

POLITECNICO DI TORINO
Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile Geotecnica
Anno accademico 2021/2022



**Politecnico
di Torino**

Tesi di Laurea Magistrale

Analisi di stabilità di pendii in roccia per lo studio di
fattibilità di una opera di sbarramento in area montana: il
caso della Val Tanaro (CN)

Relatore:
Prof.ssa Maria Rita Migliazza

Candidato:
Jacopo Giordana

Correlatore:
Prof.re Renato Maria Cosentini

Dicembre 2022

Indice

Introduzione	10
1 Strumenti teorici per lo studio della meccanica delle rocce	12
1.1 Generalità sulla meccanica delle rocce	12
1.2 Discontinuità	13
1.2.1 Orientazione	15
1.2.2 Spaziatura	16
1.2.3 Persistenza	18
1.2.4 Scabrezza	18
1.2.5 Resistenza delle pareti	20
1.2.6 Apertura	21
1.2.7 Riempimento	21
1.2.8 Filtrazioni	22
1.2.9 Numero di sistemi di discontinuità	22
1.2.10 Dimensione dei blocchi	22
1.3 Operazioni di caratterizzazione	23
1.3.1 Caratterizzazione della matrice rocciosa	23
1.3.2 Prova di compressione monoassiale	23
1.3.3 Prova di compressione triassiale	24
1.3.4 Prova di trazione indiretta	25
1.3.5 Prova a punzonamento o Point Load Test	25
1.3.6 Criterio di Hoek e Brown	26
1.3.7 Caratterizzazione delle discontinuità	27
1.3.8 Caratterizzazione dell'ammasso roccioso	29
1.3.9 Metodo RMR	30
1.3.10 Metodo Q	31
1.3.11 Metodo GSI	31
1.3.12 Criterio di Hoek e Brown per gli ammassi rocciosi	32
1.4 Stabilità dei pendii	34
1.4.1 Studio del collasso	34
1.5 Analisi dei cinematismi	35
2 Caso di studio: il torrente Negrone e il torrente Tanarello	38
2.1 Introduzione al caso studio	38
2.2 Approfondimento sulle opere idrauliche di sbarramento	40
2.2.1 Tipologie di sbarramenti	41
2.2.2 Dighe in calcestruzzo	41
2.2.3 Ripercussioni negative sull'ambiente naturale	42
2.3 Storia dei fenomeni alluvionali nell'alta Val Tanaro	43
2.3.1 Evento alluvionale del 4-6 Novembre 1994	43
2.3.2 Evento alluvionale del 21-25 Novembre 2016	46

2.3.3	Evento alluvionale del 2-3 Ottobre 2020	49
2.4	Contesto geografico, morfologico e geologico	53
2.4.1	Geografia e morfologia	53
2.4.2	Geologia	55
3	Campagna di rilievo lungo i torrenti Negrone e Tanarello	57
3.1	Descrizione dell'attività di rilievo	57
3.2	Affioramenti rilevati	57
3.2.1	Torrente Tanarello	57
3.2.2	Torrente Negrone	61
4	Analisi dei dati rilevati	64
4.1	Software Dips	64
4.2	Test di Markland	71
4.2.1	Scivolamento planare	73
4.2.2	Scivolamento a cuneo	74
5	Analisi di scivolamento planare e di scivolamento a cuneo	75
5.1	Considerazioni preliminari all'analisi di scivolamento	75
5.2	Analisi di scivolamento planare - Il software RocPlane	75
5.2.1	Torrente Tanarello	80
5.2.2	Torrente Negrone	81
5.3	Analisi di scivolamento a cuneo	84
6	Conclusioni	85
	Bibliografia	90
	Sitografia	93
	Allegato - Dati rilievi geomeccanici	94

Elenco delle figure

1.1	Informazioni rilevate a differenti scale di trattazione (Hoek et al. 1997) . . .	13
1.2	Spostamenti relativi a una discontinuità	13
1.3	Origini di una discontinuità secondo gli studi della meccanica della frattura	14
1.4	Stendimento eseguito su un ammasso roccioso affiorante lungo il torrente Negrone	15
1.5	Definizione di inclinazione e direzione di immersione	16
1.6	Rappresentazione di una discontinuità attraverso il polo	16
1.7	Definizione della spaziatura corretta lungo la direzione ortogonale alla di- scontinuità	17
1.8	Errori nei dati di rilievo: differente persistenza delle discontinuità	17
1.9	Errori nei dati di rilievo: errore di Terzaghi	17
1.10	Descrizione qualitativa della persistenza delle discontinuità (ISRM, 1993) .	18
1.11	Definizione di profili di rugosità alla grande e piccola scala (ISRM, 1993) .	19
1.12	Pettine di Barton e profili di rugosità con rispettivi JRC	20
1.13	Martello di Schmidt	20
1.14	Abaco per la determinazione del JCS (Miller, 1965)	21
1.15	Distinzione di diversi tipi di discontinuità in funzione dell'apertura (ISRM, 1993)	21
1.16	Definizione grafica del modulo di Young (Dispense di Numerical Methods in Geotechnical Engineering, 2021)	24
1.17	Criterio di rottura di Mohr-Coulomb ottenuto da tre prove di compressione triassiale	25
1.18	Andamento delle tensioni all'interno del provino durante la prova brasiliana	25
1.19	Point Load Test	26
1.20	Criterio di Hoek e Brown (Dispense di Numerical Methods in Geotechnical Engineering, 2021)	27
1.21	Linearizzazione del criterio di Hoek e Brown per la roccia intatta (Dispense di Numerical Methods in Geotechnical Engineering, 2021)	27
1.22	Attrezzatura per la prova di taglio dirette	28
1.23	Criterio di resistenza - Superficie liscia	28
1.24	Criterio di resistenza di Barton	29
1.25	Valutazione dei parametri necessario alla definizione dell'indice RMR e clas- sificazione dell'ammasso roccioso in base all'indice RMR	31
1.26	Valutazione dell'indice GSI	32
1.27	Criterio di Hoek e Brown per gli ammassi rocciosi	32
1.28	Valutazione del parametro D	33
1.29	Linearizzazione del criterio di Hoek e Brown per l'ammasso roccioso (Di- spense di Numerical Methods in Geotechnical Engineering, 2021)	34
1.30	Classificazione di Varnes (Dispense di Dispense di Slope stability and Land- slide Risk Mitigation, 2022)	35
1.31	Scivolamento planare	36
1.32	Scivolamento a cuneo	36

1.33	Ribaltamento	37
2.1	Sede dello sbarramento previsto lungo il Tanarello	38
2.2	Sede dello sbarramento previsto lungo il Negrone	39
2.3	Stima delle zone allagate durante il riempimento dell'invaso	39
2.4	Precipitazioni cumulate e intensità orarie dal 3 Novembre al 6 Novembre presso la stazione idrometrica di Garessio (Rapporto evento alluvione 4-6 Novembre 1994, ARPA Piemonte)	44
2.5	Precipitazioni cumulate dal 4 Novembre alle ore 12.00 al 5 Novembre alle ore 0.00 (Rapporto evento alluvione 4-6 Novembre 1994, ARPA Piemonte)	44
2.6	Tempi di ritorno per l'evento alluvionale del Novembre 1994 (Rapporto evento alluvione 4-6 Novembre 1994, ARPA Piemonte)	45
2.7	Livelli di precipitazione nelle giornate dal 21 Novembre al 25 Novembre (Rapporto evento alluvione 21-25 Novembre 2016, ARPA Piemonte)	46
2.8	Ietogrammi e curve di possibilità pluviometrica in alcune stazioni lungo il Tanaro (Rapporto evento alluvione 21-25 Novembre 2016, ARPA Piemonte)	47
2.9	Idrogramma registrato dalla stazione di Garessio (Rapporto evento alluvione 21-25 Novembre 2016, ARPA Piemonte)	48
2.10	Raffronto tra l'evento alluvionale del Novembre 1994 e del Novembre 2016 (Rapporto evento alluvione 21-25 Novembre 2016, ARPA Piemonte)	48
2.11	Precipitazione cumulata dall'1 Ottobre al 4 Ottobre (Rapporto evento alluvione 2-3 Ottobre 2020, ARPA Piemonte)	49
2.12	Ietogrammi e curve di possibilità pluviometrica in alcune stazioni lungo il Tanaro (Rapporto evento alluvione 2-3 Ottobre 2020, ARPA Piemonte)	50
2.13	Idrogramma registrato in alcune stazioni lungo il Tanaro (Rapporto evento alluvione 2-3 Ottobre 2020, ARPA Piemonte)	50
2.14	Propagazione dell'onda di piena lungo il corso del fiume Tanaro (Rapporto evento alluvione 2-3 Ottobre 2020, ARPA Piemonte)	51
2.15	Confronto tra l'evento alluvionale del Novembre 2016 e dell'Ottobre 2020 misurato a Garessio (Rapporto evento alluvione 2-3 Ottobre 2020, ARPA Piemonte)	51
2.16	Fenomeno di erosione di sponda causato dal torrente Negrone (Rapporto evento alluvione 2-3 Ottobre 2020, ARPA Piemonte)	52
2.17	Collasso di un ponte a Ormea loc. Barchi (Rapporto evento alluvione 2-3 Ottobre 2020, ARPA Piemonte)	52
2.18	Tracce del passaggio dell'onda di piena a Garessio, Cascina dell'isola (Rapporto evento alluvione 2-3 Ottobre 2020, ARPA Piemonte)	52
2.19	Effetti dell'onda di piena a Garessio, loc. Trappa (Rapporto evento alluvione 2-3 Ottobre 2020, ARPA Piemonte)	53
2.20	Vie di Garessio circostanti al ponte Odasso il quale è stato ostruito e sormontato dall'onda di piena (Rapporto evento alluvione 2-3 Ottobre 2020, ARPA Piemonte)	53
2.21	Individuazione del contesto geografico dei siti di rilievo (Google Earth)	54
2.22	Geografia del bacino del fiume Tanaro (Linee Generali di Assetto Idrogeologico e Quadro degli Interventi Bacino del Tanaro - Autorità di Bacino del Fiume Po)	54
2.23	Interventi eseguiti lungo il Tanaro fino alla città di Alba (Linee Generali di Assetto Idrogeologico e Quadro degli Interventi Bacino del Tanaro - Autorità di Bacino del Fiume Po)	55
2.24	Estratto dalla Carta Geologica d'Italia scala 1:100000 Foglio n°91 Boves (ISPRA, Dipartimento per il Servizio Geologico d'Italia)	56

3.1	Localizzazione affioramenti rilevati lungo il torrente Tanarello (Google Earth)	58
3.2	Affioramento A1	58
3.3	Affioramento A2	59
3.4	Affioramento A3	59
3.5	Affioramento A4	60
3.6	Affioramento A5	60
3.7	Affioramento A10	61
3.8	Localizzazione affioramenti rilevati lungo il torrente Negrone (Google Earth)	61
3.9	Affioramento A6	62
3.10	Affioramento A7	62
3.11	Affioramento A8	63
3.12	Affioramento A9	63
4.1	Definizione dei dati di input	64
4.2	Elaborazione dei dati inseriti - Stereogramma polare	65
4.3	Elaborazione dei dati inseriti - Diagramma con linee di iso-frequenze	65
4.4	Elaborazione dei dati inseriti - Influenza dell'errore di Terzaghi	66
4.5	Elaborazione dei dati inseriti - Individuazione dei set di discontinuità	66
4.6	Individuazione famiglie di discontinuità lungo il Torrente Tanarello	69
4.7	Individuazione famiglie di discontinuità lungo il Torrente Negrone	70
4.8	Sezioni di riferimento lungo il torrente Tanarello	71
4.9	Sezioni di riferimento lungo il torrente Negrone	71
4.10	Test di Markland - Scivolamento planare	73
4.11	Test di Markland - Scivolamento a cuneo	74
5.1	Dati di input per l'analisi probabilistica	76
5.2	Ponded Water Pressure	77
5.3	Plane Water Pressure	78
5.4	Scivolamento planare - Rappresentazione risultati dell'analisi probabilistica	78
5.5	Scivolamento planare - Risultati statistici analisi probabilistica	79
5.6	Torrente Tanarello, sezione n°3, destra orografica, configurazione asciutta	80
5.7	Torrente Tanarello, sezione n°3, destra orografica, configurazione asciutta con acqua lungo la superficie di scivolamento	81
5.8	Torrente Tanarello, sezione n°3, destra orografica, percentuale limite di superficie di scivolamento colma d'acqua	81
5.9	Torrente Negrone, sezione n°3, destra orografica, configurazione asciutta	82
5.10	Torrente Negrone, sezione n°3, destra orografica, configurazione asciutta con acqua lungo la superficie di scivolamento	82
5.11	Torrente Negrone, sezione n°3, destra orografica, percentuale limite di superficie di scivolamento colma d'acqua	83
5.12	Torrente Negrone, sezione n°3, sinistra orografica, configurazione asciutta	83
5.13	Torrente Negrone, sezione n°3, sinistra orografica, configurazione asciutta con acqua lungo la superficie di scivolamento	84
5.14	Torrente Negrone, sezione n°3, sinistra orografica, percentuale limite di superficie di scivolamento colma d'acqua	84
6.1	Torrente Tanarello, sezione n°3, destra orografica, configurazione asciutta	86
6.2	Torrente Tanarello, sezione n°3, destra orografica, configurazione asciutta con acqua lungo la superficie di scivolamento	87
6.3	Torrente Negrone, sezione n°3, destra orografica, configurazione asciutta	87
6.4	Torrente Negrone, sezione n°3, destra orografica, configurazione asciutta con acqua lungo la superficie di scivolamento	88

6.5	Torrente Negrone, sezione n°3, sinistra orografica, configurazione asciutta .	88
6.6	Torrente Negrone, sezione n°3, sinistra orografica, configurazione asciutta con acqua lungo la superficie di scivolamento	89

Elenco delle tabelle

1.1	Classificazione delle discontinuità secondo l'entità della persistenza (ISRM, 1993)	18
2.1	Totali giornalieri di precipitazione dal 2 Novembre al 7 Novembre 1994 Rapporto evento alluvione 4-6 Novembre 1994, ARPA Piemonte)	44
2.2	Totali giornalieri di precipitazione dal 21 Novembre al 25 Novembre 2016 Rapporto evento alluvione 21-25 Novembre 2016, ARPA Piemonte)	47
2.3	Totali giornalieri di precipitazione dall'1 Ottobre al 4 Ottobre 2020 (Rap- porto evento alluvione 2-3 Ottobre 2020, ARPA Piemonte)	49
4.1	Caratteristiche geometriche degli affioramenti rilevati lungo il torrente Ta- narello	67
4.2	Caratteristiche geometriche degli affioramenti rilevati lungo il torrente Negrone	68
4.3	Caratteristiche set di discontinuità riscontrati lungo il torrente Tanarello .	69
4.4	Caratteristiche set di discontinuità riscontrati lungo il torrente Negrone . .	70
4.5	Dip e Dip Direction dei versanti lungo il torrente Tanarello nelle sezioni considerate	72
4.6	Dip e Dip Direction dei versanti lungo il torrente Negrone nelle sezioni considerate	72

Introduzione

Negli ultimi anni gli eventi alluvionali registrati nella regione Piemonte hanno provocato danni importanti, specialmente nei centri abitati bagnati dai corsi d'acqua e sulle infrastrutture. Secondo i dati riportati sul sito della "Regione Piemonte", a partire dalla metà degli anni '90, la frequenza di questi episodi, anche a causa dei cambiamenti climatici, è decisamente aumentata registrando fenomeni importanti ogni 17 mesi. Allo stesso tempo, però, in alcuni periodi dell'anno, l'acqua risulta essere scarsa e insufficiente a sostenere le attività produttive, prime fra tutte l'agricoltura e allevamento.

Per questa ragione nell'alta Val Tanaro, a monte della cittadina di Ormea, è in corso la valutazione di fattibilità di opere di sbarramento che consentano, in alcuni periodi dell'anno, la laminazione delle piene, con benefici dell'intero bacino a valle dell'opera, e l'accumulo di acqua per scopi irrigui o energetici, nei periodi più siccitosi.

La creazione di un bacino artificiale, però, interagisce con il territorio circostante e gli effetti di tale interazione devono sicuramente essere tenuti in conto a partire, appunto, dagli studi di fattibilità. Da tale punto di vista, lo scopo di questo elaborato di tesi è stato quello di valutare in via preliminare, attraverso gli approcci tipici della meccanica ed ingegneria delle rocce, la stabilità dei versanti rocciosi che caratterizzano i corsi d'acqua oggetto dello studio, a seguito del riempimento e dello svuotamento del bacino. In particolare sono stati studiati eventuali cinematismi di scivolamento planare e scivolamento a blocco/a cuneo.

Lo studio qui presentato si basa sui risultati ottenuti da una attività di rilievo in sito degli affioramenti presenti lungo l'asta dei torrenti Tanarello e Negrone, nelle zone oggetto di studio. Le operazioni di rilievo sono state condotte assieme al gruppo di Ricerca di Geologia applicata dell'Università di Torino. Tale campagna di rilievi ha consentito di ricavare i dati riguardanti le discontinuità degli ammassi rocciosi affioranti, quali orientazione, spaziatura, rugosità e resistenza delle discontinuità.

Il confronto di tali dati con l'orientazione delle pareti rocciose lungo le aste dei torrenti, ha consentito la definizione dei possibili cinematismi.

Nella prima parte del documento si riassumono i concetti teorici che rappresentano la base per la caratterizzazione geomeccanica. Nel dettaglio, si cerca di dare una definizione di "ammasso roccioso" specificando come esso possa essere trattato come un mezzo continuo equivalente oppure come un mezzo discontinuo, introducendo il concetto di "Representativ Element Volume (REV)" o "Volume Elementare Rappresentativo". A seguire, si introducono tutte le caratteristiche che vengono definite e catalogate a seguito di un'attività di rilievo. Molto importante risulta anche essere la fase di caratterizzazione dell'ammasso roccioso da un punto di vista di prestazioni meccaniche; a tal proposito ricoprono un ruolo fondamentale le esecuzioni di test in laboratorio atti a definire il comportamento meccanico di matrice rocciosa e discontinuità. Queste informazioni possono essere utilizzate anche per descrivere l'ammasso roccioso nella sua interezza considerandolo come un mezzo continuo equivalente attraverso l'utilizzo di cosiddetti sistemi di classificazione.

Per ultimo, si sottolinea l'importanza di capire come le discontinuità si orientino reciprocamente in quanto ne potrebbe conseguire l'insorgenza di potenziali configurazioni di instabilità del versante roccioso. Per fare questo è possibile prendere in riferimento i risul-

tati derivanti da uno strumento teorico che prende il nome di Test di Markland.

All'interno del secondo capitolo si ritrovano una serie di informazioni prettamente legate al caso studio analizzato. In particolare si fa riferimento: all'ipotesi progettuale che è stata proposta dalla società PROALPE s.r.l., a un approfondimento teorico generale sulle opere di sbarramento, ai dati inerenti agli eventi di piena, raccolti ed elaborati dall'ARPA Piemonte in occasione di tre importanti fenomeni che hanno colpito l'area oggetto dello studio, e infine al contesto geografico, morfologico e geologico che caratterizza l'alta Val Tanaro lungo i corsi d'acqua Tanarello e Negrone.

Procedendo, a partire dal terzo capitolo, sulla base dei dati derivanti dall'attività di rilievo svolta in sito, si descrivono le procedure di analisi effettuate per valutare la possibile manifestazione di fenomeni di instabilità a seguito delle generazione del bacino di laminazione. Nel dettaglio, per quanto concerne l'analisi statistica dei suddetti dati e l'applicazione del Test di Markland, si è fatto uso del software Dips della compagnia RocScience. Siccome tale procedura si basa sul raffronto fra caratteristiche geometriche di discontinuità e di versante, per tenere anche conto della spinta idrostatica e di quale sia il reale comportamento meccanico che caratterizza l'ammasso, è stato utilizzato un secondo software, sempre prodotto dalla RocScience, chiamato RocPlane, incentrato sullo studio di fenomeni di scivolamento planare. L'analisi prevedeva anche lo studio di eventuali insorgenze di fenomeni di scivolamento a blocco ma, dopo aver eseguito il test di Markland, si è evidenziato che questo tipo di instabilità non può presentarsi.

Le analisi svolte all'interno di questa tesi rappresentano uno studio preliminare di fattibilità e servono essenzialmente a fornire un primo risultato indicativo di quello che si potrebbe osservare a seguito della realizzazione del bacino di laminazione. Infatti, tenendo conto dell'importanza dell'opera sotto tutti i punti di vista, il passo successivo sarebbe quello di ripetere le medesime operazioni che sono state descritte, ma con un grado di dettaglio e occhio critico maggiore. Per questa ragione, a partire dalla raccolta dati in sito, sarebbe ottimale fare uso di tecniche di rilievo di non contatto, le quali hanno il vantaggio di ridurre i rischi intrinseci presenti invece nelle tecniche tradizionali. Altro aspetto molto importante è quello inerente alla conoscenza dei parametri meccanici che caratterizzano matrice rocciosa e discontinuità, per cui si necessita di prove di laboratorio su campioni di materiali prelevati in sito. Infine, per valutare meglio l'eventuale instaurazione di fenomeni di instabilità di versante, in sostituzione dei codici menzionati in precedenza, che si basano sul concetto di "equilibrio allo stato limite", sarebbe preferibile fare riferimento a codici FEM oppure DEM.

Capitolo 1

Strumenti teorici per lo studio della meccanica delle rocce

1.1 Generalità sulla meccanica delle rocce

Gli ammassi rocciosi sono dei mezzi naturali per cui si possono individuare due elementi principali che sono: volumi rocciosi (o matrice rocciosa), costituiti da roccia integra, i quali sono separati fra loro da una serie di piani che vengono definiti come discontinuità, fratture o come piani di debolezza in genere.

Il comportamento globale di un ammasso roccioso è influenzato dalle caratteristiche di matrice rocciosa e discontinuità. Nel dettaglio, la presenza di queste ultime tende a far diminuire la resistenza dell'ammasso nel suo complesso incrementandone la deformabilità e a causare una variazione dello stato tensionale, sia in modulo che direzione, nell'intorno del punto in cui sussiste tale discontinuità. Inoltre, per quanto riguarda l'analisi dei pendii, i piani di debolezza, a seconda di quelle che sono le loro caratteristiche geometriche, possono essere favorevoli o sfavorevoli alla stabilità dei suddetti.

Da un punto di vista pratico, lo studio di un ammasso roccioso può basarsi su due differenti approcci che sono i seguenti:

- discontinuo, il quale prevede che il mezzo sia trattato come costituito da blocchi di roccia intatta in contatto fra loro attraverso le discontinuità con queste che vengono riprodotte all'interno dell'ammasso in maniera esplicita conoscendo tutte le loro caratteristiche sia geometriche che meccaniche. Ne deriva, quindi, che il comportamento di un sistema di questo genere possa essere noto solamente studiando in maniera separata il comportamento di matrice rocciosa e discontinuità.
- continuo equivalente, il quale richiede che l'ammasso roccioso avente delle discontinuità venga considerato come costituito da del materiale continuo ed equivalente senza la presenza delle suddette. Nell'attuare questa scelta, però, è necessario garantire che le proprietà meccaniche del "continuo" siano tali da ottenere i medesimi risultati che si ricaverebbero nel caso di applicazione dell'approccio discontinuo.

Concettualmente, il primo metodo non ha limiti di impiego a eccezione di alcuni vincoli che vengono imposti dalla considerazione di un certo numero limite di discontinuità. Il metodo del continuo equivalente, invece, può essere utilizzato solamente quando il processo di omogeneizzazione garantisca le richieste che si sono specificate precedentemente.

Per capire quando si possa ritenere il processo di omogeneizzazione come soddisfacente è necessario introdurre il concetto di Representative Element Volume (REV) o Volume Elementare Rappresentativo. Questo risulta essere il minimo volume di riferimento per

cui si possa ritenere che una determinata caratteristica sia indipendente dalla dimensione del campione analizzato. Nell'ambito della meccanica delle rocce, questo REV dev'essere selezionato tenendo conto delle dimensioni che caratterizzano le discontinuità presenti nell'ammasso roccioso. Infatti, nel momento in cui si avesse la presenza di microfratture, in questo caso risulterebbe essere molto semplice il processo di omogeneizzazione; invece, in caso contrario, le dimensioni del volume di riferimento diventerebbero proibitive causando una notevole difficoltà di applicazione del processo menzionato.

La scelta definitiva del tipo di approccio a cui è necessario fare riferimento per la creazione di un modello geomeccanico che sintetizzi il problema oggetto dello studio, è basata sul rapporto che sussiste fra il volume rappresentativo e la dimensione del problema stesso. A tal proposito, alla microscala tutti i materiali risultano essere dei sistemi discreti ma a seconda della scala di osservazione, tale quantitativo di informazioni potrebbe essere non necessario nella pratica e intrattabile da un punto di vista matematico (Figura 1.1).

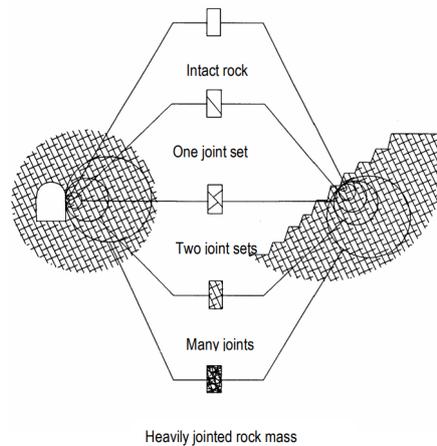


Figura 1.1: Informazioni rilevate a differenti scale di trattazione (Hoek et al. 1997)

1.2 Discontinuità

Come è stato accennato nel precedente paragrafo, la presenza di discontinuità risulta essere un fattore molto importante per quanto riguarda la stabilità dei pendii. Per questa ragione, è fondamentale cercare di analizzare le caratteristiche di tali sistemi e di come una loro variazione, naturale o antropica che sia, possa ripercuotersi sulle condizioni dell'ammasso roccioso nella sua globalità.

Da un punto di vista fisico, per discontinuità si intende una qualsiasi interruzione della continuità nel campo degli spostamenti. In particolare, esse sono caratterizzate dalla presenza di spostamenti relativi normali (D_n) o tangenziali (D_s) rispetto alla facce della superficie (Figura 1.2).

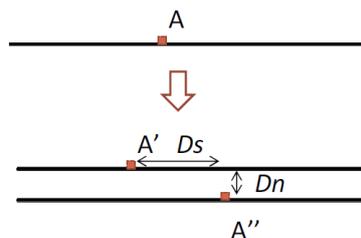


Figura 1.2: Spostamenti relativi a una discontinuità

Le discontinuità possono avere diverse origini. Nell'ambito dello studio della meccanica della frattura, queste possono venire a formarsi per apertura (Modo I), con uno stato tensionale e deformativo piano e simmetrico rispetto alla fessura, per taglio o scivolamento nel piano (Modo II), con uno stato tensionale e deformativo piano ma antisimmetrico rispetto all'asse x , e per strappo (Modo III), caratterizzato da uno stato tensionale e deformativo tridimensionale e antisimmetrico rispetto al piano xz (Figura 1.3).

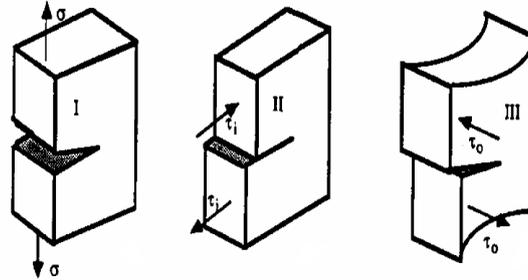


Figura 1.3: Origini di una discontinuità secondo gli studi della meccanica della frattura

Basandosi sulla genesi geologica, invece, le discontinuità vengono distinte in:

- faglie, le quali si originano a seguito di sollecitazioni di taglio o di trazione con i piani di rottura che sono stati soggetti a dei grandi spostamenti. In corrispondenza di queste faglie non si osserva la presenza di un singolo e ben definito piano di discontinuità bensì si denota una fascia di materiale altamente fratturato o alterato con eventuale presenza ulteriore di minerali e terreni che colmano lo spazio fra le varie facce. Sono caratterizzate da dimensioni notevoli come qualche chilometro e per tale motivo devono essere trattate singolarmente. Esse, in genere, nascono a seguito di movimenti delle placche tettoniche
- giunti, i quali rappresentano fratture della roccia lungo le quali non si sono registrati spostamenti significativi. Si generano a seguito di sollecitazioni di trazione o di taglio agenti sulla matrice rocciosa. Hanno la peculiarità di presentarsi in gruppo (sistemi di fratture tendenzialmente parallele fra loro) con caratteristiche più o meno simili ma non uguali, oppure singolarmente.
- scistosità, ossia dei piani di debolezza caratterizzati preponderantemente da un difetto di tessitura, piuttosto che da un vero e proprio piano, lungo cui si sono evidenziate delle discontinuità di spostamento.

Da un punto di vista ingegneristico, è fondamentale studiare come le varie discontinuità presenti in un ammasso roccioso si dispongano, analizzando l'eventuale intersezione reciproca che può causare la generazione di blocchi o porzioni soggetti a instabilità. A tal fine, la prima operazione che deve essere eseguita su un ammasso roccioso è quella di rilievo delle discontinuità. Esso viene eseguito mediante indagini in sito su affioramenti in superficie dell'ammasso roccioso oppure in profondità mediante dei sondaggi. Tendenzialmente, questa serie di operazioni che possono essere eseguite vengono divise in due categorie a seconda della scala che caratterizza il problema:

- metodi tradizionali a piccola e media scala, ossia stendimenti, finestre di rilievo oppure fori di sondaggio.
- metodi a grande scala, quali metodi fotogrammetrici aerei o terrestri o utilizzo di laser scanner.

L'operazione dello stendimento consiste nell'utilizzo di una bindella, ossia di un nastro che viene steso lungo la superficie dell'affioramento roccioso in una certa direzione valutando le discontinuità che vengono intersecate dallo strumento. Ognuna di queste viene numerata e caratterizzata (Figura 1.4).

Sullo stesso principio si basano le finestre di rilievo per cui si delimita una certa porzione dell'ammasso roccioso individuando e caratterizzando tutte le discontinuità ricadenti all'interno della suddetta.

In generale, il rilievo tradizionale presenta dei limiti in quanto possono essere condotti in condizioni di scarsa sicurezza, non tutti gli affioramenti risultano essere accessibili, possono essere richiesti dei tempi di esecuzione lunghi i quali causano un incremento dei costi di indagine, sono poco obiettivi.

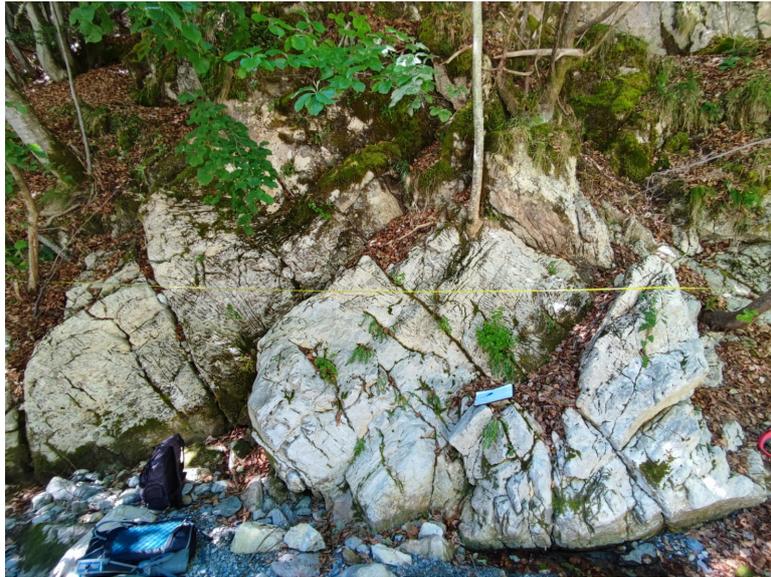


Figura 1.4: Stendimento eseguito su un ammasso roccioso affiorante lungo il torrente Negrone

Indipendentemente dal tipo di rilievo che si esegue, in questa prima fase vengono raccolti una serie di dati riguardanti più prettamente le proprietà geometriche delle discontinuità. Seguendo ciò che viene specificato dall'International Society for Rock Mechanics ISRM, si distinguono un totale di otto caratteristiche che nel dettaglio sono: orientazione o giacitura, spaziatura o frequenza, continuità o persistenza, rugosità, resistenza delle pareti, apertura, riempimento e filtrazioni. Di seguito si procederà ad analizzare più nel dettaglio le modalità di definizione e le grandezze che caratterizzano i parametri che si sono presentati.

1.2.1 Orientazione

L'orientazione o giacitura di una discontinuità rappresenta la sua posizione nello spazio. Più precisamente, questa descrizione è possibile mediante la definizione di due angoli che vengono identificati come Dip e Dip Direction, i quali indicano rispettivamente l'inclinazione rispetto al piano orizzontale ψ e la direzione di immersione rispetto al Nord α (Figura 1.5).

Nella pratica, per la definizione di questi due parametri geometrici è possibile prendere in considerazione la retta di massima pendenza del piano di discontinuità, cioè quella retta che forma il maggiore angolo con la sua proiezione sul piano orizzontale. Alla luce di ciò, l'inclinazione ψ è l'angolo compreso fra tale retta e la sua proiezione su un piano orizzontale mentre la direzione di immersione α è l'angolo di orientazione rispetto al Nord della proiezione sul piano orizzontale della retta di massima pendenza.

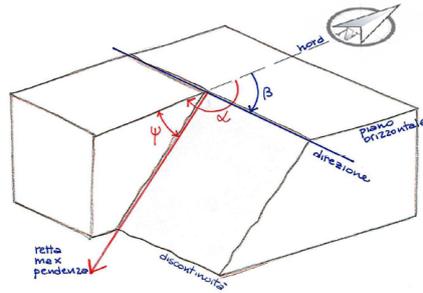


Figura 1.5: Definizione di inclinazione e direzione di immersione

Quantitativamente, l'angolo ψ può essere caratterizzato da dei valori compresi fra 0° e 90° mentre l'angolo α può assumere dei valori compresi fra 0° e 360° .

Un altro parametro che può essere utilizzato per l'individuazione della giacitura della discontinuità è quello che viene definito come polo, il quale è la retta normale alla discontinuità. Le convenzioni stabilite dall'ISRM asseriscono di considerare la retta avente componente orientata verso il basso (Figura 1.6).

Grazie all'introduzione di questa retta normale è possibile scrivere alcune relazioni che sussistono rispettivamente fra l'inclinazione della normale e della discontinuità e la direzione di immersione della normale e della discontinuità. Più precisamente,

$$\psi_n = 90^\circ - \psi_d \quad (1.1)$$

$$\alpha_n = \alpha_d \pm 90^\circ \quad (1.2)$$

In sito, questi parametri, e quindi l'orientazione di una discontinuità, si ha la possibilità di valutarli mediante l'ausilio di una bussola geologica con inclinometro.

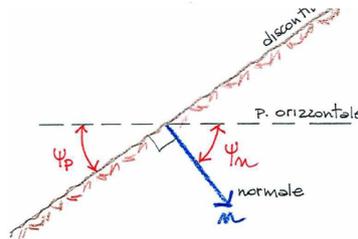


Figura 1.6: Rappresentazione di una discontinuità attraverso il polo

Al momento dell'interpretazione di tutti i dati che sono stati raccolti durante una campagna di indagine, è necessario utilizzare il metodo della proiezione sferica del piano di discontinuità e del suo polo. Siccome le discontinuità da un punto di vista geometrico risultano svilupparsi nelle tre dimensioni, grazie a questa tecnica è possibile rappresentarle in campo bidimensionale. Tale proiezione può essere equiarea, in cui l'area si mantiene costante ma con piccole distorsioni per quanto riguarda la forma, oppure equiangola, in cui si ha una costanza di forma ma non di area.

In aggiunta a tutto questo, ci si deve avvalere dell'utilizzo di uno strumento che prende il nome di reticolo stereografico. Esso può essere di due tipi: reticolo equatoriale, su cui si possono rappresentare sia piani che poli, reticolo polare, sul quale possono essere rappresentati solamente i poli.

1.2.2 Spaziatura

Per spaziatura si intende la minima distanza intercorrente fra due discontinuità misurata lungo la direzione ortogonale a queste.

Praticamente, questo valore può essere ricavato in maniera molto semplice posizionando una rotella metrica di lunghezza almeno pari a 3 metri sull'affioramento in modo tale che la traccia della discontinuità sia ortogonale alla bindella. Se questa condizione non dovesse presentarsi, sarà necessario apportare delle correzioni geometriche per ottenere la spaziatura corretta (Figura 1.7). Da un punto di vista analitico, quanto è stato enunciato si esplica nella seguente formula

$$S_{corr} = S_i \cdot \cos\theta_i \quad (1.3)$$

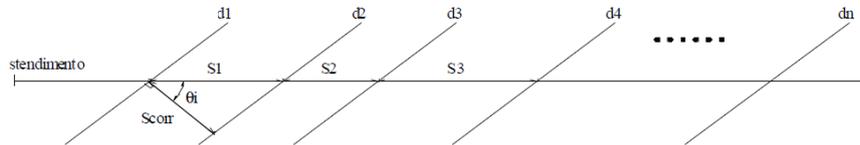


Figura 1.7: Definizione della spaziatura corretta lungo la direzione ortogonale alla discontinuità

Nella maggior parte dei casi le discontinuità appartenenti al medesimo sistema non sono perfettamente parallele fra loro. In questa circostanza, è convenzione definire una spaziatura media

$$S_m = \frac{L}{N} \quad (1.4)$$

dove L è la lunghezza dello stendimento eseguito mentre N è il numero di discontinuità rilevate. In alternativa si può anche definire una frequenza delle discontinuità la quale definisce il numero di discontinuità riscontrate per unità di lunghezza

$$\lambda = \frac{N}{L} = \frac{1}{S_m} \quad (1.5)$$

In questa metodologia di definizione della spaziatura sono insiti due limiti molto importanti. Nel dettaglio, il primo è legato al fatto per cui è necessario tenere conto della persistenza che caratterizza le discontinuità. Infatti, durante lo stendimento risulterà essere più probabile intersecare quelle fratture con una persistenza maggiore (Figura 1.8).



Figura 1.8: Errori nei dati di rilievo: differente persistenza delle discontinuità

Il secondo limite, invece, riguarda il cosiddetto errore di Terzaghi il quale porta a fare sì che il valore di frequenza subisca una variazione a seconda della direzione in cui viene eseguito lo stendimento (Figura 1.9).



Figura 1.9: Errori nei dati di rilievo: errore di Terzaghi

Di tali errori è fondamentale tenere conto durante le operazioni di trattamento dei dati per la definizione dei sistemi di discontinuità con le relative giaciture caratteristiche.

1.2.3 Persistenza

Il parametro della continuità o persistenza fornisce delle indicazioni in merito a quanto una discontinuità sia estesa in termini di area oppure di lunghezza per quanto concerne la sua rispettiva traccia sul fronte esterno dell'ammasso roccioso.

Nella realtà le discontinuità non presentano una estensione infinita bensì il piano che idealmente le contiene attraversa delle zone di roccia integra che vengono definite come "ponti di roccia". Alla luce di questo, allora, il valore della persistenza K è definito come il rapporto tra la somma delle aree discontinue e l'area totale di riferimento, in simboli

$$K = \lim_{AD \rightarrow \infty} \frac{\sum_i a_{D_i}}{A_D} \quad (1.6)$$

Questo parametro può assumere dei valori variabili in un intervallo compreso tra 0 e 1, i quali indicano rispettivamente delle condizioni di roccia intatta e discontinuità infinitamente estesa.

Come si è accennato in precedenza, quello che è possibile osservare risulta essere solamente la traccia della discontinuità sul fronte esterno dell'affioramento roccioso. Per questa ragione, allora, la persistenza può anche essere definita in maniera alternativa e semplificata osservando la lunghezza di tale traccia visibile

$$K = \lim_{L_S \rightarrow \infty} \frac{\sum_i l_{S_i}}{L_S} \quad (1.7)$$

Qualitativamente i sistemi di discontinuità possono essere distinti in persistenti, sub-persistenti e non persistenti (Figura 1.10).

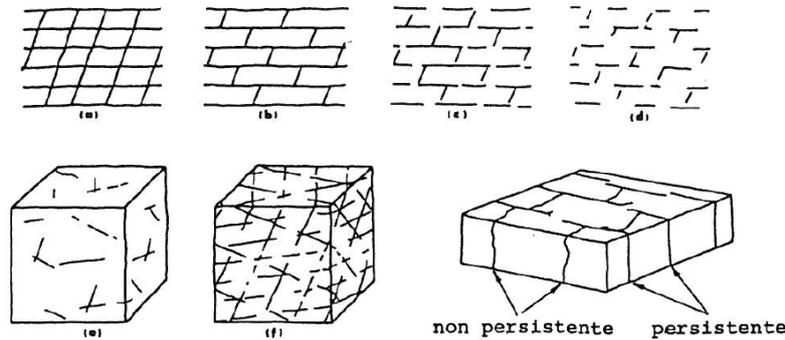


Figura 1.10: Descrizione qualitativa della persistenza delle discontinuità (ISRM, 1993)

Da un punto di vista più quantitativo, invece, è possibile riferirsi alla classificazione riportata in Tabella 1.1.

Persistenza	Lunghezza [m]
Molto bassa	< 1m
Bassa	1-3m
Media	3-10m
Alta	10-20m
Molto alta	> 20m

Tabella 1.1: Classificazione delle discontinuità secondo l'entità della persistenza (ISRM, 1993)

1.2.4 Scabrezza

La scabrezza, assieme a quella che è la resistenza delle pareti, rappresenta uno dei parametri che maggiormente influiscono sulla resistenza al taglio fornita dalle discontinuità.

Il problema, però, è che la definizione della rugosità di due superfici di una discontinuità non risulta essere molto semplice in quanto la loro forma è ben descrivibile mediante un frattale. Nel dettaglio si intende un frattale autoaffine per cui le altezze e le ampiezze delle varie asperità possono essere differenti a seconda della scala di osservazione.

Da un punto di vista teorico, il concetto di frattale è caratterizzato da una certa complessità. Per questa ragione l'ISRM ha deciso di stabilire due scale convenzionali a cui ci si deve riferire che sono: scala del sito, quindi una grande scala in cui si individua solamente l'ondulazione delle asperità, e una scala dei 10cm, ossia una piccola scala in cui è possibile denotare la vera e propria rugosità. In termini di grande scala si distinguono discontinuità segmentate, ondulate e/o piane mentre per quanto riguarda la piccola scala, invece, discontinuità rugose, lisce e/o levigate (Figura 1.11).

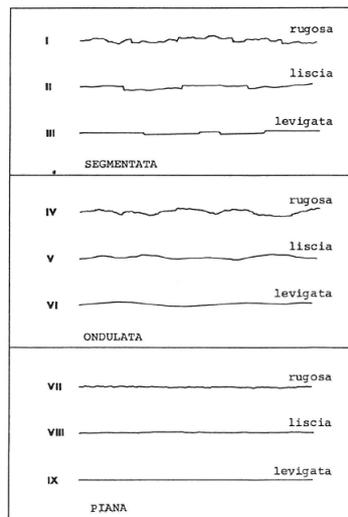


Figura 1.11: Definizione di profili di rugosità alla grande e piccola scala (ISRM, 1993)

Focalizzando l'attenzione sulla piccola scala, nella pratica si utilizza uno strumento che prende il nome di pettine di Barton. Più precisamente, questo profilometro è caratterizzato da degli aghi che vengono poggiati sulla superficie della discontinuità applicando una leggera pressione causando una deformazione secondo quello che è il profilo delle asperità. Questo esperto asserì che le superfici di discontinuità non possono avere una forma qualsiasi ma questa dipende dalla genesi geologica. Alla luce di questo, quindi, esso disegnò dieci tipici profili differenti fra loro per un parametro definito come Joint Roughness Coefficient JRC (Figura 1.12). In definitiva, quindi, confrontando l'andamento ottenuto con lo strumento con i profili proposti si assegna il valore del parametro JRC.

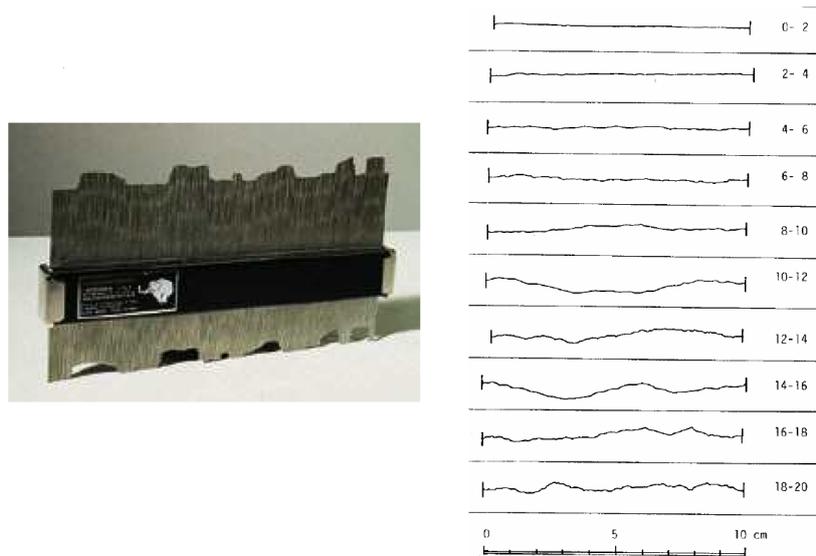


Figura 1.12: Pettine di Barton e profili di rugosità con rispettivi JRC

1.2.5 Resistenza delle pareti

Come anticipato in precedenza, questo è il secondo parametro da cui dipende la resistenza al taglio fornita che caratterizza la discontinuità.

Anch'esso risulta essere un parametro di difficile valutazione in quanto a seguito di una sollecitazione tagliente, a seconda di quanto una asperità sia inclinata, questa potrà rimaneggiarsi maggiormente o meno. Per questa ragione si definisce una resistenza a compressione equivalente. Inoltre, essa può essere inferiore rispetto a quella caratterizzante la roccia intatta a causa dell'esposizione ad agenti atmosferici o a causa di fenomeni di alterazione delle pareti.

La resistenza viene valutata secondo un indice definito come Joint Compressive Strength JCS utilizzando uno strumento chiamato sclerometro oppure martello di Schmidt (Figura 1.13). Questo apparecchio è costituito da un punta collegata con una molla la quale viene fatta ricadere al di sopra del campione di materiale lungo la direzione ortogonale alla faccia della discontinuità. A seguito dell'impatto lo strumento valuta il numero di rimbalzi con tale dato che può essere associato alla resistenza delle pareti in funzione, anche, della densità della roccia e della direzione di rimbalzo con cui si è eseguito il test (Figura 1.14). Da un punto di vista pratico, durante una operazione di rilievo è necessario, ove ve ne è la possibilità, eseguire un numero circa pari a dieci rimbalzi per ciascuna discontinuità valutando successivamente un valore medio escludendo, però, la minima e la massima misura ottenuta. Sarà tale valore medio quello utilizzato per la definizione del JCS.



Figura 1.13: Martello di Schmidt

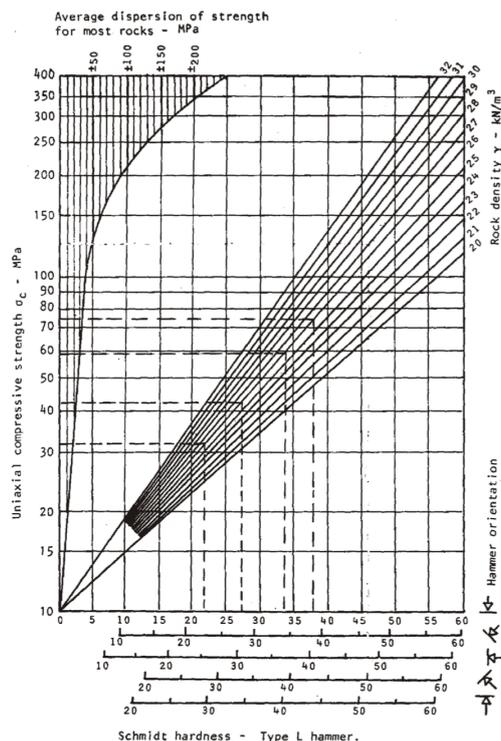


Figura 1.14: Abaco per la determinazione del JCS (Miller, 1965)

1.2.6 Apertura

L'apertura è definita come la distanza fra i lembi affacciati di una discontinuità in cui lo spazio interposto è riempito da aria o acqua.

