanto riguarda la caduta massi: di norma è impossibile effettuare correlazioni fra l'episodio e la sua causa scatenante, inoltre, non si possiede quasi mai un sufficientemente ricco e datato record storico degli eventi al quale poter approcciare con i metodi statistici. Per questo motivo difficilmente si sente parlare di tempi di ritorno o di probabilità di occorrenza legati alla caduta massi. Tuttavia, uno degli obiettivi principali di questo studio, è proprio quello di indagare il pericolo legato alla caduta massi nell'area in esame. Si è proceduto quindi in due modi: il primo consiste nella classificazione del pericolo da caduta massi secondo il metodo elaborato da Chiesurin e Fenti (2002)[18], il secondo nella modellazione di rotolamento massi 3D tramite il software ROTOMAP della "geo&soft international"³.

2.8.1 La classificazione del pericolo da caduta massi

La classificazione del pericolo da caduta massi[18] si basa sull'analisi di 11 parametri differenti, ad ognuno dei quali viene assegnato un valore variabile in funzione dell'indice di pericolo. La somma di tutti gli 11 valori assegnati, genera un punteggio finale che determina a sua volta entro quale delle 5 classi di pericolosità si trova il caso in studio. In ultima, per ogni classe di pericolosità, gli autori danno dei suggerimenti riguardo alle possibili tipologie di interventi da effettuare. Per la definizione del primo parametro, l'indice di instabilità della zona di distacco, è necessario fare riferimento alla Tabella 2.5.

Per il secondo parametro invece, il volume possibile del crollo per evento, è stato effettuato un rilevamento dei massi presenti sulla falda detritica e al

³http://www.geoandsoft.com/italiano/geomeccanica_software_calcolo_caduta_rotolamento_massi.htm

I	II	III	IV	V
Masse rocciose delimitate da fessure chiuse, con giaciture che non inducono instabilità. Massi su versante detritico rimobilizzabili per cause particolari o eventi poco probabili e particolarmente intensi.	Masse rocciose delimitate da fessure chiuse o poco aperte, con giaciture che possono predisporre instabilità: poli poco frequenti che inducono crolli, scivolamenti o ribaltamenti. Massi su versante detritico rimobilizzabili per cause o eventi poco frequenti.	Masse rocciose delimitate da fessure aperte da 1 mm a 1 cm, con giaciture che predispongono instabilità: poli mediamente frequenti che inducono crolli, scivolamenti o ribaltamenti. Massi su versante detritico rimobilizzabili per cause semplici o eventi a media frequenza.	Masse rocciose delimitate da fessure aperte da 1 a 10 cm, con giaciture che predispongono instabilità: poli piuttosto frequenti che inducono ribaltamenti, scivolamenti o crolli. Massi su versante detritico facilmente rimobilizzabili per cause normali o eventi ad elevata frequenza.	Masse rocciose delimitate da fessure aperte >10 cm con giaciture che predispongono instabilità: poli molto frequenti che inducono ribaltamenti, scivolamenti, crolli. Massi su versante detritico in condizione di equilibrio limite.

Tabella 2.5: tabella per la determinazione dell'indice di instabilità della zona di distacco (il primo parametro) per classificazione del pericolo da caduta massi[18].

di sotto della strada, osservando la presenza di molti massi ciclocipi con volumi che, in particolare in un caso, superavano decisamente i $100m^3$. Tutti gli altri parametri risultano in fin dei conti di facile ed abbastanza univoca individuazione, questo grazie al rilevamento geologico e geomorfologico di dettaglio effettuato in campagna.

È stato deciso di effettuare due classificazioni differenti in quanto i parametri fondamentali variano considerevolmente se si va ad analizzare il tratto di strada sottostante alla falda di detrito o quello, breve, sottostante alla cascata che esce dalla Val di Scala.

2.8.2 La modellazione di rotolamento massi 3D

Come già anticipato precedentemente, la modellazione di rotolamento massi 3D è stata effettuata tramite il software “ROTOMAP” della “geo&soft international”. Si è deciso di ricorrere all'utilizzo di un software 3D, invece che effettuare simulazioni lungo delle sezioni bidimensionali arbitrarie, in quanto la topografia soprastante il tratto di strada non è uniforme. Essa infatti è

caratterizzata dalla presenza di una valle (la Val di Scala) formatasi in corrispondenza della faglia trasversale alla direzione del fiume Vanoi. Inoltre, lungo tale valle, scorre un corso d'acqua permanente che produce la già citata cascata. Questa rappresenta quindi una sorta di "imbuto" che tende a far rotolare al suo interno i massi che si staccano a monte. Inoltre, allo sbocco della Val di Scala nella Valle del Vanoi, non è presente la falda di detrito che invece caratterizza la base dell'ammasso roccioso al di sopra degli altri tratti di strada, bensì vi è direttamente roccia affiorante che, come è facilmente intuibile, risponde al rotolamento dei massi in maniera differente rispetto al detrito.

Uno dei principali problemi in questo tipo di simulazioni è legato al fatto che non vi è un legame di tipo proporzionale fra variazione delle condizioni al contorno iniziali e risultati ottenuti. Ovvero, più semplicemente, piccole variazioni delle condizioni al contorno iniziali possono produrre grandissimi cambiamenti nel risultato finale. Basti pensare, ad esempio, come una piccola variazione di energia cinetica di un blocco in rotolamento possa causarne il superamento di una linea di cresta, e quindi determinare un risultato completamente differente rispetto ad uno stesso blocco che, per poca energia in meno, non superi la stessa linea di cresta.

Per lo studio di un problema così complesso, il programma non potrebbe certamente avere un approccio deterministico, andando a prevedere la traiettoria di ogni singola massa che cade in funzione dei vari parametri della massa e del pendio. Il tipo di approccio deve per forza essere di tipo statistico. Si sopperisce quindi all'impossibilità di effettuare precise previsioni deterministiche studiando in modo statistico un numero elevatissimo di simulazioni con caratteristiche variabili. L'obiettivo principale del software, quindi, è quello di determinare delle aree di probabilità di arresto dei blocchi. Altro aspetto importante che è opportuno presentare, è che i blocchi sono considerati come entità puntiformi, invece che come oggetti dotati di una propria geometria tridimensionale. Il motivo è dovuto al fatto che introdurre anche parametri geometrici per i blocchi in caduta non fa che aumentare il grado di aleatorietà del modello. Infatti, anche in questo caso, piccole variazioni di forma del blocco, possono portare ad importanti variazioni nel tipo di impatto in quanto sarebbe necessario tenere conto anche degli effetti dei differenti momenti di inerzia nelle tre direzioni principali. Inoltre, considerare il blocco come oggetto puntiforme, diminuisce di molto la complessità dei calcoli, garantendo

una maggior capacità di calcolo in modo da ottenere un numero di simulazioni più grande e, quindi, una statistica più affidabile. In definitiva, il percorso del masso puntiforme, viene considerato dagli sviluppatori come “l’involuppo statistico” dei percorsi generati dalle infinite combinazioni geometriche masso-pendio[19].

Passando ora al lato pratico, come punto di partenza è necessario fornire al software una base topografica che sia il più dettagliata e precisa possibile, in quanto, grazie ad essa, il programma calcola le traiettorie più probabili assunte dai vari blocchi. Si è quindi deciso di ricorrere all’utilizzo del rilievo LiDAR effettuato dalla Provincia negli anni precedenti: esso è stato convertito in un file di testo “.xyz”, contenente appunto le coordinate x, y e z dei punti rilevati, e inserito come base topografica nel software. A questo punto si è proceduto con la costruzione di una griglia di discretizzazione a maglia quadrata, grazie alla quale è stato poi possibile associare i valori dei vari parametri geomeccanici al pendio e far elaborare i calcoli solamente dell’area di interesse. La fase successiva è stata quella di assegnare i vari parametri del rotolamento dei massi (Figura 2.6). Una volta inseriti i parametri relativi al rotolamento dei massi, la superficie oggetto dello studio è stata suddivisa in diverse aree omologhe dal punto di vista dei parametri geomeccanici: versanti rocciosi in roccia affiorante, falda di detrito, strada asfaltata, strada sterrata e depositi fluviali attuali (Figura 2.7). Oltre alle già citate 5 aree, è stata inserita una sesta al di fuori dell’area di interesse, quella gialla, a cui sono stati associati parametri geomeccanici che garantissero l’immediato arresto di qualsiasi blocco. Tale area è stata inserita in quanto altrimenti, un piccolo numero di simulazioni, prevedevano che il rotolamento continuasse anche al di fuori della base topografica inserita, andando a generare dei problemi in fase di restituzione del risultato.

I parametri geomeccanici inseriti per ogni area sono, in ordine:

- il coefficiente di restituzione normale K_N , definito come il rapporto tra la velocità normale al pendio dopo e prima dell’impatto del blocco (si veda la (2.35));
- il coefficiente di restituzione tangenziale K_T , definito come il rapporto tra la velocità tangenziale rispetto al pendio dopo e prima dell’impatto del blocco (si veda di nuovo la (2.35));

Angolo limite volo [°]	15
Angolo limite urto [°]	9
Angolo limite rimbalzo [°]	9
Numero punti di partenza [-]	30
Numero velocita' di partenza [-]	3
Velocita' iniziale minima [m/s]	1
Velocita' iniziale massima [m/s]	5
Numero deviazioni angolari partenza [-]	5
Deviazione angolare massima [°]	45
Resistenza [kJ]	0
Massa blocchi [t]	27
Altezza reti [m]	0
Angolo di partenza [°]	0
Altezza caduta libera [m]	0

Figura 2.6: parametri di rotolamento dei massi inseriti. L'angolo limite volo è l'angolo che discrimina le condizioni di passaggio dal moto di rotolamento alle condizioni di volo libero. L'angolo limite urto è l'angolo che discrimina le condizioni di urto con rimbalzo o di proseguimento del rotolamento. L'angolo limite rimbalzo è l'angolo che discrimina le condizioni di passaggio, dopo un urto, alle condizioni di volo libero. La deviazione angolare massima è un parametro di "randomizzazione" che permette di tener conto di rimbalzi iniziali in direzioni diverse da quella di massima pendenza dei blocchi caduti dalle nicchie di distacco[19].

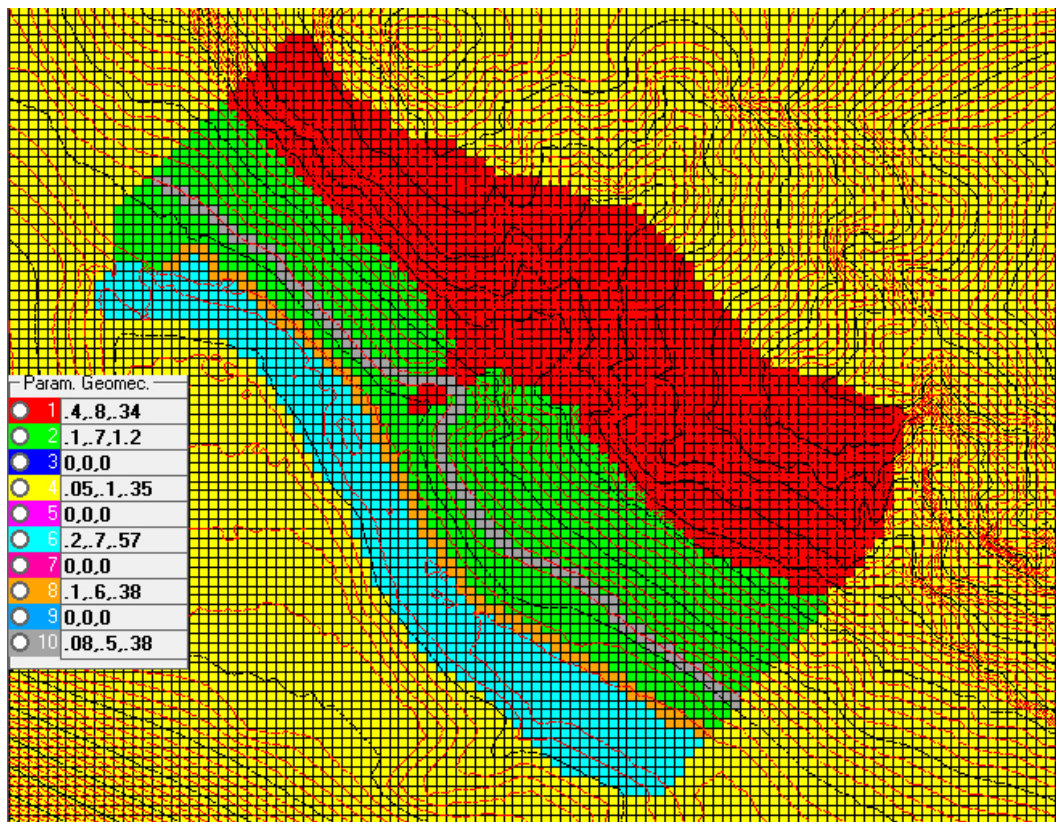


Figura 2.7: l'area in studio oggetto della modellazione suddivisa nelle diverse aree omologhe dal punto di vista dei parametri associati. In rosso la roccia affiorante, in verde la falda di detrito, in grigio la strada asfaltata SP56, in arancione la strada sterrata sottostante e in azzurro i depositi fluviali attuali. Per ogni area omologa sono indicati i relativi parametri, calibrati attraverso la fase di back analysis, con il seguente ordine: coefficiente di restituzione normale, coefficiente di restituzione tangenziale e tangente dell'angolo di attrito.

- la tangente dell'angolo di attrito φ .

$$K_N = \frac{v_{N_f}}{v_{N_i}} \quad K_T = \frac{v_{T_f}}{v_{T_i}} \quad (2.35)$$

Gli ultimi dati di input da inserire sono i punti di partenza da cui si staccano i massi. Essi, come previsto dal software, non vengono inseriti come punti discreti all'interno di un'area, bensì come linee spezzate lungo le quali è possibile il verificarsi del crollo. In prima analisi, per una modellazione il più prudente possibile, i punti di partenza sono stati messi tutti al limite superiore delle pareti rocciose, dando la possibilità ai massi di accelerare per circa un centinaio di metri (altezza massima delle pareti) prima di impattare sulla falda di detrito. Tuttavia i risultati ottenuti in questo modo erano poco realistici: il software prevedeva che la quasi totalità dei massi si arrestassero fuori dalla zona di interesse, lungo il fiume Vanoi. È stato quindi fondamentale a questo punto eseguire una calibrazione del modello tramite back analysis. Infatti, attraverso il rilievo di dettaglio eseguito, erano stati mappati i grandi blocchi situati sulla falda di detrito e al di sotto della strada (Figura 2.8), l'obiettivo era quindi fare in modo che la modellazione fosse coerente con quanto visto sul campo. Sono stati quindi revisionati i parametri geomeccanici inseriti nelle varie aree ed è stata abbassata di circa un terzo la quota di partenza dei massi ottenendo così risultati più ragionevoli e rappresentativi dell'effettivo fenomeno.

Capitolo 3

Risultati ottenuti

3.1 Caratteristiche geologiche e geomorfologiche dell'area in studio

Grazie al rilevamento geologico e geomorfologico di dettaglio, è stato possibile realizzare una carta geologica e una geomorfologica dell'area in studio (si vedano le Figure 3.1 e 3.2).

Come già anticipato nel paragrafo 1.2 e come è possibile osservare dalla carta riportata in Figura 3.1, la geologia del luogo risulta essere piuttosto semplice: lungo l'asse vallivo scorre il fiume Vanoi con i relativi depositi alluvionali attuali e, spostandosi poco a monte trasversalmente alla direzione della valle, recenti. Continuando a salire ancora, è presente la falda di detrito originatasi nel tempo per la disgregazione delle pareti rocciose granitiche poste ancora più in alto. La continuità dei versanti rocciosi è compromessa solo in qualche zona dalla probabile presenza di qualche faglia orientata trasversalmente rispetto alla direzione della valle del Vanoi. Le suddette faglie si pensa abbiano giocato un ruolo determinante per la formazione delle vallecole secondarie aventi direzione nord-est sud-ovest (una di queste è la già citata Val di Scala). Un'ipotesi è che tali lineamenti tettonici abbiano un'origine collegata a quella dell'anticlinale di Cima d'Asta, avendo più o meno le stesse orientazioni (si veda la Figura 1.4).

Anche la geomorfologia dell'area risulta essere piuttosto semplice, come si può osservare in Figura 3.2. La valle, come d'altronde la quasi totalità delle valli alpine, ha origine glaciale, quindi un profilo trasversale detto ad "U". Successivamente al ritiro dei ghiacciai, si è sovrimposta l'erosione fluviale generando

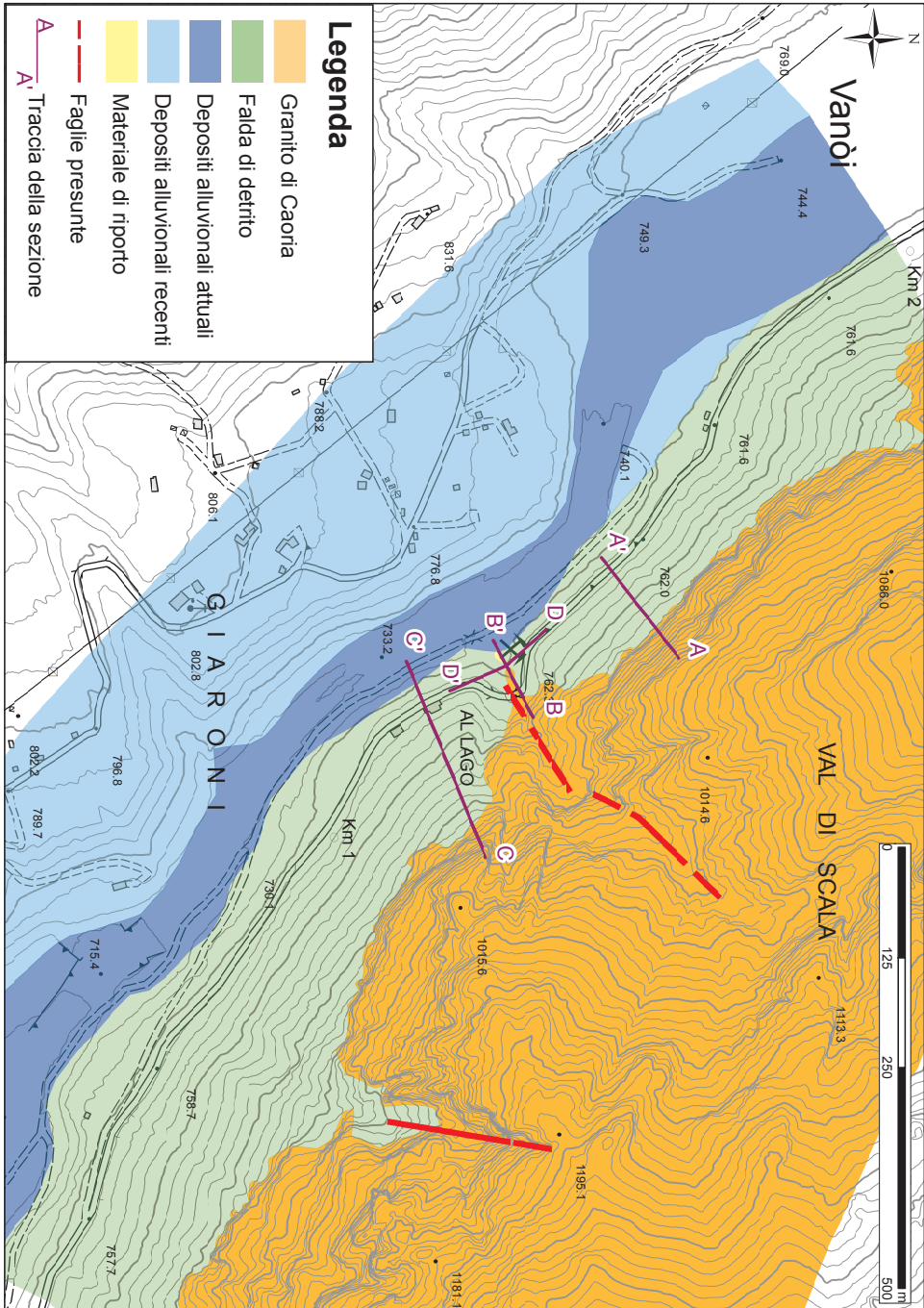


Figura 3.1: carta geologica dell'area in esame.

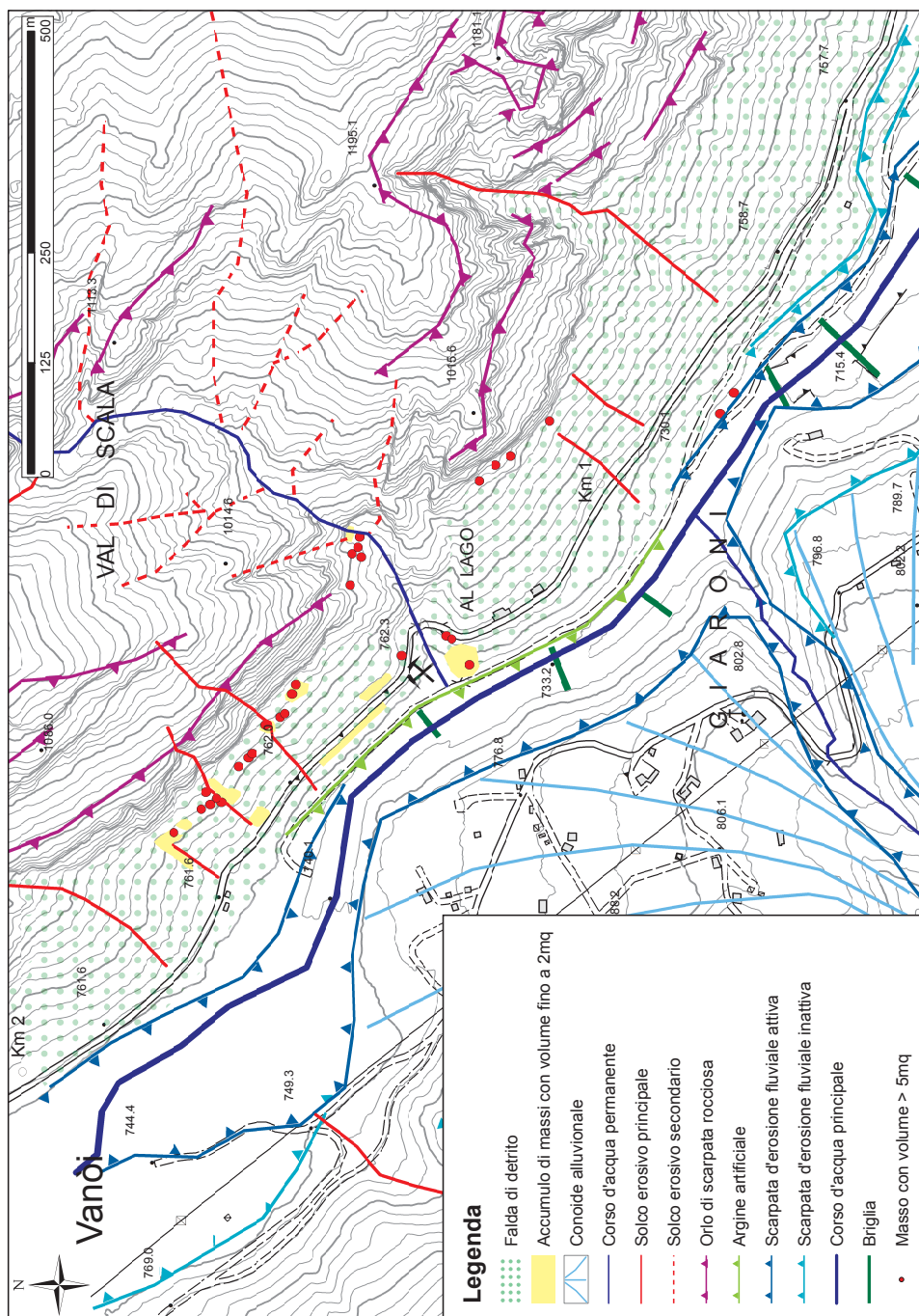


Figura 3.2: carta geomorfologica dell'area in esame.

un'incisione più profonda lungo l'asse vallivo. Questa fase è testimoniata dalla presenza di scarpate d'erosione fluviale che evidenziano un probabile e relativamente recente abbassamento del livello di base del fiume stesso. Mentre in destra orografica è presente un grande conoide alluvionale generato da un corso d'acqua tuttora permanente, in sinistra orografica sono presenti solo le scarpate delle pareti rocciose, con la relativa falda di detrito sottostante, ogni tanto incise trasversalmente da dei solchi erosivi più o meno approfonditi (il più importante dei quali coincide con la Val di Scala).

Successivamente all'elaborazione della carta geologica, è stato possibile rappresentare 4 sezioni geologiche della stessa (si veda dalla Figura 3.3 alla Figura 3.6), tre trasversali all'andamento della valle e una parallela. Esse sono state eseguite, come già anticipato al Capitolo 2, sfruttando i dati relativi alla profondità della falda di detrito ricavati da dei sondaggi eseguiti per la costruzione delle gallerie artificiali paramassi qualche centinaio di metri più a valle.

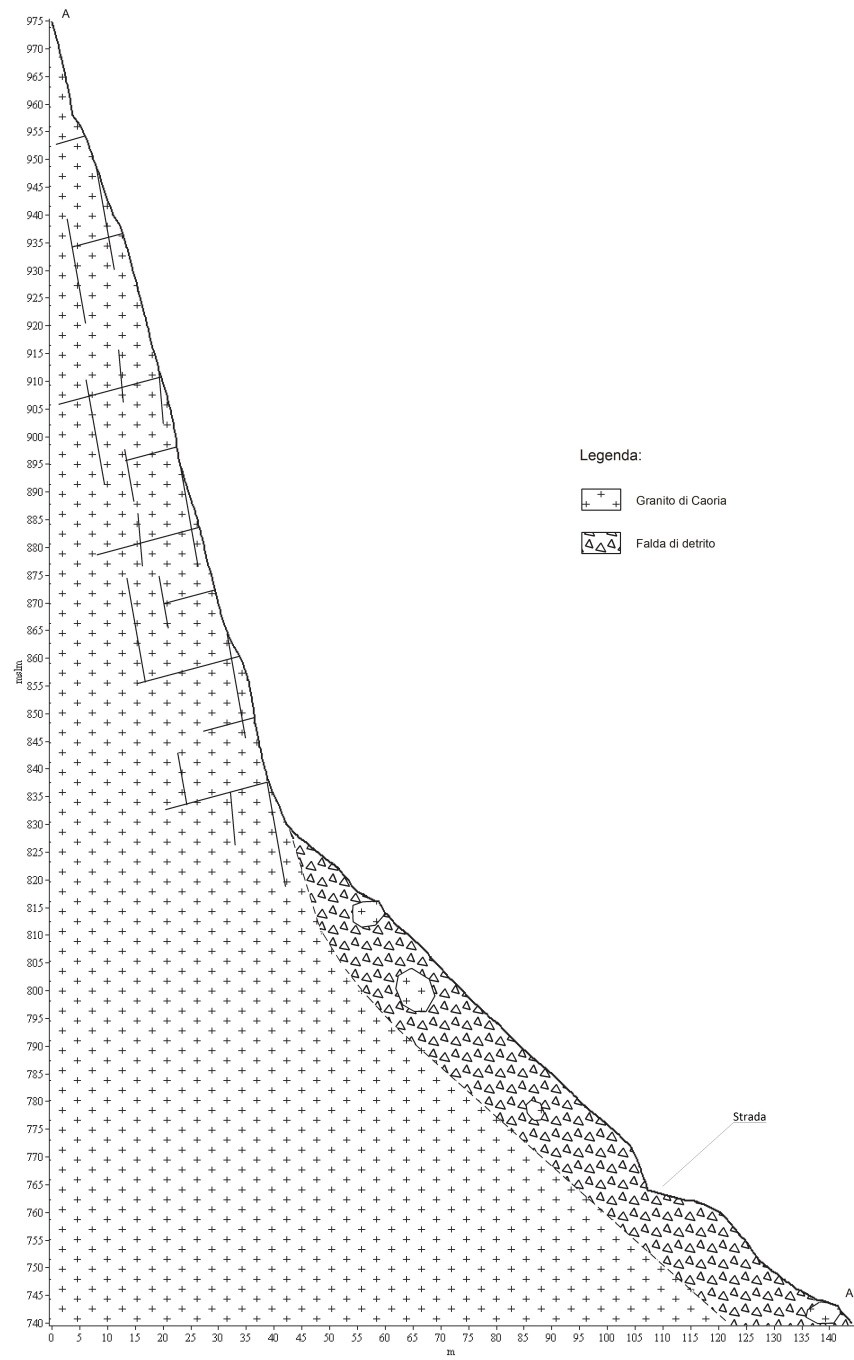


Figura 3.3: sezione geologica AA'.

