



POLITECNICO DI TORINO
I FACOLTA' DI INGEGNERIA

· TESI DI LAUREA MAGISTRALE IN INGEGNERIA EDILE ·

ANALISI DI STABILITA' E PROPOSTA DI INTERVENTO
DELLA FRANA ATTIVA SULLA S.P.78 LOC. BORACCA,
RONCO E MACHETTO IN CIVIASCO (VC)

Valerio Rinaldo 

Relatrice: *Prof.ssa Ing. Monica Barbero*



Relatore esterno: *Dott. Geol. Giovanni Cavagnino*

Ottobre 2017

Indice

Introduzione	4
1. I movimenti franosi.....	5
1.0.1 Deformazioni gravitative profonde di versante (DGPV).....	11
1.1. Le frane superficiali	12
1.2. Problematiche delle frane superficiali.....	15
1.2.1. Precipitazioni	16
2. Indagini in sito	19
2.1. Perforazioni di sondaggio	20
2.1.1. Campionamento	22
2.2. Prove penetrometriche	23
2.2.1. Prova penetrometrica dinamica (SPT).....	23
2.3. Prove sismiche.....	27
3. Monitoraggio di frane per scivolamento: alcuni strumenti	29
3.1. Piezometri.....	29
3.2. Inclinometri	33
4. Il caso studio: La frana di Civiasco	35
4.1. Ricostruzione storica dei fenomeni di instabilità	39
4.2. Inquadramento geologico e strutturale dell'area	43
4.3. Situazione geologica e geomorfologica locale	46
4.3.1. Geologia.....	46
4.3.2. Geomorfologia e idrogeologia.....	48
4.4. Indagini e monitoraggi.....	49
4.4.1. SISMICA a RIFRAZIONE	49
4.4.2. PROVA SISMICA Vs30 con Metodologia MASW	51
4.5. Rapporto Vp/Vs secondo Keceli (2012).....	55
4.5.1. Analisi dei dati delle prove sismiche.....	57
4.6. Monitoraggio ARPA Piemonte.....	59
4.6.1. Dati metereologici	59
4.6.2. Dati inclinometrici	62
4.6.3. Sondaggio S1.....	65



4.6.4. SIFraP	69
5. Analisi di stabilità.....	72
5.1. Individuazione della sezione da indagare.....	72
5.2. Stratigrafia e parametri del terreno	75
5.3. Verifica di stabilità globale	79
5.3.1. Back Analysis	83
5.3.2. Condizioni ordinarie	97
5.3.3. Condizioni ordinarie limite	109
6. Proposta di intervento.....	115
6.1. Muro di sostegno a mensola	116
6.1.1. Predimensionamento	119
6.1.2. Verifiche esterne	120
6.1.3. Verifiche strutturali	127
6.1.4. Tirante di ancoraggio.....	144
6.1.5. Verifica di stabilità globale del muro di sostegno	149
6.2. Sistema di drenaggio	152
6.2.1. Cenni teorici e metodologici.....	152
6.2.2. Dimensionamento sistema di drenaggio.....	157
6.3. Verifica di stabilità globale	160
7. Conclusioni	166
Allegati.....	168
Tavole	168
Bibliografia.....	169
Sitografia.....	170
Indice delle figure	171
Indice delle tabelle	175
Ringraziamenti.....	176

Introduzione

La presente tesi è dedicata allo studio della frana verificatasi a Civiasco (VC) lungo la S.P. 78, in seguito alle abbondanti ed intense piogge cadute tra il 14 e il 15 novembre 2014. Il dissesto si trova circa 1km fuori dall'abitato ed ha interessato la strada principale che collega il paese con Arola (VB).

Dopo una parte generale dove vengono descritte le varie tipologie di frane, come indagarle e con quali tecniche, con l'elaborato seguente si andrà ad analizzare nel dettaglio ciò che è avvenuto così come le cause che lo hanno generato. Si riporta dunque una descrizione delle indagini effettuate così come i risultati forniti dalle stesse. Da queste fasi se ne ricava il profilo stratigrafico ed i parametri del terreno di ciascuno strato; si distinguono cinque strati di terreno e la presenza di falda a -5,16m sotto il piano campagna.

