



**UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA**

SCUOLA DI SCIENZE

Dipartimento di Geoscienze

Direttore Prof.ssa Cristina Stefani

TESI DI LAUREA MAGISTRALE IN  
GEOLOGIA E GEOLOGIA TECNICA

**VALUTAZIONE DELLE CONDIZIONI DI  
STABILITÀ DEL VERSANTE IN LOCALITÀ  
MASIERI, TRISSINO (VI)**

*Relatore: Dott. Mario Floris*

*Correlatori: Dott.ssa Giulia Bossi*

*Dott. Alessandro Pasuto*

*Laureando: Vincenzo Tuttolomondo*

ANNO ACCADEMICO 2015/2016



## **Indice**

INTRODUZIONE.....	5
1. INQUADRAMENTO DELL'AREA IN STUDIO.....	7
1.1. INQUADRAMENTO GEOLOGICO REGIONALE .....	7
1.2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO LOCALE .....	12
1.3. ASPETTI PLUVIOMETRICI DELL'AREA IN ESAME.....	14
2. I FENOMENI FRANOSI E LE LORO CLASSIFICAZIONI.....	17
2.1. CLASSIFICAZIONE DI PERICOLOSITÀ DELLE FRANE.....	26
2.2. LA FRANA IN LOCALITÀ MASIERI.....	31
3. CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICO-TECNICA DEL VERSANTE IN ESAME.....	41
3.1. I SONDAGGI GEOGNOSTICI ESEGUITI NELL'AREA.....	41
3.2. LE PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE ESEGUITE NELL'AREA.....	43
3.3. RISULTATI OTTENUTI DAI SONDAGGI GEOGNOSTICI E DALLE PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE.....	45
4. ANALISI DI STABILITÀ ALL'EQUILIBRIO LIMITE.....	49
4.1. ANALISI DI STABILITÀ DI PENDII INDEFINITI.....	51
4.2. ANALISI DI STABILITÀ DI PENDII DI ALTEZZA LIMITATA.....	59
4.2.1. METODI DEI CONCI.....	60
4.2.1.1. METODO DI FELLENIOUS (1927).....	61
4.2.1.2. METODO DI BISHOP (1955).....	61
4.2.1.3. METODO DI JANBU (1956).....	62
5. MODELLAZIONE ED ANALISI DI STABILITÀ ALL'EQUILIBRIO LIMITE DEL VERSANTE IN LOCALITÀ MASIERI.....	63
5.1. ANALISI DI STABILITÀ ALL'EQUILIBRIO LIMITE CON SUPERFICI DI SCIVOLAMENTO IMPOSTE.....	70
CONCLUSIONI.....	75

BIBLIOGRAFIA.....	77
APPENDICE 1.....	82
APPENDICE 2.....	90
APPENDICE 3.....	93

## **INTRODUZIONE**

L'area del comune di Trissino, in provincia di Vicenza, è interessata da 58 fenomeni franosi di varia pericolosità e vario tipo, come creep superficiali, scivolamenti rotazionali/traslativi, colamenti (ISPRA, 2007). Tali fenomeni di instabilità si verificano in seguito ad eventi piovosi molto intensi, come avvenuto nell'alluvione del 2010 quando la stazione meteorologica di Trissino ha registrato un'altezza di precipitazione pari a 101 mm di pioggia nella sola giornata del 31/10/2010.

Lo scopo del presente lavoro di tesi è quello di condurre, lungo alcune sezioni opportunamente scelte del pendio instabile in località Masieri (Trissino, VI), delle analisi di stabilità all'equilibrio limite utilizzando il metodo di Janbu. Attraverso le analisi di stabilità del pendio sono state identificate le aree del versante più suscettibili a futuri fenomeni di instabilità e sono state individuate le principali condizioni di innesco della frana in località Masieri.

Prima di arrivare ad effettuare le analisi di stabilità all'equilibrio limite per determinare quali siano le condizioni di innesco del fenomeno franoso in esame, è stato necessario definire un modello geologico-tecnico dell'area in frana così da stabilire le condizioni a contorno ed iniziali del pendio in esame. È stata poi condotta un'analisi parametrica per determinare i parametri geotecnici da utilizzare nelle analisi di stabilità e decidere quindi se validare o meno i parametri geotecnici dei materiali ottenuti dallo studio delle relazioni geotecniche svolte precedentemente sull'area in esame e da dati di letteratura. L'esecuzione delle analisi di stabilità all'equilibrio limite mediante il software Slope 2010, prodotto da GeoStru, ha permesso di: individuare le zone più soggette a futuri fenomeni di instabilità; dimostrare come le variazioni della quota piezometrica influiscano sulla stabilità del versante in esame; stabilire se un intervento di abbattimento della tavola d'acqua può essere sufficiente a stabilizzare il versante evitando così ulteriori dissesti; valutare se la trincea drenante presente in una zona del versante

esaminato può essere sufficiente a stabilizzare l'area del versante che ricade sotto la sua influenza.

## 1. INQUADRAMENTO DELL'AREA IN STUDIO

### 1.1. INQUADRAMENTO GEOLOGICO REGIONALE

La zona di Trissino rientra in quella struttura vulcano-tettonica denominata "Graben dell'Alpone-Agno" (Figura 1) che rappresenta la struttura a regime tettonico estensionale più estesa di tutta la zona orientale dei monti Lessini (Zampieri, 2000).

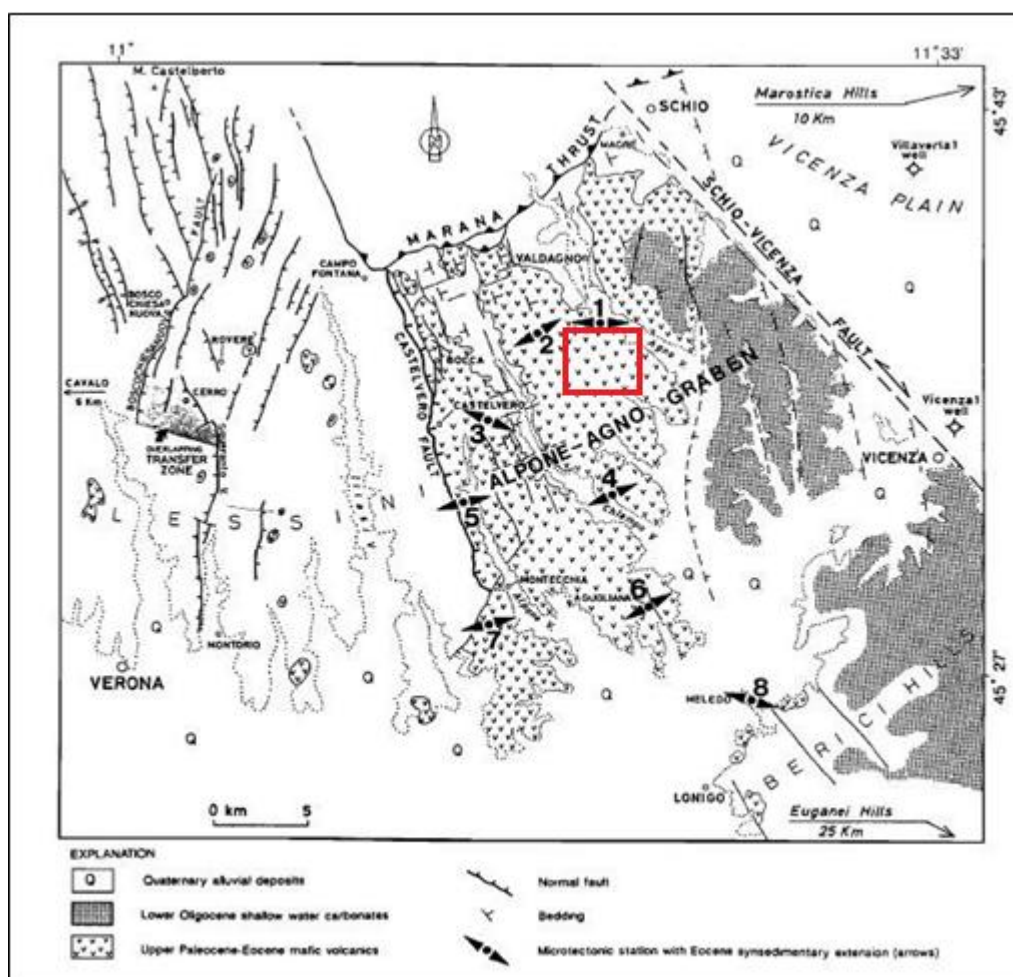


Figura 1 - Assetto strutturale dei Lessini orientali (Zampieri, 1995). L'area in studio ricade all'interno del riquadro in rosso.

Questa struttura estensionale ha un trend NNO-SSE e probabilmente si tratta di un semigraben la cui asimmetria è dovuta a dei blocchi tiltati in direzione ENE legati alla presenza di una faglia normale listrica che limita l'intero graben.

Assumendo per vera l'ipotesi di una faglia normale listrica alla base della depressione, si possono avanzare due ipotesi (Figura 2): una che contempla l'immersione di tale faglia listrica in direzione ENE, e l'altra invece che considera un'immersione della faglia listrica in direzione OSO.

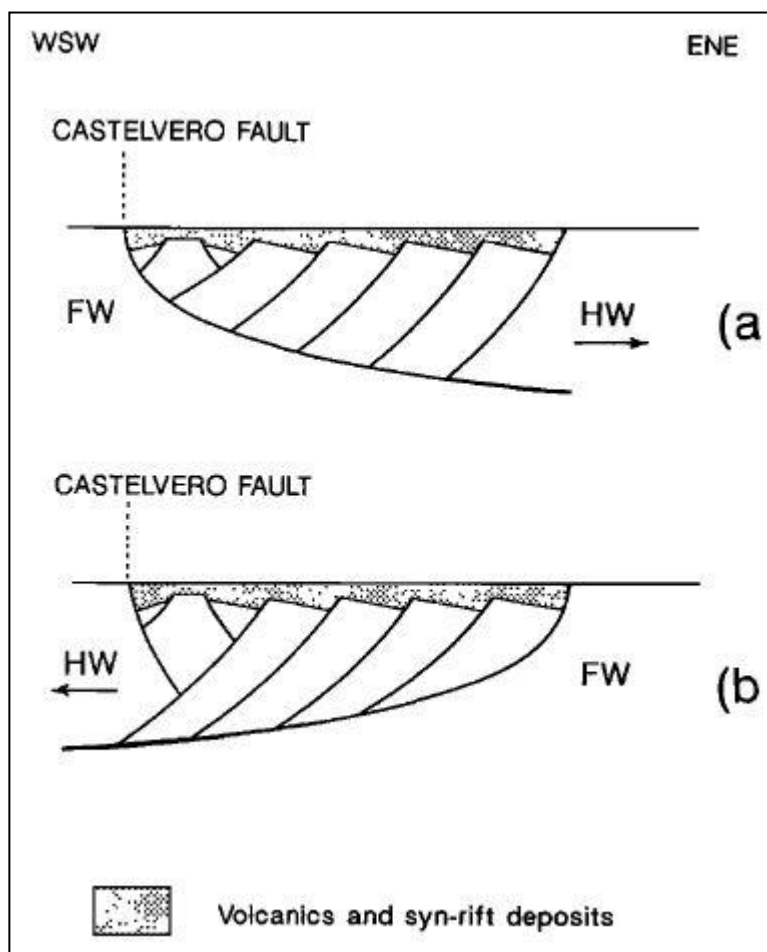


Figura 2 - Modello del graben Alpone-Agno basato sulla presenza di una faglia listrica normale. (a) faglia listrica immergente verso ENE; (b) faglia listrica immergente verso OSO (Zampieri, 1995).



La totale estensione del graben dell'Alpone-Agno non è conosciuta in quanto questo risulta troncato a Nord dal sovrascorrimento di Marana, il quale ha riattivato la faglia di Castelvero che tronca a Ovest il graben, e ad Est risulta troncato dalla faglia Schio-Vicenza (Zampieri, 1995). Abbondanti prodotti vulcanici si accumularono all'interno del graben Alpone-Agno a partire dal Paleocene superiore fino all'Eocene medio (Barbieri et al., 1991). Probabilmente tali prodotti vulcanici sono rimasti confinati all'interno del graben; questa ipotesi risulta avvalorata dalle stratigrafie ottenute dai pozzi di perforazione Villaverla 1 e Vicenza 1, che sono due pozzi perforati dall'Azienda Generale Italiana Petroli (AGIP) ubicati ad Est della faglia Schio-Vicenza e che testimoniano l'assenza nel record stratigrafico dei prodotti vulcanici eocenici (Antonelli et al., 1990). All'interno del graben dell'Alpone-Agno dall'Eocene inferiore all'Eocene medio (ovvero da circa 55 milioni di anni fa a circa 41 milioni di anni fa) intercalati ai prodotti vulcanici (basalti) si trovano i calcari nummulitici sedimentatisi nel graben durante le fasi di stasi del vulcanismo in ambiente di mare basso.

A partire dall'Eocene medio le lave basaltiche colmarono la depressione tettonica, inibendo così la normale sedimentazione calcarea, finché, nel Bartoniano (Eocene medio, circa 41 milioni di anni fa), le lave basaltiche riempirono completamente il Graben. All'inizio dell'Eocene superiore, nel Priaboniano (circa 38 milioni di anni fa), l'area della Valle dell'Agno era emersa. A Priabona (VI) però si ha una successione stratigrafica, detta appunto Formazione di Priabona, che testimonia in questa zona la trasgressione del mare, cioè la riconquista da parte del mare della terra emersa. La formazione di Priabona è costituita da calcari più o meno impuri di argilla, ovvero marne, ricchi di fossili di ambiente marino non profondo, poggianti sulle vulcaniti basaltiche medio-eoceniche. Nella zona di Trissino manca la testimonianza della Formazione di Priabona in quanto al di sopra dei basalti abbiamo direttamente i depositi calcarei oligocenici; molto probabilmente questa zona, essendo stata in condizioni più elevate rispetto a Priabona, è stata raggiunta dal mare solo più tardi. Infatti nell'Oligocene (tra 33 milioni e 25 milioni di anni fa) il territorio di Trissino si trova all'interno di un ambiente

lagunare dove si sono depositate le Calcareniti di Castelgomberto, affioranti soprattutto nei dintorni dell'omonima località e sui rilievi collinari posti sulla sinistra idrografica del Torrente Agno. La fase magmatica oligocenica, che costituisce il substrato roccioso del comune di Trissino, è ancora di tipo basaltico ed è data da un'attività esplosiva che ha prodotto dei particolari apparati vulcanici detti necks. Gli ultimi depositi, affioranti nella Valle dell'Agno, sono risalenti al Miocene (serie compresa tra 25 e 5 milioni di anni fa). Essi sono rappresentati dalle Arenarie di Sant'Urbano e dalle Marne argillose del Monte Costi e affiorano nella zona compresa fra Sant'Urbano e Creazzo. Le Arenarie di Sant'Urbano contengono fossili tipici di un ambiente di mare basso come bivalvi, gasteropodi, echinidi, conodonti.

Tra l'Oligocene e il Miocene (circa 25 milioni di anni fa) la piattaforma carbonatica delle Calcareniti di Castelgomberto emerge e le Arenarie di Sant'Urbano rappresentano la successiva fase di trasgressione marina; le Marne argillose del Monte Costi, invece, sono indicative dell'ambiente di mare profondo legato al progressivo approfondimento del bacino marino. Alla fine del Miocene (circa 5 milioni di anni fa) tutta l'area della Valle dell'Agno viene a giorno ed hanno inizio fenomeni carsici all'interno delle formazioni carbonatiche che determinano la genesi di grotte carsiche e reticoli idrografici sotterranei. Di seguito si riporta uno schema illustrante i litotipi presenti nella bassa Valle dell'Agno, all'interno della quale ricade il comune di Trissino.

Tabella 1 - Litotipi presenti nella bassa Valle dell'Agno.

FORMAZIONE	UNITA' CRONOSTRATIGRAFICA	TIPO DI FORMAZIONE	LITOTIPO
depositi alluvionali di fondovalle e coltri eluvio-colluviali	Quaternario	continentale	sabbie-ghiaiose
		continentale	limi-argillosi
Marne argillose del Monte Costi	Miocene	marina	marne argillose e calcari marnosi
Arenarie di S. Urbano		marina	calcari nulliporici e arenarie calcaree giallastre
Calcareniti di Castelgomberto	Oligocene	marina	calcareniti bioclastiche e calcari arenacei
Marne di Priabona	Eocene superiore (Priaboniano)	marina	calcari marnoso-arenacei e marne con nummuliti
Calcari nummulitici	Luteziano – Ypresiano (Eocene medio – inferiore)	marina	calcareniti, calcari bioclastici e marnosi
vulcaniti	Paleocene superiore - Oligocene	eruttive	brecce basaltiche di esplosione dei diatremi, basalti alcalini di colata, camini vulcanici e filoni, tufi
		eruttive/marina	ialoclastiti spesso rimaneggiate, tufi e brecce d'esplosione extradiatremiche

## 1.2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO LOCALE

L'area in studio ricade all'interno del Foglio n°49 della Carta Geologica d'Italia in scala 1:100.000 edita dall'Istituto Geografico Militare (IGM) (Figura 3).

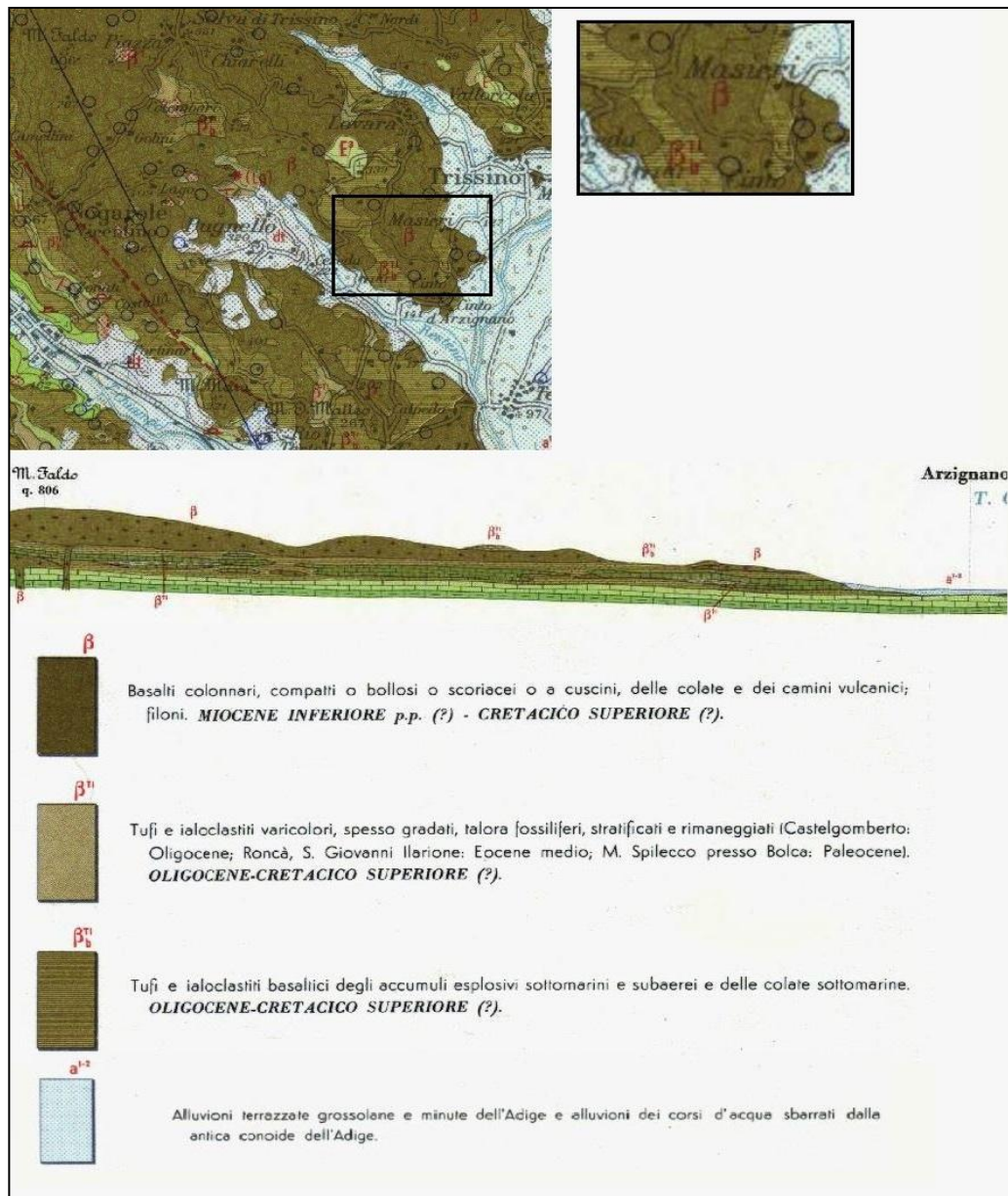


Figura 3 – Estratto non in scala della Carta Geologica d'Italia Foglio 49 "Verona".

Trissino è un comune italiano in provincia di Vicenza (Veneto) (Figura 4), locato lungo le appendici orientali dei Monti Lessini, lungo il versante destro della Valle dell'Agno.

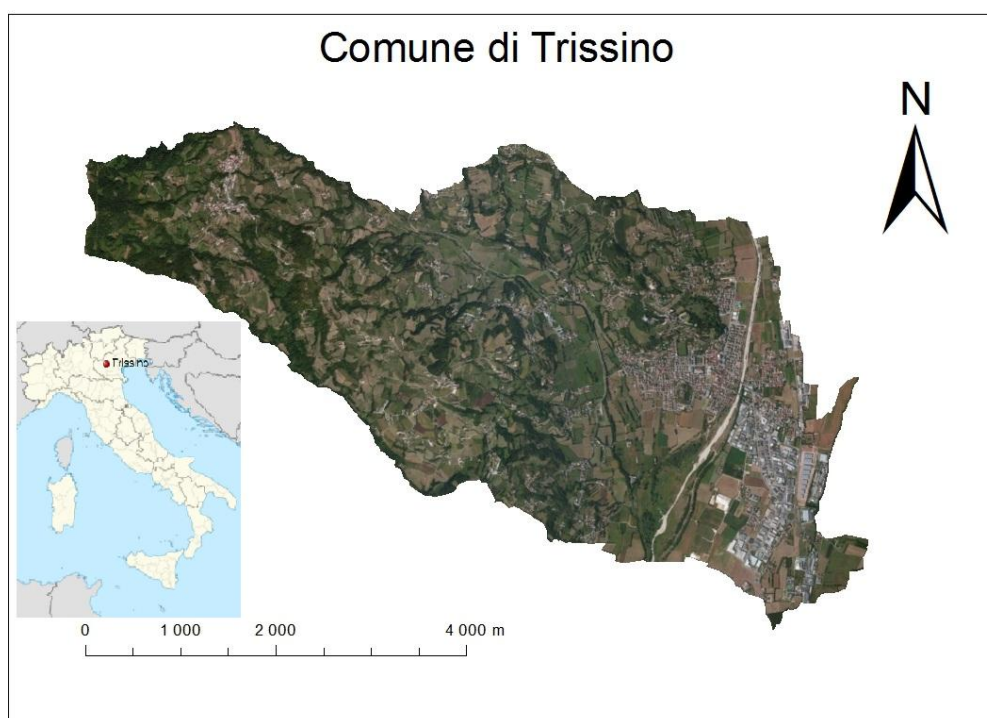


Figura 4 - Comune di Trissino.