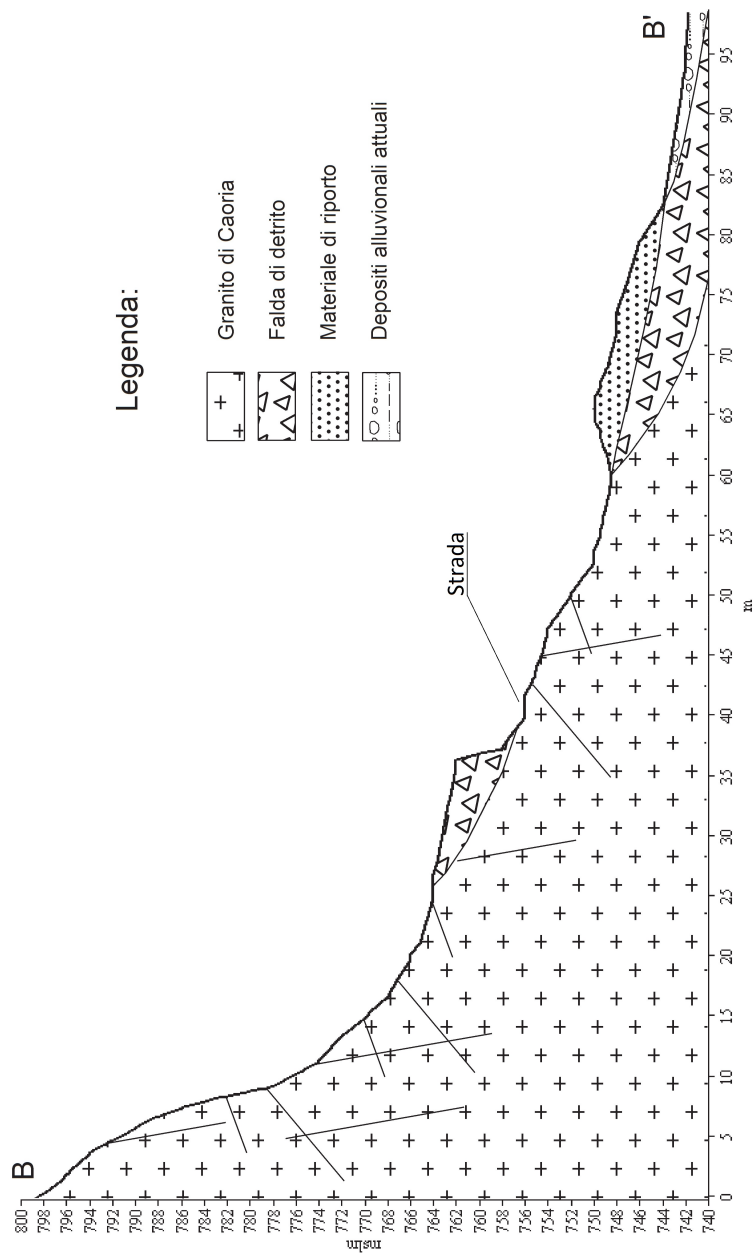


Figura 3.4: sezione geologica BB'

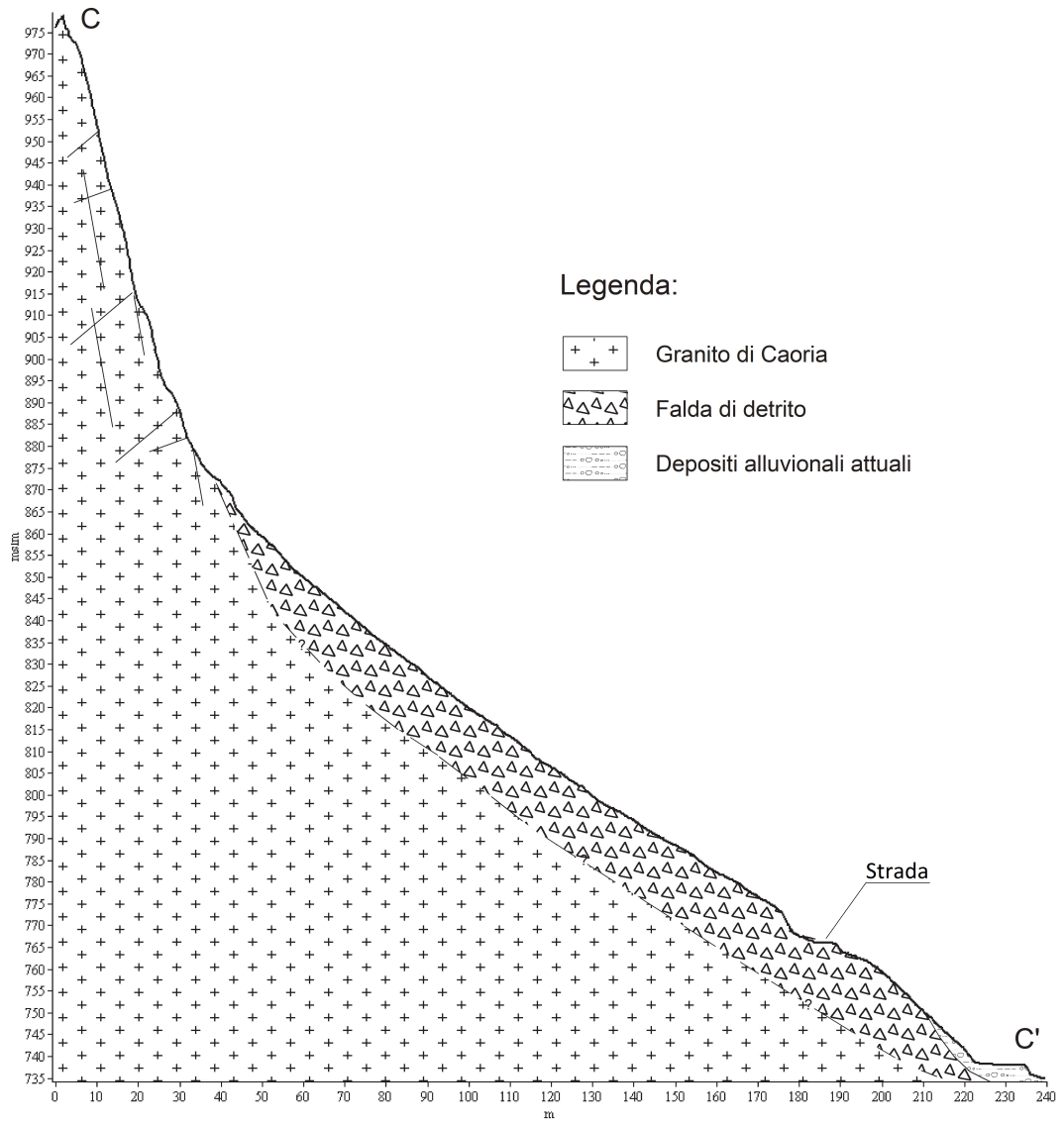


Figura 3.5: sezione geologica CC'

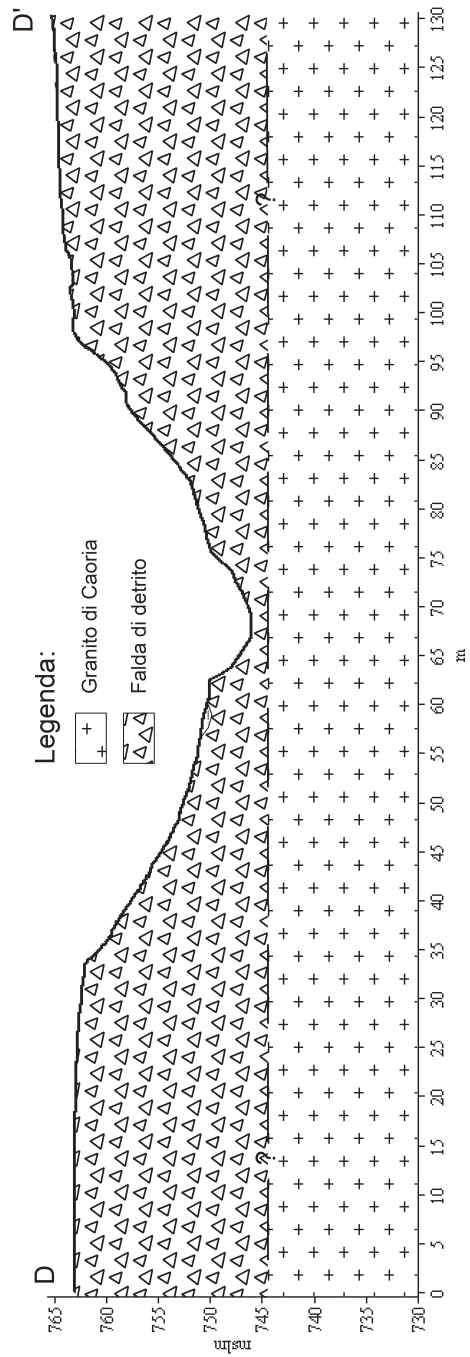


Figura 3.6: sezione geologica DD'

3.2 La caratterizzazione e la classificazione dell'ammasso roccioso

3.2.1 Caratteristiche geomeccaniche dell'ammasso roccioso

Grazie al rilievo geomeccanico effettuato secondo i criteri già presentati nel paragrafo 2.2, è stato possibile acquisire informazioni riguardanti le discontinuità caratteristiche dell'ammasso roccioso. Le orientazioni di tali piani, sono state rappresentate tramite stereoplot prodotti attraverso il già citato software "Dips"¹ della "rocscience". È stato quindi prodotto uno stereoplot per ogni stazione di rilievo geomeccanico effettuata (si veda dalla Figura 3.7 alla 3.14). L'ubicazione delle 8 stazioni è osservabile in Figura 2.2.

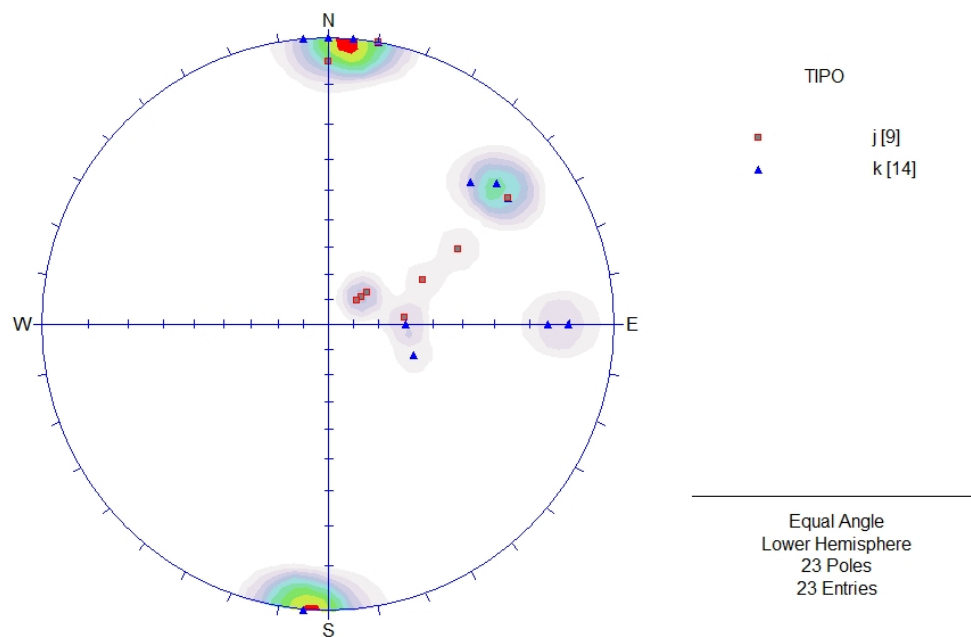


Figura 3.7: stereoplot raffigurante la distribuzione dei poli rappresentanti le orientazioni delle discontinuità, raggruppati in isodense, della stazione 1.

¹<https://www.rocscience.com/rocscience/products/dips>

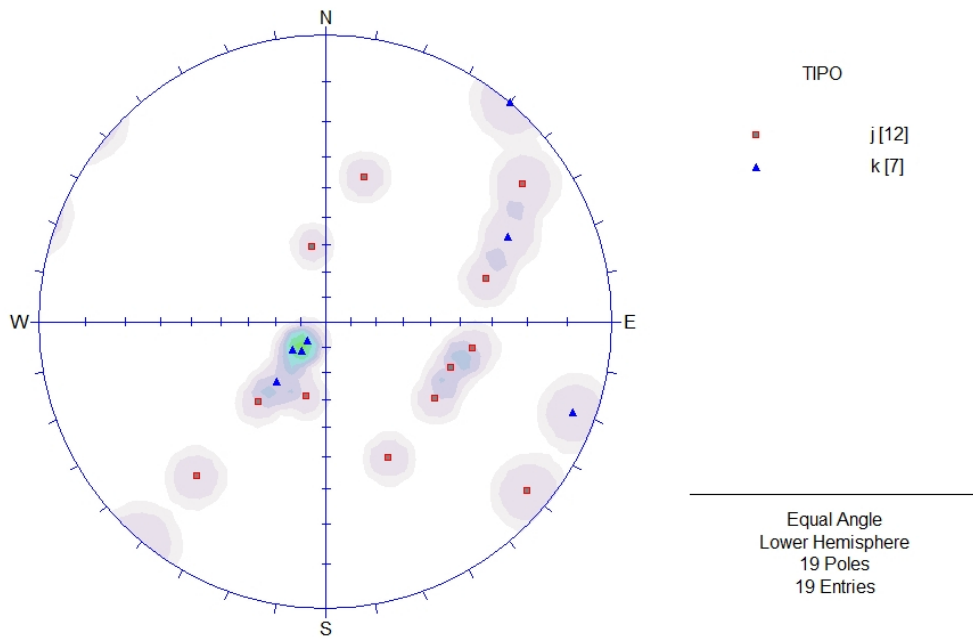


Figura 3.8: stereoplot raffigurante la distribuzione dei poli rappresentanti le orientazioni delle discontinuità, raggruppati in isodense, della stazione 2.

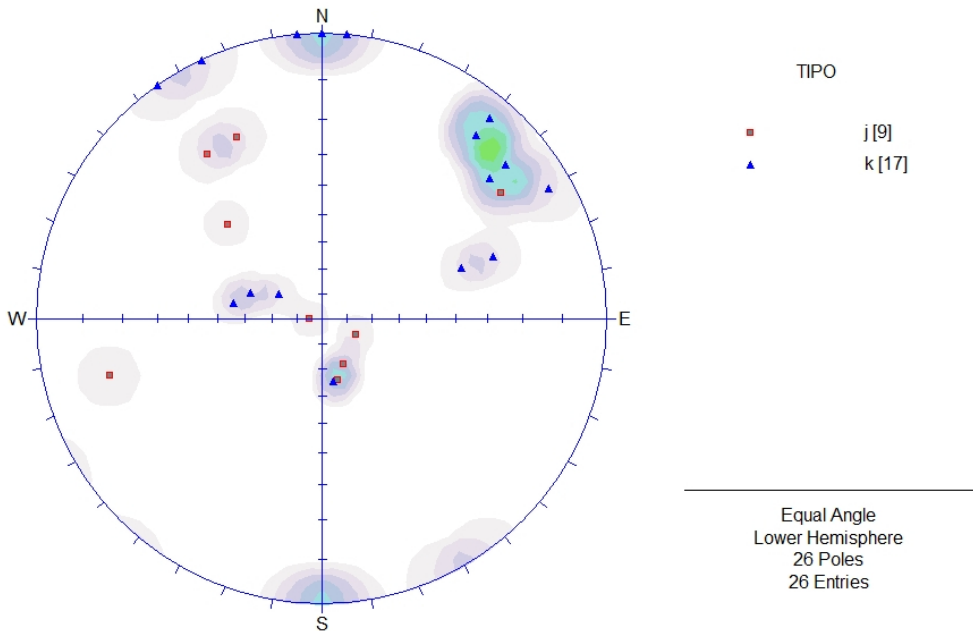


Figura 3.9: stereoplot raffigurante la distribuzione dei poli rappresentanti le orientazioni delle discontinuità, raggruppati in isodense, della stazione 3.

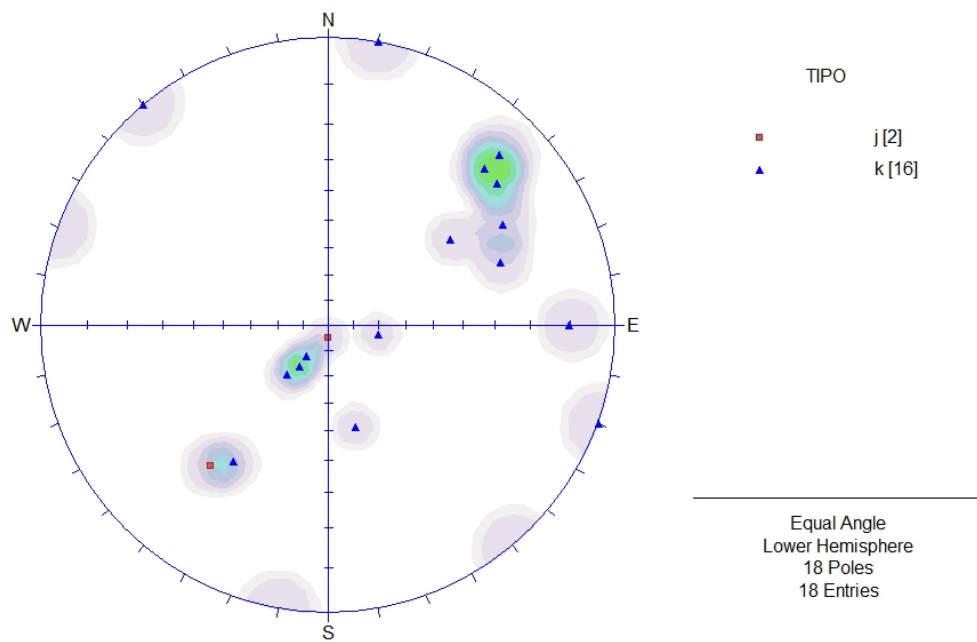


Figura 3.10: stereoplot raffigurante la distribuzione dei poli rappresentanti le orientazioni delle discontinuità, raggruppati in isodense, della stazione 4.

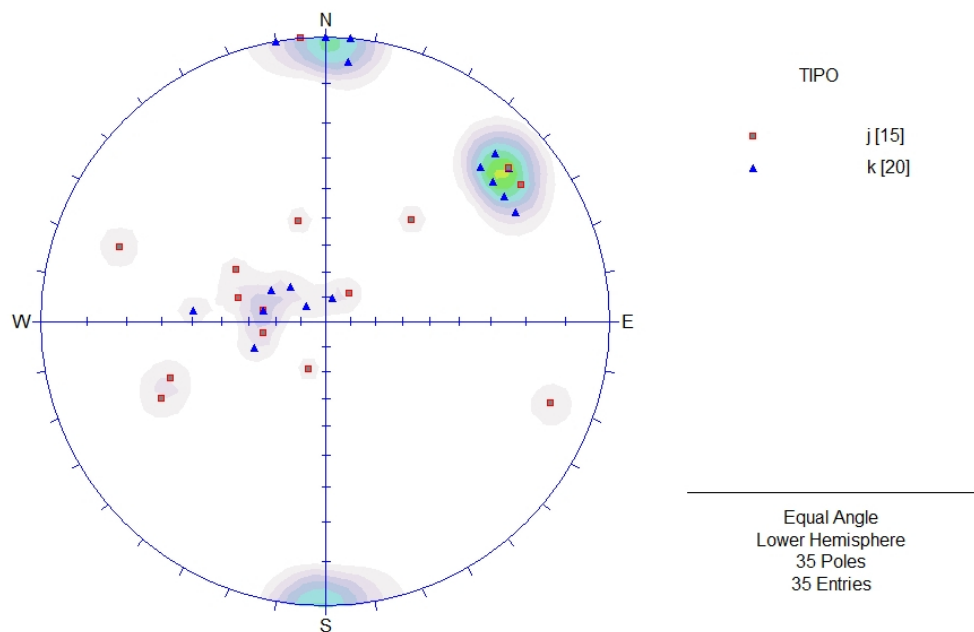


Figura 3.11: stereoplot raffigurante la distribuzione dei poli rappresentanti le orientazioni delle discontinuità, raggruppati in isodense, della stazione 5.

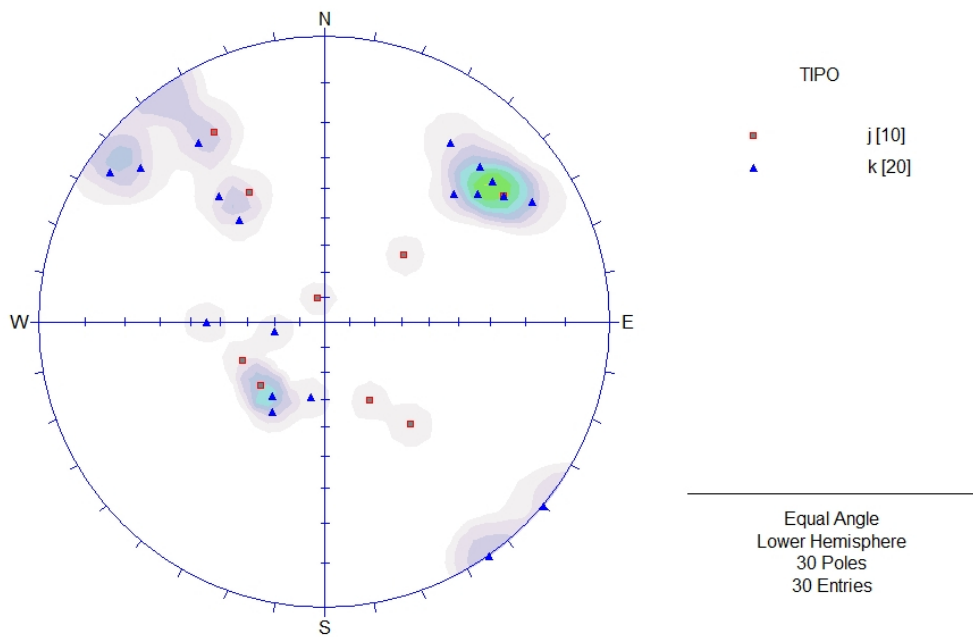


Figura 3.12: stereoplot raffigurante la distribuzione dei poli rappresentanti le orientazioni delle discontinuità, raggruppati in isodense, della stazione 6.

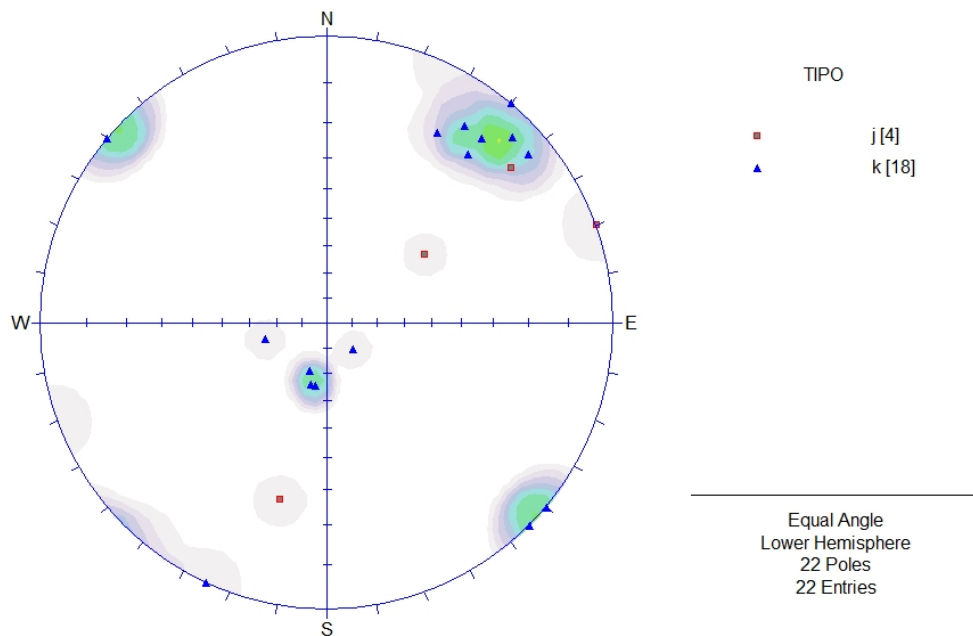


Figura 3.13: stereoplot raffigurante la distribuzione dei poli rappresentanti le orientazioni delle discontinuità, raggruppati in isodense, della stazione 7.

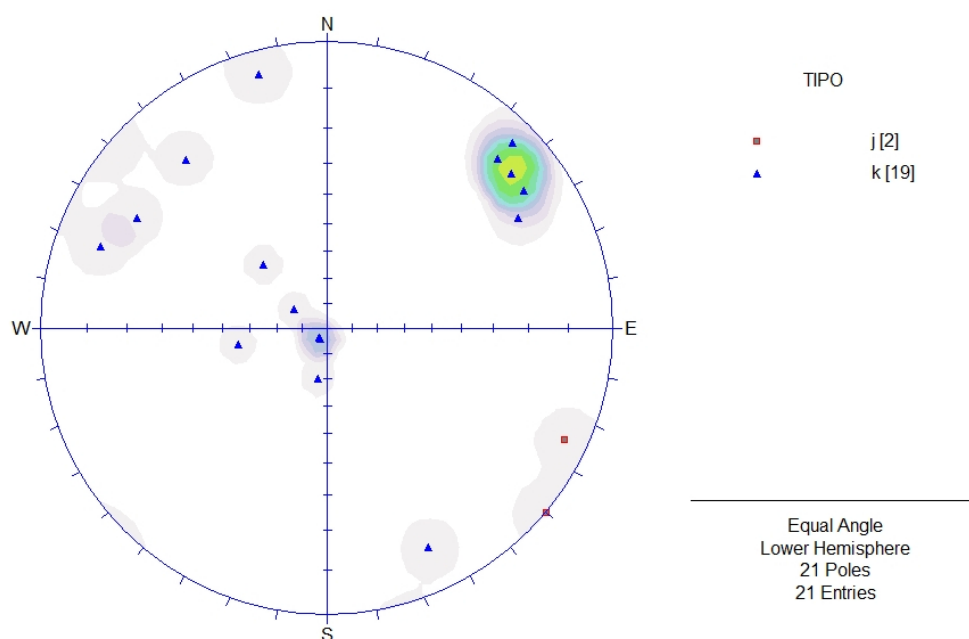


Figura 3.14: stereoplot raffigurante la distribuzione dei poli rappresentanti le orientazioni delle discontinuità, raggruppati in isodense, della stazione 8.

È possibile notare come in tutte le stazioni siano state rilevate un gran numero di discontinuità importanti con giacitura $\simeq 230/75$, mentre, solo nelle stazioni aventi numerazione dispari (ad eccezione della 7), sono state trovate considerevoli quantità di fratture e giunti con orientazione $\simeq 180/90$. Le stazioni 1, 3, 5 e 7 (ovvero quelle aventi numerazione dispari) sono situate a nord-ovest rispetto alla faglia che taglia trasversalmente le pareti rocciose in corrispondenza della cascata che sbuca dalla Val di Scala. Alla luce di ciò, è possibile affermare che l'ammasso roccioso situato a nord-ovest della suddetta faglia abbia subito un processo di fratturazione differente da quello situato a sud-est, rappresentato dalle stazioni di rilievo geomeccanico aventi numerazione pari. Si è quindi deciso di suddividere l'intero ammasso roccioso in due macro-aree, definite come zone di omogeneità strutturale. Sono stati quindi uniti tutti i dati geostrutturali per zone di omogeneità, ottenendo un grande numero di valori e potendo disporre di conseguenza di una analisi statistica più affidabile. Tutti i dati ricavati dalle stazioni aventi numerazione dispari sono stati raccolti nella zona di omogeneità strutturale denominata “destra” (in quanto situata in destra orografica della cascata), gli altri, invece, sono stati inseriti nella zona di omogeneità strutturale “sinistra”.