Successivamente vengono svolte le analisi a ritroso (Back Analysis), per poter verificare che quanto ipotizzato in termini di parametri del terreno e quota di falda sia corretto. Tale analisi consiste nel fissare tutti i parametri in modo tale da ottenere uno scenario di collasso uguale a quello realmente avvenuto. Le analisi a ritroso svolte sono state due: la prima consiste nell'innalzare il livello della falda fino al raggiungimento del collasso, mentre la seconda non altera il livello di falda ma opera una saturazione dall'alto del terreno per strati di spessore sempre maggiore fino alla mobilitazione del dissesto. I risultati della due Back Analysis sono in accordo tra loro ed hanno confermato quanto ipotizzato in precedenza in termini di parametri del terreno. Inoltre per avere una ulteriore conferma della bontà dei valori assunti, sono state fatte le analisi in condizioni ordinarie, ossia con falda a -5,16m e in assenza di falda; come ci si poteva aspettare il versante è risultato stabile.

Individuati i parametri cercati viene studiata una proposta di intervento per il ripristino della viabilità e per la messa in sicurezza del versante che, come emerso dalle analisi di stabilità, potrebbe nuovamente dare luogo a cedimenti in seguito a nuovi eventi piovosi intensi. L'intervento prevede la realizzazione di un muro di sostegno a mensola dotato di tiranti di ancoraggio, abbinato ad un sistema di drenaggio costituito da un doppio livello di microdreni sub-orizzontali. Si è reso necessario l'abbinamento di due interventi in quanto il muro serve per ripristinare la viabilità, ma non sarebbe in grado di garantire la stabilità nel caso in cui si ripresenti una saturazione del terreno fino al P.C.; per risolvere questo problema si realizza il sistema di drenaggio che ha lo scopo di evitare un aumento delle pressioni idrauliche e la perdita della resistenza del terreno.

Infine si esegue una nuova analisi di stabilità per verificare che le nuove opere progettate garantiscano la stabilità del pendio. Questa verifica è analoga a quelle eseguite in precedenza, con le differenze che le opere antropiche sono quelle progettate e non quelle originarie, che i parametri del terreno vengono corretti con i coefficienti da normativa e che la falda viene fissata in corrispondenza del piano campagna ad eccezione della zona drenata dove viene fatta passare al di sotto della stessa.

1. I movimenti franosi

Il movimento di versante, o semplicemente frana, è il movimento di una massa di roccia, detrito o terra lungo un pendio.

La definizione di frana può essere affinata specificando aspetti peculiari del movimento (per esempio, tipologia, volume, velocità).

Le condizioni di stabilità di un pendio possono essere molteplici e variabili nel tempo. Si distinguono:

- **Paleofrane**, verificatesi in condizioni climatiche e morfoevolutive diverse da quelle attuali, il cui movimento non può ripetersi con le stesse caratteristiche nelle attuali condizioni climatiche, anche se anomale;
- **Frane quiescenti**, mobilitate in condizioni simili a quelle attuali, ma attualmente in apparente stato di stabilità, anche se il movimento può verificarsi a causa di eventi climatici anomali;
- **Frane temute** che, anche se attualmente stabili, sono dotate di un margine di sicurezza ridotto che nel futuro potrebbe annullarsi, a causa di normali variazioni delle condizioni ambientali;
- **Aree di frane o frane in atto**, nelle quali si sono già verificati o sono in corso movimenti significativi. Non sono delle vere e proprie frane ma c'è un progressivo movimento.

Il movimento di versante può essere suddiviso in quattro fasi:

1. Fase di **pre-instabilità** (innesco): include tutti i processi che conducono all'instabilità (deformazioni dovute a variazioni tensionali, deformazioni nel tempo, rottura progressiva);
2. Fase di **inizio dell'instabilità**: in cui si definisce la condizione strutturale che consente il movimento del volume di terra o roccia (es: la superficie di scivolamento si estende attraverso il versante definendo una massa di volume instabile);
3. Fase di **evoluzione del cinematismo**, a partire dall'inizio del movimento fino al suo arresto (può comprendere uno o più cinematismi in successione);
4. **Eventuale** fase di **riattivazione**, quando una massa di terreno o roccia si muove lungo superfici pre-esistenti. (*Barbero, 2016*).

La fase di evoluzione del cinematismo può essere vista come un processo di redistribuzione energetica. Al momento dell'inizio dell'instabilità l'energia potenziale disponibile (E_p) viene ridistribuita principalmente in: dissipazione per attrito (E_f), rottura e disgregazione del materiale instabile (E_D), energia cinetica (E_k). In ogni fase durante l'evoluzione dell'instabilità, vale:

$$\Delta E_p + \Delta E_f + \Delta E_D + \Delta E_k = 0^1$$

¹ Equazione di bilancio energetico di un processo franoso, dove l'energia potenziale si trasforma in energia dissipata per attrito, rottura ed energia cinetica.