Si distinguono discontinuità chiuse, semi-aperte oppure aperte a seconda dell'entità della distanza fra le due facce (Figura 1.15).

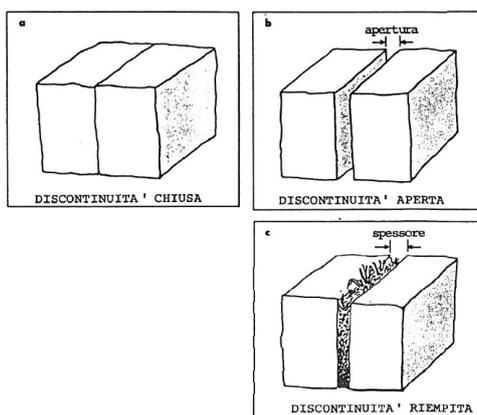


Figura 1.15: Distinzione di diversi tipi di discontinuità in funzione dell'apertura (ISRM, 1993)

1.2.7 Riempimento

All'interno dello spazio vuoto presente fra le due superfici di una discontinuità, può venire a insinuarsi del materiale esterno il quale influenza la resistenza a taglio e la permeabilità delle discontinuità stesse. Tipici materiali che possono essere riscontrati sono sabbia, limo, argilla, breccia, sottili strati di minerali oppure si possono riscontrare delle discontinuità cementate. Nel momento in cui si denota la presenza di riempimento è necessaria

una descrizione dell'ampiezza, del grado di alterazione, della mineralogia, della granulometria delle particelle, della resistenza del riempimento stesso, del contenuto d'acqua e della permeabilità.

1.2.8 Filtrazioni

Si intende il flusso d'acqua o abbondante umidità visibile nelle singole discontinuità o nella massa rocciosa nel suo insieme.

La facilità di movimento da parte dell'acqua e la sua portata sono funzione dell'apertura e di eventuale riempimento presente. In generale la descrizione di questo parametro è di tipo qualitativo ed è basata su osservazioni visive. In caso di venute consistenti risulta essere necessario valutare anche portata e pressione dell'acqua.

1.2.9 Numero di sistemi di discontinuità

Il numero di sistemi di discontinuità che si registrano all'interno di un ammasso roccioso ha una notevole influenza sia sull'aspetto con cui tale massa si presenta all'occhio umano ma soprattutto su quella che è la potenziale instabilità di parti costituenti il pendio roccioso e il relativo comportamento meccanico. Inoltre, a seconda del quantitativo di discontinuità che si presentano, le modalità di instabilità potrebbero venire a modificarsi da traslatorio a ribaltamento o a rotazione e viceversa. Se però non si ha la presenza di un numero sufficiente di famiglie di discontinuità, la probabilità di osservare potenziali fenomeni di instabilità potrebbe azzerarsi.

Il numero di sistemi che risultano essere identificati è strettamente dipendente dall'entità dell'area di affioramento roccioso che è stata rilevata. Durante una prima fase, per ciascuna discontinuità è necessaria una rispettiva definizione mediante l'utilizzo dei parametri di inclinazione e direzione di immersione (Dip e Dip Direction). Se tali dati dovessero mostrarsi uniformi fra di loro, sinonimo di una certa ricorrenza, allora ecco che tali sistemi dovrebbero essere distinti da quelli che, invece, non sono caratterizzati da tale regolarità e che presentano giaciture più casuali. Da un punto di vista pratico tale operazione può essere eseguita attraverso l'utilizzo, per esempio, di stereogrammi, diagrammi a blocchi; nel dettaglio, ciascun sistema dovrà essere identificato da tutti i parametri che si sono presentati in precedenza definendo per ciascuno un valore medio.

1.2.10 Dimensione dei blocchi

Precedentemente si è asserito che il numero di discontinuità e la loro reciproca orientazione ed eventuale intersecazione hanno una importanza molto elevata sulle condizioni di stabilità di un pendio. In aggiunta è necessario specificare che la geometria e le dimensioni di tali corpi potenzialmente franosi sono anche funzione della spaziatura e della persistenza che caratterizzano i vari sistemi di discontinuità.

La dimensione dei blocchi può essere descritta mediante due differenti procedure. La prima si basa sulla definizione di una dimensione media attraverso un indice identificato come I_b che viene calcolato come

$$I_b = \frac{S_1 \cdot S_2 \cdot S_3}{\sin\gamma_1 \cdot \sin\gamma_2 \cdot \sin\gamma_3} \quad (1.8)$$

dove S_1 , S_2 ed S_3 sono rispettivamente le spaziature caratteristiche dei sistemi di discontinuità che si riscontrano nell'ammasso roccioso mentre γ_1 , γ_2 e γ_3 gli angoli relativi tra i vari sistemi.

La seconda, invece, prevede di stabilire il numero complessivo di discontinuità che intersecano una unità di volume della massa rocciosa senza prendere assolutamente in considerazione la spaziatura fra le varie discontinuità. Questo si concretizza in un parametro

indicato come J_v analiticamente calcolabile nella maniera seguente

$$J_v = \frac{1}{S_1} + \frac{1}{S_2} + \frac{1}{S_3} + \dots + \frac{1}{S_n} \quad (1.9)$$

1.3 Operazioni di caratterizzazione

1.3.1 Caratterizzazione della matrice rocciosa

Per matrice rocciosa si intende la parte di ammasso roccioso caratterizzata dalla sola presenza di microdifetti, ossia piccole fratture e/o vuoti. Per la definizione del suo comportamento meccanico ci si può riferire ai risultati sperimentali derivanti da prove in laboratorio in cui i campioni analizzati possiedono delle dimensioni tali da potersi considerare come un REV. Grazie a questo, quindi, è possibile considerare la matrice rocciosa come un continuo equivalente.

Come conseguenza del fatto per cui la roccia in tale fase viene considerata come intatta, il suo comportamento meccanico potrà essere studiato definendo i parametri di deformabilità e resistenza.

Le prove che vengono eseguite per la definizione dei suddetti parametri sono differenti, in particolare si hanno test più semplici e speditivi che possono essere compiuti preliminarmente il cui fine è quello di classificare la roccia secondo alcune proprietà indice. In base a questa catalogazione si ha la possibilità di scegliere in maniera più consona le prove più approfondite a cui il materiale dovrà essere sottoposto. Fra queste verifiche più rapide si hanno l'analisi mineralogico-petrografica, la determinazione della velocità sonica, l'analisi del comportamento rigonfiante, prova di punzonamento (o point load test). Questa ultima, in realtà, consente anche di ottenere caratteristiche di resistenza (indice di resistenza). Per quanto concerne, invece, le prove più approfondite che consentono di ricavare i veri e propri parametri di resistenza e deformabilità sopra citati, fra queste ricadono la prova di compressione monoassiale, la prova di compressione triassiale, la prova di trazione diretta, la prova di trazione indiretta o brasiliana, la prova di flessione su quattro punti.

I campioni di materiale su cui si eseguono tali prove sono degli spezzoni di carota recuperati mediante operazioni di segazione da sondaggi eseguiti a carotaggio continuo, oppure possono derivare da blocchi recuperati direttamente da affioramenti rocciosi. Le forme e le dimensioni di suddetti provini dipendono dal tipo prova a cui essi dovranno essere sottoposti ma in generale, per ciascuna di queste, tali caratteristiche sono standardizzate (ISRM 1978, 1979, 1983, 1985, 1999).

1.3.2 Prova di compressione monoassiale

Risulta essere la prova di compressione più semplice sotto l'aspetto della modalità di esecuzione in quanto si basa sull'ipotesi tale per cui in ogni punto del provino si abbia uno stato tensionale uniassiale che praticamente viene indotto mediante l'azione di una pressa che agisce lungo la direzione verticale del campione con il campione che ha la possibilità di deformarsi liberamente nella direzione radiale. La tensione che viene applicata dal macchinario viene incrementata progressivamente sino a osservare la rottura del provino. Raggiunta questa circostanza la tensione ultima registrata al momento della frattura, data dal rapporto fra il massimo carico di compressione e la dimensione della sezione iniziale del campione, viene indicata come resistenza a compressione monoassiale C_o o σ_{ci} . Contemporaneamente alla registrazione di questi parametri tensionali menzionati, vengono misurati parametri deformativi come la deformazione assiale ϵ_a , la deformazione radiale ϵ_r e la deformazione volumica Δ . Questa serie di dati misurati possono essere relazionati fra loro al fine di definire le caratteristiche di deformabilità come il modulo di Young e il coefficiente

di Poisson rispettivamente

$$E = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\epsilon} \quad \nu = -\frac{\epsilon_r}{\epsilon_a} \quad (1.10)$$

Questi possono essere anche definiti graficamente grazie al tracciamento, durante l'esecuzione della prova di compressione, della curva sforzi-deformazioni (Figura 1.16).

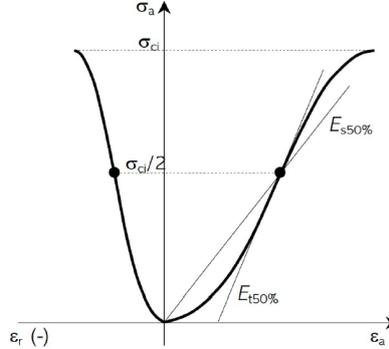


Figura 1.16: Definizione grafica del modulo di Young (Dispense di Numerical Methods in Geotechnical Engineering, 2021)

Nel dettaglio, come si evince dall'immagine sopra riportata, questi parametri possono essere definiti in due maniere distinte, in particolare in riferimento alla pendenza della retta tangente alla curva oppure alla pendenza della retta secante un punto della curva e uscente dall'origine degli assi. E' convenzione considerare come punto di tangenza e punto secante quello riferito a un livello di carico pari alla metà di quello di rottura.

I risultati che si ottengono al termine dell'esecuzione di una prova di compressione monoassiale sono influenzati dal tipo di materiale roccioso ma anche dalla forma e dalle dimensioni caratteristiche del provino portando a parlare di un cosiddetto "size and shape effect". Più precisamente, all'aumentare della snellezza e della dimensione la resistenza decresce.

1.3.3 Prova di compressione triassiale

Questo tipo di prova può essere considerata come un caso più generico di prova monoassiale in quanto si ha anche in questa circostanza un provino che viene portato a rottura mediante l'incremento progressivo di una forza applicata verticalmente ma con la simultanea azione di una tensione radiale che viene mantenuta costante. L'attrezzatura per l'esecuzione di tale prova differisce da quella precedente in quanto si parla di cella triassiale all'interno della quale il campione di materiale viene posto.

Per poter essere in grado di caratterizzare un materiale con questo tipo di prova è necessaria la sua esecuzione su differenti campioni sempre dello stesso materiale caratterizzati, però, dall'essere assoggettati a differenti tensioni radiali. Per ciascuno di questi si ricaverà un differente valore di carico di rottura che tende a incrementare col crescere del confinamento radiale imposto. In questo modo, rappresentando su un piano $\tau - \sigma$ risultati ottenuti e interpolando gli stessi, è possibile definire un criterio di resistenza che prende il nome di criterio di Mohr-Coulomb (Figura 1.17) la cui espressione analitica, scritta in termini di tensioni efficaci è la seguente

$$\tau = c' + \sigma' \cdot \tan(\varphi') \quad (1.11)$$

in cui c' è la coesione mentre φ' è l'angolo di resistenza al taglio o angolo di attrito. Essi risultano essere i parametri in grado di definire il comportamento meccanico del materiale ma non le sue caratteristiche fisiche.

Il criterio che si è tracciato viene interrotto nel quadrante delle tensioni negative in corri-

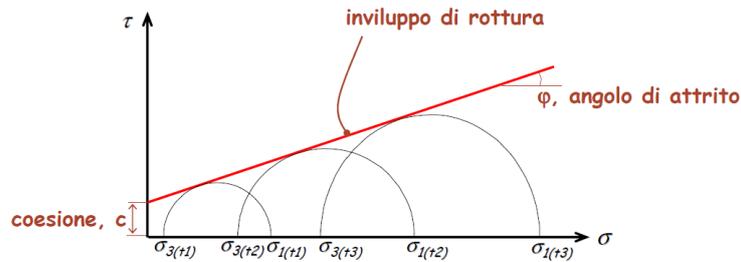


Figura 1.17: Criterio di rottura di Mohr-Coulomb ottenuto da tre prove di compressione triassiale

spondenza del valore di resistenza a trazione che presenta la roccia intatta e indicato come σ_{ti} . Esso verrà definito nelle sezioni subito successive.

1.3.4 Prova di trazione indiretta

Fra i vari tipi di prove che possono essere eseguite per la determinazione della resistenza a trazione della roccia intatta σ_{ti} , quella indiretta risulta essere quella più sovente sfruttata. Questo deriva dal fatto che essa colma quelle che sono le problematiche di tipo esecutivo insite nella prova di tipo diretta mediante la generazione di uno stato sollecitante di trazione derivante dall'applicazione di un carico compressivo. Infatti, il provino viene alloggiato in posizione orizzontale fra due ganasce con cui entra in contatto in una porzione molto limitata e che applicano il suddetto carico in maniera progressiva. L'andamento delle tensioni che si generano all'interno del provino è riportato in Figura 1.18 e in particolare, nel centro del campione in cui verrà a originarsi la frattura, si registra tendenzialmente una tensione verticale che in modulo è circa pari al triplo di quella orizzontale. Da un punto di vista analitico, questa resistenza a trazione viene definita come

$$\sigma_{ti} = \frac{2 \cdot P}{\pi \cdot D \cdot t} \tag{1.12}$$

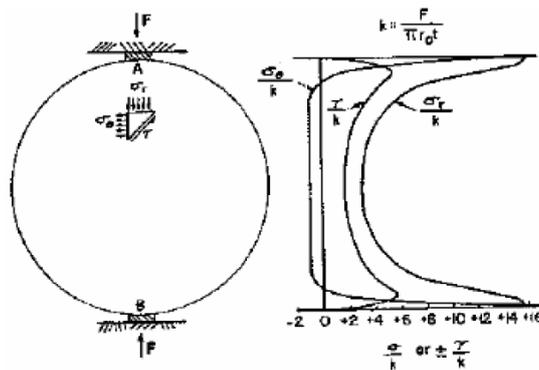


Figura 1.18: Andamento delle tensioni all'interno del provino durante la prova brasiliana

1.3.5 Prova a punzonamento o Point Load Test

Precedentemente questo tipo di prova è stata menzionata fra quelle più speditive eseguite con l'intenzione di classificare in maniera preliminare la roccia in funzione di alcune proprietà indice. In realtà, però, il Point Load Test può anche essere effettuato al fine di stimare in prima approssimazione le caratteristiche di resistenza del materiale. Nel dettaglio, la prova consiste nell'applicazione di due carichi concentrici mediante due punte di forma standardizzata; questi possono essere applicati in corrispondenza degli estremi

di una carota del materiale oggetto dell'analisi (prova assiale) oppure lungo il campione (prova diametrale) come viene fatto vedere in Figura 1.19.

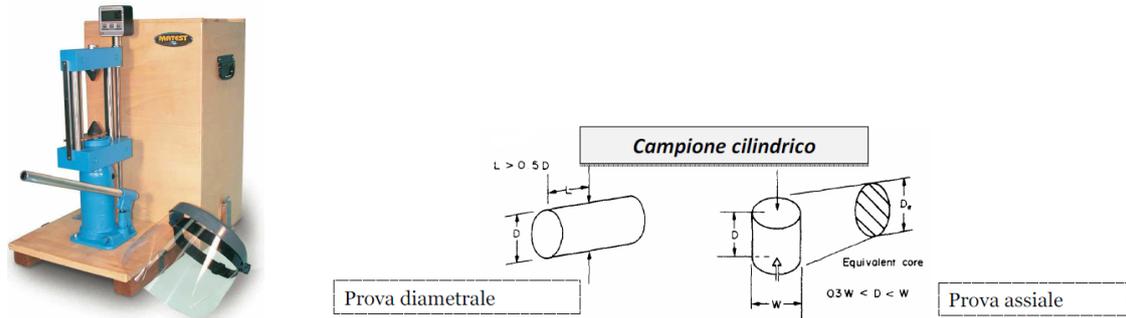


Figura 1.19: Point Load Test

Su un manometro viene letto il valore del carico P applicato alle punte e che porta il campione a rottura e si misura su un'asta anche la distanza D fra le punte prima e dopo l'applicazione del carico. Conoscendo queste quantità si ha la possibilità di definire un indice di resistenza I_s il quale può essere correlato alla resistenza a compressione monoassiale

$$I_s = \frac{P}{D^2} \quad (1.13)$$

1.3.6 Criterio di Hoek e Brown

A differenza di quanto è stato mostrato nella Figura 1.17, nella realtà i dati sperimentali che si ottengono da prove triassiali eseguite su campioni di roccia intatta non risultano essere allineati fra loro bensì caratterizzati da una certa variabilità. Da ciò ne consegue che si possano venire a presentare delle circostanze in cui una interpolazione lineare risulterebbe eccessivamente semplificata e non opportunamente descrittiva dei risultati oggetto dello studio. Per questa ragione nell'ambito della meccanica delle rocce si utilizza un criterio di rottura empirico proposto da Hoek e Brown nel 1980 caratterizzato dall'essere curvilineo e definito sul piano delle tensioni principali (Figura 1.20). Analiticamente è siffatto

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \cdot \left(m_i \cdot \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^{0.5} \quad (1.14)$$

in cui σ'_1 e σ'_3 sono le tensioni principali efficaci a rottura, σ_{ci} è la resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta, mentre m_i ed s sono delle costanti caratteristiche del materiale (in particolare $s = 1$ per materiale roccioso mentre $m = 7$ per rocce carbonatiche, $m = 10$ per rocce argillose litoidi, $m = 15$ nel caso di rocce arenacee, $m = 17$ per rocce ignee cristalline, $m = 25$ in caso di rocce ignee e metamorfiche).

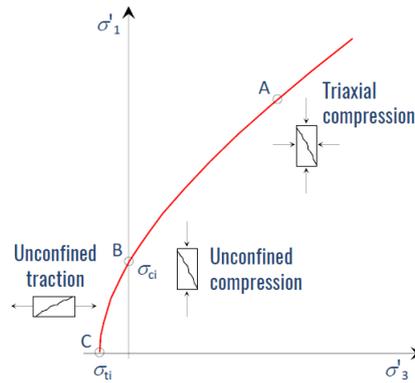


Figura 1.20: Criterio di Hoek e Brown (Dispense di Numerical Methods in Geotechnical Engineering, 2021)

Vi è la possibilità di linearizzare il criterio di Hoek e Brown al fine di descrivere il comportamento della roccia intatta mediante il criterio di Mohr-Coulomb. Per fare questo, gli stessi Hoek e Brown nel 1997 suggerirono di prendere in considerazione otto coppie di valori $\sigma'_3 - \sigma'_1$ equidistanti fra loro in un intervallo $0 < \sigma'_3 < 0.5 \cdot \sigma_{ci}$. Interpolando, quindi, linearmente queste coppie di valori considerati (Figura 1.21) si riescono a determinare due parametri σ_{ci} ed N_φ , rispettivamente intercetta e pendenza del criterio linearizzato, i quali sono relazionati a coesione c' e angolo di attrito φ' nel seguente modo

$$\sigma_{ci} = \frac{2c' \cdot \cos(\varphi')}{1 - \sin(\varphi')} \quad N_\varphi = \frac{1 + \sin(\varphi')}{1 - \sin(\varphi')} \quad (1.15)$$

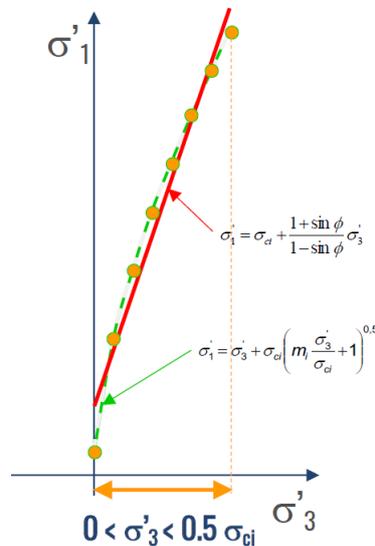


Figura 1.21: Linearizzazione del criterio di Hoek e Brown per la roccia intatta (Dispense di Numerical Methods in Geotechnical Engineering, 2021)

1.3.7 Caratterizzazione delle discontinuità

Si è rimarcato più volte già in precedenza come le discontinuità ricoprono un ruolo fondamentale nello studio della stabilità di un ammasso roccioso soprattutto sotto il punto di vista del loro comportamento meccanico. Tuttavia, l'analisi di tale comportamento risulta essere particolarmente complessa; da questo punto di vista la prova maggiormente eseguita è quella di taglio diretto la quale viene effettuata su un campione di materiale contenente la preesistente discontinuità.

Praticamente l'attrezzatura mediante cui si compie la prova è costituita in generale da una scatola all'interno della quale il provino viene alloggiato. Sulla scatola, poi, vi è l'azione di due martinetti che applicano rispettivamente un carico nella direzione verticale che si mantiene costante e un carico nella direzione orizzontale (parallelo alla direzione della discontinuità) che viene incrementato progressivamente (Figura 1.22). A seguito dell'applicazione di tali forze si manifestano degli spostamenti nella direzione normale e tangenziale della discontinuità che vengono registrati con apposita strumentazione elettronica.

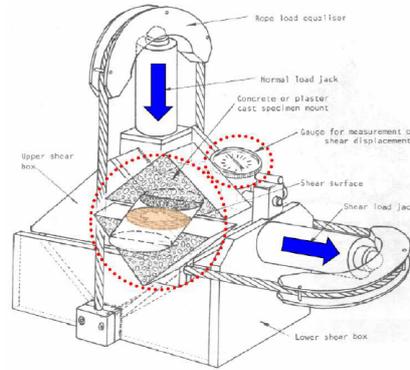


Figura 1.22: Attrezzatura per la prova di taglio direkte

Grazie alla prova di taglio diretto è possibile studiare sia condizioni di comportamento di picco sia di comportamento residuo. Nel primo caso ci si riferisce a un giunto caratterizzato da una certa scabrezza per cui, durante lo svolgimento del test, si ha la manifestazione del fenomeno della dilatanza causato da un progressivo scavalco delle discontinuità e con conseguente manifestazione di spostamenti normali. Nel secondo caso, invece, la discontinuità risulta essere liscia.

In letteratura vi sono differenti criteri che descrivono il comportamento meccanico delle discontinuità. In questo elaborato si presentano il criterio di Mohr-Coulomb e il criterio di Barton.

Procedendo con il primo, se si provassero a disporre su un piano $\tau - \sigma$ i dati derivanti da una prova di taglio diretto compiuta su un giunto liscio, si potrebbe notare come tali punti si dispongano secondo un andamento tendenzialmente lineare interpolabile con un criterio come quello definito nella (1.11) imponendo, però, un contributo di coesione nullo (Figura 1.23). Nel dettaglio, l'angolo di attrito in questo caso viene definito rispettivamente come angolo di attrito di base φ_b se la discontinuità è liscia artificialmente o angolo di attrito residuo φ_r se il giunto è liscio naturalmente.

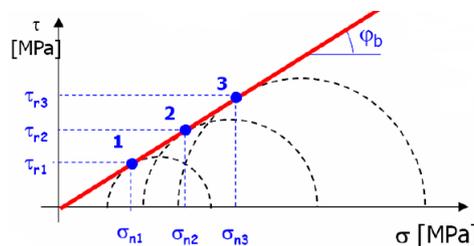


Figura 1.23: Criterio di resistenza - Superficie liscia

Prendendo, invece, in considerazione i risultati derivanti da prove eseguite su discontinuità scabre si osserverebbe come questi non possano essere interpolati con un criterio del tipo lineare come quello di Mohr-Coulomb; questo potrebbe essere al più possibile ottenendo una coesione che viene definita come "apparente" e che risulterebbe essere non trascurabile ma che non avrebbe ragione di esistere data la separazione fra le facce della discontinuità.

Proprio per questa ragione si necessita di un criterio non lineare per la descrizione dei risultati ottenuti. In letteratura è possibile ritrovare diversi involuipi di questo genere e fra i primi proposti vi era quello di Patton (1966) basato sulla definizione di una bilatera passante per l'origine. Questo, però, non risulta prestarsi bene alla descrizione del fenomeno in quanto si considera solamente l'aspetto legato al fenomeno della dilatanza ma non quello inerente alla rottura delle asperità durante lo scorrimento reciproco dei lembi della discontinuità. Per questo motivo quello maggiormente utilizzato è quello empirico di Barton definito come segue

$$\tau = \sigma \cdot \tan \left[JRC \cdot \log \left(\frac{JCS}{\sigma} \right) + \varphi_b \right] \quad (1.16)$$

dove τ è la resistenza di picco al taglio, σ è lo sforzo normale agente sulla discontinuità, φ_b l'angolo di attrito di base ottenuto da prove di taglio dirette eseguite su giunti lisci non alterati (se tali giunti dovessero essere, invece, alterati bisognerebbe considerare l'angolo di attrito residuo φ_r). Graficamente, tale criterio si presenta come riportato in Figura 1.24.

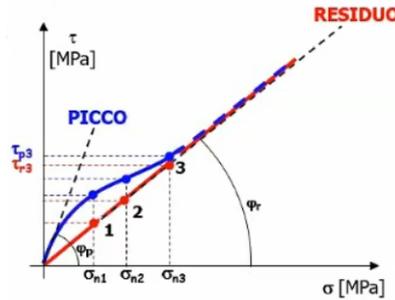


Figura 1.24: Criterio di resistenza di Barton

All'interno del Paragrafo 1.2.4 e del Paragrafo 1.2.5 si era specificato come le discontinuità fossero influenzate da un effetto scala. Questo è dovuto al fatto per cui a scale differenti le asperità di più piccola entità sono caratterizzate da inclinazioni differenti rispetto a quelle che si registrano per le stesse a scale più grandi. Questo aspetto ha una influenza importante sulle resistenze a taglio che vengono mobilitate dalle discontinuità al momento dell'applicazione di una sollecitazione tagliante. Quindi, ne deriva che i parametri determinati sui campioni di laboratorio non possano essere considerati rappresentativi delle condizioni in sito. Per tenere conto di ciò, Barton e Bandis nel 1982 introdussero una correzione di base empirica da applicare sui coefficienti JRC e JCS da utilizzare nel criterio di rottura di Barton e che si esplica nelle formule di seguito riportate

$$JRC_n = JRC_0 \cdot \left(\frac{L_n}{L_0} \right)^{-0.02 \cdot JRC_0} \quad (1.17)$$

$$JCS_n = JCS_0 \cdot \left(\frac{L_n}{L_0} \right)^{-0.03 \cdot JCS_0} \quad (1.18)$$

dove JRC_n e JCS_n indicano la scabrezza e la resistenza delle pareti della discontinuità alla scala del sito, JRC_0 e JCS_0 quelli alla scala del laboratorio, L_n è la lunghezza della discontinuità alla scala del sito mentre L_0 quella alla scala del laboratorio.

1.3.8 Caratterizzazione dell'ammasso roccioso

Come era stato specificato all'inizio del presente capitolo, lo studio di un ammasso roccioso può essere eseguito basando l'analisi su un approccio del discontinuo oppure su un approccio del continuo equivalente. Focalizzando l'attenzione sul secondo caso, i parametri

di resistenza e deformabilità che consentono di descrivere il comportamento meccanico dell'ammasso dovranno essere determinati attraverso l'utilizzo di cosiddetti sistemi di classificazione. Questi permettono di suddividere l'ammasso roccioso in classi di diversa qualità a seconda delle proprietà meccaniche globali che lo caratterizzano. Più precisamente si prendono in considerazione alcune caratteristiche fondamentali della roccia intatta e delle discontinuità conferendo per ciascuna dei valori quantitativi, vale a dire delle sorte di "punteggi", che verranno infine sommati fra loro assegnando un risultato finale che classifica l'ammasso roccioso.

Vi sono diversi sistemi di classificazione e quelli più noti e ampiamente usati sono:

- RMR (Rock Mass Rating System) (Beniawsky 1973, 1989);
- Q (Quality System) (Barton et al. 1974, Grimstad e Barton 1993);
- RSR (Rock Structure Rating System) (Wickham et al. 1972);
- RMI (Rock Mass index) (Palmostrøm 1996);
- GSI (Geological Strength Index) (Hoek 1994, Hoek et al. 1995, 1998).

1.3.9 Metodo RMR

Questo metodo risulta essere quello maggiormente adottato al mondo in quanto si presta bene alla descrizione di qualsiasi genere di ammasso roccioso e soprattutto quelli interessati dalla presenza di una scavo di galleria. Esso prevede la considerazione di un numero di parametri pari a cinque che sono: resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta, recupero percentuale modificato RQD (Rock Quality Designation) il quale sarebbe il rapporto fra la somma degli spezzoni di carota con lunghezza superiore a 10cm e la lunghezza totale considerata, spaziatura delle discontinuità, condizioni delle discontinuità, venute d'acqua. Per ciascuno di questi viene assegnato un punteggio numerico tanto più elevato quanto l'ammasso risulta essere di buona qualità (Figura 1.25). I valori di tali punteggi, però, non risultano essere sempre gli stessi per ciascun parametro tenuto in conto portando a fare sì che nella valutazione finale della qualità dell'ammasso roccioso alcuni aspetti ricoprano un peso maggiore rispetto ad altri. La somma di ciascun coefficiente numerico definisce l'indice RMR_5 mediante il quale si definisce la classe di qualità dell'ammasso.

Il coefficiente RMR_5 viene anche identificato come RMR "di base" in quanto a questo può essere sottratto un certo punteggio che tiene conto di come i sistemi di discontinuità presenti nell'ammasso siano orientati rispetto alla direzione dello scavo di una galleria e possano, quindi, contribuire alla generazione di condizioni di stabilità favorevoli o meno. Considerando anche questo ultimo aspetto, quindi, si definisce un indice "globale" chiamato RMR_6 .

A. CLASSIFICAZIONE DEI PARAMETRI E LORO INDICI								
PARAMETRI		CAMPO VALORI						
1	RESISTENZA ROCCIA INTATTA	Carico puntuale	> 10 MPa	4-10 MPa	2-4 MPa	1-2 MPa	Per tale campo di valori è preferibile eseguire prove di compressione triassiali	
		Compressione uniaassiale	> 250 MPa	100-250 MPa	50-100 MPa	25-50 MPa	5-25 MPa	1-5 MPa
	INDICE	15	12	7	4	2	1	0
2	INDICE	RQD	90% - 100%	75% - 90%	50% - 75%	25% - 50%	< 25%	
			20	17	13	8	3	
3	INDICE	SPAZIATURA GIUNTI	> 2 m	0.6-2 m	200-600 m	60-200 mm	< 60 mm	
			20	15	10	8	5	
4	CONDIZIONE GIUNTI (vedi E)	Superfici molto scabre non continue Pareti roccia dura	Superfici scabre Apertura < 1 mm Pareti roccia dura	Superfici scabre Apertura < 1 mm Pareti roccia dura	Superfici lisce o laminare o riempimento Apertura < 5 mm o aperture 1-5 mm Giunti continui	Riempimento tenero spessore > 5 mm o giunti aperti > 5 mm Giunti continui		
		INDICE	30	25	20	10	0	
5	CONDIZIONI IDRAULICHE	Afflusso per 10m lunghezza tunnel (l/min)	Assente	<10	10-25	25-125	>125	
		Pressione acqua nei giunti Rapp. giunti: soil sat. in situ	0	<0.1	0.1-0.2	0.2-0.5	>0.5	
		Condizioni generali	Completamente asciutto	Umido	Molto umido	Salticcio	Severi problemi idraulici	
INDICE	15	10	7	4	0			

B. FATTORI CORRETTIVI IN FUNZIONE DELL'ORIENTAMENTO DEI GIUNTI (vedi F)						
Direzione ed inclinazione	Molto favorevole	Favorevole	Discreto	Stavorevole	Molto stavorevole	
Gallerie e mine	0	-2	-5	-10	-12	
INDICI	Fondazione	0	-2	-7	-15	-25
	Pendi	0	-5	-25	-50	

C. CLASSI DI AMMASSO ROCCIOSO SULLA BASE DELLA SOMMA DEGLI INDICI					
Indice RMR	100-81	80-61	60-41	40-21	<21
Classe	I	II	III	IV	V
Descrizione	Ottimo	Buono	Discreto	Scadente	Molto scadente

D. SIGNIFICATO DELLE CLASSI DI AMMASSO					
Classe	I	II	III	IV	V
Tempo di autoestinguimento	30 anni per una lunghezza libera alla base L=10m	1 anno per L=10m	1 sett. per L=5	10 ore per L=2.5m	30 minuti per L=1m
Costanza dell'ammasso roccioso (KPa)	> 400	300-400	200-300	100-200	< 100
Angolo di attrito dell'ammasso roccioso (°)	> 45	35-45	25-35	15-25	< 15

E. LINEE GUIDA PER LA CLASSIFICAZIONE DELLE DISCONTINUITÀ					
Lunghezza delle discontinuità (persistenza) [m]	< 1	1-3	3-10	10-20	> 20
INDICI	6	4	2	1	0
Separazione (apertura) [mm]	Nessuno	< 0.1	0.1-1.0	1-5	> 5
INDICI	5	3	2	1	0
Scabrezza [mm]	Molto scabro	Scabro	Leggermente scabro	Liscio	Liscio o laminare
INDICI	4	3	2	1	0
Riempimento [mm]	Nessuno	Compattato < 5 mm	Compattato > 5 mm	Tenero < 5 mm	Tenero > 5 mm
INDICI	4	3	2	1	0
Alterazione [mm]	Non alterato	Leggerm. alterato	Moderatam. alterato	Altamente alterato	Decomposto
INDICI	4	3	2	1	0

F. EFFETTO DELL'ORIENTAMENTO DELLE DISCONTINUITÀ SULLA STABILITÀ DI UNA GALLERIA			
Perpendicolare all'asse della galleria		Parallelo all'asse della galleria	
Inclinazione delle discontinuità concorde con il verso di avanzamento. Inclinazione discontinuità 45° - 90°	Inclinazione delle discontinuità concorde con il verso di avanzamento. Inclinazione discontinuità 20° - 45°	Inclinazione 45° - 90°	Inclinazione 20° - 45°
Molto favorevole	Favorevole	Molto favorevole	Discreta
Inclinazione delle discontinuità discorde dal verso di avanzamento. Inclinazione delle discontinuità 45° - 90°	Inclinazione delle discontinuità discorde dal verso di avanzamento. Inclinazione delle discontinuità 20° - 45°	Inclinazione 0° - 20° a prescindere dallo strike	
Discreto	Stavorevole	Discreto	

Figura 1.25: Valutazione dei parametri necessario alla definizione dell'indice RMR e classificazione dell'ammasso roccioso in base all'indice RMR

1.3.10 Metodo Q

Per la definizione di questo indice si prevede l'analisi di un numero pari a sei di parametri che risultano essere: numero di sistemi di discontinuità J_n , scabrezza delle discontinuità J_r , alterazione delle discontinuità J_a , presenza di acqua J_w , fattore di riduzione funzione dello stato tensionale in sito SRF (Stress Reduction Factor), recupero percentuale modificato RQD .

Questo indice Q può assumere dei risultati finali che variano da valori inferiori a 0.01 a 1000 con quelli maggiori che si riferiscono a un ammasso roccioso di migliore qualità. Analiticamente tale indice si calcola nel seguente modo

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_w}{SRF} \quad (1.19)$$

1.3.11 Metodo GSI

Questo metodo è stato proposto al fine di porre rimedio ad alcuni limiti che contraddistinguono il metodo RMR. Infatti, quest'ultimo porta a ottenere dei risultati non corretti nel caso in cui si studino ammassi rocciosi in cui il volume rappresentativo è piccolo in confronto alla dimensione caratteristica dell'opera ingegneristica, e nel momento in cui l'ammasso roccioso sia costituito da rocce di qualità molto bassa.

Nella pratica, la valutazione dell'indice GSI può essere eseguita facendo uso di semplici tabelle che riportano una descrizione qualitativa dell'ammasso (Figura 1.26).

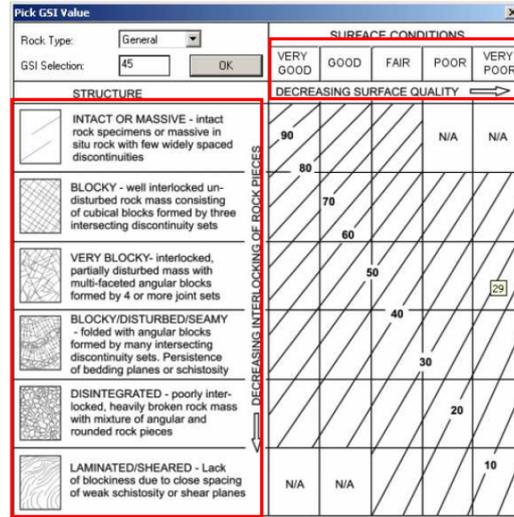


Figura 1.26: Valutazione dell'indice GSI

1.3.12 Criterio di Hoek e Brown per gli ammassi rocciosi

Per quanto concerne l'ammasso roccioso, il criterio di Hoek e Brown assume una espressione differente rispetto a quella riferita alla roccia intatta e che era stata riportata all'interno del Paragrafo 1.3.6. Anche in questo caso il criterio è espresso nel piano delle tensioni principali $\sigma'_1 - \sigma'_3$ (Figura 1.27) con la seguente formulazione

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \cdot \left(m_b \cdot \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^\alpha \quad (1.20)$$

in cui σ'_1 e σ'_3 sono rispettivamente le tensioni principali massima e minima, σ_{ci} la resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta, m_b , s ed α dei parametri caratteristici dell'ammasso roccioso.

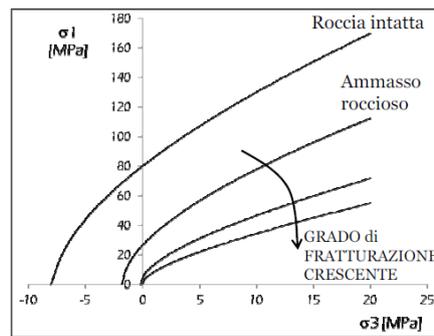


Figura 1.27: Criterio di Hoek e Brown per gli ammassi rocciosi

I parametri m_b , s ed α vengono espressi in funzione dell'indice GSI e del grado di disturbo D con quest'ultimo che permette di tenere conto del danneggiamento provocato da azioni dinamiche sull'ammasso roccioso (può assumere dei valori compresi fra 0 e 1)

$$m_b = m_i \cdot e^{\left(\frac{GSI-100}{28-14 \cdot D} \right)} \quad (1.21)$$

$$s = e^{\left(\frac{GSI-100}{9-3 \cdot D} \right)} \quad (1.22)$$

$$\alpha = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \cdot \left(e^{-\frac{GSI}{15}} - e^{-\frac{20}{3}} \right) \quad (1.23)$$

In Figura 1.28 è indicato come il parametro di danneggiamento dell'ammasso roccioso D viene definito.

Appearance of rock mass	Description of rock mass	Suggested value of D
	Excellent quality controlled blasting or excavation by Tunnel Boring Machine results in minimal disturbance to the confined rock mass surrounding a tunnel.	$D = 0$
	Mechanical or hand excavation in poor quality rock masses (no blasting) results in minimal disturbance to the surrounding rock mass. Where squeezing problems result in significant floor heave, disturbance can be severe unless a temporary invert, as shown in the photograph, is placed.	$D = 0$ $D = 0.5$ No invert
	Very poor quality blasting in a hard rock tunnel results in severe local damage, extending 2 or 3 m, in the surrounding rock mass.	$D = 0.8$
	Small scale blasting in civil engineering slopes results in modest rock mass damage, particularly if controlled blasting is used as shown on the left hand side of the photograph. However, stress relief results in some disturbance.	$D = 0.7$ Good blasting $D = 1.0$ Poor blasting
	Very large open pit mine slopes suffer significant disturbance due to heavy production blasting and also due to stress relief from overburden removal. In some softer rocks excavation can be carried out by ripping and dozing and the degree of damage to the slopes is less.	$D = 1.0$ Production blasting $D = 0.7$ Mechanical excavation

Figura 1.28: Valutazione del parametro D

Il parametro di danneggiamento D e l'indice GSI possono anche essere utilizzati al fine di valutare il modulo di deformazione che caratterizza l'ammasso roccioso nell'assunzione di comportamento meccanico di tipo elastico lineare e isotropo (ILE). Nel dettaglio nel 2002 Hoek et al. proposero le seguenti definizioni in cui il modulo è espresso in GPa

$$E_d = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \cdot \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} \cdot 10^{\frac{GSI-10}{40}} \quad \text{per } \sigma_{ci} \leq 100MPa \quad (1.24)$$

$$E_d = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \cdot 10^{\frac{GSI-10}{40}} \quad \text{per } \sigma_{ci} > 100MPa \quad (1.25)$$

Nel 2006 Hoek e Diederichs, invece, hanno formulato due nuove relazioni, che si propongono di seguito, che sono funzione della conoscenza o meno del modulo elastico della roccia intatta e in cui il modulo di deformabilità è espresso in MPa

$$E_d = 100000 \cdot \left(\frac{1 - \frac{D}{2}}{1 + e^{\frac{75+25 \cdot D - GSI}{11}}} \right) \quad (1.26)$$

$$E_d = E_i \cdot \left(0.02 + \frac{1 - \frac{D}{2}}{1 + e^{\frac{60+15 \cdot D - GSI}{11}}} \right) \quad (1.27)$$

Tutte queste espressioni che consentono di definire il modulo di deformabilità dell'ammasso roccioso hanno natura empirica.

Così come nel Paragrafo 1.3.6 è stato analizzato il metodo con cui è possibile linearizzare il criterio di Hoek e Brown per la roccia intatta, anche per quanto concerne l'ammasso

roccioso è possibile eseguire l'omologa operazione. L'unica differenza, però, sussiste nel fatto che l'intervallo all'interno del quale si dovranno considerare le otto coppie di valori $\sigma'_3 - \sigma'_1$ equidistanti fra loro è definito come $0 < \sigma'_3 < 0.25 \cdot \sigma_{ci}$ (Figura 1.29).

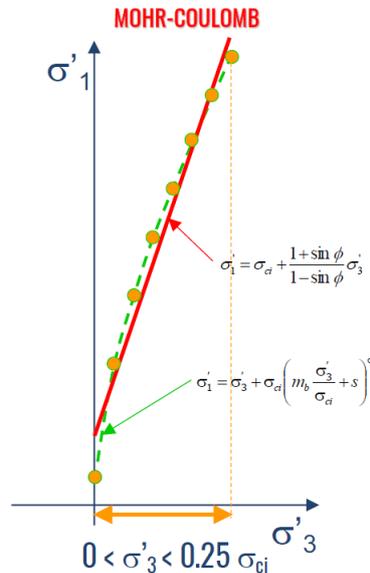


Figura 1.29: Linearizzazione del criterio di Hoek e Brown per l'ammasso roccioso (Dispense di Numerical Methods in Geotechnical Engineering, 2021)

1.4 Stabilità dei pendii

1.4.1 Studio del collasso

L'analisi di stabilità di un pendio risulta essere una operazione notevolmente complessa a causa dell'elevato numero di variabili che ricoprono un ruolo importante in tale processo. In aggiunta questo studio di pericolosità assume un carattere ancora più delicato nel momento in cui si tiene conto di quelle che sono le ripercussioni che esso può avere sulla definizione del "rischio". L'analisi di stabilità dev'essere sempre accompagnata da uno studio di propagazione della massa instabile che si è venuta a distaccare, da una valutazione della vulnerabilità degli elementi che potenzialmente potrebbero essere coinvolti durante la fase di sviluppo dell'evento, da una stima della possibile perdita economica, sociale, produttiva, ambientale che potrebbe derivare dall'evoluzione di un fenomeno franoso.

Si vuole focalizzare l'attenzione sullo studio della pericolosità che contraddistingue un potenziale movimento franoso. Una volta individuato il sito che potrebbe portare alla manifestazione di una frana, nella pratica è necessario tenere conto delle caratteristiche geometriche del versante, della dimensione della potenziale area di distacco, dei volumi di materiale instabile, del tipo di materiale costituente la massa non stabile, di tutte le azioni agenti sulla suddetta massa (carichi esterni, azioni sismiche, pressione idraulica ecc.), dell'eventuale presenza di vegetazione e poi anche delle caratteristiche meccaniche e strutturali dell'ammasso roccioso stesso. Questo insieme di aspetti, quindi, testimonia come la complessità sia un elemento intrinseco dell'analisi e spiega anche la ragione per cui, da un punto di vista analitico, il tutto sia basato su un approccio di tipo probabilistico con analisi di tipo numerico. Più nel dettaglio, tale probabilità è data dal prodotto fra probabilità temporale di distacco P_d e probabilità di raggiungimento di una certa area una volta manifestatosi il distacco P_p . La definizione di questa probabilità è possibile attraverso i seguenti passaggi:

- previsione tipologica, cioè prevedere che tipo di movimento franoso si può venire a manifestare nell'area oggetto dello studio;
- previsione spaziale, ossia prevedere e caratterizzare la potenziale porzione di versante instabile;
- previsione temporale, vale a dire cercare di prevedere quando l'instabilità si potrebbe venire a manifestare in un certo periodo di tempo considerato;
- previsione dell'evoluzione, cioè prevedere quali siano le distanze spaziali percorse dal volume instabile una volta che esso è venuto a distaccarsi;
- previsione dell'intensità, ossia una previsione delle dimensioni in termini di area e/o volume, dell'energia e della velocità che caratterizzano il movimento dopo il distacco.

Per quanto riguarda il primo punto che si è elencato precedentemente, i fenomeni di instabilità dei pendii possono essere suddivisi in differenti modi prendendo in considerazione diversi fattori discriminanti come per esempio il volume della massa instabile, la velocità che caratterizza il movimento della frana, la geometria del volume instabile e il materiale costituente quest'ultimo. In generale, la classificazione di riferimento più utilizzata è quella proposta da Varnes nel 1978 (Figura 1.30) e che si basa sugli ultimi due aspetti menzionati.

TYPE OF MOVEMENT	TYPE OF MATERIAL		
	ROCK (ROCCIA)	DEBRIS (DETRITO)	EARTH (TERRENO)
FALLS	Rock fall (<i>Crollo in roccia</i>)	Debris fall (<i>Crollo di detrito</i>)	Earth fall (<i>Crollo di terra</i>)
TOPPLES	Rock topple (<i>Ribaltamento in roccia</i>)	Debris topple (<i>Ribaltamento di detrito</i>)	Earth topple (<i>Ribaltamento di terra</i>)
SLIDES	Rock slide (<i>Scorrimento di roccia</i>)	Debris slide (<i>Scorrimento di detrito</i>)	Earth slide- slump (<i>Scorrimento di terra</i>)
SPREADS	Rock spread (<i>Espandimento in roccia</i>)	Debris spread (<i>Espandimento di detrito</i>)	Earth spread (<i>Espandimento di terra</i>)
FLOWS	Rock flow / Rock avalanche (<i>Colata in roccia</i>)	Debris flow (<i>Colata di detrito</i>)	Earth/mud flow (<i>Colata di terra</i>)
COMPLEX	Combination of two or more of the main movement types		

Figura 1.30: Classificazione di Varnes (Dispense di Dispense di Slope stability and Landslide Risk Mitigation, 2022)

Riferendosi a tale classificazione presentata, potrebbe sembrare che da un punto di vista prettamente teorico, tale processo di distinzione non sia caratterizzato da particolari difficoltà. In realtà, però, vi sono una serie di aspetti molto importanti di cui è fondamentale tenere conto come, per esempio, il fatto che un fenomeno franoso potrebbe nascere come un certo tipo per poi evolvere in uno differente, il materiale coinvolto potrebbe essere una combinazione di roccia, terreno o detrito. Questo rimarca ancora di più quanto scritto all'inizio, ossia che l'analisi è caratterizzata da una certa complessità.