Confina con i comuni di Brogliano, Nogarole Vicentino, Arzignano, Montecchio Maggiore, Castelgomberto ed ha un'estensione areale pari a 21,93 km<sup>2</sup>. La quota più elevata all'interno del comune di Trissino viene toccata da Monte Faldo (all'estremo Ovest) e corrisponde a 806 metri s.l.m.; la quota minima, di 103 metri s.l.m., si ha al confine con il comune di Arzignano (a Sud). Le morfologie più sviluppate all'interno del comune sono prevalentemente quella del versante collinare ed in secondo luogo quella del fondovalle.

La morfologia del versante collinare è il risultato del modellamento di un substrato di rocce tenere da parte delle acque superficiali che ha così generato

superfici ondulate e pendenze limitate. È possibile rinvenire locali scarpate in presenza di un substrato costituito da vulcaniti compatte.

Il fondovalle del torrente Arpega ha una direzione di allungamento prevalentemente ONO-ESE ed è costituito da depositi fini limoso-argillosi con la presenza anche di depositi argillosi pedecollinari.

Il fondovalle del torrente Agno ha un andamento NNE-SSO e si trova ad Est dell'area comunale. È costituito dai depositi alluvionali prevalentemente ghiaiosi del torrente Agno interdigitati con quelli più fini, limo-sabbioso-argillosi del torrente Arpega.

### **1.3. ASPETTI PLUVIOMETRICI DELL'AREA IN ESAME**

Il clima viene definito come l'insieme delle condizioni medie atmosferiche (ad esempio temperatura atmosferica, precipitazioni) inerenti ad una certa area geografica e calcolate per un periodo di tempo piuttosto lungo (in genere 30 anni).

Il clima del Veneto, secondo la classificazione meteorologica di Koppen (proposta per la prima volta nel 1918 e più volte rielaborata fino ad arrivare alla classificazione definitiva nel 1936), rientra nella classe climatologica C (climi temperati delle medie latitudini) e nella sottoclasse Cs (clima temperato umido con estate asciutta, ovvero il clima mediterraneo). La regione Veneto si trova in una posizione che la rende soggetta all'azione mitigatrice delle acque mediterranee ed all'effetto orografico della catena alpina; le Alpi intercettano le particelle di acqua presenti in atmosfera dando luogo ad intensificazioni di precipitazione piovosa nelle aree sopravvento ed attenuazione delle precipitazioni piovose nelle aree sottovento. Proprio per l'azione mitigatrice delle acque mediterranee e per l'effetto orografico della catena alpina il Veneto, da un punto di vista climatico, risulta peculiare, non presentando due delle caratteristiche principali del clima mediterraneo come l'inverno mite (nell'intera Provincia di Vicenza, e in particolare in aree montuose, le temperature sono infatti prevalentemente continentali e solo debolmente influenzate dall'azione

mitigatrice del mare) e la siccità estiva (per effetto dei frequenti temporali di tipo termo convettivo).

La provincia di Vicenza si trova in una fascia di latitudine dominata dagli effetti dell'anticiclone delle Azzorre. D'estate, l'anticiclone si estende, la regione entra nella zona delle alte pressioni con la conseguenza che le precipitazioni possono essere principalmente di origine termoconvettiva (a carattere temporalesco). D'inverno, invece, l'anticiclone delle Azzorre riduce la propria zona d'influenza e ciò comporta venti provenienti da Nord che generalmente scaricano vapore acqueo sotto forma di precipitazioni piovose sul versante settentrionale della catena alpina, e questo fenomeno riduce il verificarsi di eventi di precipitazione piovosa durante la stagione invernale nella provincia di Vicenza. Durante la stagione primaverile invece sopraggiungono perturbazioni meridionali che provocano il manifestarsi di abbondanti precipitazioni piovose.

Al fine di caratterizzare da un punto di vista pluviometrico l'area oggetto di studio, sono stati utilizzati i dati di altezza di precipitazione registrati dalla stazione pluviometrica di Trissino (Tabella 2).

Tabella 2 - Caratteristiche della stazione pluviometrica di Trissino.

<b>Località</b>	<b>Quota (m s.l.m.)</b>	<b>Periodo di funzionamento</b>	<b>Tipo di stazione</b>	<b>Ente gestore</b>
Trissino	265	1994-2015	pluviometrica	ARPAV-Centro Meteorologico di Teolo

Per trarre delle conclusioni che permettano di inquadrare l'area del comune di Trissino per quanto concerne il regime pluviometrico che la interessa, è stato calcolato un valore medio di precipitazione mensile ottenuto attraverso la media di tutti i valori di altezza di precipitazione mensile di ogni anno appartenente alla serie storica disponibile. Tali valori di altezza di precipitazione mensile

corrispondono alla somma dei valori giornalieri di altezza di precipitazione. Quanto ottenuto è riportato in Figura 5.

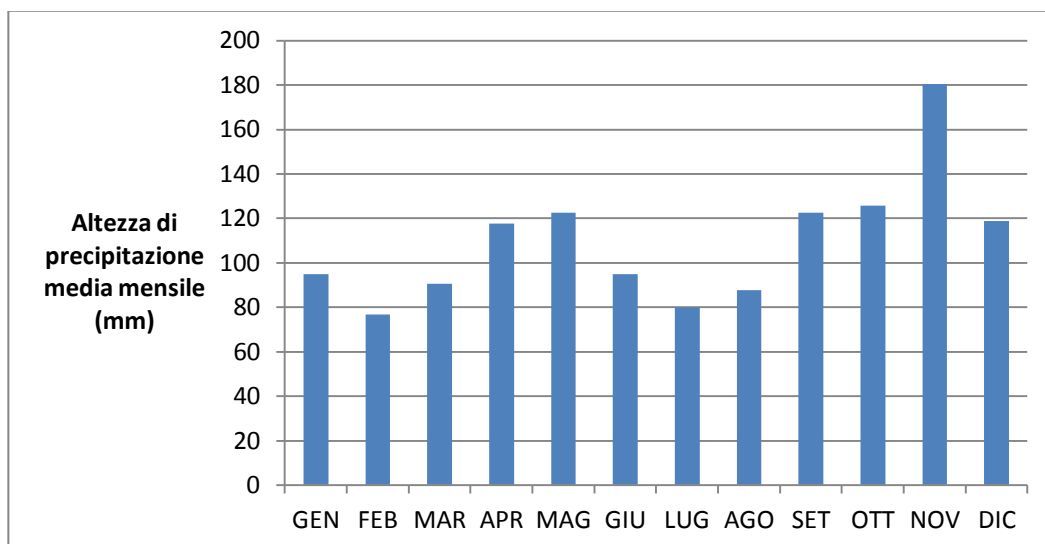


Figura 5 - Media mensile delle altezze di precipitazione dall'anno 1994 all'anno 2015.

Da quanto elaborato si evince che mediamente i mesi dell'anno caratterizzati da una maggiore precipitazione piovosa sono Settembre, Ottobre, Novembre e Dicembre, ed i mesi primaverili di Aprile e Maggio. Invece i mesi a minore piovosità sono quelli estivi (Giugno, Luglio ed Agosto) ed i mesi di Gennaio, Febbraio e Marzo.

Sempre per quanto concerne la serie storica dal 1994 al 2015, l'altezza di precipitazione totale media annua risulta essere pari a 1312.5 mm circa, distribuita su una media di circa 90 giorni piovosi all'anno, dove il giorno viene considerato piovoso solo nel caso in cui l'altezza di precipitazione piovosa giornaliera assume un valore maggiore o uguale ad 1mm.



## 2. I FENOMENI FRANOSI E LE LORO CLASSIFICAZIONI

Con il termine “frana” ci si riferisce ad un fenomeno riguardante il “movimento di una massa di roccia, terra o detrito lungo un pendio (Cruden, 1991)” dovuto all’azione della forza di gravità. La terminologia comunemente accettata inerente agli elementi morfologici di una frana viene indicata in Figura 6.

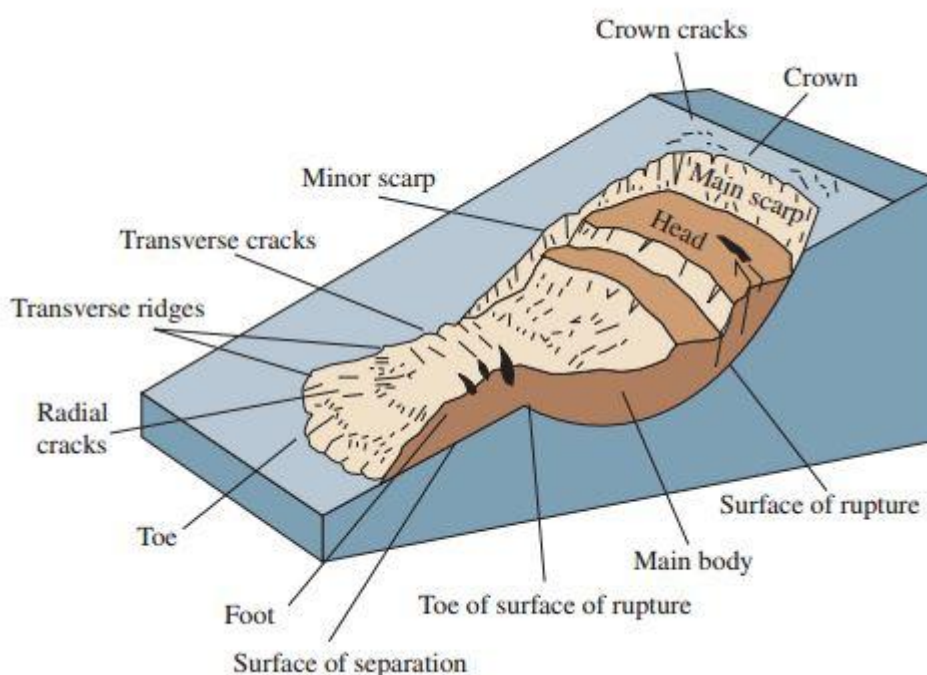


Figura 6 – Elementi morfologici di una frana (USGS, 2004).

Vaunant, nel 1994, definì quattro fasi di un fenomeno franoso:

1. Fase di pre-rottura, dove il suolo mantiene sostanzialmente il suo stato naturale;
2. Fase di rottura, in cui si forma la superficie di scorrimento che interessa l'intero corpo di frana;

3. Fase di post-rottura, riguarda tutti i movimenti avvenuti dalla fase di rottura fino al completo stop del fenomeno;
4. Fase di riattivazione; dove il corpo di frana si rimette in movimento lungo superfici di movimento preesistenti.

Una delle classificazioni più usate, per la scientificità e praticità del criterio identificativo che utilizza, ovvero il cinematismo che interessa il materiale in frana, è quella proposta da Varnes nel 1978 ed integrata in seguito da Cruden nel 1996 ( Figura 7) nella quale i movimenti franosi vengono così suddivisi in cinque tipologie principali:

- Crolli (Falls);
- Ribaltamenti (Topples);
- Scivolamenti rotazionali/traslativi (Rotational/traslational slides);
- Espandimenti laterali (Lateral spreads);
- Colate (Flows).

Una frana si dice complessa quando il movimento nella sua totalità è il risultato di due o più tipologie di cinematismo.

I crolli sono dei fenomeni di instabilità che riguardano pendii molto ripidi o scarpate. Il materiale coinvolto è roccia e più raramente detrito e terreni limosi-sabbiosi purché siano parzialmente cementati. Il meccanismo di collasso prevede il distacco di una massa di materiale, a causa di fratture che isolano il blocco stesso, con conseguente caduta nel vuoto dello stesso. Se dopo la caduta nel vuoto il materiale raggiunge la superficie del versante allora comincerà a muoversi per rimbalzo e/o rotolamento. I principali fattori predisponenti/scatenati delle frane da crollo sono lo scalzamento alla base del versante, i sismi e il verificarsi ripetutamente nel tempo di cicli di gelo e disgelo dell'acqua interna alle fratture dell'ammasso.

I ribaltamenti sono dei fenomeni franosi che prevedono la rotazione di un blocco di materiale attorno ad un punto che è idealmente posto ad di sotto del baricentro

del blocco stesso. Si verificano essenzialmente in roccia ma possono anche realizzarsi in detrito anche se più raramente. I ribaltamenti possono evolvere poi in scivolamenti o crolli se la massa ribaltata non viene bloccata da qualche ostacolo. Le cause innescanti per questo tipo di instabilità sono la crioclastesi, la pressione idrostatica all'interno del materiale coinvolto, lo scalzamento del materiale alla base del pendio.

Nelle frane da scivolamento il movimento si verifica lungo una superficie di taglio che può essere planare (giunti di strato, superfici di contatto tra substrato e copertura superficiale) o curva con concavità verso l'alto. Nel primo caso si verificano scivolamenti traslativi, nel caso invece di una superficie di scivolamento curva con concavità verso l'alto si verificano frane per scivolamento rotazionale. Gli scivolamenti traslativi si possono verificare in roccia, terreno non coesivo e detrito, mentre gli scivolamenti rotazionali si verificano soprattutto in terreni coesivi e sono dovuti a rottura progressiva che si propaga a partire dal piede del pendio. Per le frane da scivolamento Skempton, nel 1953, propose la classificazione morfometrica di seguito:

- Scorrimenti rotazionali: rapporto D/L compreso tra 15% e 30%;
- Scorrimenti traslazionali: rapporto D/L compreso tra 5% e 10%;
- Flussi: rapporto D/L compreso tra 0.5% e 3%.

In questa classificazione il simbolo D viene riferito allo spessore massimo della frana mentre il simbolo L indica la lunghezza nella direzione di massima pendenza.

Gli espandimenti laterali si verificano laddove si ha una sovrapposizione di rocce a comportamento rigido su materiale a comportamento plastico. L'espansione del materiale a comportamento plastico genera fratture di trazione e taglio nel materiale a comportamento rigido.

Le colate si possono verificare in terra, detriti e roccia fratturata. Le colate che interessano il substrato roccioso sono generalmente molto lente mentre le colate in terra e in detrito possono raggiungere velocità molto elevate in relazione ad un

elevato contenuto in acqua che va a saturare gli spazi vuoti tra i grani (Takahashi 2007). Il trasporto solido estremamente elevato delle colate di detrito (generalmente maggiore del 50% secondo Coussot e Meunier, 1996) fa sì che il comportamento di queste possa essere assimilabile a quello di un fluido viscoso monofasico.

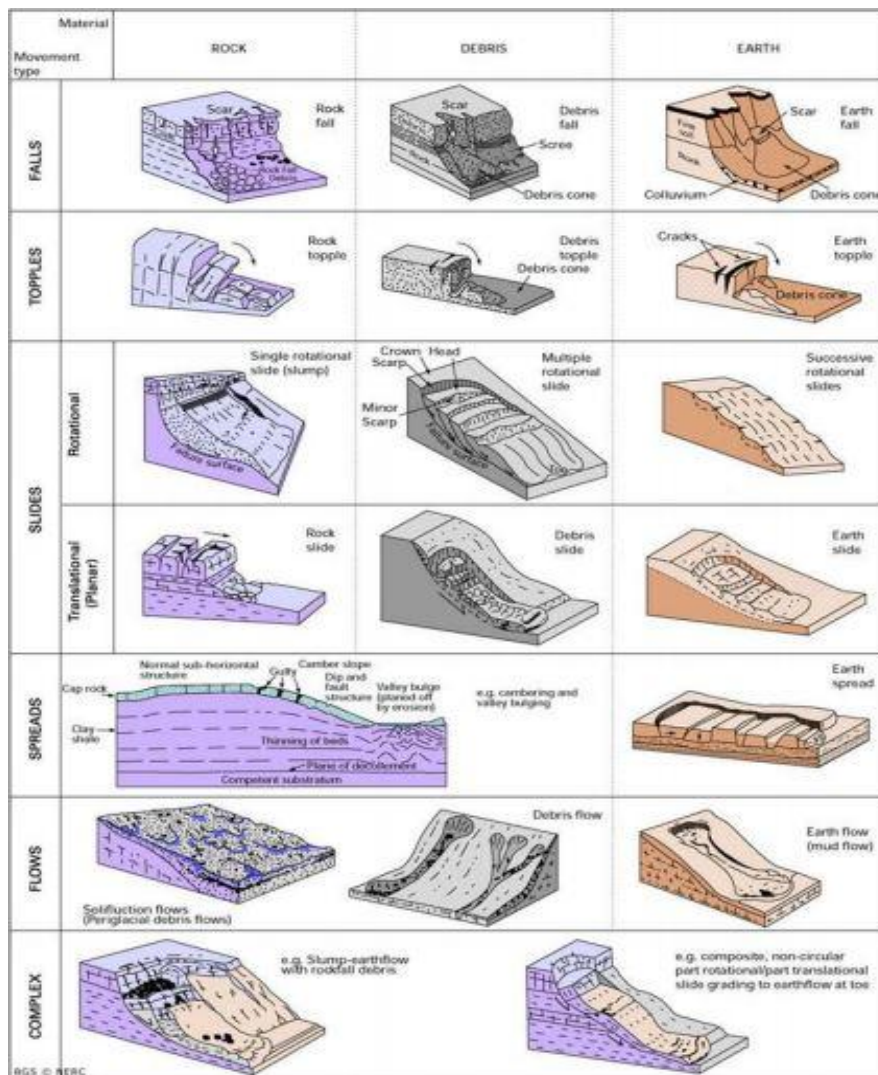


Figura 7 – Frane in roccia, detrito e terra secondo Cruden e Varnes, 1996.

I versanti costituiti da rocce tenere (per esempio argille, marne, siltiti) o da uno strato d'alterazione superficiale, sono frequentemente interessati da movimenti gravitativi lenti in grado di agire anche su pendii con inclinazione di pochi gradi. Il movimento, che interessa le porzioni più superficiali del terreno, agisce in modo omogeneo su superfici anche molto vaste (presenta cioè carattere areale). Sulla base del tipo di movimento, questi processi lenti e areali possono essere suddivisi in due principali tipologie:

- Creep (o reptazione): Si tratta di un movimento del materiale interessato verso valle impercettibile e non soggetto ad accelerazioni. La velocità è generalmente di frazioni di mm l'anno, con massimi di circa 4 mm. Il processo tipico, che si verifica su pendii anche di soli 2-3° di inclinazione e interessa soprattutto lo strato di alterazione superficiale, è noto come soil-creep. Il movimento è di natura essenzialmente laminare, agisce cioè come se la massa coinvolta fosse suddivisibile in innumerevoli lamine di spessore infinitesimo, ciascuna delle quali si muove con una velocità propria, che decresce gradualmente man mano che si procede in profondità. Questo tipo di instabilità gravitativa è principalmente causata da variazioni del tasso di umidità del terreno causate dal passaggio da terreno secco a terreno saturo;
- Soliflusso: in questo caso le velocità generalmente variano da minimi di pochi mm al giorno a massimi di qualche decimetro l'anno. A differenza del creep, il moto non è laminare e i materiali coinvolti vengono rimescolati in modo più o meno intenso. Il soliflusso dà origine a forme superficiali diversificate, ma riconducibili nella maggior parte dei casi a lobi detritici e a terrazette di svariate dimensioni. Le condizioni di saturazione superficiale del terreno che permettono il soliflusso sono per lo più legate alla fusione delle coltri nevose o del ghiaccio interstiziale del terreno.

Le frane possono venire classificate anche definendo il loro stato di attività (Figura 8). Seguendo tale criterio di classificazione distinguiamo:

- Frana attiva (active landslide): il fenomeno franoso si sta verificando attualmente; include sia first-time movements sia frane riattivate sia frane sospese:
  - First-time movements: movimenti gravitativi che si verificano per la prima volta;
  - Frana riattivata (reactivated landslide): il movimento si è riverificato dopo almeno un anno di inattività;
  - Frana sospesa (sospense landslide): fenomeno che si è mosso entro l'ultimo ciclo stagionale ma che non si muove attualmente.
- Frana inattiva (inactive landslide): il fenomeno franoso non si verifica da almeno un anno; una frana inattiva può essere quiescente, naturalmente stabilizzata o artificialmente stabilizzata:
  - Frana quiescente (dormant landslide): frana inattiva sulla quale però agiscono ancora le cause che hanno causato l'ultimo movimento verificatosi;
  - Naturalmente stabilizzata (abandoned landslide): frana inattiva sulla quale non agiscono più i fattori che hanno portato al movimento in passato. Tali fattori sono stati naturalmente rimossi (ad esempio il fiume che provocava erosione al piede del versante ha cambiato corso);
  - Artificialmente stabilizzata (stabilized landslide): frana inattiva sulla quale non agiscono più i fattori che hanno portato al movimento in passato. Tali fattori sono stati artificialmente rimossi (ad esempio per evitare l'erosione al piede di un versante legata all'azione erosiva di un fiume il piede del versante è stato protetto mediante la messa in posa di scogliere longitudinali o pennelli).
- Frana relitta (relict landslide) o anche paleofrana: frana inattiva che si è sviluppata in condizioni geomorfologiche o climatiche differenti da quelle attuali. Le frane relitte sono inattive ma, comunque, possono essere riattivate dall'attività antropica.