Classificazione delle frane

La classificazione di Varnes è accettata a livello internazionale come riferimento per i movimenti di versante.

Fondamentale è la terminologia che deve essere uniformata a livello internazionale. Il Gruppo di Lavoro per l'inventario Mondiale delle Frane (Working Party on World Landslide Inventory) ha definito delle terminologie da utilizzare universalmente riportate in *Figura 1*.

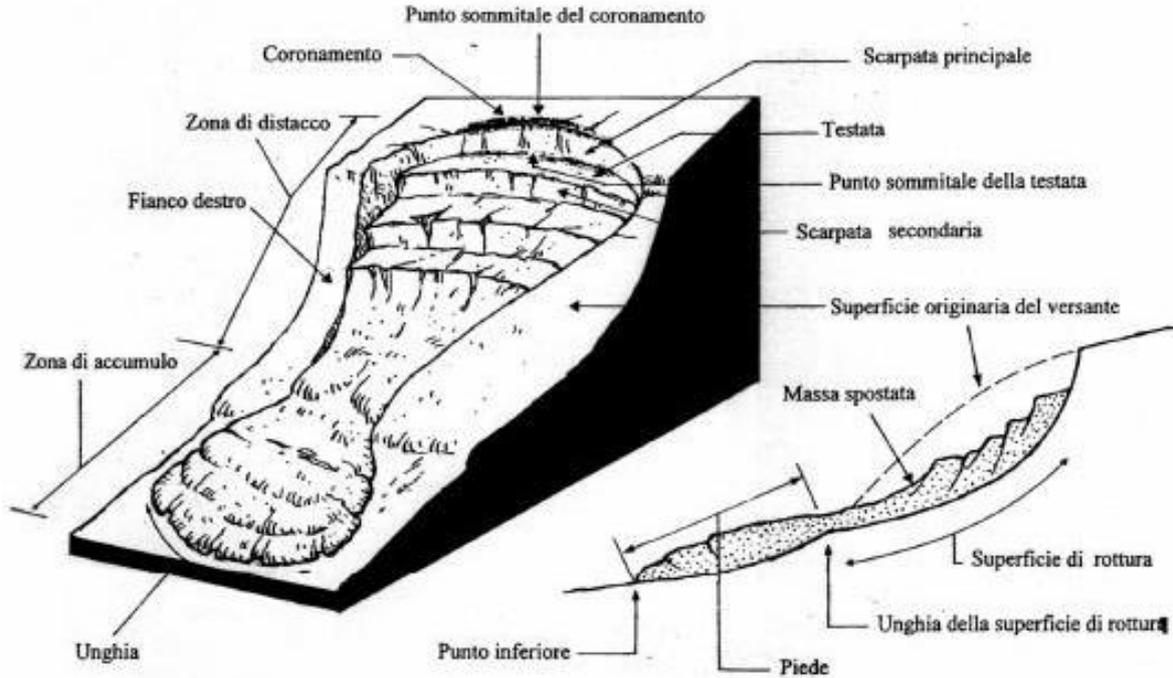


Figura 1. Terminologia internazionale delle frane (Barbero, 2016)

La prima proposta di classificazione delle frane risale al 1958; nel 1978 ci fu una seconda proposta, mentre l'ultimo aggiornamento, proposto da David Cruden, è del 1996. Tale aggiornamento si basa su due elementi fondamentali: tipo di movimento e tipo di materiale² (Tabella 1).

Tabella 1. Classificazione delle frane in base al tipo di movimento e al tipo di materiale (Barbero, 2016)

Tipo di movimento	Tipo di materiale		
	Substrato	Terreni prevalentemente grossolani	Terreni prevalentemente fini
Crollo (Fall)	Crollo di roccia (Rock fall)	Crollo di detrito (Debris fall)	Crollo di terra (Earth fall)
Ribaltamento (Toppling)	Ribaltamento di roccia (Rock topple)	Ribaltamento di detrito (Debris topple)	Ribaltamento di terra (Earth topple)
Scorrimento (Slide)	Scorrimento di roccia (Rock slide)	Scorrimento di detrito (Debris slide)	Scorrimento di terra (Earth slide)

² Per una classificazione più rigorosa bisognerebbe basarsi su un terzo elemento: la velocità di movimento del fenomeno.