1.5 Analisi dei cinematismi

La distinzione di alcuni dei cinematismi che vengono proposti da Varnes, è possibile facendo solamente riferimento a peculiarità strettamente geometriche e strutturali che caratterizzano l'ammasso roccioso, il suo fronte e le eventuali famiglie di discontinuità che si possono riscontrare in esso. Infatti, concentrandosi sui movimenti che generalmente interessano gli ammassi rocciosi, si può avere:

- scivolamento planare (Figura 1.31), in cui un sistema di discontinuità è orientato con una direzione di immersione molto simile rispetto a quella del fronte con la

conseguente generazione di un vero e proprio solido di materiale che tende a muoversi lungo delle sorte di piani originati da tali discontinuità. Affinché si possa venire a presentare un cinematismo di questo genere è necessario che sussistano le seguenti condizioni:

- il piano lungo cui si manifesta lo scivolamento dev'essere approssimativamente parallelo (entro $\pm 20^\circ$) al fronte del versante;
- l'inclinazione del piano di scivolamento dev'essere inferiore a quella del fronte del pendio ($\psi_d < \psi_f$);
- il piano di scivolamento dev'essere caratterizzato da una inclinazione maggiore rispetto all'angolo di attrito del piano stesso ($\psi_d > \phi$);
- l'estremità superiore della superficie di scivolamento può intersecare direttamente la parte superiore del versante oppure può terminare in un cosiddetto giunto di trazione ("tension crack");

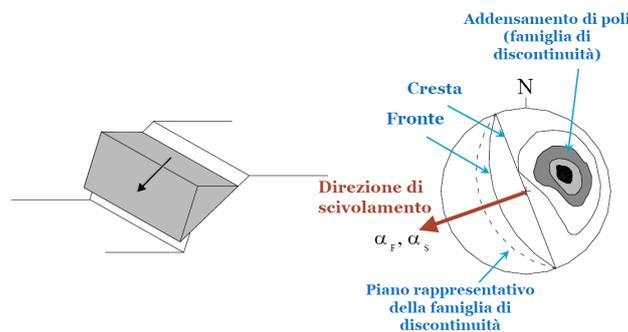


Figura 1.31: Scivolamento planare

- scivolamento a cuneo (Figura 1.32), dove si ha la formazione di un blocco instabile a seguito della intersezione fra due piani di discontinuità lungo una retta. Le condizioni che portano a un fenomeno di questo genere sono:

- vi devono essere sempre due piani che si intersecano reciprocamente lungo una retta. Essa, sullo stereogramma, è rappresentata dal punto in cui i cerchi facenti riferimento ai due suddetti piani si intersecano, e sarà caratterizzata da una propria inclinazione ψ_i e orientazione α_i ;
- l'inclinazione della retta di intersezione dev'essere inferiore rispetto a quella del fronte ma allo stesso tempo maggiore dell'angolo di attrito medio dei due piani ($\psi_{fi} > \psi_i > \phi$);
- la retta di intersezione dev'essere orientata lungo una direzione approssimativamente simile a quella del fronte ($\alpha_i = \alpha_f \pm 90^\circ$).

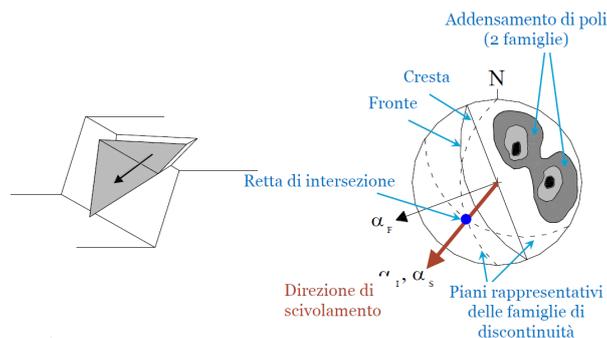


Figura 1.32: Scivolamento a cuneo

- ribaltamento (Figura 1.33), il quale si viene a presentare quando si ha un set di discontinuità parallele e pseudo-ortogonali a un altro set alla base con la conseguente formazione di colonne che possono ruotare e ribaltare attorno a un punto fisso. Nel dettaglio tale ribaltamento si manifesta nel momento in cui la proiezione del centro di massa ricade esternamente alla base del blocco. Le condizioni necessarie per osservare il fenomeno, quindi, sono:
 - la famiglia di discontinuità perpendicolari che costituiscono l'altezza del blocco dev'essere caratterizzato da un'inclinazione inferiore rispetto a quella del fronte ($\psi_d < \psi_f$);
 - il set di discontinuità formanti la base del blocco dev'essere orientato in maniera circa omologa rispetto al fronte (entro $\pm 20^\circ$);
 - blocco caratterizzato da una snellezza tale per cui la proiezione del centro di massa ricada esternamente rispetto alla base.

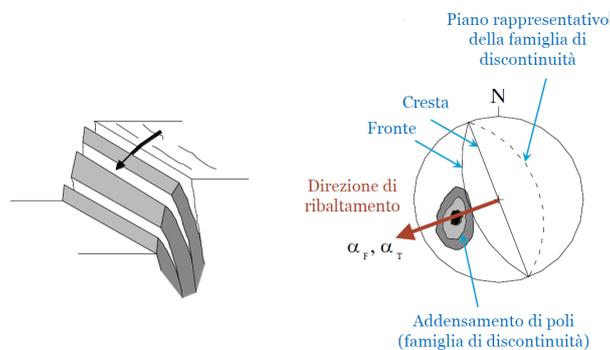


Figura 1.33: Ribaltamento

Avendo a disposizione i dati di orientazione e inclinazione inerenti un certo versante, è possibile sfruttare un metodo che mediante rappresentazione stereografica verifica il soddisfacimento di tutte le condizioni necessarie che si sono elencate. Questo è il test di Markland.

Capitolo 2

Caso di studio: il torrente Negrone e il torrente Tanarello

2.1 Introduzione al caso studio

Nel presente elaborato di tesi l'oggetto dello studio consiste in una analisi preliminare di fattibilità tecnica riguardante la creazione di un bacino di laminazione in Val Tanaro, al confine fra le regioni di Piemonte e Liguria e, nel dettaglio, di come la costruzione di tale opera possa avere delle conseguenze sulla stabilità dei versanti con cui verrebbe a interagire. La proposta di realizzazione di una opera di questo genere si è resa necessaria a causa dei consistenti danni provocati da alcuni eventi di piena che negli anni addietro hanno colpito l'area dei comuni di Ormea (CN), Garessio (CN), Bagnasco (CN), Nucetto (CN), Ceva (CN). In particolare si sono registrati fenomeni straordinari nel 1994, nel 2016 e nel 2020. Lo scopo di questo intervento è quello di drenare l'acqua in eccesso che si presenta in caso di fenomeni di piena ma, allo stesso tempo, quello di raccogliere acqua necessaria nei periodi più siccitosi.

L'analisi in corso viene svolta dal Politecnico di Torino assieme al gruppo di Ricerca di Geologia Applicata dell'Università di Torino. Sulla base dei dati preliminari acquisiti, la società PROALPE s.r.l ha ipotizzato una prima soluzione tecnica. Nel dettaglio, si è scelto come corso d'acqua oggetto dell'intervento il torrente Tanarello in quanto contraddistinto da una geomorfologia tale da poter eseguire apposite indagini e ottenere da queste risultati attendibili per la realizzazione dello studio. Come si può osservare dalle Figure 2.1 e 2.2,



Figura 2.1: Sede dello sbarramento previsto lungo il Tanarello



Figura 2.2: Sede dello sbarramento previsto lungo il Negrone

e dai capitoli successivi, in corrispondenza dei due siti che sono stati identificati come potenziali sedi della costruzione della diga e lungo i corsi dei torrenti stessi, gli affioramenti rocciosi risultano essere decisamente diversi. Nel caso del torrente Tanarello, prevalentemente lungo la sponda in sinistra orografica, si ha la presenza di ammassi rocciosi affioranti sino a un'altezza di 10 metri; per quanto riguarda, invece, il torrente Negrone si hanno coltri di depositi di spessore importante e con boschi che si estendono sino all'alveo del torrente rendendo esiguo il numero di ammassi affioranti.

L'altezza prevista della diga che si intende realizzare è di 34m a cui si aggiungono ulteriori 4m che rappresentano un franco di sicurezza, portando a una elevazione totale di 38m. L'area dell'invaso al colmo del suo riempimento è pari a 147.175m^2 con un corrispettivo volume di acqua pari a $3.382.060\text{m}^3$ (Figura 2.3) (Elaborazioni effettuate dal dott. Taboni del Dipartimento di Scienze della Terra dell'Università di Torino, nell'ambito dello "*Studio preliminare alla realizzazione di sbarramenti nella zona a monte di Ormea per la mitigazione del rischio geo-idrologico nell'Alta Val Tanaro*", finanziato dalla Fondazione Cassa di Risparmio di Cuneo).

In condizioni usuali e non critiche il movimento del corso d'acqua non risulterà essere influenzato. Lo sbarramento, invece, assolverà alla sua funzione di sicurezza idraulica nel momento in cui dovessero venire a presentarsi eventi alluvionali scatenanti fenomeni di piena del torrente; questo sarà possibile grazie alla realizzazione di un sistema sfioratore presente in corpo diga con una vasca di dissipazione a valle della struttura e di un'avandiga di altezza pari a 10m.

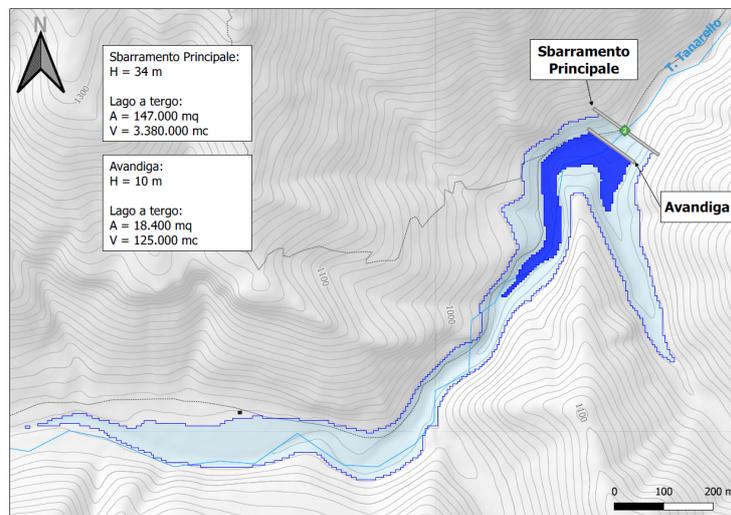


Figura 2.3: Stima delle zone allagate durante il riempimento dell'invaso

Alla realizzazione della diga si accompagna anche la costruzione di uno sfioratore a monte dell'avandiga che avrà il compito di convogliare una parte dell'acqua del torrente verso una centralina creata più a valle. Il tutto sarà possibile previa realizzazione preliminare di una galleria per lo scarico di fondo e di una briglia atta a deviare il corso d'acqua. In corrispondenza dell'ingresso di suddetta galleria troverà sede uno sfioratore il quale avrà ulteriori funzioni aggiuntive a quella già menzionata in precedenza, nel dettaglio creare un bacino di invaso per la gestione della centralina per bassi tempi di ritorno ($T_R < 30$ anni), essere totalmente sommerso per eventi di piena con tempi di ritorno più elevati ($T_R > 30$ anni), sfiorare le portate fino a un certo tempo di ritorno senza il riempimento del serbatoio con contemporanea fluitazione del trasporto solido.

2.2 Approfondimento sulle opere idrauliche di sbarramento

Nello sviluppo della società umana, l'acqua ha sempre ricoperto uno dei ruoli principali, infatti sin dall'antichità i primi villaggi sorgevano in corrispondenza di aree in cui si aveva disponibilità di questo elemento il quale favoriva la coltivazione e l'allevamento di bestiame. Oggi più che mai, però, questo viene messo a dura prova dai cambiamenti climatici che stanno affliggendo il pianeta. L'acqua sta diventando un bene sempre più prezioso a causa dei fenomeni siccitosi che si registrano da un po' di anni ma, allo stesso tempo, anche un soggetto responsabile di notevoli disagi e dissesti a seguito di eventi alluvionali particolarmente importanti. Per cercare di limitare questi effetti catastrofici è possibile ricorrere alla realizzazione di una serie di opportune opere idrauliche. A tal fine, però, soprattutto per quanto riguarda le dighe che sono il tipo di struttura idraulica su cui verterà maggiormente questo capitolo, è necessario tenere conto di una serie di aspetti peculiari che difficilmente, o al più in maniera limitata, si riscontrano nel caso di opere civili più ordinarie. Nel dettaglio, questi sono riferiti a:

- azione dell'acqua, la quale interagisce con la struttura sia meccanicamente (pressione agente sull'opera, ghiaccio), fisicamente e chimicamente (degrado del calcestruzzo e corrosione di parti metalliche), biologicamente;
- ripercussioni sull'ambiente circostante, in quanto un invaso porta all'innalzamento del livello dell'acqua nei fiumi ma anche delle falde sotterranee;
- contesto del sito di costruzione, poiché vi è da tenere conto che durante l'esecuzione dei lavori è necessario garantire comunque un passaggio al corso d'acqua nel caso si vengano a presentare fenomeni di piena, vi può essere la possibilità di eseguire dei lavori al di sotto della quota dell'acqua, i siti cantieristici si trovano spesso e volentieri in aree geografiche complesse da raggiungere da un punto di vista logistico e con una morfologia del territorio che rende anche difficile la movimentazione delle stesse macchine, è necessaria una certa organizzazione delle attività che faciliti il processo costruttivo e che, al contrario, non lo renda ancor di più problematico;
- data l'importanza della struttura stessa, intesa anche come rischio legato a un suo possibile collasso, si ha la necessità di un programma di monitoraggio, sia durante la fase di realizzazione che nell'arco della vita dell'opera, che abbia come oggetti la struttura stessa così come le aree circostanti con cui essa interagisce, che valuti l'evoluzione di deformazioni, tensioni, moti di filtrazione ecc.;
- unicità, in quanto la progettazione di opere di questo genere è fortemente dipendente dalle condizioni morfologiche, geologiche e idrologiche che caratterizzano il sito di costruzione;

- responsabilità, la quale si collega a quanto accennato precedentemente, ossia che le conseguenze di un possibile collasso dell'opera possono essere disastrose provocando perdite esose sotto diversi punti di vista;
- costo, poiché com'è stato rimarcato più volte, il grado di complessità che caratterizza l'opera in tutto il suo complesso e in tutte le sue fasi di realizzazione, risulta essere particolarmente elevato.

In generale le dighe vengono realizzate con l'obiettivo di incrementare il livello all'interno di un corso d'acqua oppure per generare un bacino di accumulo di risorsa idrica. Nel primo caso, questo viene compiuto al fine di rendere possibile la raccolta dell'acqua all'interno di condutture che la trasporteranno per poter essere utilizzata per attività irrigue, per forniture, per la produzione di energia idroelettrica. Per quanto concerne la seconda opzione, invece, questi bacini risultano essere molto importanti per regolare eventuali fenomeni di piena che si possono generare durante eventi alluvionali.

2.2.1 Tipologie di sbarramenti

Gli sbarramenti possono essere realizzati con diversi tipi di materiali e sulla base di questo si distinguono dighe in terrapieno, mediante l'utilizzo di materie prime più locali e naturali, oppure dighe in calcestruzzo. In funzione di questo, le sezioni strutturali caratteristiche risultano essere notevolmente differenti fra le due categorie. Nel dettaglio, le prime vengono erette attraverso una forma trapezoidale; per quanto riguarda le seconde, invece, alla luce del materiale usato, è possibile progettare delle sezioni meno voluminose, con geometrie anche più curvilinee ma comunque performanti. In generale, però, indipendentemente dal tipo di sbarramento considerato fra quelli presentati, la caratteristica principale è che essi resistono all'azione delle forze orizzontali generate dall'acqua attraverso il proprio peso. Proprio per questa ragione, nell'ambito delle dighe in calcestruzzo, queste si definiscono come "dighe a gravità".

Storicamente, le prime "gravity dams" sono state erette durante i periodi storici di sviluppo delle popolazioni egiziane, greche e romane. Visto il livello tecnologico che caratterizzava queste epoche, tali opere venivano realizzate in muratura. A seguito dell'evoluzione dei macchinari, delle tecniche costruttive e dell'avvento del calcestruzzo, questo è diventato il materiale principale maggiormente adoperato consentendo, come già accennato in precedenza, di progettare delle opere con una maggiore libertà in termini di sezioni strutturali ma soprattutto caratterizzate da delle altezze decisamente più importanti.

2.2.2 Dighe in calcestruzzo

Ci si vuole soffermare sulle dighe in calcestruzzo. Da un punto di vista dimensionale, la sezione trasversale che contraddistingue uno sbarramento di questo genere è ottenuta mediante analisi statica spesso basando il tutto sull'ipotesi per cui vi sia l'esistenza di uno stato piano tensionale e deformativo. Quindi, il tutto deriva da una analisi bidimensionale. Per quanto riguarda la staticità dell'opera, invece, le azioni agenti sulla struttura devono essere controbilanciate da quelle resistenti fornite dalla fondazione. Questa serie di forze vengono analizzate in funzione di diversi tipi di collasso, in particolare rotazione e ribaltamento, traslazione e scivolamento, cedimento del materiale sia della diga stessa che quello naturale su cui la struttura si fonda. Per garantire la stabilità del tutto è necessario soddisfare le condizioni menzionate in ciascuna sezione.

Dal lato teorico e pratico, i metodi che possono essere presi in considerazione per lo studio e la progettazione di una diga sono diversi ognuno caratterizzato da un rispettivo livello di dettaglio e onere di calcolo. All'interno di questo elaborato di tesi non si approfondiranno

tali processi di analisi ma essi verranno solamente menzionati. Quelli più semplici vengono definiti come "metodi elementari" oppure "metodi gravitazionali", e in questa categoria ricadono il metodo degli strati (method of layers) o il metodo del profilo completo (full profile method); fondamentalmente, essi basano il processo di dimensionamento su una serie di ipotesi semplificative le quali diventano progressivamente influenti sul risultato finale con l'incremento dell'altezza della struttura, ma allo stesso tempo richiedono un onere di calcolo decisamente più contenuto. Per ovviare ai limiti teorici che caratterizzano i metodi elementari si ha la possibilità di fare riferimento ai "metodi moderni" fra i quali ricadono il metodo dei carichi (trial loads method) e il metodo agli elementi finiti (finite element method) con questo ultimo che fornisce al progettista la capacità di considerare anche le condizioni al contorno che caratterizzano l'opera. Fra le grandi potenzialità che contraddistinguono il FEM vi è anche quella di poter studiare lo stato tensionale che si registra all'interno della struttura di una opera di sbarramento tenendo conto anche delle deformazioni volumetriche che si manifestano all'interno del materiale costituente la stessa e che sono dovute all'azione della temperatura. Questo è uno dei motivi per cui oggi il metodo agli elementi finiti risulta essere fra quelli maggiormente adoperati; parallelamente a questo, però, l'aspetto negativo è la importante richiesta di onere computazionale che si accompagna al prendere in considerazione una serie di aspetti fisici molto più dettagliati.

Sino a ora si è accennato alle forze che agiscono su uno sbarramento ma senza entrare troppo nel dettaglio di queste. Innanzitutto è importante specificare che oltre alle più ben note e intuibili pressione idrostatica e peso proprio della struttura, vi sono un'altra serie di azioni rilevanti tanto quanto queste menzionate, ma che risultano essere più complicate da valutare e variabili nel tempo. In maniera più specifica si sta facendo riferimento alle forze che si originano a seguito di moti di filtrazione nel terreno su cui si poggia la struttura di fondazione (pressione idrodinamica), alle azioni spingenti del terreno, alle forze di impatto delle onde, a quelle forze derivanti dalla formazione di ghiaccio, alle forze di interazione fra corpo della diga e la sua fondazione dovute a differente rigidità e deformazioni, agli effetti termici legati allo stato di idratazione del cemento. A queste devono essere ancora aggiunte le azioni straordinarie legate, per esempio, a eventuale attività sismica, con queste che non possono essere calcolate in maniera specifica e deterministica bensì probabilistica in quanto sono caratterizzate da una certa probabilità di accadimento, a cui si accompagna una certa magnitudo, variabile in funzione della finestra temporale considerata.

Come ultimo punto, si vuole menzionare anche come il tipo di materiale su cui la struttura viene a fondarsi risulta essere influente sulla progettazione dell'opera. Infatti, è fondamentale distinguere due configurazioni principali in cui la diga giace su un ammasso roccioso oppure su un terreno maggiormente deformabile e allo stesso tempo più sensibile alla presenza dell'acqua. In generale, nel momento in cui si registra questa seconda condizione, la maggiore ripercussione progettuale consiste nella limitazione dell'altezza della struttura che non dovrebbe eccedere orientativamente i 40m.

2.2.3 Ripercussioni negative sull'ambiente naturale

Nel momento in cui si progetta e realizza una opera di carattere civile come una infrastruttura viarie e/o ferroviaria, un acquedotto, una opera di sostegno ecc., tendenzialmente a queste si accompagnano dei benefici sociali ed economici. Allo stesso tempo, però, questa serie di opere artificiali hanno un certo impatto sull'ambiente naturale con effetti negativi più o meno importanti a seconda del tipo di realizzazione. Per questa ragione, a rigore, una progettazione in ambito civile dovrebbe essere sempre analizzata tenendo conto di questo aspetto fondamentale e che oggi è caratterizzato da una rilevanza non indifferente, il tutto cercando di evitare o almeno limitare quanto più possibile tali effetti. Tutto questo ha un peso molto elevato quando si discute di una opera di sbarramento e invaso. Gene-

ralmente si possono considerare ripercussioni sull'area del bacino idrico con una perdita di spazio vivibile per specie animali e vegetali, perdita di aree montane e di siti storici e archeologici; sul flusso del corso d'acqua a valle della diga con una riduzione della portata dello stesso, della qualità dell'acqua; sulla possibilità di spostamenti della fauna dell'area bloccando i percorsi migratori; sull'ambiente circostante con variazione dell'aspetto estetico del paesaggio, e sul microclima.

2.3 Storia dei fenomeni alluvionali nell'alta Val Tanaro

Il Piemonte, nel corso degli anni, si è mostrata come un'area geografica particolarmente soggetta a eventi alluvionali. Infatti, secondo quanto riportato sul sito della "Regione Piemonte", dal 1800 al 2018 si sono contati più di 120 fenomeni caratterizzati dal manifestarsi con una frequenza di uno ogni 18-20 mesi con questo dato che ha avuto una tendenza a diminuire a partire dalla metà degli anni '90 del secolo scorso sino a uno ogni 17.

Il rischio che si accompagna a questi eventi calamitosi è risultato essere sempre più crescente a causa dell'espansione, a volte non controllata, dei centri abitati e delle infrastrutture in aree sensibili soprattutto nel primo periodo dopoguerra.

In questa sezione si vogliono riportare dei dati inerenti a quelle che sono state alcune fra le più importanti alluvioni che hanno colpito il Piemonte focalizzando l'attenzione sull'area meridionale della regione e sull'alta Val Tanaro in particolare, con riferimento ai comuni che si sono menzionati precedentemente. Più precisamente, si presenteranno gli eventi del Novembre 1994, del Novembre 2016 e dell'Ottobre 2020 .

2.3.1 Evento alluvionale del 4-6 Novembre 1994

Nella prima metà del mese di Novembre dell'anno 1994, il Piemonte è stato contraddistinto da una spiccata instabilità meteorologica che ha iniziato a manifestarsi a partire dagli ultimi giorni del mese precedente. Nel dettaglio si registrarono precipitazioni con carattere temporalesco e anche nevicate al di sopra di 2000m s.l.m., a cui seguì un importante aumento della temperatura dell'aria che causò lo scioglimento di queste ultime e alla crescita del tasso di umidità.

Le piogge hanno iniziato a presentarsi a partire dal giorno 2 Novembre con un carattere più debole che, però, ha subito un netto cambiamento a partire dal 4 Novembre e che si è protratto sino al 6 Novembre. Proprio per questa ragione, e in virtù delle aree regionali che sono state maggiormente soggette al fenomeno durante il progredire dei giorni, gli esperti hanno suddiviso l'evento in tre fasi.

La prima fase, che viene identificata come quella mostratasi il giorno 4, ha colpito maggiormente le zone meridionali della regione al confine con la Liguria con forti precipitazioni a carattere temporalesco.

Nella seconda fase, ossia a partire dal giorno 5, le piogge hanno iniziato a interessare anche le zone dell'Astigiano e del Cuneese con un aumento dell'intensità che si è mantenuta costante per un valore circa pari a 20mm/h. I bacini del Tanaro, del Bormida e del Belbo sono stati quelli maggiormente assoggettati all'evento. I valori di intensità hanno subito una ulteriore crescita durante l'arco della giornata sino a raggiungere i 30mm/h. Nel pomeriggio, attorno alle 16, la città di Ceva veniva allagata con la stazione di Garessio che registrava 195.4mm. Alla sera, il fenomeno in quest'area si era pressoché venuto a esaurire (Figura 2.4).

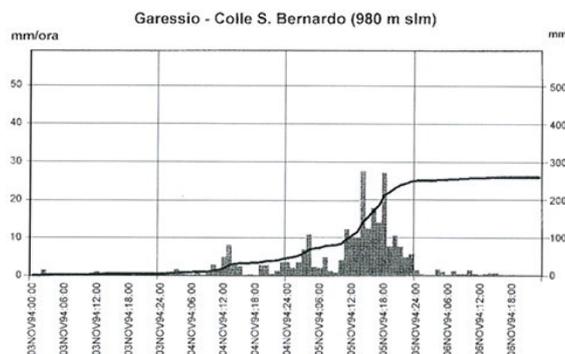


Figura 2.4: Precipitazioni cumulate e intensità orarie dal 3 Novembre al 6 Novembre presso la stazione idrometrica di Garessio (Rapporto evento alluvione 4-6 Novembre 1994, ARPA Piemonte)

Nell'ultima fase, invece, la quale è identificata a partire dal tardo pomeriggio del giorno 5 sino alla mattinata del giorno 6, l'area più colpita è stata quella della fascia prealpina fra la Val Pellice e la Val Sesia. Nell'area meridionale il giorno 6 le precipitazioni, invece, sono terminate.

Per capire meglio l'eccezionalità dell'evento si può fare riferimento alla Figura 2.5 in cui si può denotare come quasi la metà del territorio regionale sia stato interessato fra il giorno 4 e il giorno 5 da circa 200mm di pioggia. Anche la Figura 2.6 mostra come i tempi di ritorno dell'evento siano particolarmente importanti prendendo in considerazione diverse durate di riferimento dell'evento. In particolare, nell'alta Val Tanaro si identificano tempi di ritorno pari a 100 anni. In Tabella 2.1, invece, si riportano i dati pluviometrici rilevati nelle stazioni di Ormea e Garessio.

Stazione	Quota s.l.m [m]	Totali di precipitazione [mm]						Totali 02-07/11
		02/11	03/11	04/11	05/11	06/11	07/11	
Garessio	980	13.2	4.8	42.4	195.4	9.4	0.0	265.2
Ormea	1245	10.0	10.6	62.0	206.6	9.6	6.8	305.6

Tabella 2.1: Totali giornalieri di precipitazione dal 2 Novembre al 7 Novembre 1994 (Rapporto evento alluvione 4-6 Novembre 1994, ARPA Piemonte)

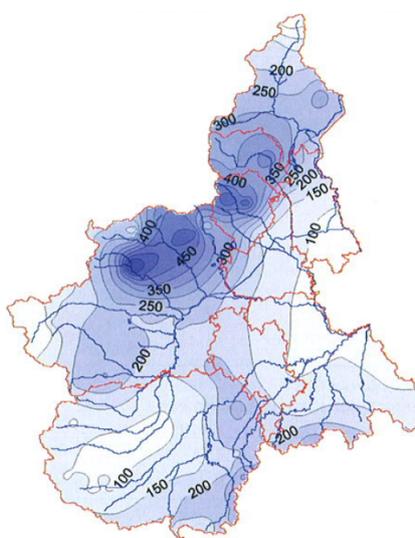
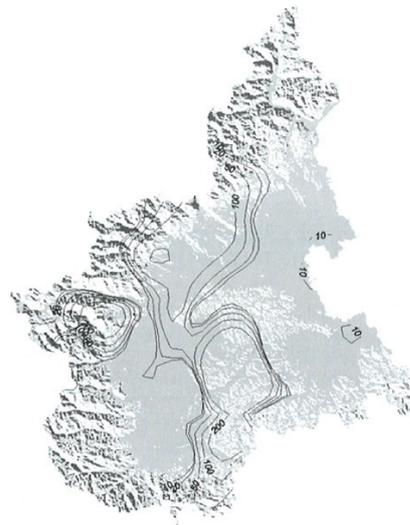


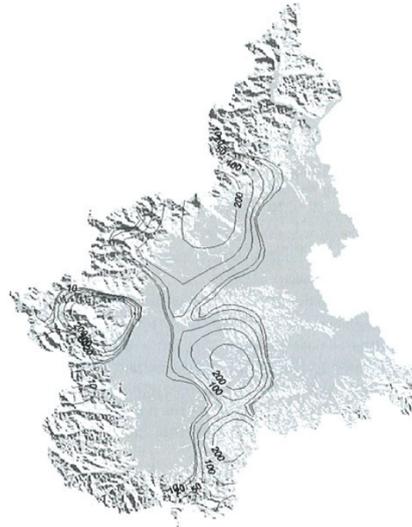
Figura 2.5: Precipitazioni cumulate dal 4 Novembre alle ore 12.00 al 5 Novembre alle ore 0.00 (Rapporto evento alluvione 4-6 Novembre 1994, ARPA Piemonte)



(a) Precipitazioni per durata pari a 6 ore



(b) Precipitazioni per durata pari a 12 ore



(c) Precipitazioni per durata pari a 24 ore

Figura 2.6: Tempi di ritorno per l'evento alluvionale del Novembre 1994 (Rapporto evento alluvione 4-6 Novembre 1994, ARPA Piemonte)

A causa delle importanti piogge che si sono venute a riversare su tutto il Piemonte, si sono anche registrati eccezionali eventi di piena soprattutto nel bacino del fiume Tanaro. Infatti, in tale area, si è avuta la distruzione o l'avaria di gran parte delle stazioni idrometriche che risultavano essere attive in quel periodo. Per esempio, a Farigliano, comune situato più a Nord di quelli di Garessio, Nucetto, Ceva, la stazione ha registrato il suo ultimo dato pari a 5.80m alle ore 13.00 del 5 Novembre, fase in cui l'onda di piena era caratterizzata da una crescita di circa 40cm/h. Rilievi successivi hanno stimato un livello di colmo raggiunto nella serata del medesimo giorno per un valore circa pari a 9.00m, dato superiore di 3.00m rispetto al massimo storico precedente, con una portata di picco rispettiva circa pari a 3400 m³/s. In generale, lungo l'asta del Tanaro si sono stimati tempi di ritorno per le onde di piena superiori a 200 anni per il maggior numero di sezioni studiate.

2.3.2 Evento alluvionale del 21-25 Novembre 2016

Nell'anno 2016, a Novembre si è registrato un importante fenomeno alluvionale caratterizzato da piogge forti e continue che si sono riversate nei giorni fra il 21 e il 25 (Figura 2.7).

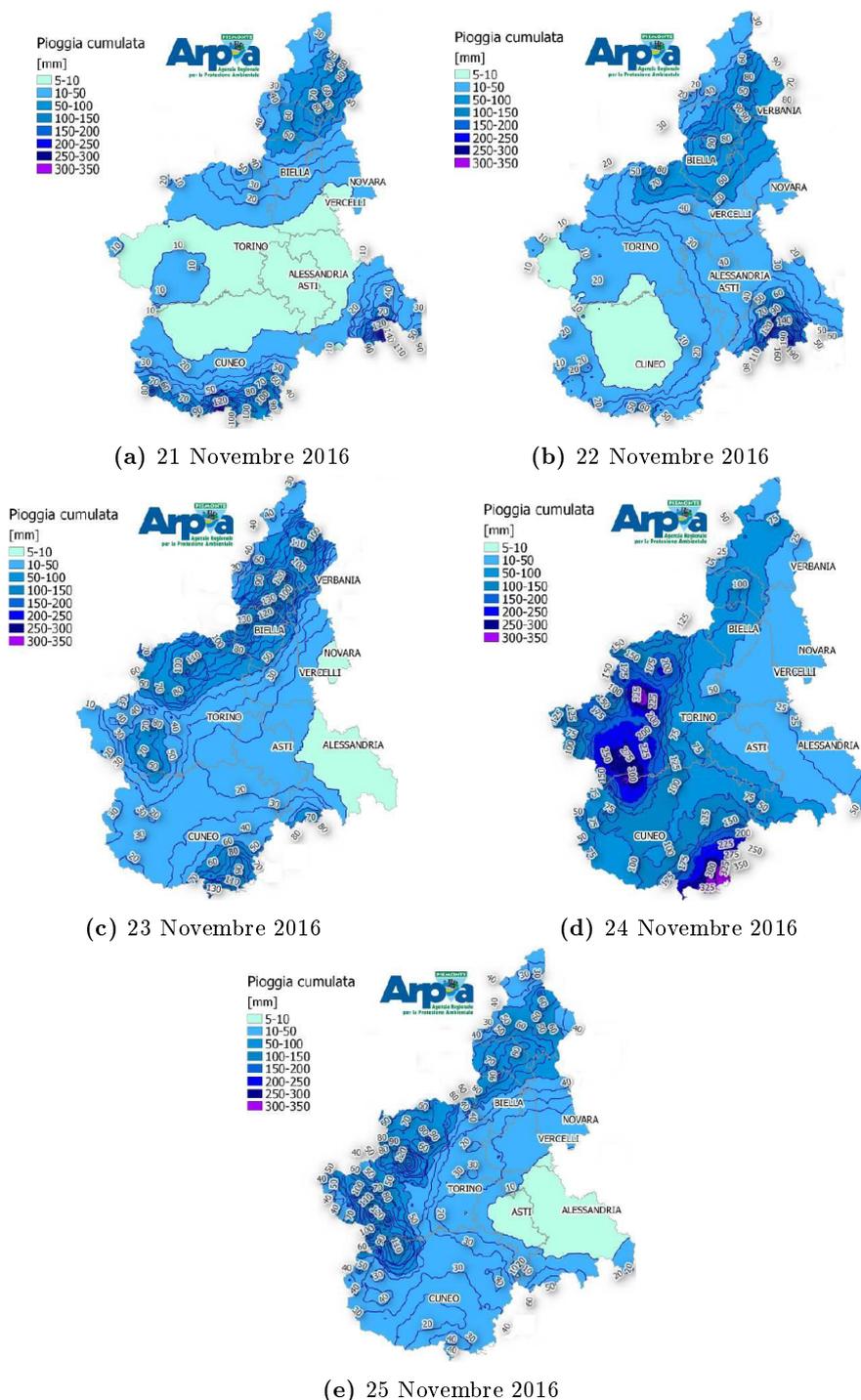


Figura 2.7: Livelli di precipitazione nelle giornate dal 21 Novembre al 25 Novembre (Rapporto evento alluvione 21-25 Novembre 2016, ARPA Piemonte)

Più nel dettaglio, il primo giorno le aree maggiormente colpite furono quelle di cuneese e alessandrino al confine con la Liguria mentre i giorni 22 e 23 hanno visto le aree più settentrionali della regione come quelle prevalentemente esposte. Le precipitazioni più

eccezionali si sono manifestate il 24 Novembre in particolare nell'alta Val Tanaro con massimi di precipitazione registrati nella stazione di Ponte di Nava, nel comune di Ormea, pari a 632.6mm.

In Tabella 2.2 sono indicati i valori pluviometrici reperiti dalle stazioni di Ormea Ponte di Nava, Garessio Monte Berlino e Garessio Colle San Bernardo. A rimarcare l'eccezionalità dell'evento, questi numeri risultano identificare più del 50% della precipitazione media annuale.

Stazione	Totali di precipitazione [mm]					Totali 21-25/11
	21/11	22/11	23/11	24/11	25/11	
Garessio M.B.	121.4	48.6	113.6	307.8	29.2	620.6
Garessio C.S.B.	59.4	45.0	63.8	287.8	25.6	481.6
Ormea P.N.	87.8	43.6	126.6	343.0	31.6	632.6

Tabella 2.2: Totali giornalieri di precipitazione dal 21 Novembre al 25 Novembre 2016 Rapporto evento alluvione 21-25 Novembre 2016, ARPA Piemonte)

Per tali stazioni si riportano anche i rispettivi ietogrammi e le curve di possibilità pluviometrica valutate per differenti tempi di ritorno (Figura 2.8).

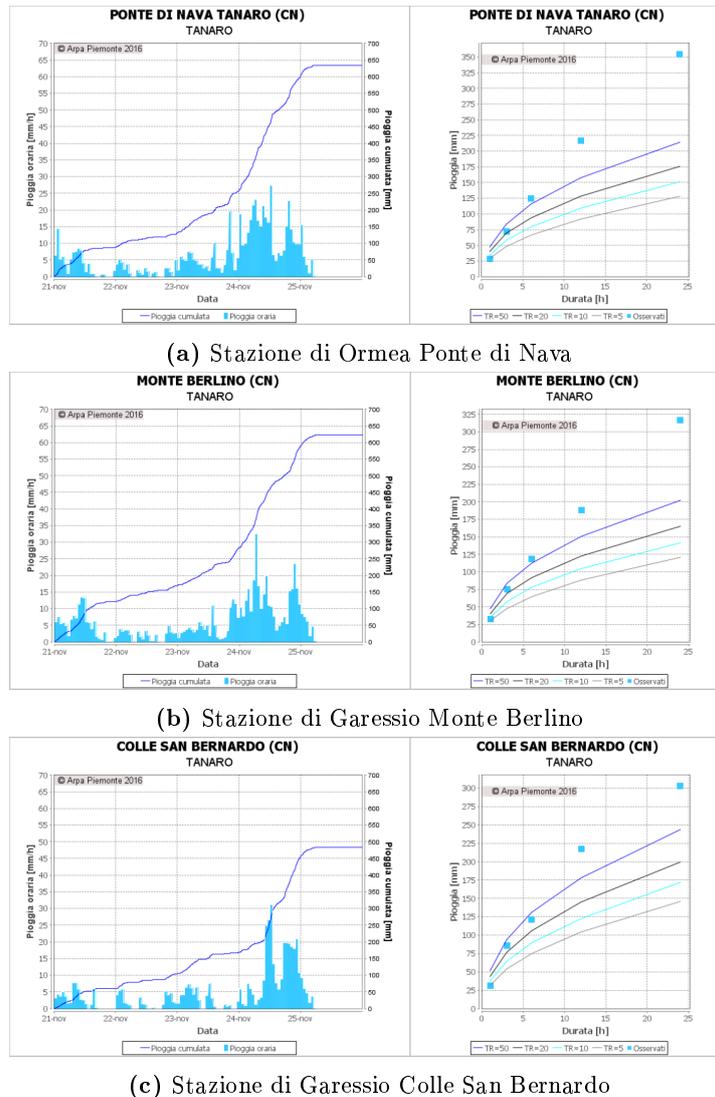


Figura 2.8: Ietogrammi e curve di possibilità pluviometrica in alcune stazioni lungo il Tanaro (Rapporto evento alluvione 21-25 Novembre 2016, ARPA Piemonte)

I livelli di pioggia che si sono riversati al suolo hanno portato a un notevole innalzamento del livello nei corsi d'acqua del reticolo idrografico regionale. Per quanto riguarda il fiume Tanaro, precisamente, si è registrato un picco iniziale nelle sezioni da Ponte di Nava a Farigliano. La piena di maggiore entità, però, si è venuta a manifestare nel giorno 24 con la successione di due picchi con il primo che ha subito uno smussamento procedendo verso le zone dell'astigiano e dell'alessandrino (Figura 2.9).

Per quanto riguarda i livelli raggiunti, a Garessio si sono registrati 5.19m, valore superiore più di 2.0m rispetto alla soglia di pericolo e che risulta essere il massimo storico. Ne sono derivati 800 m³/s di portata di picco per la quale si è stimata un tempo di ritorno pari a 200 anni. L'idrometro della stazione di Ponte di Nava, invece, ha segnato 4.67m.

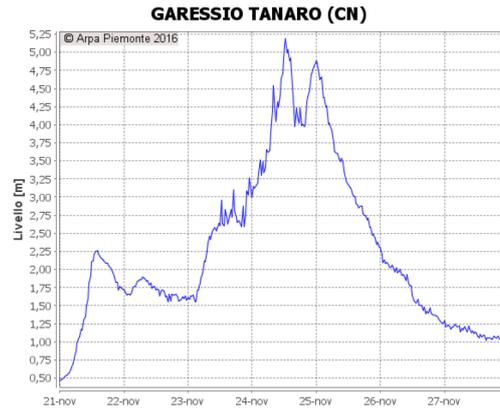


Figura 2.9: Idrogramma registrato dalla stazione di Garessio (Rapporto evento alluvione 21-25 Novembre 2016, ARPA Piemonte)

Comparando l'evento registratosi nel 1994 con quello del 2016 (Figura 2.10), si può osservare come in termini di livelli di precipitazione, nell'area dell'alta Val Tanaro, il secondo sia caratterizzato da una entità decisamente più importante.

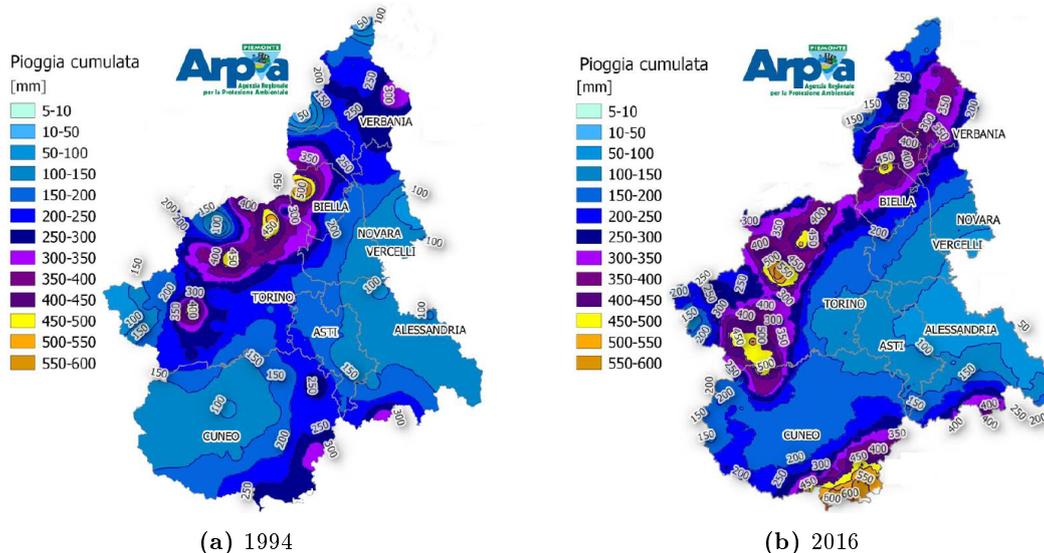


Figura 2.10: Raffronto tra l'evento alluvionale del Novembre 1994 e del Novembre 2016 (Rapporto evento alluvione 21-25 Novembre 2016, ARPA Piemonte)

2.3.3 Evento alluvionale del 2-3 Ottobre 2020

Agli inizi del mese di Ottobre 2020 delle precipitazioni eccezionali, da un punto di vista dell'intensità, hanno colpito l'intera regione Piemonte, interessando in maniera particolare le aree dell'alta Val Tanaro. In questa zona le piogge più intense si sono registrate nel giorno 2 concentrandosi prevalentemente nella testa del bacino idrografico. Nella giornata successiva, invece, i fenomeni si sono essenzialmente assestati nell'area regionale settentrionale (Figura 2.11).

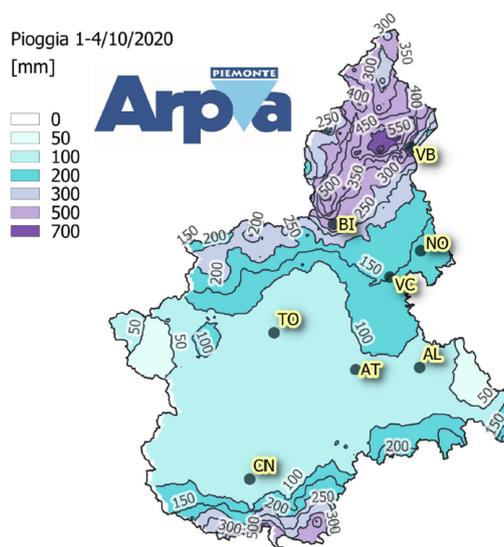


Figura 2.11: Precipitazione cumulata dall'1 Ottobre al 4 Ottobre (Rapporto evento alluvione 2-3 Ottobre 2020, ARPA Piemonte)

In Tabella 2.3 sono riportati i valori pluviometrici misurati dalle stazioni di Ormea, Garessio Monte Berlino. Anche in questo caso, così come era stato per l'alluvione del 2016, questi numeri rappresentano più del 50% della precipitazione media annuale.

Stazione	Totali di precipitazione [mm]				
	01/10	02/10	03/10	04/10	Totali 01-04/10
Garessio M.B.	0.0	413.8	18.6	6.8	439.2
Ormea P.N.	0.0	309.8	9.8	5.6	325.2

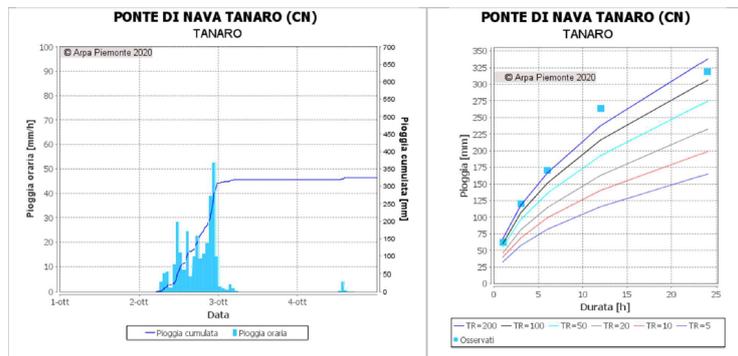
Tabella 2.3: Totali giornalieri di precipitazione dall'1 Ottobre al 4 Ottobre 2020 (Rapporto evento alluvione 2-3 Ottobre 2020, ARPA Piemonte)

Per le medesime stazioni si sono rappresentati anche gli ietogrammi e le curve di possibilità pluviometrica in funzione di diversi tempi di ritorno (Figura 2.12).

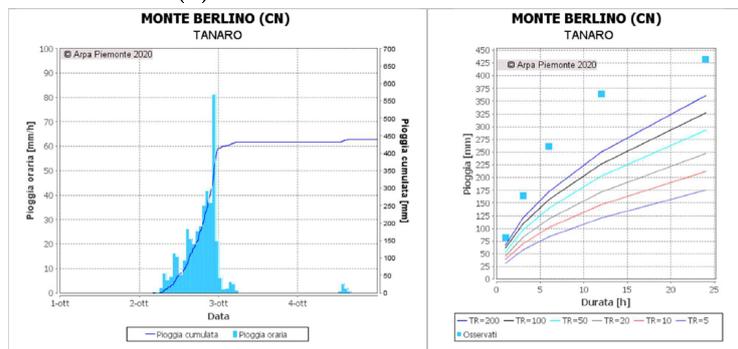
Le onde di piena che si sono generate a seguito delle copiose piogge hanno superato i livelli che si erano registrati durante l'evento del Novembre 2016. Per esempio, nelle stazioni di Ponte di Nava e Garessio, rispettivamente, si sono osservati 5.32m e 5.93m (Figura 2.13). L'aspetto ancor più critico del fenomeno è stato che gli innalzamenti dei livelli sono stati molto repentini con il colmo che è stato raggiunto al più in 12 ore. Allo stesso modo, la piena è venuta a esaurirsi in tempi piuttosto rapidi a causa del fatto per cui le precipitazioni si sono concentrate in una unica giornata (Figura 2.14).

Sino al centro abitato di Ponte di Nava si sono osservati fenomeni di tipo torrentizio con erosione laterale delle sponde soprattutto per quanto concerne il torrente Negrone con conseguente interruzione del servizio di viabilità della strada limitrofa. Procedendo lungo il corso del fiume a partire da Ponte di Nava, si sono osservati ulteriori processi di erosione

delle sponde a cui si aggiungono straripamenti favoriti anche dal trasporto e dall'accumulo di materiale ligneo che ha ostruito ponti da cui ne sono derivati degli allagamenti delle aree circostanti, danneggiamenti o collassi di ponti.