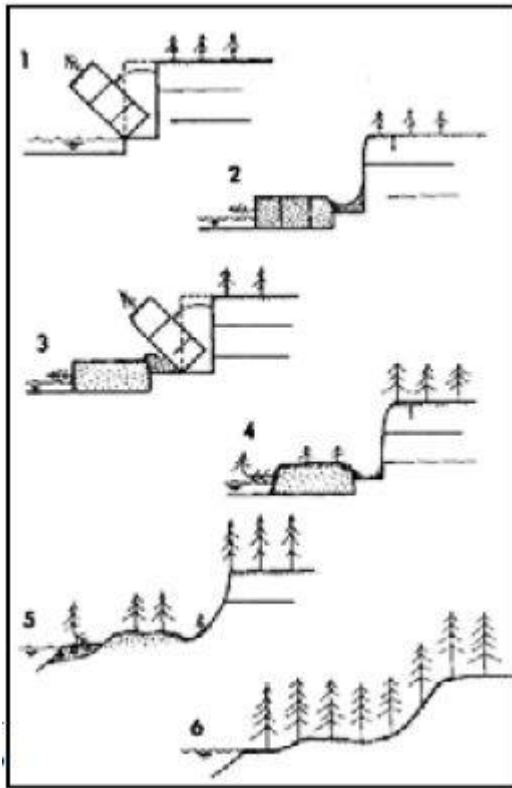


Figura 8 – Stati di attività di una frana: 1 attiva; 2 sospesa; 3 riattivata; 4 quiescente; 5 stabilizzata; 6 relitta.

Esistono alcuni criteri di carattere geomorfologico adoperati allo scopo di riconoscere lo stato di attività di una frana (Cruden e Varnes, 1996), quali per esempio la presenza e lo stato della copertura vegetale, o ancora le modifiche al reticolo di drenaggio superficiale dovute dalla nuova topografia del versante. Bisogna però tenere presente che questi criteri di riconoscimento dello stato di attività di una frana risultano strettamente legati al clima locale e dunque non forniscono una conoscenza oggettiva ed altamente affidabile dello stato di attività di una frana.

Oltre che in base al proprio stato di attività, un fenomeno franoso viene anche descritto secondo distribuzione di attività e stile di attività. La classificazione in base alla distribuzione di attività (Figura 9) indica dove la frana si sta muovendo e

permette di prevedere l'evoluzione spaziale della frana stessa. I casi che si possono verificare sono i seguenti (Canuti & Casagli, 1994):

- frana in avanzamento, se la superficie di rottura si estende nella direzione del movimento, andando a coinvolgere aree sempre maggiori verso valle;
- frana retrogressiva, se la superficie di rottura si sposta nella direzione opposta al senso del movimento del materiale spostato, tendendo a coinvolgere aree sempre maggiori verso monte;
- frana multi-direzionale, se la superficie di rottura si estende in due o più direzioni;
- in diminuzione, se il volume di materiale spostato diminuisce nel tempo;
- confinata, se è presente una scarpata ma non è visibile la superficie di scorrimento al piede, dove sono osservabili solo deformazioni;
- frana costante, se il materiale coinvolto continua a muoversi senza variazioni apprezzabili del volume di materiale coinvolto e della superficie di rottura;
- frana in allargamento, se la superficie di rottura si estende su uno o su entrambi i fianchi della frana.



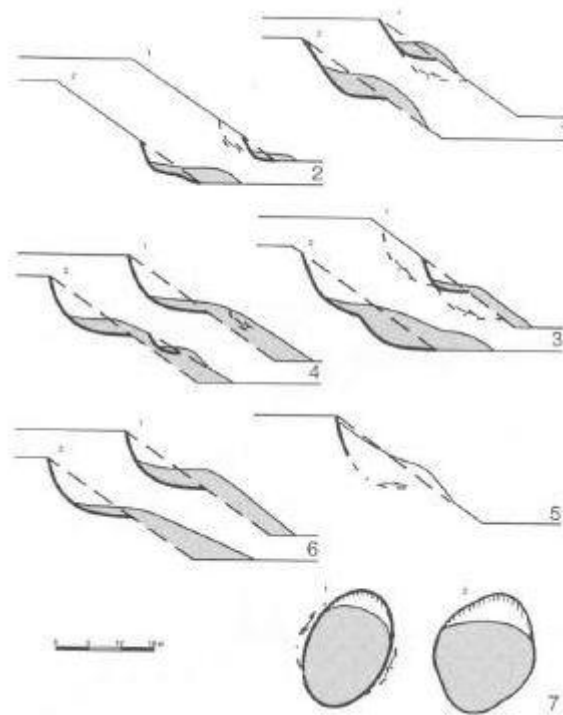


Figura 9 – Frane con diversa distribuzione di attività: 1) in avanzamento; 2) retrogressiva; 3) multi-direzionale; 4) in diminuzione; 5) confinata; 6) costante; 7) in allargamento (in pianta). La sezione 2 di ogni diagramma mostra il versante dopo il movimento sulla superficie di rottura, indicata con la freccia.

Lo stile di attività indica come i diversi tipi di movimento prendono parte al fenomeno franoso. Una frana può così definirsi:

- complessa, se è caratterizzata da due o più tipi di movimento successivi;
- composita, se è caratterizzata dalla combinazione simultanea di due o più tipi di movimento diversi;
- successiva, se si verificano movimenti dello stesso tipo successivi ed i materiali coinvolti e le superfici di rottura rimangono differenziati;
- singola, se il movimento avviene secondo un'unica tipologia di movimento;
- multipla, se lo stesso tipo di movimento si ripete più volte.

Dopo aver valutato la tipologia del cinematismo della frana, stato, stile e distribuzione di attività, si può procedere con la definizione della pericolosità.

## 2.1. CLASSIFICAZIONE DI PERICOLOSITÀ DELLE FRANE

Determinare la pericolosità da frana per una data area è un processo complesso e che implica il contributo di diverse scienze quali la geotecnica, l'ingegneria, la geomorfologia (Crozier & Glade, 2005).

La prima definizione di pericolo geologico venne fornita dallo United States Geological Survey (USGS - Servizio Geologico degli Stati Uniti, 1977) secondo cui si definisce pericolo geologico “qualsiasi processo o evento potenziale che costituisce una minaccia per la salute, la sicurezza ed il benessere di una collettività o per l'economia di una qualsiasi popolazione”. Nel rapporto UNESCO di Varnes e IAEG del 1984 la pericolosità venne definita come la “probabilità che un fenomeno potenzialmente distruttivo si verifichi in un dato periodo di tempo ed in una data area”. Nella definizione di pericolosità fornita da Varnes e IAEG non risulta però nessun riferimento all'intensità del fenomeno. Anni più tardi Canuti & Casagli (1996) definirono la pericolosità come la “probabilità che un fenomeno potenzialmente distruttivo di determinata intensità si verifichi in un dato periodo di tempo ed in una data area”; viene espressa in termini di probabilità annua o di tempo di ritorno. La definizione di pericolosità di Canuti & Casagli (1996) oggi è quella adottata in Italia.

Panizza nel 2001 definì la pericolosità come  $H=f(I;F)$  ovvero come funzione dell'intensità e della frequenza di accadimento di un certo evento potenzialmente distruttivo in una certa area del territorio.

I parametri che entrano in gioco nella definizione della pericolosità di una frana sono:

- L'intensità della frana;
- Il tempo di ritorno del fenomeno.

L'intensità della frana dipende strettamente dalla velocità di movimento della frana e dal volume di materiale mobilizzato.

La classe di velocità di una frana viene stabilita secondo la scala di Cruden & Varnes (1996) (Figura 10).

Classe	Descrizione	Danni osservabili	Velocità	(m/s)
7	Estremamente rapido	Catastrofe di eccezionale violenza. Edifici distrutti per l'impatto del materiale spostato. Molti morti. Fuga impossibile.	5 m/s	5
6	Molto rapido	Perdita di alcune vite umane. Velocità troppo elevata per permettere l'evacuazione delle persone.	3m/min	$5 \times 10^{-2}$
5	Rapido	Evacuazione possibile. Distruzione di strutture, immobili ed installazioni permanenti.	1.8 m/h	$5 \times 10^{-4}$
4	Moderato	Alcune strutture temporanee o poco danneggiabili possono essere mantenute.	13m/mese	$5 \times 10^{-6}$
3	Lento	Possibilità di intraprendere lavori di rinforzo e restauro durante il movimento. Le strutture meno danneggiabili possono essere mantenute con frequenti lavori di rinforzo se il movimento totale non è troppo grande durante una particolare fase di accelerazione.	1.6 m/anno	$5 \times 10^{-8}$
2	Molto lento	Alcune strutture permanenti possono non essere danneggiate dal movimento.	16 mm/anno	$5 \times 10^{-10}$
1	Estremamente lento	Impercettibile senza strumenti di monitoraggio. Costruzione di edifici possibile con precauzioni		

Figura 10 – Scala di velocità delle frane con descrizione dei danni osservabili ipotizzati (Cruden & Varnes, 1996).

Il tempo di ritorno di un fenomeno franoso è definito come il tempo medio (espresso in anni) che intercorre tra il verificarsi di due eventi con caratteristiche simili ed è pari all'inverso della frequenza probabile di accadimento del fenomeno.

L'autorità di bacino dei fiumi Isonzo, Tagliamento, Livenza, Piave, Brenta-Bacchiglione, che ha autorità sull'area del comune di Trissino, ha redatto nel 2012 il Piano stralcio per l'Assetto Idrogeologico (P.A.I.) dei bacini idrografici di competenza. Il P.A.I. si propone lo scopo di una valutazione delle condizioni di pericolosità di frana del territorio attraverso il metodo BUWAL (predisposto dall'ufficio Bundesamt für Umwelt, Wald und Landschaft della Confederazione

Elvetica). Tale metodologia, adeguatamente modificata in modo tale da adattare le classi di frequenza probabile alle classi previste dalla normativa italiana di riferimento, è conforme ai criteri classificativi del rischio vigenti in Italia disposti nell'Atto di Indirizzo e Coordinamento D.P.C.M. del 29/9/1998.

Il metodo BUWAL prevede i seguenti step:

1. Individuazione e perimetrazione delle aree di frana (coincide con gli obiettivi del progetto I.F.F.I.) e delle aree limitrofe che potenzialmente potrebbero essere coinvolte in una riattivazione del fenomeno;
2. Definizione delle caratteristiche del movimento quali tipologia, velocità (Figura 11), volumi e/o spessori (Figura 12);
3. Stima della frequenza probabile del fenomeno (Figura 13), viene eseguita in molti casi utilizzando il tempo di ritorno delle forzanti idrologiche e sismiche che di fatto determinano l'innescio del fenomeno franoso;
4. Stima della magnitudo del fenomeno franoso (Figura 15);
5. Applicazione di matrici ad incrocio dei dati (velocità/frequenza probabile e magnitudo/ frequenza probabile) ed assegnazione del livello di Pericolosità.

Le matrici di pericolosità sopra citate (tratte da: "Relazione del Progetto di Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico dei bacini idrografici dei fiumi ISONZO, TAGLIAMENTO, PIAVE E BRENTA-BACCHIGLIONE - Legge n. 267/98 e Legge n. 365/00") sono riportate in Figura 14 e Figura 16.

<b>Classi di velocità</b> <i>(definizione da Cruden &amp; Varnes, 1996)</i>		<b>Intervalli di velocità</b>
<b>Descrizione</b>	<b>Velocità tipica</b>	
Estremamente rapida	5 m/sec	<b>3</b>
Molto rapida	3 m/min	
Rapida	1,8 m/hr	<b>2</b>
Moderata	13 m/mese	
Lenta	1,6 m/anno	
Molto lenta	16 mm/anno	
Estremamente lenta	< 16 mm/anno	<b>1</b>

Figura 11 – Stima degli intervalli di velocità dei fenomeni franosi.

<b>Classi di severità geometrica per i fenomeni di crollo</b> <i>(definizione da Heinimann et al., 1998)</i>	<b>Classi di severità geometrica per i fenomeni di scorrimento e colata lenta</b> <i>(definizione da Heinimann et al., 1998)</i>	<b>Classi di severità geometrica per i fenomeni di colata rapida</b> <i>(Profondità della corrente o del deflusso solido)</i>	<b>Intervalli di severità geometrica</b>
Diametro dei blocchi > 2 m	Spessore > 15 m	Profondità > 1 m	<b>3</b>
Diametro dei blocchi 0,5 – 2 m	Spessore 2 – 15 m	Profondità 0,5 – 1 m	<b>2</b>
Diametro dei blocchi < 0,5 m	Spessore < 2 m	Profondità ≤ 0,5 m	<b>1</b>

Figura 12 - Stima delle classi di severità geometrica dei fenomeni franosi.

<b>Stato di attività</b>	<b>Frequenza probabile</b>
frane attive, continue e/o intermittenti	<b>1 – 30 anni</b>
frane quiescenti – episodiche ad alta frequenza	
frane quiescenti – episodiche a media frequenza	<b>30 – 100 anni</b>
frane quiescenti – episodiche a bassa frequenza	<b>100 – 300 anni</b>
frane antiche e paleofrane	<b>&gt; 300 anni</b>

Figura 13 – Descrizione delle classi di frequenza probabile dei fenomeni franosi.

Pericolosità connessa alla velocità dei fenomeni franosi		Frequenza probabile			
		alta 1 – 30 anni	media 30 – 100 anni	bassa 100 – 300 anni	Frane antiche ( > 300 anni) e paleofrane
Intervalli di velocità	3	P4	P4	P3	P1
	2	P3	P3	P2	
	1	P2	P1	P1	

Figura 14 - Matrice di iterazione per la valutazione della pericolosità derivante da fenomeni franosi connessa alla velocità, applicabile ove non siano disponibili dati circa la severità geometrica dei dissesti e non sia possibile fare stime della stessa.

Attribuzione classe di magnitudo		Intervalli di velocità (VEL)		
		1	2	3
Intervalli di severità geometrica (SG)	1	1	2	3
	2	2	4	6
	3	3	6	9

Figura 15 - Matrice di iterazione per la definizione delle diverse classi di magnitudo.

Pericolosità connessa alla magnitudo dei fenomeni franosi		Frequenza probabile			
		alta 1 – 30 anni	media 30 – 100 anni	bassa 100 – 300 anni	Frane antiche ( > 300 anni) e paleofrane
Classi di Magnitudo	6 - 9	P4	P4	P3	P1
	3 - 4	P3	P3	P2	
	1 - 2	P2	P1	P1	

Figura 16 - Matrice di iterazione per la valutazione della pericolosità derivante da fenomeni franosi connessa alla magnitudo.

Le classi di pericolosità individuate attraverso il metodo BUWAL sono quattro e più precisamente:

1. P1 (pericolosità moderata);
2. P2 (pericolosità media);
3. P3 (pericolosità elevata);
4. P4 (pericolosità molto elevata).

## 2.2. LA FRANA IN LOCALITÀ MASIERI

L'area in esame è sita in località Masieri, sul versante che da Monte Costante (246,3 m s.l.m.) degrada verso Est sino a raccordarsi ai depositi di pianura del Torrente Arpega (Figura 17).

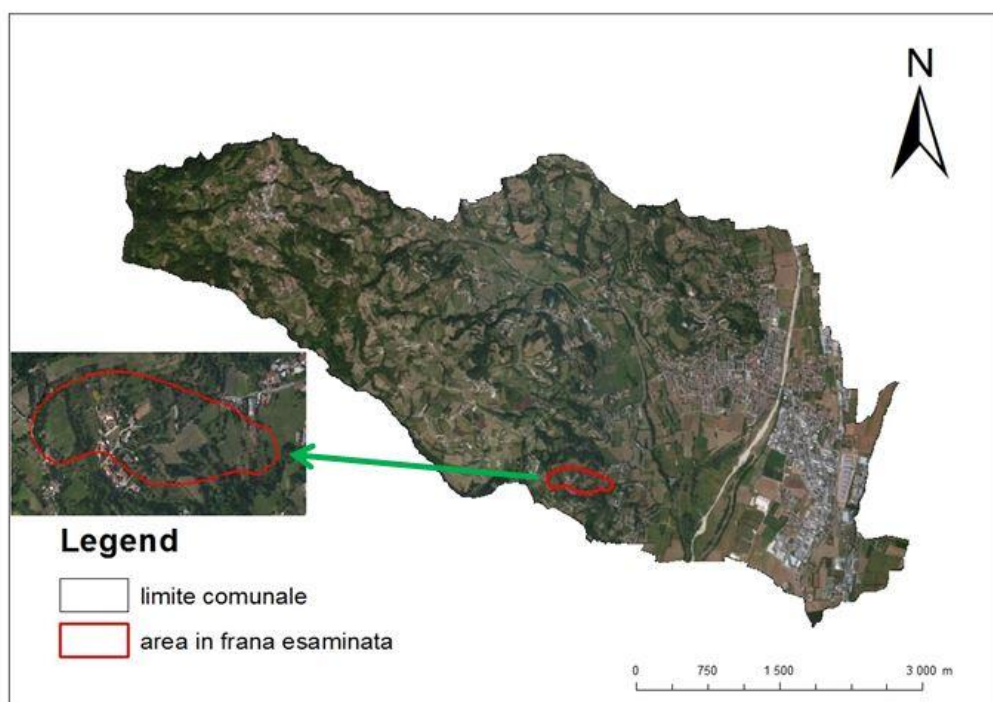


Figura 17 - Comune di Trissino con ubicazione e dettaglio dell'area in frana oggetto della tesi.

La frana si sviluppa da Ovest verso Est per circa 680 m e ricopre un'area pari a circa 125111 m<sup>2</sup>. La massima larghezza si ha in corrispondenza del tratto centrale e risulta essere circa 240 m; il versante immerge verso Est e presenta pendenze comprese fra 10° e 15° nella zona più elevata, tali pendenze vanno poi diminuendo verso il fondovalle raggiungendo valori compresi tra i 3° e i 5°. Le quote interessate dalla frana in località Masieri variano da un massimo di circa 270 m s.l.m. in corrispondenza del coronamento della frana, ad un minimo di circa 140 m s.l.m. al piede della frana.

Il versante in esame presenta un substrato roccioso costituito da depositi vulcanici del Terziario; tale substrato comprende litologie più competenti, nella fattispecie lave basaltiche compatte (affioranti lungo il fianco del monte Costante), e litotipi più teneri, ovvero tufi, tufiti e vulcanoclastiti.

I processi di alterazione chimica di questo substrato vulcanico determinano la genesi di depositi di argille residuali di spessore variabile. Tali argille di alterazione risultano facilmente erodibili dalle acque di scorrimento superficiale e dunque generano pendii sub pianeggianti.

Il fenomeno di instabilità del versante in questione è classificato nell'archivio IFFI come scivolamento rotazionale/traslatoivo contraddistinto da fenomeni di creep superficiale che interessano la coltre argillosa di alterazione associati alla saturazione della coltre stessa.

Nel progetto PAI, sulla base dei dati presenti nell'archivio IFFI, è stata determinata la pericolosità della frana in località Masieri secondo il metodo Buwal modificato considerando i tre parametri di seguito:

1. Velocità del fenomeno di classe 2 (ovvero compresa tra 16 mm all'anno e 1.8 metri all'ora);
2. Severità geometrica di classe 2 (prevede spessori del materiale coinvolto compresi tra 2 m e 15 m);
3. Frequenza probabile compresa tra 1-30 anni.



La pericolosità della frana e la sua magnitudo sono state quindi calcolate tramite le apposite matrici di iterazione dette precedentemente.

Quanto ne consegue è un livello di pericolosità P3 (pericolosità geologica elevata) ed un valore di magnitudo del fenomeno franoso in esame di 4.

Da quanto emerso dallo studio delle relazioni tecniche precedenti, dal rilevamento geomorfologico eseguito nell'area, e dall'analisi stereoscopica delle foto aeree, la frana da un punto di vista tipologico può essere definita come complessa (Varnes, 1978) caratterizzata da scivolamenti rototraslazionali e fenomeni di instabilità superficiali.

Attraverso il software di analisi ArcMap 10.3.1 è stato possibile creare l'hillshade dell'area in esame (Figura 18), partendo dal DTM della zona disponibile online all'interno banca dati territoriali della Regione Veneto.

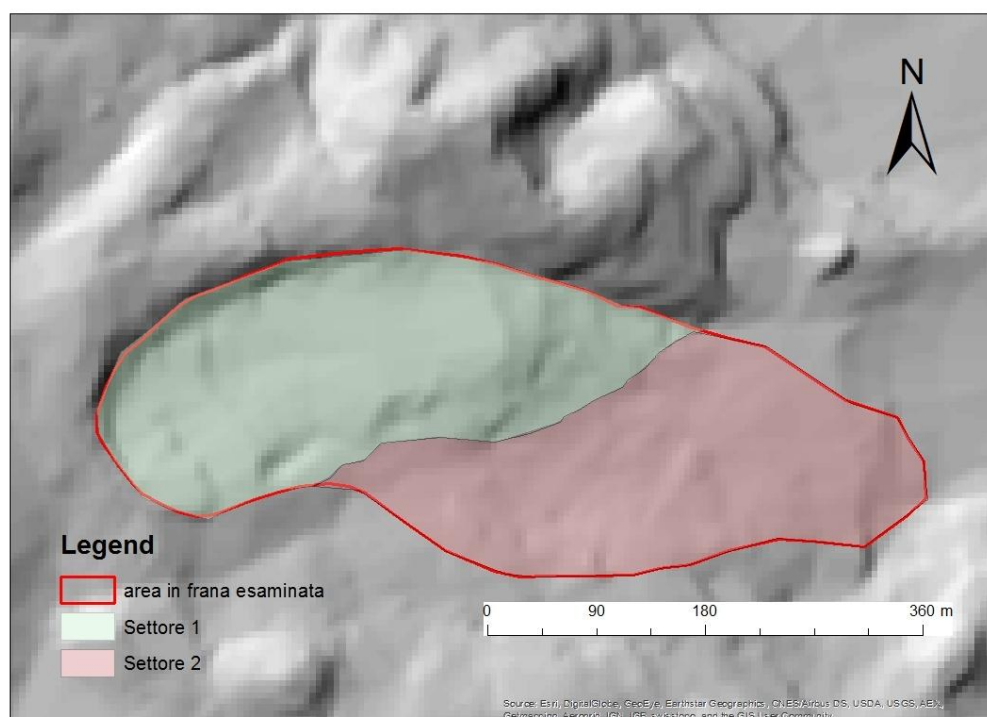


Figura 18 – Hillshade del versante in studio ottenuto tramite elaborazioni in ArcMap. Sono stati distinti 2 settori del versante, contraddistinti da differenti tipologie di instabilità.

Dall'hillshade sono ben distinguibili i due differenti settori della frana, il settore 1 nella porzione più sommitale, il settore 2 in quella più a valle; il primo interessato da un cinematisma rototraslativo con fenomeni di instabilità superficiali, il secondo da instabilità superficiale. Nel settore 1 del versante, dal Dicembre 2014, è presente una trincea drenante profonda 3.5 m (Figura 19). Dal rilevamento sul campo e da quanto riferito dagli abitanti della zona questa trincea drena continuamente acqua in ogni periodo dell'anno, aumentando la portata di acqua drenata in seguito ad intense precipitazioni piovose.