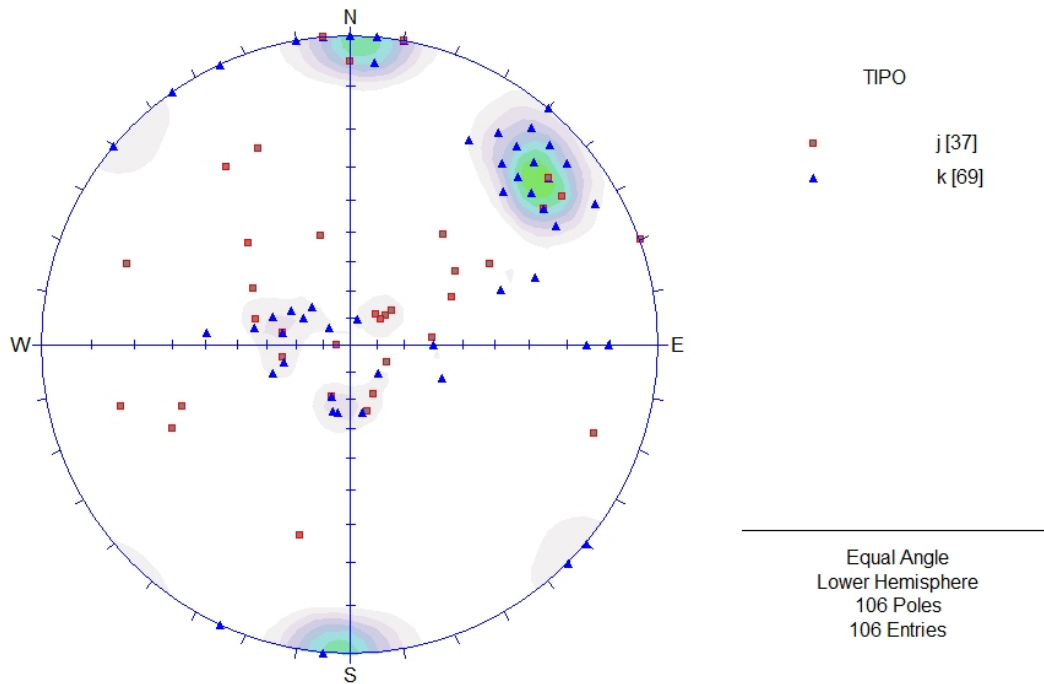


Figura 3.15: stereoplot raffigurante la distribuzione dei poli rappresentanti le orientazioni delle discontinuità, raggruppati in isodense, della zona di omogeneità strutturale destra.

Nella Figura 3.15, è possibile osservare, grazie alla presenza delle isodense, che la maggior parte delle fratture e dei giunti rilevati con immersione $> 70^\circ$ si dispongono su due aree relativamente limitate, andando a definire, in modo piuttosto preciso, due importanti sistemi di fratture. Tutte le altre discontinuità poco inclinate, risultano essere invece più disperse, anche se, la maggior parte, con immersione $\simeq 50^\circ$. Si è quindi proceduto a questo punto raggruppando i poli in famiglie di discontinuità di simile orientazione e successivamente definendo l'orientazione media di ogni singola famiglia (si veda la Figura 3.16).

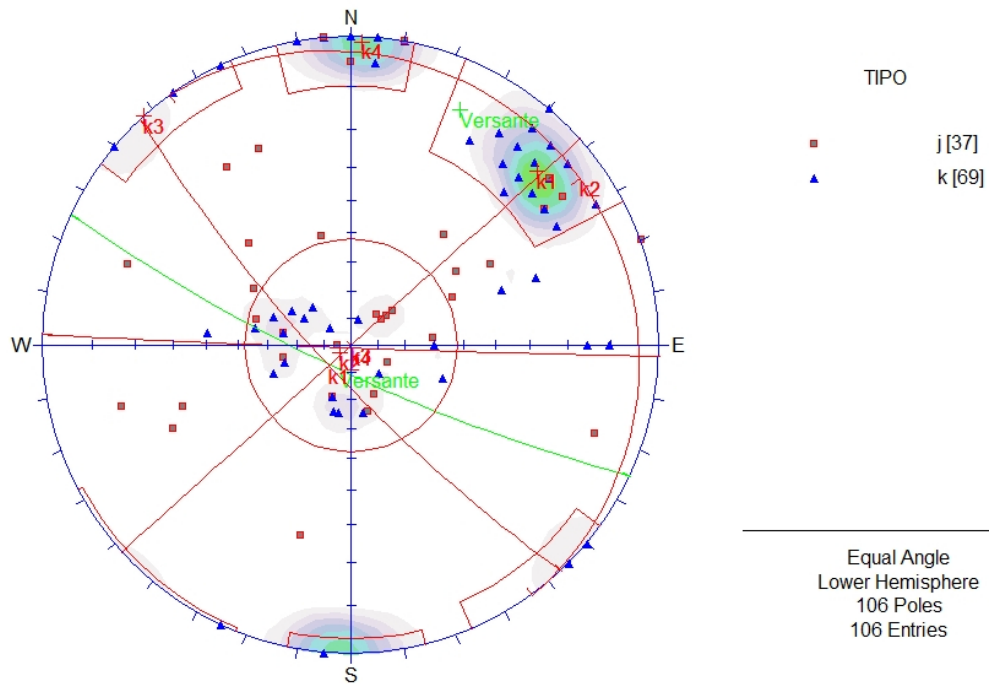


Figura 3.16: stereoplot della zona di omogeneità strutturale destra. In rosso sono delimitate le varie famiglie di fratture e, per ognuna, è segnato il relativo grande cerchio rappresentante la media delle orientazioni di tutte le discontinuità appartenenti alla famiglia stessa. In verde è rappresentata l'orientazione media del versante.

Nella zona di omogeneità strutturale destra sono state quindi individuate 4 famiglie di fratture:

- **k1** con orientazione media uguale a **227/79**;
- **k2** con orientazione media uguale a **54/05**;
- **k3** con orientazione media uguale a **138/90**;
- **k4** con orientazione media uguale a **182/90**.

Inoltre è stato rappresentato il **versante roccioso** con orientazione uguale a **205/80**.

Lo stesso procedimento visto fino ad ora è stato effettuato anche per la zona di omogeneità strutturale sinistra. Di seguito, in Figura 3.17, è riportato

lo stereoplot contenente tutti i poli dei piani rappresentanti le discontinuità situate in sinistra orografica rispetto alla cascata.

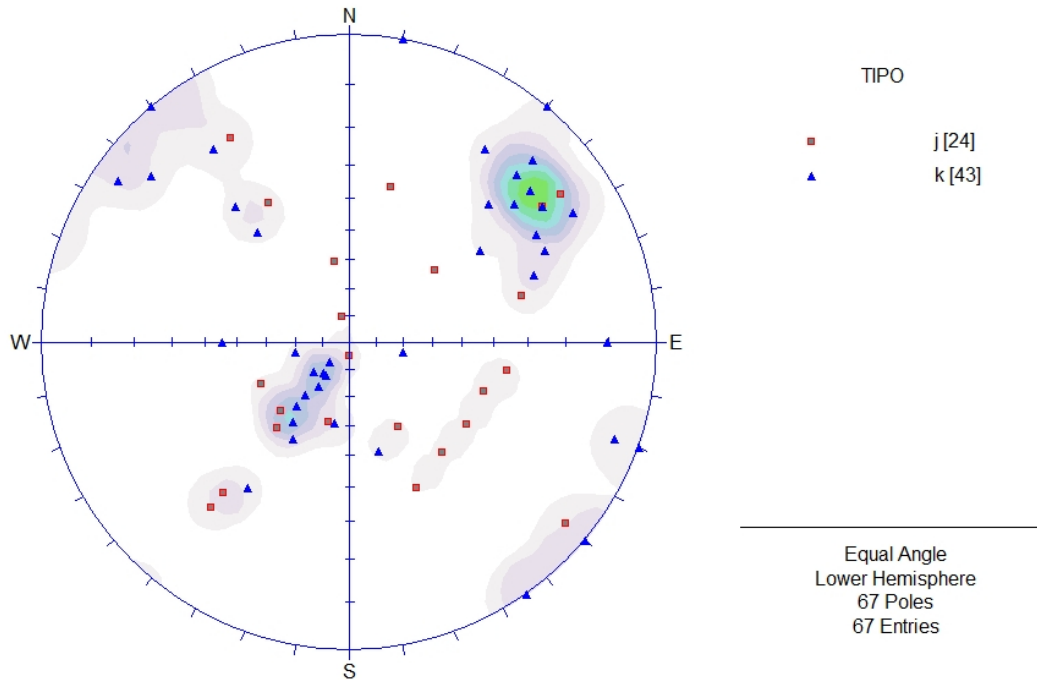


Figura 3.17: stereoplot raffigurante la distribuzione dei poli rappresentanti le orientazioni delle discontinuità, raggruppati in isodense, della zona di omogeneità strutturale sinistra.

A differenza della zona di omogeneità strutturale destra trattata in precedenza, in quella sinistra, come già evidenziato in precedenza, non sono presenti fratture o giunti verticali con immersione $\simeq 180^\circ$. Le fratture poco inclinate, inoltre, sono decisamente meno disperse, soprattutto per quanto riguarda la direzione, rispetto a quelle della zona destra.

In Figura 3.18 è possibile osservare la suddivisione delle discontinuità nelle varie famiglie e l'orientazione del versante roccioso.

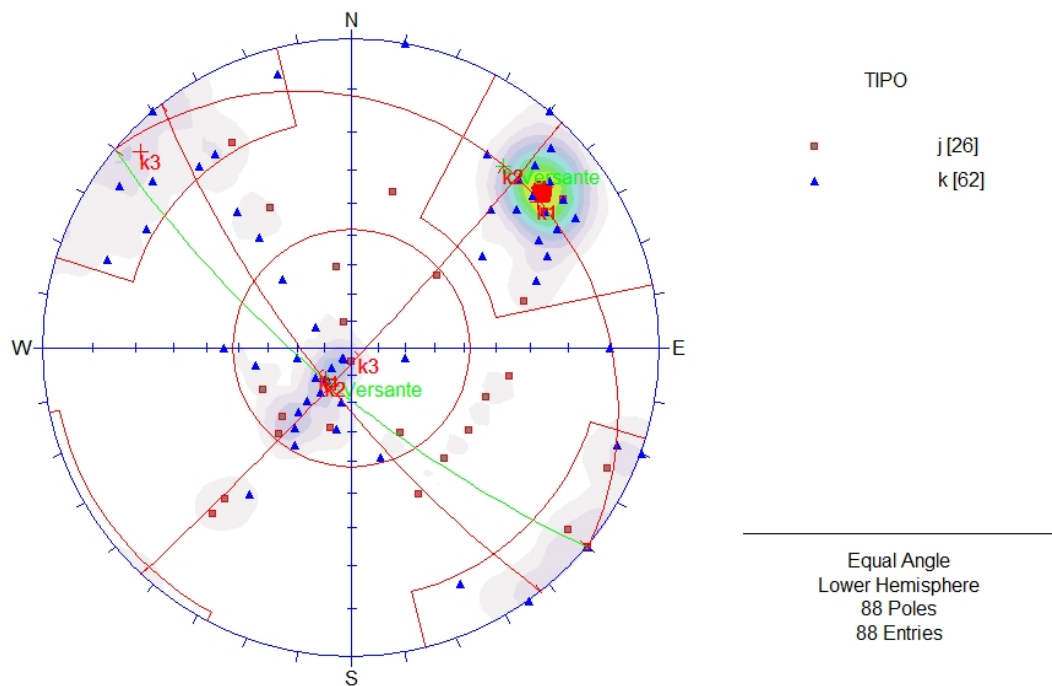


Figura 3.18: stereoplot della zona di omogeneità strutturale sinistra. In rosso sono delimitate le varie famiglie di fratture e, per ognuna, è segnato il relativo piano rappresentante la media delle orientazioni di tutte le discontinuità appartenenti alla famiglia stessa. In verde è rappresentata l'orientazione media del versante.

Nella zona di omogeneità strutturale sinistra sono state quindi osservate le stesse famiglie di fratture individuate in quella destra con orientazioni medie molto simili (ad eccezione appunto della famiglia k4):

- **k1** con orientazione media uguale a **230/75**;
- **k2** con orientazione media uguale a **40/15**;
- **k3** con orientazione media uguale a **135/85**.

È stato inoltre rappresentato il **versante roccioso** con orientazione uguale a **220/75**.

Tutte queste elaborazioni rappresenteranno il punto di partenza per lo svolgimento delle verifiche di stabilità grafiche a scivolamento piano, cuneo e ribaltamento delle pareti rocciose rilevate.

3.2.2 La determinazione della resistenza a compressione

Il Martello di Schmidt

Come già anticipato nel paragrafo 2.3.1, per la determinazione della resistenza a compressione non si è posta attenzione nel distinguere i dati ottenuti con lo sclerometro in funzione dei tipi di fratture da cui sono stati ricavati, bensì sono stati considerati i valori come appartenenti alla stessa litologia e quindi utilizzabili insieme per un'elaborazione statistica. Per ogni serie di dati, si è quindi proceduto considerando solamente i valori relativi ad "R", ovvero quelli ottenuti su roccia levigata, e facendone la media (si veda dall'equazione (3.1) alla (3.19)).

$$R_{medio_1} = \frac{48 + 46 + 48 + 52 + 46}{5} = 48 \quad (3.1)$$

$$R_{medio_2} = \frac{48 + 48 + 49 + 48 + 46}{5} = 47.8 \quad (3.2)$$

$$R_{medio_3} = \frac{48 + 44 + 46 + 46 + 44 + 48}{6} = 46 \quad (3.3)$$

$$R_{medio_4} = \frac{44 + 40 + 44 + 34 + 38}{5} = 40 \quad (3.4)$$

$$R_{medio_5} = \frac{36 + 40 + 34 + 34 + 42}{5} = 37.2 \quad (3.5)$$

$$R_{medio_6} = \frac{44 + 40 + 50 + 48 + 50}{5} = 46.4 \quad (3.6)$$

$$R_{medio_7} = \frac{42 + 40 + 44 + 38 + 42}{5} = 41.2 \quad (3.7)$$

$$R_{medio_8} = \frac{44 + 48 + 40 + 40 + 38}{5} = 42 \quad (3.8)$$

$$R_{medio_9} = \frac{40 + 38 + 48 + 40 + 38}{5} = 40.8 \quad (3.9)$$

$$R_{medio_{10}} = \frac{32 + 42 + 34 + 30 + 36}{5} = 34.8 \quad (3.10)$$

$$R_{medio_{11}} = \frac{38 + 38 + 44 + 38 + 40}{5} = 39.6 \quad (3.11)$$

$$R_{medio_{12}} = \frac{44 + 40 + 46 + 40 + 44}{5} = 42.8 \quad (3.12)$$

$$R_{medio_{13}} = \frac{40 + 40 + 34 + 34 + 40}{5} = 37.6 \quad (3.13)$$

$$R_{medio14} = \frac{44 + 40 + 42 + 52 + 46}{5} = 44.8 \quad (3.14)$$

$$R_{medio15} = \frac{46 + 50 + 44 + 44 + 40}{5} = 44.8 \quad (3.15)$$

$$R_{medio16} = \frac{28 + 24 + 30 + 30 + 28}{5} = 28 \quad (3.16)$$

$$R_{medio17} = \frac{40 + 38 + 38 + 46 + 42}{5} = 40.8 \quad (3.17)$$

$$R_{medio18} = \frac{36 + 32 + 30 + 38 + 40}{5} = 35.2 \quad (3.18)$$

$$R_{medio19} = \frac{26 + 28 + 30 + 36 + 20}{5} = 28 \quad (3.19)$$

Il peso di volume del granito, γ , è stato calcolato sulle 6 carote utilizzate per effettuare le prove a compressione uniassiale, dopo essere state seccate all'interno di un apposito forno. I 6 valori ottenuti oscillavano tutti fra un minimo di $2.50g/cm^3$ ed un massimo di $2.55g/cm^3$. È stato scelto di utilizzare come γ la media di tali valori, ovvero $2.52g/cm^3$. A questo punto, per ogni serie di dati, è stato ricavato il valore di resistenza a compressione uniassiale tramite la Figura 2.1 e, infine, è stata fatta una media di tutti i valori finali di resistenza a compressione uniassiale (105, 105, 80, 73, 65, 95, 70, 65, 68, 58, 70, 82, 72, 83, 83, 30, 70, 55, 35) ottenendo $71.8 MPa$.

Il Point Load Test

Nella Tabella 3.2 sono riportati tutti i valori di D e P , ricavati dal PLT, e tutti i relativi calcoli utilizzati per ottenere il valore di σ_1 [7].

Campione	D [cm]	P [kN]	Is [kN/cm ²]	Is(50) [kN/cm ²]
1	4,7	13	0,6	0,20
2	4,9	29,5	1,2	0,43
3	3,5	20	1,6	0,49
4	7,9	15	0,2	0,10
5	6	29	0,8	0,31
6	5,4	17	0,6	0,21
7	6,4	14	0,3	0,14
8	6,3	11	0,3	0,11
9	6,6	15	0,3	0,14
10	3,7	8	0,6	0,18
11	4,2	11	0,6	0,20
12	3,7	19,5	1,4	0,44
13	3,9	14,5	1,0	0,30
14	5,6	11	0,4	0,13
15	4	16	1,0	0,32
16	5,5	14	0,5	0,17
17	4,9	26	1,1	0,38
18	4,2	17	1,0	0,32
19	4,5	19	0,9	0,32
20	4,2	12	0,7	0,22
21	5,6	15	0,5	0,18
22	6	14	0,4	0,15
23	4,1	9	0,5	0,17
24	5,6	11	0,4	0,13
25	4,3	15	0,8	0,27
26	5,8	19	0,6	0,21
27	7,6	18	0,3	0,13
28	6,8	10	0,2	0,09
29	4,6	14	0,7	0,23
30	4,8	9	0,4	0,14
31	6,2	12	0,3	0,12
32	4,8	13	0,6	0,20
33	4,3	10	0,5	0,18
Media				0,22
σ_1 [kN/cm ²]				5,33
σ_1 [MPa]				53,30

Tabella 3.2: valori di D e P , misurati tramite Point Load Test, e valori di Is , $Is_{(50)}$ e σ_1 calcolati secondo le direttive ISRM[7].

La prova di resistenza a compressione uniassiale

Di seguito sono riportate, a titolo di esempio, le deformazioni assiale e radiale dei campioni CAO2 e CAO5A (si vedano le Figure 3.19 e 3.20) in funzione dello sforzo applicato tramite la prova di resistenza a compressione uniassiale, per gli altri campioni si rimanda ai grafici presenti all'interno degli Allegati (si veda dalla Figura A.9 alla A.12).

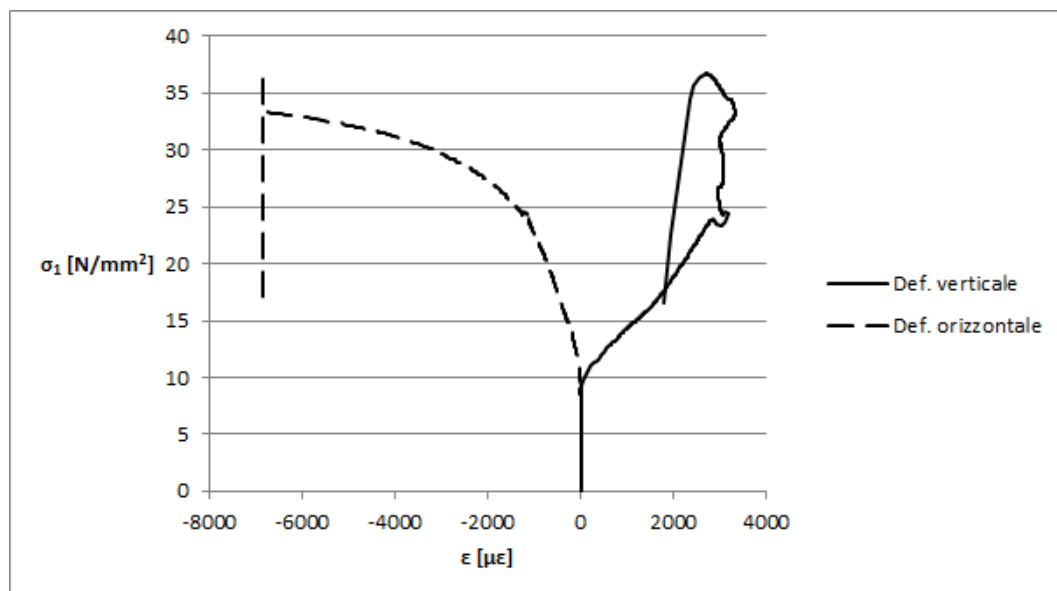


Figura 3.19: il grafico rappresenta la deformazione assiale e radiale in funzione dello sforzo applicato nel campione CAO2.

In Tabella 3.3 sono riportate le caratteristiche dei 6 campioni utilizzati per le prove di resistenza a compressione uniassiale e i corrispondenti carichi a rottura.

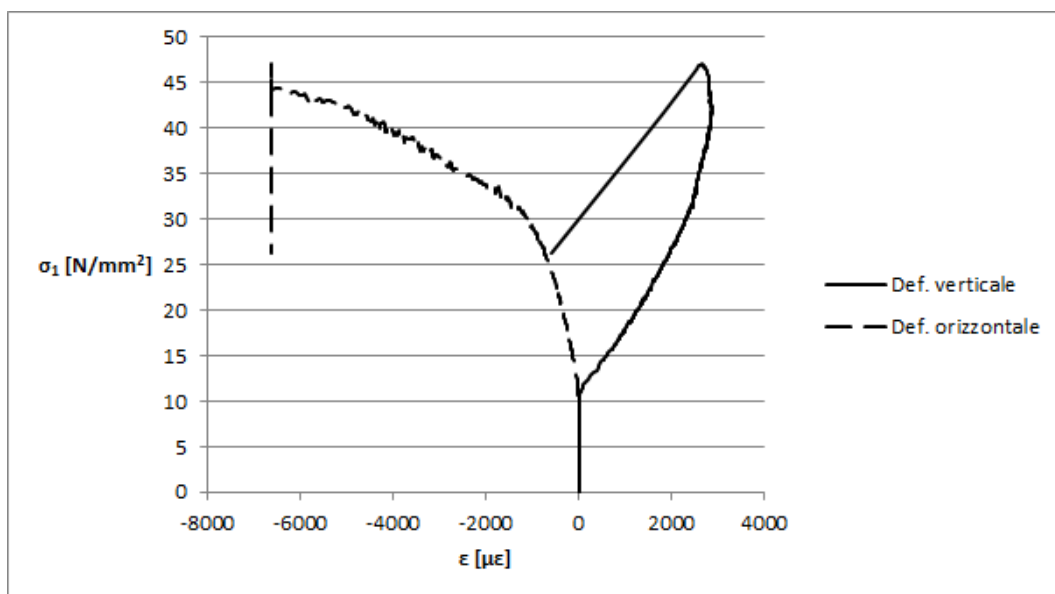


Figura 3.20: il grafico rappresenta la deformazione assiale e radiale in funzione dello sforzo applicato nel campione CAO5A.

Campione	h [mm]	d [mm]	m [g]	σ_1 [N/mm ²]
CAO2	80.59	38.01	229.4	47.08
CAO3A	79.62	38.02	230.2	70.22
CAO3B	79.93	38.01	227.1	36.69
CAO4	79.06	38.05	225.1	34.02
CAO5A	80.04	38.00	227.2	35.60
CAO5B	79.20	38.02	228.8	55.19
			Media	46.47

Tabella 3.3: altezza, diametro, peso e carico a rottura dei campioni sottoposti a prova di resistenza a compressione uniassiale. In basso la media dei carichi a rottura.

Dalle prove effettuate, osservando in particolare il grafico relativo a CAO2 (Figura 3.19), ma anche quelli relativi a CAO3B, CAO4 e CAO5B all'interno degli Allegati, si può notare come l'andamento del valore di deformazione registrato non sia sempre lineare come ci si potrebbe aspettare, cosa che invece si osserva nel grafico relativo al campione CAO5A (Figura 3.20). La deformazione verticale, infatti, tende ad oscillare già molto prima della rottura effettiva

Metodologia utilizzata	Resistenza a compressione [MPa]
Martello di Schmidt	71.8
Point Load Test	53.3
Prova a compressione uniassiale	46.5

Tabella 3.4: i valori di resistenza a compressione uniassiale ottenuti tramite i 3 differenti metodi utilizzati.

del campione. Probabilmente il motivo è legato al fatto che, come è stato osservato direttamente durante l'esecuzione delle prove, a volte la superficie esterna del cilindro si rompeva formando una scaglia di roccia che mano a mano si allontanava dal campione e, se a tale scaglia era attaccato anche solo in parte lo strain gauge, esso forniva evidentemente dei valori di deformazione falsati. Per questo motivo è stato deciso di ricavare i parametri elastici della roccia non dalle suddette prove ma solamente dalle prove di resistenza a compressione triassiale (come oltretutto suggerito anche in letteratura[20]), considerando come buoni dalle prime i soli valori di carico a rottura.

In Tabella 3.4 sono riportati i valori di resistenza a compressione uniassiale fin qui ottenuti attraverso i tre differenti metodi sopradescritti.

Il valore ottenuto attraverso il Martello di Schmidt risulta essere elevato se confrontato con gli altri. Tuttavia bisogna tenere presente che, il Point Load Test e la prova di resistenza a compressione uniassiale sono state effettuate su campioni provenienti dalla falda di detrito, mentre la stima effettuata con lo sclerometro è stata eseguita acquisendo i dati direttamente sull'affioramento. Risulta quindi difficile appurare con certezza quale sia il valore più corretto riferito all'ammasso roccioso. È altresì vero che i valori non si discostano troppo fra loro e risultano essere tutti abbastanza verosimili.

La prova di resistenza a compressione triassiale

Nelle Figure 3.21, 3.22 e 3.23 sono riportate le foto dei campioni CAO1A, CAO1B e CAO1C scattate una volta terminata la prova. È possibile notare su di esse la presenza di tre principali orientazioni delle fratture formatesi a causa della prova: una con inclinazione di circa 60° , in perfetto accordo con il criterio di rottura di Mohr-Coulomb, una invece con orientazione di circa 45° ed una pressoché verticale. Le fratture verticali sono tipiche del criterio di

rottura di Griffith per pressioni di confinamento minori di zero, mentre quelle a 45° del criterio di rottura di Tresca valido per pressioni di confinamento molto elevate (maggiori di quelle per cui avviene la transizione fragile-duttile). È evidente che, viste le pressioni di confinamento a cui sono state effettuate le prove (sempre maggiori di 0 ma mai particolarmente elevate), questi ultimi due criteri non possono essere utilizzati per spiegare il perché delle orientazioni delle fratture formatesi. Probabilmente la causa è da ricondurre al fatto che tali fratture fossero già presenti ancora prima della prova di compressione e che, quest'ultima, le abbia solo "sfruttate" come superfici di debolezza preesistenti attraverso cui accumulare deformazione.



Figura 3.21: il campione CAO1A dopo la prova di resistenza a compressione triassiale. È evidente la presenza di una frattura inclinata di circa 45° .

In Figura 3.24 è riportato il grafico della deformazione del campione in funzione dello sforzo principale massimo applicato.

Osservando il grafico si può notare come la deformazione cominci a manifestarsi solo oltre una certa soglia di sforzo applicato, tuttavia ciò non corrisponde alla realtà: prima dell'inizio della prova vera e propria, per questioni strumentali, è necessario applicare sul campione un pre-carico verticale dell'ordine di circa una decina di $\frac{N}{mm^2}$ e durante questa fase non vengono acquisite informazioni riguardo alla deformazione.