Espandimento (Spreading)	Espandimento di roccia (Rock spread)	Espandimento di detrito (Debris spread)	Espandimento di terra (Earth spread)
Colata (Flow)	Colata di roccia (Rock flow)	Colata di detrito (Debris flow)	Colata di terra (Earth flow)

Per quanto riguarda la classe di velocità, in *Tabella 2* si riporta la classificazione:

Tabella 2. Classificazione delle frane in base alla velocità di movimento (Barbero, 2016)

Classe di velocità	Descrizione	Velocità (mm/s)	Velocità caratteristica
7	Estremamente rapida	$> 5 \times 10^3$	> 5 m/s
6	Molto rapida	$5 \times 10^1 \div 5 \times 10^3$	3 m/min \div 5 m/s
5	Rapida	$5 \times 10^{-1} \div 5 \times 10^1$	1.8 m/ora \div 3 m/min
4	Moderata	$5 \times 10^{-3} \div 5 \times 10^{-1}$	13 m/mese \div 1.8 m/ora
3	Lenta	$5 \times 10^{-5} \div 5 \times 10^{-3}$	1.6 m/anno \div 13 m/mese
2	Molto lenta	$5 \times 10^{-7} \div 5 \times 10^{-5}$	16 mm/anno \div 1.6 m/anno
1	Estremamente lenta	$< 5 \times 10^{-7}$	< 16 mm/anno

Si individuano cinque tipologie di movimento (Barbero, 2016):

1. **Crollo:** il fenomeno comprende la caduta libera, i rimbalzi, il rotolamento di roccia o terreno; gran parte del movimento si svolge in aria. Durante il cinematismo i blocchi di roccia possono frantumarsi e quindi cambiare forma e volume. L'obiettivo è quello di capire dove arriva il blocco e con quanta energia, tale processo è complesso e lo si fa basandosi su metodi statistici. I crolli avvengono prevalentemente in pareti rocciose ad elevata inclinazione, interessate da sistemi di discontinuità che isolano blocchi di varia dimensione. In *Figura 2* si riporta un esempio facente riferimento alla frana Bellano-Taceno. Tra le principali cause vi sono gli eventi sismici, gelo-disgelo, escursioni termiche, erosione e scalzamento, azioni antropiche;



Figura 2. Esempio frana da crollo (www.provincia.lecco.it)

2. **Ribaltamento:** una massa di terra o roccia è soggetta ad un momento ribaltante attorno ad un punto di rotazione situato sotto il suo baricentro. Nel momento successivo al ribaltamento (distacco), il fenomeno evolve in crollo o scorrimento.

Il ribaltamento avviene prevalentemente in pareti rocciose interessate da sistemi di discontinuità che isolano blocchi di roccia di opportune forme. In *Figura 3* viene schematizzato il cinematismo da ribaltamento.

L'innesco del ribaltamento dipende dal rapporto base/altezza del blocco di roccia, dall'inclinazione del piano su cui poggia e dalle caratteristiche di resistenza del materiale;

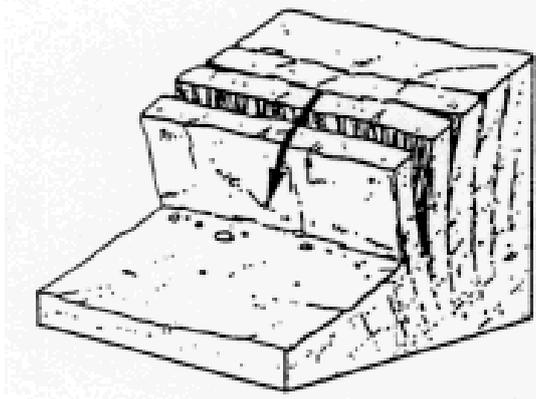


Figura 3. Esempio frana da ribaltamento (web.tiscali.it)

3. **Scorrimento (o scivolamento):** il fenomeno prevede lo scivolamento di un volume di roccia o terreno lungo una o più superfici.

Si distinguono due tipologie di scorrimenti: lo scorrimento rotazionale (rotational slide) e lo scorrimento traslativo (translational slide).