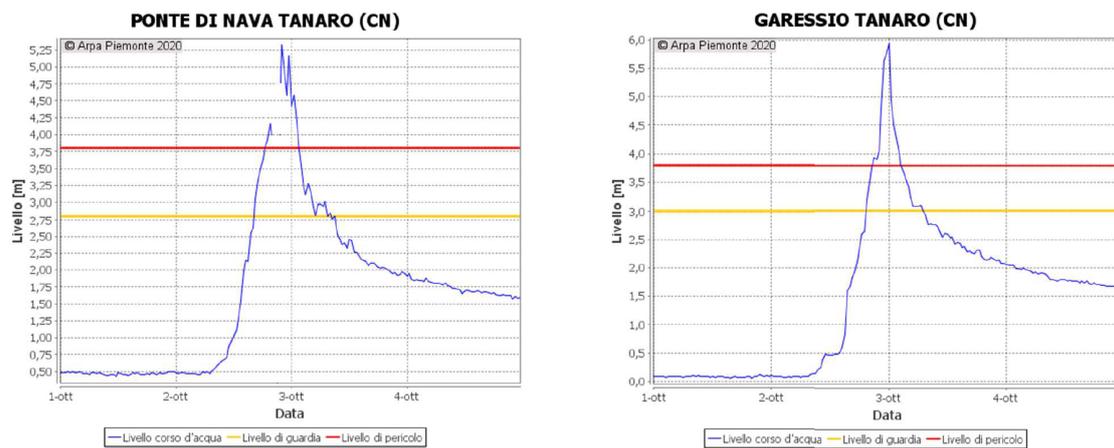


(a) Stazione di Ormea Ponte di Nava



(b) Stazione di Garessio Monte Berlino

Figura 2.12: Ietogrammi e curve di possibilità pluviometrica in alcune stazioni lungo il Tanaro (Rapporto evento alluvione 2-3 Ottobre 2020, ARPA Piemonte)



(a) Stazione di Ormea Ponte di Nava

(b) Stazione di Garessio

Figura 2.13: Idrogramma registrato in alcune stazioni lungo il Tanaro (Rapporto evento alluvione 2-3 Ottobre 2020, ARPA Piemonte)

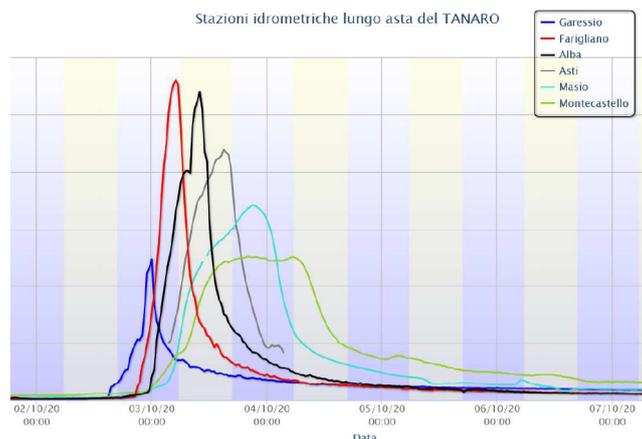


Figura 2.14: Propagazione dell’onda di piena lungo il corso del fiume Tanaro (Rapporto evento alluvione 2-3 Ottobre 2020, ARPA Piemonte)

Facendo un paragone anche per questo evento con quelli che hanno colpito l’area nel passato, ossia quello del 1994 e del 2016, si è osservato che le precipitazioni totali fossero inferiori in quanto i giorni in cui si sono segnalati livelli di pioggia importanti sono stati solo due. Allo stesso tempo, però, l’intensità che ha caratterizzato l’evento dell’Ottobre 2020 è stata in assoluto la maggiore. Nella Figura 2.15 è stato riportato il confronto grafico tra le ultime due alluvioni che hanno colpito l’alta Val Tanaro, da cui si possono notare tutti gli aspetti peculiari dell’evento in questione che si sono menzionati in precedenza, ossia la repentinà dello sviluppo dell’onda di piena, la differenza della durata, la differenza dei volumi.

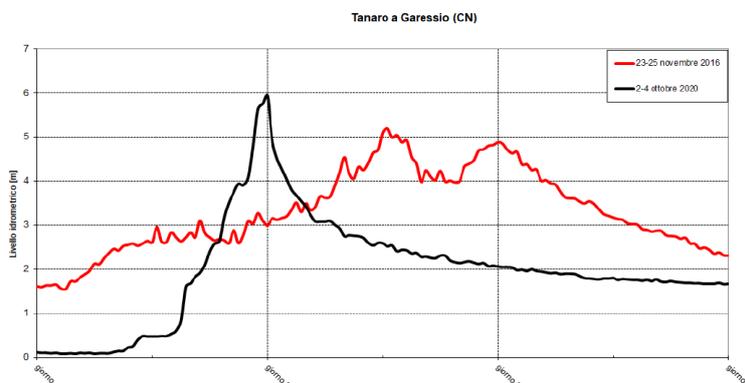


Figura 2.15: Confronto tra l’evento alluvionale del Novembre 2016 e dell’Ottobre 2020 misurato a Garesio (Rapporto evento alluvione 2-3 Ottobre 2020, ARPA Piemonte)

Si riporta di seguito una breve documentazione fotografica in merito ai danni e ai disagi generati dall’onda di piena.



Figura 2.16: Fenomeno di erosione di sponda causato dal torrente Negrone (Rapporto evento alluvione 2-3 Ottobre 2020, ARPA Piemonte)



Figura 2.17: Collasso di un ponte a Ormea loc. Barchi (Rapporto evento alluvione 2-3 Ottobre 2020, ARPA Piemonte)



Figura 2.18: Tracce del passaggio dell'onda di piena a Garessio, Cascina dell'isola (Rapporto evento alluvione 2-3 Ottobre 2020, ARPA Piemonte)



Figura 2.19: Effetti dell'onda di piena a Garessio, loc. Trappa (Rapporto evento alluvione 2-3 Ottobre 2020, ARPA Piemonte)



Figura 2.20: Vie di Garessio circostanti al ponte Odasso il quale è stato ostruito e sormontato dall'onda di piena (Rapporto evento alluvione 2-3 Ottobre 2020, ARPA Piemonte)

2.4 Contesto geografico, morfologico e geologico

All'interno di questa sezione si vogliono riportare brevemente alcune informazioni da un punto di vista prettamente geologico e geografico che possano aiutare a comprendere nella maniera corretta quale sia il contesto in cui il fiume Tanaro e i torrenti che lo generano, in cui è prevista la costruzione dell'opera di sbarramento, vengono a svilupparsi e a scorrere.

2.4.1 Geografia e morfologia

Il primo tratto del fiume Tanaro viene identificato con la denominazione di Tanarello il quale nasce dal Monte Marguareis nelle Alpi Marittime (2651m s.l.m.) e che si sviluppa con caratteristiche prettamente torrentizie. A circa 4km dalla frazione di Ponte di Nava nel comune di Ormea (CN), si unisce con il torrente Negrone ed è proprio da questo punto in poi che il fiume assume la denominazione ben più nota. Il torrente Negrone per un certo tratto delimita il confine fra le regioni Piemonte e Liguria (Figura 2.21).

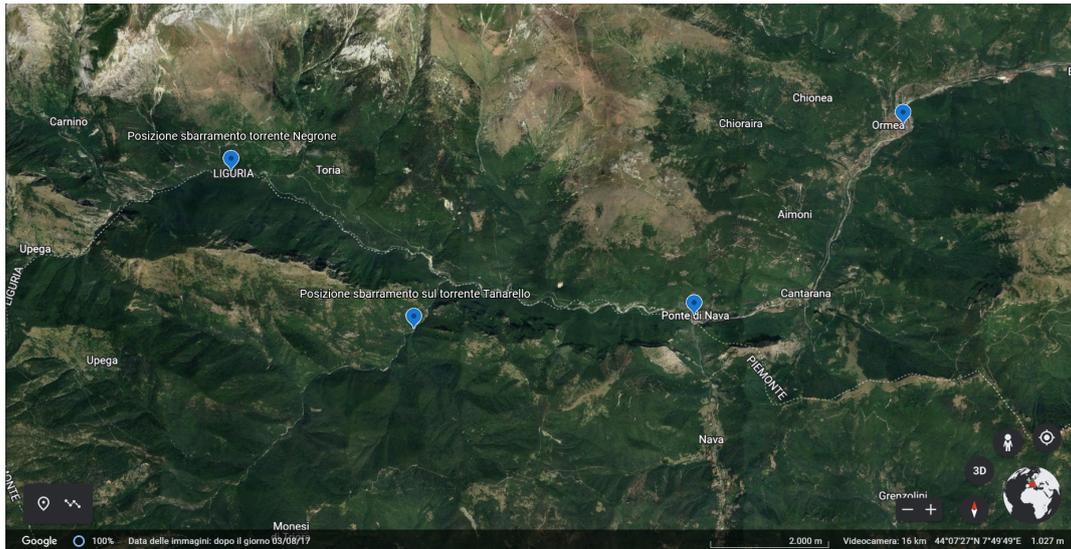


Figura 2.21: Individuazione del contesto geografico dei siti di rilievo (Google Earth)

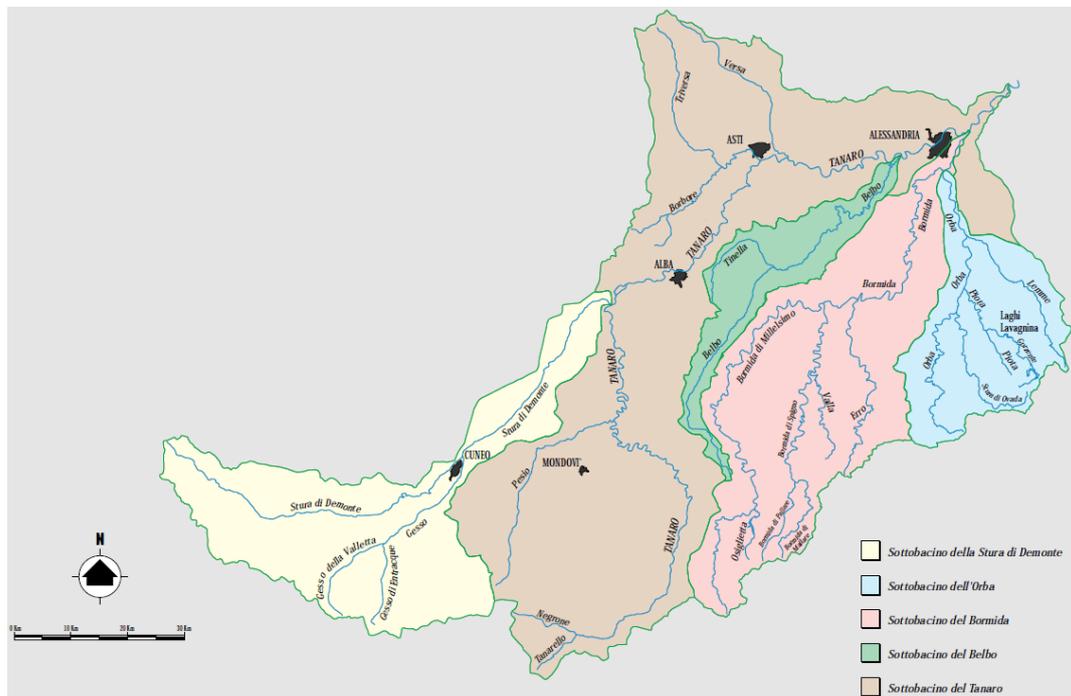


Figura 2.22: Geografia del bacino del fiume Tanaro (Linee Generali di Assetto Idrogeologico e Quadro degli Interventi Bacino del Tanaro - Autorità di Bacino del Fiume Po)

L'asta principale del Tanaro può essere suddivisa in tre tratti distinti in funzione del comportamento idraulico del corso d'acqua, di caratteristiche morfologiche e morfometriche dell'area geografica attraversata. Più precisamente, l'alto Tanaro è individuato fra la sorgente e l'affluenza con il torrente Corsaglia nella frazione omonima nel comune di Frabosa Soprana (CN), il tratto medio fino al comune di Castello di Annone (AT), mentre il tratto finale sino alla confluenza con il fiume Po.

Il bacino del fiume copre un'area geografica totale di circa 8080km² rappresentante circa il 12% del bacino del Po (Figura 2.22). Da un punto di vista morfologico, il percorso che porta il fiume a scorrere fra Garessio e Ceva è caratterizzato da un fondovalle tendenzialmente stretto e con un forte impatto antropico. Nel dettaglio fra Garessio e Priola il corso

d'acqua si restringe con la presenza di abitazioni, zone industriali e infrastrutture viarie; fra Priola e Bagnasco il fondovalle si allarga e si stringe a intervalli variabili; fra Bagnasco e Nucetto, anche in questo caso il fondovalle è caratterizzato da una larghezza variabile per confluire nel centro abitato di Nucetto in una strettoia, inoltre vi sono ferrovia e strada che "tagliano" in direzione longitudinale il fondovalle condizionando l'alveo nei momenti di piena; tra Nucetto e Ceva le infrastrutture viarie portano a fare sì che il corso d'acqua si muova fra versanti e scarpate in più punti in frana; a Ceva il fiume è particolarmente condizionato da un grosso numero di edifici costruiti in prossimità delle sponde. Lungo il corso del fiume, vi è già la presenza di una serie di interventi che sono stati realizzati per contenere i vari fenomeni di piena che potrebbero venirsi a presentare a seguito di un futuro evento alluvionale (Figura 2.23).

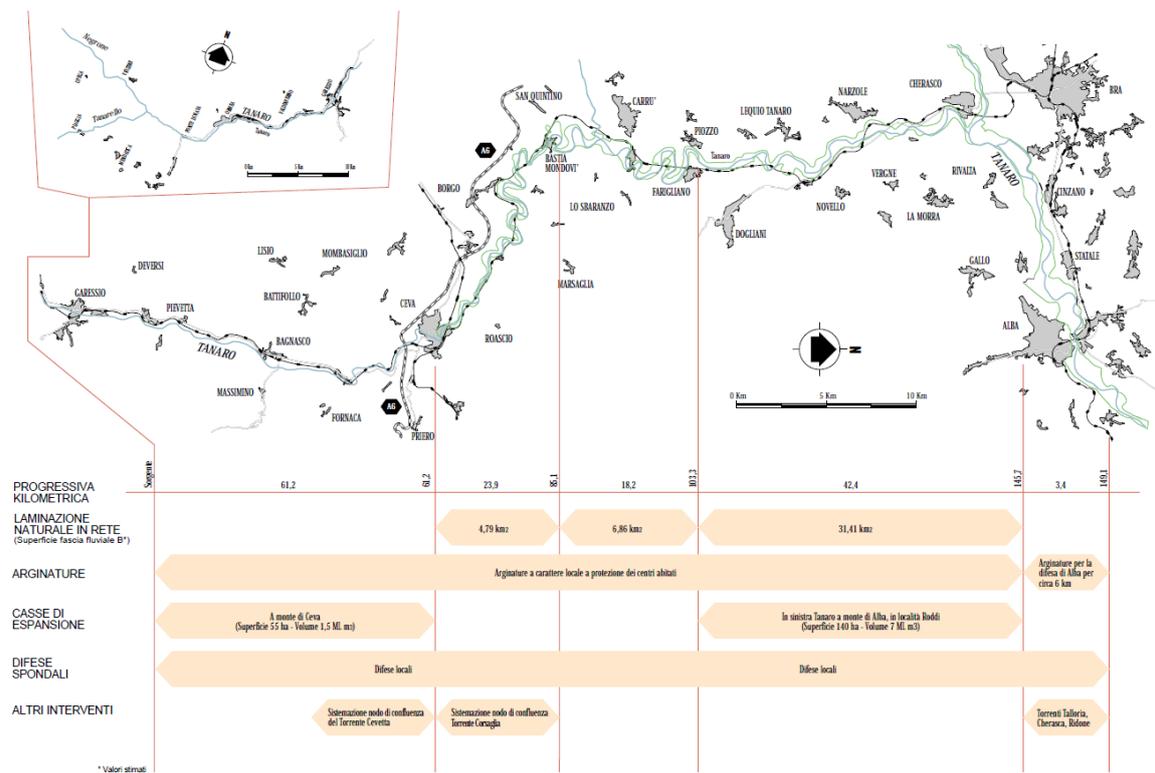


Figura 2.23: Interventi eseguiti lungo il Tanaro fino alla città di Alba (Linee Generali di Assetto Idrogeologico e Quadro degli Interventi Bacino del Tanaro - Autorità di Bacino del Fiume Po)

2.4.2 Geologia

Il contesto geomorfologico piemontese risulta essere particolarmente complesso e unico allo stesso tempo a causa della presenza delle Alpi, degli Appennini, delle zone collinari delle Langhe e del Monferrato, dell'ampia pianura alluvionale del fiume Po, degli anfiteatri morenici.

I primi rilievi delle Alpi si vennero a formare a seguito dello scontro fra il blocco di terre emerse africane e quelle europee con questa ultima che venne sovrastata con conseguente incremento dello spessore della crosta terrestre. A seguito di queste collisioni si manifestarono i primi innalzamenti della catena alpina. Durante questo processo di subduzione, vi fu anche la scomparsa di una enorme distesa d'acqua che è stata identificata come Oceano Ligure-Piemontese, il quale faceva parte dell'Oceano della Tetide. Nei milioni di anni successivi il sollevamento della superficie continuò in maniera, però, non omogenea a causa della presenza di faglie e fratture. Tale processo continua ancora oggi e ciò è testimoniato dall'attività sismica che gli strumenti registrano (Paro L. e Morelli M., 2006).

Focalizzando l'attenzione sull'area meridionale delle Alpi Piemontesi, prendendo in considerazione quanto viene riportato all'interno della Carta Geologica d'Italia alla scala 1:100000 dell'IGM (Istituto Geografico Militare), nel Foglio n°91 Boves (Figura 2.24), nell'area in cui scorre il torrente Negrone si possono riscontrare delle alternanze di quarziti e scisti quarziticci, calcari dolimitici e marmorei del Triassico inferiore; il torrente Tanarello, invece, si muove fra rilievi montuosi costituiti da arenoscisti, zone marnose con banchi di calcare cristallino.

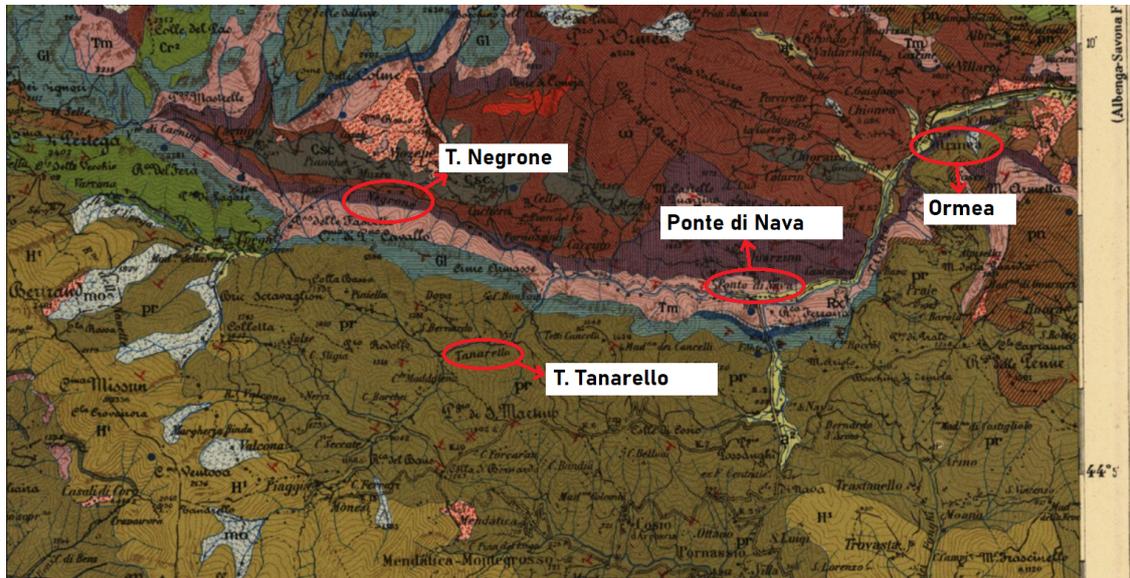


Figura 2.24: Estratto dalla Carta Geologica d'Italia scala 1:100000 Foglio n°91 Boves (ISPRA, Dipartimento per il Servizio Geologico d'Italia)

Capitolo 3

Campagna di rilievo lungo i torrenti Negrone e Tanarello

3.1 Descrizione dell'attività di rilievo

Come precedentemente accennato, questo elaborato di tesi ha come scopo quello di valutare l'interazione fra il bacino di laminazione e i versanti naturali presenti, prestando particolare attenzione all'eventuale instaurazione di fenomeni franosi. Per tale ragione, nel mese di Giugno 2022 si è svolta una campagna di rilievo con il fine di raccogliere dati riguardanti la presenza di affioramenti rocciosi lungo il percorso dei torrenti Tanarello e Negrone, di definirne le rispettive caratteristiche geomeccaniche e di valutare quali fossero i set di discontinuità presenti che potrebbero causare fenomeni di instabilità suddetti una volta realizzato il bacino di laminazione previsto.

Da un punto di vista strumentale si è fatto uso di una bindella metrica, di una "bussola da geologo", di un pettine di Barton di lunghezza pari a 15cm e di uno sclerometro.

3.2 Affioramenti rilevati

In questa sezione si riportano i dati inerenti agli affioramenti individuati lungo i corsi dei torrenti Tanarello e Negrone rispettivamente. In totale sono stati eseguiti un numero pari a 10 rilievi, la maggior parte in alveo grazie al fatto per cui l'attività erosiva del corso d'acqua ha portato alla manifestazione in superficie del substrato roccioso.

Lungo il torrente Tanarello gli affioramenti riscontrati, soprattutto lungo la sponda in sinistra orografica, risultavano essere maggiormente vistosi (come mostrerà anche la documentazione fotografica) raggiungendo anche altezze circa pari a 5-6m rispetto all'alveo del torrente. Inoltre, è stato anche possibile rilevare un ammasso presente lungo il sentiero che costeggia il corso d'acqua a un'altezza di circa 6m dal letto del torrente. Per quanto concerne il torrente Negrone, invece, la ricerca di affioramenti adeguati per il rilievo è stata più difficoltosa in quanto si sono riscontrati perlopiù ammassi rocciosi non in posto e ricoperti da vegetazione boschiva.

3.2.1 Torrente Tanarello

Lungo il corso d'acqua del Tanarello si sono rilevati un numero di 6 affioramenti rocciosi, suddivisi in maniera uguale fra la destra e la sinistra orografica. La loro localizzazione viene riportata nella Figura 3.1 con l'indicazione del previsto settore di costruzione dello sbarramento dell'invaso. I rilievi sono stati identificati rispettivamente con le diciture A1, A2, A3, A4, A5, A10. Di seguito, poi, si riporta una documentazione fotografica dei suddetti affioramenti rilevati.

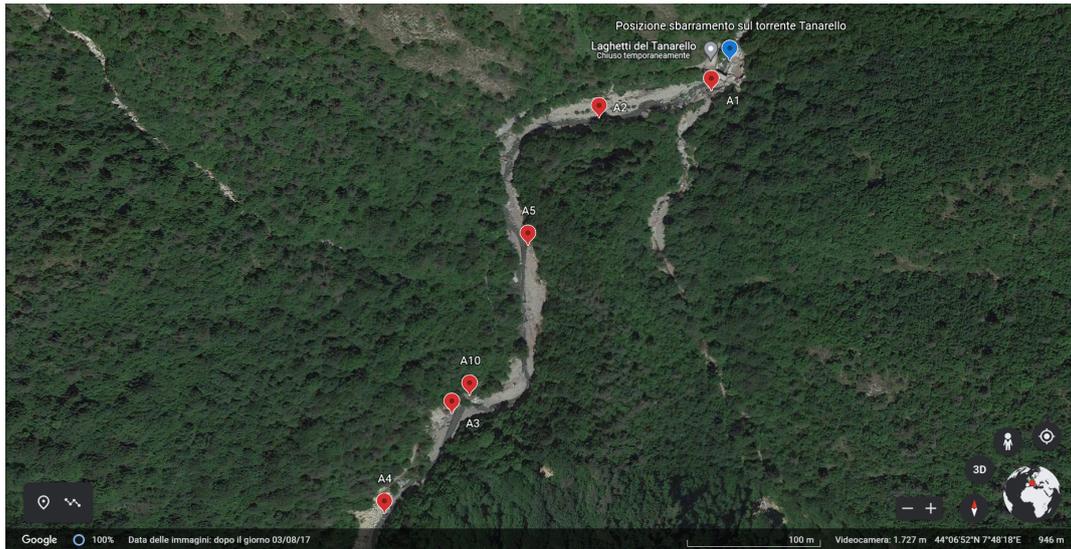


Figura 3.1: Localizzazione affioramenti rilevati lungo il torrente Tanarello (Google Earth)



Figura 3.2: Affioramento A1



Figura 3.3: Affioramento A2



Figura 3.4: Affioramento A3



Figura 3.5: Affioramento A4



Figura 3.6: Affioramento A5

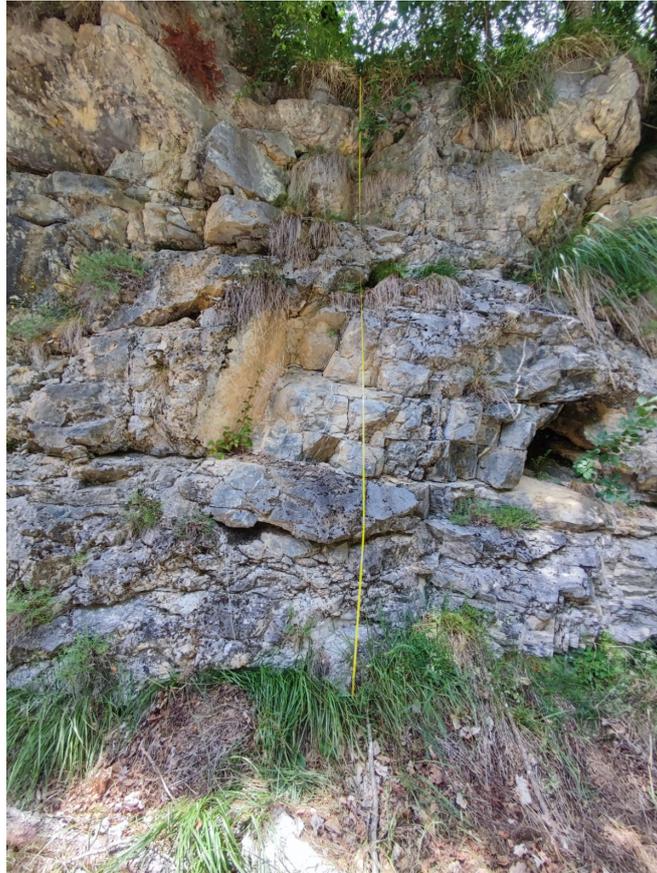


Figura 3.7: Affioramento A10

3.2.2 Torrente Negrone

Lungo il torrente Negrone il numero di rilievi eseguiti è stato inferiore rispetto al Tanarello, nel dettaglio 4, anche in questo caso distribuiti in maniera omogenea lungo la destra e la sinistra orografica. In Figura 3.8 si specifica la posizione geografica degli affioramenti. I rilievi sono identificati rispettivamente come A6, A7, A8, A9. Segue, poi, una serie di foto in cui sono raffigurati gli affioramenti su cui si sono eseguite le attività di misura.

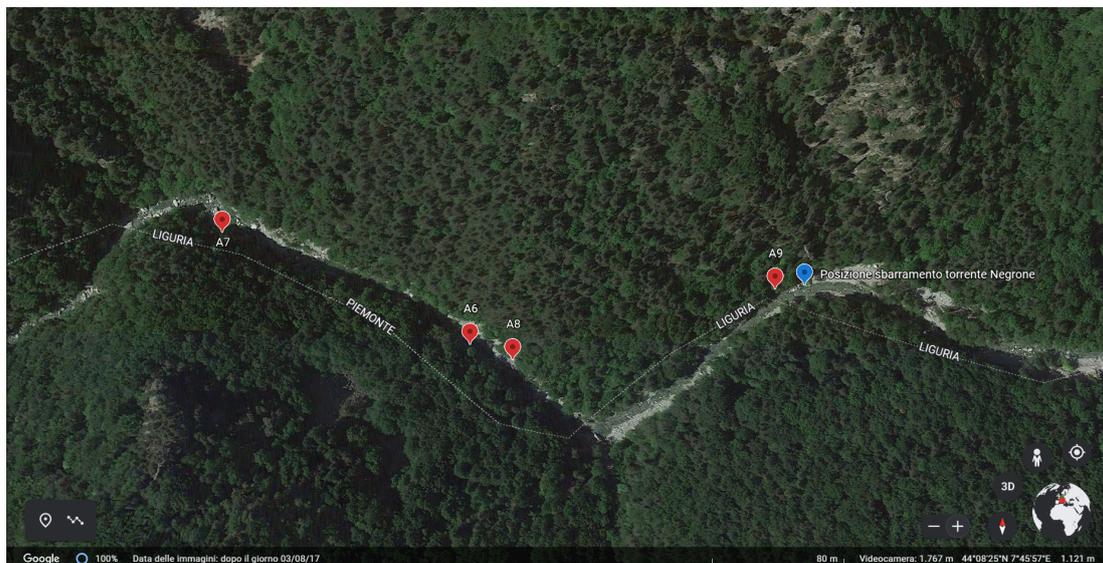


Figura 3.8: Localizzazione affioramenti rilevati lungo il torrente Negrone (Google Earth)



Figura 3.9: Affioramento A6



Figura 3.10: Affioramento A7



Figura 3.11: Affioramento A8



Figura 3.12: Affioramento A9

Capitolo 4

Analisi dei dati rilevati

4.1 Software Dips

Il software che è stato utilizzato per riscontrare la presenza di famiglie di discontinuità nei rilievi che sono stati eseguiti è Dips prodotto dalla compagnia RocScience. E' un programma che consente di eseguire tale analisi facendo riferimento alle medesime tecniche che stanno alla base di uno studio manuale mediante stereogrammi. In aggiunta, però, è possibile riconoscere eventuali addensamenti di poli costituenti un set di discontinuità tenendo conto dell'errore di Terzaghi e di valutare per tali cluster l'orientazione e l'inclinazione media e una serie di caratteristiche qualitative e quantitative.

Da un punto di vista pratico, al momento della creazione di un nuovo file, devono essere definite le impostazioni generali attraverso la finestra *Project Settings*. Qui, si ha la possibilità di scegliere quale sia il formato con cui si preferisce lavorare da un punto di vista dell'orientazione dei poli (Dip-Direction, Trend-Plunge).

Una volta fatto questo, si possono quindi inserire i dati di input in una serie di specifiche colonne. Al momento della creazione di un nuovo file di lavoro il numero di tali colonne è pari a due, necessarie per la definizione dei dati di Dip e Dip Direction rispettivamente (nel caso in cui si sia impostato tale formato fra le impostazioni generali). Se si è interessati a valutare anche le caratteristiche delle discontinuità che sono state presentate nel Capitolo 1, queste possono essere aggiunte manualmente inserendo un numero di colonne a piacere (Figura 4.1).

ID	Dip	Dip Direction	FORMA	ALTERAZIONE	SCABREZZA	RESISTENZA DELLE PARETI	APERTURA [MM]	RIEMPIMENTO	FILTRAZIONI
1									
2									
3									
4									
5									
6									
7									
8									
9									
10									
11									
12									
13									
14									
15									
16									
17									
18									
19									
20									

Figura 4.1: Definizione dei dati di input

Quando la procedura di definizione dei dati è terminata, questi possono essere processati dal software ottenendo, per esempio, un risultato come quello riportato in Figura 4.2. Affianco

allo stereogramma vengono riassunte le informazioni di base inerenti alla rappresentazione stereografica, in particolare il tipo di proiezione e l'emisfero di riferimento.

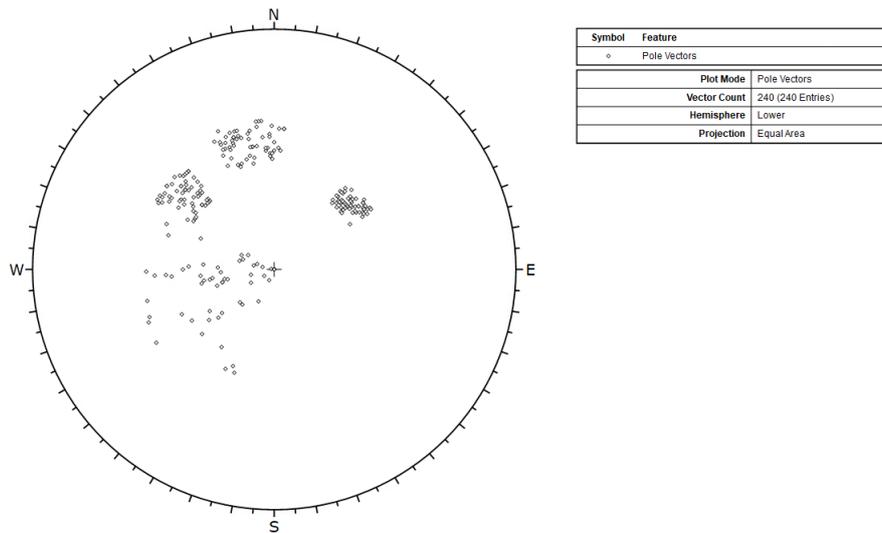


Figura 4.2: Elaborazione dei dati inseriti - Stereogramma polare

Per meglio distinguere la distribuzione spaziale dei poli si può ricorrere a una rappresentazione mediante aree di iso-frequenza in base alla densità dei poli (Figura 4.3).

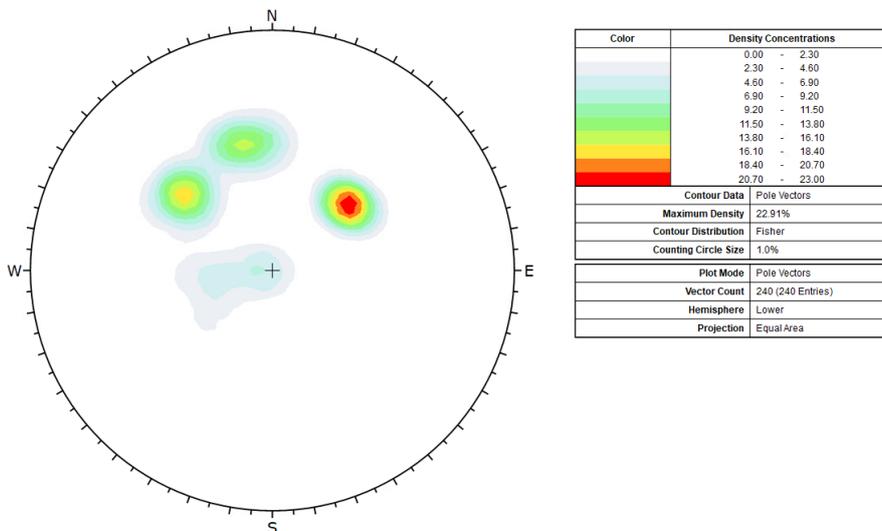


Figura 4.3: Elaborazione dei dati inseriti - Diagramma con linee di iso-frequenze

Per tenere conto dell'errore di Terzaghi è possibile specificare l'orientazione con cui si è eseguito lo/gli stendimento/i sull'affioramento attraverso l'apposita finestra *Traverses*. Questi dati dovranno essere assegnati alle rispettive discontinuità rilevate con tali traverse. Dalla Figura 4.4 si può osservare come aggiungendo le informazioni legate a tale errore, le frequenze possano cambiare notevolmente.

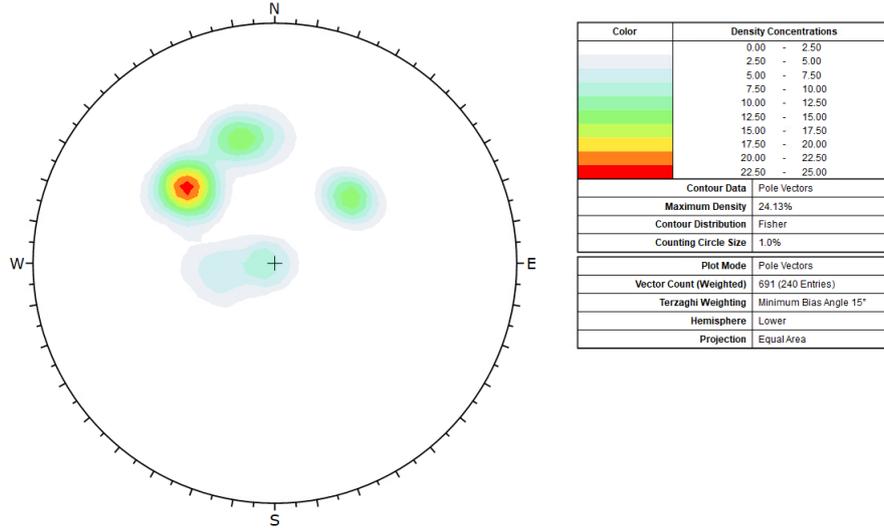


Figura 4.4: Elaborazione dei dati inseriti - Influenza dell'errore di Terzaghi

Una volta che vengono individuati sullo stereogramma una serie di cluster, questi possono essere messi in evidenza attraverso il comando *Add Set Window*. In questo modo si selezionano i vari poli facenti parte di una certo agglomerato definendo quale sia il piano di discontinuità medio di riferimento del cluster stesso con i rispettivi dati di Dip e Dip Direction (Figura 4.5).

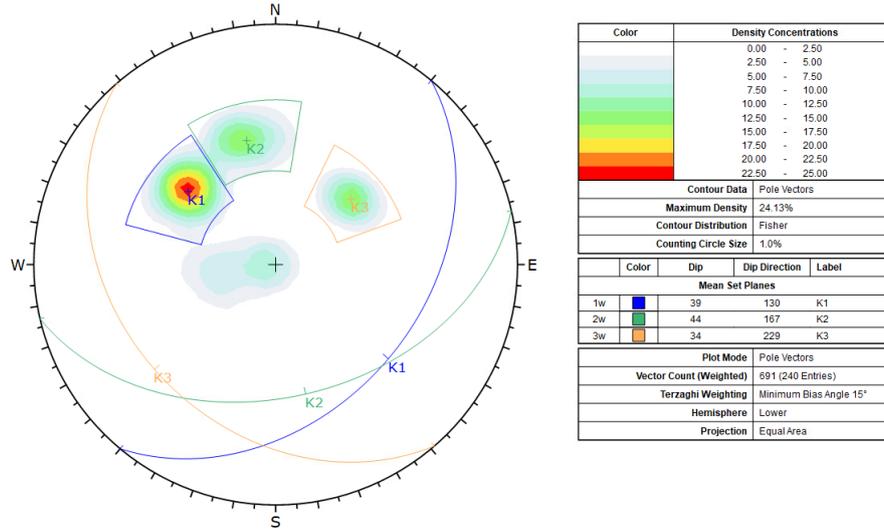


Figura 4.5: Elaborazione dei dati inseriti - Individuazione dei set di discontinuità

Il calcolo che viene eseguito dal software al fine di determinare quale sia il piano medio riferito alla famiglia di discontinuità individuata è basato su una serie di step che vengono schematizzati di seguito:

- i valori di Dip (ψ) e Dip Direction (α) riferiti a ciascuna discontinuità rilevata e inserita fra i dati di input sono convertiti in un vettore siffatto $V_i = (x_i, y_i, z_i)$ i cui elementi vengono calcolati come segue

$$x_i = \sin(\psi) \cdot \sin(\alpha) \quad y_i = \sin(\psi) \cdot \cos(\alpha) \quad z_i = \cos(\psi) \quad (4.1)$$

- per ciascuno degli elementi che compongono il vettore V_i si ne valuta il valore medio

$$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^N x_i}{N} \quad \bar{y} = \frac{\sum_{i=1}^N y_i}{N} \quad \bar{z} = \frac{\sum_{i=1}^N z_i}{N} \quad (4.2)$$

in cui N è il numero di discontinuità che costituiscono il cluster e che ricadono all'interno della "window" creata precedentemente;

- il vettore V_i viene normalizzato in modo tale che diventi un vettore unitario, nel dettaglio con le seguenti operazioni matematiche

$$\bar{x}' = \frac{\bar{x}}{\sqrt{(\bar{x})^2 + (\bar{y})^2 + (\bar{z})^2}} \quad \bar{y}' = \frac{\bar{y}}{\sqrt{(\bar{x})^2 + (\bar{y})^2 + (\bar{z})^2}} \quad \bar{z}' = \frac{\bar{z}}{\sqrt{(\bar{x})^2 + (\bar{y})^2 + (\bar{z})^2}} \quad (4.3)$$

- il vettore normalizzato così ottenuto viene convertito in valori di Dip (ψ) e Dip Direction (α) usando le relazioni riportate

$$\psi = \cos^{-1}(\bar{z}') \quad \alpha = \cos^{-1}\left(\frac{\bar{y}'}{\sin(\psi)}\right) \quad (4.4)$$

Alla luce di quelli che sono i principi base su cui si fonda il funzionamento del software Dips che sono stati presentati, nelle pagine seguenti vengono riportate in formato A3 le medesime immagini satellitari dei due corsi d'acqua che sono già state mostrate in precedenza con l'indicazione aggiuntiva degli stereogrammi relativi a ciascun affioramento rilevato e con le rispettive famiglie di discontinuità. All'interno della Tabella 4.1 e 4.2, invece, sono riassunti i dati geometrici inerenti ai vari rilievi eseguiti.

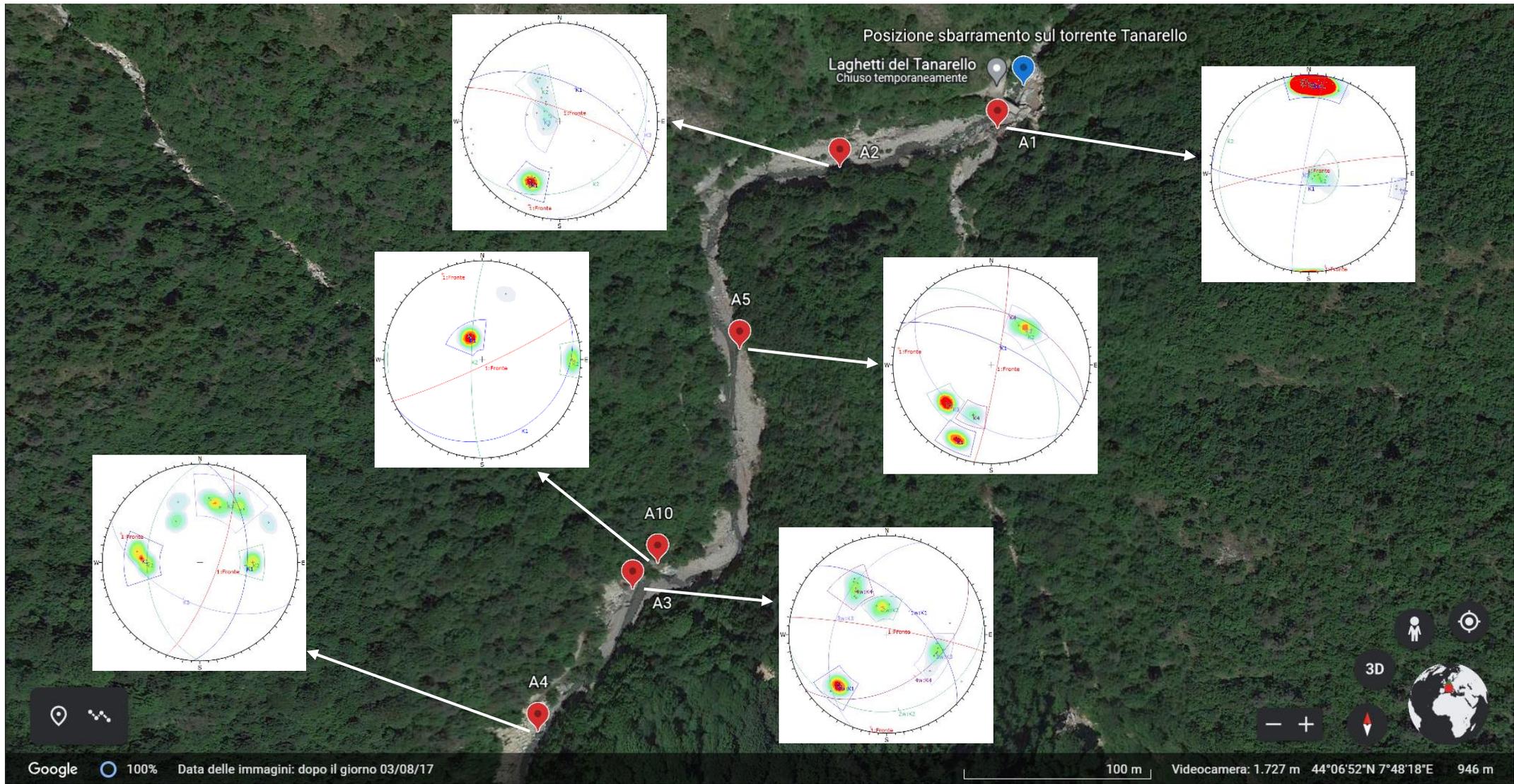
Per ciascun affioramento roccioso su cui si sono eseguite le operazioni di rilievo, i dati acquisiti sono riportati fra gli allegati all'elaborato di tesi.

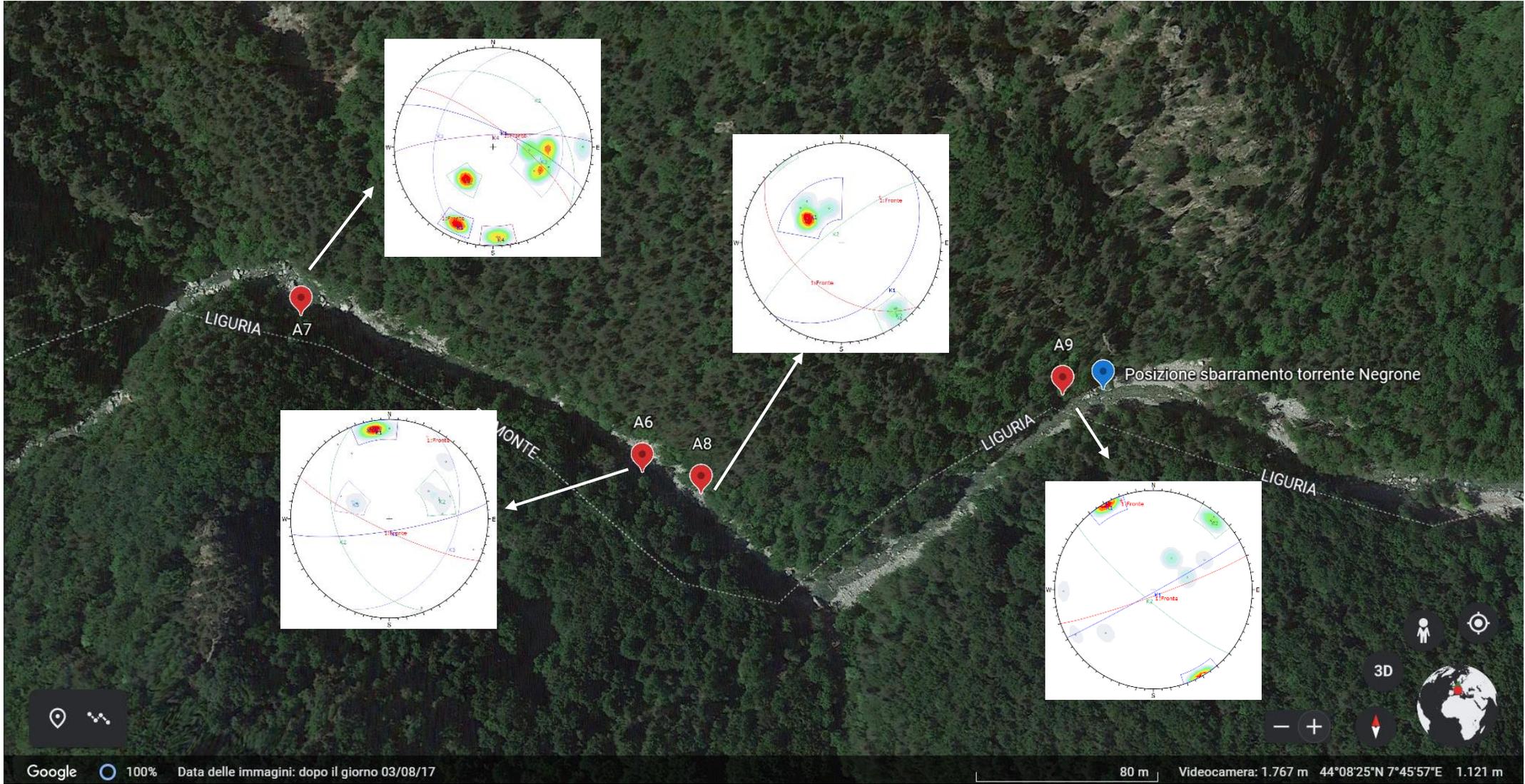
Affioramento	Dati geometrici	
A1	Orientazione fronte (α, ψ)	350°/85°
	Altezza fronte [m]	2.00
	Orientazione stendimento (α_s, ψ_s)	95°/0°
	Lunghezza stendimento [m]	5.50
A2	Orientazione fronte (α, ψ)	20°/80°
	Altezza fronte [m]	3.00
	Orientazione stendimento (α_s, ψ_s)	90°/0°
	Lunghezza stendimento [m]	10.00
A3	Orientazione fronte (α, ψ)	10°/85°
	Altezza fronte [m]	6.00
	Orientazione stendimento (α_s, ψ_s)	100°/0°
	Lunghezza stendimento [m]	8.50
A4	Orientazione fronte (α, ψ)	110°/75°
	Altezza fronte [m]	7.00
	Orientazione stendimento (α_s, ψ_s)	20°/0°
	Lunghezza stendimento [m]	8.30
A5	Orientazione fronte (α, ψ)	100°/85°
	Altezza fronte [m]	10.00
	Orientazione stendimento (α_s, ψ_s)	10°/0°
	Lunghezza stendimento [m]	7.00
A10	Orientazione fronte (α, ψ)	155°/85°
	Altezza fronte [m]	5.00
	Orientazione stendimento (α_s, ψ_s)	-/90°
	Lunghezza stendimento [m]	5.00

Tabella 4.1: Caratteristiche geometriche degli affioramenti rilevati lungo il torrente Tanarello

Affioramento	Dati geometrici	
A6	Orientazione fronte (α, ψ)	205°/80°
	Altezza fronte [m]	2.50
	Orientazione stendimento (α_s, ψ_s)	115°/0°
	Lunghezza stendimento [m]	7.00
A7	Orientazione fronte (α, ψ)	37°/75°
	Altezza fronte [m]	5.00
	Orientazione stendimento (α_s, ψ_s)	127°/0°
	Lunghezza stendimento [m]	6.50
A8	Orientazione fronte (α, ψ)	220°/50°
	Altezza fronte [m]	4.50
	Orientazione stendimento (α_s, ψ_s)	130°/0°
	Lunghezza stendimento [m]	5.60
A9	Orientazione fronte (α, ψ)	160°/85°
	Altezza fronte [m]	4.50
	Orientazione stendimento (α_s, ψ_s)	70°/0°
	Lunghezza stendimento [m]	7.50

Tabella 4.2: Caratteristiche geometriche degli affioramenti rilevati lungo il torrente Negrone





Tutti i dati che sono stati ottenuti dai rilievi eseguiti sugli affioramenti riscontrati lungo il corso del torrente Tanarello, sono stati successivamente utilizzati per valutare l'eventuale presenza di famiglie di discontinuità che potessero essere comuni ai vari ammassi. Questo si è reso necessario anche per poter avere una maggiore variabilità statistica dei dati concernenti le famiglie di discontinuità; tale aspetto è molto importante per le analisi di stabilità che sono state effettuate nei capitoli successivi. Il risultato che si è ricavato al termine di questa operazione viene riportato in Figura 4.6 e schematizzato in Tabella 4.3 con l'individuazione di un numero pari a cinque di set di discontinuità comuni fra i vari ammassi.