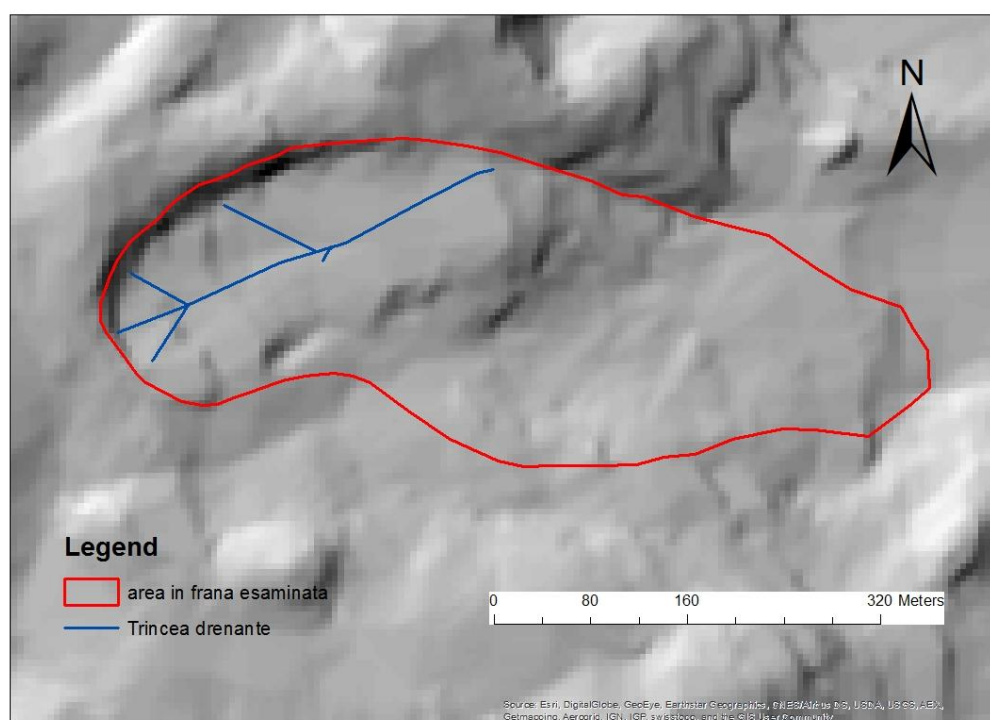


Figura 19 - Planimetria della trincea drenante eseguita nel settore 1 del versante.

Dall'analisi della documentazione ufficiale reperita presso l'ufficio tecnico del comune di Trissino, ed anche attraverso l'analisi stereoscopica delle foto aeree

disponibili presso gli uffici del Centro per la Cartografia di Mestre, è stato possibile delineare una certa ricorrenza temporale del fenomeno franoso in studio.

I voli che comprendono i fotogrammi analizzati in stereoscopia che interessano la località Masieri sono:

- 1954 GAI;
- 1981 reven;
- 1987 reven;
- 1997 reven Verona nord;
- 1999 reven Veneto centrale;
- 2001 reven Arzignano;
- 2010 reven Vicenza sud.

Dall'analisi in stereoscopia si evince che la frana è presente sul territorio almeno dal 1954 con una morfologia pressoché immutata.

Nel censimento dei fenomeni franosi redatto dal CNR IRPI di Padova, riguardo la frana in località Masieri, vengono riportate le seguenti informazioni temporali riguardanti il verificarsi del fenomeno franoso:

- Evento antecedente al 1965, che ha causato danni agli edifici ed alla strada comunale;
- Evento nel 1976, che ha generato danni alla strada comunale;
- Evento verificatosi in data 1/1/1977, che ha causato danni alle colture;
- Evento verificatosi in data 15/2/1987, che ha generato danni alla strada comunale.

Dalle segnalazioni fatte dagli abitanti della zona al comune si può risalire ad altre due date in cui la frana si è mossa a seguito di eventi pluviometrici a carattere eccezionale:

- 31 Ottobre/2 Novembre 2010;
- 30 Gennaio/4 Febbraio 2014.

In seguito si è cercata una corrispondenza tra le date disponibili in cui si è verificato un movimento della frana e le altezze di precipitazione piovosa registrate dalle stazioni pluviometriche di Trissino (1683986; 5050040 Gauss-Boaga fuso Ovest) e di Chiampo (1679112; 5045126, Gauss-Boaga fuso Ovest). Tale corrispondenza è stata ricercata poiché fra le cause naturali più comuni scatenanti delle frane rientrano le ingenti piogge (F. Guzzetti, 2008), le quali possono causare la saturazione del pendio modificandone lo stato tensionale e dunque generare il fenomeno franoso. Analizzando i dati di altezza di precipitazione piovosa raccolti dalla stazione pluviometrica di Trissino e dalla vicina stazione pluviometrica di Chiampo (VI) e confrontando tali dati con le altezze di precipitazione medie mensili registrate dalla stazione pluviometrica di Trissino per gli anni dal 1995 al 2015, risulta che i movimenti della frana sopracitati si sono verificati o in corrispondenza di mesi eccezionalmente piovosi (Figura 20, Figura 21, Figura 22, Figura 23), si noti a tale proposito come l'altezza di precipitazione mensile media tra gli anni 1964, 1976, 1977, 1987 assuma un valore medio superiore ai 300 mm, o in seguito a eventi piovosi di particolare intensità (Figura 24, Figura 25) come quello del 31/10/2010.

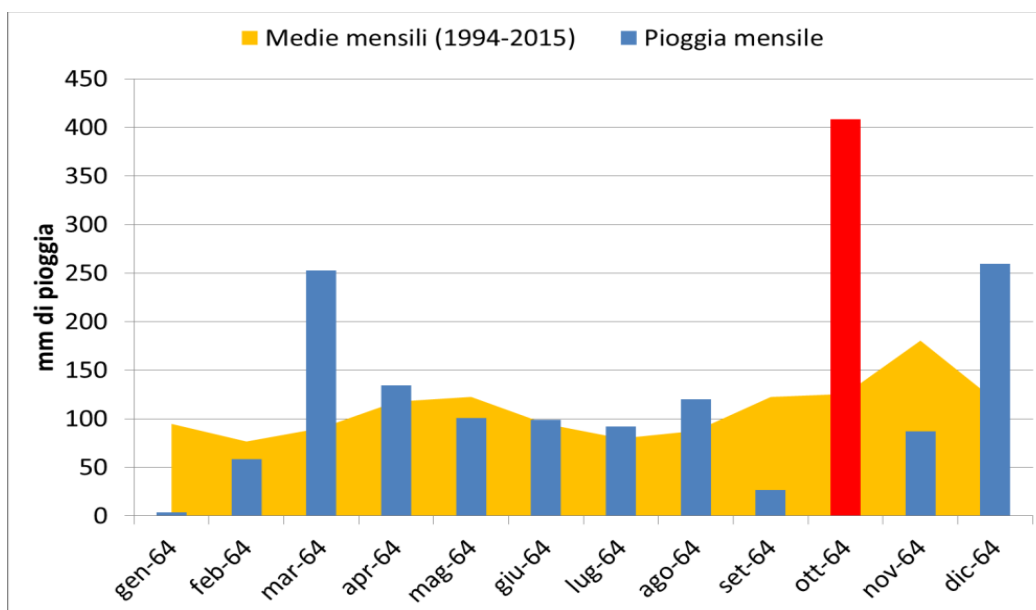


Figura 20 - Altezza di precipitazione mensile (intesa come somma delle altezze di precipitazione giornaliera) per l'anno 1964 registrata dalla stazione pluviometrica di Chiampo. In giallo le medie mensili per gli anni dal 1994 al 2015 registrate dalla stazione pluviometrica di Trissino. In rosso l'altezza di precipitazione che coincide con una data di movimento della frana.

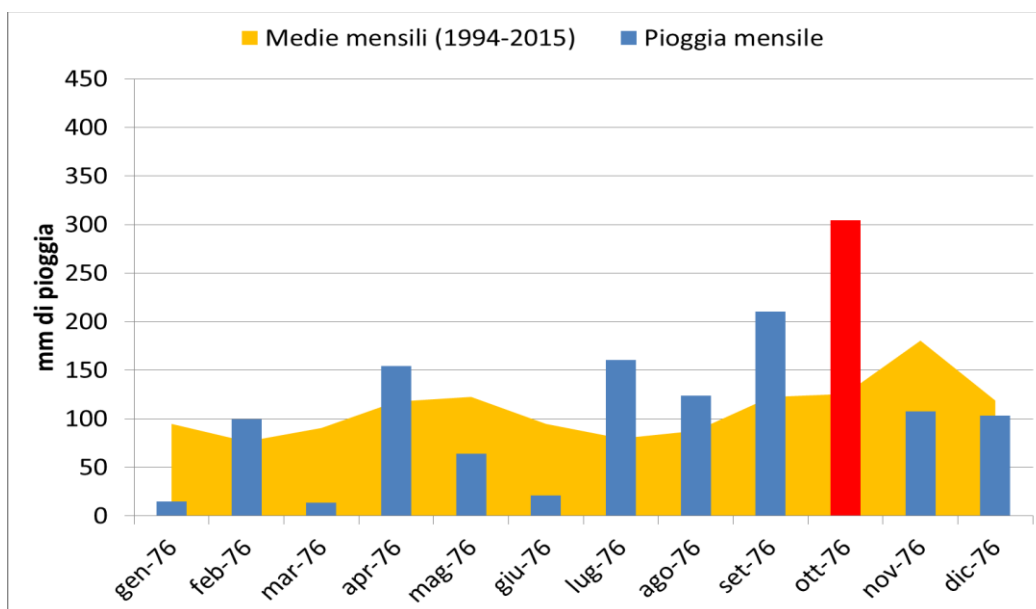


Figura 21 - Altezza di precipitazione mensile (intesa come somma delle altezze di precipitazione giornaliera) per l'anno 1976 registrata dalla stazione pluviometrica di Chiampo. In giallo le medie mensili per gli anni dal 1994 al 2015 registrate dalla stazione pluviometrica di Trissino. In rosso l'altezza di precipitazione che coincide con una data di movimento della frana.

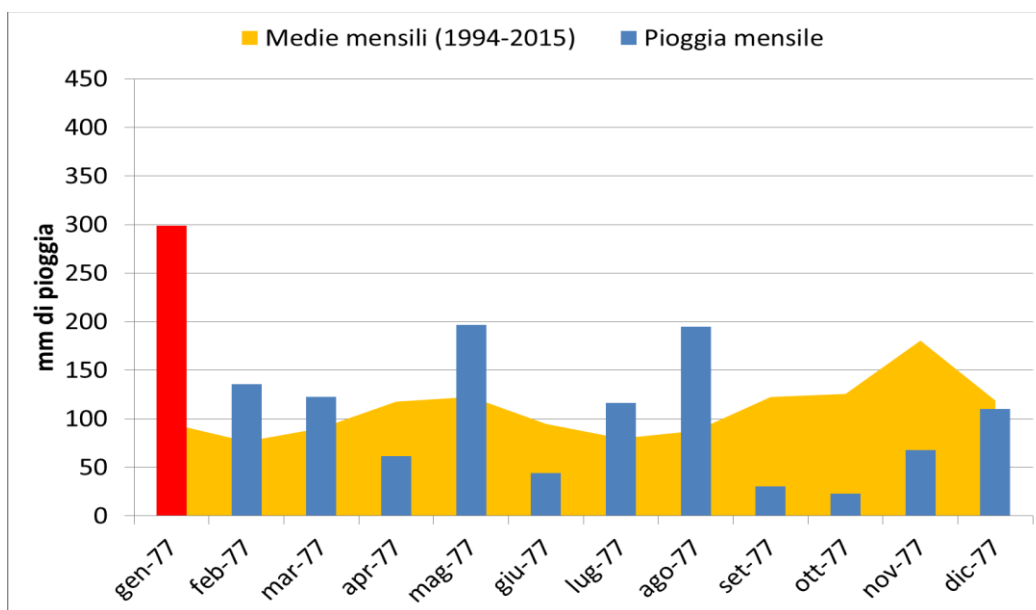


Figura 22 - Altezza di precipitazione mensile (intesa come somma delle altezze di precipitazione giornaliera) per l'anno 1977 registrata dalla stazione pluviometrica di Chiampo. In giallo le medie mensili per gli anni dal 1994 al 2015 registrate dalla stazione pluviometrica di Trissino. In rosso l'altezza di precipitazione che coincide con una data di movimento della frana.

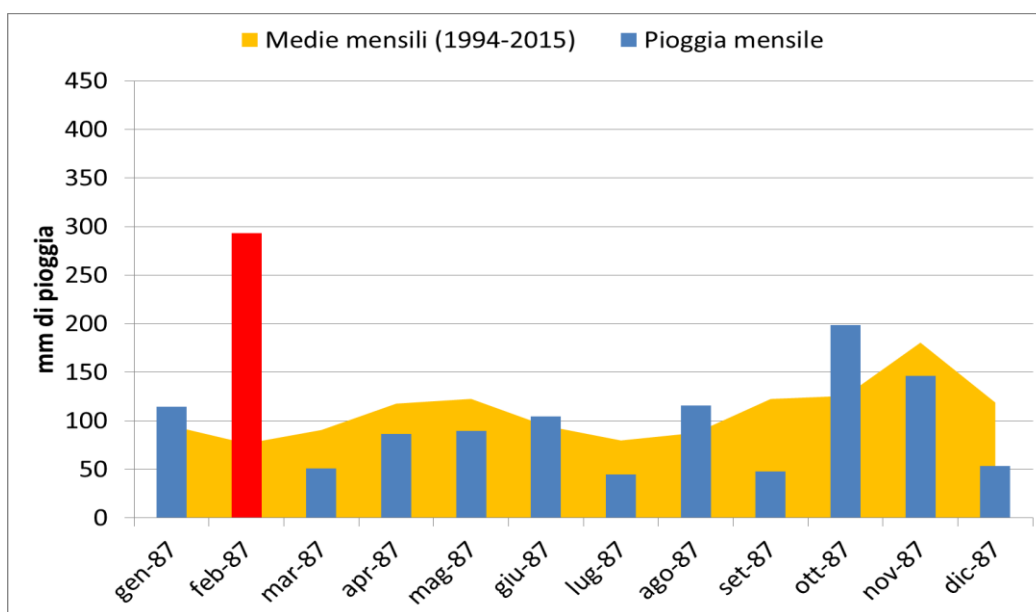


Figura 23 - Altezza di precipitazione mensile (intesa come somma delle altezze di precipitazione giornaliera) per l'anno 1987 registrata dalla stazione pluviometrica di Chiampo. In giallo le medie mensili per gli anni dal 1994 al 2015 registrate dalla stazione pluviometrica di Trissino. In rosso l'altezza di precipitazione che coincide con una data di movimento della frana.

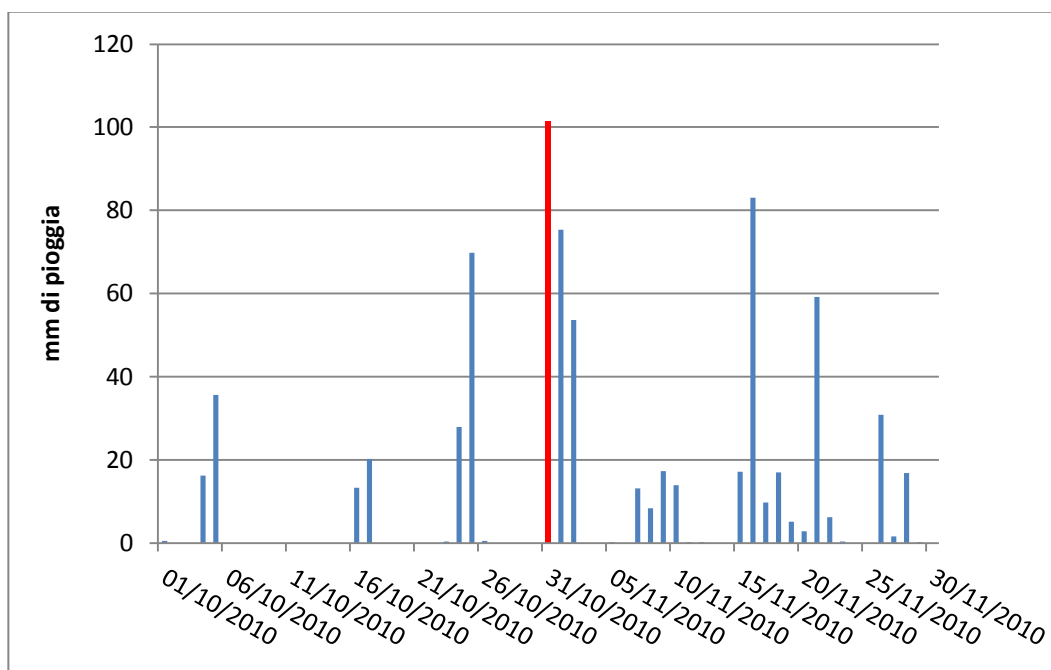


Figura 24 - Altezza di precipitazione giornaliera dal giorno 1/10/2010 al giorno 30/11/2010. Stazione pluviometrica di Trissino. In rosso l'altezza di precipitazione che coincide con una data di movimento della frana.

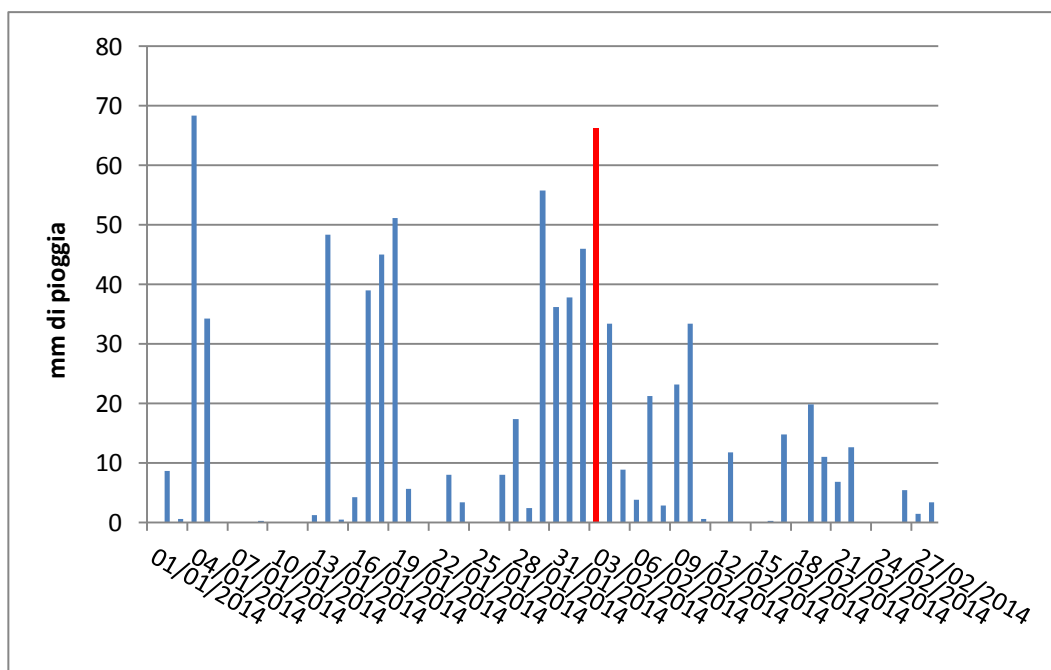


Figura 25 - Altezza di precipitazione giornaliera dal giorno 1/1/2014 al giorno 28/2/2014. Stazione pluviometrica di Trissino. In rosso l'altezza di precipitazione che coincide con una data di movimento della frana.





### **3. CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICO-TECNICA DEL VERSANTE IN ESAME**

Prima di procedere con l'analisi di stabilità all'equilibrio limite del pendio, è stato necessario sviluppare un modello geologico-tecnico dell'area in frana esaminata; tale modello è stato definito a partire dai dati raccolti durante il rilevamento in campagna svolto (Appendice 1), dalle informazioni di carattere geologico e geotecnico a disposizione sul fenomeno franoso. La definizione il più corretta possibile del modello geologico-tecnico assume un'importanza determinante nell'analisi di stabilità del pendio in quanto permette di determinare le condizioni iniziali del versante, conoscenze fondamentali per poter creare un modello concettuale del versante stesso sul quale poi effettuare l'analisi all'equilibrio limite.

#### **3.1. I SONDAGGI GEOGNOSTICI ESEGUITI NELL'AREA**

I sondaggi geognostici sono metodi di indagine che consentono l'ispezione diretta del terreno e sono delle indagini di fondamentale importanza ai fini della ricostruzione della successione stratigrafica del terreno attraversato dal sondaggio stesso ed ai fini del prelievo di campioni rappresentativi da sottoporre poi a successive indagini geotecniche.

In due dei documenti ufficiali reperiti in comune vengono riportati quattro sondaggi geognostici a carotaggio continuo (S1 ed S2, s1 ed s2; Figura 26).

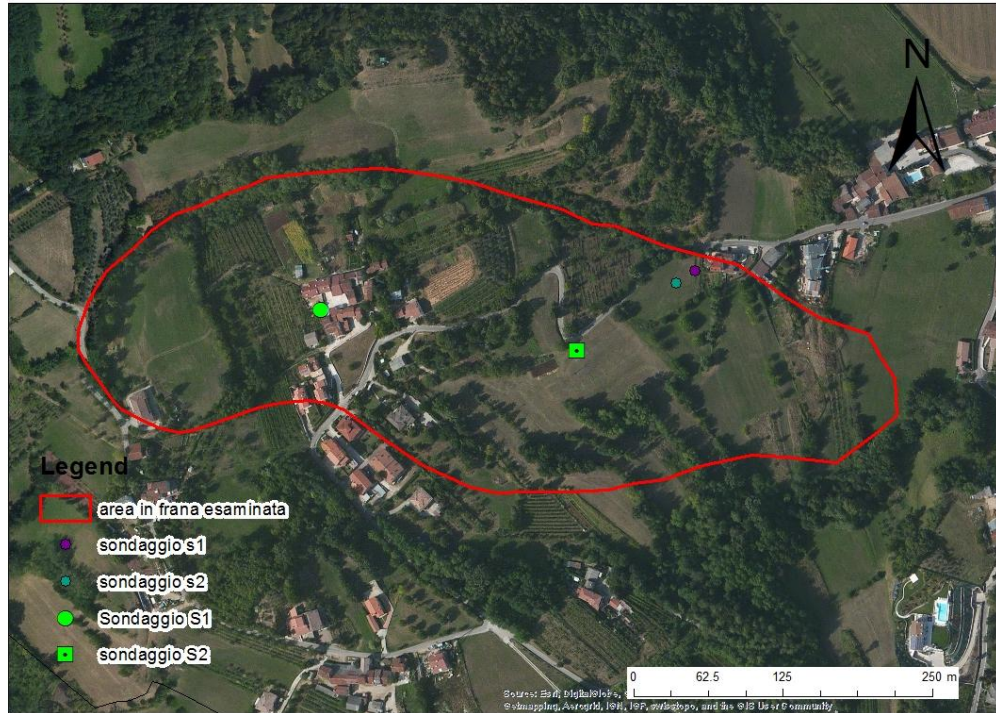


Figura 26 – Ubicazione dei sondaggi eseguiti all'interno dell'area in frana.