È possibile notare anche come il picco di resistenza a compressione del cam-



Figura 3.22: il campione CAO1B dopo la prova di resistenza a compressione triassiale. È evidente la presenza di una frattura inclinata di circa 60° , in accordo con il criterio di rottura di Mohr-Coulomb.



Figura 3.23: il campione CAO1C dopo la prova di resistenza a compressione triassiale. È evidente la presenza di una frattura inclinata di circa 60° e di una pressoché verticale.

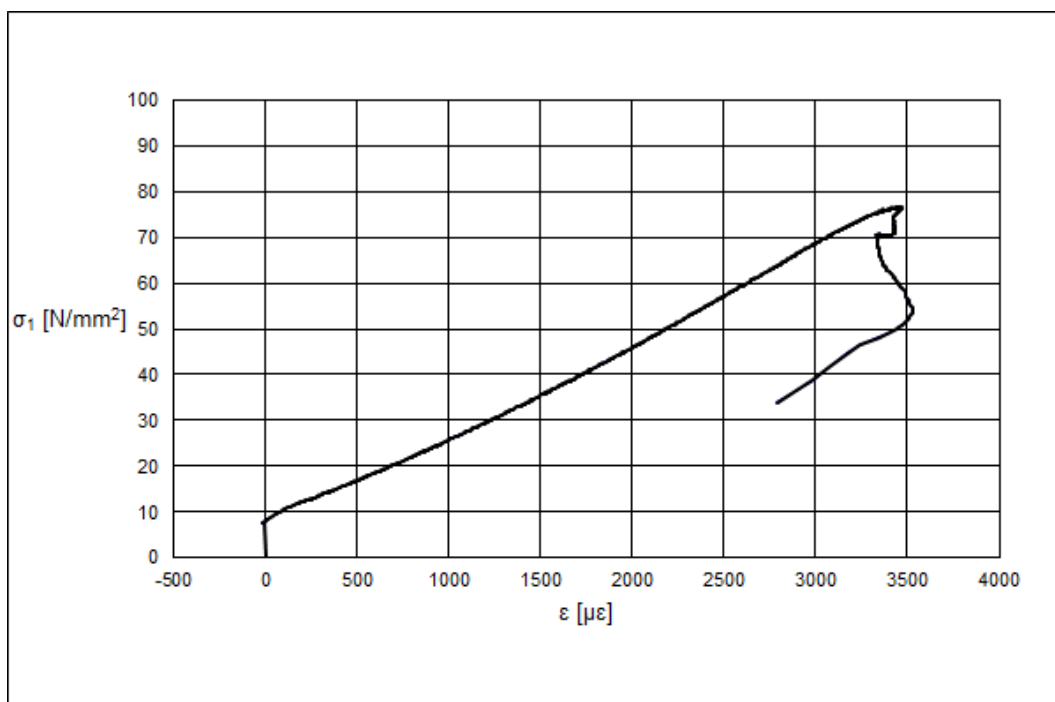


Figura 3.24: il grafico riporta la deformazione in funzione dello sforzo applicato al campione CAO1A, confinato ad una pressione $\sigma_2 = \sigma_3 = 1MPa$.

pione, confinato ad una pressione di 1MPa, sia pari a $76.80 \frac{N}{mm^2}$.

Un comportamento idealmente elastico, prevede una proporzionalità diretta fra sforzo e deformazione. Un materiale perfettamente elastico quindi, in un grafico come quello in Figura 3.24, presenterebbe una retta più o meno inclinata. Proprio l'inclinazione di tale retta, ovvero il coefficiente angolare, è definito come modulo di Young (E). Il comportamento del campione CAO1A, come ci si poteva aspettare, non si discosta molto da quello di un corpo perfettamente elastico, soprattutto per i valori intermedi di σ_1 . La normativa, infatti, prevede che il modulo di Young di un materiale studiato attraverso la prova triassiale sia ricavato tramite il coefficiente angolare calcolato proprio nell'intorno del valore $\sigma_{1(50\%)}$, che in questo caso corrisponde a $38.40 \frac{N}{mm^2}$. In realtà andando a vedere i dati in dettaglio, come si può vedere dalla Figura 3.25, durante la prova sforzo e deformazione non crescono in modo continuo, quindi, calcolando E in un intorno troppo piccolo rispetto al valore di $\sigma_{1(50\%)}$, si rischia di ottenere un valore non rappresentativo del campione. Ecco perché il modulo di Young è stato calcolato attraverso il coefficiente angolare

della retta di regressione dei valori compresi in un intorno di circa $100 \frac{N}{mm^2}$, ottenendo il valore di $20560 MPa$ (si faccia riferimento sempre alla Figura 3.25). Un'ulteriore conferma di quanto appena detto è facilmente osservabile andando a graficare il modulo di Young in ordinata, calcolato per ogni variazione di sforzo applicato, e σ_1 in ascissa (si veda la Figura 3.26): appare subito evidente la rapida fluttuazione di E dovuta alla non costante crescita di σ_1 ed ε .

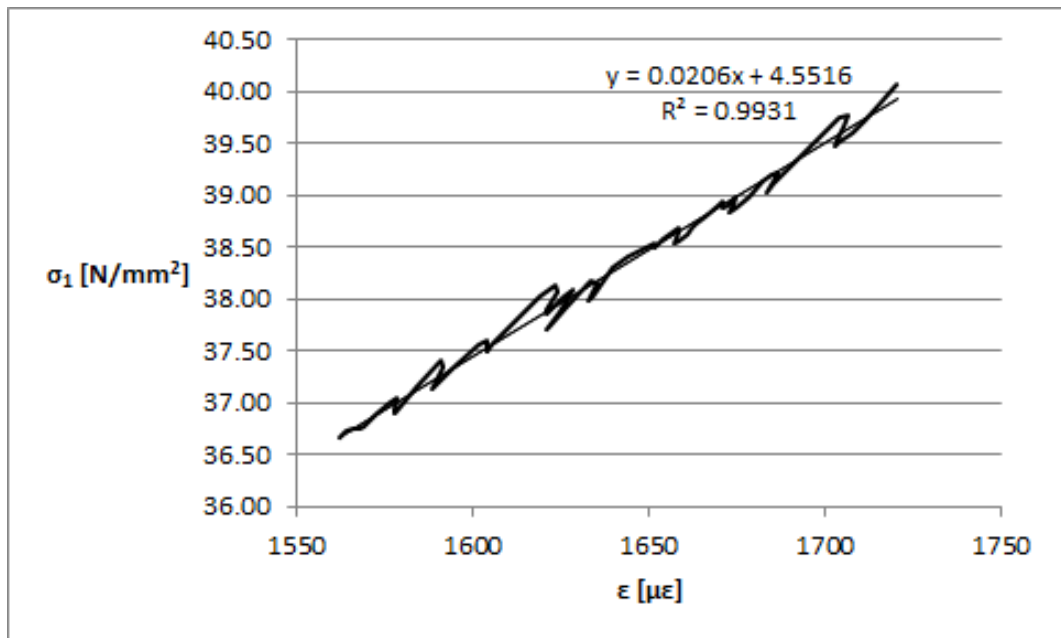


Figura 3.25: il grafico riporta l'intervallo sforzo-deformazione entro il quale è stato calcolato il modulo di Young del campione CAO1A.

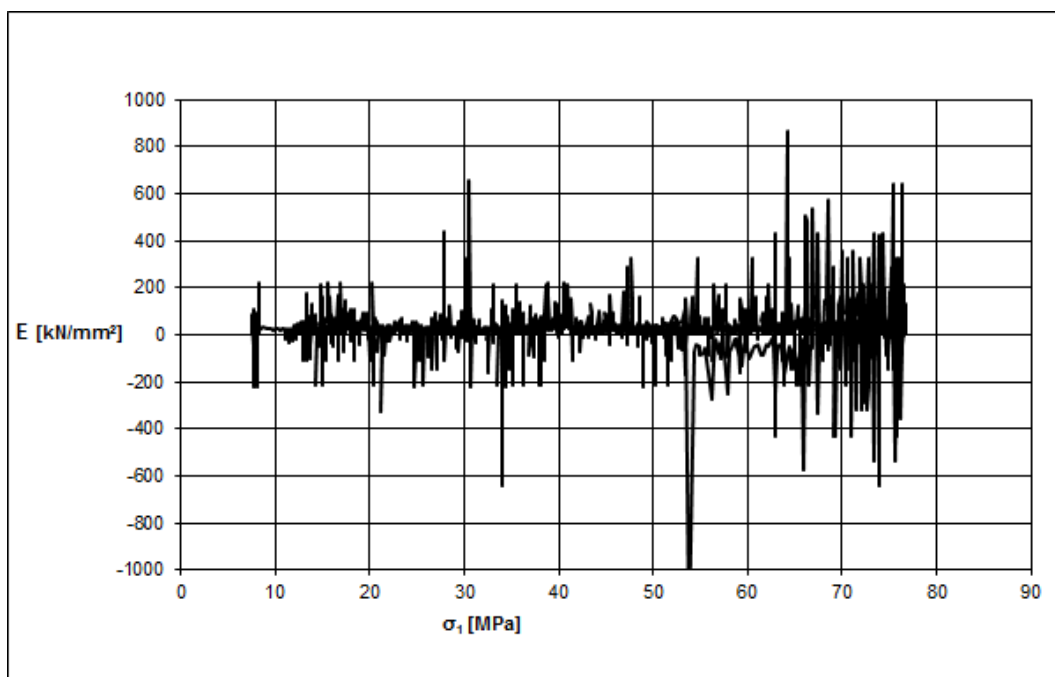


Figura 3.26: in ordinata è riportato il valore del modulo di Young calcolato per ogni variazione infinitesima di σ_1 , in ascissa il valore dello sforzo principale massimo applicato.

È possibile notare un altro aspetto interessante, riguardo al comportamento elastico del campione, osservando la parte iniziale del grafico presente in Figura 3.24. Definendo E_{sec} come il coefficiente angolare della retta congiungente il punto di inizio deformazione con il punto corrispondente a $\sigma_{1(50\%)}$, è chiaro che, anche se non di molto, $E_{sec} < E$ (si vedano le equazioni (3.20) e (3.21)). Ciò sta a significare che, nelle prime fasi di compressione, il campione si deforma in funzione dello sforzo applicato con tasso maggiore rispetto a quello che poi acquisisce per la maggior parte della prova. Questo tipo di comportamento è probabilmente imputabile alla presenza di microfratture all'interno del campione che, nella prima fase di compressione, tendono a chiudersi, portando ad una maggiore deformazione a parità di aumento di sforzo applicato[21].

$$E_{sec} = \frac{\Delta\sigma_1}{\Delta\varepsilon} = \frac{38.40 - 8.11}{1644 - 0} = 0.018425 = 18.43 \frac{kN}{mm^2} = 18430 MPa \quad (3.20)$$

$$E_{sec} = 18430 < 20600 = E \quad (3.21)$$

Un altro parametro caratteristico del materiale che è possibile ricavare attraverso le prove di resistenza a compressione triassiale è il coefficiente di Poisson (ν). Esso è un numero adimensionale definito come il rapporto tra la deformazione trasversale e quella longitudinale (si veda l'equazione (3.22)).

$$\nu = -\frac{\varepsilon_{tras}}{\varepsilon_{long}} \quad (3.22)$$

La normativa prevede che anche questo parametro sia calcolato in corrispondenza della metà del carico di rottura, ovvero delle deformazioni trasversali e longitudinali registrate nel momento di applicazione di $\sigma_{1(50\%)}$. Nell'equazione (3.23) è riportato il calcolo effettuato per determinare il coefficiente di Poisson (per convenzione la deformazione ha segno negativo quando il campione si espande in una data direzione, positivo se si restringe).

$$\nu = -\frac{-333}{1644} = 0.203 \quad (3.23)$$

Si sottolinea la verosimiglianza di tale risultato poiché in letteratura i valori del coefficiente di Poisson, solitamente ricavati su varie tipologie di granito, variano tra 0.10 e 0.33[22].

Tutte le precedenti osservazioni e i calcoli svolti per il campione CAO1A sono stati svolti anche per i campioni CAO1B e CAO1C, soggetti rispettivamente a pressioni di confinamento pari a 3 e 5 MPa. In Figura 3.27 è possibile osservare la deformazione in funzione dello sforzo applicato al campione CAO1B: il carico di rottura è uguale a $107.73 \frac{N}{mm^2}$.

Anche per questo campione il valore di $E_{sec} < E$ come è possibile notare dalle equazioni (3.24) e (3.25).

$$E_{sec} = \frac{\Delta\sigma_1}{\Delta\varepsilon} = \frac{53.84 - 7.54}{1131 - 0} = 0.040937 = 40.94 \frac{kN}{mm^2} = 40940 \text{ MPa} \quad (3.24)$$

$$E_{sec} = 40940 < 49400 = E \quad (3.25)$$

Il coefficiente di Poisson è calcolato nell'equazione (3.26).

$$\nu = -\frac{-329}{1131} = 0.291 \quad (3.26)$$

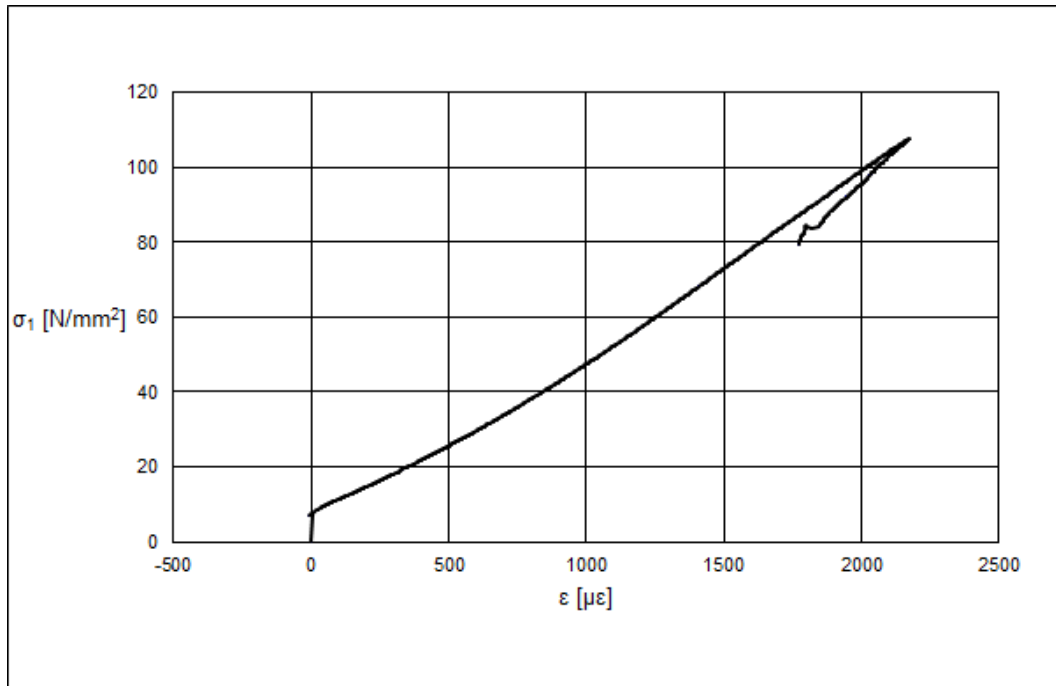


Figura 3.27: il grafico riporta la deformazione in funzione dello sforzo applicato al campione CAO1B, confinato ad una pressione $\sigma_2 = \sigma_3 = 3\text{MPa}$.

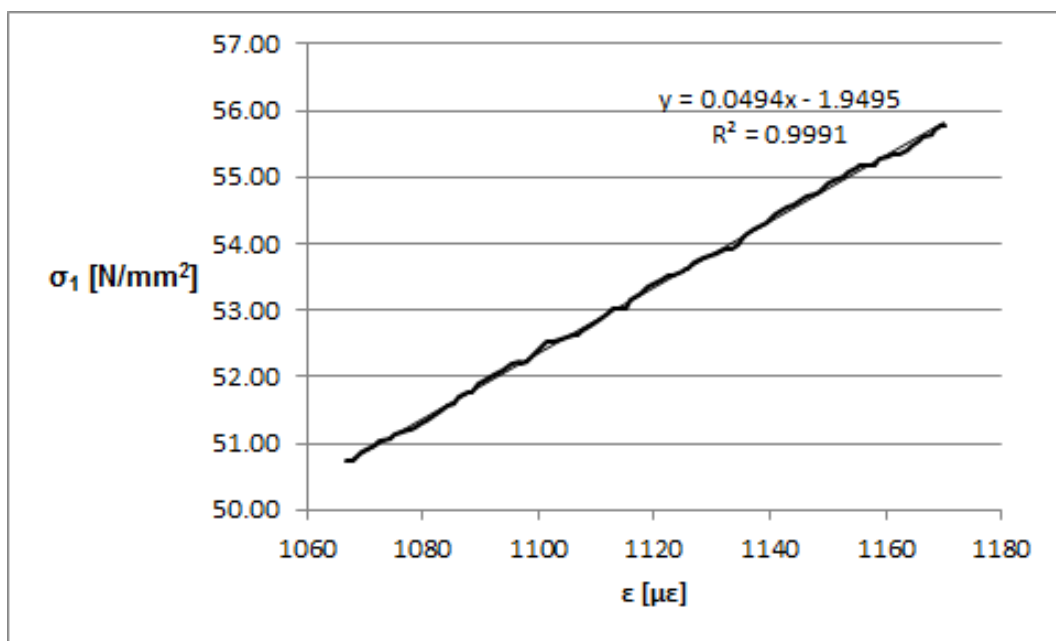


Figura 3.28: il grafico riporta l'intervallo sforzo-deformazione entro il quale è stato calcolato il modulo di Young del campione CAO1B.

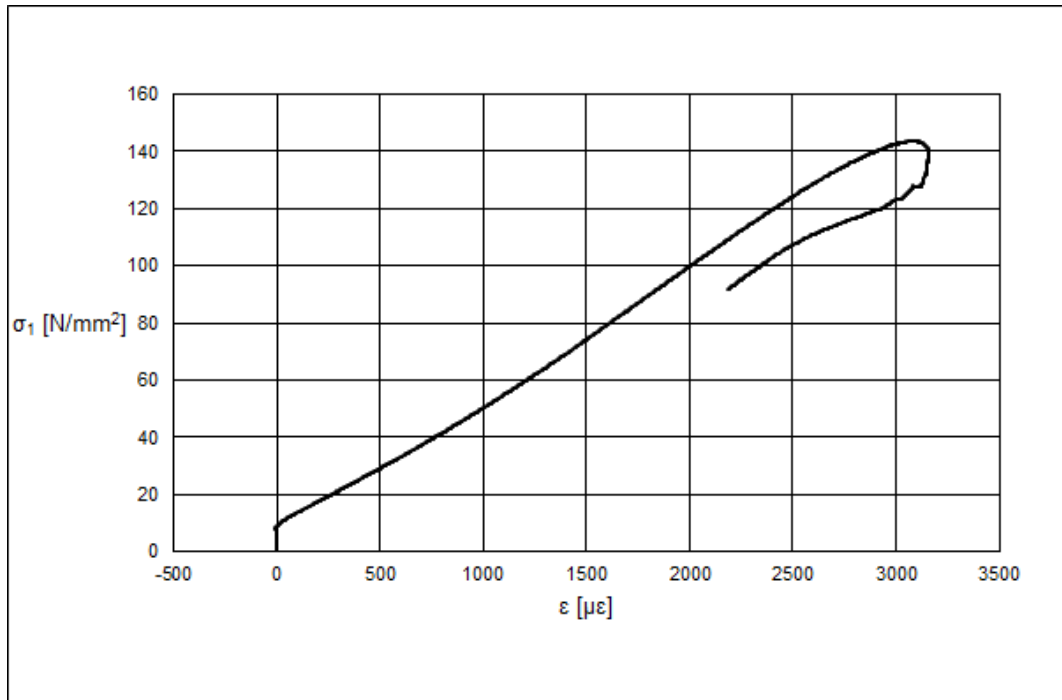


Figura 3.29: il grafico riporta la deformazione in funzione dello sforzo applicato al campione CAO1C, confinato ad una pressione $\sigma_2 = \sigma_3 = 5MPa$.

In Figura 3.29 è riportato il grafico con la deformazione in funzione dello sforzo applicato al campione CAO1C: il valore del carico a rottura per una pressione di confinamento di 5MPa è pari a $143.76 \frac{N}{mm^2}$.

Anche per questo campione il valore di $E_{sec} < E$ come è possibile notare dalle equazioni (3.27) e (3.28).

$$E_{sec} = \frac{\Delta\sigma_1}{\Delta\varepsilon} = \frac{71.86 - 9.01}{1454 - 0} = 0.043226 = 43.23 \frac{kN}{mm^2} = 43230 MPa \quad (3.27)$$

$$E_{sec} = 43230 < 50300 = E \quad (3.28)$$

Il coefficiente di Poisson è calcolato nell'equazione (3.29).

$$\nu = -\frac{-539}{1454} = 0.371 \quad (3.29)$$

Nella Figura 3.31 sono state graficate le deformazioni assiali, volumetriche

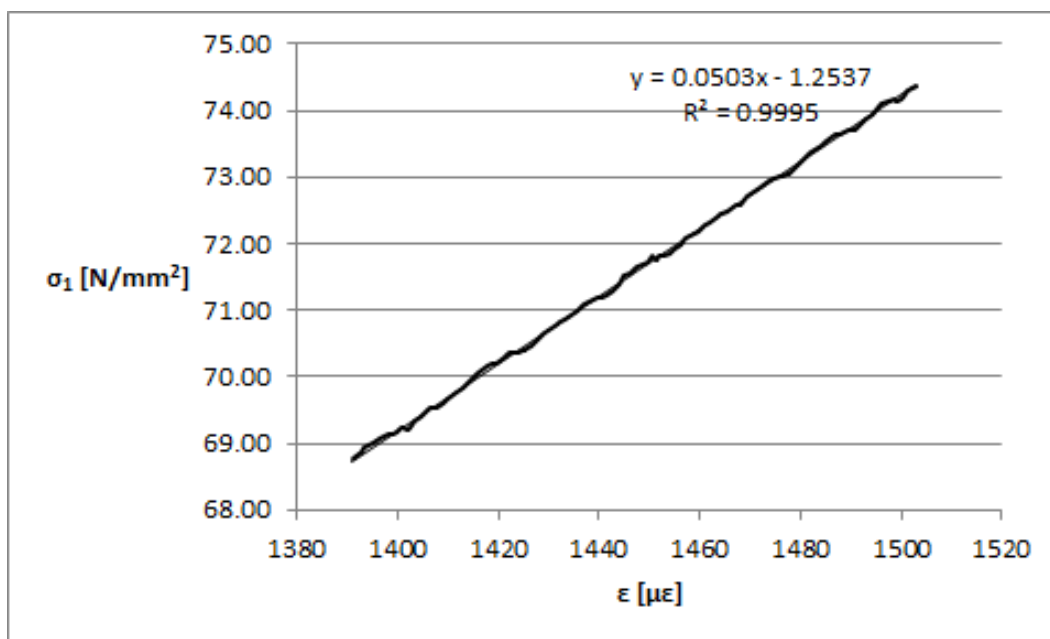


Figura 3.30: il grafico riporta l'intervallo sforzo-deformazione entro il quale è stato calcolato il modulo di Young del campione CAO1C.

e radiali di tutti e tre i campioni, in funzione dello sforzo principale massimo applicato.

Innanzitutto è possibile notare come, nella fase iniziale di ciascuna prova, il volume totale del campione diminuisca, per poi aumentare continuamente fino a rottura (curve rosse). Questo è probabilmente legato al fatto che, nella fase iniziale, vengono messe in pressione le superfici delle micro-fratture presenti inizialmente all'interno del campione, producendo una complessiva diminuzione volumetrica fino alla completa chiusura di esse. La deformazione assiale (curve nere) è sempre positiva per tutta la durata della prova, il campione infatti tende ad accorciarsi nella direzione dell'asse del cilindro a causa del progressivo aumento dello sforzo σ_1 . Solo una volta portato a rottura, lo sforzo verticale diminuisce sulle basi del cilindro e, di conseguenza, il campione tende ad allungarsi leggermente di nuovo denotando un prevalente comportamento elastico. La deformazione radiale (curve blu), invece, è sempre negativa durante il corso di tutta la prova, fino al raggiungimento della rottura fragile. È importante notare, inoltre, come il comportamento del campione CAO1A, confinato ad una pressione di 1MPa, sia leggermente anomalo rispetto ai due successivi confinati a 3 e 5MPa. Osservando infatti le curve nere e rosse, è

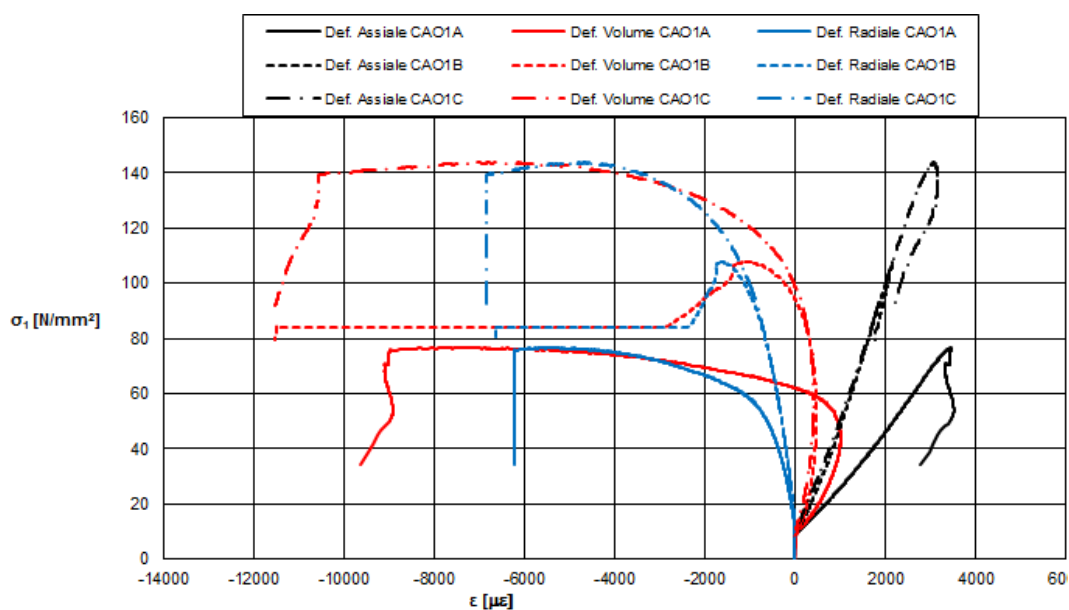


Figura 3.31: nel grafico sono riportate le varie deformazioni dei tre campioni in funzione dello sforzo principale massimo applicato.

evidente come il campione CAO1A abbia un tasso di deformazione assiale e volumetrica maggiore rispetto ai due successivi, ovvero, a parità di sforzo principale massimo applicato, il primo campione diminuisce maggiormente la sua lunghezza e il suo volume. Una spiegazione che potrebbe essere portata in causa è sempre legata alla presenza delle micro-fratture all'interno del campione, probabilmente CAO1A ne presentava in quantità maggiore e quindi aveva la possibilità di deformarsi maggiormente prima che venissero tutte chiuse[23].

Nella Tabella 3.5 sono riportati i valori del modulo di Young e del coefficiente di Poisson calcolati per ogni campione sottoposto alla prova di resistenza a compressione triassiale.

Campione	Modulo di Young [MPa]	Coefficiente di Poisson [-]
CAO1A	20600	0.23
CAO1B	40900	0.29
CAO1C	50300	0.37

Tabella 3.5: valori del modulo di Young e del coefficiente di Poisson ottenuti dai tre campioni sottoposti a prova di resistenza a compressione triassiale.

Anche attraverso la classificazione di Romana, come si vedrà nel paragrafo 3.2.3, è stato possibile stimare il valore del modulo di elasticità: per l'area di omogeneità strutturale destra è stato ottenuto il valore di 22000 *MPa*, mentre per quella sinistra 32000 *MPa*.