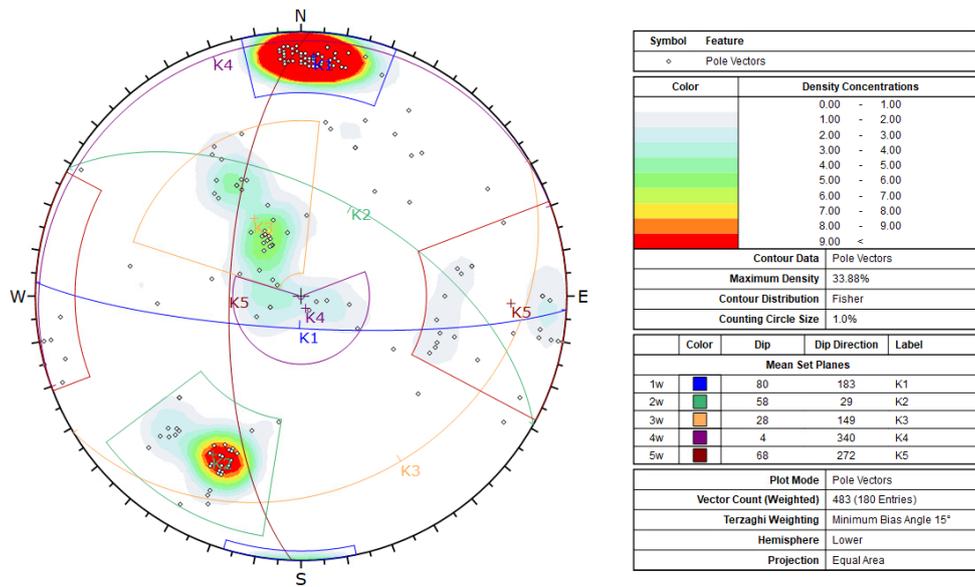


Figura 4.6: Individuazione famiglie di discontinuità lungo il Torrente Tanarello

Caratteristica	Set				
	K1	K2	K3	K4	K5
Dip max	84	80	55	20	90
Dip min	76	40	8	5	43
Dip media	80	58	28	4	68
Dip Direction max	200	50	184	330	295
Dip Direction min	175	10	110	65	70
Dip Direction media	183	29	149	340	272
Persistenza max	24	10	45	100	115
Persistenza min	2	1	13	34	4
Persistenza media	7.5	6.4	26.8	61.2	63.4
Apertura max	15	10	15	2	40
Apertura min	0	1	1	0	0
Apertura media	4.8	1.75	5	0.4	9.3
JRC max	18	18	18	20	18
JRC min	1	2	1	4	1
JRC medio	6.3	7.7	7.5	9.6	8.5
JCS max	134	277	270	180	225
JCS min	72	85	67	67	24
JCS medio	93.7	155.1	152	119.6	111.9

Tabella 4.3: Caratteristiche set di discontinuità riscontrati lungo il torrente Tanarello

La medesima operazione che è stata descritta in precedenza riguardante il torrente Tanarello, è stata compiuta anche per quanto riguarda il torrente Negrone con il risultato finale che si è ottenuto che è rappresentato in Figura 4.7 e riassunto in Tabella 4.4. In questo caso si sono riscontrati quattro set comuni.

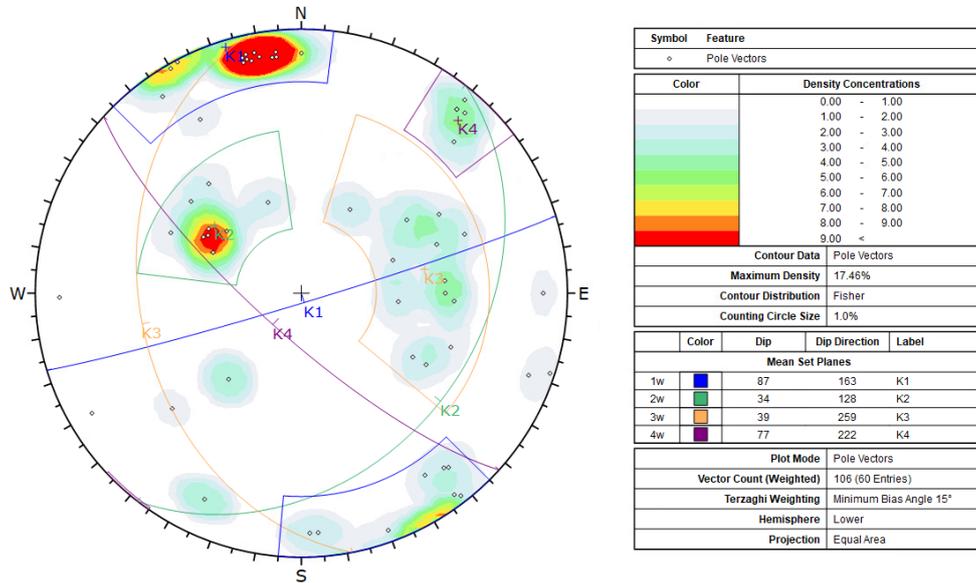


Figura 4.7: Individuazione famiglie di discontinuità lungo il Torrente Negrone

Caratteristica	Set			
	K1	K2	K3	K4
Dip max	89	45	55	85
Dip min	72	30	30	70
Dip media	87	34	39	77
Dip Direction max	358	160	300	225
Dip Direction min	145	115	210	220
Dip Direction media	163	128	259	222
Persistenza max	55	130	130	50
Persistenza min	6	60	40	45
Persistenza media	33.1	91.3	80.9	47.5
Apertura max	200	100	100	100
Apertura min	0	5	0	0
Apertura media	23.5	28.4	26.5	24.4
JRC max	20	10	20	20
JRC min	2	1	1	3
JRC medio	11.3	6.5	12.1	9.0
JCS max	225	170	277	240
JCS min	72	80	54	83
JCS medio	131.3	115.1	178.2	142.2

Tabella 4.4: Caratteristiche set di discontinuità riscontrati lungo il torrente Negrone

4.2 Test di Markland

All'interno del software Dips, il test di Markland viene eseguito attraverso una apposita finestra, ossia *Kinematic Analysis*, nella quale è possibile specificare il tipo di cinematismo di cui si vuole valutare la potenzialità di accadimento. I fenomeni che sono stati studiati sono quelli di scivolamento planare e di scivolamento a cuneo/a blocco. Questo tipo di analisi, però, dev'essere considerata come "preliminare" in quanto basata su considerazioni puramente geometriche. Mediante altri software che possono essere basati sull'analisi allo stato limite, un'analisi FEM oppure DEM, è possibile valutare rispettivamente i cinematismi menzionati precedentemente in maniera più ottimale con risultati migliori e maggiormente attendibili, tenendo conto di ulteriori parametri che possono influenzare la stabilità come, per esempio, la presenza di eventuali forze stabilizzanti o instabilizzanti.

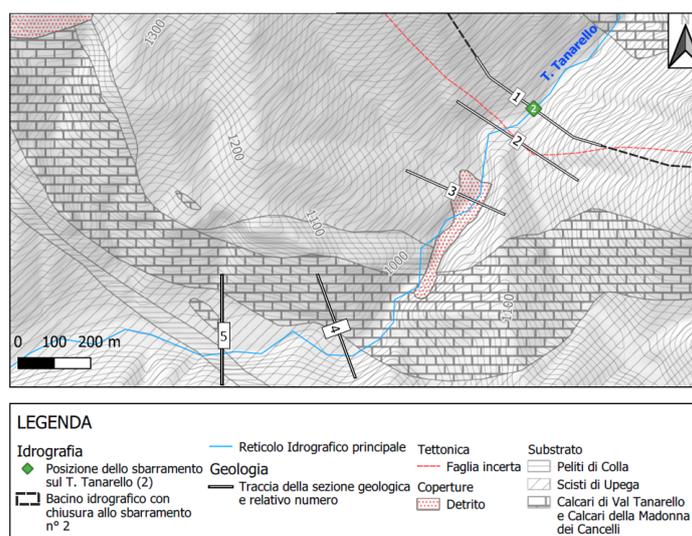


Figura 4.8: Sezioni di riferimento lungo il torrente Tanarello

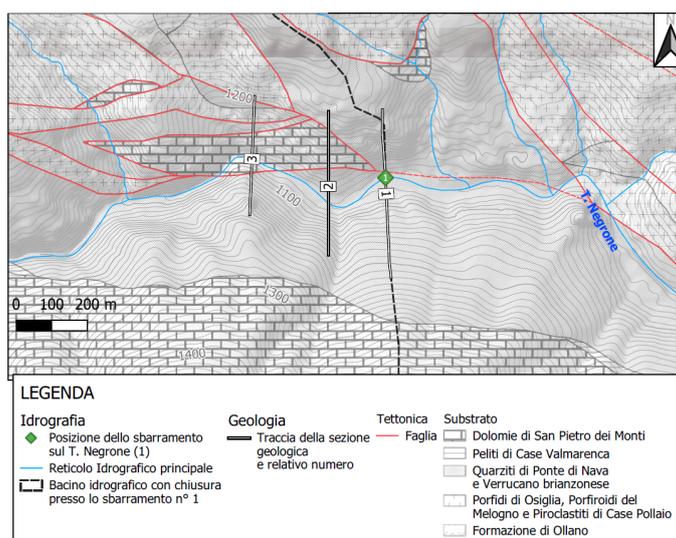


Figura 4.9: Sezioni di riferimento lungo il torrente Negrone

Nel paragrafo, a seguire, sono descritte le specifiche necessarie all'analisi cinematica con il software Dips e i risultati infine ottenuti prendendo in considerazione differenti sezioni di riferimento lungo l'alveo dei due torrenti, ognuna con le proprie caratteristiche geomorfologiche. Nel dettaglio, la posizione delle sezioni lungo il torrente Tanarello viene specificata

in Figura 4.8 mentre per quanto concerne il torrente Negrone, invece, si faccia riferimento alla Figura 4.9 (Elaborazioni effettuate dal dott. Taboni del Dipartimento di Scienze della Terra dell'Università di Torino, nell'ambito dello "*Studio preliminare alla realizzazione di sbarramenti nella zona a monte di Ormea per la mitigazione del rischio geo-idrologico nell'Alta Val Tanaro*", finanziato dalla Fondazione Cassa di Risparmio di Cuneo). Le sezioni contrassegnate con il numero 1 si riferiscono alle posizioni previste degli sbarramenti lungo i due corsi d'acqua. I dati di Dip e Dip Direction dei versanti in corrispondenza delle sezioni lungo Tanarello e Negrone sono rispettivamente indicati in Tabella 4.5 e 4.6.

Tanarello		
Sezione	Dip	Dip Direction
1 dx	37	305
1 sx (1)	27	166
1 sx (2)	35	145
1 sx (3)	35	115
2 dx - ramo dx	27	270
2 sx - ramo dx	31	62
2 dx (1) - ramo sx	42	265
2 dx (2) - ramo sx	22	323
2 dx (3) - ramo sx	20	357
2 sx (1) - ramo sx	29	85
2 sx (2) - ramo sx	37	143
2 sx (3) - ramo sx	31	177
3 dx	50	294
3 sx	20	114
4 dx (1)	35	31
4 dx (2)	35	0
4 dx (3)	39	335
4 sx (1)	22	217
4 sx (2)	22	180
4 sx (3)	22	155
5 dx	35	20
5 sx	39	180

Tabella 4.5: Dip e Dip Direction dei versanti lungo il torrente Tanarello nelle sezioni considerate

Negrone		
Sezione	Dip	Dip Direction
1 dx	33	350
1 sx	42	170
2 dx (1)	38	40
2 dx (2)	40	0
2 dx (3)	42	335
2 sx (1)	33	220
2 sx (2)	33	180
2 sx (3)	31	155
3 dx (1)	42	315
3 dx (2)	43	354
3 dx (3)	44	36
3 sx (1)	45	135
3 sx (2)	38	174
3 sx (3)	37	216

Tabella 4.6: Dip e Dip Direction dei versanti lungo il torrente Negrone nelle sezioni considerate

4.2.1 Scivolamento planare

Per quanto concerne questo tipo di collasso, è possibile selezionare all'interno del programma due possibili opzioni che prevedono, rispettivamente, di considerare o meno eventuali limiti laterali. Tenendo conto di quanto si era specificato all'interno del Paragrafo 3.2, si è analizzato il tutto prendendo in considerazione dei limiti suddetti pari a $\pm 20^\circ$. Oltre questo intervallo si ha una bassa probabilità di osservare cinematismi. Per poter eseguire il test, il software richiede di specificare quali siano Dip e Dip Direction del fronte e l'angolo di attrito che si registra lungo la possibile superficie di scivolamento. In merito a questo ultimo parametro, per il presente elaborato di tesi non sono state eseguite delle prove di laboratorio che abbiano consentito di valutare con precisione tale dato, per questa ragione si è fatto riferimento a valori riportati in letteratura in funzione del materiale costituente l'affioramento. Per poter comprendere meglio come debba essere interpretato il risultato che viene elaborato dal programma, si riporta un esempio in Figura 4.10. Nel dettaglio si può osservare come il settore messo in evidenza con una colorazione rossa rappresenti la

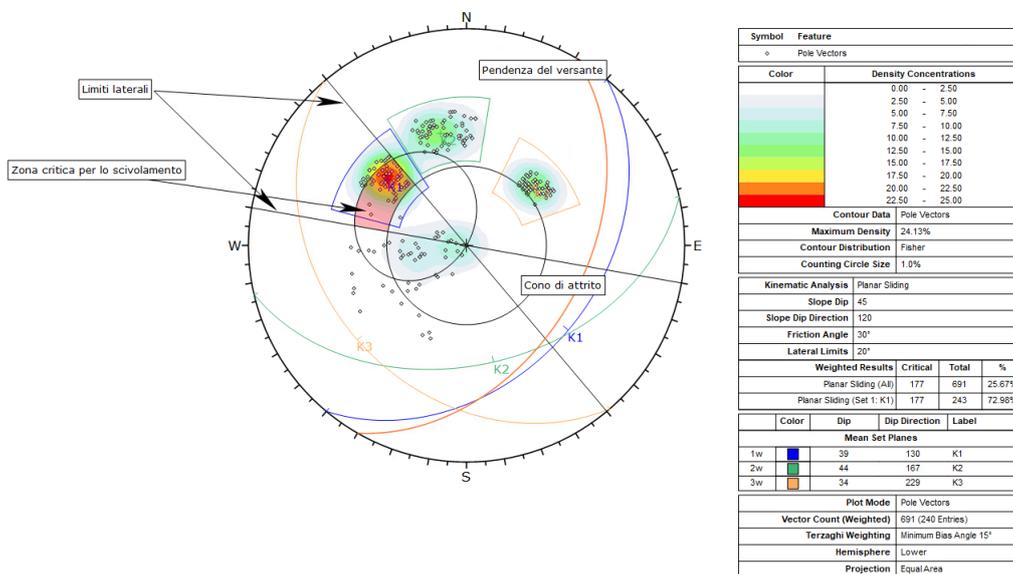
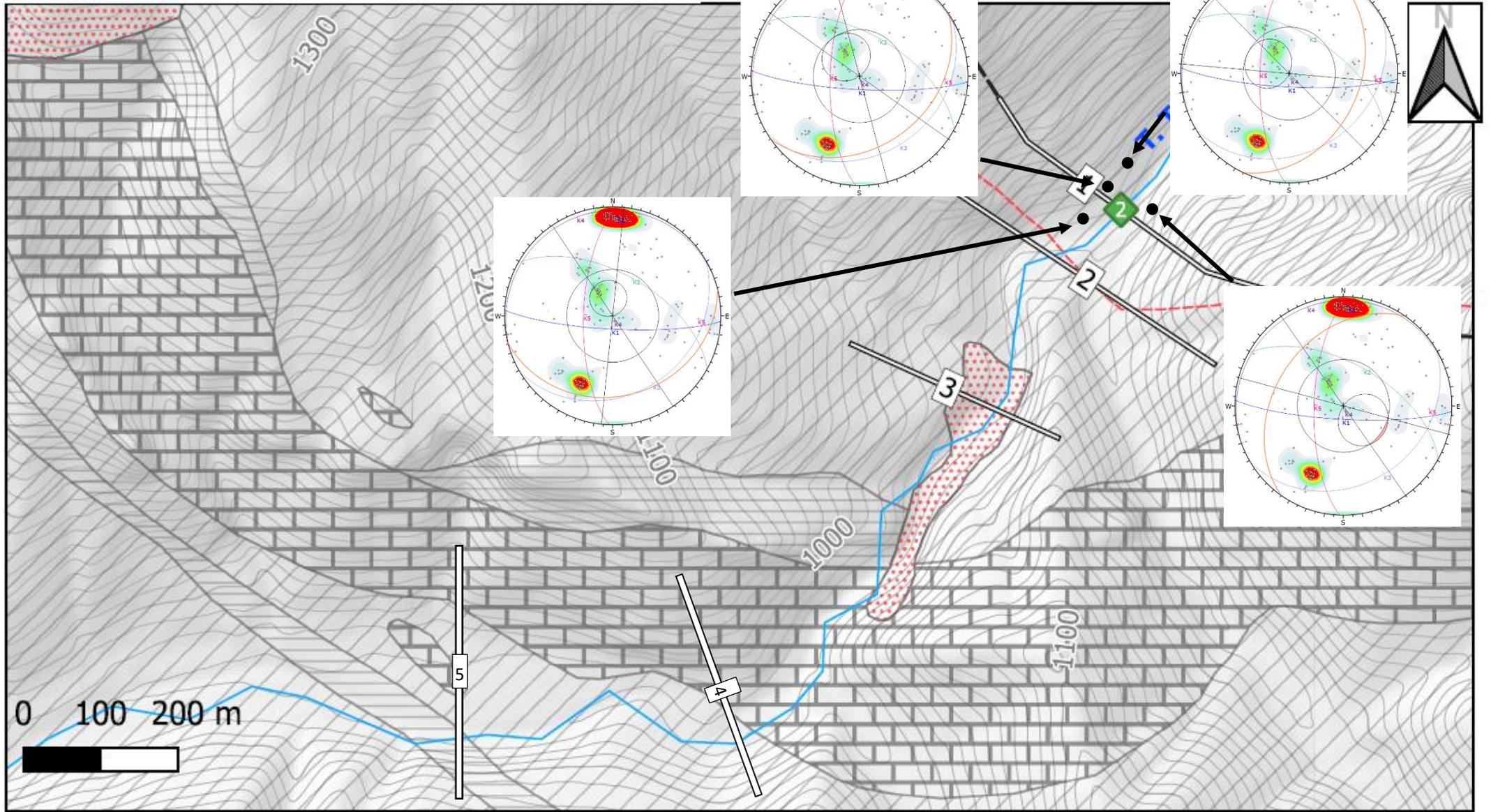
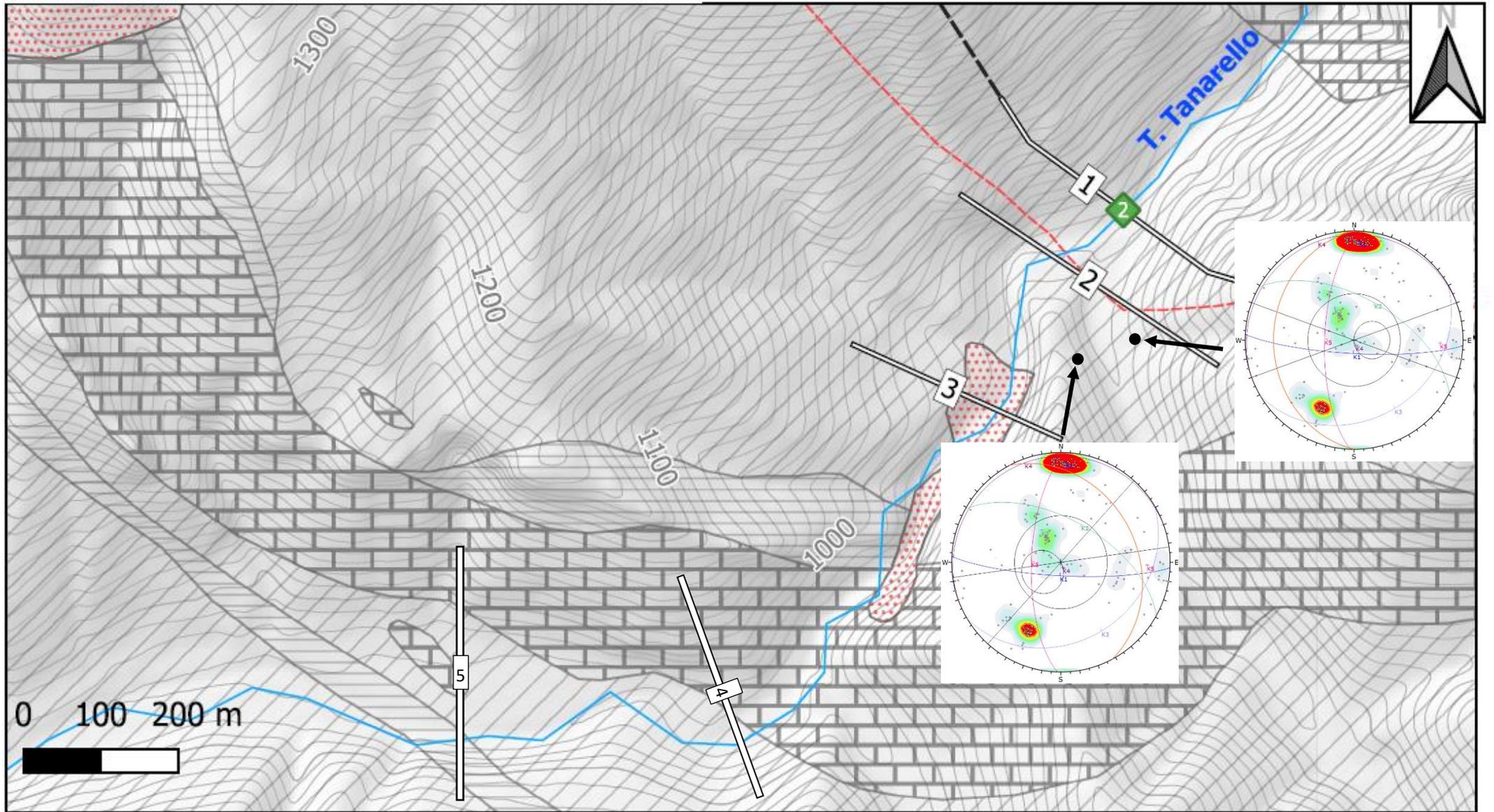


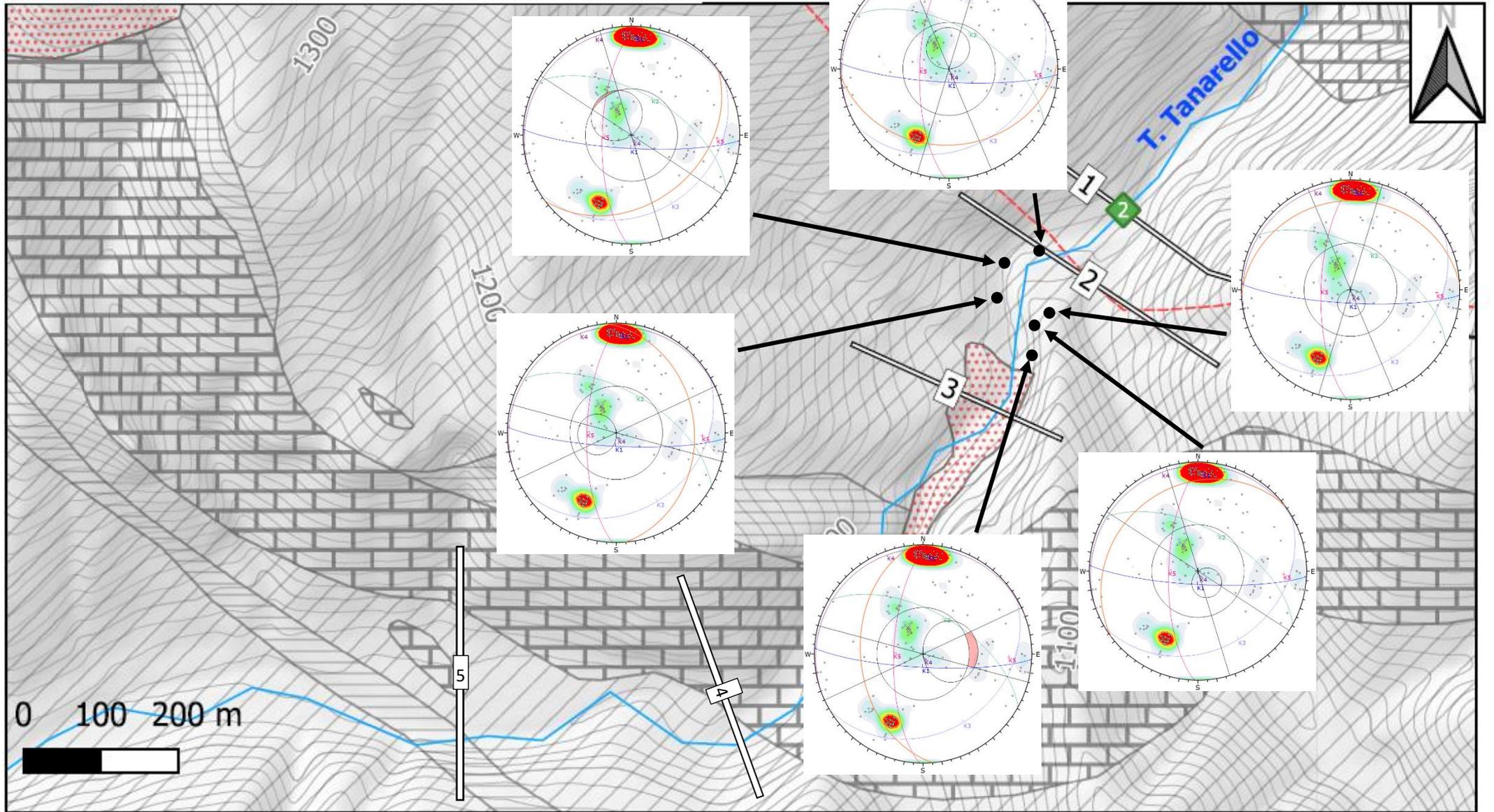
Figura 4.10: Test di Markland - Scivolamento planare

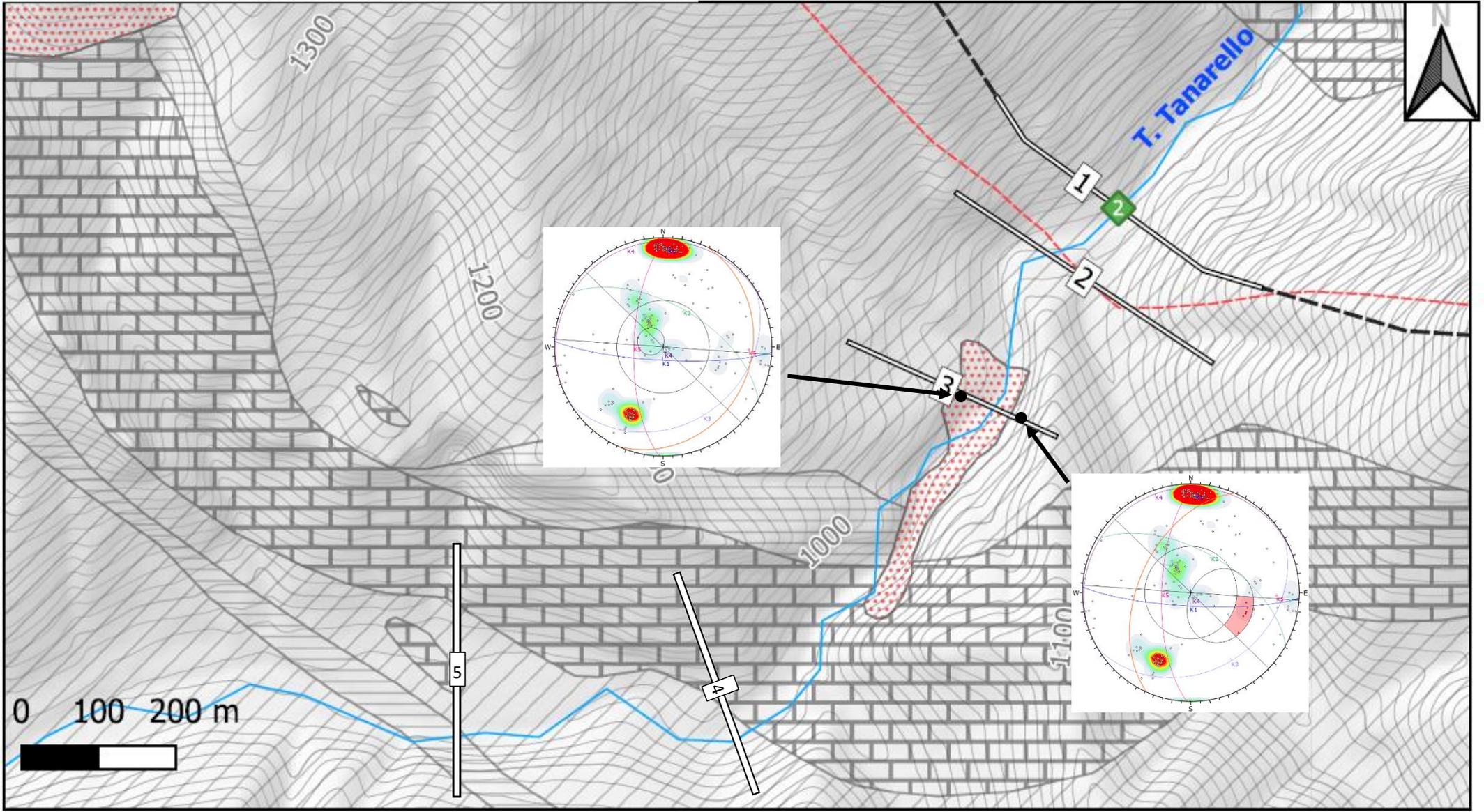
zona critica per il cinematismo analizzato. In tale area, come viene specificato anche nella tabella riassuntiva a lato nell'immagine, risultano ricadere una serie di poli identificanti dei piani critici, in particolare 177 appartenenti al set K1 su un numero totale di 243 di tale famiglia (ossia il 72.98%) e su un numero complessivo di 691 rappresentati sull'intero stereogramma (ossia il 25.67%).

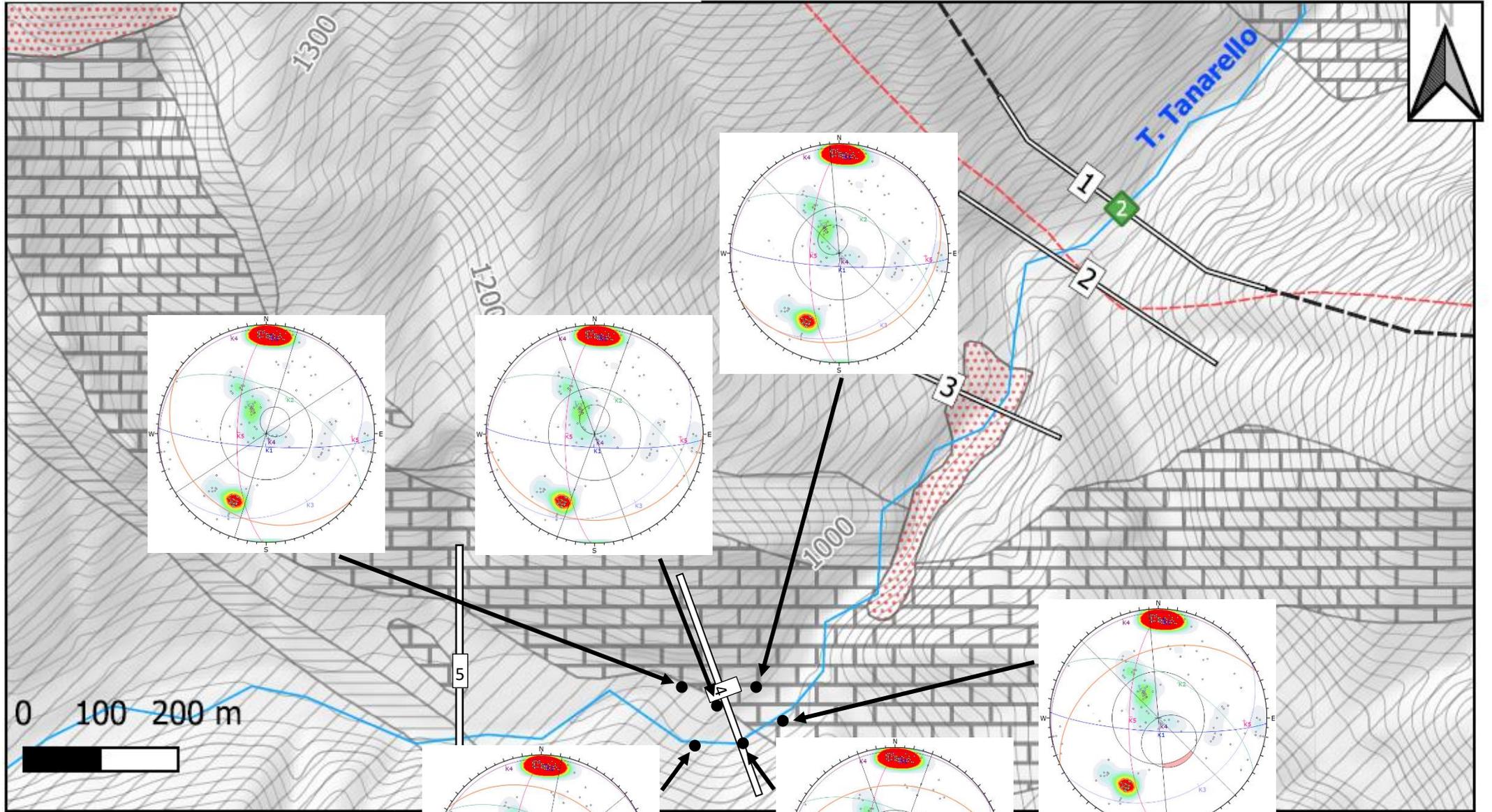
I risultati delle analisi condotte sono riassunti nelle pagine seguenti in formato A3 per una maggiore chiarezza e leggibilità. Da questi si riscontra come lungo il torrente Tanarello l'unica condizione critica si presenti in corrispondenza della sezione 3 lungo la sponda in destra orografica; per quanto riguarda, invece, il torrente Negrone si hanno criticità nella sezione 3 sia in destra che in sinistra.

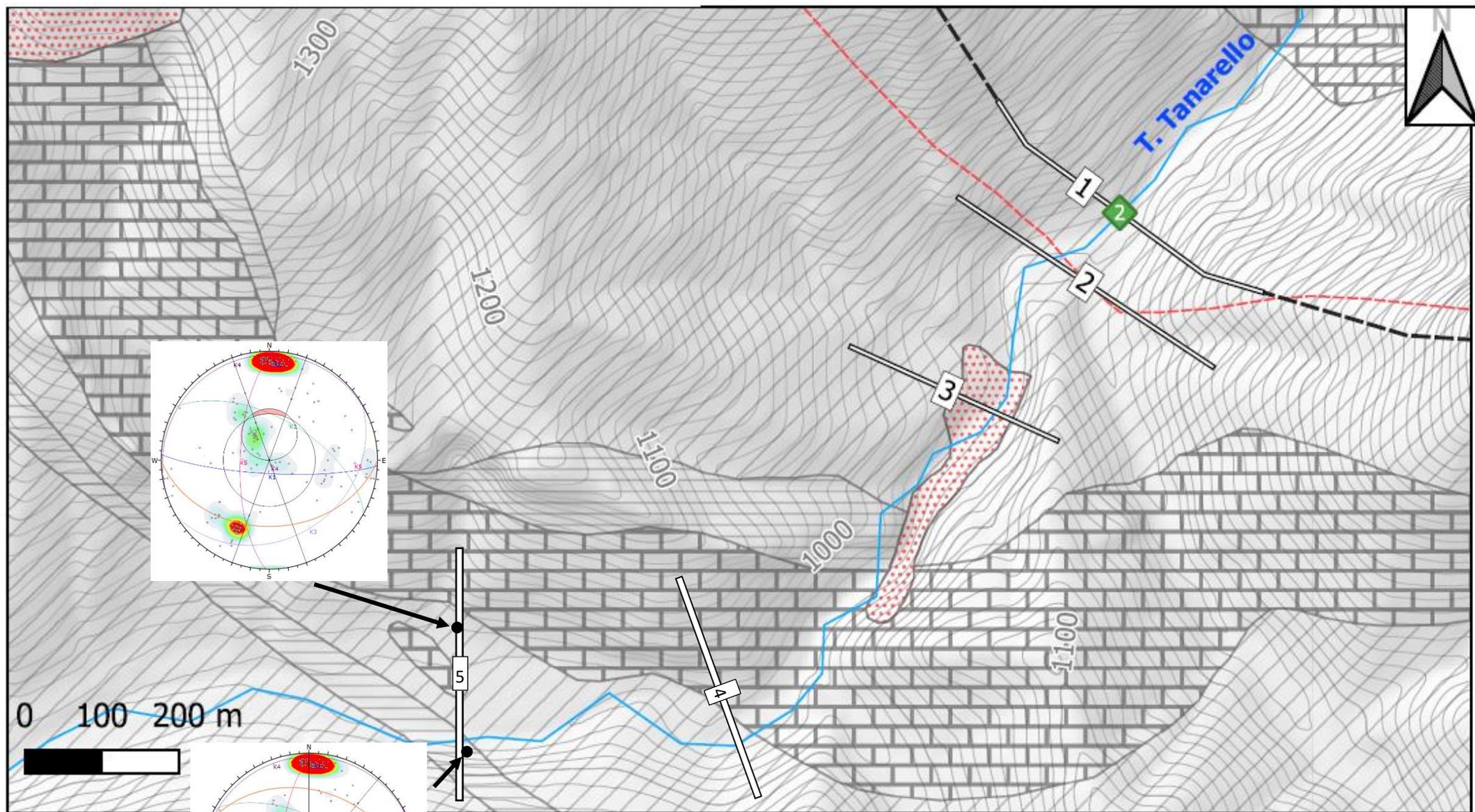


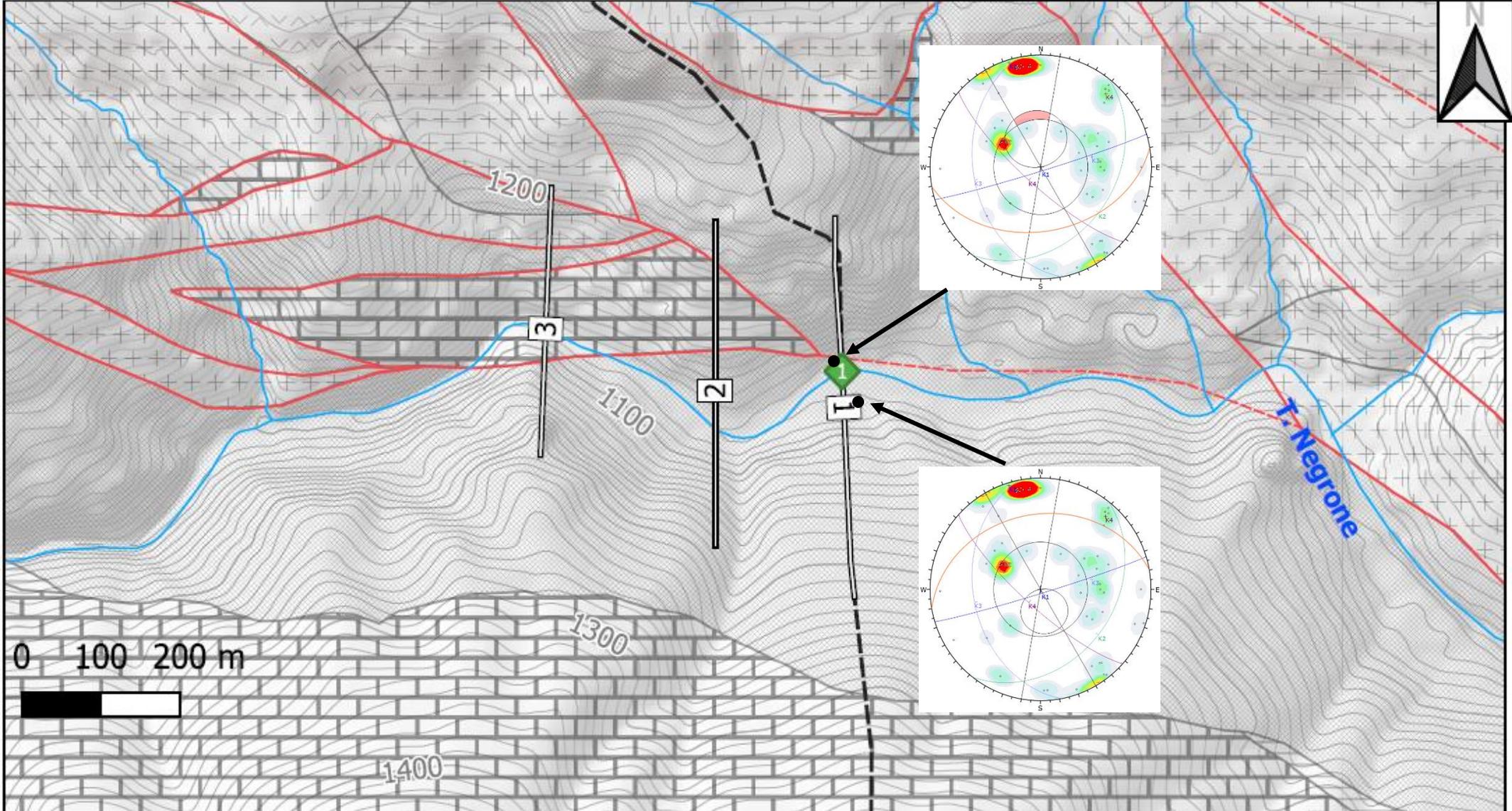


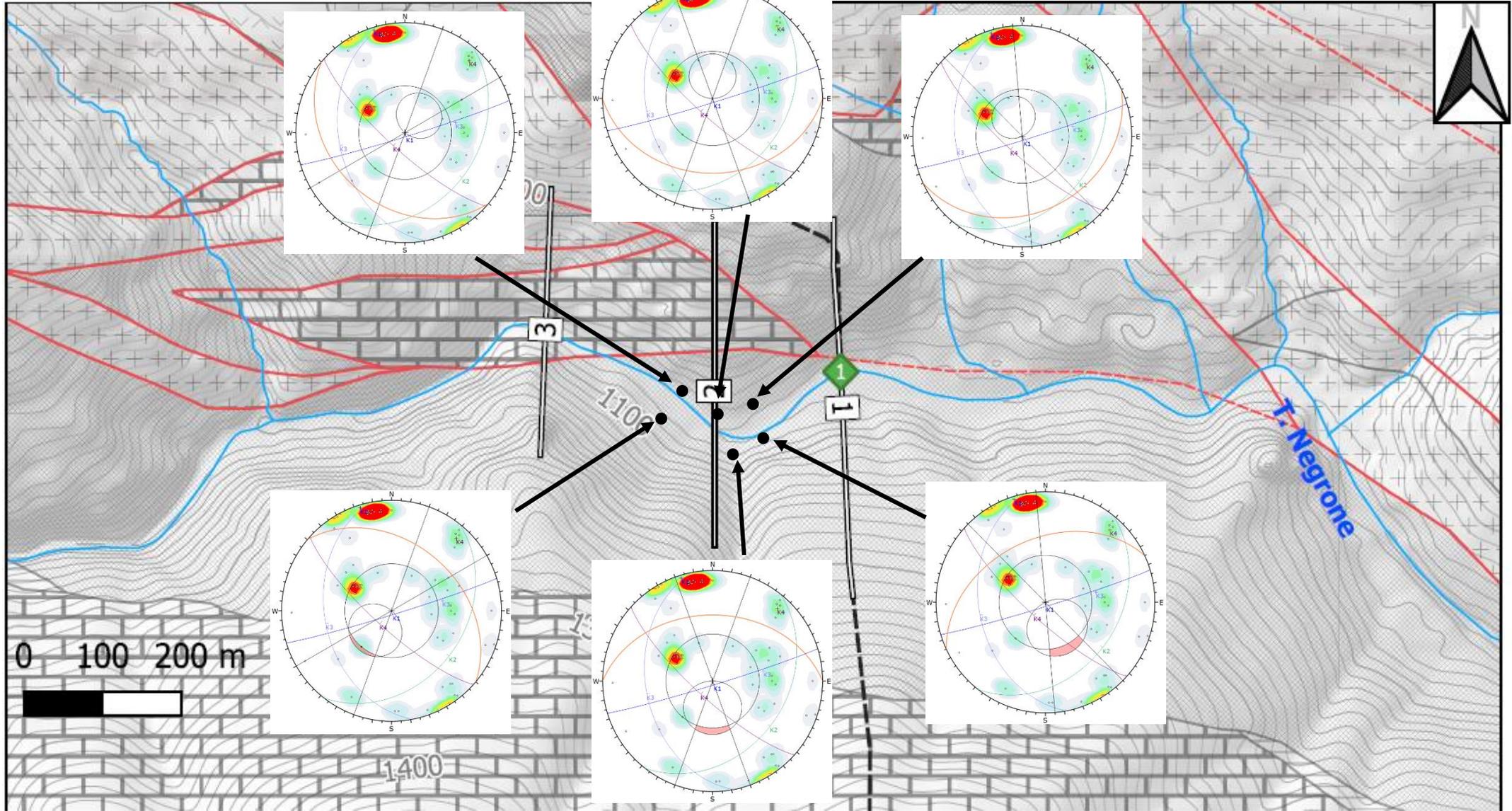


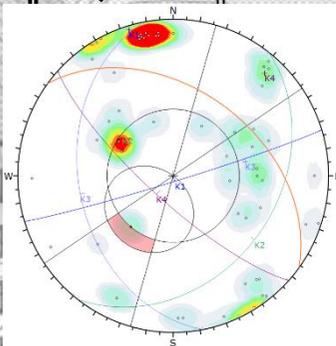
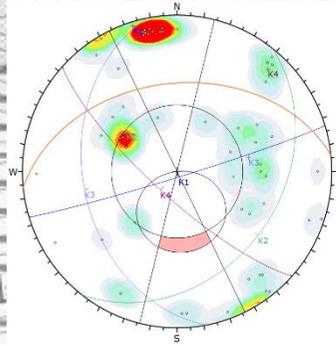
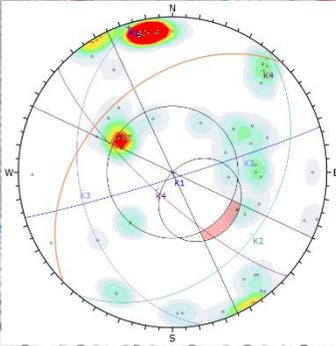
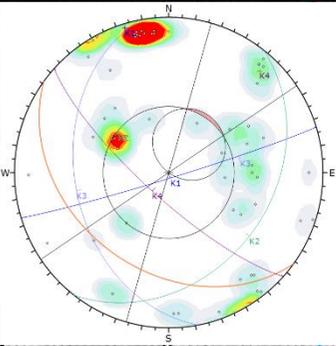
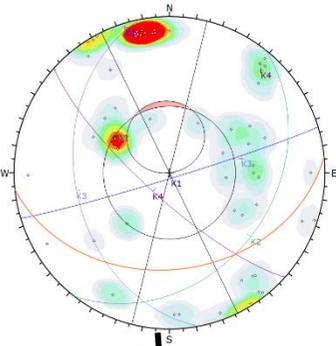
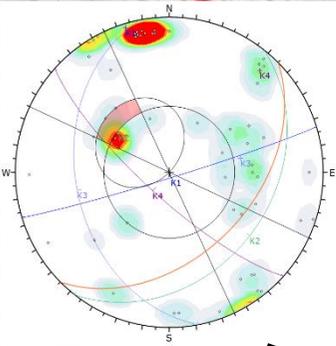
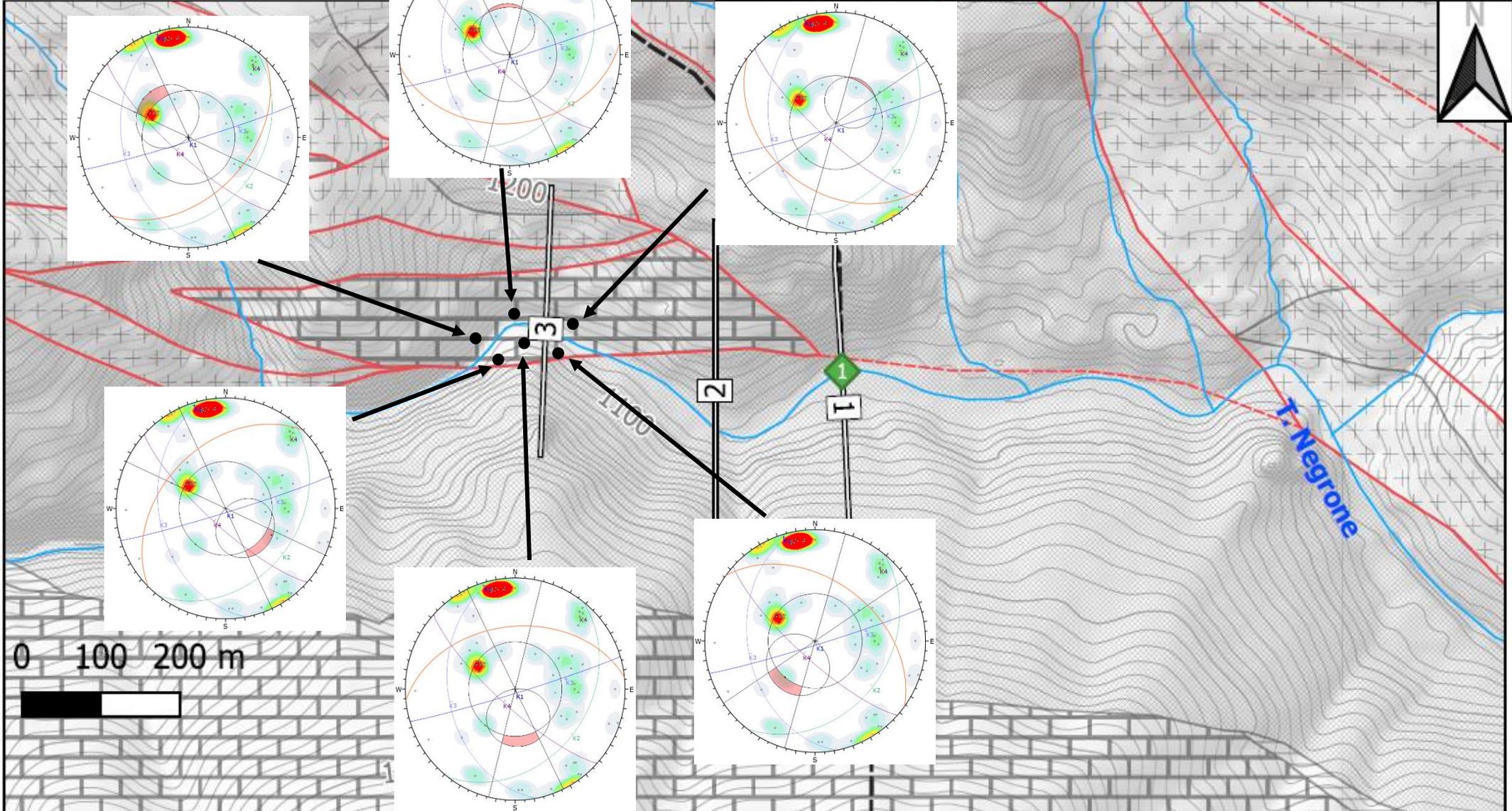












4.2.2 Scivolamento a cuneo

Per lo scivolamento a cuneo, anche in questo caso il software richiede di specificare quali siano i dati di Dip e Dip Direction riferiti al fronte del pendio e l'angolo di attrito del piano di discontinuità. Si riporta nuovamente un esempio per capire in maniera esaustiva il risultato finale prodotto dal programma (Figura 4.11). Anche per questo tipo di cinematicismo l'area evidenziata in rosso risulta essere quella critica mentre quella caratterizzata da una colorazione gialla risulta essere un'area la cui criticità e possibilità di manifestazione di un evento è ridotta. Rispetto allo scivolamento planare, però, in questo caso è necessario considerare come condizione problematica la presenza all'interno delle aree critiche delle rette di intersezione fra due piani i quali possono portare alla generazione di un blocco instabile.