I sondaggi S1 ed S2 (Appendice 2) risalgono al 13 Maggio 2006 e rientrano all'interno di uno studio geologico-tecnico redatto per la messa in posa della trincea drenante che interessa il settore 1 del versante (vedi Figura 18). All'interno dei medesimi fori di sondaggio (S1 ed S2) sono stati inseriti due piezometri a tubo aperto in modo tale da poter misurare la soggiacenza della superficie piezometrica. I due sondaggi vengono di seguito descritti:

S1:

- Da p.c. a -1.8 m: Argille limose;
- Da -1.8 m a -10 m: Argilla plastica di alterazione di colore marrone con inclusi rocciosi tufacei;
- Da -10 m a -11 m: Livello di argilliti grigio scure molto compatte.

S2:

- Da p.c. a -0.8 m: Argille limose;
- Da -0.8 m a -6 m: Argilla plastica di alterazione di colore marrone con inclusi rocciosi tufacei;
- Da -6 m a -13.5 m: Pietrisco basaltico con vulcaniti grigio scure.

Per quanto concerne la profondità della lama d'acqua, nel sondaggio S1 questa è stata riscontrata a circa 3.5 m dal p.c., mentre nel sondaggio S2 al momento dell'istallazione del piezometro i terreni erano saturi infatti in questa zona durante il rilevamento geologico sono state rinvenute delle zone umide dovute al ristagno delle acque.

In un'altra relazione geologico-tecnica rintracciata, inerente alla valutazione di edificabilità di un'area all'interno della frana esaminata, vengono invece riportati altri due sondaggi geognostici a carotaggio continuo (s1 ed s2) descritti a seguire.

s1:

- Da p.c. a -0.1 m: Argilla limosa;
- Da -0.1 m a -1.3 m: Argilla plastica di alterazione di colore marrone con inclusi rocciosi tufacei;
- Da -1.3 m a -5 m: Pietrisco basaltico con vulcaniti grigio scure.

s2:

- Da p.c. a -0.5 m: Argilla limosa;
- Da -0.5 m a -2 m: Argilla plastica di alterazione di colore marrone con inclusi rocciosi tufacei;
- Da -2 m a -7.2 m: Pietrisco basaltico con vulcaniti grigio scure.

### **3.2. LE PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE ESEGUITE NELL'AREA**

La prova penetrometrica dinamica consiste nell'infiggere nel terreno, attraverso la caduta da una determinata altezza (H) di una massa battente (M), una punta conica

con una data area di base (A), per tratti consecutivi ( $\delta$ ) misurando il numero di colpi (N) necessari all'infissione lungo l'intero tratto  $\delta$ . Le Prove Penetrometriche Dinamiche sono molto diffuse ed utilizzate data la loro semplicità esecutiva, economicità e rapidità di esecuzione. Con riferimento alla classificazione ISSMFE (1988) i diversi tipi di penetrometri vengono suddivisi, in base al peso della massa battente, in:

- tipo LEGGERO (DPL);
- tipo MEDIO (DPM);
- tipo PESANTE (DPH);
- tipo SUPERPESANTE (DPSH).

Poiché la prova attualmente più diffusa ed utilizzata per misurare la resistenza al taglio dei materiali e la densità dei materiali, ad oggi, è la Standard Penetration Test (SPT) si necessita di rapportare il numero di colpi necessari all'infissione completa di una prova dinamica (N) con il numero dei colpi necessari all'infissione completa di una SPT ( $N_{SPT}$ ). La legge che lega N ad  $N_{SPT}$  è:

$$N_{SPT} = \beta t N$$

Dove  $\beta t = Q/Q_{SPT}$ , in cui Q è l'energia specifica per colpo riferita alla prova penetrometrica dinamica, e  $Q_{SPT}$  è l'energia specifica per colpo riferita alla prova SPT.

L'energia specifica per colpo è data dal rapporto:  $\frac{M \cdot H}{A \cdot \delta}$

Nell'area in studio, all'interno di un progetto per il miglioramento di un tratto stradale, sono state eseguite tre prove penetrometriche dinamiche (Appendice 3; Figura 27).



Figura 27 - Ubicazione delle prove penetrometriche dinamiche eseguite.

Più precisamente sono state eseguite due DPM (in data 24/08/2004) ed una DPSH (svolta in data 09/07/2013). In questo progetto, da me rintracciato presso il comune di Trissino, per la caratterizzazione geotecnica dei terreni sono stati utilizzati i risultati della prova penetrometrica dinamica superpesante (DPSH) che attraverso delle relazioni empiriche forniscono i valori di coesione e di angolo d'attrito interno del terreno attraversato.

### **3.3. RISULTATI OTTENUTI DAI SONDAGGI GEOGNOSTICI E DALLE PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE**

Sulla base del rilevamento geologico in campagna, delle indagini geognostiche e delle prove penetrometriche dinamiche descritte precedentemente, sono stati ricostruiti il modello geologico ed il modello geotecnico del versante in frana.

Attraverso dati ottenuti dal rilevamento geologico sul campo, informazioni ricavate dai sondaggi geognostici e considerando quanto osservato dall'hillshade della frana sono state costruite tre sezioni geologiche (A – A', B – B' e C – C') ubicate come in Figura 28.

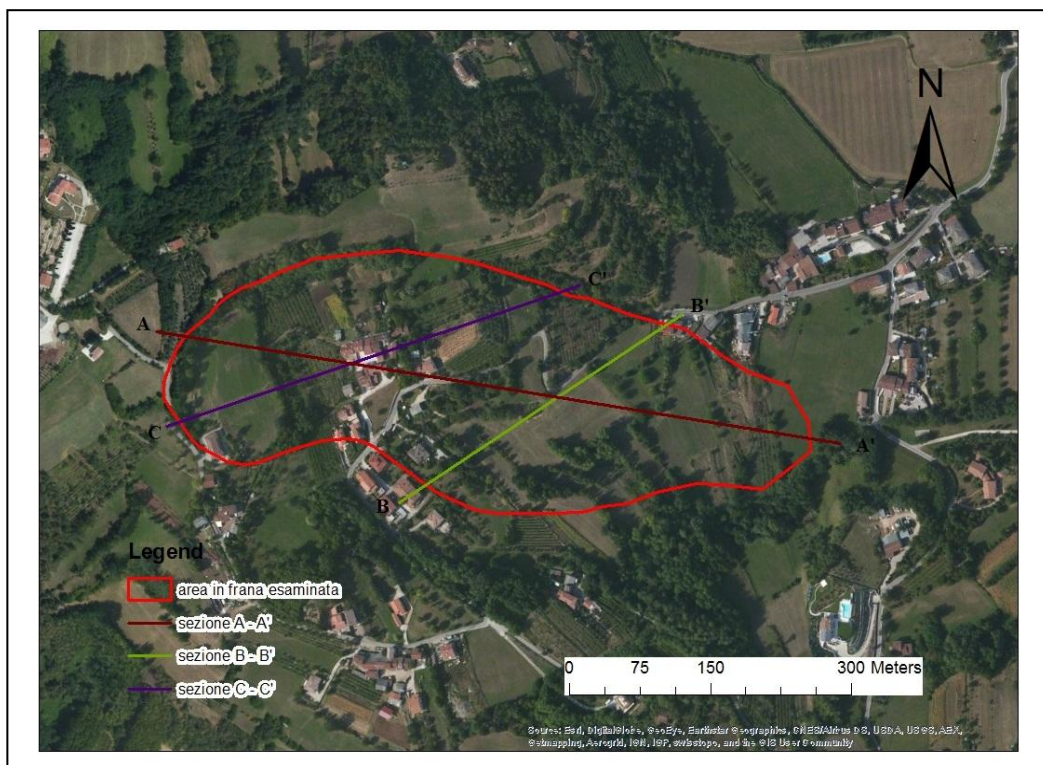


Figura 28 - Ubicazione delle sezioni geologiche svolte.

La sezione A – A' (Figura 29) è stata tracciata parallelamente alla direzione di massima pendenza del versante ed è stata fatta passare per i sondaggi S1 ed S2, in modo tale da avere due riferimenti puntuali certi circa lo spessore e la natura delle litologie attraversate dai due sondaggi; la sezione B – B' (Figura 30) interessa il settore 2 dell'area in frana ed è stata fatta passare per i sondaggi S2, s1 ed s2; la sezione C – C' (Figura 31) interessa invece il settore 1 della frana ed è stata fatta passare per il sondaggio S1.

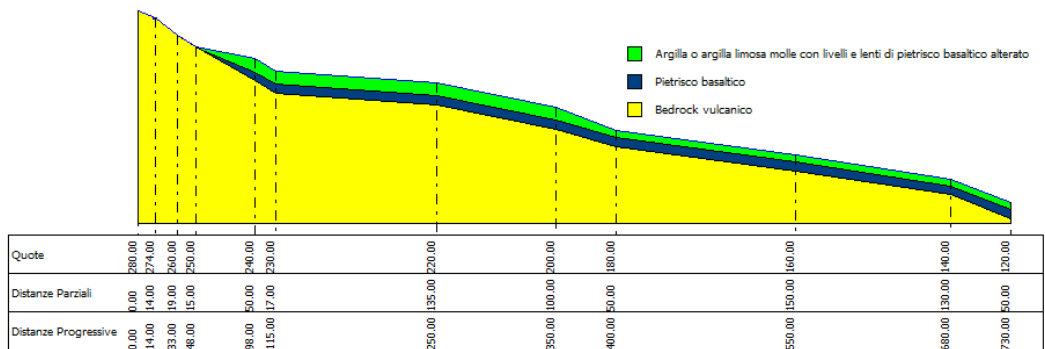


Figura 29 - Sezione geologica A -A' con breve descrizione delle litologie interessate.

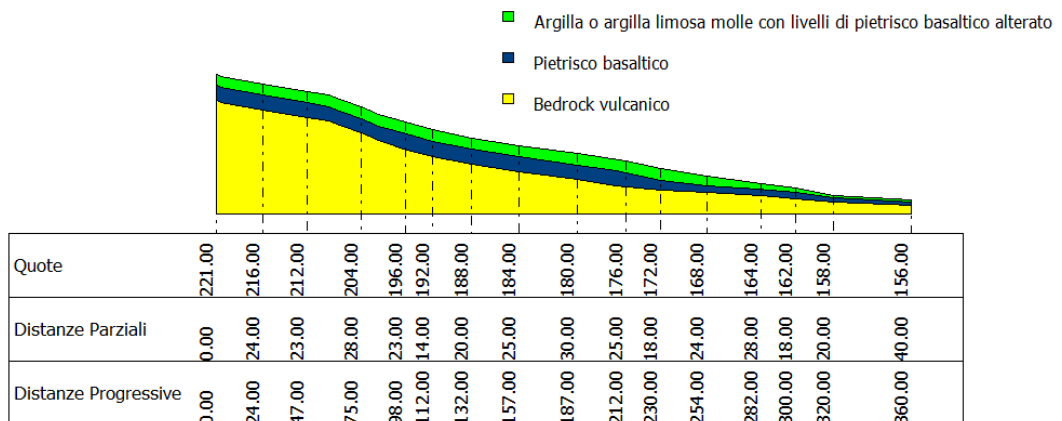


Figura 30 - Sezione geologica B - B' con breve descrizione delle litologie interessate.

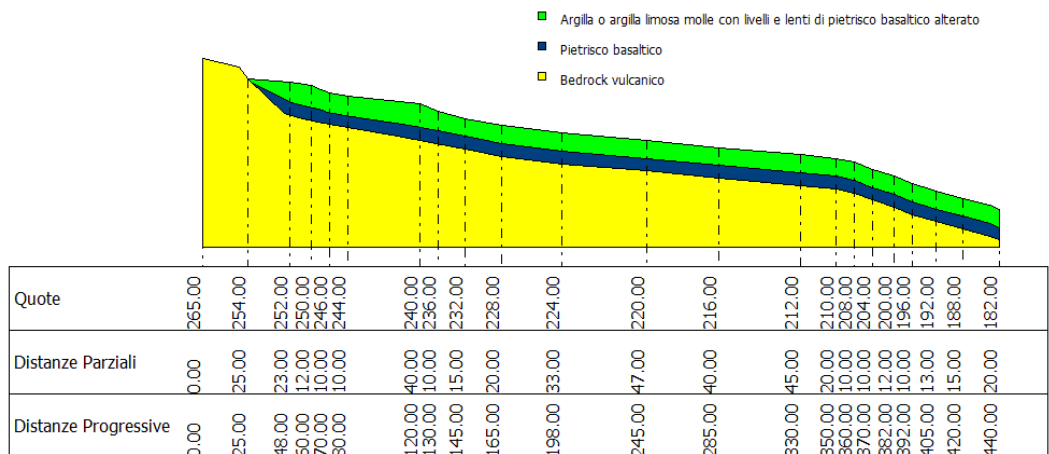


Figura 31 - Sezione geologica C - C' con breve descrizione delle litologie interessate.

I parametri geotecnici di partenza delle litologie interessate sono stati ottenuti da relazioni geologico-tecniche esistenti riguardanti l'area in esame e da dati di letteratura. Tali parametri vengono riportati in Tabella 3.

Tabella 3 - Parametri geotecnici di partenza.  $c'$ : coesione;  $\phi$ : Angolo di attrito;  $\gamma$ : Peso dell'unità di volume;  $\gamma_s$ : Peso dell'unità di volume saturo.

Strato	$c'$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\phi$ (°)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	Litologia
1	5	17	17.5	18	Argilla o argilla limosa molle con livelli e lenti di pietrisco basaltico alterato
2	0	30	19.5	20	Pietrisco basaltico
3	30000	45	22.5	24.5	Bedrock vulcanico



#### **4. ANALISI DI STABILITÀ ALL'EQUILIBRIO LIMITE**

Le analisi per la valutazione della stabilità dei pendii consentono di stimare in modo quantitativo la loro suscettibilità a franare. È opportuno distinguere i casi in cui la rottura non si è ancora manifestata rispetto ai casi in cui la rottura è già avvenuta. Nel primo caso l'analisi di stabilità serve ad accertarsi che il pendio non sia suscettibile a rotture mentre nel secondo caso lo scopo dell'analisi di stabilità è principalmente quello di fornire le basi per la comprensione del fenomeno, ovvero individuare i fattori scatenanti la frana. I metodi di calcolo utilizzabili per la valutazione della stabilità di un pendio sono quelli dell'equilibrio limite, degli elementi finiti e delle differenze finite. La presente tesi si propone di analizzare esclusivamente i metodi dell'equilibrio limite che sono i metodi di analisi della stabilità dei pendii più semplici, diffusi ed impiegati.

Tali metodi ipotizzano che il terreno non si deformi fino alla rottura e che, in condizioni di rottura, la resistenza al taglio si mantenga costante e indipendente dalle deformazioni accumulate (si ipotizza dunque un comportamento rigido – perfettamente plastico del terreno). Dalle dette ipotesi ne consegue che:

1. la rottura si manifesta lungo una superficie netta di separazione tra la massa in frana e il terreno stabile;
2. la massa in frana è un blocco rigido in moto di roto-traslazione;
3. la resistenza mobilitata lungo la superficie di scorrimento in condizioni di equilibrio limite è costante nel tempo, indipendente dalle deformazioni e quindi dai movimenti della frana, e ovunque pari alla resistenza al taglio;
4. non è possibile determinare né le deformazioni precedenti la rottura, né l'entità dei movimenti del blocco in frana, né la velocità del fenomeno.

I metodi all'equilibrio limite studiano le condizioni di equilibrio di volumi di terreno limitati inferiormente da superfici di scorrimento di forma cilindrica analizzando di norma una o più sezioni longitudinali del versante.

Con i metodi all'equilibrio limite il parametro indicativo del grado di stabilità di una frana è il Fattore di Sicurezza (F.S.), ottenuto come il rapporto tra le resistenze disponibili e le resistenze mobilizzate.

$$F.S. = \frac{\text{resistenze disponibili}}{\text{resistenze mobilizzate}}$$

Il fattore di sicurezza è il valore che si associa alla superficie dove è più probabile che si inneschi il movimento. Quando F.S. assume un valore pari ad 1 risulta verificata la condizione di equilibrio limite, ovvero il versante si trova sul punto di collasso. Nel caso in cui la resistenza mobilizzata è minore di quella disponibile, il pendio risulta stabile ed F.S. assume un valore maggiore di 1.

Per quanto concerne i valori accettabili del fattore di sicurezza, la Normativa Italiana (D.M. LL.PP. 11/03/88) prescrive che se la conoscenza delle condizioni stratigrafiche e geotecniche è buona, e le conseguenze di una eventuale rottura non sono particolarmente drammatiche, qualora non si fosse verificata ancora nessuna frana, si può adottare un coefficiente di sicurezza compreso tra 1,3 e 1,4 variabile in relazione al metodo di calcolo impiegato, mentre per le verifiche di stabilità "a posteriori", ovvero dopo che si è manifestata la frana (come nel caso in esame), potranno essere adottati coefficienti di sicurezza minimi compresi tra 1,2 e 1,3. Valori maggiori del fattore di sicurezza devono essere utilizzati per opere quali le dighe in terra, che comunque dovranno essere costantemente monitorate durante le varie fasi di esercizio. Le Norme Tecniche per le Costruzioni del 2008 (NTC08) asseriscono che il fattore di sicurezza debba essere in ogni caso maggiore di uno poiché i casi in cui il fattore di sicurezza è pari ad uno rappresentano una condizione di equilibrio limite e dunque di pericolo.

Quindi il valore minimo del fattore di sicurezza accettato dalla Norma è sempre maggiore di uno di una certa quantità; questo è giustificato dal fatto che il calcolo del fattore di sicurezza è obbligatoriamente legato ad una serie di incertezze quali:

- Incertezze sui parametri di resistenza al taglio in relazione alle resistenze determinate in laboratorio e quelle effettivamente disponibili in sito;
- Incertezze sui carichi in gioco nel versante (carichi superficiali, peso dell'unità di volume dei terreni, pressione dei pori);
- Possibilità che il meccanismo critico di rottura sia leggermente differente da quello individuato nell'analisi.

I metodi dell'equilibrio limite possono analizzare pendii indefiniti e pendii di altezza limitata.

#### **4.1. ANALISI DI STABILITÀ DI PENDII INDEFINITI**

Un pendio è ritenuto indefinito quando la profondità della superficie piana di rottura è piccola rispetto alla lunghezza del pendio medesimo. Tale lunghezza può pertanto essere assunta come infinita. Lo schema di pendio indefinito si adatta ai casi di frane di scorrimento allungate in cui l'influenza delle porzioni di sommità e di piede della frana sono trascurabili. La stabilità di coltri di terreno alluvionale, detritico o di alterazione di piccolo spessore rispetto alla lunghezza della frana, poste su un terreno di fondazione più rigido, viene di norma trattata riferendosi allo schema di pendio indefinito. Dato che nel caso di pendio indefinito la forza che agisce a monte del pendio è considerata uguale a quella che agisce a valle dello stesso, in ogni configurazione seguente vengono considerate nulle le forze agenti sulle pareti laterali di ogni porzione di terreno in esame. Il criterio di rottura preso in considerazione è sempre quello di Mohr-Coulomb quindi avremo che la resistenza al taglio del materiale sarà data dall'equazione  $\tau = c' + \sigma' \tan \phi'$  dove  $c'$  indica la coesione del materiale,  $\sigma'$  la tensione efficace agente perpendicolarmente alla superficie di scorrimento e  $\phi'$  indica l'angolo di attrito interno del materiale. I casi riportati di seguito tratteranno di terreni incoerenti (dunque  $\tau = \sigma' \tan \phi'$ ); nel

caso di terreni coerenti va semplicemente sommata la coesione del terreno alle forze stabilizzanti. Ne consegue che la coesione accresce il grado di stabilità di un versante. Considerare nulla la coesione di un terreno durante l'analisi di stabilità (per esempio perché non si hanno a disposizione dati di coesione attendibili) è un comportamento che va a vantaggio di sicurezza.

### ***PENDIO INDEFINITO DI TERRENO INCOERENTE ASCIUTTO***

In Figura 32 sono rappresentate le condizioni di equilibrio di un generico concio di terreno delimitato da due superfici verticali e tra loro parallele e da un piano alla base appartenente alla potenziale superficie di scorrimento e parallelo alla superficie del pendio.

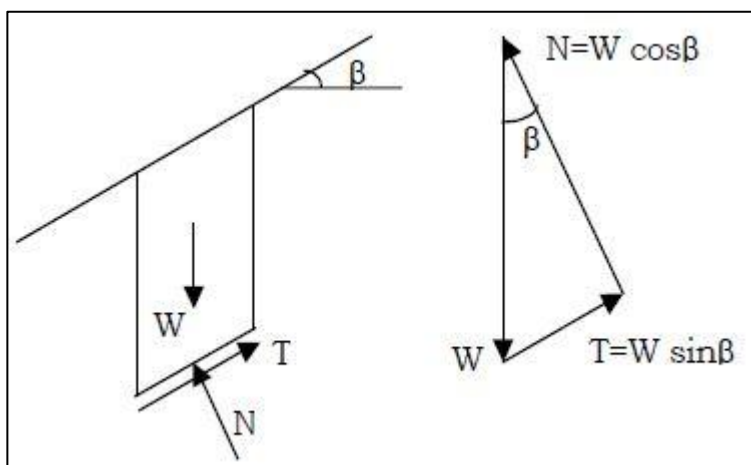


Figura 32 - Schema di pendio indefinito incoerente ed asciutto.

Come già affermato precedentemente, nel caso di pendii indefiniti le forze che agiscono sulle facce laterali del concio vengono considerate uguali ed opposte perciò si elidono a vicenda e non intervengono nelle equazioni di equilibrio.