Infine, anche grazie al criterio di rottura di Hoek-Brown, come si vedrà nel paragrafo 3.2.5, è stato possibile stimare il modulo di Young per la roccia intatta che è risultato essere pari a 20360 *MPa*.

3.2.3 La classificazione di Romana

Analizzando le caratteristiche delle discontinuità appartenenti alla famiglia “k1” (scelta perché ritenuta essere la più importante per la predisposizione all’instabilità), sono state effettuate 2 classificazioni di Romana: una considerando quelle della zona di omogeneità strutturale destra, l’altra quelle della zona di omogeneità sinistra (Figure 3.32 e 3.33).

Il valore della coesione è stato ricavato attraverso l’equazione (3.30)[24]:

$$c = \frac{5 \cdot RMR_b}{1000} [MPa] \quad (3.30)$$

Quello dell’angolo di attrito attraverso la (3.31)[24]:

$$\phi = 0.5 \cdot RMR_b + 5 \quad (3.31)$$

Quello del modulo di deformazione attraverso la (3.32)[24]:

$$E = 2 \cdot RMR_b - 100 [GPa] \quad (3.32)$$

Infine, quello del GSI, attraverso la (3.33)[24]:

$$GSI = RMR_b - 5 \quad (3.33)$$

Parametri		Range dei valori							
Resistenza della roccia	Indice Is (Mpa)	>10	4-10	2-4	1-2				7
	compressione uniassiale (Mpa)	>250	100-250	50-100	25-50	5-25	1-5	<1	
Indice		15	12	7	4	2	1	0	7
RQD		90-100 %	75-90%	50-75%	25-50%	<25			13
indice		20	17	13	8	3			
Spaziatura discontinuità (m)		>2	0,6-2	0,2-0,6	0,2-0,06	<0,06			10
Indice		20	15	10	8	5			
Condizioni discontinuità									
Persistenza (m) / Indice		<1 / 6	1-3 / 4	3-10 / 2	10-20 / 1	>20 / 0			4
Apertura (mm) / indice		no / 6	<0,1 / 5	0,1-1 / 4	1-5 / 1	>5 / 0			5
Rugosità / indice		molto. rugoso / 6	rugoso / 5	poco rugoso / 3	liscio / 1	levigato / 0			3
Riempimento (mm) / indice		no / 6	duro<5 / 4	duro>5 / 2	soft<5 / 2	soft>5 / 0			6
Alterazione / indice		no / 6	poco / 5	moderata / 3	elevata / 1	decomposta/0			3
Condizioni idrauliche									
		secco	umido	bagnato	stillicidio	flusso			
Indice		15	10	7	4	0			10
RMR_b									61

Indici correttivi di Romana	
F1	0,4
F2	1
F3	-50
F4	15

SMR **56**

C. classi di ammasso roccioso

Indice	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	<20
classe	I	II	III	IV	V
descrizione	molto buona	buona	discreta	scadente	molto scadente

CLASSE DI AMMASSO ROCCIOSO	III
DESCRIZIONE	discreta

Parametri	
RMR _b	61
Coesione C (Mpa)	0,31 Kg/cm ² 3,05
Angolo d'attrito Φ (°)	36
Modulo di deformabilità E (Gpa)	22,00 Mpa 22000
GSI	56

Figura 3.32: classificazione di Romana realizzata analizzando le caratteristiche delle discontinuità appartenenti alla famiglia “k1” della zona di omogeneità strutturale destra.

Parametri		Range dei valori							
Resistenza della roccia	Indice Is (Mpa)	>10	4-10	2-4	1-2				7
	compressione uniassiale (Mpa)	>250	100-250	50-100	25-50	5-25	1-5	<1	
Indice		15	12	7	4	2	1	0	
RQD		90-100 %	75-90%	50-75%	25-50%	<25			13
indice		20	17	13	8	3			
Spaziatura discontinuità (m)		>2	0,6-2	0,2-0,6	0,2-0,06	<0,06			15
Indice		20	15	10	8	5			
Condizioni discontinuità									
Persistenza (m) / Indice		<1 / 6	1-3 / 4	3-10 / 2	10-20 / 1	>20 / 0			2
Apertura (mm) / indice		no / 6	<0,1 / 5	0,1-1 / 4	1-5 / 1	>5 / 0			5
Rugosità / indice		molto. rugoso / 6	rugoso / 5	poco rugoso / 3	liscio / 1	levigato / 0			5
Riempimento (mm) / indice		no / 6	duro<5 / 4	duro>5 / 2	soft<5 / 2	soft>5 / 0			6
Alterazione / indice		no / 6	poco / 5	moderata / 3	elevata / 1	decomposta/0			3
Condizioni idrauliche									
Indice		15	10	7	4	0			10
RMR_b									66

Indici correttivi di Romana	
F1	0,4
F2	1
F3	-50
F4	15

SMR **61**

C. classi di ammasso roccioso

Indice	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	<20
classe	I	II	III	IV	V
descrizione	molto buona	buona	discreta	scadente	molto scadente

CLASSE DI AMMASSO ROCCIOSO	II
DESCRIZIONE	buona

Parametri	
RMR _b	66
Coesione C (Mpa)	0,33 Kg/cm ² 3,3
Angolo d'attrito Φ (°)	38
Modulo di deformabilità E (Gpa)	32,00 Mpa 32000
GSI	61

Figura 3.33: classificazione di Romana realizzata analizzando le caratteristiche delle discontinuità appartenenti alla famiglia “k1” della zona di omogeneità strutturale sinistra.

3.2.4 Il GSI

Dai valori di GSI, stimati uno per ogni stazione durante il rilievo geomeccanico, si è ricavato un valore medio pari a circa 60.

Durante i primi anni dell'applicazione del GSI, l'indice veniva ricavato direttamente dal Rock Mass Rating di base (come già visto nell'equazione (3.33) nel paragrafo 2.4.1). Questa correlazione si è tuttavia rivelata piuttosto inaffidabile, soprattutto per gli ammassi rocciosi di bassa qualità e per quelle particolari litologie con cui difficilmente si può applicare la classificazione RMR[5][11].

Tuttavia nel presente studio, i valori di GSI ricavati attraverso l' RMR_b (56 e 61) risultano essere perfettamente confrontabili con quelli stimati direttamente sull'affioramento (60), questo è quindi probabilmente dovuto alle non pessime condizioni dell'ammasso e alla buona applicabilità della classificazione di Bieniawsky su una litologia come il granito.

3.2.5 I criteri di rottura

Hoek-Brown

Per effettuare tutti i calcoli presentati nel paragrafo 2.5.1 si è utilizzato un apposito software denominato “RocData”² della “rocscience”. Sono state inserite le coppie di valori σ_1 e σ_3 ottenuti dalle prove di resistenza a compressione triassiale (si veda la Tabella 3.6), il valore del GSI (60) e il valore del fattore di disturbo D che è pari a 0.

σ_3 [MPa]	σ_1 [MPa]
1	76.80
3	107.73
5	143.76

Tabella 3.6: valori di σ_1 e σ_3 a rottura ottenuti dalla prove di resistenza a compressione triassiale.

Il programma ha quindi elaborato i calcoli restituendo i vari parametri (si veda la Tabella 3.7) e l’involuppo del criterio di rottura di Hoek-Brown (si veda la Figura 3.34):

σ_{ci}	55.458 MPa
m_b	11.983
s	0.0117
a	0.503

Tabella 3.7: parametri ottenuti del criterio di rottura di Hoek-Brown.

²<https://www.rocscience.com/rocscience/products/rocddata>

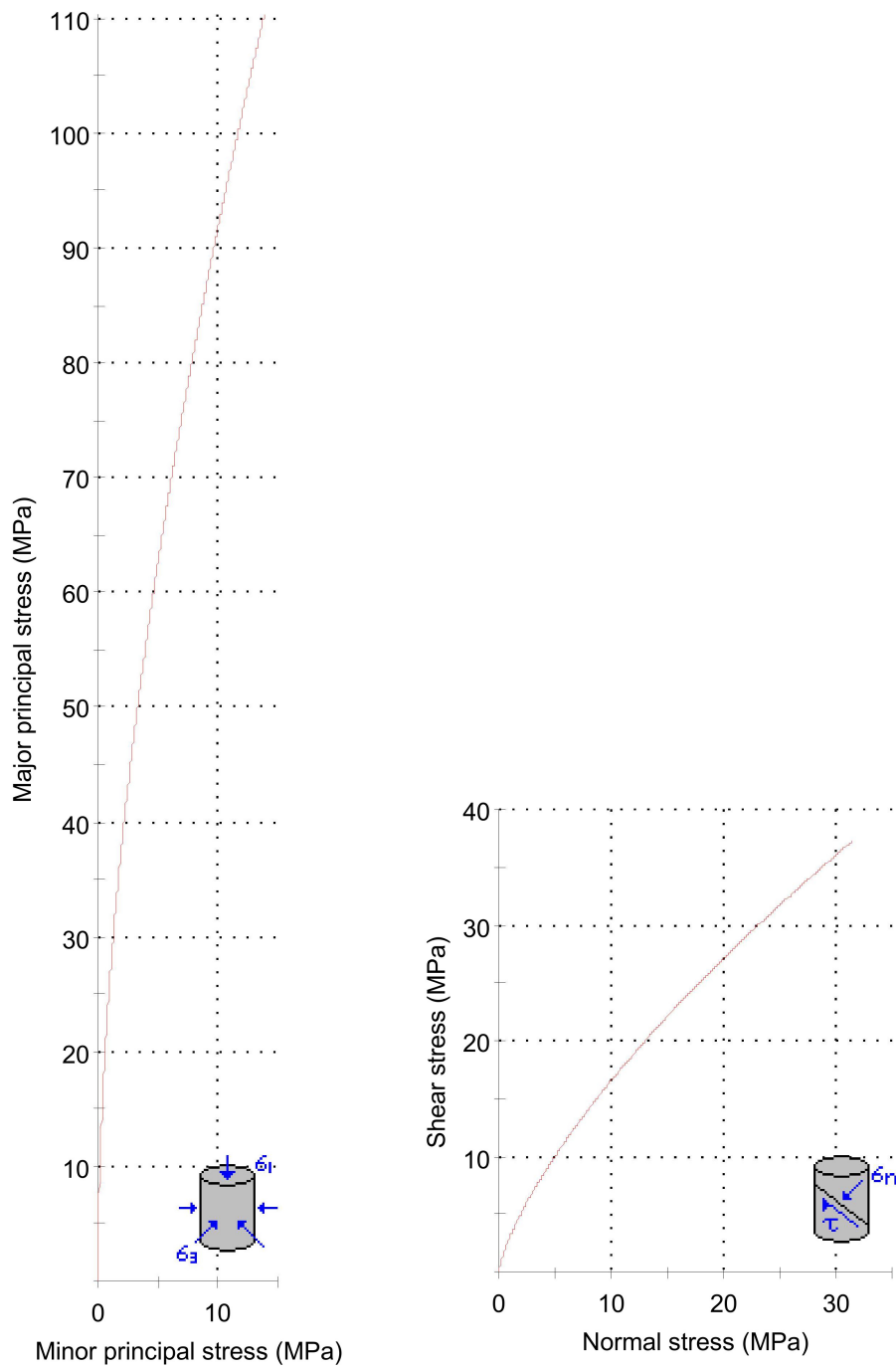


Figura 3.34: involucro del criterio di rottura di Hoek-Brown.

È quindi possibile definire il criterio di rottura di Hoek-Brown per il presente studio con l'equazione (3.34):

$$\sigma_1 = \sigma_3 + 55.458 \left(11.983 \cdot \frac{\sigma_3}{\sigma_1} + 0.0117 \right)^{0.503} \quad (3.34)$$

In ultima analisi, è stato calcolato anche il modulo di Young della roccia intatta attraverso l'equazione (3.35)[11]:

$$E_i = \frac{E_{rm}}{\left(0.02 + \frac{1-D/2}{1+e^{((60+15D-GSI)/11)}}\right)} \quad (3.35)$$

dove E_{rm} è dato dall'equazione (3.36):

$$E_{rm}(MPa) = 100000 \left(\frac{1 - D/2}{1 + e^{((75+25D-GSI)/11)}} \right) \quad (3.36)$$

Si è quindi ottenuto $E_i = 20360 MPa$.

Mohr-Coulomb

Avendo assegnato il peso di volume del granito pari a $2.52g/cm^3$ e un'altezza del versante pari a $100m$, è stato possibile ricavare i parametri del criterio di rottura di Mohr-Coulomb (Tabella 3.8) e l'involuppo a rottura (Figura 3.35) seguendo il procedimento spiegato nel paragrafo 2.5.2:

φ	47.34°
c	$5.038 MPa$

Tabella 3.8: parametri del criterio di rottura di Mohr-Coulomb.

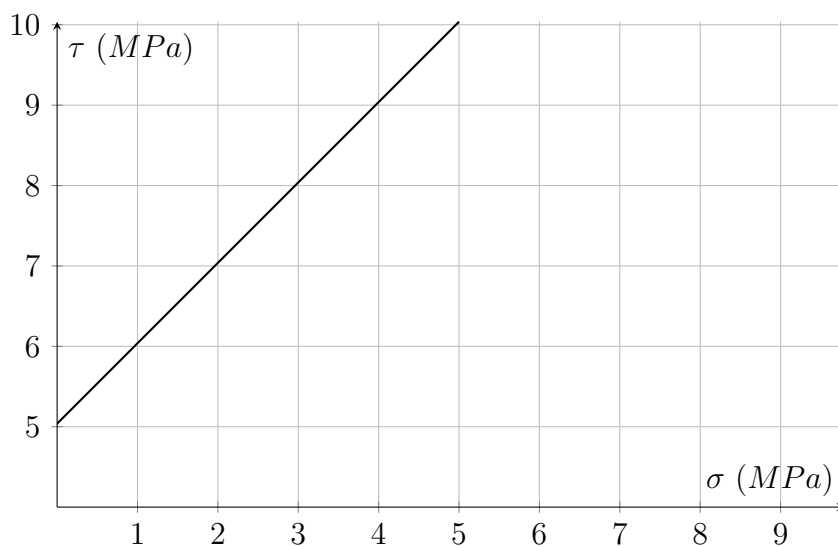


Figura 3.35: involuppo del criterio di rottura di Mohr-Coulomb.

Barton

Nel presente studio, come già detto, il parametro rappresentante la rugosità del giunto JRC è stato stimato qualitativamente attraverso l'osservazione delle superfici dei giunti effettuata durante il rilievo geomeccanico.

Le fratture più importanti dal punto di vista della predisposizione all'instabilità sono quelle racchiuse all'interno della famiglia "k1". La loro rugosità è stata valutata per la maggior parte come "piana e poco rugosa". Di conseguenza,

su una scala da 1 a 20, è stato deciso di assumere $JRC = 8$, avendo come riferimento la Figura 3.36.

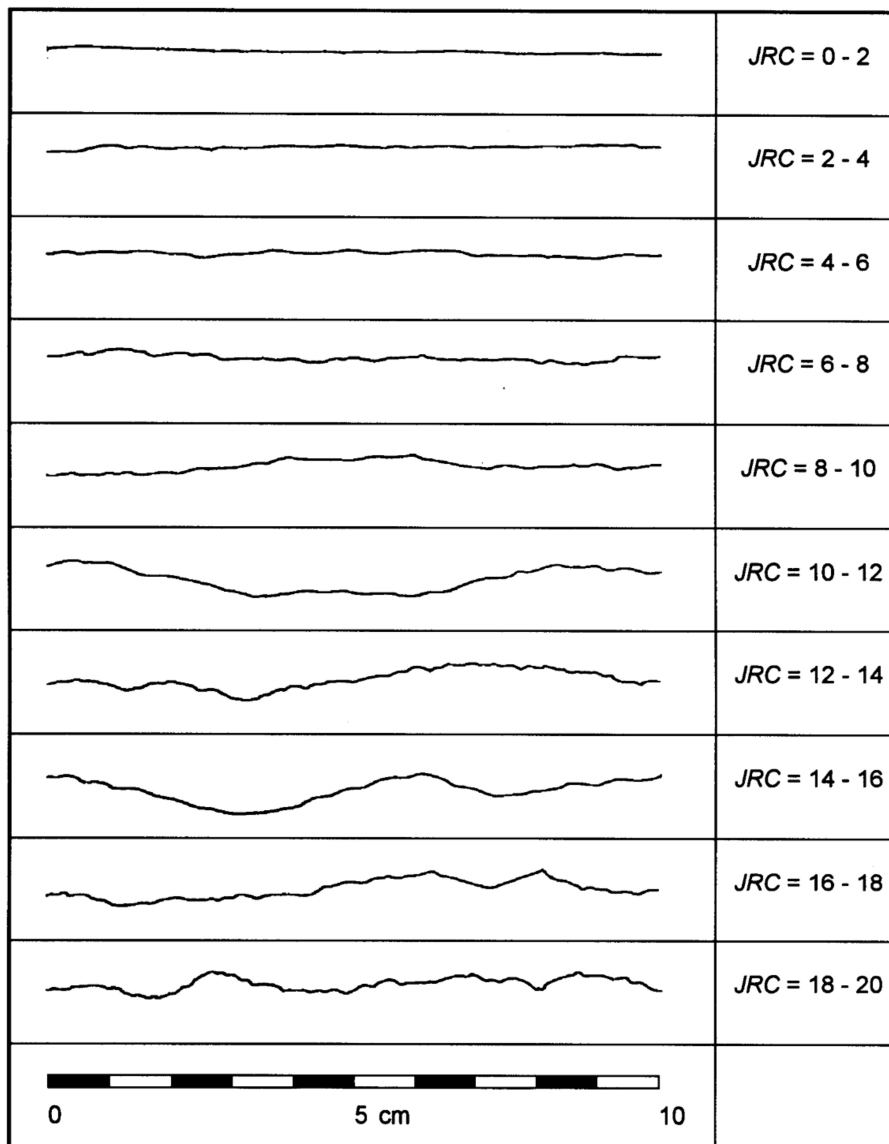


Figura 3.36: profili di rugosità e relativi valori di JRC [13].

Il valore JCS è stato ricavato attraverso l'uso del martello di Schmidt direttamente sulle superfici dei giunti, utilizzando quindi il valore “ r ” all'interno della Figura 2.1. Come già visto in precedenza per quanto riguarda i valori di “ R ”, è stata fatta una media per ogni serie di valori di “ r ” ricavata sulle sole fratture appartenenti alla famiglia “ $k1$ ” (si veda dall'equazione (3.37) alla (3.46)).

$$r_{medio_1} = \frac{24 + 26 + 28 + 16 + 30}{5} = 24.8 \quad (3.37)$$

$$r_{medio_2} = \frac{32 + 42 + 22 + 28 + 20}{5} = 28.8 \quad (3.38)$$

$$r_{medio_3} = \frac{22 + 26 + 36 + 30 + 44}{5} = 31.6 \quad (3.39)$$

$$r_{medio_4} = \frac{36 + 46 + 40 + 44 + 32}{5} = 39.6 \quad (3.40)$$

$$r_{medio_5} = \frac{38 + 36 + 42 + 30 + 22}{5} = 33.6 \quad (3.41)$$

$$r_{medio_6} = \frac{20 + 40 + 30 + 30 + 24}{5} = 28.8 \quad (3.42)$$

$$r_{medio_7} = \frac{32 + 22 + 24 + 32 + 26}{5} = 27.2 \quad (3.43)$$

$$r_{medio_8} = \frac{14 + 22 + 20 + 18 + 16}{5} = 18 \quad (3.44)$$

$$r_{medio_9} = \frac{28 + 34 + 40 + 32 + 34}{5} = 33.6 \quad (3.45)$$

$$r_{medio_{10}} = \frac{36 + 34 + 22 + 20 + 18}{5} = 26 \quad (3.46)$$

Infine è stata fatta una media di tutti i valori di resistenza a compressione dei giunti (si veda l'equazione (3.47)) ottenendo quindi il valore di JCS :

$$JCS = \frac{33 + 41 + 35 + 70 + 55 + 41 + 40 + 25 + 55 + 39}{10} = 43.4MPa \quad (3.47)$$

Il valore di φ_b , infine, è stato assunto pari a 31° in base ai valori dell'angolo di attrito di base riportati da Barton e Choubey nel 1977[25].

Una volta definito il valore di φ_b , è stato possibile ricavare quello di φ_r dall'equazione (2.26), conoscendo il valore medio di "R" delle sole fratture "k1", che è pari a 40.5, e quello di "r" che è pari a 29.2 (si veda l'equazione (3.48)).

$$\varphi_r = (31^\circ - 20^\circ) + 20 \left(\frac{29.2}{40.5} \right) = 25.4^\circ \quad (3.48)$$

A questo punto è quindi possibile esprimere il criterio di rottura di Barton per

le fratture appartenenti alla famiglia “k1” con l’equazione (3.49):

$$\tau_p = \sigma_n \cdot \tan \left[JRC \cdot \log \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) + \varphi_r \right] = \sigma_n \cdot \tan \left[8 \cdot \log \left(\frac{43.4}{\sigma_n} \right) + 25.4 \right] \quad (3.49)$$

Semplificando il problema, si può assumere la tensione normale agente sulle pareti dei giunti (σ_n) pari al carico litostatico dell’ammasso roccioso, secondo l’equazione (3.50):

$$\sigma_n = \rho \cdot g \cdot h = 2520 \frac{kg}{m^3} \cdot 9.81 \frac{m}{s^2} \cdot 100m = 2472120Pa = 2.47MPa \quad (3.50)$$

dove ρ è la densità del granito, g è l’accelerazione di gravità ed h è l’altezza della colonna di roccia, che è stata considerata pari all’altezza massima delle pareti. In questo modo si può quindi ottenere la resistenza al taglio di picco su giunto per le fratture appartenenti alla famiglia “k1” (si veda l’equazione (3.51)):

$$\tau_p = 2.5 \cdot \tan \left[8 \cdot \log \left(\frac{43.4}{2.5} \right) + 25.4 \right] = 2.37MPa \quad (3.51)$$

3.3 Stabilità dei versanti rocciosi e detritici

3.3.1 Le verifiche di stabilità grafiche dell'ammasso roccioso

Un parametro fondamentale che deve essere assunto per effettuare le verifiche di stabilità grafiche è l'angolo di attrito dell'ammasso roccioso. Durante le varie fasi di questo studio, sono stati individuati differenti valori di angolo di attrito in funzione della singola metodologia utilizzata (Tabella 3.9). È stato ricavato un valore dalla classificazione di Romana, uno dal criterio di rottura di Barton e uno da quello di Mohr-Coulomb.

Metodologia utilizzata	Angolo di attrito
Classificazione di Romana	36 – 38°
Criterio di rottura di Barton	31°(base)-25.4° (residuo)
Criterio di rottura di Mohr-Coulomb	47.34°

Tabella 3.9: valori di angolo di attrito considerati in base alle varie metodologie applicate

È stato scelto di utilizzare la media dei valori ottenuti dalla classificazione di Romana (37°) in quanto più verosimili rispetto a quelli ottenuti con il criterio di rottura di Barton e allo stesso tempo più cautelativi rispetto a quelli ottenuti attraverso il criterio di rottura di Mohr-Coulomb.

Scivolamento piano

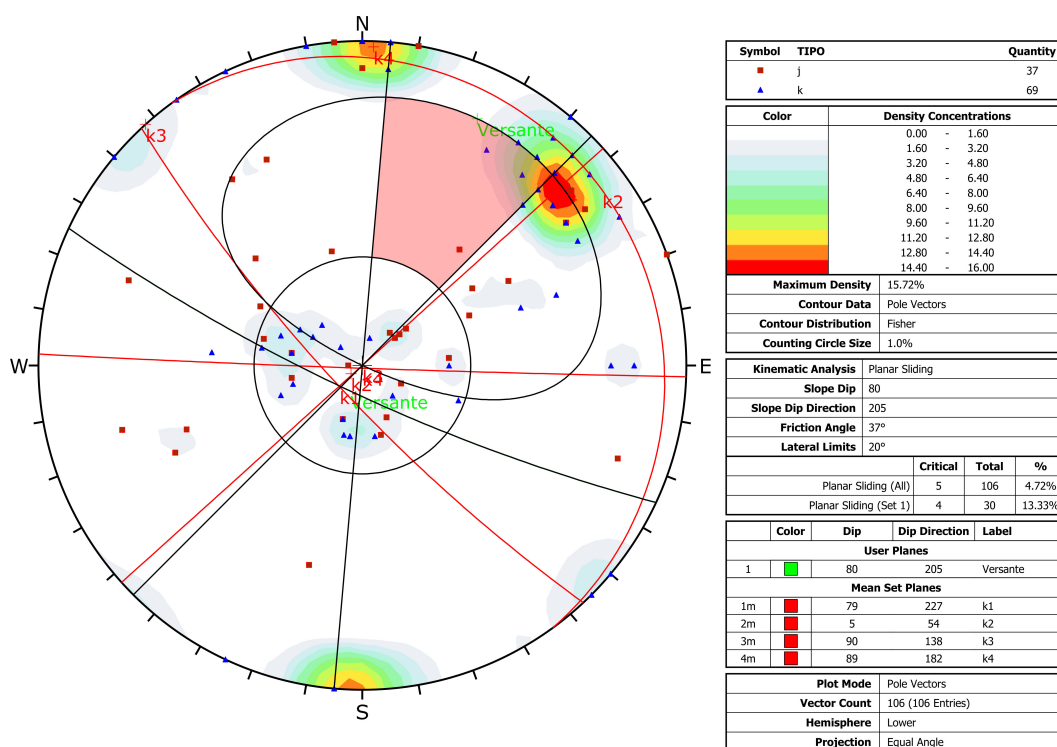


Figura 3.37: verifica di stabilità grafica a scivolamento piano dell'area di omogeneità strutturale destra.

In riferimento alla Figura 3.37, i poli che ricadono all'interno dell'area evidenziata in rosso rappresentano le discontinuità dell'area di omogeneità strutturale destra che possono essere soggette a fenomeni di scivolamento piano. Il limite inferiore di inclinazione è dato dall'angolo di attrito: fratture con inclinazione minore di tale angolo sono troppo poco inclinate per generare instabilità. Il limite superiore, invece, è dato dall'inclinazione del versante: fratture con inclinazione maggiore risultano essere a franapoggio più inclinato del versante e quindi non soggette a scivolamento. I limiti laterali dell'immersione, come già detto, sono calcolati contando un intervallo di ± 20 rispetto all'immersione del versante.

Come si può notare, ricadono all'interno dell'area instabile solamente una porzione delle discontinuità appartenenti alla famiglia "k1". Ciò è dovuto alla leggermente diversa immersione delle fratture rispetto a quella del versante.

Esse sono tuttavia da considerare a pieno titolo come fratture potenzialmente instabili per fenomeni di scivolamento piano.

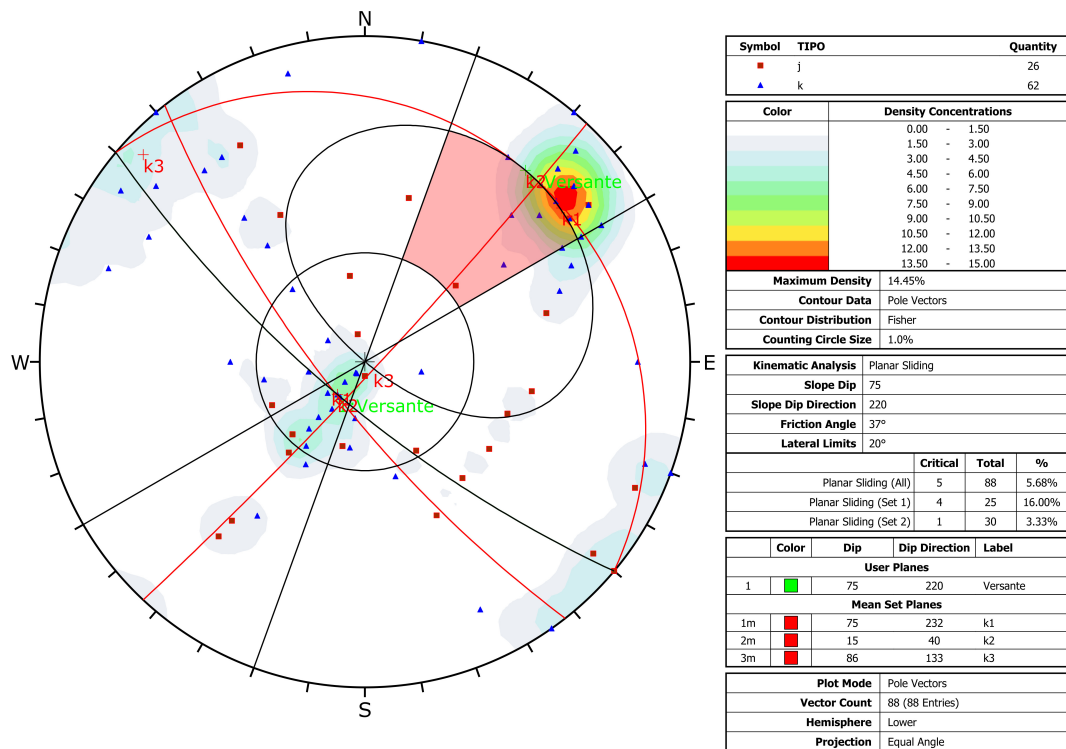


Figura 3.38: verifica di stabilità grafica a scivolamento piano dell'area di omogeneità strutturale sinistra.