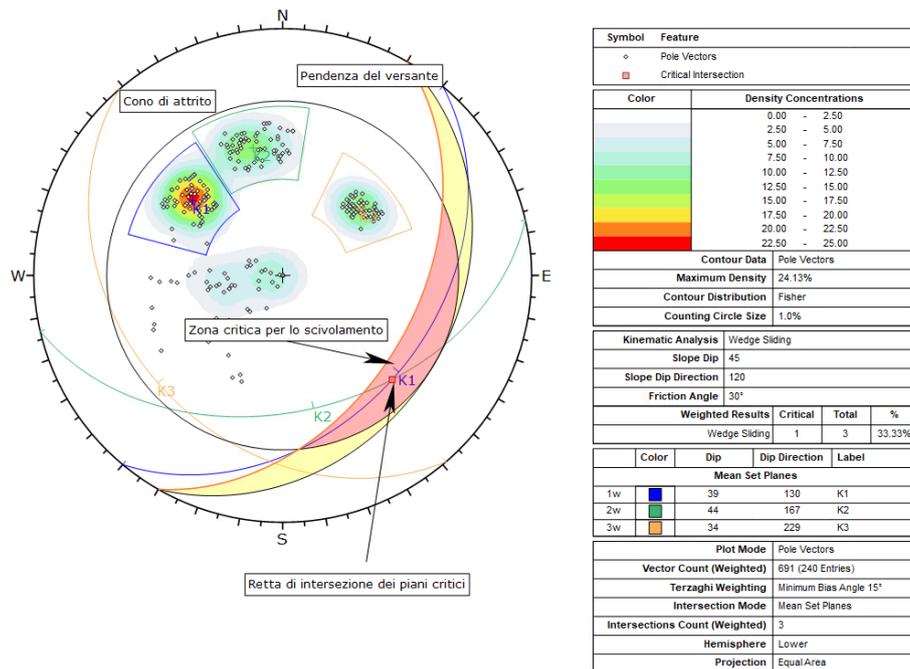
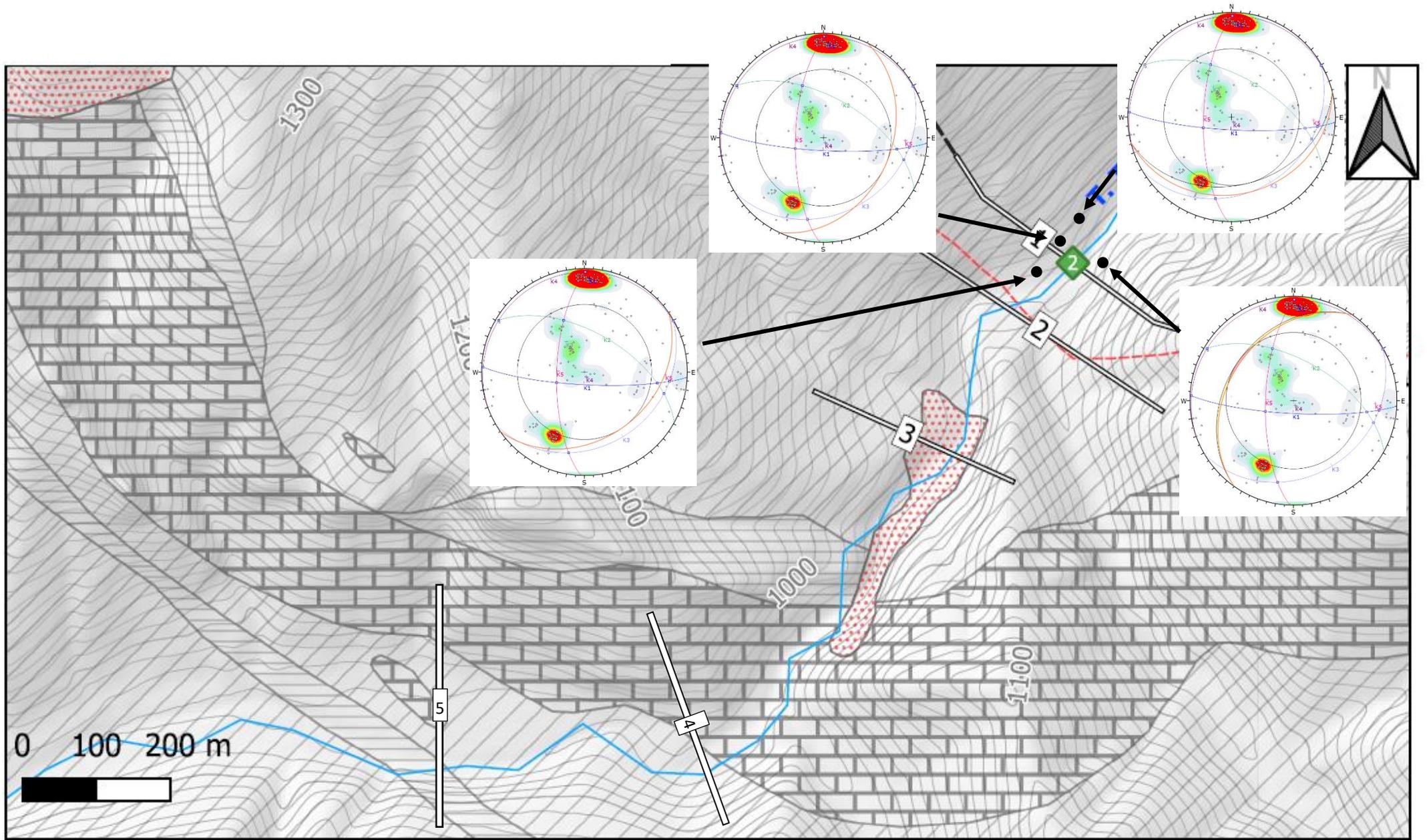
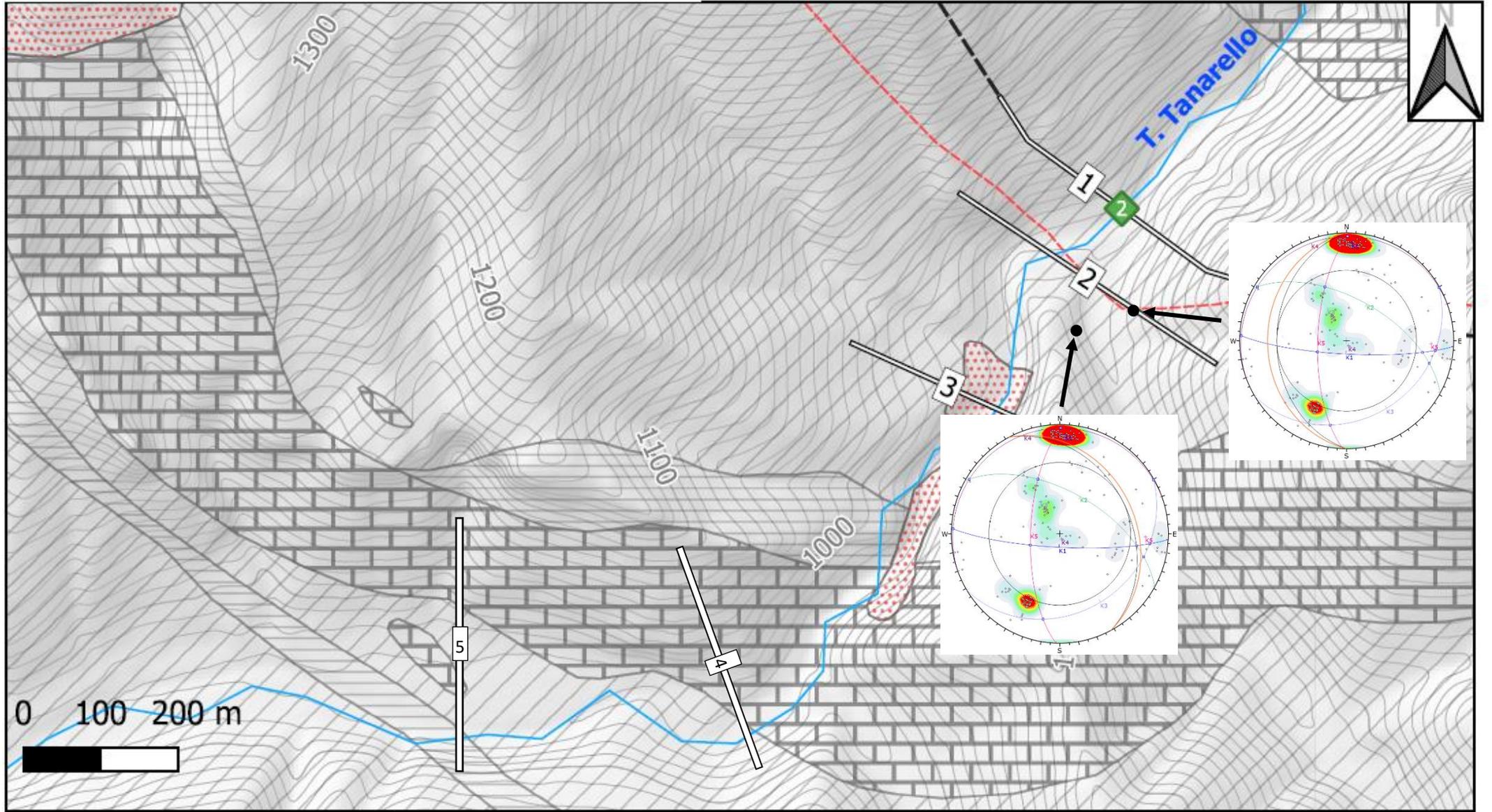
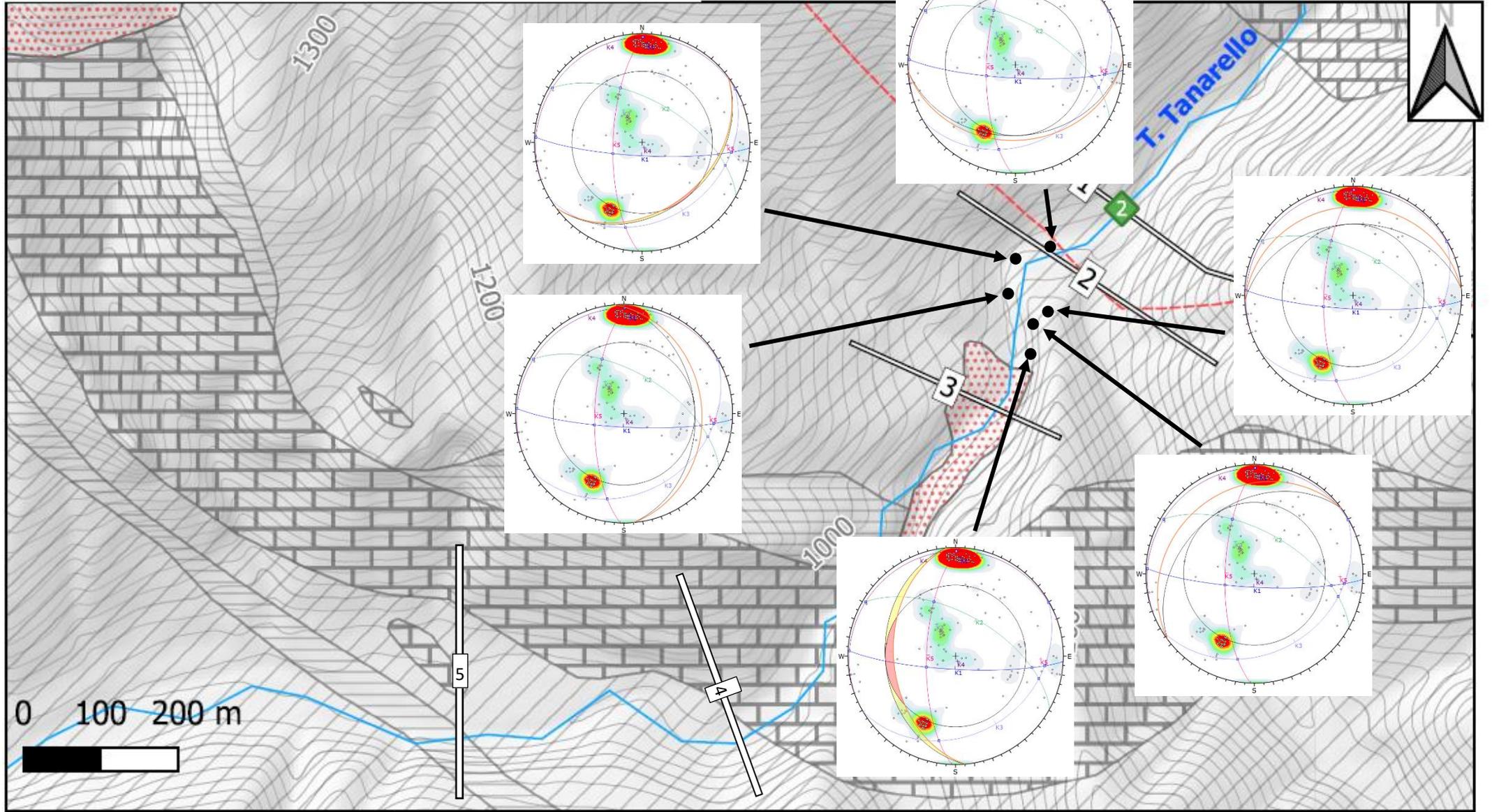


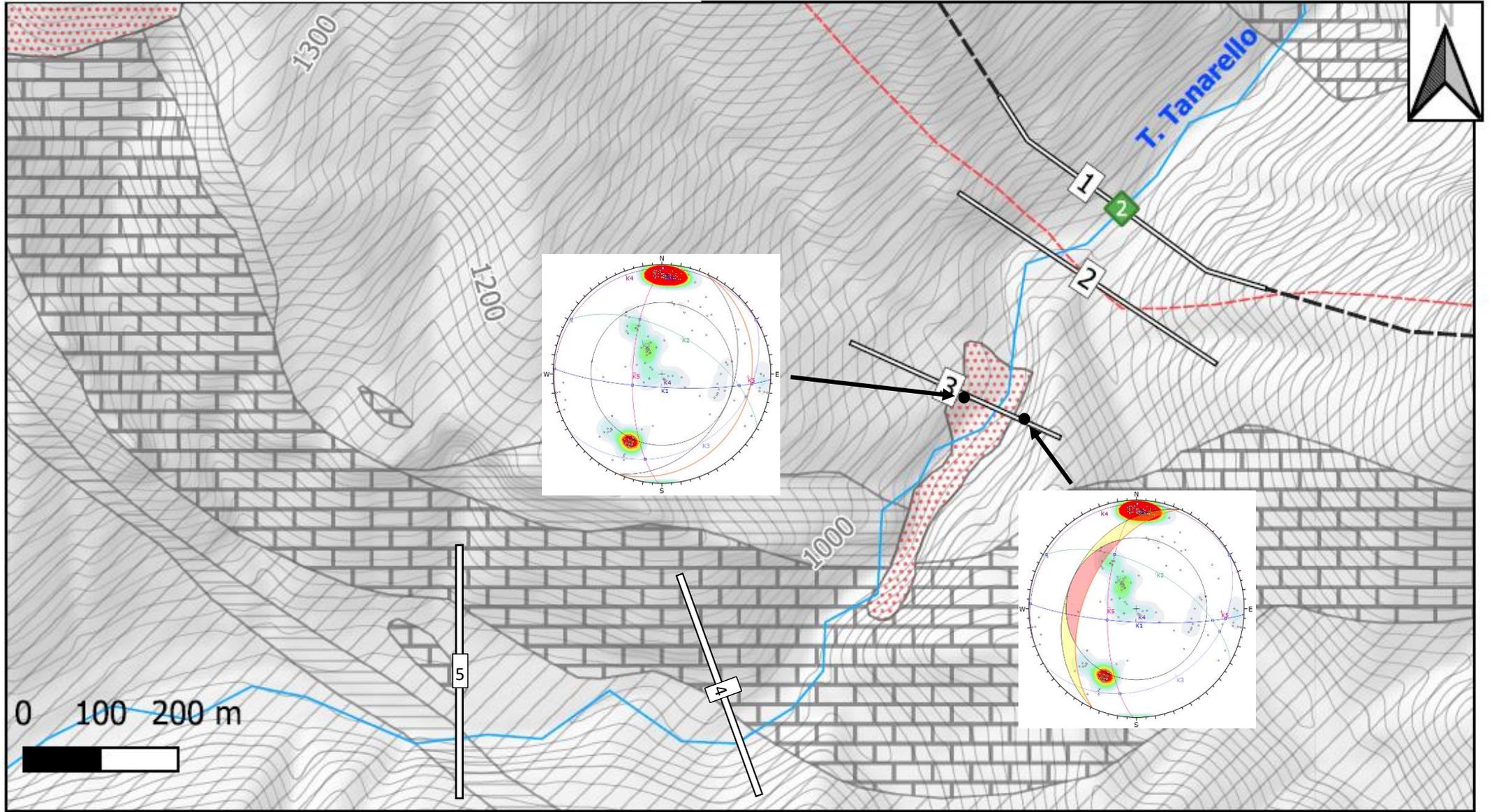
Figura 4.11: Test di Markland - Scivolamento a cuneo

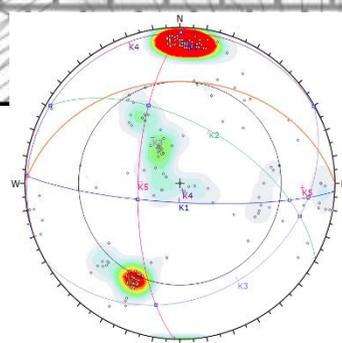
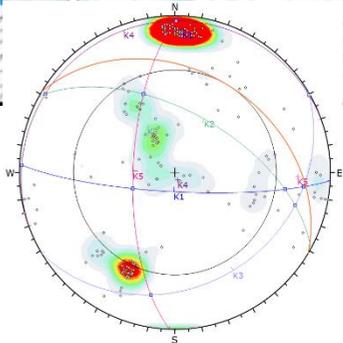
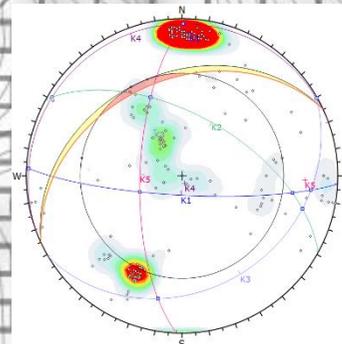
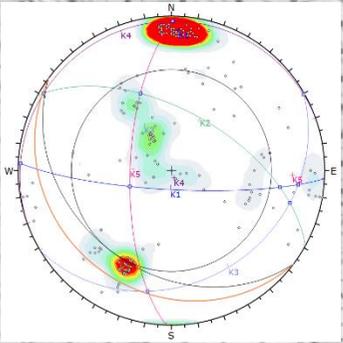
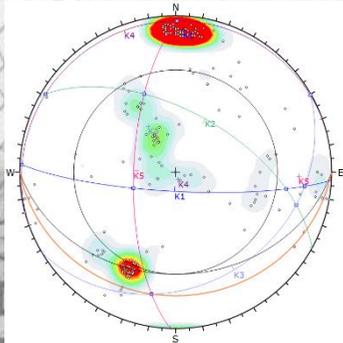
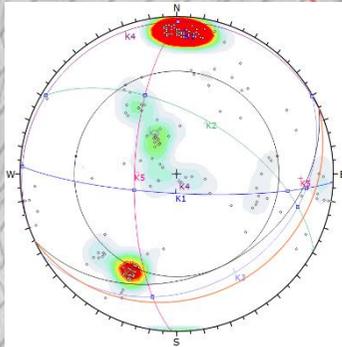
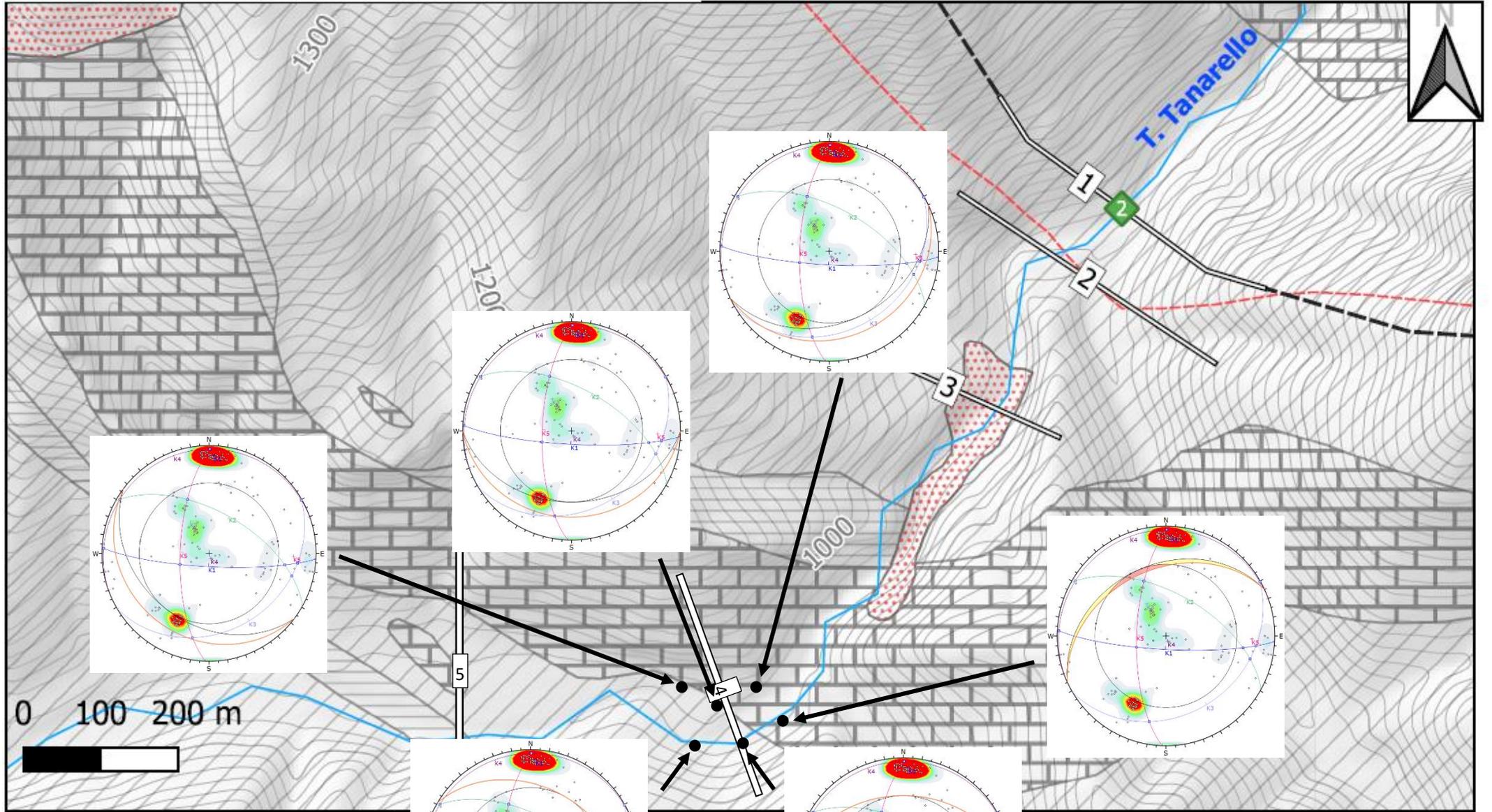
Così come fatto nel paragrafo precedente, anche in questo si riportano i risultati ottenuti dall'applicazione del test in riferimento delle medesime sezioni specificate in formati di dimensioni maggiori. A differenza di quanto si è riscontrato per lo scivolamento planare, in questo caso in nessuna delle sezioni prese in considerazione sussistono delle condizioni tali da portare a osservare uno scivolamento a blocco.

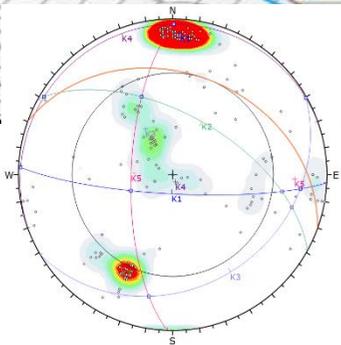
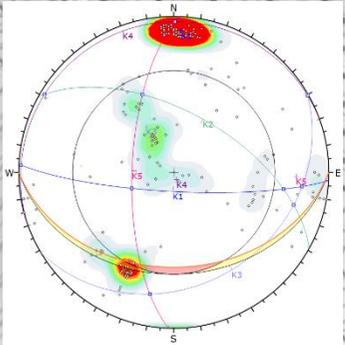
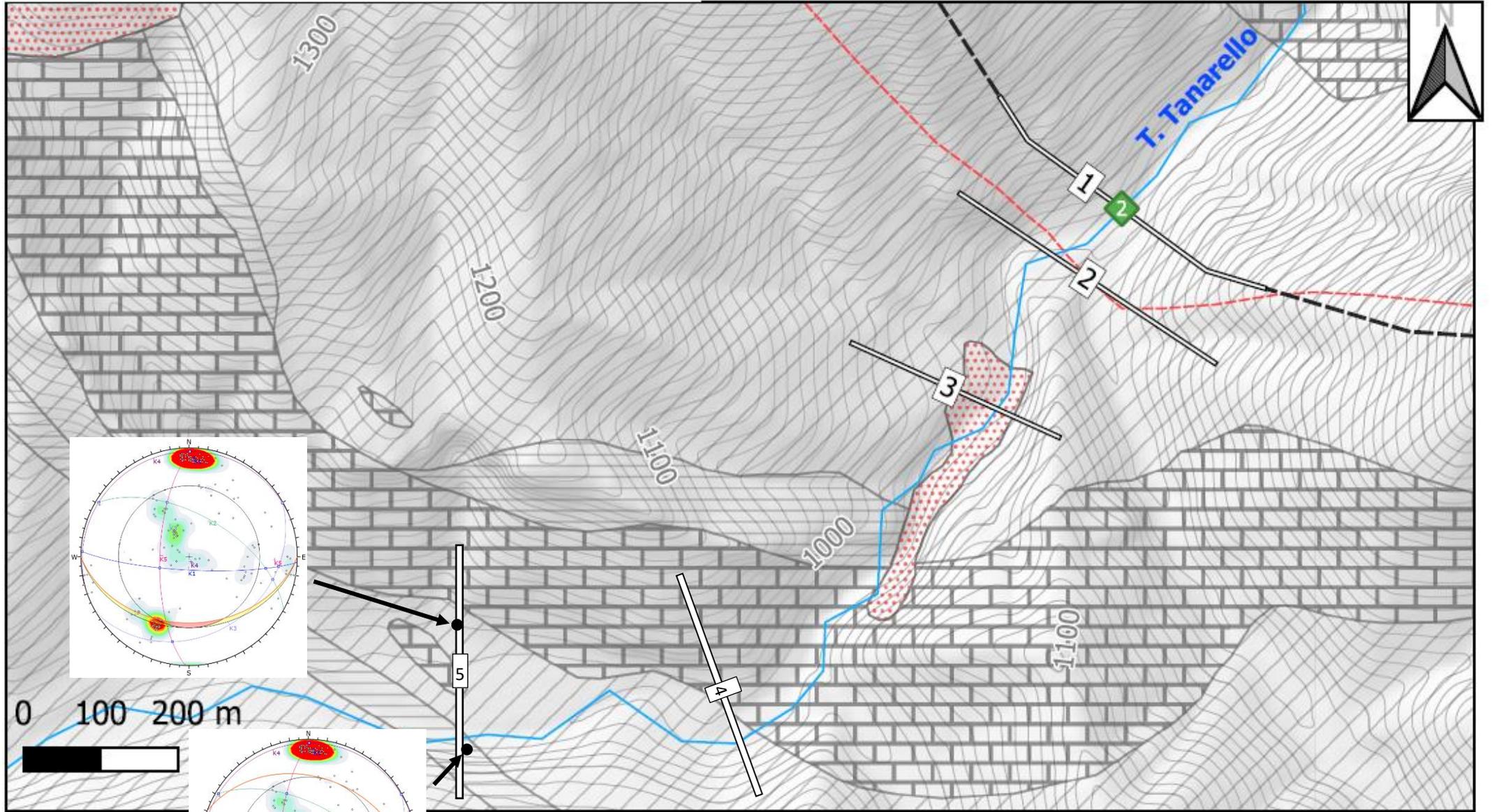


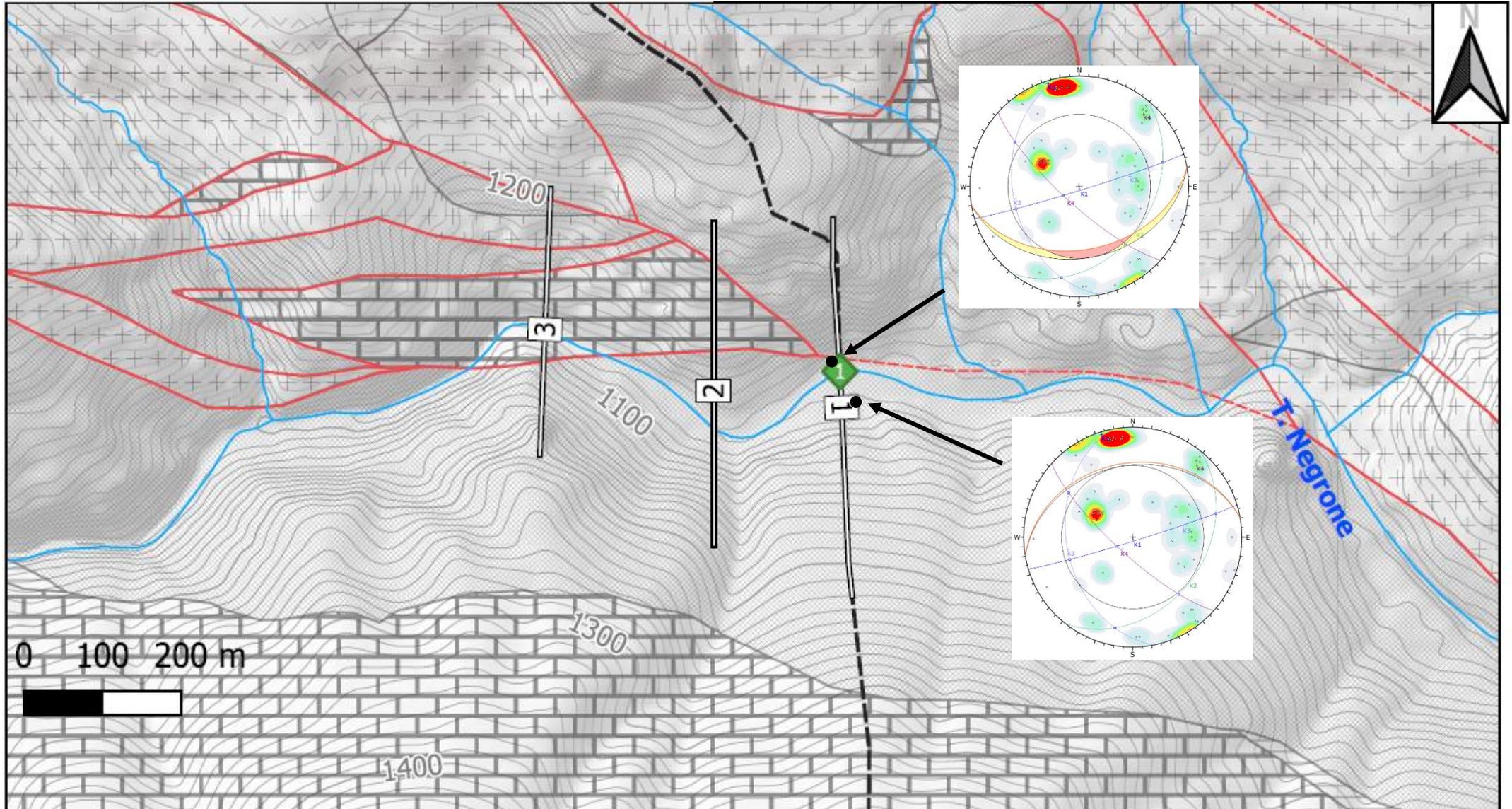


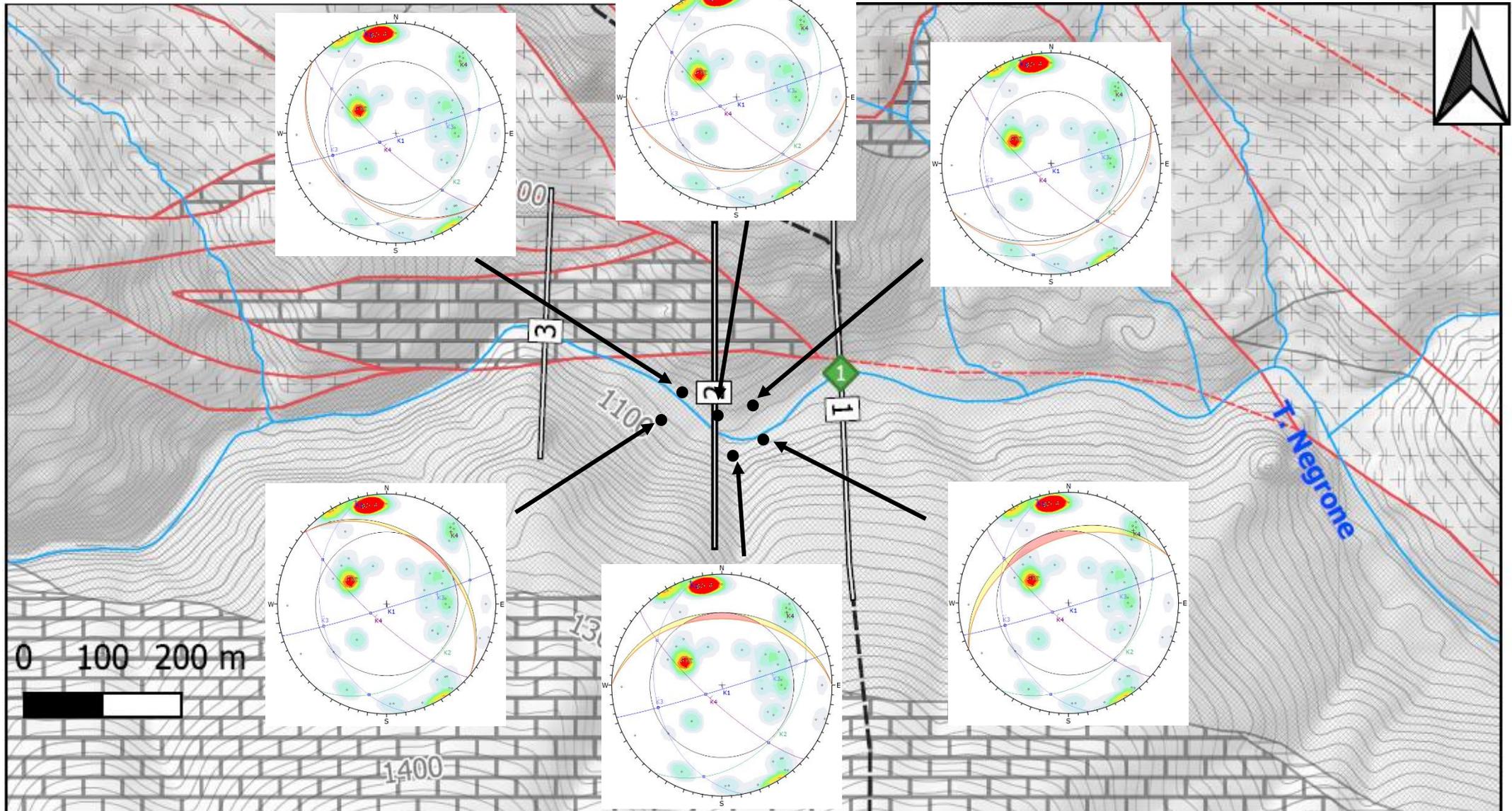


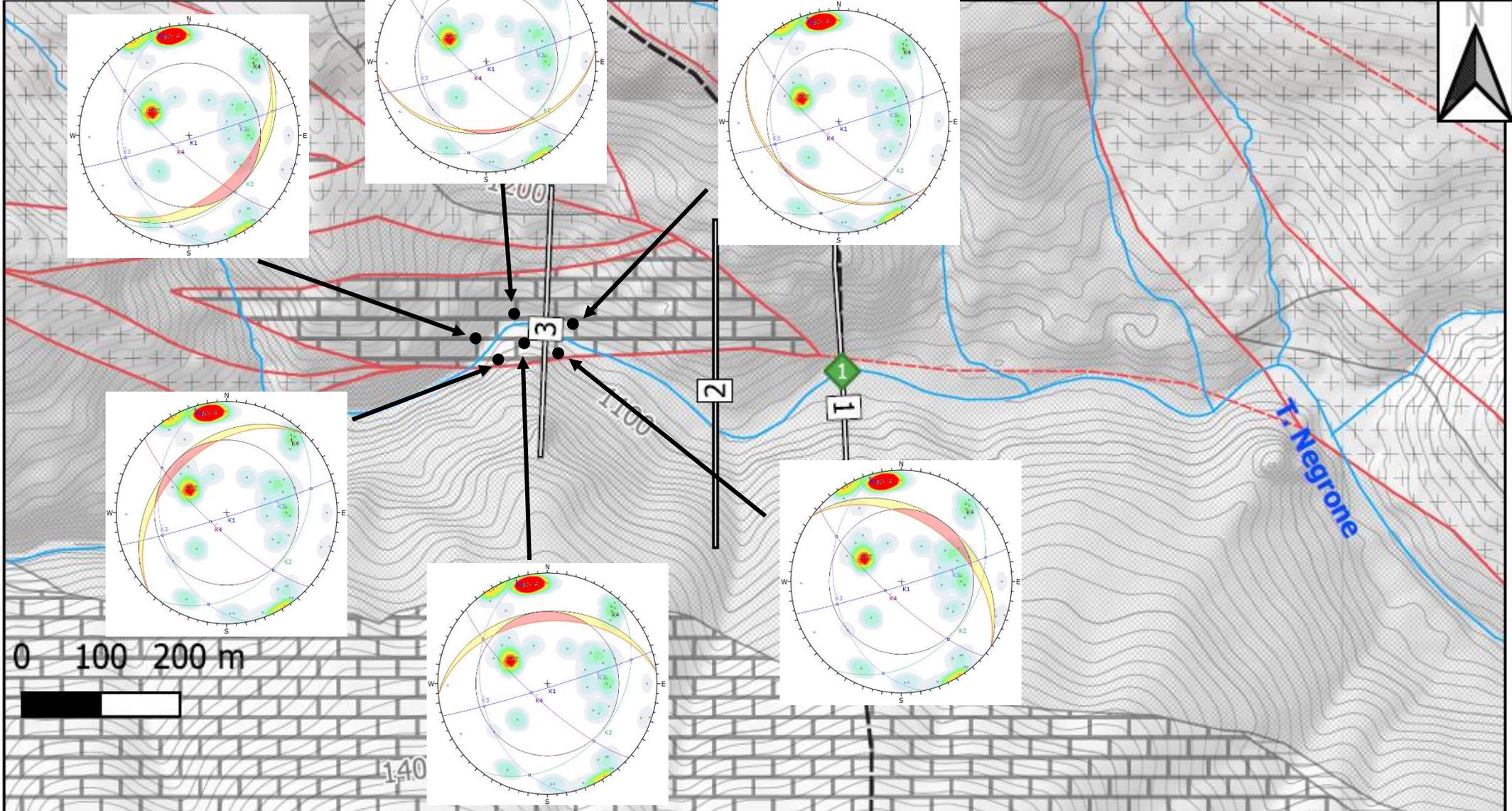












Capitolo 5

Analisi di scivolamento planare e di scivolamento a cuneo

5.1 Considerazioni preliminari all'analisi di scivolamento

Nel Paragrafo 4.2, si è asserito come il test di Markland possa essere considerato come uno strumento attraverso il quale si ha la possibilità di valutare in via "preliminare" che tipo di cinematismo si possa innescare in un ammasso roccioso. Questo, però, facendo riferimento solamente ad aspetti puramente geometrici senza considerare, invece, informazioni inerenti al criterio di rottura che caratterizza l'ammasso roccioso, l'eventuale presenza di forze agenti sul blocco come, per esempio, quella dovuta alla spinta idrostatica o a un intervento di stabilizzazione ecc. Proprio per questa ragione, una analisi di stabilità di un versante risulta essere più accurata e più consona nel momento in cui questi fattori che si sono menzionati sono tenuti in conto. A tal fine, nei paragrafi successivi, si presenteranno i software che sono stati utilizzati per valutare i cinematismi di scivolamento planare e scivolamento a cuneo.