Le variabili complessivamente in gioco sono:

$W$  = peso totale del concio di larghezza  $b$  e altezza  $h$ ;

$N$  = forza totale normale alla base del concio;

$T$  = forza di taglio massima disponibile alla base di ogni concio;

$\beta$  = angolo di inclinazione della base del concio;

$\Phi'$  = angolo di resistenza al taglio.

La forza stabilizzante sarà:  $T = N \tan \phi' = W \cos\beta \tan\phi'$ .

La forza destabilizzante è data invece dalla componente parallela al pendio della forza peso:  $W \sin\beta$ .

Il fattore di sicurezza sarà dato dal rapporto tra  $T$  e  $W$  e risulta essere pari a:

$$F.S. = \frac{W \cos\beta \tan\phi'}{W \sin\beta} = \frac{\tan\phi'}{\tan\beta}$$

È importante notare come lo spessore del terreno coinvolto in questo caso non influisce sul fattore di sicurezza.

**PENDIO INDEFINITO DI TERRENO INCOERENTE TOTALEMTE  
IMMERSO IN ACQUA IN QUIETE**

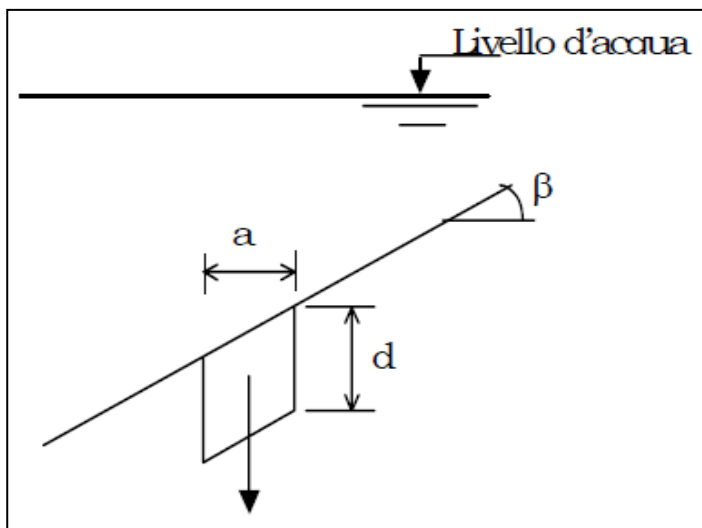


Figura 33 - Schema di pendio indefinito immerso in acqua in quiete

Si consideri l'equilibrio del concio di terreno omogeneo, incoerente e totalmente immerso in acqua in quiete indicato in Figura 33.

In questo caso oltre alle forze presenti nel caso di terreno incoerente asciutto, agisce sul concio una spinta dell'acqua, risultante delle pressioni idrostatiche agenti sulle pareti, che risulta verticale e diretta verso l'alto, pari al peso specifico dell'acqua per il volume del concio. Per l'equilibrio è pertanto sufficiente fare riferimento al peso immerso (o efficace) del concio, che vale:

$$W' = \gamma' \cdot a \cdot d$$

Dove  $\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$  indica il peso di volume del terreno immerso, con  $\gamma_w$  si vuole indicare il peso di volume dell'acqua.

Poiché per un pendio indefinito il peso del concio è influente sul valore del fattore di sicurezza, anche nel caso di pendio totalmente immerso in acqua in quiete il fattore di sicurezza vale:

$$F.S. = \frac{W' \cos\beta \tan\phi'}{W' \sin\beta} = \frac{\tan\phi'}{\tan\beta}$$

**PENDIO INDEFINITO DI TERRENO OMOGENEO NON COESIVO CON FORZA DI FILTRAZIONE PARALLELA AL PENDIO E LIVELLO DELLA FALDA AL PIANO CAMPAGNA**

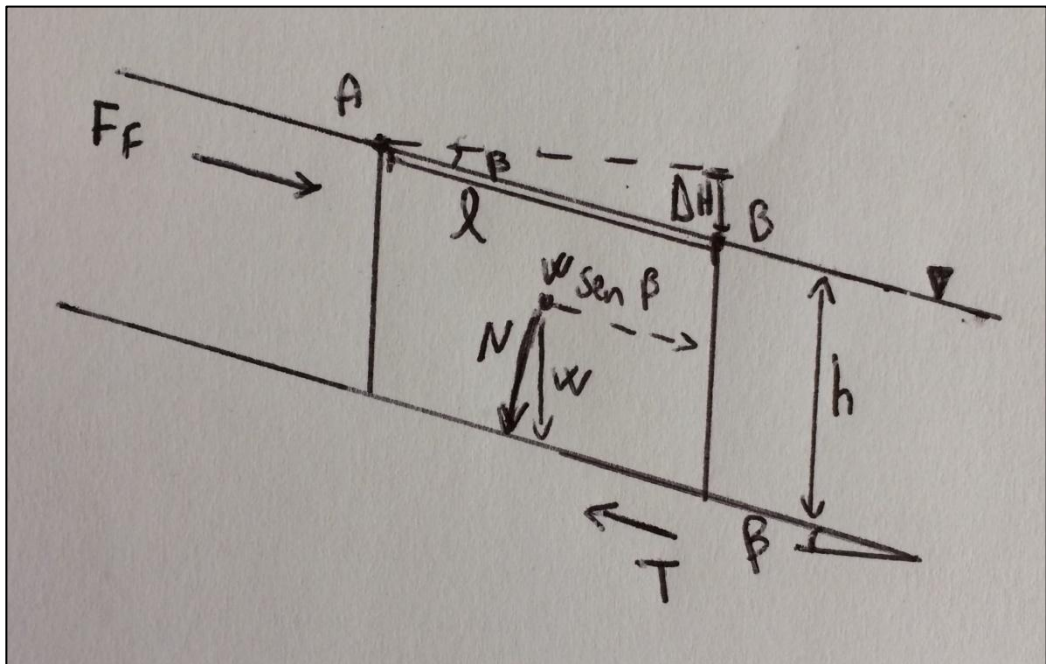


Figura 34 - Schema di pendio indefinito con filtrazione parallela al pendio e falda al piano campagna.

Facendo riferimento alla schema in Figura 34, le forze destabilizzanti saranno:

- componente parallela al pendio della forza peso =  $W \sin\beta = \gamma' h \sin\beta$
- forza di filtrazione ( $F_f$ ) parallela al pendio =  $\gamma_w i h_w$

Dove con  $i$  si vuole indicare il gradiente piezometrico e con  $h_w$  l'altezza lungo la verticale tra il piano di scivolamento e la lama d'acqua (nel caso della falda al P.C.  $h_w$  coincide con  $h$ ).

$$i = \Delta H/l = (l \sin\beta)/l = \sin\beta$$

Dunque  $F_F = \gamma_w \sin\beta h_w$

La forza stabilizzante invece sarà  $T = N \tan\phi' = \gamma' h \cos\beta \tan\phi'$

Avremo quindi che  $F.S. = \frac{\gamma' \tan\phi'}{\gamma_{sat} \tan\beta}$  dove con  $\gamma_{sat}$  si indica il peso di volume del terreno saturo ( $\gamma_{sat} = \gamma_w + \gamma'$ ).

***PENDIO INDEFINITO DI TERRENO OMOGENEO NON COESIVO CON FORZA DI FILTRAZIONE PARALLELA AL PENDIO E LIVELLO DELLA FALDA SOTTO IL PIANO CAMPAGNA***

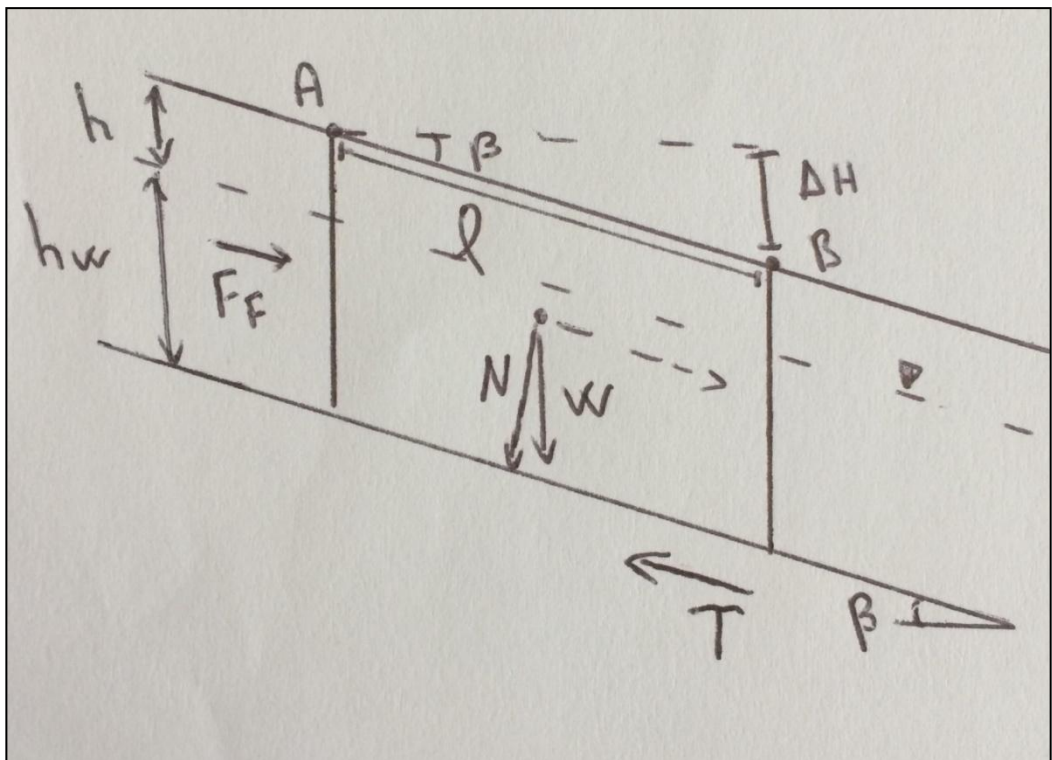


Figura 35 - Schema di pendio indefinito con filtrazione parallela al pendio e falda sotto il piano campagna.



Nella configurazione illustrata in Figura 35 ciò che cambia è che dovremo considerare due componenti della forza peso, il peso del terreno secco (sopra la falda, indicato con  $\gamma$ ) ed il peso del terreno sotto la falda (indicato con  $\gamma'$ ). Avremo quindi che:

- Forza stabilizzante:

$$T = N \tan\phi' = (\gamma' h_w + \gamma h) \cos\beta \tan\phi'$$

- Forze destabilizzanti:

$$\text{Componente della forza peso parallela al pendio} = (\gamma' h_w + \gamma h) \sin\beta$$

$$F_F \text{ (forza di filtrazione)} = \gamma_w i h_w = \gamma_w \sin\beta h_w$$

$$\text{Si ottiene } F.S. = \frac{(\gamma' h_w + \gamma h) \cos\beta \tan\phi'}{\gamma_w \sin\beta h_w + (\gamma' h_w + \gamma h) \sin\beta} = \frac{\gamma' h_w + \gamma h}{\gamma_w h_w + \gamma' h_w + \gamma h} \frac{\tan\phi'}{\tan\beta}$$

**PENDIO INDEFINITO DI TERRENO OMOGENEO NON COESIVO CON FORZA DI FILTRAZIONE ORIZZONTALE E LIVELLO DELLA FALDA AL PIANO CAMPAGNA**

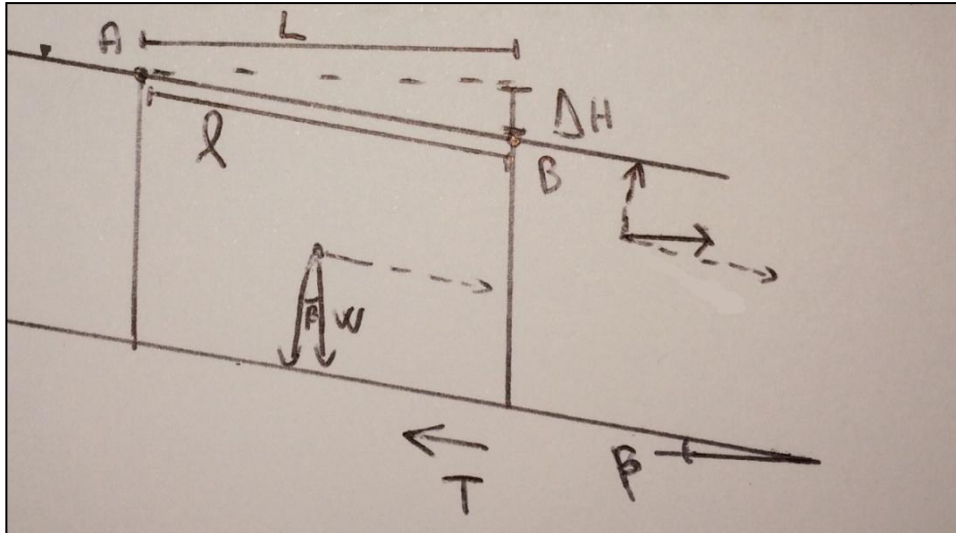


Figura 36 - Schema di pendio indefinito con filtrazione orizzontale e falda al piano campagna.

Ciò che cambia, analizzando il caso di uno schema di pendio indefinito come in Figura 36, è che la  $F_F$  (forza di filtrazione) avrà due componenti: una componente perpendicolare al piano campagna ( $F_{F\text{perpendicolare}}$ ) che è una forza stabilizzante, ed una componente parallela al pendio ( $F_{F\text{parallela}}$ ) che è invece una forza destabilizzante. In più il gradiente piezometrico ( $i$ ) stavolta sarà uguale a  $\Delta H/L = (l \sin\beta)/(l \cos\beta) = \tan\beta$ .

Avremo allora che le forze stabilizzanti saranno:

- $F_{F\text{perpendicolare}} = \gamma_w \tan\beta h \sin\beta$
- Componente della forza peso perpendicolare al pendio =  $\gamma' h \cos\beta$

Le due forze hanno verso opposto dunque andranno sottratte tra di loro; quindi la resistenza massima al taglio alla base del concio vale:

$$T = (\gamma' h \cos\beta - \gamma_w \tan\beta h \sin\beta) \tan\Phi'$$

Le forze destabilizzanti saranno:

- $F_{\text{parallela}} = \gamma_w \tan\beta h \cos\beta$
- Componente della forza peso parallela al pendio =  $\gamma' h \sin\beta$

Dal rapporto tra le forze stabilizzanti e le forze destabilizzanti otteniamo:

$$\text{F.S.} = \frac{(\gamma' h \cos\beta - \gamma_w \tan\beta h \sin\beta) \tan\Phi'}{\gamma' h \sin\beta + \gamma_w \tan\beta h \cos\beta}$$

Raccogliendo sia al numeratore che al denominatore  $\cos\beta$  si ottiene:

$$\text{F.S.} = \frac{(\gamma' - \gamma_w \tan^2\beta) \tan\Phi'}{(\gamma' + \gamma_w) \tan\beta}$$

Da notare che nel fattore di sicurezza, rispetto al caso di terreno non coesivo saturo con moto di filtrazione parallelo al pendio, cambia che al numeratore a  $\gamma'$  sottraggo  $\gamma_w$ . È quindi chiaro che il moto di filtrazione orizzontale crea una condizione più sfavorevole per la stabilità del pendio rispetto al moto di filtrazione nella direzione del pendio.

#### **4.2. ANALISI DI STABILITÀ DI PENDII DI ALTEZZA LIMITATA**

Per le verifiche di stabilità di pendii di altezza limitata con metodi all'equilibrio limite, si considera l'equilibrio di una massa di terreno delimitata da una superficie di slittamento di forma nota. La resistenza al taglio disponibile, C, e quella mobilitata, D, sono calcolate impiegando solo le equazioni di equilibrio statico ed il criterio di rottura di Mohr-Coulomb. Il coefficiente di sicurezza è definito come il rapporto C/D ed è assunto costante lungo tutta la superficie di potenziale scorrimento.

Tra i metodi dell'equilibrio limite alcuni considerano l'equilibrio globale del corpo rigido, altri a causa della non omogeneità dividono il corpo in conci considerando l'equilibrio di ciascun concio (Fellenius, Bishop, Janbu). Di seguito vengono discussi i metodi dell'equilibrio limite dei conci.

#### 4.2.1. METODI DEI CONCI

La massa interessata dallo scivolamento viene suddivisa in un numero conveniente di conci. Ponendo un numero di conci pari a  $n$ , il problema presenta le seguenti incognite (considerate ogni  $i$ -esimo concio):

$n$  valori delle forze normali  $N_i$  agenti sulla base di ciascun concio;

$n$  valori delle forze di taglio alla base del concio  $T_i$

$(n-1)$  forze normali  $E_i$  agenti sull'interfaccia dei conci;

$(n-1)$  forze tangenziali  $X_i$  agenti sull'interfaccia dei conci;

$n$  valori della coordinata che individua il punto di applicazione delle  $E_i$  ;

$(n-1)$  valori della coordinata che individua il punto di applicazione delle  $X_i$  ;

una incognita costituita dal fattore di sicurezza  $F$ .

Complessivamente le incognite sono  $6n-2$  mentre le equazioni a disposizione sono:

Equazioni di equilibrio dei momenti  $n$ ;

Equazioni di equilibrio alla traslazione verticale  $n$ ;

Equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale  $n$ ;

Equazioni relative al criterio di rottura  $n$ ;

Totale numero di equazioni:  $4n$ .

Il problema risulta staticamente indeterminato ed il grado di indeterminazione è pari a  $i = (6n-2)-(4n) = 2n-2$ . Il grado di indeterminazione si riduce ulteriormente a  $n-2$  se si assume che  $N_i$  sia applicato nel punto medio della striscia, ciò equivale ad ipotizzare che le tensioni normali totali siano uniformemente distribuite. I diversi metodi che si basano sulla teoria dell'equilibrio limite si differenziano per il modo in cui vengono eliminate le  $n-2$  indeterminazioni.

#### **4.2.1.1. METODO DI FELLENIOUS (1927)**

Con questo metodo (valido solo per superfici di scorrimento di forma circolare) vengono trascurate le forze di interstriscia pertanto le incognite si riducono a:

n valori delle forze normali  $N_i$  ;

n valori delle forze da taglio  $T_i$  ;

1 fattore di sicurezza.

Totale incognite:  $2n+1$ .

Le equazioni a disposizione sono:

n equazioni di equilibrio alla traslazione verticale;

n equazioni relative al criterio di rottura;

1 equazione di equilibrio dei momenti globale.

Totale equazioni disponibili:  $2n+1$ .

Il problema risulta quindi staticamente determinato. Si è trovato sperimentalmente che i fattori di sicurezza così ottenuti forniscono risultati conservativi (ovvero si ottengono fattori di sicurezza bassi) soprattutto per superfici profonde.

#### **4.2.1.2. METODO DI BISHOP (1955)**

Con tale metodo non viene trascurato nessun contributo di forze agenti sui blocchi. Il metodo è valido per superfici di scivolamento assimilabili ad archi di circonferenza. Le equazioni usate per risolvere il problema sono:

- Equilibrio alla traslazione verticale;
- La sommatoria dei momenti orizzontali nulla;
- Criterio di rottura di Mohr-Coulomb.

Il fattore di sicurezza viene calcolato come il rapporto tra il momento delle forze stabilizzanti ( $M_S$ ) ed il momento delle forze ribaltanti ( $M_R$ ). Considerando le forze agenti sull' $i$ -esimo concio come in Figura 37,  $M_S$  ed  $M_R$  vengono espressi come:

$$M_S = r \sum_{i=1}^n (c' + \sigma'_i \tan \phi') \Delta l_i$$

$$M_R = r \sum_{i=1}^n W_i \text{sen} \alpha_i$$

Con  $r$  si indica il raggio dell'arco di circonferenza.

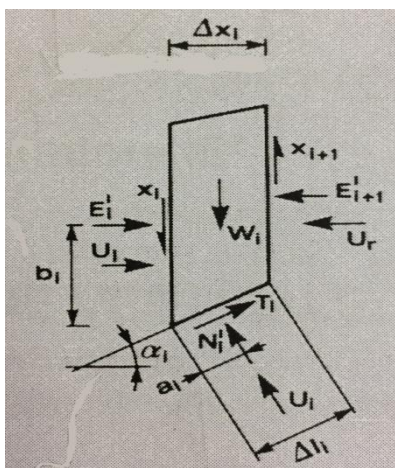


Figura 37 - Forze agenti sull' $i$ -esimo concio.

Con il metodo di Bishop alla fine si determina una fattore di sicurezza funzione di se stesso e si procederà perciò in maniera iterativa alla sua definizione.

#### 4.2.1.3. METODO DI JANBU (1956)

Janbu estese il metodo di Bishop a superfici di scorrimento di qualsiasi forma. Quando vengono trattate superfici di scorrimento di forma qualunque il braccio delle forze cambia, mentre nel caso delle superfici circolari resta costante e pari al raggio. Per tale motivo risulta più conveniente valutare l'equazione del momento

rispetto allo spigolo di ogni blocco. Alla fine si perviene anche in questo caso a definire un fattore di sicurezza che è funzione di se stesso e si procede dunque in maniera iterativa. Janbu inoltre propose un metodo per correggere il fattore di sicurezza così ottenuto introducendo il fattore moltiplicativo  $f_0$ , dove  $f_0$  è funzione della geometria del pendio e dei parametri geotecnici del terreno.

## **5. MODELLAZIONE ED ANALISI DI STABILITÀ ALL'EQUILIBRIO LIMITE DEL VERSANTE IN LOCALITÀ MASIERI**

L'analisi di stabilità all'equilibrio limite del versante in esame è stata eseguita utilizzando Slope 2010. Slope è un software di analisi numerica, sviluppato da GeoStru e molto utilizzato in geotecnica, che consente di effettuare analisi di stabilità di pendii in terreni sciolti o rocciosi con i metodi di analisi all'equilibrio limite (come nel caso in esame) e con il metodo agli elementi finiti. Come metodo di calcolo si è utilizzato quello di Janbu poiché tale metodo per l'analisi di stabilità dei versanti fornisce dei risultati abbastanza accurati e perché consente sia di effettuare l'analisi di stabilità per superfici di scivolamento di forma circolare, ma anche di effettuare l'analisi di stabilità imponendo superfici di forma qualunque. Le condizioni del pendio analizzate sono:

- a) Falda posta al piano campagna;
- b) Posizione della falda in condizioni ordinarie.

Come primo step del lavoro sono state generate in Slope le tre sezioni geologiche A – A', B – B' e C – C' (rispettivamente in Figura 29, Figura 30, Figura 31). Le sezioni geologiche, prima di proseguire con l'analisi di stabilità, sono state "specchiate" tramite apposito comando per esigenze legate al corretto funzionamento del software utilizzato.