Anche per la zona di omogeneità strutturale sinistra (si veda la Figura 3.38) le fratture appartenenti alla famiglia “k1” risultano solo parzialmente all'interno dell'area instabile. Questa, però, non per la differente immersione, bensì per la maggiore inclinazione delle fratture rispetto al versante. Anche in questo caso, tuttavia, tali fratture sono da considerare come potenzialmente instabili per fenomeni di scivolamento piano.

Ribaltamento

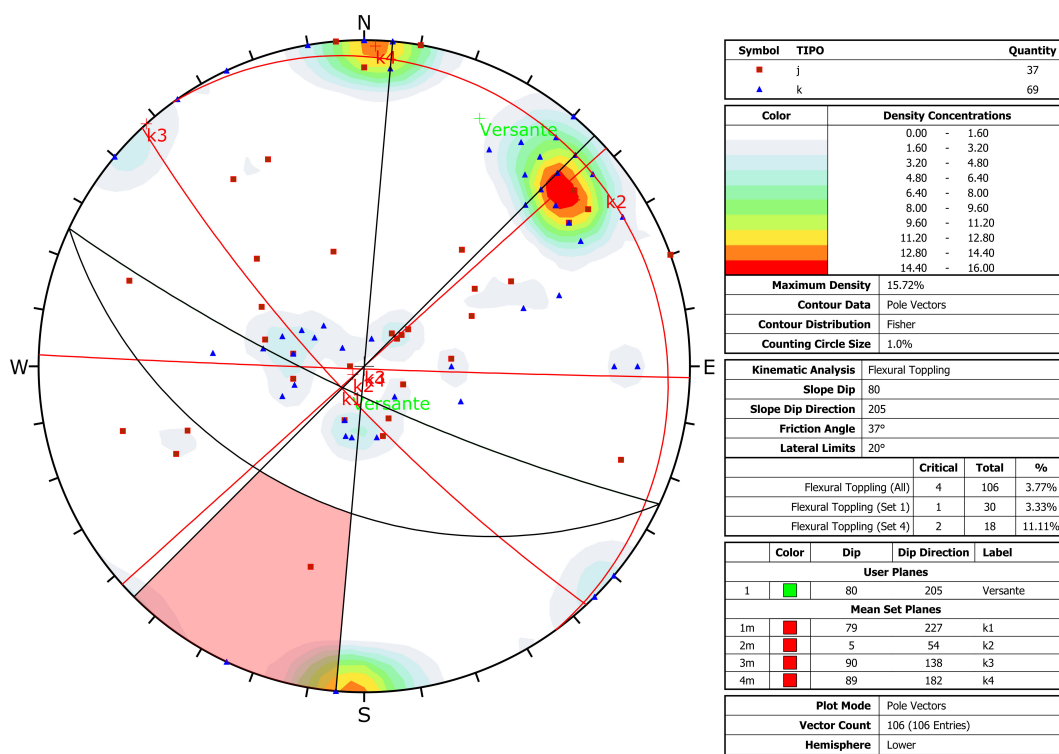


Figura 3.39: verifica di stabilità grafica a ribaltamento dell'area di omogeneità strutturale destra.

In riferimento alla Figura 3.39, i poli che ricadono all'interno dell'area evidenziata in rosso rappresentano le discontinuità dell'area di omogeneità strutturale destra che possono essere soggette a fenomeni di ribaltamento. Il limite inferiore di inclinazione è circa 50° : fratture con inclinazione minore di tale angolo sono troppo poco inclinate per produrre ribaltamenti veri e propri. Il limite superiore, invece, è pari a 90° . I limiti laterali sono calcolati contando che la differenza tra l'immersione della discontinuità e quella del versante sia maggiore di $\pm 160^\circ$.

Come si può notare, ricadono all'interno dell'area instabile solamente una minima parte delle discontinuità appartenenti alla famiglia "k4", ovvero quelle perfettamente verticali, e un singolo giunto disperso. Si può quindi considerare l'area di omogeneità strutturale destra come stabile per quanto riguarda i fenomeni di ribaltamento.

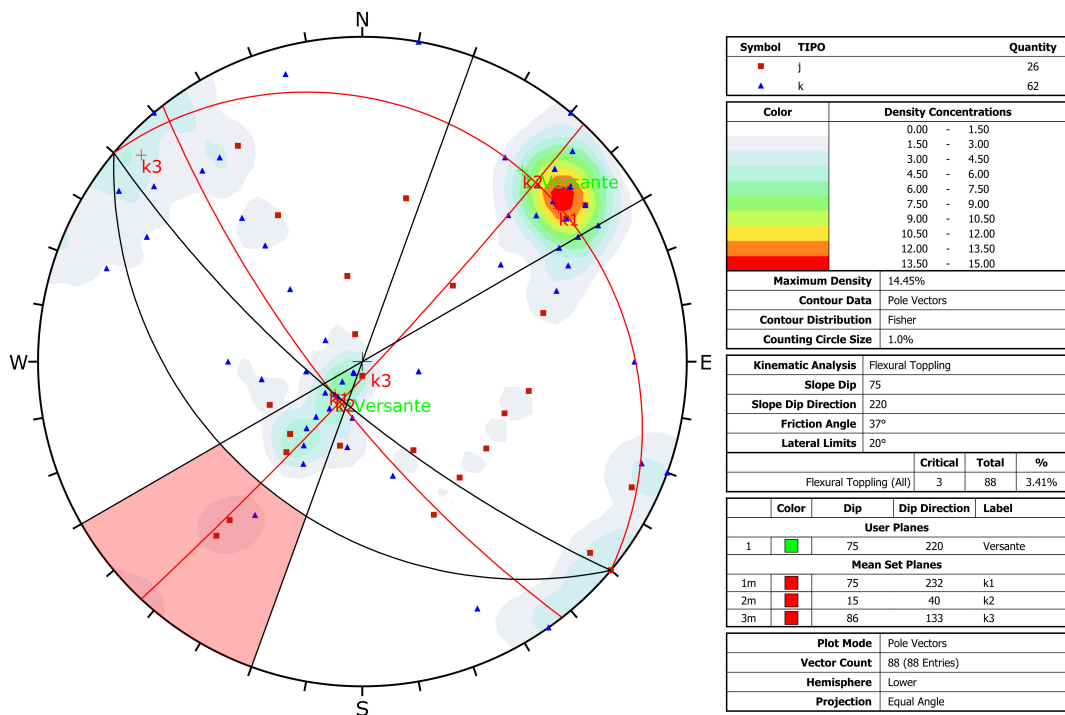


Figura 3.40: verifica di stabilità grafica a ribaltamento dell'area di omogeneità strutturale sinistra.

Anche per l'area di omogeneità strutturale sinistra (si veda la Figura 3.40) non sono presenti fratture all'interno dell'area instabile (ad eccezione di una singola e di un paio di giunti dispersi). Si può quindi considerare anche l'area di omogeneità strutturale sinistra come stabile dal punto di vista dei fenomeni di ribaltamento.

Scivolamento a cuneo

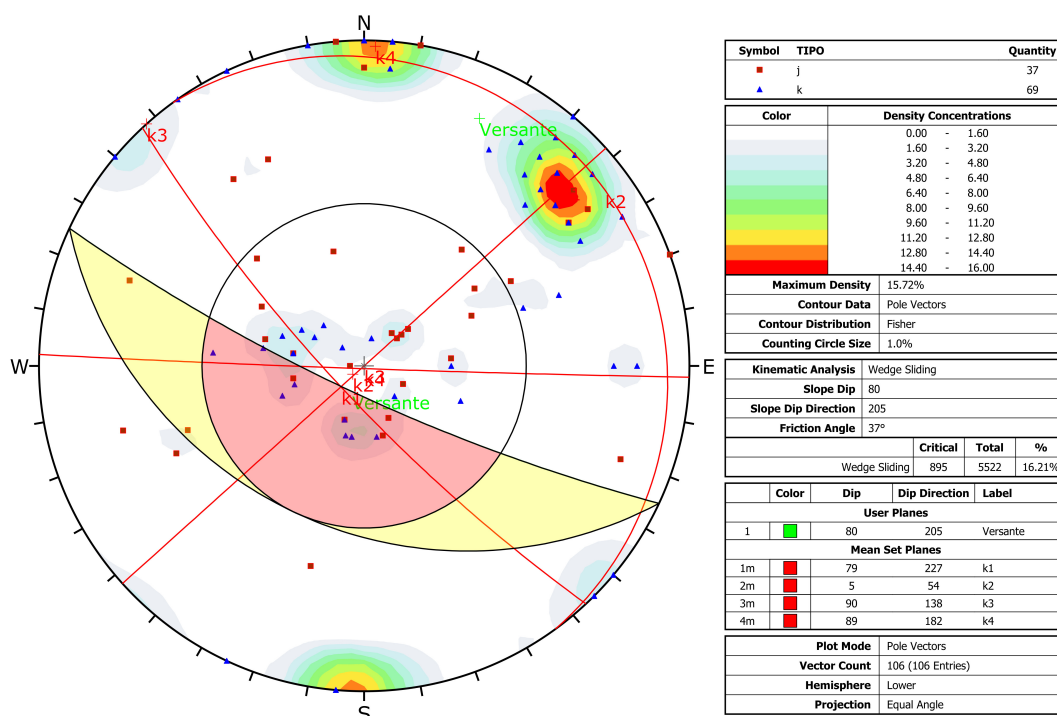


Figura 3.41: verifica di stabilità grafica a scivolamento a cuneo dell'area di omogeneità strutturale destra ottenuta considerando le sole intersezioni dei grandi cerchi rappresentanti le famiglie di discontinuità.

In riferimento alla Figura 3.41, le intersezioni dei grandi cerchi che ricadono all'interno dell'area rossa rappresentano le intersezioni fra i due piani che delimitano i cunei soggetti a scivolamento. Come si può notare, la sola intersezione fra i grandi cerchi rappresentanti le famiglie "k1" e "k3" ricade sul limite dell'area instabile. Essa non rappresenta tuttavia un vero e proprio cuneo ma corrisponde al già trattato caso di scivolamento piano che viene "sbloccettato" dalle fratture sub-verticali della famiglia "k3". Di conseguenza non si può considerare l'area di omogeneità strutturale destra come soggetta a scivolamenti a cuneo veri e propri.

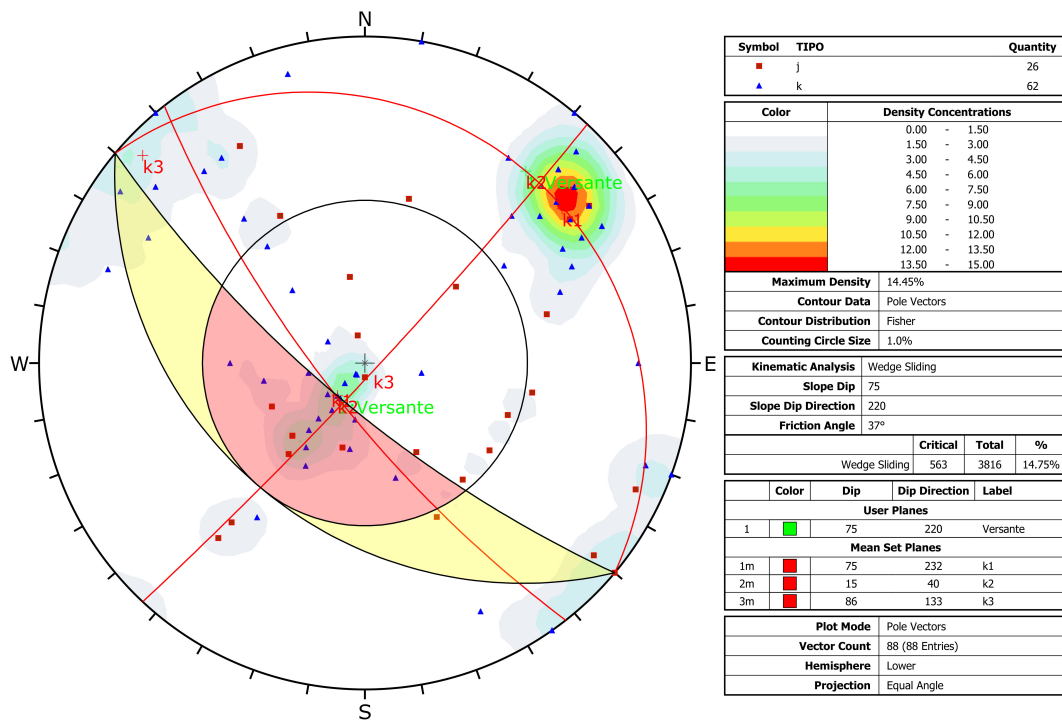


Figura 3.42: verifica di stabilità grafica a scivolamento a cuneo dell'area di omogeneità strutturale sinistra ottenuta considerando le sole intersezioni dei grandi cerchi rappresentanti le famiglie di discontinuità.

Anche per l'area di omogeneità strutturale sinistra (si veda la Figura 3.42) la sola intersezione fra i grandi cerchi rappresentanti le famiglie “k1” e “k3” ricade sul limite dell'area instabile. Essa, ancora una volta, non rappresenta un vero e proprio cuneo, bensì richiama al già trattato caso di scivolamento piano che viene “sbloccettato” dalle fratture sub-verticali della famiglia “k3”. Di conseguenza neanche l'area di omogeneità strutturale sinistra può essere considerata soggetta a scivolamenti a cuneo veri e propri.

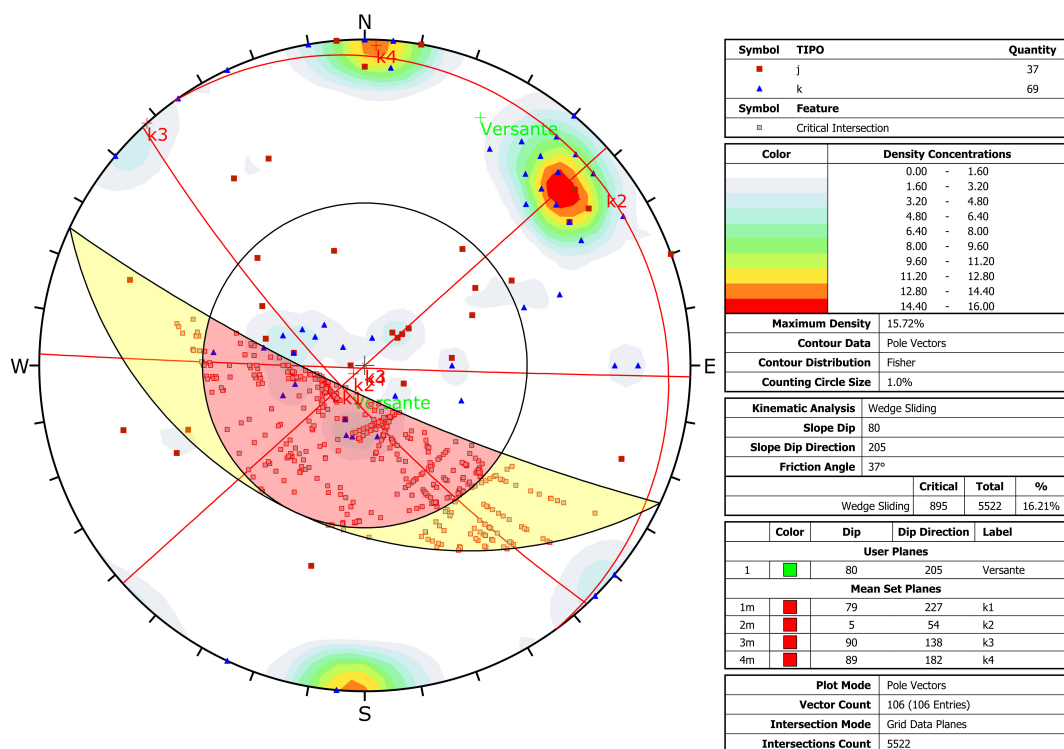


Figura 3.43: verifica di stabilità grafica a scivolamento a cuneo dell'area di omogeneità strutturale destra ottenuta considerando tutte le possibili coppie di discontinuità rilevate.

Tutti i quadratini che ricadono all'interno delle aree rosse nelle Figure 3.43 e 3.44 rappresentano le coppie di discontinuità che possono generare potenzialmente cunei instabili. Tuttavia, come già anticipato, non è possibile associare un'importanza statistica ai singoli piani di discontinuità, risulta quindi difficile discriminare i cunei effettivamente rappresentativi. Inoltre, nell'elaborazione, non sono state considerate le caratteristiche delle varie discontinuità, associando fratture importanti a giunti secondari. Per questo motivo si è deciso di considerare come rappresentative delle verifiche di stabilità grafiche per lo scivolamento a cuneo le Figure 3.41 e 3.42.

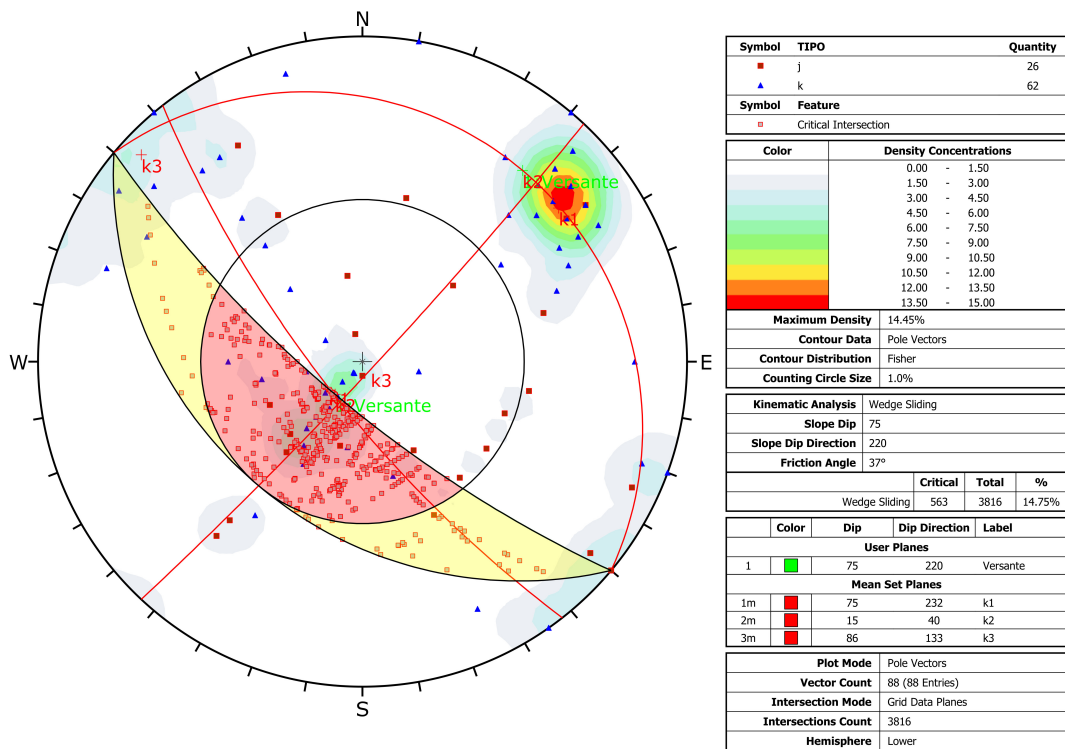


Figura 3.44: verifica di stabilità grafica a scivolamento a cuneo dell'area di omogeneità strutturale sinistra ottenuta considerando tutte le possibili coppie di discontinuità rilevate.

In definitiva, è stato possibile constatare come, in entrambe le aree di omogeneità strutturale, non vi sia una predisposizione a cinematismi quali ribaltamento o scivolamento a cuneo. La sola tipologia di instabilità è legata a fenomeni di scivolamento piano a causa della presenza delle discontinuità appartenenti alla famiglia "k1", sia per l'area di omogeneità strutturale destra che per quella sinistra.

3.3.2 Le verifiche di stabilità della falda di detrito

Sono state effettuate due verifiche di stabilità, rispettivamente sulla sezione AA' (Figura 3.3) e sulla CC' (Figura 3.5). Se si trascurano gli ultimi metri più bassi della CC', entrambe le sezioni presentano come litotipi il solo granito di Caoria e la falda di detrito. Poiché l'obiettivo di questa fase è verificare la sola stabilità della falda di detrito, è stata associata al granito una resistenza molto elevata affinché il software non restituisse possibili superfici di scorrimento che intersecassero la roccia in posto. Inoltre, entrambe le sezioni, sono intersecate dalla Strada Provinciale 56 di Caoria. Sul lato a monte della sede stradale è presente un muro di sostegno in calcestruzzo rivestito in pietra. Anche ad esso è stata quindi associata una resistenza molto elevata. Un'ulteriore semplificazione adottata è stata quella di non considerare né la presenza di acqua all'interno della falda detritica (assunzione plausibile vista l'elevata permeabilità del detrito) e né i moti di filtrazione. Si fa notare come il fatto di trascurare i moti di filtrazione abbia un duplice effetto: in una fase iniziale di percolazione dell'acqua in direzione verticale verso il basso si vanno a sottostimare le forze stabilizzanti, invece, in una ipotetica fase successiva in cui vi sia una grande quantità di acqua che filtra all'interno della falda di detrito parallelamente alla superficie topografica, si vanno a sottostimare le forze destabilizzanti.

Il peso di volume del granito è stato impostato pari a $25kN/m^3$, quello del muro di sostegno a $23kN/m^3$ mentre quello del detrito a $20kN/m^3$. Non disponendo di dati relativi ad angolo di attrito e coesione della falda di detrito, si è proceduto tramite un'analisi parametrica. Innanzitutto è stato scelto di associare un minimo di coesione al detrito, se non altro per la presenza di vegetazione sul versante. Successivamente si è fatto variare il valore dell'angolo di attrito, all'interno di un intervallo considerato ragionevole, fino al raggiungimento di un fattore di sicurezza sulla superficie più instabile tale da giustificare il fatto che il versante attualmente non fosse in frana.

Per la sezione AA', impostando una coesione pari a $4 kPa$, si è ottenuto un valore dell'angolo di attrito di 43° con fattori di sicurezza minimi pari a circa 1.14 (Figura 3.45).

Successivamente è stata effettuata anche per la sezione CC'. Chiaramente i valori di angolo di attrito e coesione della falda di detrito non sarebbero potuti essere differenti per le due sezioni che distano fra loro qualche centinaio di metri. Di conseguenza sono stati inseriti gli stessi parametri utilizzati per

la sezione AA' ottenendo dei fattori di sicurezza più alti, seppur ragionevoli. Era infatti da aspettarsi di ottenere fattori di sicurezza maggiori nella sezione CC' in quanto essa presenta un profilo topografico della falda di detrito meno inclinato rispetto alla sezione AA' (Figura 3.46).

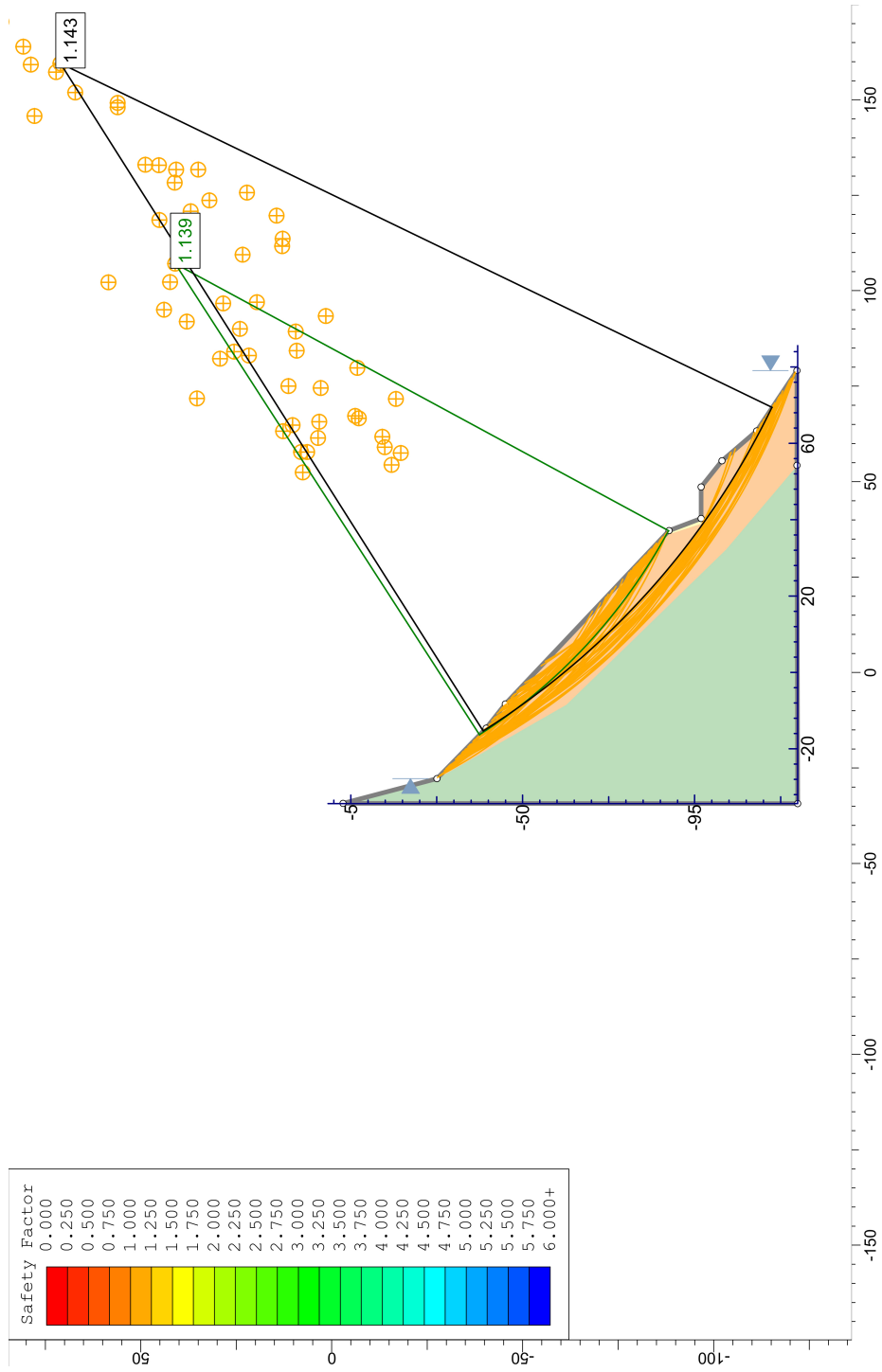


Figura 3.45: verifica di stabilità allo scorrimento rotazionale della sezione AA' eseguita con il metodo di Bishop semplificato. Le distanze riportate sono in metri.