5.2 Analisi di scivolamento planare - Il software RocPlane

Per lo studio del possibile innesco di cinematismi di scivolamento planare si è ricorso all'uso del software RocPlane prodotto dalla compagnia RocScience. Per valutare la stabilità di un ammasso roccioso, il programma si basa sull'applicazione del metodo all'equilibrio limite (LEM) con la definizione di un fattore di sicurezza FS. Questo metodo prevede di calcolare solamente le forze resistenti che si mobilitano lungo la superficie di scivolamento e le forze che, invece, agiscono su tale piano minando la stabilità del blocco. Il rapporto di tali forze risulta consegnare il fattore di sicurezza che si è menzionato. Tale calcolo, inoltre, si basa sull'assunzione di comportamento rigido del materiale che costituisce l'ammasso roccioso da cui ne consegue l'impossibilità di valutare gli spostamenti che si hanno lungo il pendio. Il software consente all'utente di scegliere se questa serie di operazioni debbano essere eseguite basandosi su un approccio deterministico oppure, in alternativa, probabilistico. Per quanto concerne il primo, si assume che tutti i parametri che vengono definiti e che consentono di eseguire i vari calcoli, siano noti; in questo modo, il software esegue la valutazione del fattore di sicurezza considerando un unico blocco instabile definito in maniera univoca sotto ogni aspetto, geometrico e fisico. Con il secondo, invece, si ammette una incertezza nella conoscenza del valore che caratterizza i vari parametri che entrano in gioco nel calcolo; per tale ragione ciascuno di essi è definito specificando una certa distribuzione statistica (normale, triangolare, lognormale ecc.). In aggiunta, per tenere conto del fatto secondo cui i vari parametri possono assumere differenti valori, l'analisi che viene condotta dal programma non è unica, bensì viene ripetuta più volte. Il metodo che tendenzialmente

viene utilizzato per la scelta dei valori dei parametri nelle varie simulazioni è il metodo MonteCarlo. I risultati che si ottengono al termine dell'analisi sono:

- *probabilità di collasso* (PF), la quale è calcolata attraverso il rapporto fra il numero di blocchi collassati e il numero di blocchi campionati che viene definito nelle impostazioni generali;
- *probabilità di scivolamento* (PS), che viene valutata mediante il rapporto fra numero di blocchi collassati e il numero di blocchi simulati "validi";
- *fattore di sicurezza* (FS) medio, definito come è già stato specificato in precedenza, in riferimento a un "blocco medio", vale a dire un cuneo caratterizzato da dei dati di input medi rispetto al numero totale di campionamenti impostati ed eseguiti. Se si provasse a valutare la distribuzione con cui si dispongono i vari fattori di sicurezza calcolati per ciascun campionamento, in generale si osserverebbe che il valore medio di tale distribuzione risulta essere leggermente diverso da quello riferito al "blocco medio". Tale differenza è principalmente dovuta al fatto che la modalità di estrazione dei dati di input utilizzata dal software non segue perfettamente la distribuzione statistica definita, con il numero di campionamenti eseguiti che è finito; teoricamente, invece, per valori infiniti, questi due valori tenderebbero a essere uguali fra loro.

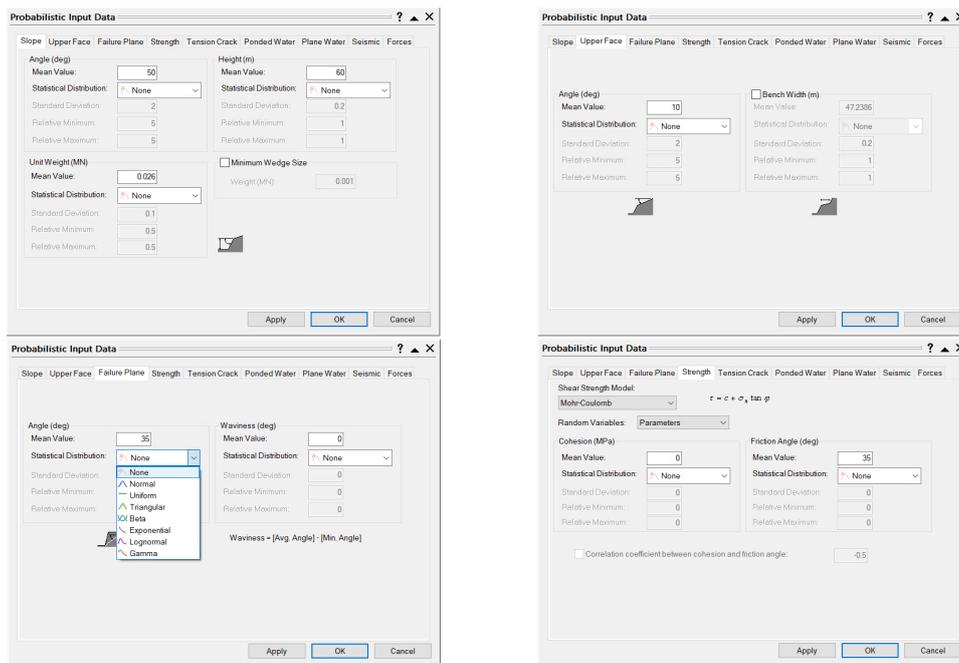


Figura 5.1: Dati di input per l'analisi probabilistica

Per capire meglio il funzionamento del programma, vengono descritti i passaggi salienti nella definizione delle impostazioni iniziali e dati di input, e i risultati finali ottenibili. Non appena viene creato un nuovo file, è necessario specificare il tipo di analisi che si vuole effettuare, ossia se deterministica oppure probabilistica. In questo secondo caso è richiesto di specificare il numero e anche il tipo di campionamento che si desidera applicare per l'estrazione dei vari parametri che caratterizzano il problema. Il tutto è possibile attraverso la finestra *Project Settings*.

Al termine della definizione delle impostazioni generali, è possibile procedere con lo specificare i dati del problema, in particolare inclinazione e altezza del pendio, peso volumetrico del materiale, eventuale inclinazione della faccia superiore del pendio, l'inclinazione della

superficie di scivolamento, le caratteristiche in termini di criterio di rottura per la determinazione della resistenza al taglio che si esplica lungo la superficie di rottura (Figura 5.1). In aggiunta a questi, però, si ha anche la possibilità di definire una serie di caratteristiche aggiuntive come la presenza di un giunto di trazione, di acqua, di un'accelerazione sismica o di forze legate a sistemi di stabilizzazione. Come si può notare dalla Figura 5.1, nel momento in cui si decide di eseguire una analisi di tipo probabilistica, viene richiesto di specificare il tipo di distribuzione statistica che caratterizza ciascun dato fra quelle che vengono riportate nella finestra, definendo successivamente deviazione standard, massimi e minimi relativi.

Per quanto concerne l'eventuale presenza di acqua, il codice consente di trattare in maniera separata l'azione spingente che agisce direttamente sul fronte dell'ammasso roccioso (*Ponded Water Pressure*) (Figura 5.2) e di quella che, invece, si registra all'interno delle discontinuità presenti in quest'ultimo provocando uno scalzamento del blocco (*Plane Water Pressure*) (Figura 5.3). Per la prima, è possibile selezionare due opzioni che sono:

- *Impervious*, con cui la Plane Water Pressure viene calcolata sulla base della distribuzione selezionata in maniera totalmente indipendente dalla quota della superficie libera dell'acqua;
- *Pervious*, in cui la pressione è valutata prendendo in considerazione il dato inerente all'altezza dell'acqua.

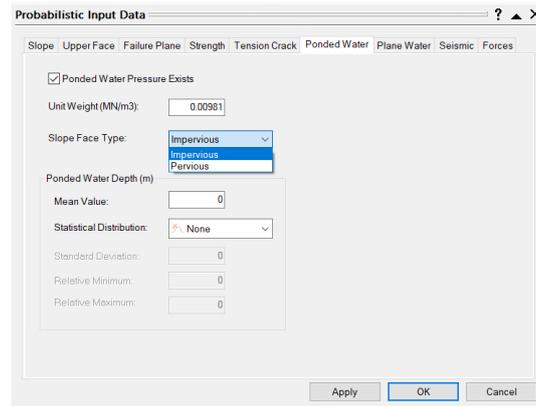


Figura 5.2: Ponded Water Pressure

A riguardo della seconda, invece, è possibile modellare tale pressione interstiziale con differenti distribuzioni triangolari che sono:

- *Peak Pressure - Mid Height*, caratterizzata da un valore di picco in corrispondenza di metà altezza;
- *Peak Pressure - Toe*, la quale presenta il massimo valore di pressione al piede della superficie di scivolamento;
- *Peak Pressure - TC Base*, nel caso in cui esista un giunto di trazione, con il picco che si registra alla base del suddetto;
- *Custom Pressure*, nel caso in cui sia direttamente l'operatore a modellare la distribuzione di pressione interstiziale.

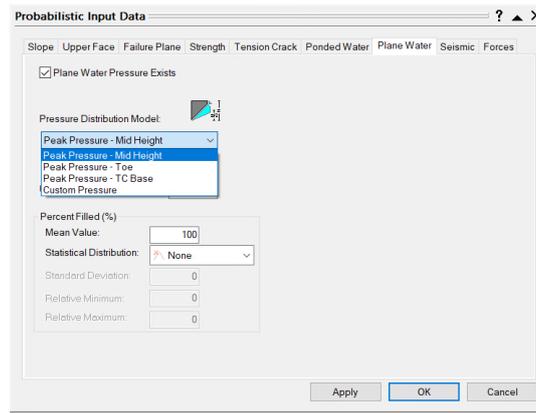


Figura 5.3: Plane Water Pressure

Se si tiene conto di una "Peak Pressure", il massimo valore verrà calcolato in corrispondenza del punto specificato mentre in tutte le altre aree della discontinuità verrà valutato attraverso una interpolazione lineare fra un valore nullo e quello maggiore. Inoltre, sempre nel caso di questi modelli di distribuzione della pressione interstiziale, è possibile anche definire la percentuale di giunto che è stata riempita totalmente dall'acqua. I risultati finali che si ottengono al termine dell'analisi sul software vengono indicati all'interno della Figura 5.4. Nel dettaglio si specificano fattore di sicurezza, il quale è riferito al blocco medio, probabilità di collasso e di scivolamento, peso e volume del blocco instabile, forze che concorrono all'equilibrio della massa instabile.

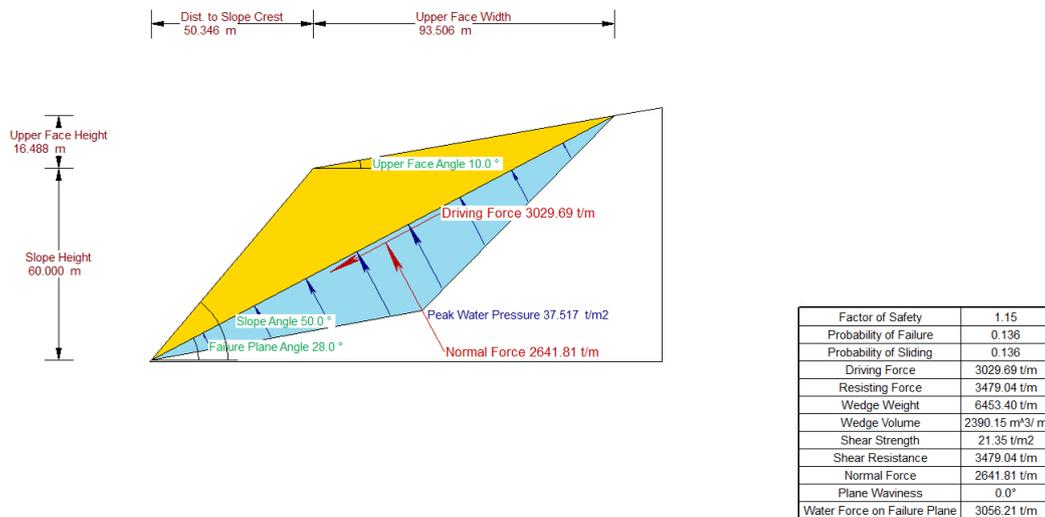
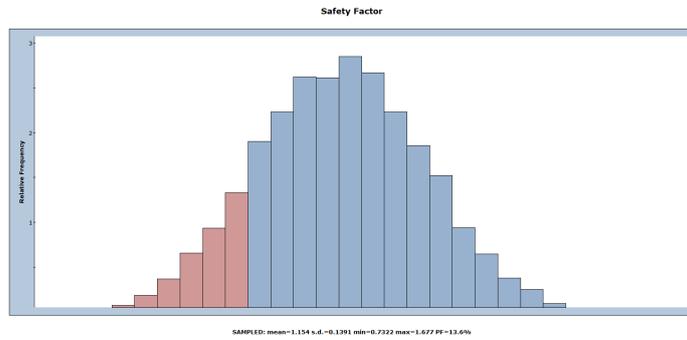


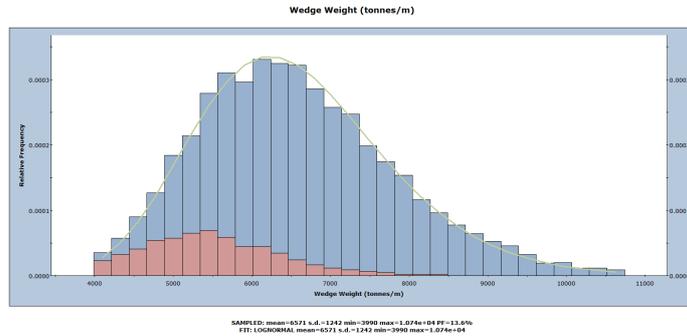
Figura 5.4: Scivolamento planare - Rappresentazione risultati dell'analisi probabilistica

Il software restituisce anche un'altra serie di grafici utili per capire alcune informazioni ulteriori sul problema studiato (Figura 5.5).

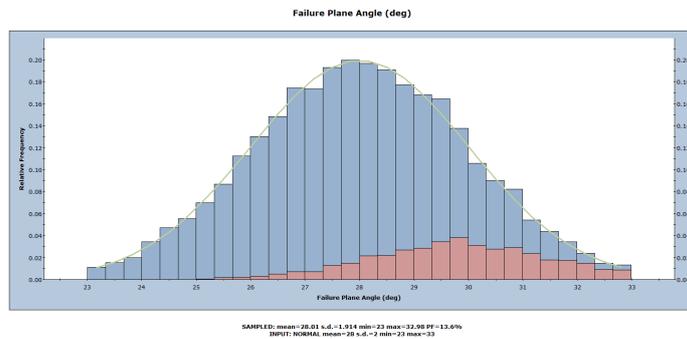
E' possibile osservare l'istogramma che descrive la distribuzione del fattore di sicurezza riferito a tutti i blocchi validi che si sono generati in ogni analisi eseguita. Le barre aventi colore rosso rappresentano i blocchi con fattore inferiore all'unità e quindi instabili. Al di sotto del grafico sono anche specificati il valore medio, la deviazione standard, il minimo e massimo relativo. Da questi numeri si può osservare quanto è stato anticipato in precedenza, ossia che il fattore di sicurezza medio non è il medesimo facente riferimento al blocco medio.



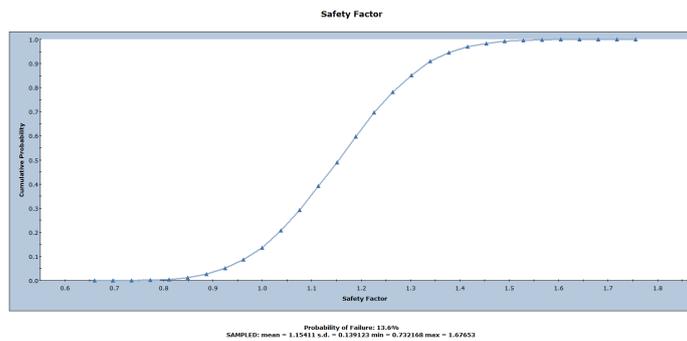
(a) Distribuzione fattore di sicurezza



(b) Distribuzione peso dei blocchi



(c) Distribuzione angolo piano di scivolamento



(d) Distribuzione cumulata fattore di sicurezza



(e) Grafico a dispersione fattore di sicurezza

Figura 5.5: Scivolamento planare - Risultati statistici analisi probabilistica

Lo stesso tipo di istogramma descritto per il fattore di sicurezza può essere rappresentato anche per un'altra serie di variabili. Per esempio si riportano quelli inerenti rispettivamente al peso dei blocchi e all'angolo del piano di scivolamento. Nel primo caso, la distribuzione che meglio interpola i risultati statistici derivanti dall'analisi viene specificata nella parte inferiore del grafico; nel secondo caso, invece, la curva che viene sovrapposta all'istogramma rappresenta la distribuzione che è stata definita nei dati di input con la corrispondente deviazione standard, minimo e massimo relativo.

Un altro tipo di grafico è quello che rappresenta la distribuzione cumulata del fattore di sicurezza. Con questa si ha la possibilità di valutare, in riferimento di un certo punto sulla curva, la probabilità per cui la variabile studiata sia inferiore o uguale al valore preso in considerazione sul grafico.

Un ultimo diagramma che viene riportato è il grafico a dispersione grazie al quale si valuta la relazione fra due variabili. In particolare, nel caso in questione, si sono considerati fattore di sicurezza e peso del blocco. Questa relazione è definita quantitativamente attraverso il coefficiente di correlazione il quale può variare fra -1 e 1: nel caso di valore prossimo a zero, questo significherebbe una correlazione molto esigua, mentre più a ridosso di una quantità unitaria (il segno indica solamente se la pendenza è negativa o positiva) la relazione è buona. I valori "alpha" e "beta" che si accompagnano al grafico indicano, rispettivamente, l'intercetta sull'asse y del grafico e la pendenza della linea di regressione.

Di seguito vengono indicati i risultati che sono stati ottenuti dall'analisi con il software per le sezioni che dall'esecuzione del test di Markland sono risultate essere critiche. In particolare l'analisi viene svolta considerando l'affioramento come completamente asciutto e poi la circostanza più critica in cui lungo il piano di scivolamento si abbia la persistenza di acqua infiltrata che esercita un'azione spingente. Per questa ultima condizioni si è valutato anche quale sia il valore percentuale di piano di scivolamento colmo d'acqua che porti a una condizione di equilibrio limite del blocco instabile. Da un punto di vista pratico, come criterio di rottura che si esplica lungo la superficie di scivolamento, si è considerato quello di Barton-Bandis utilizzando i dati di JRC e JCS ricavati dalle operazioni di rilievo in sito e un angolo di attrito residuo pari a 35° considerando dati da letteratura.

5.2.1 Torrente Tanarello

Procedendo con il Tanarello, l'unica condizione potenzialmente critica è stata riscontrata in corrispondenza della sezione n°3 lungo la sponda in destra orografica. Nella Figura 5.6 viene riportata la configurazione totalmente asciutta in cui si ha un fattore di sicurezza notevolmente superiore all'unità, sinonimo di stabilità del versante.

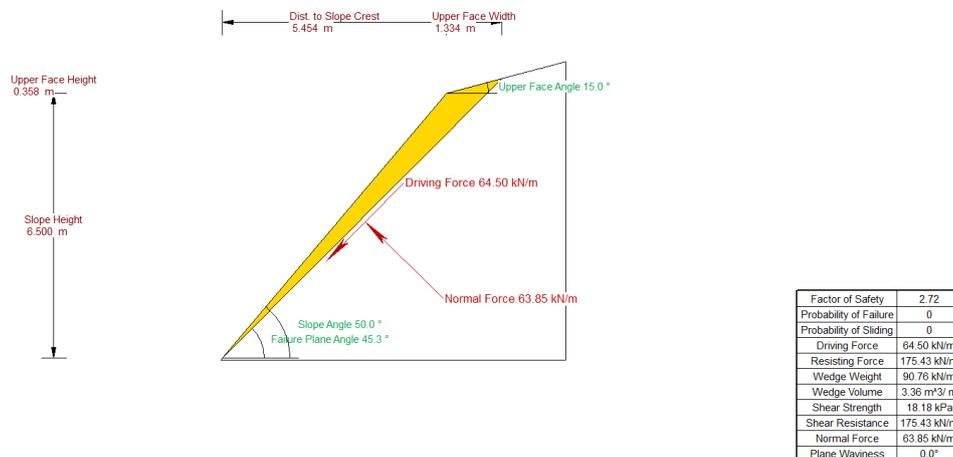


Figura 5.6: Torrente Tanarello, sezione n°3, destra orografica, configurazione asciutta

Per quanto concerne il caso di azione spingente persistente dell'acqua all'interno della discontinuità, si manifesta quanto specificato in Figura 5.7. In questo caso il fattore di sicurezza viene completamente annullato e questo è dovuto al fatto per cui il volume del blocco instabile risulta essere molto limitato e superficiale con la sottospinta idraulica che tende a scalzare facilmente il suddetto.

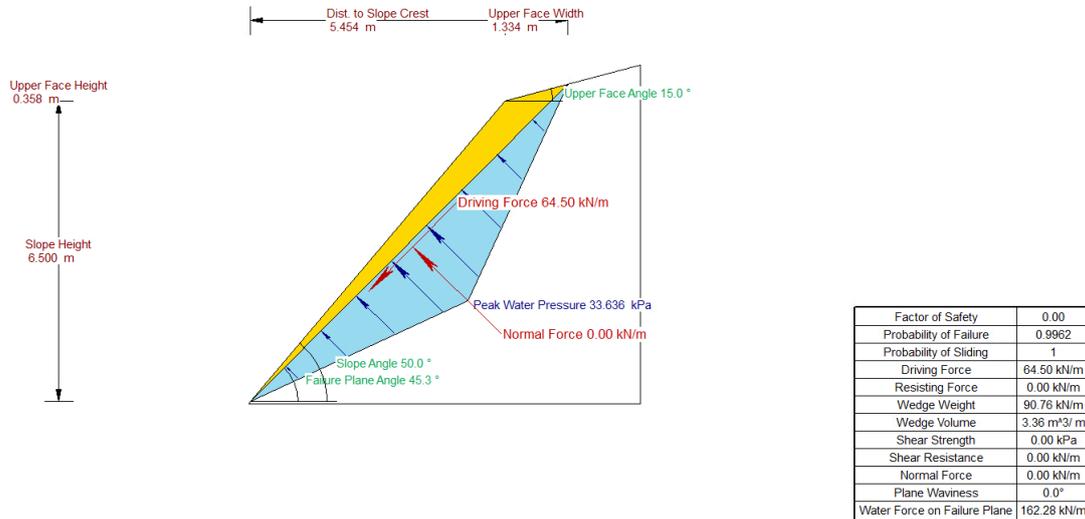


Figura 5.7: Torrente Tanarello, sezione n°3, destra orografica, configurazione asciutta con acqua lungo la superficie di scivolamento

Nella Figura 5.8 viene specificato quale sia la percentuale di superficie di scivolamento che dev'essere totalmente colmata dalla presenza di acqua affinché si abbia un fattore di sicurezza limite pari a uno. In particolare, tale valore risulta essere circa pari al 51.6%.

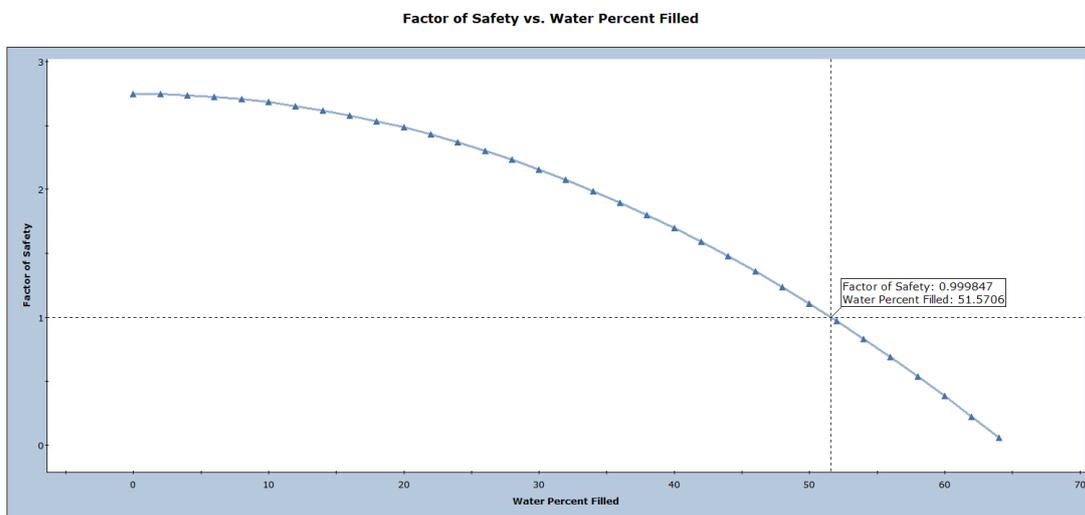


Figura 5.8: Torrente Tanarello, sezione n°3, destra orografica, percentuale limite di superficie di scivolamento colma d'acqua

5.2.2 Torrente Negrone

Nel caso del torrente Negrone, invece, si sono evidenziate a seguito del test di Markland due condizioni critiche, entrambe nella sezione n°3 sia lungo la sponda in destra orografica che in sinistra. Nella prima, la condizione asciutta viene schematizzata in Figura 5.9.

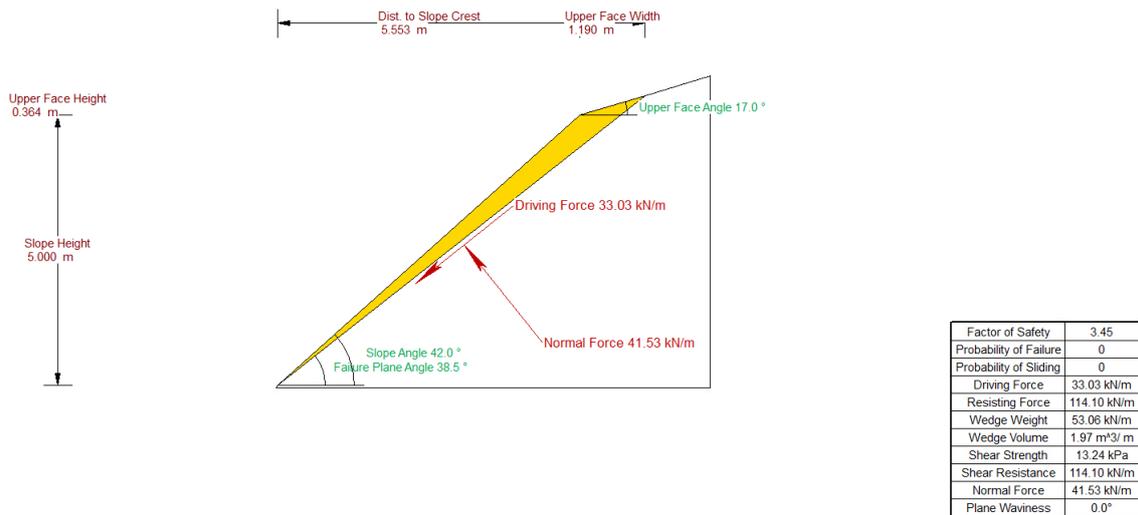


Figura 5.9: Torrente Negrone, sezione n°3, destra orografica, configurazione asciutta

L'azione dell'acqua porta a osservare la situazione simulata nella Figura 5.10. Anche in questa occasione i pesi dei blocchi che potrebbero distaccarsi sono caratterizzati da una entità tale per cui la sottospinta dell'acqua riesce a scalarli facilmente.

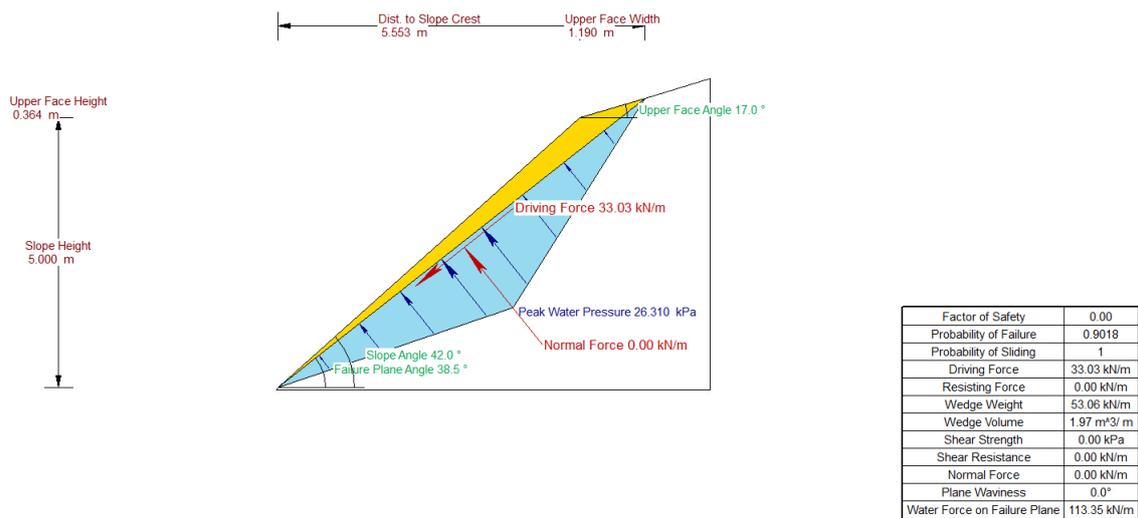


Figura 5.10: Torrente Negrone, sezione n°3, destra orografica, configurazione asciutta con acqua lungo la superficie di scivolamento

Per ultima è stata valutata quale sia la condizione limite, in termini di di percentuale di superficie di scivolamento colma d'acqua, che porti a ottenere una fattore di sicurezza unitario. Nel dettaglio, il risultato finale che si è ottenuto è circa pari al 51% (Figura 5.11).

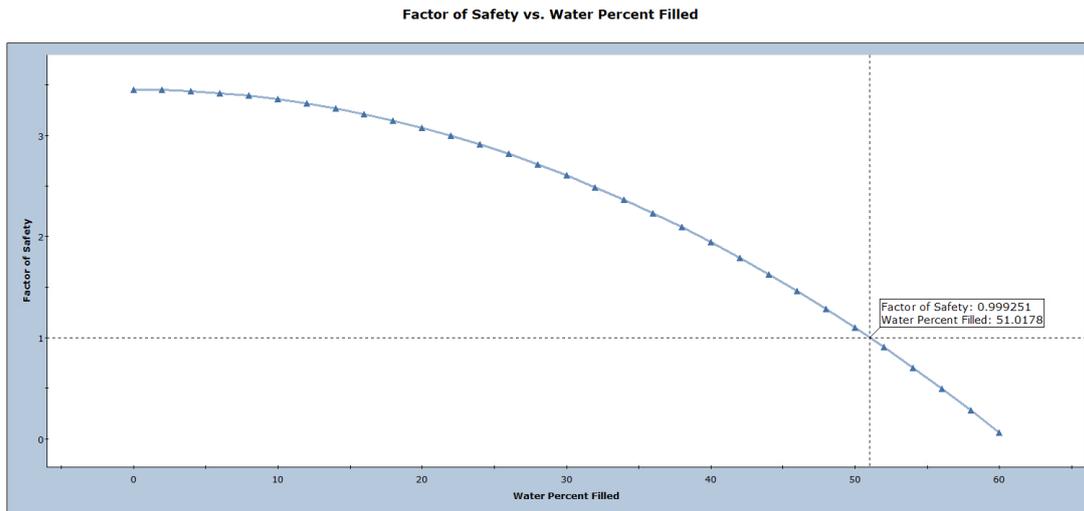


Figura 5.11: Torrente Negrone, sezione n°3, destra orografica, percentuale limite di superficie di scivolamento colma d'acqua

Le medesime analisi sono state eseguite anche sul versante affiorante nella sinistra orografica. Più precisamente la Figura 5.12 schematizza la configurazione asciutta con un fattore di sicurezza superiore all'unità.

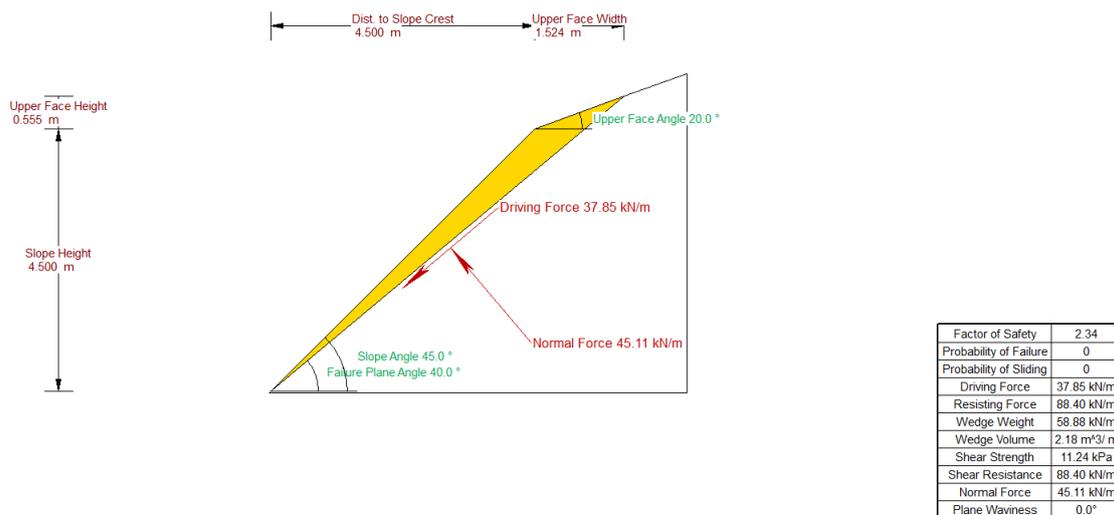


Figura 5.12: Torrente Negrone, sezione n°3, sinistra orografica, configurazione asciutta

Nel secondo caso, invece, ciò che si manifesta viene rappresentato nella Figura 5.13. Si denota come il fattore di sicurezza si annulli totalmente a causa dei piccoli volumi, e quindi delle piccole masse, che contraddistinguono i blocchi di roccia potenzialmente instabili.

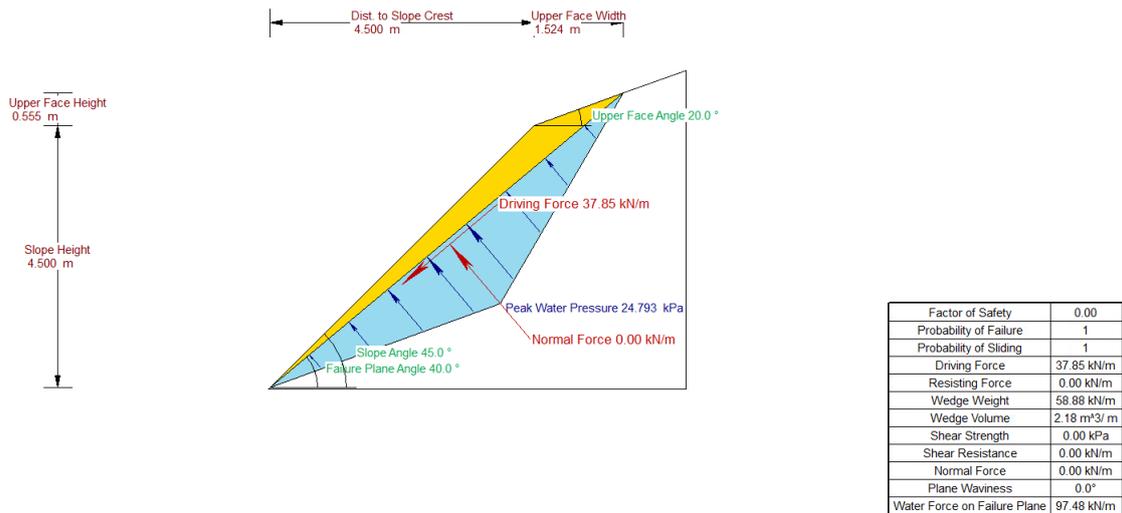


Figura 5.13: Torrente Negrone, sezione n°3, sinistra orografica, configurazione asciutta con acqua lungo la superficie di scivolamento

La percentuale di discontinuità riempita dall'acqua che garantisce la stabilità limite del versante in roccia viene indicata all'interno della Figura 5.14 con un risultato circa pari al 69.1%.

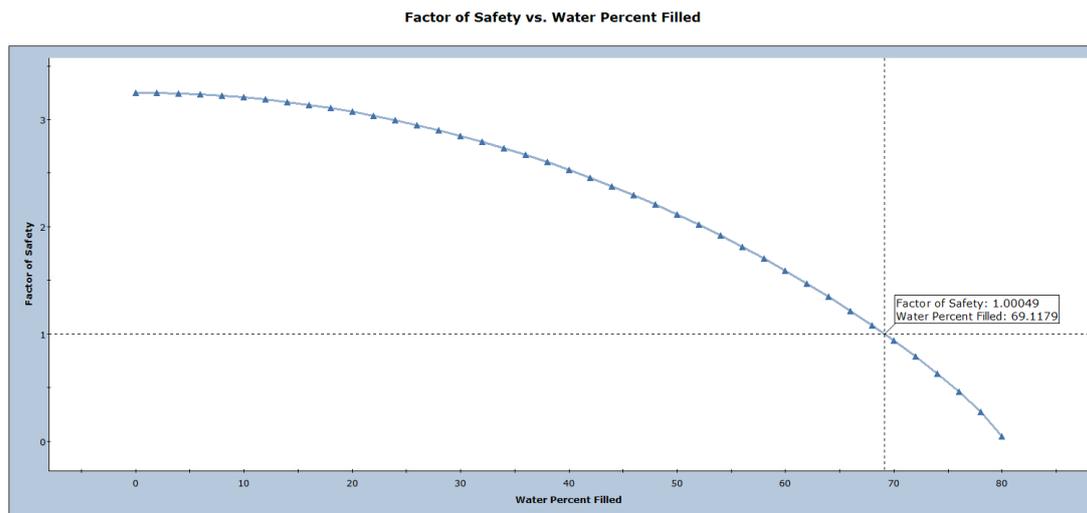


Figura 5.14: Torrente Negrone, sezione n°3, sinistra orografica, percentuale limite di superficie di scivolamento colma d'acqua

Dalle analisi condotte si è evidenziato come i fenomeni di scivolamento planare che potrebbero manifestarsi, siano molto superficiali coinvolgendo volumi di roccia molto limitati e che, per questa ragione, verrebbero a distaccarsi senza necessità di ingenti volumi d'acqua all'interno delle discontinuità.

5.3 Analisi di scivolamento a cuneo

Dal test di Markland che è stato eseguito in precedenza riguardante il cinematiso di scivolamento a cuneo/a blocco è stato riscontrato che in corrispondenza di nessuna delle sezioni che sono state prese in considerazione lungo i torrenti Negrone e Tanarello tale collasso si possa venire a presentare. Per questa ragione all'interno di questa sezione non verranno riportati analisi e rispettivi risultati inerenti a un cinematiso di questo genere.

Capitolo 6

Conclusioni

L'obiettivo principale di questo elaborato di tesi è stato quello di valutare, in via preliminare, attraverso i concetti base della meccanica e della ingegneria delle rocce, l'eventuale manifestazione lungo i corsi d'acqua del Tanarello e del Negrone di fenomeni di instabilità di versante a seguito della realizzazione di un bacino di laminazione. Questi sono i due principali torrenti che unendosi generano il più noto fiume Tanaro, affluente del Po.

La realizzazione di questo studio è stata possibile attraverso l'acquisizione dei dati necessari mediante classiche operazioni di rilievo con l'utilizzo di strumenti tradizionali quali bindella metrica, bussola da geologo, pettine di Barton e sclerometro.

Durante le operazioni di rilievo, lungo il torrente Tanarello è stato possibile acquisire un maggiore numero di informazioni data la qualità degli ammassi rocciosi affioranti. Al contrario, invece, lungo il Negrone, il numero di versanti su cui si sono potute eseguire delle misure è stato più limitato data la presenza di vegetazione e la difficoltà di raggiungimento di aree consone, aspetti che hanno ostacolato le attività. Questi sono proprio i limiti caratteristici del rilievo tradizionale che si potrebbero superare attraverso metodologie più moderne come tecniche di non contatto. In questo modo si avrebbero sicuramente un maggiore numero di dati che aiuterebbero a ottenere dei risultati finali maggiormente "robusti" e tendenzialmente più corretti.

Entrando più nel dettaglio di quanto è stato elaborato a valle dell'attività di rilievo, si è notato come lungo i torrenti si potessero riscontrare dei set comuni fra i vari ammassi rilevati. In particolare, per quanto concerne il Tanarello si sono riscontrati cinque famiglie di discontinuità mentre lungo il Negrone quattro.

I risultati ottenuti dall'analisi statistica eseguita con il software Dips, sono stati necessari per affrontare il successivo studio inerente la possibilità di instaurazione di fenomeni franosi. Più precisamente, attraverso il test di Markland, si sono valutate le condizioni di scivolamento planare e di scivolamento a blocco/a cuneo. Le analisi hanno portato a osservare come eventuali inneschi fossero molto limitati a poche aree lungo le aste dei torrenti.

Come è stato rimarcato più volte all'interno del documento, il test di Markland rappresenta uno strumento prettamente preliminare alla valutazione di una possibile configurazione di instabilità. Infatti, esso si basa essenzialmente sul raffronto fra caratteristiche puramente geometriche di versante e di discontinuità lungo cui si potrebbe avere il collasso.

Per poter valutare in maniera più accurata il tutto, è necessario tenere conto di una serie di informazioni aggiuntive. Per esempio è importante definire quale sia il criterio di rottura che si registra lungo il piano di scivolamento il quale è ottenibile a seguito di prove in laboratorio; bisogna considerare quali possano essere eventuali forze agenti sul blocco potenzialmente instabile (azione idrostatica, forze stabilizzanti, sisma ecc.). Un aspetto fondamentale è quello legato alla variabilità dei dati; infatti, all'interno del primo capitolo,

si è specificato come le analisi di stabilità di versante siano basate obbligatoriamente su calcoli di tipo statistico. Per tale motivo, i dati inerenti a Dip e Dip Direction, che caratterizzano il piano di discontinuità, risultano essere dei valori medi ognuno caratterizzato da una propria varianza e da una relativa distribuzione statistica. E' fondamentale tenere conto di questi aspetti per capire quale sia l'effettiva probabilità di un collasso: tale aspetto si concretizza nella definizione di un fattore di sicurezza.

Tutto quello che si è appena menzionato è stato applicato attraverso l'utilizzo del software RocPlane. Questo codice di calcolo basa il suo funzionamento su un'analisi all'equilibrio limite fornendo la possibilità all'utente di eseguire sia un'analisi deterministica che probabilistica. In questo secondo caso, ogni dato necessario che viene inserito, richiede la definizione di una distribuzione statistica con relativo valore medio e varianza.

Inserendo all'interno di questo software i dati ricavati dagli step precedenti, si è denotato come i fenomeni di instabilità siano decisamente superficiali, con blocchi caratterizzati da dei volumi particolarmente limitati.

Per questo lavoro di tesi si sono considerate una condizione totalmente asciutta che ha mostrato una totale stabilità. Da questo se ne deduce di come i dati di input siano stati definiti in maniera corretta. Oltre a questa si è studiata la configurazione in cui l'acqua permanga all'interno della discontinuità con l'azione di una sottospinta idraulica. A causa dei limitati volumi dei blocchi instabili, tale azione dell'acqua risulta essere decisiva per portare a un totale annullamento del fattore di sicurezza con, quindi, relativo scalzamento del materiale. Questi risultati hanno messo in luce fenomeni che già in passato si sono venuti a presentare lungo i due alvei, come è anche testimoniato dalla presenza di blocchi di dimensioni contenute che si sono osservati durante le operazioni in sito. Di seguito si ripropongono le configurazioni analizzate in corrispondenza di quelle sezioni risultate essere potenzialmente critiche a seguito dell'applicazione del test di Markland.