In seguito si è proceduto con un'analisi di tipo parametrico per determinare i parametri geotecnici ottimali dell'argilla. Le caratteristiche geotecniche del pietrisco basaltico e del bedrock vulcanico non sono invece state modificate

poiché tali parametri influenzano poco la dinamica del movimento gravitativo in questione, ovvero instabilità superficiale che interessa la coltre argillosa di alterazione. L'analisi parametrica è stata eseguita imponendo la condizione più sfavorevole circa la stabilità del pendio, ovvero è stato imposto il livello della falda al piano campagna; come è facilmente ipotizzabile e secondo quanto si evince da relazioni geologico-tecniche pregresse e dalle testimonianze raccolte degli abitanti di via Masieri, tale configurazione ha un riscontro con la configurazione reale del pendio nel momento in cui l'area viene interessata da eventi piovosi abbastanza intensi da saturare la coltre argillosa di alterazione. In un primo momento le analisi di stabilità (Figura 38, Figura 39, Figura 40) sono state condotte utilizzando i parametri geotecnici dell'argilla ricavati dalla bibliografia (vedi Tabella 3).

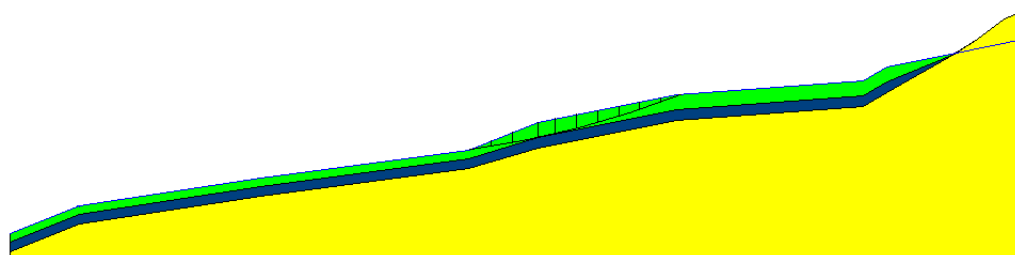


Figura 38 - Sezione A - A' specchiata con superficie a minore F.S. (F.S. = 0.81). Livello della falda posto al piano campagna.

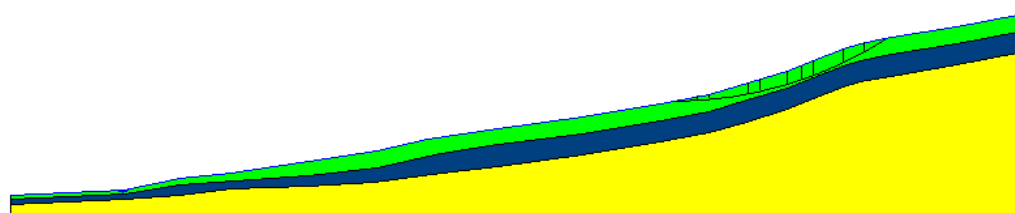


Figura 39 - Sezione B - B' specchiata con superficie a minore F.S. (F.S. = 0.80). Livello della falda posto al piano campagna.



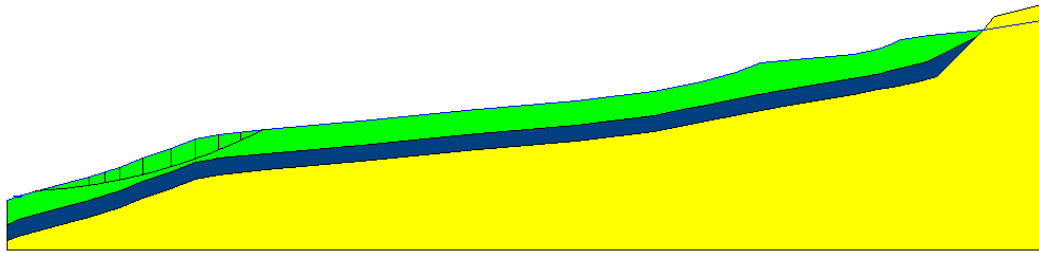


Figura 40 - Sezione C - C' specchiata con superficie a minore F.S. (F.S. = 0.77). Livello della falda posto al piano campagna.

Ciò che si ottiene sono delle superfici di debolezza la cui localizzazione è congruente con quella dei dissesti superficiali realmente accaduti; ma a tali superfici però vengono attribuiti fattori di sicurezza eccessivamente bassi (0.81, 0.80, 0.77) che non descrivono bene il comportamento reale della frana. Si sono perciò variati, sempre nella configurazione di pendio con falda al piano campagna, i parametri geotecnici dell'argilla in modo tale da ottenere, in corrispondenza della superficie di scorrimento più instabile di ogni sezione analizzata, un valore del fattore di sicurezza il più prossimo possibile all'unità. Fare ciò equivale a considerare che, quando la falda raggiunge il piano campagna, le superfici a fattore di sicurezza prossimo ad uno siano delle superfici di incipiente movimento e tale comportamento è congruo a quello realmente osservato nella frana esaminata.

Nel variare i parametri geotecnici dell'argilla si è tenuto conto del fatto che, per superfici di movimento poste a profondità non molto elevate (come nel caso in studio), le tensioni efficaci sono piuttosto basse ed in tali condizioni ad influenzare maggiormente il valore di resistenza al taglio del materiale è la coesione ( $c'$ ). Tale comportamento dei materiali coesivi si nota bene se si tiene in considerazione l'involuppo di rottura dei cerchi del Mohr (Figura 41).

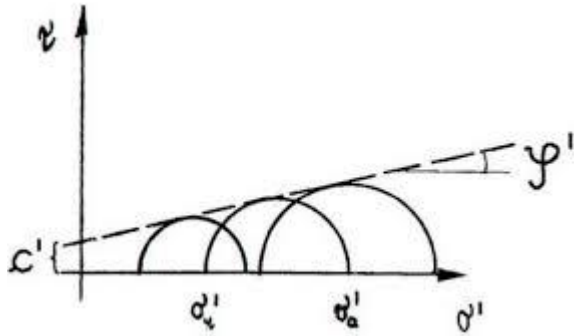


Figura 41 - Retta di involuppo dei cerchi del Mohr.

Dalla Figura 41 si deduce facilmente che nel caso di materiali coesivi (quindi  $c' \neq 0$ ), ipotizzando delle tensioni efficaci nulle, il valore della resistenza al taglio massima del materiale sarà dato esclusivamente dal valore della coesione e non sarà influenzato dal valore dall'angolo di attrito interno del materiale ( $\phi'$ ).

L'analisi parametrica ha permesso di definire i parametri geotecnici ottimali (Tabella 4) che forniscono un cinematismo della frana il più possibile coerente con le osservazioni in situ. Tali parametri risultano compatibili con i parametri geotecnici attendibili (da letteratura) per terreni simili.

Tabella 4 - Parametri geotecnici ottimali ottenuti tramite l'analisi parametrica.  $c'$ : coesione;  $\phi$ : Angolo di attrito;  $\gamma$ : Peso dell'unità di volume;  $\gamma_s$ : Peso dell'unità di volume saturo.

Strato	$c'$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\phi$ (°)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	Litologia
1	9	17	17.5	18	Argilla o argilla limosa molle con livelli e lenti di pietrisco basaltico alterato
2	0	30	19.5	20	Pietrisco basaltico
3	30000	45	22.5	24.5	Bedrock vulcanico

Le analisi di stabilità condotte utilizzando i parametri geotecnici ottenuti tramite l'analisi parametrica e ponendo il livello della falda al piano campagna, hanno fornito delle localizzazioni delle superfici con fattore di sicurezza minimo (Figura 42, Figura 43, Figura 44) coincidenti con quelle ottenute dalle analisi di stabilità condotte nella stessa condizione (ovvero con livello della falda al piano campagna) ma con i parametri geotecnici di partenza; tali localizzazioni, come detto in precedenza, risultano essere attinenti con la reale localizzazione dei dissesti superficiali avvenuti in località Masieri. In Tabella 5 vengono riportati i fattori di sicurezza ottenuti nei due casi e si può notare che, nel caso in cui sono stati utilizzati i parametri geotecnici ottenuti tramite analisi parametrica, alle superfici di debolezza individuate vengono associati fattori di sicurezza prossimi al valore unitario.

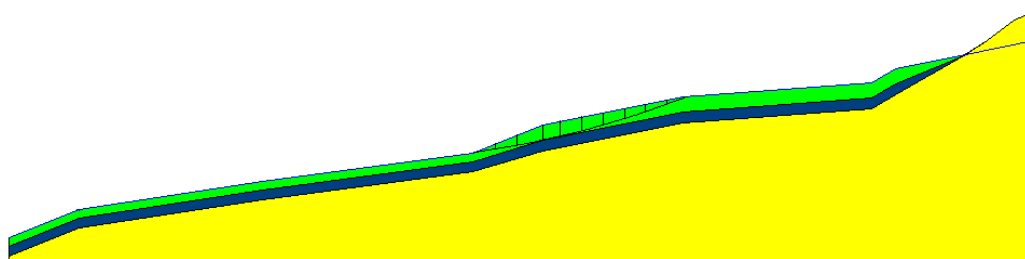


Figura 42 – Sezione A - A' specchiata con superficie a minore F.S. (F.S. = 0.98). Livello della falda posto al piano campagna.

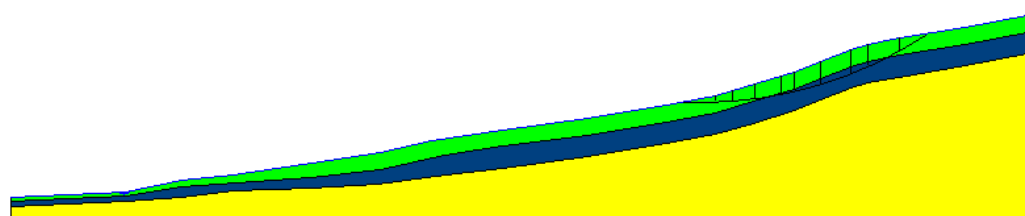


Figura 43 - Sezione B - B' specchiata con superficie a minore F.S. (F.S. = 1.03). Livello della falda posto al piano campagna.

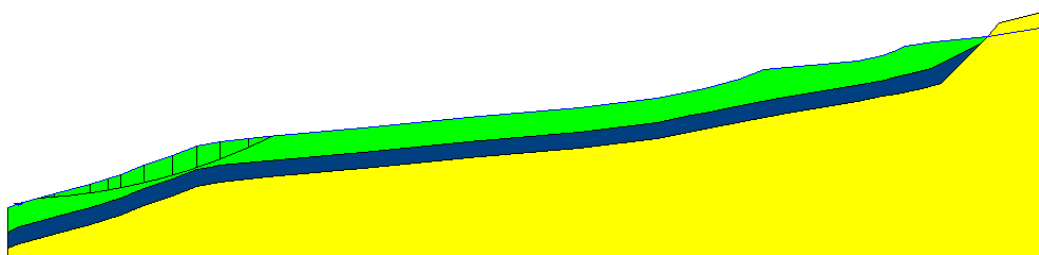


Figura 44 - Sezione C - C' specchiata con superficie a minore F.S. (F.S. = 0.97). Livello della falda posto al piano campagna.

Tabella 5 – Confronto tra i fattori di sicurezza minimi per ogni sezione ottenuti utilizzando i parametri geotecnici di partenza e quelli ottenuti dall'analisi parametrica.

Condizione generale del pendio: falda al piano campagna.	F.S. calcolato con i parametri geotecnici di partenza.	F.S. calcolato con i parametri geotecnici ottenuti tramite analisi parametrica.
Sezione A – A'	0.81	0.98
Sezione B – B'	0.80	1.03
Sezione C – C'	0.77	0.97

Una volta individuati i parametri geotecnici più appropriati da utilizzare nelle analisi di stabilità, il passo successivo è stato quello di generare in Slope 2010 il modello del pendio imponendo la soggiacenza ordinaria della falda. La profondità ordinaria della lama d'acqua nella zona di interesse è stata appresa attraverso le misure piezometriche effettuate tramite piezometri a tubo aperto installati all'interno dei fori dei sondaggi S1 ed S2 (vedi Capitolo 3, Paragrafo 3.1.). Nel piezometro posto all'interno del foro del sondaggio S1 la lama d'acqua è stata riscontrata a 3.5 m di profondità, mentre nel piezometro all'interno del foro del sondaggio S2 la lama d'acqua è stata riscontrata prossima al piano campagna. Per le sezioni A – A' e C – C' sono state svolte le analisi di stabilità all'equilibrio limite ponendo la soggiacenza ordinaria della falda (vedi Figura 45 e Figura 46).

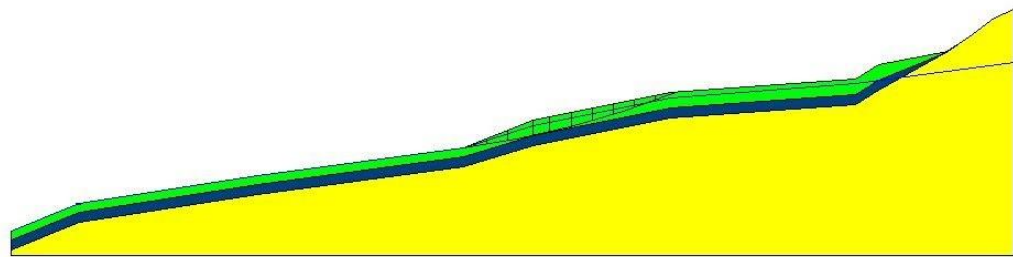


Figura 45 - Sezione A - A' specchiata con superficie a minore F.S. (F.S. = 1.33). Livello della falda posto alla profondità ordinaria

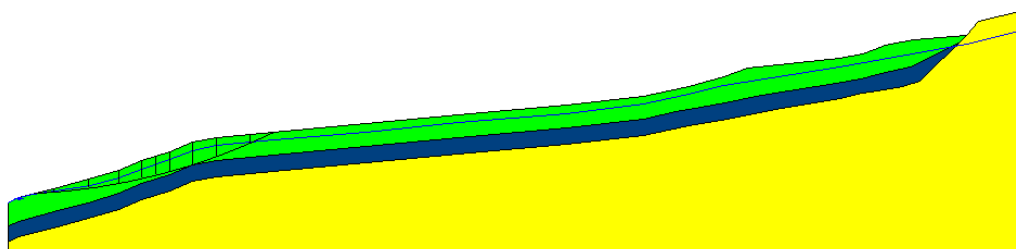


Figura 46 - Sezione C - C' specchiata con superficie a minore F.S. (F.S. = 1.40). Livello della falda posto alla profondità ordinaria.

Per quanto riguarda invece la sezione B – B', questa ricade all'interno dell'area di influenza del piezometro S2 quindi la condizione di ordinaria soggiacenza della falda coincide con la condizione del livello della falda posto al piano campagna (vedi Figura 43). In tale sezione del versante in frana si è quindi deciso di analizzare l'effetto di un'opera di abbattimento del livello della falda dal piano campagna a 3.5 m di profondità (Figura 47).

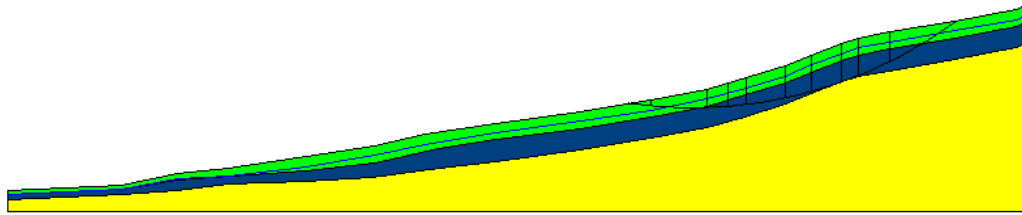


Figura 47 - Sezione B - B' specchiata con superficie a minore F.S. (F.S. = 1.54). Livello della falda posto a 3.5 m di profondità.

Da quanto elaborato si ottiene che, in condizioni di soggiacenza ordinaria della falda, il settore 1 dell'area in frana risulta essere stabile, in quanto le superfici di debolezza che ricadono all'interno di tale settore presentano fattori di sicurezza significativamente superiori ad uno e superiori alla soglia minima di 1.2 posta dalla Normativa Italiana nel caso di verifiche di stabilità condotte a posteriori, ovvero dopo che il fenomeno gravitativo si è verificato. Risulta inoltre verificata l'efficacia della trincea drenante realizzata lungo il settore 1 della frana, la quale mantiene il livello della falda a 3.5 m di profondità anche in caso di abbondanti precipitazioni piovose. Il settore 2 invece si trova attualmente in una fase di incipiente movimento e ciò corrisponde con quanto realmente osservato; tale settore però risulterebbe stabile qualora si intervenisse con un'opera di abbattimento della falda.

### **5.1. ANALISI DI STABILITÀ ALL'EQUILIBRIO LIMITE CON SUPERFICI DI SCIVOLAMENTO IMPOSTE**

Dalle evidenze morfologiche osservate nell'hillshade generato in ArcMap, da quanto si evince dall'analisi stereoscopica svolta, dallo studio dei lavori pregressi eseguiti sull'area e dai dati raccolti durante il rilevamento in campagna è plausibile che il settore 1 dell'area in frana, oltre ad essere interessato dai fenomeni di instabilità visti precedentemente che coinvolgono la coltre argillosa superficiale, sia stato interessato da un fenomeno di instabilità più profondo

(presumibilmente verificatosi al contatto tra il pietrisco basaltico ed il bedrock vulcanico) con cinematismo rototraslativo. Con lo scopo di cercare di determinare se tale cinematismo che ha interessato il settore 1 della frana è riverificabile considerando le attuali condizioni del versante, si sono svolte, lungo la sezione C – C' (ovvero la sezione che interessa il settore 1 del versante instabile; Figura 31), delle analisi di stabilità all'equilibrio limite utilizzando il metodo di Janbu. Tale metodo permette di imporre le probabili superfici di scivolamento per le quali si vogliono ricavare i fattori di sicurezza; il livello della falda è stato imposto al piano campagna perché tale configurazione si è visto essere quella per la quale il versante si trova in condizioni di maggiore instabilità. In questa fase del lavoro, per le analisi di stabilità all'equilibrio limite sono stati utilizzati i parametri geotecnici dei materiali ricavati in seguito all'analisi parametrica (vedi Tabella 4), che sono risultati essere quelli che meglio descrivono l'attuale comportamento del versante instabile. La profondità delle superfici di rottura è stata posta al contatto tra il pietrisco basaltico ed il bedrock basaltico, ovvero al contatto tra due materiali con caratteristiche geotecniche molto differenti; il coronamento di tali superfici è stato individuato in concomitanza della scarpata principale per la superficie di rottura principale, e delle due scarpate secondarie per le due superfici di rottura secondarie. Il piede delle superfici di rottura è stato individuato per via di una zona in lieve contropendenza rilevata in campagna. Una volta tracciate le probabili superfici di rottura sono stati calcolati i fattori di sicurezza per la superficie di rottura principale (vedi Figura 48) e per le superfici di rottura secondarie (vedi Figura 49 e Figura 50).

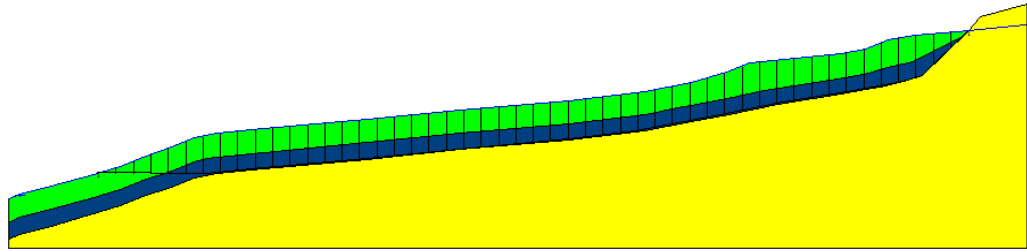


Figura 48 – Superficie di rottura principale imposta. Falda al piano campagna. F.S. = 2.15.

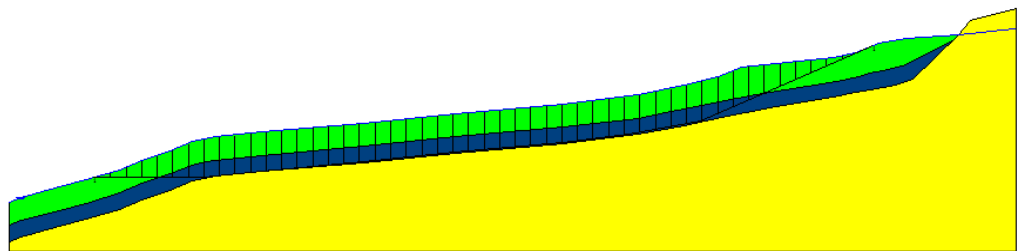


Figura 49 – Superficie di rottura secondaria imposta. Falda al piano campagna. F.S. = 2.34.

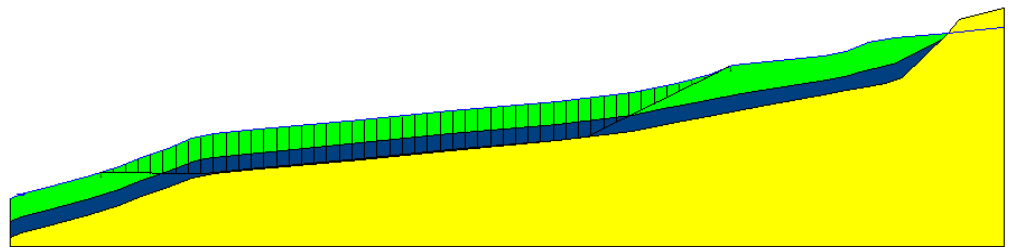


Figura 50 – Superficie di rottura secondaria imposta. Falda al piano campagna. F.S. = 2.58.

Dai valori dei fattori di sicurezza ottenuti si evince come attualmente, anche nel caso più sfavorevole circa la stabilità del pendio (falda al piano campagna), non siano verificabili movimenti lungo la superficie di rottura principale e lungo le due superfici di rottura secondarie. È presumibile quindi che il movimento rototraslativo che ha interessato il settore 1 dell'area in frana si sia sviluppato in



condizioni geomorfologiche e climatiche differenti da quelle che attualmente riguardano il pendio instabile in località Masieri.