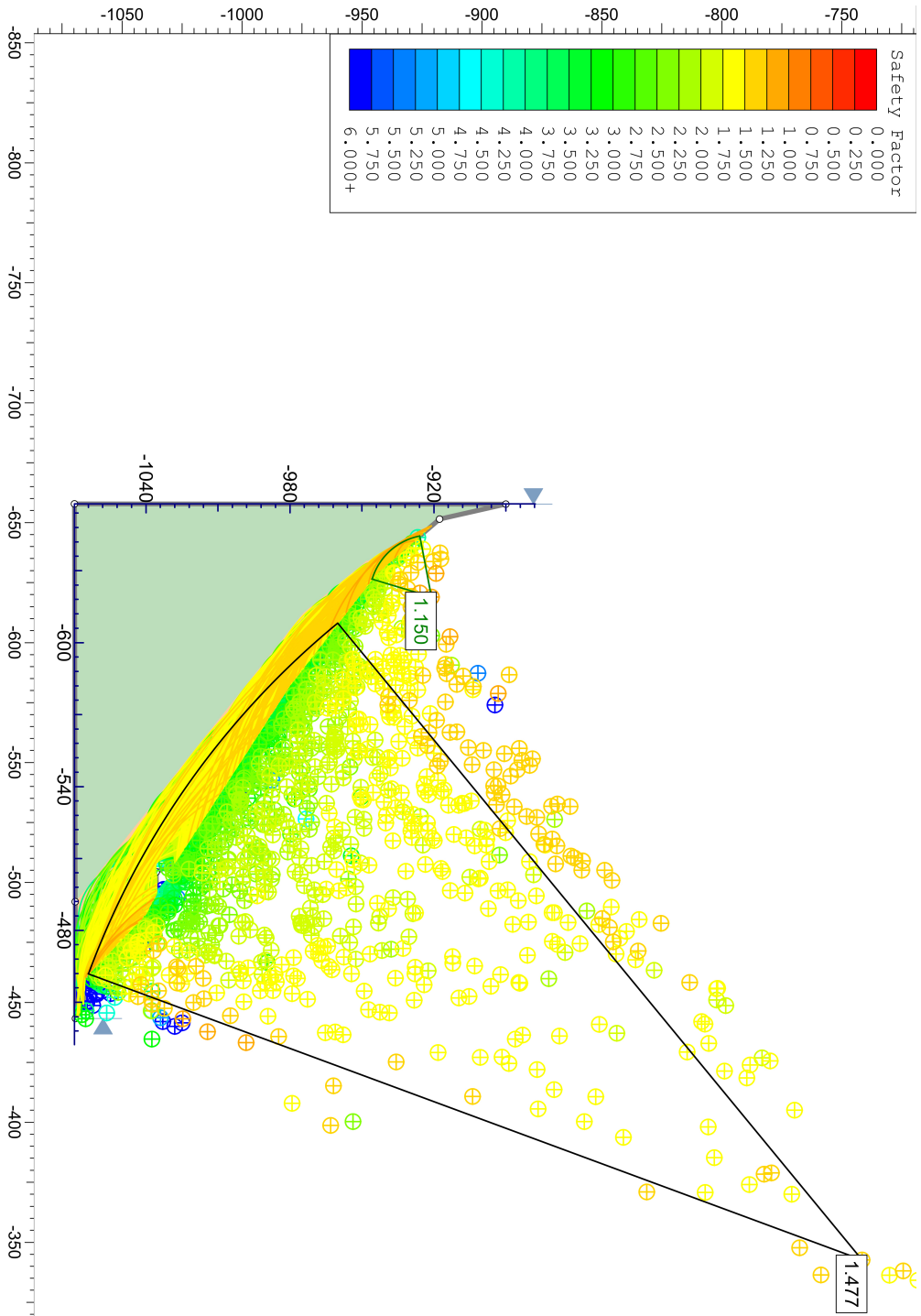


Figura 3.46: verifica di stabilità allo scorrimento rotazionale della sezione CC' eseguita con il metodo di Bishop semplificato. Le distanze riportate sono in metri.

3.4 Il pericolo legato alla caduta massi

3.4.1 La classificazione del pericolo da caduta massi

Come già visto nel paragrafo 2.8.1, sono state effettuate due classificazioni del pericolo da caduta massi, una per la parte di versante caratterizzata dalla presenza della falda di detrito sotto alle pareti, l'altra per l'area situata allo sbocco della Val di Scala nella Valle del Vanoi.

In Tabella 3.10 sono presentati tutti gli 11 parametri con le relative descrizioni dei vari indici di pericolosità ed i valori assegnati per ogni parametro riguardanti il caso relativo al tratto caratterizzato dalla presenza della falda di detrito. Il punteggio finale ottenuto è pari a 91, che ricade dentro alla classe di pericolosità "elevata". In Tabella 3.11, invece, è presente la classificazione per il breve tratto di versante privo di falda di detrito nell'intorno della cascata. Il punteggio finale qui è decisamente più alto, 103, e rientra nella classe di pericolosità "molto elevata".

Ciò che differenzia la seconda classificazione effettuata dalla prima, è, appunto, l'assenza della falda di detrito al di sotto delle pareti. Tale parametro, unitamente all'assenza di copertura vegetale e alla notevole quantità di circolazione idrica nelle fessure, è sufficiente per innalzare il punteggio totale di pericolo di 12 unità, facendo rientrare il relativo tratto in esame all'interno della classe di pericolosità molto elevata. Nel successivo paragrafo verrà nuovamente evidenziata l'importanza della presenza o meno della falda detritica alla base delle pareti nello studio della pericolosità da caduta massi.

Indice di instabilità della zona di distacco	I	II	III	IV	V
punteggio	3	6	9	12	15
Volume possibile del crollo per evento	<5 m ³	5-10 m ³	10-30 m ³	30-50 m ³	>50 m ³
punteggio	3	6	9	12	15
Volume del masso (VRU)	<0,5 m ³	1-1,5 m ³	1,5-3 m ³	3-10 m ³	>10 m ³
punteggio	3	6	9	12	15
Altezza della scarpata rocciosa	<10 m	10-30 m	30-60 m	60-100 m	>100 m
punteggio	2	4	6	8	10
Lunghezza del pendio	>300 m	200-300 m	100-200 m	50-100 m	<50 m
punteggio	2	4	6	8	10
Inclinazione media del pendio	<15°	15-25°	25-35°	35-45°	>45°
punteggio	3	6	9	12	15
Andamento topografico (rugosità del pendio)	terrazzato	a gradini	con piccoli gradini	poco scalinato, irregolare	Liscio, regolare
punteggio	0	6	9	12	15
Tipo di materiale	sabbia e limo	ghiaia e ciottoli	blocchi e/o scarsa roccia subaffiorante	grossi blocchi e/o roccia subaffiorante	roccia affiorante
punteggio	2	4	6	8	10
Vegetazione (copertura del versante)	bosco ad alto fusto (copertura 70-100 %)	piante giovani (o bosco ad alto fusto copertura 40-70 %)	arbusti e novellame (o bosco ad alto fusto copertura <40 %)	erbacea continua o arbustiva discontinua	assente
punteggio	2	4	6	8	10
Condizioni climatiche e idrogeologiche	Piogge da scarse a moderate, assenza di periodi di gelo-disgelo, assenza di circolazione idrica superficiale.	Piogge moderate, brevi periodi di gelo-disgelo, scarsa circolazione idrica nelle fessure	Piogge intense, lunghi periodi con forti escursioni termiche, sensibile e discontinua circolazione idrica nelle fessure	Piogge molto intense, lunghi periodi con forti escursioni termiche, siccità alternate ad abbondante circolazione idrica nelle fessure	Piogge molto intense, escursioni termiche sopra e sotto 0 °C, grande variabilità della circolazione idrica nelle fessure
punteggio	2	4	6	8	10
Frequenza storica di caduta massi	nessuno	Pochi eventi	eventi occasionali	molti eventi	eventi ripetuti, frequenti
punteggio	1	2	3	4	5
Totale punteggio				91	
Classe di pericolosità	<35	35-55	56-76	77-100	>100
	molto scarsa	scarsa	media	elevata	molto elevata
Interventi	Non sono necessari particolari interventi di consolidamento o di protezione	Necessità di puntuali verifiche e controlli sulla parete, eventuale disgaggio	Controlli in parete, disgaggio, consolidamento in sito delle principali masse instabili. Verifiche di rotolamento massi, eventuali opere paramassi	Disgaggio e pulizia della parete, consolidamento in sito delle masse a rischio non removibili, verifiche di rotolamento massi, opere paramassi	Disgaggio e pulizia della parete, consolidamento in sito delle masse a rischio non removibili, verifiche di rotolamento massi, opere paramassi speciali in più ordini.

Tabella 3.10: classificazione del pericolo da caduta massi[18] per il tratto caratterizzato dalla presenza della falda di detrito.

Indice di instabilità della zona di distacco	I	II	III	IV	V
punteggio	3	6	9	12	15
Volume possibile del crollo per evento	<5 m ³	5-10 m ³	10-30 m ³	30-50 m ³	>50 m ³
punteggio	3	6	9	12	15
Volume del masso (VRU)	<0,5 m ³	1-1,5 m ³	1,5-3 m ³	3-10 m ³	>10 m ³
punteggio	3	6	9	12	15
Altezza della scarpata rocciosa	<10 m	10-30 m	30-60 m	60-100 m	>100 m
punteggio	2	4	6	8	10
Lunghezza del pendio	>300 m	200-300 m	100-200 m	50-100 m	<50 m
punteggio	2	4	6	8	10
Inclinazione media del pendio	<15°	15-25°	25-35°	35-45°	>45°
punteggio	3	6	9	12	15
Andamento topografico (rugosità del pendio)	terrazzato	a gradini	con piccoli gradini	poco scalinato, irregolare	Liscio, regolare
punteggio	0	6	9	12	15
Tipo di materiale	sabbia e limo	ghiaia e ciottoli	blocchi e/o scarsa roccia subaffiorante	grossi blocchi e/o roccia subaffiorante	roccia affiorante
punteggio	2	4	6	8	10
Vegetazione (copertura del versante)	bosco ad alto fusto (copertura 70-100 %)	piante giovani (o bosco ad alto fusto copertura 40-70 %)	arbusti e novellame (o bosco ad alto fusto copertura <40 %)	erbacea continua o arbustiva discontinua	assente
punteggio	2	4	6	8	10
Condizioni climatiche e idrogeologiche	Piogge da scarse a moderate, assenza di periodi di gelo-disgelo, assenza di circolazione idrica superficiale.	Piogge moderate, brevi periodi di gelo-disgelo, scarsa circolazione idrica nelle fessure	Piogge intense, lunghi periodi con forti escursioni termiche, sensibile e discontinua circolazione idrica nelle fessure	Piogge molto intense, lunghi periodi con forti escursioni termiche, siccità alternate ad abbondante circolazione idrica nelle fessure	Piogge molto intense, escursioni termiche sopra e sotto 0 °C, grande variabilità della circolazione idrica nelle fessure
punteggio	2	4	6	8	10
Frequenza storica di caduta massi	nessuno	Pochi eventi	eventi occasionali	molti eventi	eventi ripetuti, frequenti
punteggio	1	2	3	4	5
Totale punteggio					103
Classe di pericolosità	<35	35-55	56-76	77-100	>100
	molto scarsa	scarsa	media	elevata	molto elevata
Interventi	Non sono necessari particolari interventi di consolidamento o di protezione	Necessità di puntuali verifiche e controlli sulla parete, eventuale disgregazione	Controlli in parete, disgregazione, consolidamento in sito delle principali masse instabili. Verifiche di rotolamento massi, eventuali opere paramassi	Disgregazione e pulizia della parete, consolidamento in sito delle masse a rischio non removibili, verifiche di rotolamento massi, opere paramassi	Disgregazione e pulizia della parete, consolidamento in sito delle masse a rischio non removibili, verifiche di rotolamento massi, opere paramassi speciali in più ordini.

Tabella 3.11: classificazione del pericolo da caduta massi[18] per il tratto privo della falda di detrito.

3.4.2 La modellazione di rotolamento massi 3D

Qui di seguito sono riportate le varie carte risultanti dalla modellazione di rotolamento massi 3D: in Figura 3.47 la carta delle frequenze dei punti arresto, in Figura 3.48 la carta dei percorsi dei blocchi, in Figura 3.49 la carta dell'energia cinetica media dei massi durante la discesa e in Figura 3.50 la carta dell'energia cinetica massima. È evidente come la maggior parte dei massi venga incanalata all'interno della Val di Scala e come, allo sbocco di essa, i blocchi tendano a percorrere una distanza maggiore prima di arrestarsi. Questo, di concerto con quanto visto nella classificazione del pericolo da caduta massi, è probabilmente dovuto all'assenza della falda di detrito in quel particolare tratto e alla presenza di roccia affiorante che ha coefficienti di restituzione evidentemente più elevati. D'altro canto, osservando le Figure 3.49 e 3.50, si può evincere come le energie medie e massime dei blocchi in uscita dalla suddetta valle non siano particolarmente elevate rispetto a quelle dei blocchi che cadono sulla falda detritica. Questo è probabilmente legato al fatto che i blocchi che rotolano all'interno della Val di Scala percorrono tragitti più lunghi ed hanno quindi modo di dissipare più energia.

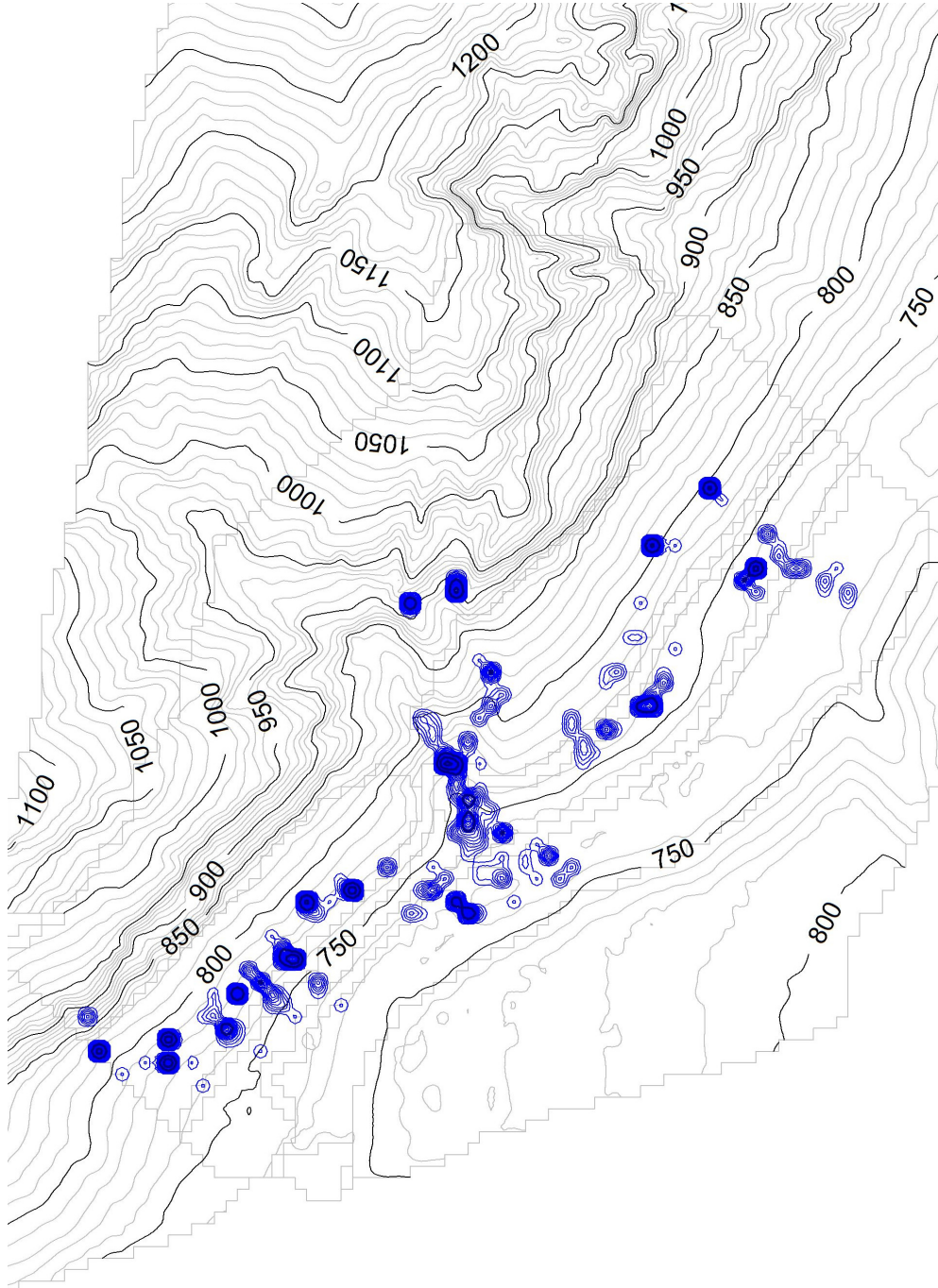


Figura 3.47: la carta delle frequenza dei punti di arresto dei blocchi.

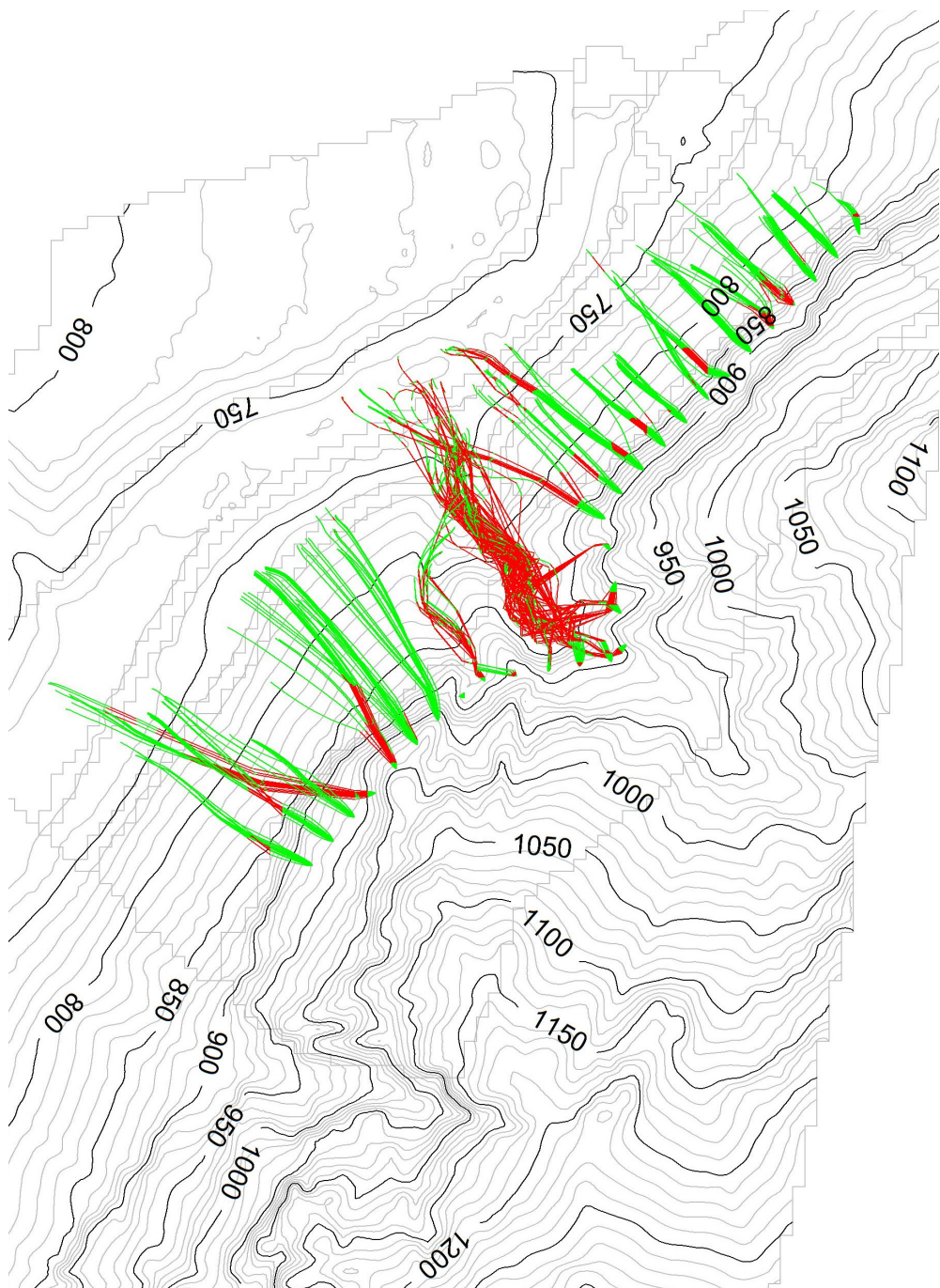


Figura 3.48: la carta dei percorsi dei blocchi. In verde i tratti di percorso in cui i blocchi rotolano sul versante, in rosso i tratti che i massi percorrono in volo.

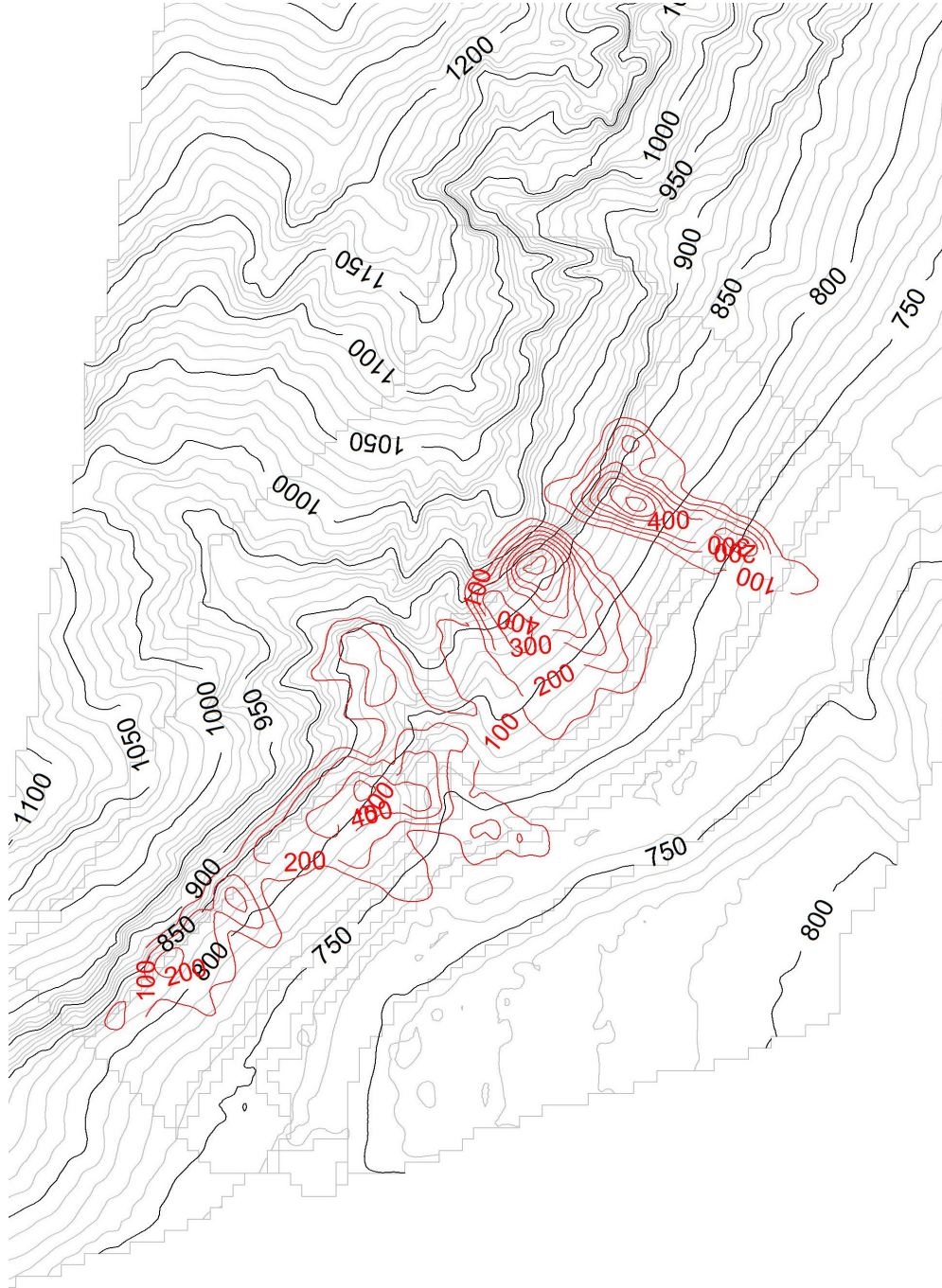
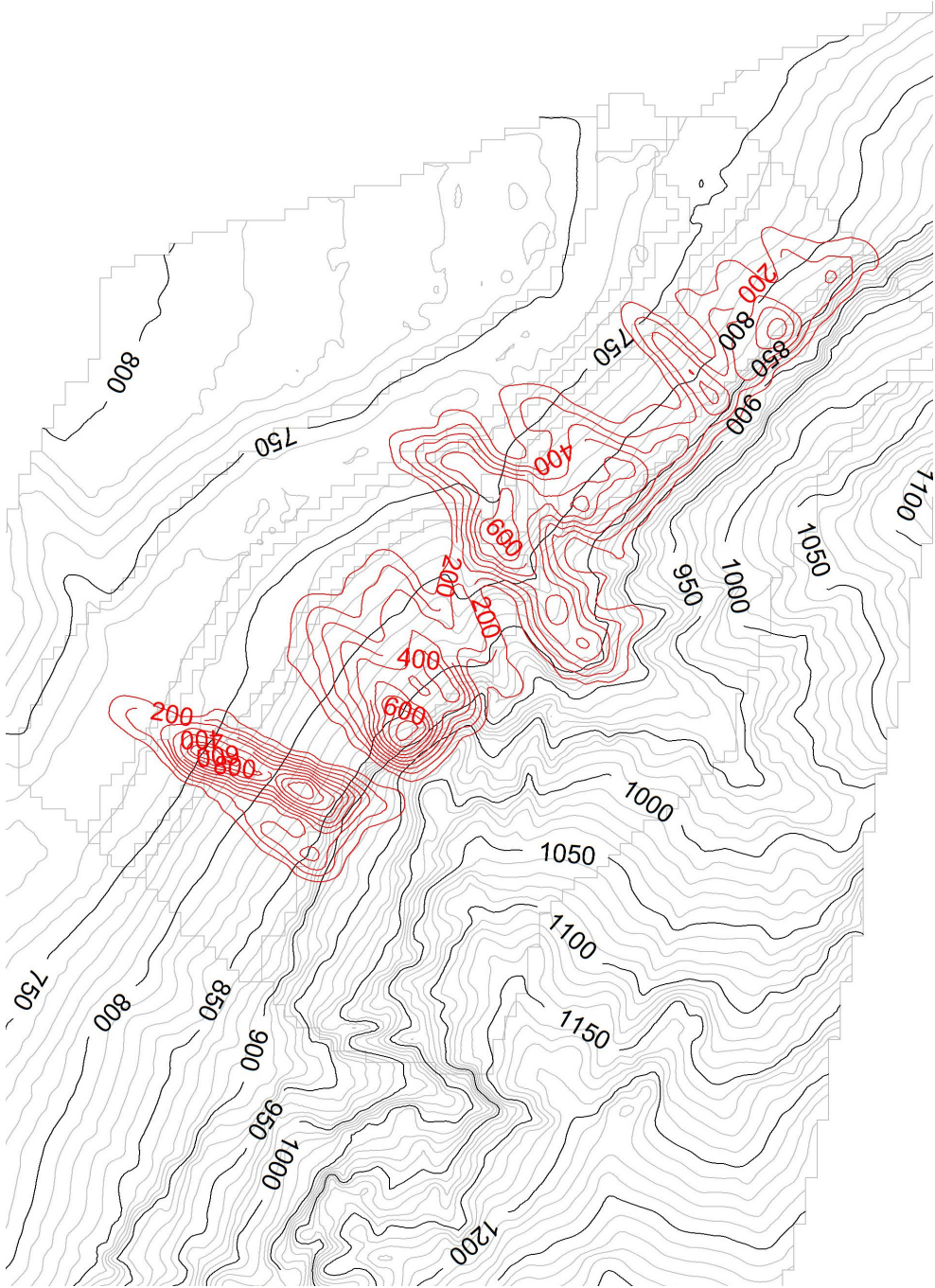


Figura 3.49: la carta dell'energia cinetica media dei massi durante la discesa, valori espressi in kJ.