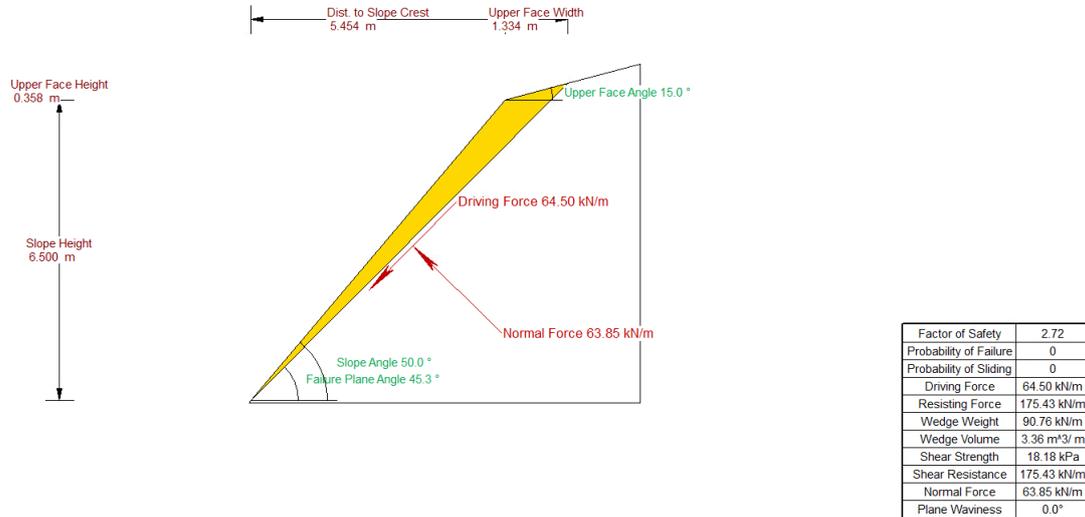


Figura 6.1: Torrente Tanarello, sezione n°3, destra orografica, configurazione asciutta

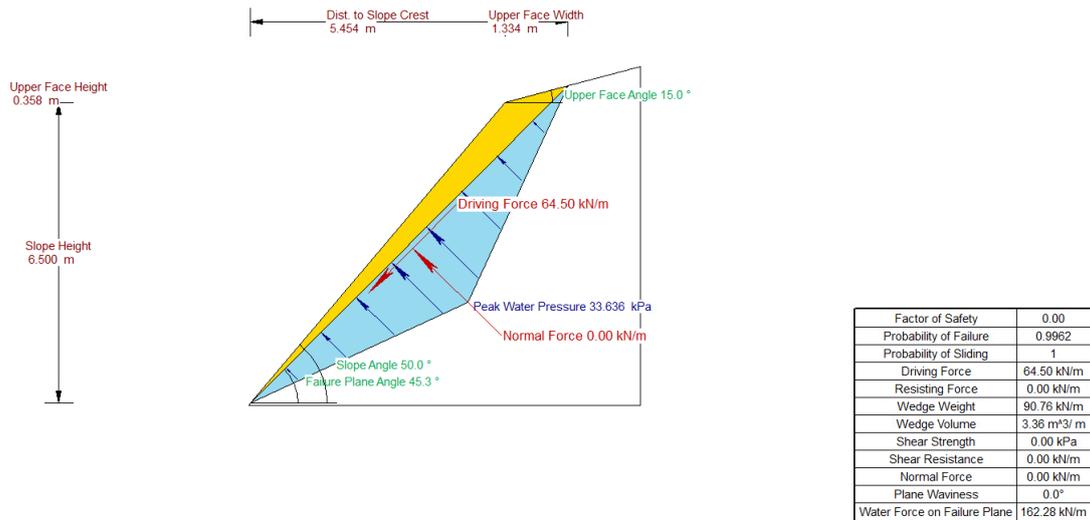


Figura 6.2: Torrente Tanarello, sezione n°3, destra orografica, configurazione asciutta con acqua lungo la superficie di scivolamento

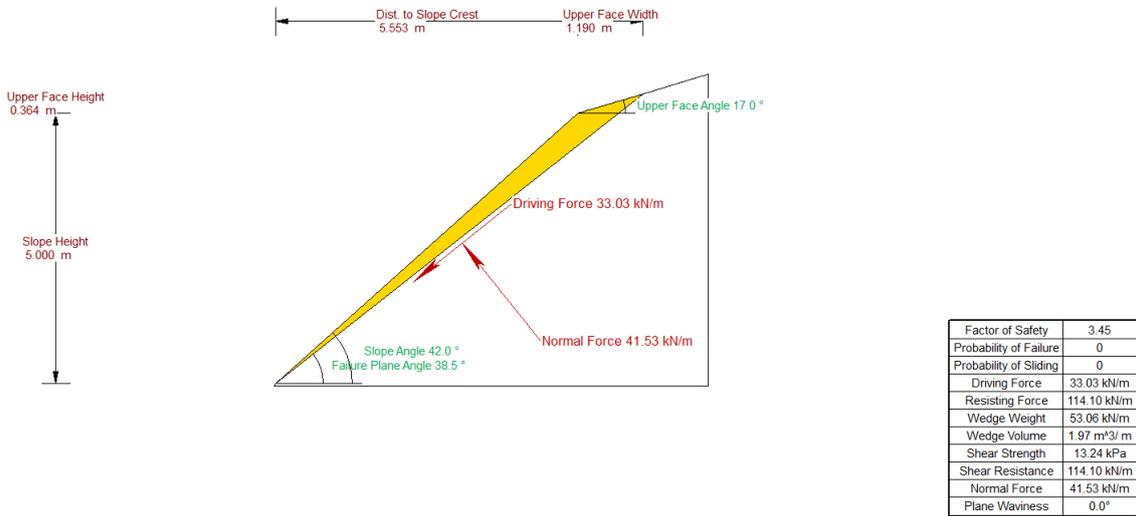


Figura 6.3: Torrente Negrone, sezione n°3, destra orografica, configurazione asciutta

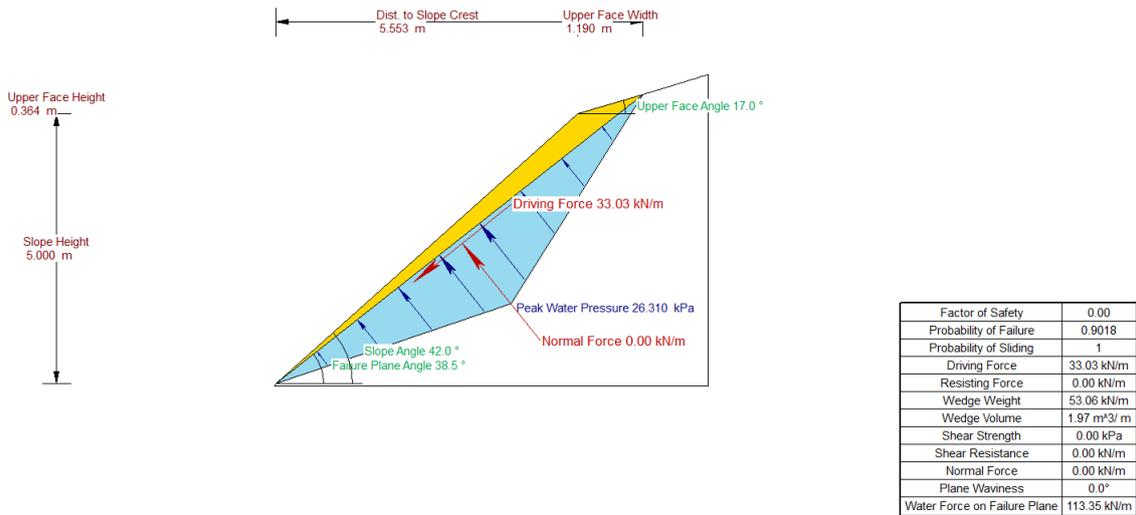


Figura 6.4: Torrente Negrone, sezione n°3, destra orografica, configurazione asciutta con acqua lungo la superficie di scivolamento

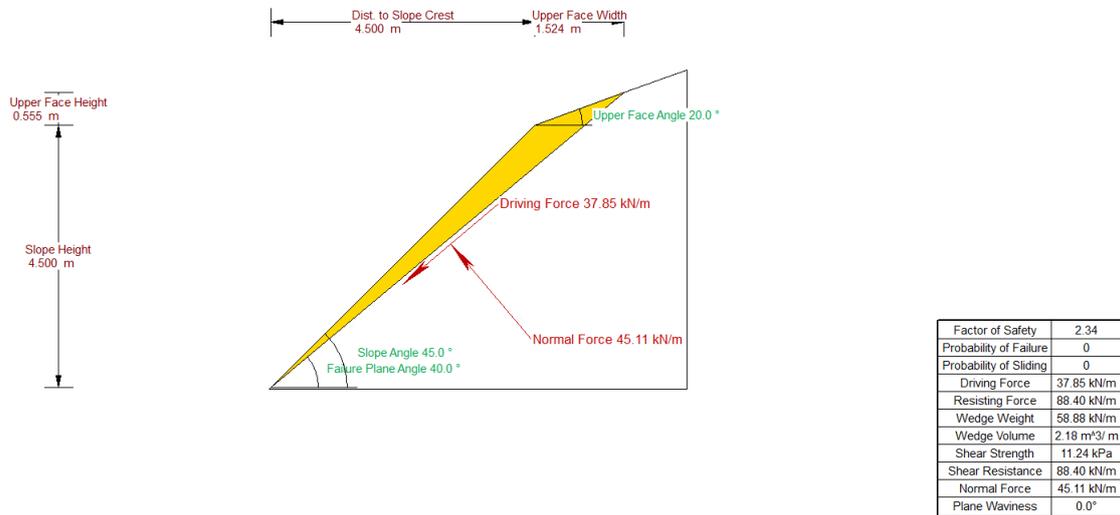


Figura 6.5: Torrente Negrone, sezione n°3, sinistra orografica, configurazione asciutta

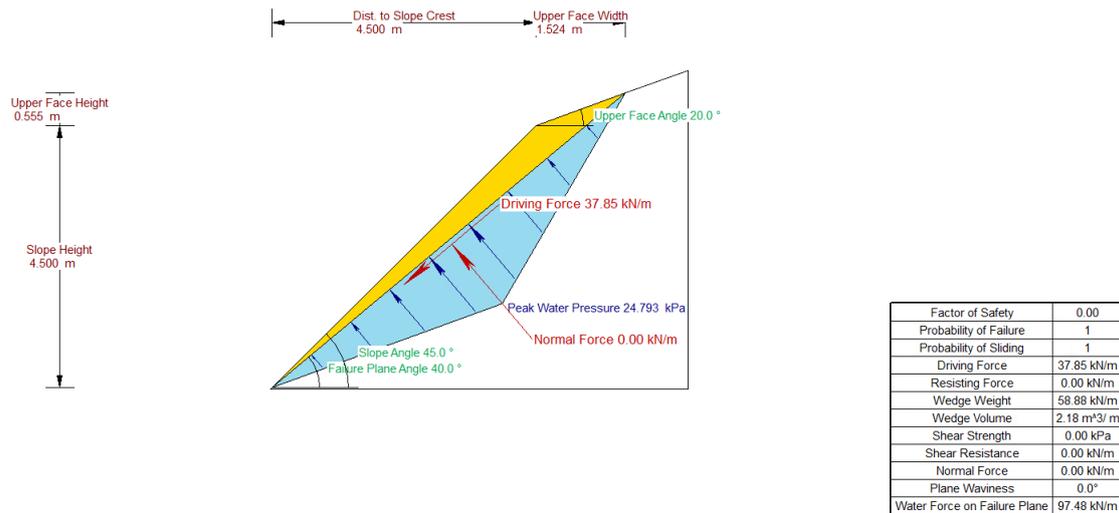


Figura 6.6: Torrente Negrone, sezione n°3, sinistra orografica, configurazione asciutta con acqua lungo la superficie di scivolamento

Più volte nelle pagine di tale lavoro di tesi si è ripetuto come le analisi condotte risultassero essere preliminari. Esse avevano come scopo finale quello di consegnare un risultato indicativo delle possibili configurazioni di stabilità dei versanti che affioravano lungo i corsi d'acqua. In conclusione, data l'importanza dell'opera che si vorrebbe progettare e realizzare, le medesime operazioni dovrebbero essere eseguite anche con strumenti e approcci di verifica più performanti, che consegnino un quantitativo di informazioni decisamente superiore, più dettagliate, utili per poter studiare l'intervento con un maggiore occhio critico. A tal proposito ci si riferisce all'utilizzo di codice agli elementi finiti FEM oppure agli elementi distinti DEM.

Bibliografia

ARPA Piemonte – Eventi alluvionali in Piemonte, 2-6 Novembre 1994, 8 Luglio 1996, 7-10 Ottobre 1996. A cura di Direzione Regionale Servizi Tecnici di Prevenzione, Torino, 1998.

ARPA Piemonte – Analisi preliminare, Evento 21-26 Novembre 2016. A cura del Dipartimento Sistemi Previsionali, Torino, 2016.

ARPA Piemonte – Eventi alluvionali in Piemonte, Evento del 2-3 Ottobre 2020. A cura del Dipartimento Rischi Naturali e Ambientali, Torino, 2020.

Autorità di bacino del fiume Po - LINEE GENERALI DI ASSETTO IDROGEOLOGICO E QUADRO DEGLI INTERVENTI, BACINO DEL TANARO

Barla M. (2021) - *Dispense del corso "Numerical Methods in Geotechnical Engineering"*. Politecnico di Torino.

Barla M. - *Elementi di meccanica e ingegneria delle rocce*. Torino, Celid, 2009, pp. 320.

Barton N. (1973) - *Review of a new shear-strength criterion for rock joints*. Engineering Geology, 7: pp. 287–332.

Barton N. and Bandis S. (1982) – *Effects of block size on the shear behaviour of jointed rock*.

Barton N. and Choubey V. (1977) - *The Shear Strength of Rock Joints in Theory and Practice*. Rock Mechanics, 10, pp. 1-65.

Barton N., Lien R. and Lunde J. (1974) - *Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support*. Rock Mechanics 6, pp. 189–236.

Beniawski Z.T. (1973) - *Engineering Classification of Jointed Rock Masses*. *Transaction of the South African Institution of Civil Engineers*. Vol 15, 1973, pp. 335-344.

Beniawski Z.T. (1989) - *Engineering Rock Mass Classifications: A Complete Manual for Engineers and Geologists in Mining, Civil, and Petroleum Engineering*. New York. John Wiley & Sons.

Grimstad E. and Barton N. (1993) - *Updating of the Q-System for NMT*. Proceedings of the International Symposium on Sprayed Concrete, Fagernes, 22-26 October 1993, pp. 46-66.

Hoek E. (1994) - *Strength of Rock and Rock Masses*. ISRM News Journal, 2, pp. 4-16.

- Hoek E., Kaiser P.K. and Bawden W.F. (1995) - *Support of underground excavations in hard rock*. Rotterdam: Balkema.
- Hoek E. and Brown E.T. (1997) - *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. Vol 34, No 8, 1997, pp. 1165-1186.
- Hoek E., Marinos P. and Benissi M. (1998) - *Applicability of the Geological Strength Index (GSI) classification for very weak and sheared rock masses. The case of the Athens Schist Formation*. Bull. Engng. Geol. Env. 57 (2), pp. 151-160.
- Hoek E., Carranza-Torres C.T. and Corkum B. (2002) - *Hoek-Brown Failure Criterion—2002 Edition*. Proceedings of the 5th North American Rock Mechanics Symposium, Toronto, 7-10 July 2002, pp. 267-273.
- Hoek E. and Diederichs M.S. (2006) - *Empirical Estimation of Rock Mass Modulus. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 43, pp. 203-215.
- ISRM (1981) *Rock Characterization Testing and Monitoring*. Brown, E., Ed., Pergamon Press, Oxford, 211 p.
- ISRM (1993) - *Metodologie per la descrizione quantitativa delle discontinuità nelle masse rocciose*. Rivista Italiana di Geotecnica, 2, pp. 63-71.
- Miller, R.P. (1965) - *Engineering Classification and Index Properties for Intact Rock*. PhD Thesis, University of Illinois, Champaign, IL.
- Palmstrom A. (1996) - *RMi—A System for Characterizing Rock Mass Strength for Use in Rock Engineering*. Journal of Rock Mechanics and Tunneling Technology, 1, pp. 69-108.
- Paro L. e Morelli M. (Arpa Piemonte, Dipartimento Tematico di Geologia e Dissesto) - *Uno sguardo sul territorio. Appunti di geologia del Piemonte. Piemonte at a glance. A geological outline* - ISBN 978-88-7479-129-3, Copyright 2011, Arpa Piemonte, 2006
- Patton F.D. (1966) - *Multiple modes of shear failure in rock*. In: Proc., 1st Int. Cong. Rock Mech., Lisbon, Vol. 1, pp. 509-513.
- Pelazza M., Mao G. e Merlino F. - *Guida di Ormea*. Ormea, 1986, pp. 61.
- Pirulli M. (2022) - *Dispense del corso "Slope stability and Landslide Risk Mitigation"*. Politecnico di Torino.
- PROALPE s.r.l. - Realizzazione di uno sbarramento sul torrente Tanarello con funzione di laminazione per la mitigazione del rischio geo-idrogeologico nell'alta Val Tanaro-Stima economica preliminare delle opere.
- Scavia C. e Barbero M. (2021) - *Dispense del corso "Meccanica delle rocce"*. Politecnico di Torino.
- Tanchev L. - *Dams and Appurtenant Hydraulic Structures* - Taylor and Francis Group, London, UK, 2014, pp. 1116.

Varnes D.J. (1978) - *Slope Movement Types and Processes*. In: Schuster R.L. and Krizek R.J., Eds., *Landslides, Analysis and Control*, Transportation Research Board, Special Report No. 176, National Academy of Sciences, pp. 11-33.

Wickham G.E., Tiedermann H.R., Skinner E.H., (1972) - *Support determination based on geologic predictions*, in Lane K.S., Garfield L.A. (eds), *Proceedings of the North American rapid excavation and tunnelling conference* (Chicago, Illinois, 5-7 June 1972). Society of Mining Engineers of the American Institute of Mining, Metallurgical, and Petroleum Engineers, New York, pp. 43-64.

Sitografia

www.adbpo.it/PAI/3%20-%20Linee%20generali%20di%20assetto%20idraulico%20e%20idrogeologico/3.3%20-%20Elaborato%20Piemonte/Tanaro.pdf

www.arpa.piemonte.it/approfondimenti/temi-ambientali/geologia-e-dissesto/pubblicazioni/immagini-e-files/ev9496

www.arpa.piemonte.it/pubblicazioni-2/relazioni-tecniche/analisi-eventi/eventi-2016/rapporto-preliminare-novembre-2016-def.pdf/at_download/file

www.arpa.piemonte.it/pubblicazioni-2/relazioni-tecniche/analisi-eventi/eventi-2020/2020-rapporto-evento-02-ottobre.pdf

ww.comune.ormea.cn.it

www.google.it/intl/it/earth

http://sgi.isprambiente.it/geologia100k/mostra_foglio.aspx?numero_foglio=91#

www.regione.piemonte.it/web/temi/protezione-civile-difesa-suolo-opere-pubbliche/calamita-naturali/rapporti-devento/rapporti-sugli-eventi-alluvionali-piemonte

www.researchgate.net

www.rocscience.com

www.rocscience.com/help/dips/overview

www.rocscience.com/help/rocplane/overview

www.wikipedia.it

Allegato - Dati rilievi geomeccanici

AFFIORAMENTO A1

n	Tipo	Progr. [cm]	Imm [°]	Inc [°]	Forma	Scabrezza	Alterazione	Apertura [mm]	Riempimento	Acqua	JRC	Rimbalzo	Direz. Rimbalzo	Rimbaldi eseguiti
1	Scistosità	12	183	80	Ondulate	Striate	Molto	2	Colluvium	Umida	1	42	0 ←	42-42-42
2	Scistosità	20	183	80	Ondulate	Striate	Molto	0	Assente	Umida	3	43	0 ←	45-43-43-41
3	Scistosità	52	180	80	Ondulate	Striate	Molto	0	Assente	Umida	5	42	0 ←	42-40-43-42-42
4	Scistosità	68	200	78	Ondulate	Striate	Molto	0	Assente	Umida	11	50	0 ←	51-47-48-51-52-49
5	Scistosità	80	181	79	Ondulate	Striate	Molto	0	Assente	Umida	3	40	0 ←	40-40-40
6	Scistosità	100	180	81	Ondulate	Striate	Molto	0	Assente	Umida	3	47	0 ←	45-48-47
7	Scistosità	106	184	81	Ondulate	Striate	Molto	0	Assente	Umida	3	45	0 ←	45
8	Scistosità	130	182	78	Ondulate	Striate	Molto	0	Assente	Umida	1	/		/
9	Scistosità	136	191	77	Ondulate	Striate	Molto	10	Colluvium	Umida	1	/		/
10	Scistosità	150	195	83	Ondulate	Striate	Molto	2	Colluvium	Umida	15	/		/
11	Scistosità	154	188	80	Ondulate	Striate	Molto	Esposta	Assente	Asciutta	3	/		/
12	Frattura	158	330	5	A gradini	Rugosa	Scarsa	1	Colluvium	Asciutta	20	36	-90 ↓	36
13	Frattura	160	280	80	Planare	Liscia	Scarsa	1	Colluvium	Asciutta	1	60	0 ←	60-60
14	Scistosità	162	183	76	Ondulate	Striate	Scarsa	0	Assente	Asciutta	9	51	0 ←	51-51-50
15	Scistosità	165	175	82	Ondulate	Striate	Scarsa	0	Assente	Asciutta	9	48	0 ←	46-48-49
16	Scistosità	170	178	81	Ondulate	Striate	Scarsa	0	Assente	Asciutta	2	46	0 ←	46-46-46
17	Scistosità	190	186	84	Ondulate	Striate	Scarsa	0	Assente	Asciutta	3	47	0 ←	47-47-47
18	Scistosità	200	177	84	Ondulate	Striate	Scarsa	0	Assente	Asciutta	6	46	0 ←	46
19	Scistosità	201	175	79	Ondulate	Striate	Scarsa	0	Assente	Asciutta	7	50	0 ←	50
20	Scistosità	202	183	78	Ondulate	Striate	Scarsa	0	Assente	Asciutta	8	50	0 ←	50
21	Scistosità	203	189	79	Ondulate	Striate	Scarsa	0	Assente	Asciutta	10	/		/
22	Scistosità	204	177	78	Ondulate	Striate	Scarsa	0	Assente	Asciutta	4	/		/
23	Scistosità	205	179	82	Ondulate	Striate	Scarsa	2	Colluvium	Asciutta	10	/		/
24	Scistosità	206	190	77	Ondulate	Striate	Scarsa	2	Colluvium	Asciutta	1	/		/
25	Scistosità	207	187	79	Ondulate	Striate	Scarsa	2	Colluvium	Asciutta	7	47	0 ←	47
26	Scistosità	208	180	77	Ondulate	Striate	Scarsa	2	Colluvium	Asciutta	5	51	0 ←	51
27	Scistosità	209	188	82	Ondulate	Striate	Scarsa	2	Colluvium	Asciutta	9	48	0 ←	48
28	Scistosità	210	178	78	Ondulate	Striate	Scarsa	2	Colluvium	Asciutta	5	49	0 ←	49
29	Scistosità	211	176	78	Ondulate	Striate	Scarsa	2	Colluvium	Asciutta	7	/		/
30	Scistosità	212	185	77	Ondulate	Striate	Scarsa	2	Colluvium	Asciutta	7	/		/
31	Scistosità	213	184	76	Ondulate	Striate	Scarsa	2	Colluvium	Asciutta	6	/		/
32	Frattura	217	300	20	A gradini	Rugosa	Scarsa	2	Colluvium	Asciutta	15	48	-90 ↓	48-48-50-47
33	Scistosità	226	187	77	Ondulate	Striate	Scarsa	2	Colluvium	Asciutta	2	45	0 ←	45
34	Scistosità	236	175	83	Ondulate	Striate	Scarsa	2	Colluvium	Asciutta	1	45	0 ←	45
35	Frattura	246	280	90	Planare	Liscia	Scarsa	2	Colluvium	Asciutta	11	45	0 ←	43-45-45
36	Scistosità	248	176	80	Ondulate	Striate	Scarsa	2	Colluvium	Asciutta	4	46	0 ←	46
37	Scistosità	250	188	77	Ondulate	Striate	Scarsa	2	Colluvium	Asciutta	7	43	0 ←	43
38	Scistosità	252	186	84	Ondulate	Striate	Scarsa	5	Colluvium	Asciutta	8	43	0 ←	43
39	Frattura	270	120	85	Ondulate	Rugosa	Scarsa	10	Colluvium	Asciutta	11	50	0 ←	50-49
40	Scistosità	271	182	79	Ondulate	Striate	Scarsa	15	Colluvium	Asciutta	6	/		/
41	Scistosità	272	185	80	Ondulate	Striate	Scarsa	10	Colluvium	Asciutta	8	44	0 ←	44
42	Scistosità	273	179	84	Ondulate	Striate	Scarsa	5	Colluvium	Asciutta	14	44	0 ←	44
43	Scistosità	274	183	79	Ondulate	Striate	Scarsa	5	Colluvium	Asciutta	4	51	0 ←	51
44	Scistosità	275	181	77	Ondulate	Striate	Scarsa	12	Colluvium	Asciutta	18	/		/
45	Scistosità	276	187	79	Ondulate	Striate	Scarsa	5	Colluvium	Asciutta	15	47	0 ←	47
46	Scistosità	278	190	77	Ondulate	Striate	Scarsa	10	Colluvium	Asciutta	15	50	0 ←	50
47	Scistosità	281	191	83	Ondulate	Striate	Scarsa	15	Colluvium	Asciutta	3	/		/
48	Scistosità	283	177	78	Ondulate	Striate	Scarsa	15	Colluvium	Asciutta	7	/		/
49	Scistosità	284	185	78	Ondulate	Striate	Scarsa	10	Colluvium	Asciutta	1	/		/
50	Scistosità	288	176	82	Ondulate	Striate	Scarsa	5	Colluvium	Asciutta	14	/		/
51	Scistosità	291	180	78	Ondulate	Striate	Scarsa	5	Colluvium	Asciutta	10	/		/
52	Frattura	311	280	8	Planare	Rugosa	Scarsa	0	Assente	Asciutta	9	/		/
53	Scistosità	315	182	76	Ondulate	Striate	Scarsa	10	Colluvium	Asciutta	2	/		/
54	Scistosità	322	176	84	Ondulate	Striate	Scarsa	15	Colluvium	Asciutta	4	51	0 ←	51
55	Scistosità	330	188	82	Ondulate	Striate	Scarsa	15	Colluvium	Asciutta	8	49	0 ←	49
56	Frattura	345	280	15	Planare	Rugosa	Scarsa	0	Assente	Asciutta	8	51	-90 ↓	51-52-50-49
57	Frattura	360	295	80	Planare	Liscia	Scarsa	0	Assente	Asciutta	6	44	0 ←	45-48-43-44-44
58	Scistosità	371	181	81	Ondulate	Striate	Scarsa	10	Assente	Asciutta	5	/		/
59	Scistosità	388	176	77	Ondulate	Striate	Scarsa	5	Assente	Asciutta	6	/		/
60	Scistosità	400	180	81	Ondulate	Striate	Scarsa	10	Colluvium	Asciutta	4	43	0 ←	43
61	Scistosità	404	176	81	Ondulate	Striate	Scarsa	15	Colluvium	Asciutta	4	/		/
62	Scistosità	409	178	83	Ondulate	Striate	Scarsa	15	Colluvium	Asciutta	5	/		/
63	Frattura	411	290	5	Planare	Rugosa	Scarsa	Esposta	Assente	Asciutta	4	55	-90 ↓	55-55-55
64	Frattura	467	280	85	Planare	Liscia	Scarsa	Esposta	Assente	Asciutta	4	52	0 ←	53-51
65	Frattura	498	280	88	Planare	Liscia	Scarsa	Esposta	Assente	Asciutta	5	44	0 ←	44
66	Frattura	539	278	80	Planare	Liscia	Scarsa	Esposta	Assente	Asciutta	6	48	0 ←	47-48

AFFIORAMENTO A2

n	Tipo	Progr. [cm]	Imm [°]	Inc [°]	Forma	Scabrezza	Alterazione	Apertura [mm]	Riempimento	Acqua	JRC	Rimbalzo	Direz. Rimbalzo	Rimbaldi eseguiti	
1	Frattura	0	262	51	Ondulate	Rugosa	Poco	5	Colluvium	Asciutta	13	45	-45	↙	45-45
2	Frattura	110	145	20	Planare	Liscia	No	0	Assente	Asciutta	10	66	90	↑	64-66-66-67
3	Frattura	127	300	33	Ondulate	Rugosa	No	0	Assente	Asciutta	15	55	-45	↙	55-55
4	Frattura	134	142	25	Planare	Liscia	No	0	Assente	Asciutta	11	/			/
5	Frattura	150	141	18	Planare	Liscia	No	0	Assente	Asciutta	9	/			/
6	Scistosità	152	25	60	Ondulate	Striate	Poco	0	Assente	Asciutta	3	/			/
7	Scistosità	154	22	54	Ondulate	Striate	Poco	5	Colluvium	Asciutta	10	55	-45	↙	55
8	Scistosità	155	24	62	Ondulate	Striate	Poco	5	Colluvium	Asciutta	5	59	-45	↙	59
9	Scistosità	157	23	60	Ondulate	Striate	Poco	0	Assente	Asciutta	5	54	-45	↙	54
10	Scistosità	169	23	59	Ondulate	Striate	Poco	0	Assente	Asciutta	9	64	-45	↙	63-64
11	Scistosità	180	25	63	Ondulate	Striate	Poco	0	Assente	Asciutta	8	64	-45	↙	62-65
12	Frattura	202	155	40	Planare	Liscia	No	0	Assente	Asciutta	8	64	90	↑	63-64-66
13	Frattura	215	151	38	Planare	Liscia	Poco	10	Colluvium	Asciutta	12	64	90	↑	64-65-61
14	Frattura	260	153	41	Planare	Liscia	No	5	Colluvium	Asciutta	8	59	90	↑	59-60-56
15	Frattura	288	30	55	Ondulate	Liscia	No	10	Colluvium	Asciutta	18	50	-45	↙	50-50-50
16	Frattura	293	250	70	Ondulate	Rugosa	No	10	Colluvium	Asciutta	7	60	0	←	60-61-60
17	Scistosità	303	27	53	Ondulate	Striate	No	5	Colluvium	Asciutta	9	64	-45	↙	64
18	Scistosità	311	23	57	Ondulate	Striate	Poco	0	Assente	Asciutta	12	/			/
19	Scistosità	312	23	59	Ondulate	Striate	Poco	0	Assente	Asciutta	12	/			/
20	Scistosità	320	26	57	Ondulate	Striate	Poco	0	Assente	Asciutta	8	/			/
21	Frattura	325	150	40	Planare	Liscia	No	0	Assente	Asciutta	10	54	90	↑	54-54-53
22	Scistosità	380	10	40	Ondulate	Striate	Poco	1	Colluvium	Asciutta	8	59	45	↖	59
23	Scistosità	384	30	58	Ondulate	Striate	Poco	3	Colluvium	Asciutta	8	58	45	↖	58
24	Scistosità	430	30	80	Ondulate	Striate	Media	3	Colluvium	Umida	2	45	45	↖	45-45
25	Frattura	438	260	55	Ondulate	Rugosa	Media	1	Colluvium	Umida	9	47	-45	↙	46-48
26	Frattura	505	160	30	Planare	Liscia	No	3	Colluvium	Umida	6	52	90	↑	50-53-52
27	Frattura	520	101	28	Planare	Liscia	No	Esposta	Assente	Umida	10	51	90	↑	51-52-49
28	Frattura	530	280	70	Ondulate	Rugosa	No	5	Colluvium	Umida	8	42	0	←	42-41
29	Frattura	550	290	60	Ondulate	Rugosa	No	2	Colluvium	Umida	10	50	0	←	49-50
30	Frattura	560	120	10	Planare	Liscia	Media	Esposta	Assente	Umida	5	48	90	↑	50-47-48
31	Frattura	563	122	15	Planare	Liscia	Media	Esposta	Assente	Umida	8	52	90	↑	52-52
32	Scistosità	650	28	61	Ondulate	Striate	Media	5	Colluvium	Umida	7	51	-45	↙	51
33	Scistosità	655	27	57	Ondulate	Striate	Media	0	Assente	Umida	6	/			/
34	Scistosità	663	25	62	Ondulate	Striate	Media	0	Assente	Umida	6	50	-45	↙	50
35	Scistosità	672	25	54	Ondulate	Striate	Poco	0	Assente	Umida	3	51	-45	↙	51
36	Frattura	680	70	10	Ondulate	Striate	Poco	0	Assente	Umida	5	/			/
37	Scistosità	681	24	53	Ondulate	Striate	Poco	0	Assente	Umida	3	/			/
38	Scistosità	695	26	57	Ondulate	Striate	Poco	0	Assente	Umida	5	/			/
39	Frattura	700	65	15	Planare	Liscia	No	0	Assente	Umida	9	44	90	↑	44-46-45
40	Scistosità	703	24	63	Ondulate	Striate	No	2	Colluvium	Umida	6	49	-45	↙	49-49-48
41	Scistosità	722	28	62	Ondulate	Striate	No	10	Colluvium	Umida	9	50	-45	↙	50-49
42	Scistosità	729	24	54	Ondulate	Striate	Poco	3	Colluvium	Umida	13	46	-45	↙	46-46
43	Frattura	730	70	85	Ondulate	Rugosa	Poco	10	Colluvium	Umida	7	47	0	←	49-47-44
44	Frattura	740	110	20	Planare	Liscia	No	5	Colluvium	Umida	13	52	90	↑	53-52-52
45	Frattura	780	115	8	Planare	Liscia	No	2	Colluvium	Umida	16	44	-45	↙	42-45
46	Frattura	830	270	80	Ondulate	Rugosa	No	4	Colluvium	Umida	7	38	0	←	38
47	Frattura	840	80	88	Ondulate	Rugosa	Poco	5	Colluvium	Umida	11	52	0	←	52-52-51-54
48	Frattura	866	85	80	Ondulate	Rugosa	Poco	10	Colluvium	Umida	7	46	0	←	46-48-44-46
49	Frattura	870	75	81	Ondulate	Rugosa	Poco	0	Assente	Umida	10	/			/
50	Frattura	893	70	10	Planare	Liscia	No	0	Assente	Umida	7	/			/
51	Frattura	898	75	90	Ondulate	Rugosa	No	0	Assente	Umida	11	/			/
52	Frattura	970	80	85	Ondulate	Rugosa	No	5	Colluvium	Umida	12	48	0	←	50-47-46-51-47
53	Frattura	1110	260	50	Ondulate	Rugosa	No	Esposta	Assente	Umida	18	45	0	←	44-45-49-45-43

AFFIORAMENTO A3

n	Tipo	Progr. [cm]	lmm [°]	Inc [°]	Forma	Scabrezza	Alterazione	Apertura [mm]	Riempimento	Acqua	JRC	Rimbalzo	Direz. Rimbalzo	Rimbalzi eseguiti
1	Scistosità	0 ÷ 19	45	60	Ondulate	Striate	No	< 1	Colluvium	Asciutta	1	44	0 ←	44
2	Frattura	20	160	25	Ondulate	Liscia	No	< 1	Colluvium	Asciutta	8	41	-45 ↙	41-41-41
3	Scistosità	21 ÷ 80	43	62	Ondulate	Striate	No	< 1	Colluvium	Asciutta	1	50	0 ←	50
4	Vena	125	285	50	Ondulate	Liscia	No	da 10 a 30	Calcite/Quarzo	Asciutta	10	20	0 ←	20
5	Scistosità	150 ÷ 260	45	70	Ondulate	Liscia	No	< 1	Colluvium	Asciutta	2	45	0 ←	45
6	Vena	261	122	281	Ondulate	Liscia	No	30	Calcite/Quarzo	Asciutta	10	39	0 ←	39
7	Frattura	262	150	55	Planare	Striate	No	0	Assente	Asciutta	/	/		/
8	Frattura	310	150	50	Planare	Striate	No	0	Assente	Asciutta	18	/		/
9	Scistosità	311 ÷ 329	45	64	Ondulate	Striate	No	< 1	Colluvium	Asciutta	/	/		/
10	Frattura	330	148	53	Planare	Striate	No	0	Assente	Asciutta	/	/		/
11	Scistosità	331 ÷ 350	42	60	Ondulate	Striate	No	< 1	Colluvium	Asciutta	/	/		/
12	Vena	370	280	43	Ondulate	Liscia	No	15	Calcite/Quarzo	Asciutta	10	38	0 ←	38
13	Frattura	460	140	40	Planare	Striate	Poco	Esposta	Assente	Asciutta	16	/		\
14	Frattura	480	144	45	Planare	Striate	No	0	Assente	Asciutta	/	/		/
15	Frattura	500	140	42	Planare	Striate	No	0	Assente	Asciutta	/	/		/
16	Scistosità	510 ÷ 530	43	58	Ondulate	Rugosa	No	0	Assente	Asciutta	/	/		/
17	Vena	545	310	48	Ondulate	Liscia	No	35	Calcite/Quarzo	Asciutta	10	36	0 ←	36
18	Vena	625	289	45	Ondulate	Liscia	No	30	Calcite/Quarzo	Asciutta	14	37	0 ←	37
19	Frattura	640	184	25	Planare	Striate	No	0	Assente	Asciutta	14	37	-45 ↙	40-37-37-35-38
20	Scistosità	640 ÷ 740	42	58	Ondulate	Striate	No	0	Assente	Asciutta	/	/		/
21	Vena	741	294	44	Ondulate	Liscia	No	da 30 a 40	Calcite/Quarzo	Asciutta	10	39	0 ←	42-39-38-39
22	Vena	780	291	45	Ondulate	Liscia	No	30	Calcite/Quarzo	Asciutta	10	40	0 ←	40-40
23	Frattura	790	168	20	Ondulate	Striate	No	0	Assente	Asciutta	15	40	-45 ↙	40-40-36-40-41
24	Vena	800	285	45	Ondulate	Liscia	No	2	Calcite/Quarzo	Umida	10	38	0 ←	38-38
25	Faglia	820	260	55	Ondulate	Striate	Moderata	da 30 a 50	Colluvium	Asciutta	10	38	45 ↘	40-37-36-38-43-38

Attenzione: gli intervalli di progressive definite come "Scistosità" indicano appunto scistosità con spazi tra una e l'altra dell'ordine di pochi mm (1-3mm max)

AFFIORAMENTO A4

n	Tipo	Progr. [cm]	lmm [°]	Inc [°]	Forma	Scabrezza	Alterazione	Apertura [mm]	Riempimento	Acqua	JRC	Rimbalzo	Direz. Rimbalzo	Rimbalzi eseguiti
1	Discontinuità	60	240	70	Ondulate	Rugosa	Poco	0	Assente	Asciutta	8	58	45 ↘	60-55-57-58-58
2	Discontinuità	190	100	55	Ondulate	Striate	Poco	Esposta	Assente	Umida	4	60	45 ↘	60-64-60-55-60
3	Discontinuità	191	270	45	Ondulate	Rugosa	Moderata	2	Colluvium	Umida	6	60	45 ↘	59-56-62-60
4	Discontinuità	200	210	70	Ondulate	Striate	Poco	da 20 a 50	Colluvium	Umida	8	55	45 ↘	58-57-55-50-55-54-66-53-55-56
5	Discontinuità	300	220	60	Ondulate	Striate	Poco	da 10 a 50	Colluvium	Umida	8	60	45 ↘	62-62-60-60-64-61-60-59-57-59
6	Discontinuità	370	218	57	Ondulate	Striate	Poco	da 10 a 50	Colluvium	Umida	8	60	45 ↘	60-61-61-57-60-63-58-62-59-60
7	Discontinuità	440	200	50	Ondulate	Rugosa	Moderata	da 2 a 20	Colluvium	Asciutta	12	60	45 ↘	60-55-60-59-58-60-58-61-65-60
8	Discontinuità	480	210	60	Ondulate	Rugosa	Moderata	da 2 a 20	Colluvium	Umida	11	60	45 ↘	60-60-60-58-61-60-59-59-60-62
9	Discontinuità	543	87	45	Ondulate	Rugosa	Moderata	da 5 a 10	Colluvium	Umida	10	63	45 ↘	70-64-59-64-63-62-63-63-60-61
10	Discontinuità	550	200	50	A gradini	Rugosa	Moderata	da 5 a 10	Colluvium	Umida	15	55	45 ↘	55-58-55-53
11	Discontinuità	610	150	40	Ondulate	Rugosa	Moderata	da 5 a 10	Colluvium	Umida	13	68	45 ↘	69-61-67-68
12	Discontinuità	690	160	55	Ondulate	Striate	Moderata	5	Colluvium	Umida	15	55	45 ↘	58-55-54
13	Discontinuità	740	190	54	Ondulate	Rugosa	Moderata	5	Colluvium	Umida	14	54	45 ↘	54-58-53
14	Discontinuità	780	188	56	A gradini	Rugosa	Moderata	500	Colluvium	Umida	15	/		/

AFFIORAMENTO A5

n	Tipo	Progr. [cm]	lmm [°]	Inc [°]	Forma	Scabrezza	Alterazione	Apertura [mm]	Riempimento	Acqua	JRC	Rimbalzo	Direz. Rimbalzo	Rimbalzi eseguiti
1	Scistosità	0 ÷ 250	50	50	A gradini	Rugosa	Poco	< 1	Assente	Asciutta	8	46	45 ↘	42-46-45-48-46-47
2	Scistosità	250 ÷ 350	20	45	A gradini	Rugosa	Poco	< 1	Assente	Asciutta	12	50	45 ↘	54-60-50-55-55-53-54-53
3	Scistosità	350 ÷ 400	50	50	A gradini	Rugosa	Poco	< 1	Assente	Asciutta	7	/		/
4	Frattura	440	229	45	Ondulate	Rugosa	Moderata	0	Assente	Umida	18	56	-45 ↙	57-58-56-56-56-52-55
5	Scistosità	485	25	70	Ondulate	Rugosa	Moderata	< 1	Assente	Asciutta	15	48	45 ↘	48
6	Scistosità	500 ÷ 550	24	75	Ondulate	Rugosa	Moderata	< 1	Assente	Asciutta	12	/		/
7	Frattura	551	215	40	Ondulate	Rugosa	Moderata	100	Gouge	Asciutta	18	55	-45 ↙	51-49-46-50-50
8	Scistosità	550 ÷ 710	25	72	Ondulate	Rugosa	Poco	< 1	Assente	Asciutta	14	/		/

Attenzione: gli intervalli di progressive definite come "Scistosità" indicano appunto scistosità con spazi tra una e l'altra dell'ordine di pochi mm (1-3mm max)

AFFIORAMENTO A6

n	Tipo	Progr. [cm]	lmm [°]	Inc [°]	Forma	Scabrezza	Alterazione	Apertura [mm]	Riempimento	Acqua	JRC	Rimbalzo	Direz. Rimbalzo	Rimbalzi eseguiti
1	Frattura	0	115	45	Planare	Rugosa	Moderata	5	Colluvium	Umida	8	40	-45 ↙	40
2	Frattura	130	290	80	Planare	Rugosa	Moderata	20	Colluvium	Asciutta	14	44	0 ←	44-44-48-44-40-45
3	Frattura	148	288	88	Planare	Striate	Moderata	20	Colluvium	Asciutta	18	48	0 ←	48
4	Frattura	195	265	45	Ondulate	Striate	Moderata	Esposta	Assente	Umida	6	44	-45 ↙	41-42-45-45-46-44-43
5	Frattura	225	180	80	A gradini	Rugosa	Moderata	da 30 a 40	Colluvium	Umida	20	45	0 ←	45
6	Frattura	262	145	80	Planare	Striate	Moderata	10	Colluvium	Umida	4	40	0 ←	41-37-40
7	Frattura	290	170	80	Planare	Striate	Moderata	0	Assente	Asciutta	8	57	0 ←	59-57-56
8	Frattura	301	174	79	Planare	Striate	Moderata	10	Colluvium	Asciutta	10	40	0 ←	40
9	Frattura	309	166	79	Planare	Striate	Moderata	10	Colluvium	Asciutta	9	/	/	/
10	Frattura	315	166	81	Planare	Striate	Moderata	15	Colluvium	Asciutta	10	/	/	/
11	Frattura	323	169	82	Planare	Striate	Moderata	20	Colluvium	Asciutta	10	/	/	/
12	Frattura	332	174	81	Planare	Striate	Moderata	20	Colluvium	Asciutta	12	/	/	/
13	Frattura	346	173	79	Planare	Striate	Moderata	20	Colluvium	Asciutta	11	/	/	/
14	Frattura	351	167	82	Planare	Striate	Moderata	10	Colluvium	Asciutta	10	/	/	/
15	Frattura	359	168	79	Planare	Striate	Moderata	15	Colluvium	Asciutta	11	/	/	/
16	Frattura	367	167	80	Planare	Striate	Moderata	20	Colluvium	Asciutta	12	/	/	/
17	Frattura	370	169	82	Planare	Striate	Moderata	20	Colluvium	Asciutta	11	/	/	/
18	Frattura	440	235	40	Planare	Striate	Moderata	0	Assente	Asciutta	1	48	0 ←	48
19	Scistosità	500	115	30	Planare	Striate	Moderata	da 50 a 60	Colluvium	Asciutta	10	46	-45 ↙	46
20	Frattura	520	250	45	A gradini	Rugosa	Moderata	Esposta	Assente	Umida	20	64	-45 ↙	61-67-68-63-60
21	Frattura	570	225	70	Planare	Striate	Moderata	2	Colluvium	Asciutta	6	47	45 ↖	45-49-48-53-44-47
22	Frattura	610	340	85	A gradini	Rugosa	Moderata	10	Colluvium	Umida	12	48	0 ←	52-48-48-49-45-47-48
23	Frattura	611	150	65	Ondulate	Striate	Moderata	2	Colluvium	Asciutta	14	55	45 ↖	55
24	Frattura	650	115	30	Ondulate	Striate	Moderata	5	Colluvium	Asciutta	10	50	-45 ↙	50
25	Frattura	710	250	55	Ondulate	Striate	Moderata	Esposta	Assente	Asciutta	15	56	0 ←	55-55-60-54-57-62-55-56

AFFIORAMENTO A7

n	Tipo	Progr. [cm]	lmm [°]	Inc [°]	Forma	Scabrezza	Alterazione	Apertura [mm]	Riempimento	Acqua	JRC	Rimbalzo	Direz. Rimbalzo	Rimbalzi eseguiti
1	Frattura	50	270	80	Planare	Striate	Moderata	80	Colluvium	Umida	6	52	0 ←	52-51-52-55-52
2	Frattura	68	275	30	Ondulate	Rugose	Moderata	20	Colluvium	Umida	15	60	-45 ↙	60
3	Frattura	140	290	50	Ondulate	Rugose	Moderata	100	Colluvium	Umida	16	64	-45 ↙	67-70-62-63-65-61
4	Frattura	270	300	40	A gradini	Rugose	Moderata	50	Colluvium	Umida	20	56	-45 ↙	56
5	Frattura	290	25	75	A gradini	Rugose	Moderata	150	Colluvium	Umida	15	66	-45 ↙	71-66-64-62-65-67-65
6	Frattura	340	300	45	Ondulate	/	Moderata	10	Colluvium	Umida	/	62	-45 ↙	61-64-59-64-62
7	Frattura	380	270	45	Ondulate	Liscia	Moderata	20	Colluvium	Umida	16	57	-45 ↙	57
8	Frattura	445	273	48	Ondulate	Liscia	Moderata	20	Colluvium	Umida	16	60	-45 ↙	60
9	Frattura	560	358	80	Ondulate	Rugose	Moderata	200	Colluvium	Umida	2	55	-45 ↙	52-55-55-54-58-60-53-56-55
10	Frattura	577	356	80	Ondulate	Striate	Moderata	20	Colluvium	Umida	8	54	-45 ↙	54-52-54-53-57
11	Frattura	630	40	35	Ondulate	Liscia	Moderata	150	Colluvium	Umida	7	58	-45 ↙	60-58-57-58-63-59-61-55-58-56

AFFIORAMENTO A8

n	Tipo	Progr. [cm]	lmm [°]	Inc [°]	Forma	Scabrezza	Alterazione	Apertura [mm]	Riempimento	Acqua	JRC	Rimbalzo	Direz. Rimbalzo	Rimbalzi eseguiti
1	Scistosità	0	160	30	Planare	Striate	Moderata	Esposta	Colluvium	Asciutta	2	54	-45 ↙	54-56-53-51-54-53-58-54-52-57
2	Scistosità	60	140	45	Ondulate	Striate	Moderata	30	Colluvium	Asciutta	2	54	45 ↖	57-52-54-55-53-54
3	Scistosità	150	130	45	A gradini	Rugose	Moderata	Esposta	Colluvium	Umida	10	50	-45 ↙	51-48-49-46-50-51-54
4	Scistosità	240	120	35	Planare	Liscia	Moderata	20	Colluvium	Umida	8	45	45 ↖	45
5	Scistosità	270	130	30	Planare	Striate	Moderata	100	Colluvium	Umida	8	45	-45 ↙	45
6	Frattura	315	320	75	Ondulate	Rugose	Moderata	20	Colluvium	Umida	12	52	0 ←	53-53-50-52-55-51
7	Frattura	365	321	74	Ondulate	Rugose	Moderata	20	Colluvium	Umida	14	45	0 ←	45-44-48-42-45
8	Frattura	395	326	72	Ondulate	Rugose	Moderata	10	Colluvium	Umida	13	42	0 ←	42
9	Frattura	460	323	85	Ondulate	Rugose	Moderata	10	Colluvium	Umida	15	45	0 ←	45
10	Frattura	480	322	87	Ondulate	Rugose	Moderata	15	Colluvium	Umida	15	45	0 ←	45
11	Scistosità	520	125	35	Ondulate	Striate	Moderata	20	Colluvium	Umida	1	48	45 ↖	49-45-47-48-48
12	Scistosità	560	122	34	Ondulate	Striate	Moderata	Esposta	Colluvium	Asciutta	6	42	-45 ↙	38-38-43-43-42-44

AFFIORAMENTO A9

n	Tipo	Progr. [cm]	Imm [°]	Inc [°]	Forma	Scabrezza	Alterazione	Apertura [mm]	Riempimento	Acqua	JRC	Rimbalzo	Direz. Rimbalzo	Rimbalzi eseguiti
1	Discontinuità	50	220	85	Ondulate	Striate	Moderata	100	Colluvium	Asciutta	6	58	0 ←	56-57-58-60-58-61
2	Discontinuità	100	220	80	Planare	Striate	Moderata	15	Colluvium	Asciutta	10	62	0 ←	61-62-63-59-62
3	Discontinuità	140	210	30	A gradini	Rugose	Moderata	5	Colluvium	Umida	20	43	-45 ↙	42-40-43-43-45-41-47-43-42-44
4	Discontinuità	235	150	88	Ondulate	Rugose	Moderata	5	Colluvium	Umida	15	60	0 ←	60-60-61-57-60
5	Discontinuità	236	152	89	Ondulate	Rugose	Moderata	25	Colluvium	Umida	15	60	0 ←	57-59-62-61-60-60
6	Discontinuità	275	240	50	A gradini	Rugose	No	10	Colluvium	Umida	17	35	0 ←	35
7	Discontinuità	400	220	80	Ondulate	Striate	Moderata	5	Colluvium	Umida	3	42	0 ←	42
8	Discontinuità	445	222	81	A gradini	Rugose	Moderata	0	Colluvium	Umida	20	45	0 ←	45
9	Discontinuità	450	60	80	A gradini	Rugose	Moderata	5	Colluvium	Umida	20	55	-45 ↙	58-60-55-53-52-54
10	Discontinuità	500	48	55	A gradini	Rugose	Moderata	100	Colluvium	Umida	10	45	45 ↖	45-47-44-45-49-42-48-43-45-44
11	Discontinuità	615	89	80	Ondulate	Striate	Moderata	20	Colluvium	Umida	8	44	0 ←	45-41-44-48-44
12	Discontinuità	750	250	30	A gradini	Rugose	Moderata	da 10 a 50	Colluvium	Asciutta	20	52	90 ↑	52-51-52

AFFIORAMENTO A10

n	Tipo	Progr. [cm]	Imm [°]	Inc [°]	Forma	Scabrezza	Alterazione	Apertura [mm]	Riempimento	Acqua	JRC	Rimbalzo	Direz. Rimbalzo	Rimbalzi eseguiti
1	Scistosità	52	151	18	Planare	Liscia	Moderata	10	Colluvium	Asciutta	1	53	-45 ↙	53-53-53
2	Scistosità	78	149	20	Planare	Liscia	Moderata	10	Colluvium	Asciutta	1	51	-45 ↙	51-51-52-50-51
3	Scistosità	95	150	22	Planare	Liscia	Moderata	15	Colluvium	Asciutta	1	/		/
4	Frattura	100	270	80	Ondulate	Rugose	Moderata	2	Colluvium	Asciutta	2	55	-45 ↙	55-56-57-54-55-55-51
5	Scistosità	114	149	22	Planare	Liscia	Moderata	15	Colluvium	Asciutta	1	54	0 ←	54-54-53-54
6	Scistosità	120	147	22	Planare	Liscia	Moderata	20	Colluvium	Asciutta	1	55	-45 ↙	53-52-56-55-55-55-55
7	Scistosità	148	151	23	Planare	Liscia	Moderata	0	Assente	Asciutta	1	/		/
8	Scistosità	180	150	18	Planare	Liscia	Moderata	20	Colluvium	Asciutta	1	/		/
9	Vena	260	200	60	Ondulate	Rugose	Moderata	5	Colluvium	Asciutta	2	48	45 ↖	48-48-50-48-45
10	Frattura	261	152	20	Planare	Liscia	Moderata	0	Assente	Asciutta	1	51	-45 ↙	51
11	Scistosità	350	150	22	Planare	Liscia	Moderata	0	Assente	Asciutta	1	55	-45 ↙	55
12	Scistosità	400	152	21	Planare	Liscia	Moderata	10	Colluvium	Asciutta	1	/		/
13	Frattura	430	271	83	Ondulate	Rugose	Moderata	2	Colluvium	Asciutta	2	55	-45 ↙	55-56-57-54-55-55-51
14	Scistosità	450	148	18	Planare	Liscia	Moderata	15	Colluvium	Asciutta	1	/		/