## CONCLUSIONI

I dissesti franosi che riguardano il versante collinare in località Masieri coinvolgono i depositi argillosi superficiali prodotti dall'alterazione del substrato basaltico. A partire da considerazioni a carattere geomorfologico, grazie anche ai dati raccolti dall'attività di rilevamento in campagna, e dalla disamina del materiale riguardante il versante esaminato raccolto presso gli uffici del comune di Trissino e presso gli abitanti della zona, è stato possibile delimitare correttamente l'area in frana ed elaborare un modello geologico-tecnico attendibile. Al fine di poter comprendere quali siano le condizioni limite per la stabilità del versante in località Masieri, lungo tre sezioni dell'area in frana, A – A', B – B' e C – C' (Figura 29, Figura 30, Figura 31), sono state eseguite delle analisi di stabilità con il metodo all'equilibrio limite di Janbu. Le verifiche di stabilità sono inizialmente state svolte ponendo il livello della falda al piano campagna ed utilizzando parametri geotecnici dei materiali ottenuti da relazioni geologico-tecniche pregresse riguardanti l'area in esame e da dati di letteratura.

Le verifiche di stabilità all'equilibrio limite hanno permesso di:

- effettuare una analisi di tipo parametrico in modo tale da attribuire ai materiali i parametri geotecnici ottimali che meglio descrivono il reale comportamento del fenomeno franoso;
- individuare le zone del versante in frana più soggette al verificarsi di un fenomeno di instabilità futuro;
- individuare quali sono le condizioni di innesco dei dissesti nel caso del versante in studio.

A partire da quanto ottenuto dalle verifiche di stabilità e dalla corrispondenza ricavata tra le date in cui si è verificato un fenomeno di instabilità e le altezze di precipitazione piovosa, registrate dalle stazioni pluviometriche di Trissino e di Chiampo, è possibile affermare che il versante in località Masieri manifesta segni di instabilità al verificarsi di intense precipitazioni piovose che innalzano il livello della falda in prossimità del piano campagna. Inoltre emerge che la trincea

drenante, che interessa il settore 1 dell'area in frana e che mantiene il livello della falda ad una profondità di 3.5 m anche nel caso in cui si verificano intense precipitazioni piovose, risulta essere un'efficace intervento di stabilizzazione. Per quanto riguarda il settore 2, invece, l'analisi di stabilità all'equilibrio limite e il rilevamento geomorfologico svolto in campagna permettono di dedurre che tale settore risulta essere attualmente interessato da fenomeni di instabilità superficiali, e l'analisi di stabilità eseguita ha dimostrato come una trincea drenante, che abbatta la falda a 3.5 m di profondità, possa essere un intervento utile a stabilizzarlo.

In ultima analisi le verifiche di stabilità all'equilibrio limite riguardanti il settore 1 ed eseguite sulle presumibili superfici di rottura che hanno generato un'instabilità gravitativa con cinematiso rototraslativo, suggeriscono che tale fenomeno di instabilità non sia verificabile nelle attuali condizioni geomorfologiche e climatiche del versante. È dunque presumibile che si tratti di un fenomeno di instabilità molto antico del quale, infatti, esistono soltanto evidenze geomorfologiche ma non se ne ha memoria storica. L'esecuzione di misure inclinometriche sul settore 1 del versante potrebbero costituire un'opera di monitoraggio per movimenti profondi utile a confermare quanto ricavato.

## **BIBLIOGRAFIA**

AGIP (1984) Aeromagnetic map of Italy and surrounding seas. Boll. Geofis. Teor. Appl., 26-152.

Allegato A alla Dgr n. 1712 del 12 giugno 2007 “Parere sulla proposta di aggiornamento e di conferma delle aree di pericolosità geologica in località Schenati e Masieri in comune di Trissino (VI)”.

Antonelli, R., Barbieri, G., Dal Prà, A., De Zanche, V., Grandesso, P., Mietto, P., Sedeà, R., and Zanferrari, A. (1990) Carta geologica del Veneto, una storia di cinquecento milioni di anni, scala 1:250,000. Regione del Veneto, 31, S.E.L.C.A., Firenze.

Autorità di bacino dei fiumi Isonzo, Tagliamento, Piave e Brenta-Bacchiglione (2007) Progetto di Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico dei bacini idrografici dei fiumi Isonzo, Tagliamento, Piave e Brenta-Bacchiglione - Legge n. 267/98 e Legge n. 365/00.

Autorità di bacino dei fiumi Isonzo, Tagliamento, Piave e Brenta-Bacchiglione (2012) Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico dei bacini idrografici dei fiumi Isonzo, Tagliamento, Piave e Brenta-Bacchiglione – Relazione Generale.

Barbieri, G., De Zanche, V., and Sedeà, R. (1991) Vulcanismo paleogenico ed evoluzione del semigraben Alpone-Agno (Monti Lessini). Rend. Soc. Geol. Ital., 14, 5-12.

Buwal (1998) Amt für Raumplanung Graubünden. Ufficio Cantonale di Pianificazione. Grundlage zur FAN-Tagung vom 13-16 October 1998 in Ittingen, 15.

Canuti, P., Casagli, N. (1994) Considerazioni sulla valutazione del rischio di frana. In: Convegno "Fenomeni franosi e centri abitati", Bologna, 27 Maggio 1994, vol. Atti del Convegno "Fenomeni franosi e centri abitati", 1-57.

Canuti, P., Casagli, N. (1996) Previsione e prevenzione del rischio di frana. In: Ferrara, 10-14 Aprile 1996, vol. Atti del Convegno Protezione Civile, PROCIV, 1-8.

Carta Geologica d'Italia (Foglio n° 49 Verona).

Coussot, P., Meunier, M. (1996) Recognition, classification and mechanical description of debrisflows. *Earth-Science Reviews*, 40, 209-227.

Crozier, M. J., and Glade, T. (2005) *Landslide Hazard and risk: Issues, Concepts, and approach*.

Cruden, D. M. (1991) A simple definition of a landslide. *IAEG Bull.*, 43, 27-29.

Cruden, D.M., and Varnes, D.J. (1996) *Landslides Types and Processes*. Special Report, Transportation Research Board, National Academy of Sciences, 247, 36-75.

D.P.C.M. 29-9-1998 Atto di indirizzo e coordinamento per l'individuazione dei criteri relativi agli adempimenti di cui all'art. 1, commi 1 e 2, del D.L. 11 giugno 1998, n. 180.

Darteni, F. (2007) Indagine geologico – geotecnica per la valutazione di edificabilità di un'area in località Masieri presso il comune di Trissino classificata come P3-pessima nella carta della pericolosità e del rischio.

Decreto ministero dei lavori pubblici dell' 11 Marzo 1988: “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”.

Floris, M. and Scotton, P. (2015) *Dispense del corso di Geologia Tecnica e Progettazione Geologico-tecnica*.

Guzzetti, F. (2008) *The Rainfall Intensity-Duration Control of Shallow Landslides and Debris Flows: an update*. 3-17.

ISPRA Dipartimento Difesa del Suolo Servizio Geologico d'Italia. Regione Veneto (2007) Progetto IFFI (Inventario dei Fenomeni Franosi in Italia).

Köppen, W. (1936) Das geographische System der Klimate. In: Köppen W, Geiger R (eds) Handbuch der Klimatologie. Gebrüder Borntraeger, Berlin, 1–44.

Köppen, W., and Wladimir (1918) Klassifikation der Klimate nach Temperatur, Niederschlag and Jahreslauf. Petermanns Geographische Mitteilungen, 64, pp. 193–203, 243–248.

Muromachi, T., and Kobayashi, S. (1982) Comparative study of static and dynamic penetration tests currently in use in Japan. ESOPT-2, Amsterdam, Balkema, 297-302.

Portale Cartografico della Regione Veneto (Regione Veneto, <http://www.regione.veneto.it>).

Takahashi, T. (2007) Debris flow, Mechanics, Prediction and Countermeasures. Ed. Taylor & Francis.

USGS (2004) Landslide Types and Processes.

Varnes, D. J., IAEG (1984) Landslide Hazard Zonation - a review of principles and practice. Commission on Landslides. Paris, UNESCO, 60.

Varnes, D.J. (1978) Slope movements, type and processes. Schuster R.L., Krizek R.J., eds., Landslides analysis and control. Transportation and Road Research Board, National Academy of Sciences, Washington D.C., Special Report, 76, 11-33.

Vaunant, J., Leroueil, S., and Faure, R.M. (1994) Slope movements: a geotechnical prospective. 7<sup>th</sup> International IAEG Congress, Lisbon vol.3, 1637-1646.

Zampieri, D. (1995) Tertiary extension in the southern Trento Platform, Southern Alps, Italy. Tectonics, 14, 645–657.

Zampieri, D. (2000) Segmentation and linkage of the Lessini Mountains normal faults, Southern Alps, Italy. *Tectonophysics*, 319, 19-31.



## ***RINGRAZIAMENTI***

Ringrazio il mio relatore, il Dott. Mario Floris, per le preziose indicazioni fornitemi durante tutti questi mesi, per la sua professionalità, per la disponibilità e per il sostegno.

Ringrazio inoltre i miei correlatori, la Dott.ssa Giulia Bossi ed il Dott. Alessandro Pasuto per l'enorme aiuto datomi e per la loro assidua presenza durante questo percorso.

Sentiti ringraziamenti vanno all'Assessore alla Cultura e Istruzione del comune di Trissino Maria Antonietta Cattani, a Giovanna Gaiarsa dell'Ufficio Lavori Pubblici del comune di Trissino ed al signor Massimo Peruffo per l'interesse e la disponibilità dimostrati.

Desidero rivolgere i miei ringraziamenti alla mia famiglia che, anche se da me lontana, mi ha sempre fatto sentire la sua vicinanza.

Un ringraziamento va alla mia fidanzata, mia compagna di viaggio sempre pronta a sostenermi incommensurabilmente ed incondizionatamente in ogni momento di difficoltà attraversato.

Grazie.

**APPENDICE 1 – Documentazione fotografica ricavata dal rilevamento in  
campagna svolto**



Foto 1 – Affioramento del bedrock basaltico lungo la scarpata principale.



Foto 2 – Scarpata secondaria rilevata a 250 m s.l.m.



Foto 3 – Scarpata secondaria rilevata a 240 m s.l.m.



Foto 4 – Area in contropendenza rilevata all'interno del settore 1.



Foto 5 – Apertura tra due abitazioni rilevata nel settore 1 risalente all'evento del Febbraio 2014.



Foto 6 – Deformazione verso valle dei filari di viti in Masieri di Sopra (settore 1).



Foto 7 – Deformazione del tronco di un albero legata a fenomeni di instabilità superficiale.





Foto 8 – Fenomeni gravitativi superficiali rilevati nel settore 2 del versante instabile.

**APPENDICE 2 – Documentazione fotografica disponibile dei sondaggi geognostici S1 ed S2**

**Sondaggio S1**



Foto 9 – Sondaggio S1 dal piano campagna a - 11 m. Ubicazione in Figura 26.

## Sondaggio S2



Foto 10 - Sondaggio S2 dal piano campagna a – 5 m. Ubicazione in Figura 26.



Foto 11 – Dettaglio del pietrisco basaltico in matrice tufacea debolmente alterata presente da - 6 m a - 13.5 m. Ubicazione in Figura 26.

## APPENDICE 3 – Risultati delle prove penetrometriche dinamiche

### DPM1

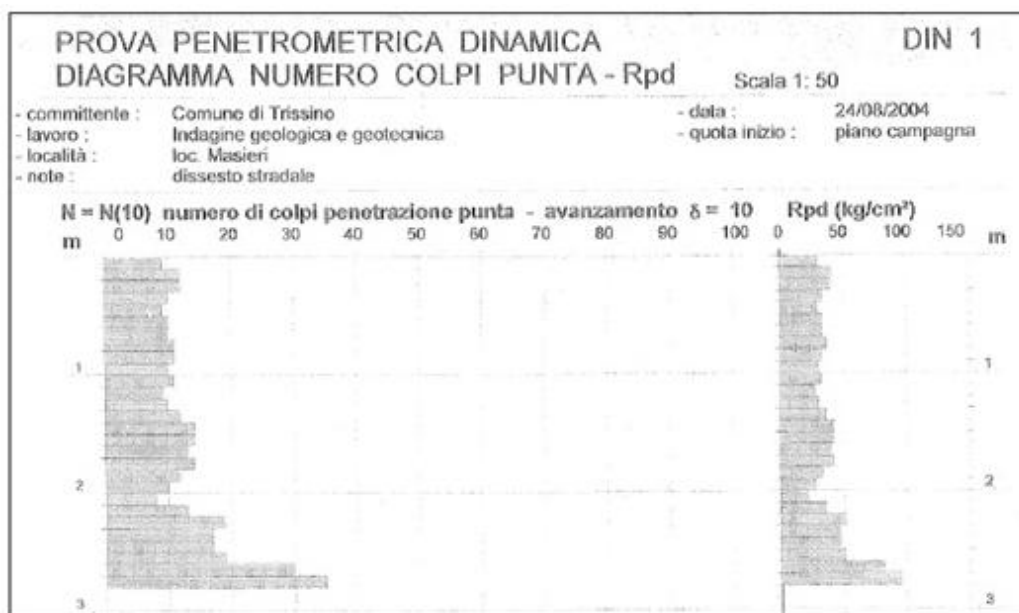


Figura 51 – Diagramma del numero di colpi per l'avanzamento della punta lungo l'intero tratto e diagramma dei valori di resistenza dinamica alla punta ottenuti dalla DPM1. Ubicazione in Figura 27.

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA  
TABELLE VALORI DI RESISTENZA

DIN 1

- committente : Comune di Trissino  
- lavoro : Indagine geologica e geotecnica  
- località : loc. Masieri  
- note : dissesto stradale

- data : 24/08/2004  
- quota inizio : piano campagna

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm <sup>2</sup> )	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm <sup>2</sup> )	asta
0.00 - 0.10	9	30.0	1	1.40 - 1.50	14	42.0	2
0.10 - 0.20	12	40.0	1	1.50 - 1.60	14	42.0	2
0.20 - 0.30	12	40.0	1	1.60 - 1.70	13	39.0	2
0.30 - 0.40	10	33.3	1	1.70 - 1.80	14	42.0	2
0.40 - 0.50	9	30.0	1	1.80 - 1.90	12	32.7	3
0.50 - 0.60	10	33.3	1	1.90 - 2.00	10	27.3	3
0.60 - 0.70	10	33.3	1	2.00 - 2.10	8	21.8	3
0.70 - 0.80	11	36.7	1	2.10 - 2.20	13	35.5	3
0.80 - 0.90	11	33.0	2	2.20 - 2.30	19	51.8	3
0.90 - 1.00	10	30.0	2	2.30 - 2.40	17	46.4	3
1.00 - 1.10	11	33.0	2	2.40 - 2.50	17	46.4	3
1.10 - 1.20	9	27.0	2	2.50 - 2.60	19	51.8	3
1.20 - 1.30	10	30.0	2	2.60 - 2.70	30	81.8	3
1.30 - 1.40	12	36.0	2	2.70 - 2.80	35	95.5	3

Figura 52 – Tabella con numero di colpi per l'avanzamento della punta lungo l'intero tratto e valori di resistenza dinamica alla punta ottenuta dalla DPM1. Ubicazione in Figura 27.

## DPM2

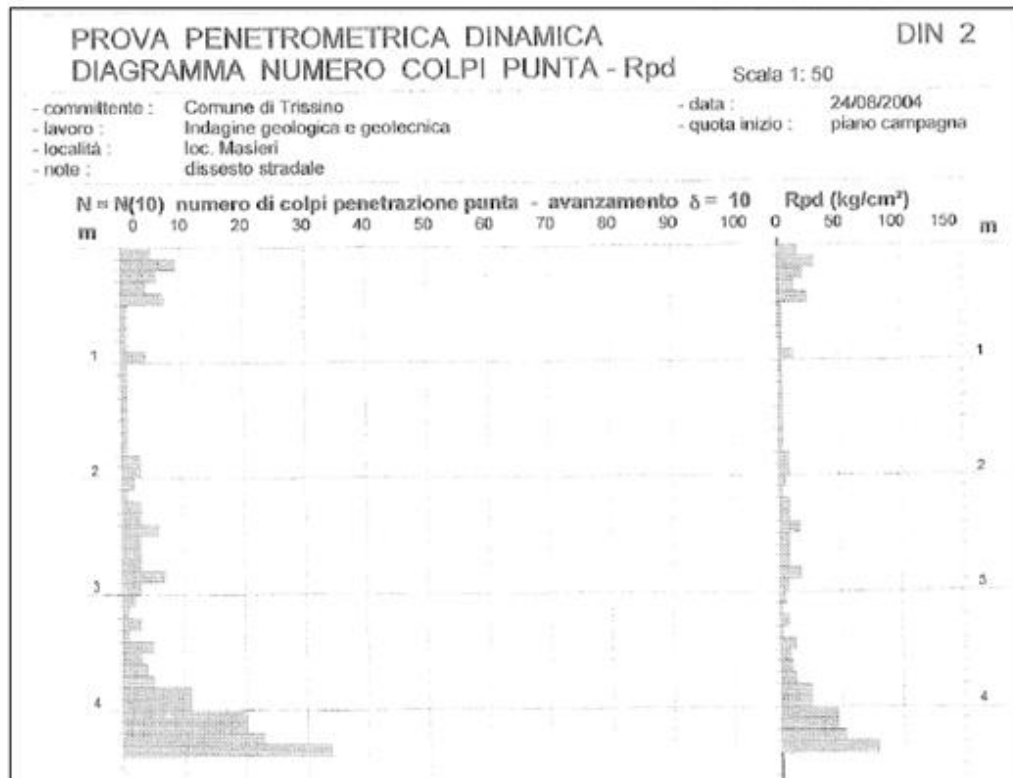


Figura 53 - Diagramma del numero di colpi per l'avanzamento della punta lungo l'intero tratto e diagramma dei valori di resistenza dinamica alla punta ottenuti dalla DPM2. Ubicazione in Figura 27.

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA				DIN 2			
TABELLE VALORI DI RESISTENZA							
- committente :		Comune di Trissino		- data :		24/08/2004	
- lavoro :		Indagine geologica e geotecnica		- quota inizio :		piano campagna	
- località :		loc. Masieri					
- note :		dissesto stradale					
Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm <sup>2</sup> )	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm <sup>2</sup> )	asta
0.00 - 0.10	5	16.7	1	2.20 - 2.30	3	8.2	3
0.10 - 0.20	9	30.0	1	2.30 - 2.40	3	8.2	3
0.20 - 0.30	6	20.0	1	2.40 - 2.50	6	16.4	3
0.30 - 0.40	4	13.3	1	2.50 - 2.60	3	8.2	3
0.40 - 0.50	7	23.3	1	2.60 - 2.70	3	8.2	3
0.50 - 0.60	1	3.3	1	2.70 - 2.80	3	8.2	3
0.60 - 0.70	1	3.3	1	2.80 - 2.90	7	17.5	4
0.70 - 0.80	1	3.3	1	2.90 - 3.00	3	7.5	4
0.80 - 0.90	1	3.0	2	3.00 - 3.10	2	5.0	4
0.90 - 1.00	4	12.0	2	3.10 - 3.20	1	2.5	4
1.00 - 1.10	1	3.0	2	3.20 - 3.30	3	7.5	4
1.10 - 1.20	1	3.0	2	3.30 - 3.40	1	2.5	4
1.20 - 1.30	1	3.0	2	3.40 - 3.50	5	12.5	4
1.30 - 1.40	1	3.0	2	3.50 - 3.60	3	7.5	4
1.40 - 1.50	1	3.0	2	3.60 - 3.70	4	10.0	4
1.50 - 1.60	1	3.0	2	3.70 - 3.80	5	12.5	4
1.60 - 1.70	1	3.0	2	3.80 - 3.90	11	25.4	5
1.70 - 1.80	1	3.0	2	3.90 - 4.00	11	25.4	5
1.80 - 1.90	3	8.2	3	4.00 - 4.10	20	46.2	5
1.90 - 2.00	3	8.2	3	4.10 - 4.20	20	46.2	5
2.00 - 2.10	2	5.5	3	4.20 - 4.30	23	53.1	5
2.10 - 2.20	1	2.7	3	4.30 - 4.40	34	78.5	5

Figura 54 - Tabella con numero di colpi per l'avanzamento della punta lungo l'intero tratto e valori di resistenza dinamica alla punta ottenuta dalla DPM2. Ubicazione in Figura 27.

## DPSH

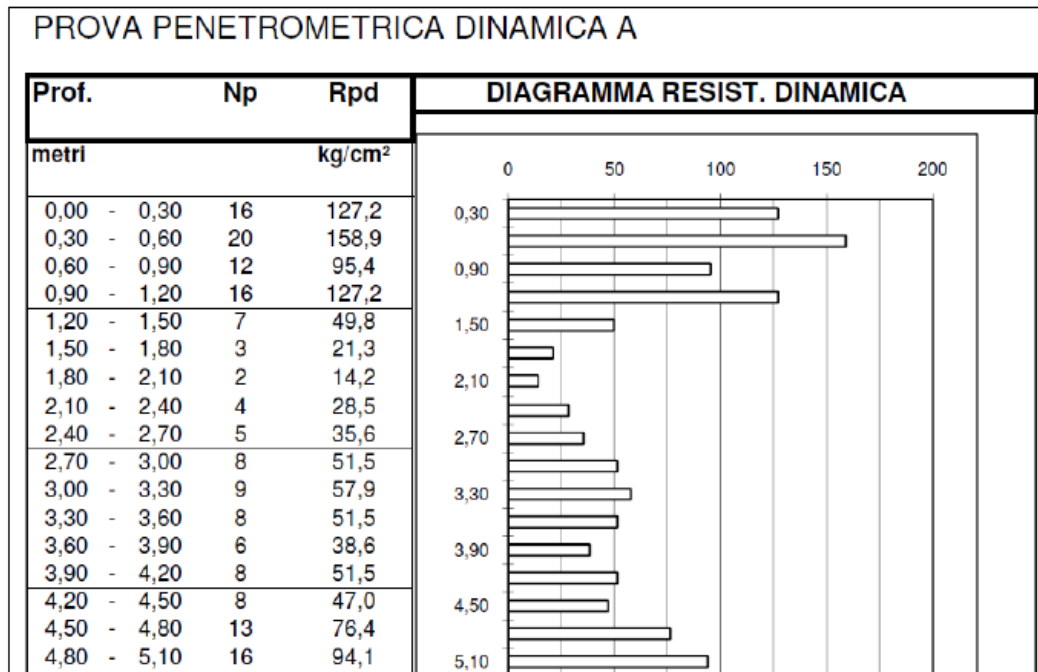


Figura 55 – Risultati della DPSH. Ubicazione in Figura 27.