Figura 3.50: la carta dell'energia cinetica massima dei blocchi durante la discesa, valori espressi in kJ.



Conclusioni

Si può a questo punto affermare che gli obiettivi prefissati per il presente studio siano stati conseguiti in modo più che soddisfacente.

L'aspetto forse più critico di tutto l'elaborato, è probabilmente legato al fatto che i campioni utilizzati per le prove di laboratorio di resistenza a compressione uniassiale, triassiale e Point Load Test, non sono stati prelevati direttamente dall'affioramento, bensì, per questioni logistiche, dalla falda di detrito (si veda il paragrafo 2.3). Ad ogni modo, attraverso l'elaborazione e il confronto di dati ottenuti tramite diverse metodologie, è stato possibile lo stesso raggiungere gli obiettivi prefissati. Rimane chiaramente aperta la possibilità, in futuro, di effettuare test direttamente sulla roccia in posto per poter confermare o modificare i vari parametri associati all'ammasso. Allo stesso tempo, sarebbe conveniente effettuare anche qualche sondaggio sulla falda di detrito per poter verificare la relativa profondità e per campionare almeno in parte la roccia al di sotto di essa.

Grazie all'approfondito rilievo geomeccanico e alle successive elaborazioni dei dati ricavati, è stato possibile definire a quale tipo di fenomeno franoso sia predisposto il versante roccioso. Un ipotetico approfondimento di tale aspetto può consistere nell'individuare tutte le singole masse rocciose instabili sul versante roccioso, attraverso un rigoroso rilievo da effettuarsi direttamente in parete su corda o tramite metodi di rilievo di non contatto (ad esempio il laser scanner o il rilievo fotogrammetrico). Il tutto, con il conseguente obiettivo di consolidare le masse ritenute più instabili e che comportino un rischio maggiore per la sottostante strada provinciale.

Per quanto riguarda la falda di detrito, è stato possibile ricavare i parametri di angolo di attrito e coesione partendo da dei minimi valori di fattore di sicurezza ritenuti verosimili. Benché in base ai rilievi effettuati sul campo la stabilità della falda non sembra essere un problema prioritario, potrebbe ad ogni modo essere il caso di effettuare altre analisi di stabilità con differenti

metodi per poterne confrontare i risultati ottenuti in termini di parametri e fattori di sicurezza.

Altre considerazioni vanno invece fatte riguardo al pericolo da caduta massi: esso infatti, in base alla classificazione effettuata, risulta essere elevato se non addirittura molto elevato in corrispondenza dello sbocco della Val di Scala nella Valle del Vanoi. Tale aspetto si dimostra essere in accordo con i risultati ottenuti dalla modellazione di rotolamento massi 3D, che mette in evidenza come i percorsi di rotolamento si concentrino maggiormente all'interno appunto della Val di Scala e come i blocchi tendano a percorrere in media un tragitto più lungo se esso è costituito da roccia affiorante, intersecando spesso, di conseguenza, la strada provinciale. Un approfondimento ulteriore, anche per questo aspetto, potrebbe consistere nel dimensionamento e nell'ubicazione di eventuali barriere paramassi al fine di proteggere la SP56. Questo procedimento potrebbe essere eseguito direttamente con lo stesso software presentato nel paragrafo 2.8.2: in base alle energie massime ed ai percorsi restituiti dalla modellazione precedentemente effettuata, si possono appunto dimensionare ed ubicare le barriere paramassi e successivamente è possibile effettuare una nuova modellazione che ne tenga conto per verificare la loro efficacia.

Bibliografia

- [1] Massironi M., Preto N., Zampieri D., 2006, Carta geologica “Tavola 45 III SAN MARTINO DI CASTROZZA”;
- [2] Leonardi P., Zanettin B., Dal Piaz Gb., “CARTA GEOLOGICA D’ITALIA, FELTRE (II Edizione), FOGLIO 22”;
- [3] Servizio Geologico della Provincia autonoma di Trento, Febbraio 2014, “CARTA GEOLOGICO-STRUTTURALE DEL TRENINO”;
- [4] INTERNATIONAL SOCIETY FOR ROCK MECHANICS COMMISSION ON STANDARDIZATION OF LABORATORY AND FIELD TESTS, 1977, “SUGGESTED METHODS FOR THE QUANTITATIVE DESCRIPTION OF DISCONTINUITIES IN ROCK MASSES”;
- [5] Marinos P., Hoek E., 2000, “GSI: A GEOLOGICALLY FRIENDLY TOOL FOR ROCK MASS STRENGTH ESTIMATION ”;
- [6] Broch E., Franklin J.A., 1972, “The point load strength test”;
- [7] ISRM: POINT LOAD TEST, RTH 325-89, “Suggested Method for Determining Point Load Strength”;
- [8] Coppola B., Mancini M., Marchese F., Pedemonte S., Rossi F.M., 1992, “La classificazione geomeccanica di Beniawsky: modalità di applicazione nella progettazione di gallerie in roccia”;
- [9] Romana M., 1991, “A GEOMECHANICAL CLASSIFICATION FOR SLOPES (SMR)”;
- [10] Alfani M., Nosengo S., Pedemonte S., “Le classificazioni geomeccaniche SRC di Gonzales De Vallejo (1983) e SMR di Romana (1991): considerazioni proposte”;

- [11] Hoek E., 2006, “PRACTICAL ROCK ENGINEERING, Rock mass properties”;
- [12] Giani G. P., “ANALISI DI STABILITÀ DEI PENDII, Parte I: classificazione dei fenomeni di instabilità, pendii naturali e fronti di scavo in roccia”;
- [13] Hoek E., 2006, “PRACTICAL ROCK ENGINEERING, Shear strength of discontinuities”;
- [14] Berardi R., Bovolenta R. “Stabilità e consolidamento dei pendii 1” Fac. Ingegneria - Univ. Genova;
- [15] Goodman R.E., 1980, “Introduction to Rock Mechanics” (Chapter 8), Toronto: John Wiley, pp. 254-287;
- [16] Scotton P., 2015, dispense del corso “Geologia Tecnica e Progettazione Geologico Tecnica” Dipartimento di Geoscienze, Università degli Studi di Padova;
- [17] Facciorusso J., Madaia C., Vannucchi G., 2007, “Stabilità dei pendii” Dipartimento di Ingegneria Civile - Sezione Geotecnica, Università degli Studi di Firenze;
- [18] Chiesurin E., Fenti V., 2002, “Proposta di un nuovo metodo per la classificazione del pericolo da caduta massi”;
- [19] Scioldo G., “ISOMAP & ROTOMAP Ricostruzione e Restituzione Grafica Superfici & Analisi della Caduta Blocchi”;
- [20] Li C., Prikryl R., Nordlund E., 1998, “The stress-strain behaviour of rock material related to fracture under compression”;
- [21] Santi P.M., Holschen J. E., Stephenson R. W., “Improving Elastic Modulus Measurements for Rock Based on Geology”;
- [22] Gercek H., 2006, “Poisson’s ratio values for rocks”;
- [23] Kiyoo Mogi, 2006, “Experimental Rock Mechanics”;
- [24] Geostru, “Rock Mechanics” usermanual;

- [25] Barton N., Choubey V., 1977, "The shear strength of rock joints in theory and practice Rock Mechanics", 10 (1/2), pp. 1-54.

Appendice A

Allegati



Figura A.1: la stazione 1 di rilievo geomeccanico.

Imm.	Dir.	Tipo	Pers.	Spaz.	Rugos.	Aper.	r	R
90	180	k	3-4	1-1.5	ppr	0-1	40	48
							42	46
							40	48
							44	52
							40	46
75	230	k	2-3		pl	0		
90	190	k		1-1.5	ppr			
90	190	j	0.5-1	0.1-0.2	pl			
85	180	j	0.5-1					
75	230	k	2-3	1-1.5	ppr	0		
30	265	j	0.5-1	1-2	opr			
20	230	j	0.5-1	0.5-1	or			
40	245	j						
30	270	k	4-5	3-4	opr		40	48
							40	48
							28	49
							30	48
							42	46
							32	
90	175	k	4-5	1-2	ppr			
90	185	k	3-4	1-1.5	ppr	1-5		
75	235	k	4-5	1-1.5	ppr	1-5		
17	230	j	0.5-1	1-1.5	pl			
15	230	j	0.2-0.3	0.5-1	ppr			
70	225	k	3-4	0.5-1	ppr	1-5		
75	235	j	0.5-1	1-2	opr			
55	240	j	0.5-1	0.2-0.3	ol			
90	5	k	2-3	0.5-1	opr			
35	290	k	1-2	1-1.5	or	10-20		
75	270	k	2-3	0.5-1	opr			
80	270	k						
90	5	k	4-5	0.2-0.3	pl			
RQD	VRU	GSI						
50-60%	2-3mq	50-60						

Tabella A.1: i dati geomeccanici rilevati della stazione 1.



Figura A.2: la stazione 2 di rilievo geomeccanico.

Imm.	Dir.	Tipo	Pers.	Spaz.	Rugos.	Aper.	r	R
17	50	k	5	3	s	0-1	36* 38* 34* 50* 44* 40* 40*	48* 44* 46* 46* 44* 48*
55	195	j	0.3	0.1	pr		26 12 22 32 32 24 34	44 40 44 34 38
40	40	j	0.4	1	ppr			
60	255	j	0.4	1	pmr	0-1	24 26 28 16 30	36 40 34 34 42
90	220	k	4	2	os			
10	45	k	6	2	s	0-1		
55	335	j	0.5	0.2	ppr			
55	280	j	0.5	0.3	opr	0-1		
70	245	k	2	0.3	ppr			
50	305	j	0.2	0.2	opr			
85	310	j	0.2	0.5	pr			
85	290	k	1	0.1	opr			
70	40	j	0.2	1	ppr			
80	235	j	0.2	0.5	pr			
30	40	k	1	0.5	opr			
15	40	k	7	2	pl			
30	170	j	0.3		ppr			
50	290	j	0.1	0.4	ppr			
30	15	j	0.2					
RQD	VRU	GSI						
60-70%	2-3	60-70						

Tabella A.2: i dati geomeccanici rilevati della stazione 2. I valori di “r” e “R” asteriscati sono stati ricavati con lo sclerometro che punta verso l’alto.



Figura A.3: la stazione 3 di rilievo geomeccanico.



Figura A.4: la stazione 4 di rilievo geomeccanico.

Imm.	Dir.	Tipo	Pers.	Spaz.	Rugos.	Aper.	r	R
80	220	k	2		ppr		38	44
							36	40
							42	50
							30	48
							22	50
85	220	k	6	0.3	ppr			
50	135	j	0.4	0.5	pl			
25	345	j	0.7	0.2	pr			
80	220	k	3	0.3	pl		36	42
							46	40
							40	44
							44	38
							32	42
90	175	k	7		opr			
30	110	k	2	0.3	opr			
65	250	k	3	1	pmr	0-1	22*	44*
							26*	48*
							36*	40*
							30*	40*
							44*	38*
90	180	k	3	0.5	ppr		28	40
							26	38
							22	48
							20	40
							34	38
90	185	k	2.5	0.5	ppr			
20	120	k	1	0.8	opr	0-1		
75	230	k	3.5	2	ppr		32	32
							42	42
							22	34
							28	40
							20	36
90	145	k	2	1.5	pl			

55	250	k	1	0.8	ppr			
35	100	k	1	0.3	pr			
85	240	k	1.5	0.8	pr			
80	230	k	2	0.2	ppr			
70	145	j	0.5	1.5	ppr			
20	335	j	0.4	0.2	ppr			
25	350	k	2	0.5	pr			
70	155	j	0.5	0.2	ol			
90	155	k	2.5	0.3	ppr			
15	295	j	0.5	1.8	ppr			
5	90	j	0.3	0.1	ppr			
75	235	j	0.2	0.7	ppr			
75	75	j	0.15	0.2	ppr			
RQD	VRU	GSI						
70-80%	1-2	50-60						

Tabella A.3: i dati geomeccanici rilevati della stazione 3.

Imm.	Dir.	Tipo	Pers.	Spaz.	Rugos.	Aper.	r	R
65	250	k	4	1.5	pr		32	38
							22	38
							24	44
							32	38
							26	40
70	240	k	5	2	pr		20	44
							40	40
							30	46
							30	40
							24	44
75	230	k	3	2	pr	1,5		
90	290	k	1	0.4	ppr			
25	40	k	2.5	0.6	pr	0-1		
65	40	j	0.4	0.2	ppr			
20	35	k	1	0.1	pl		30*	40*
							24*	40*
							24*	34*
							28*	34*
							24*	40*
5	0	j	0.2	0.1	ppr			
40	345	k	1.5	1	ppr			
80	225	k	2.5	2	pr			
20	280	k	0.8	0.2	pl			
60	35	k	0.9	0.3	ppr			
75	225	k	1.5	0.5	pl			
55	235	k	0.8	0.5	pr			
90	190	k	12	0.8	ppr			
90	140	k	1	0.1	pl			
80	270	k	2.5	2	or			
15	35	k	2	0.2	ol			
RQD	VRU	GSI						
80-90%	1-2	60-65						

Tabella A.4: i dati geomeccanici rilevati della stazione 4. I valori di “r” e “R” asteriscati sono stati ricavati con lo sclerometro che punta verso l’alto.



Figura A.5: la stazione 5 di rilievo geomeccanico.



Figura A.6: la stazione 6 di rilievo geomeccanico.

Imm.	Dir.	Tipo	Pers.	Spaz.	Rugos.	Aper.	r	R
90	180	k	3	1.5	pr	5-10		
75	240	k	2	0.3	pr	5-10		
75	235	k	3	0.3	sr			
85	185	k	3	0.4	pmr			
80	225	k	1.5	0.3	ppr	1-5		
80	230	k	1.5	0.3	ppr			
90	170	k	2	0.5	ppr			
80	290	j	0.6	1	pr			
80	235	j	0.6	1	ppr	1-5		
90	185	k	2.5	0.3	ppr			
75	230	k	2	0.5	ol			
75	225	k	4	0.4	pr	1-5		
60	70	j	0.3	0.1	or			
35	105	j	0.2	0.2	pl			
50	220	j	0.15	0.1	ppr			
90	185	k	1	0.8	pl			
15	220	j	0.15	0.3	pr			
10	195	k	1	0.3	opr			
25	120	k	1	0.5	pr			
10	130	k	2	0.3	pmr			
25	100	j	0.15	0.1				
25	80	j	0.15	0.8	ppr			
25	100	k	2	0.2	opr			
40	120	j	0.3	0.1	pmr			
50	95	k	1	0.4	pr			
75	110	j	0.2	0.4	ppr			
40	165	j	0.2		pr			
30	70	k	1.5	0.3	ppr			
80	225	k	1.5	0.6	ppr			
20	20	j	0.4	0.2	ppr			
65	65	j	0.2	0.3	pr			
80	230	j	0.4	0.3	pr			
90	175	j	0.35	0.3	ppr			
20	135	k	3	1	or			
90	180	k	2	0.3	ppr			
RQD	VRU	GSI						
40-50%	0.5-1	45-50						

Tabella A.5: i dati geomeccanici rilevati della stazione 5.

Imm.	Dir.	Tipo	Pers.	Spaz.	Rugos.	Aper.	r	R
85	125	k	2	3	omr			
75	235	j	0.5	1	ppr			
75	235	k	1	1	pr			
35	45	j	0.2	0.3	ppr			
80	240	k	6	1	pl	10-20		
90	310	k	2	0.2	pr			
35	35	k	2.5	1	pmr			
65	225	k	7	0.8	pl			
90	325	k	2.5		pr			
40	230	j	0.6	0.5	pr			
45	90	k	4	1	ppr			
75	145	k	1	0.25	pr			
50	320	j	0.3		pmr			
35	65	j	0.6	0.7	or			
75	150	j	0.2	0.1	pl			
35	45	j	0.1	0.05	ppr			
10	165	j	0.2	0.1	pr			
50	140	k	3	0.3	or			
60	140	k	1	0.3	opr			
35	330	j	0.5	0.2	ppr			
55	150	j	0.3	0.3	ppr			
75	225	k	2	1.5	pr			
70	230	k	5	1.5	pl			
80	130	k	1	1	ppr			
75	230	k	4	1.5	ppr			
90	325	k	1	1	ppr			
40	30	k	0.8	0.15	ppr			
30	10	k	0.8	0.1	ppr			
20	80	k	1	0.5	pr			
75	215	k	2	1.5	ppr			
RQD	VRU	GSI						
40-50%	05-1	40-45						

Tabella A.6: i dati geomeccanici rilevati della stazione 6.



Figura A.7: la stazione 7 di rilievo geomeccanico.



Figura A.8: la stazione 8 di rilievo geomeccanico.

Imm.	Dir.	Tipo	Pers.	Spaz.	Rugos.	Aper.	r	R
85	225	k	7	2	pl	20-30	28	44
							34	40
							40	42
							32	52
							34	46
90	310	k	5	4	or		26	46
							22	50
							26	44
							24	44
							34	40
80	230	j	0.4	0.8	pr	1-2		
65	15	j	0.5	0.2	or			
90	25	k	3	0.5	pmr			
15	315	k	6	2	or			
25	15	k	5	3	pr		24*	28*
							26*	24*
							26*	30*
							26*	30*
							34*	28*
75	210	k	15	2	pr		14	40
							22	38
							20	38
							18	46
							16	42
90	250	j	0.3	0.4	ppr			
20	20	k	10	3	lp			
80	220	k	6	0.5	pr			
45	235	j	0.5	2	pr			
90	315	k	4	4	pl			
25	75	k	6	4	or			
80	215	k	2	1	ppr			
75	220	k	3	1	ppr			
90	220	k	6	1.5	or			
90	315	k	1.5	3	ppr			
90	130	k	1.5	2	pl			
85	230	k	1.5	0.3	pr			
25	10	k	12	1.5	sr			
25	10	k	15	1.5	ppr			
RQD	VRU	GSI						
85-95%	3-4	70-75						

Tabella A.7: i dati geomeccanici rilevati della stazione 7. I valori di “r” e “R” asteriscati sono stati ricavati con lo sclerometro che punta verso l’alto.

Imm.	Dir.	Tipo	Pers.	Spaz.	Rugos.	Aper.	r	R
80	230	k	5	1	ppr		36	36
							34	32
							22	30
							20	38
							18	40
80	230	k	1	1	ppr			
75	120	k	4	3	pr			
75	240	k	3	0.3	or			
35	135	k	1.5	1	ppr		16*	26*
							24*	28*
							22*	30*
							16*	36*
							24*	20*
80	335	k	1	1	sl			
80	235	k	7	1	pl			
85	165	k	1	1	pmr			
15	120	k	2	1.5	sr			
90	310	j	0.4	0.3	pmr			
20	10	k	1	0.1	pmr			
5	40	k	1.5	0.1	pr			
5	40	k	3	0.1	ppr			
5	35	k	3	0.1	ppr			
75	140	k	1	0.5	pr			
85	225	k	10	2	pr			
80	230	k	6	2	ppr			
80	225	k	8	0.5	pl			
35	80	k	1	0.3	pr			
85	295	j	0.6	0.1	pl			
80	110	k	2	2	opr			
RQD	VRU	GSI						
75-85%	1-2	70-80						

Tabella A.8: i dati geomeccanici rilevati della stazione 8. I valori di “r” e “R” asteriscati sono stati ricavati con lo sclerometro che punta verso l’alto.

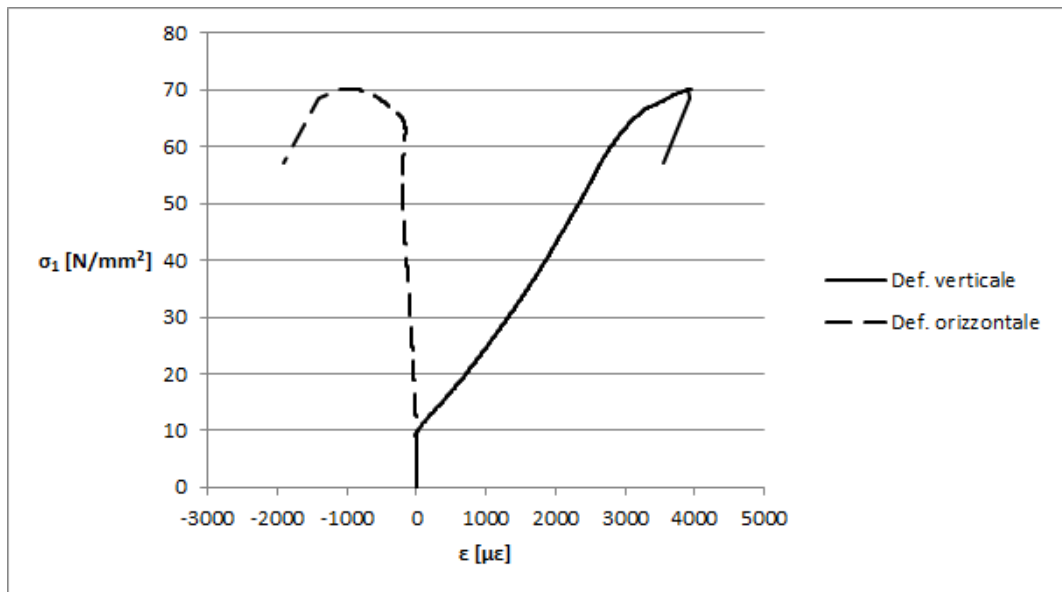


Figura A.9: il grafico rappresenta la deformazione assiale e radiale in funzione dello sforzo applicato nel campione CAO3A.

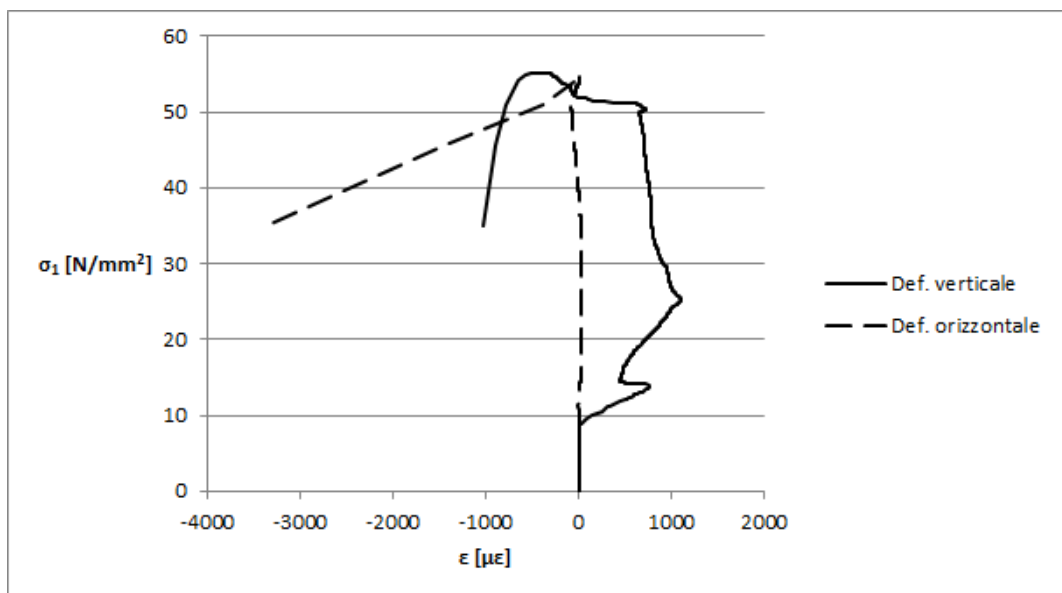


Figura A.10: il grafico rappresenta la deformazione assiale e radiale in funzione dello sforzo applicato nel campione CAO3B.

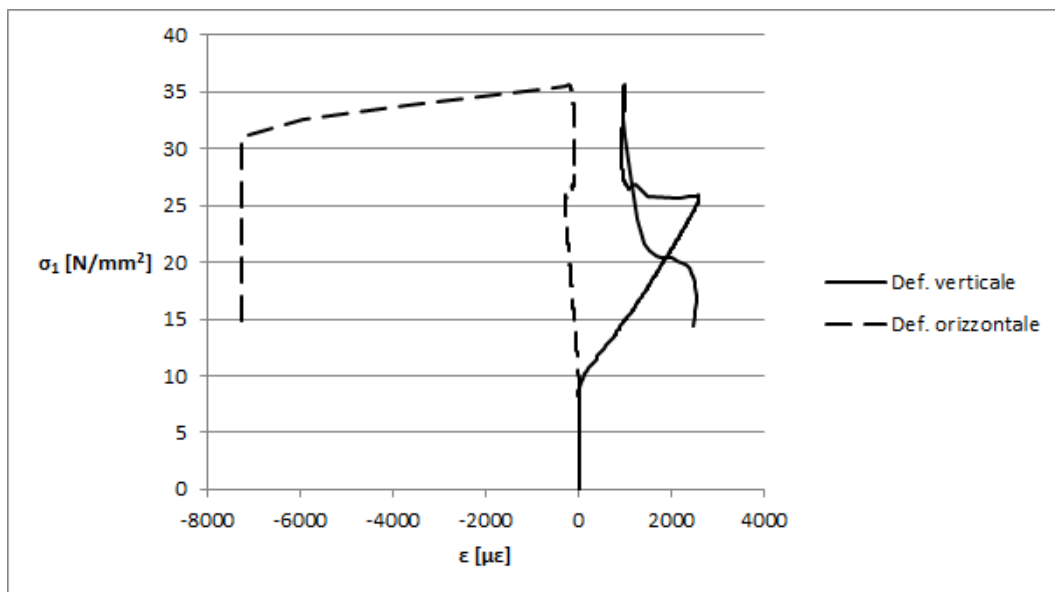


Figura A.11: il grafico rappresenta la deformazione assiale e radiale in funzione dello sforzo applicato nel campione CAO4.

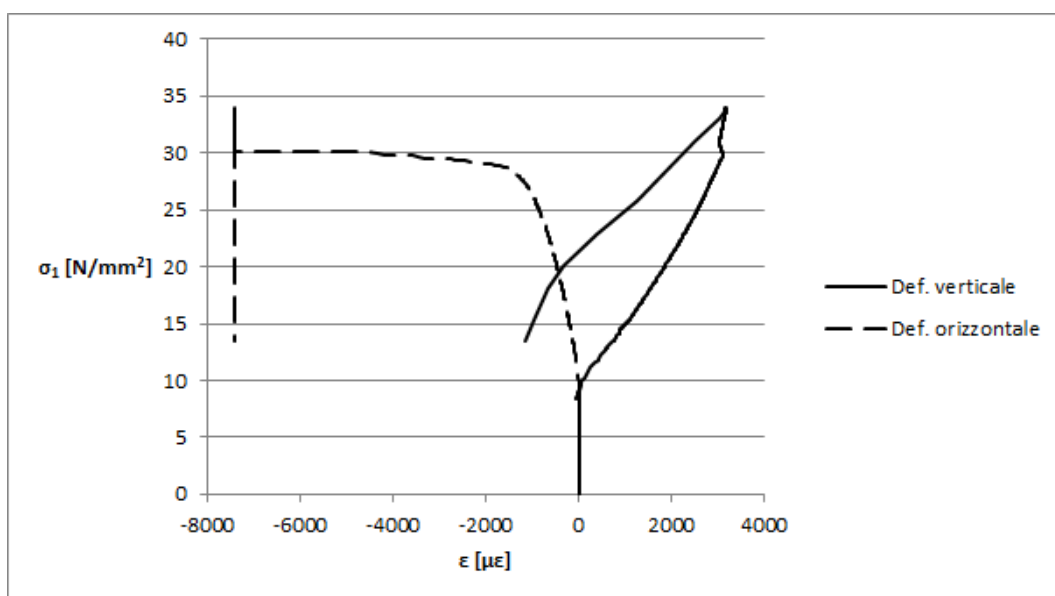


Figura A.12: il grafico rappresenta la deformazione assiale e radiale in funzione dello sforzo applicato nel campione CAO5B.