Per quanto riguarda lo scivolamento rotazionale, il volume è soggetto a rotazione in un punto posto al di sopra del suo baricentro; la superficie di scorrimento è concava verso l'alto ed il meccanismo è tipico di terreni coesivi. Gli scorrimenti rotazionali sono frequenti in sequenze sedimentarie o in porzioni alterate di rocce ignee e metamorfiche. Durante il cinematismo il corpo di frana può scomporsi in più blocchi (vedi *Figura 4*) o rimanere unito.

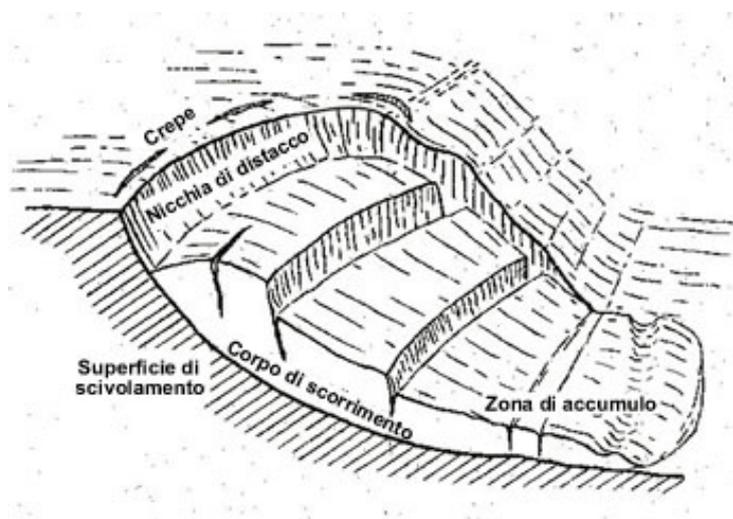


Figura 4. Esempio frana da scivolamento (www.planat.ch)

Trattando invece lo scorrimento traslativo, nel caso si verifichi in terra, è tipico di terreni sciolti. Il volume scorre lungo una superficie corrispondente solitamente a discontinuità strutturali o stratigrafiche, avente opportuna giacitura rispetto a quella del versante. Lo scivolamento non avviene contemporaneamente in tutti i punti, ma si ha un fenomeno di rottura progressiva. Spesso i primi segni visibili del movimento sono fratture per trazione sub-verticali sulla superficie di monte del pendio. La massa in movimento tende a disarticolarsi con lo spostamento.

Tra le principali cause del fenomeno vi sono le acque di infiltrazione, eventi sismici, azioni antropiche, piani di discontinuità o debolezze opportunamente orientati;

4. **Espansione laterale:** in questo tipo di fenomeni non si distingue né una superficie basale di scorrimento né una zona di deformazioni plastiche ben definita. L'espansione laterale è dovuta a liquefazione o deformazioni plastiche nel materiale sottostante. Solitamente si manifesta ove una massa rocciosa fratturata giace su materiali soffici: le deformazioni plastiche di questi inducono movimenti differenziali dei blocchi lapidei sovrastanti. Il movimento è prevalentemente orizzontale con velocità bassa o molto bassa (vedi *Figura 5*);

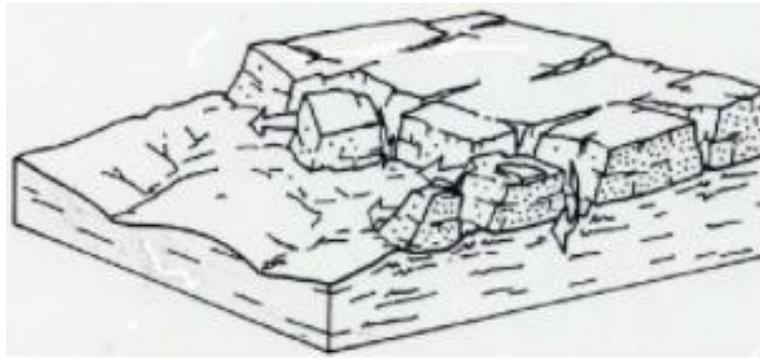


Figura 5. Esempio frana per espansione laterale (*Prof. Capponi*)

5. **Colata:** le colate avvengono in ammassi rocciosi o terreni sciolti con movimenti simili a quelli di un fluido viscoso. Dal punto di vista pratico il materiale che si stacca si incanala in restringimenti naturali così da dare luogo ad un fenomeno simile ad una colata (vedi *Figura 6*).

Le superfici di scorrimento interne alla massa in movimento sono molteplici e continuamente variabili, in questo modo non esiste una vera superficie di scorrimento ma tante sovrapposte.

Il limite tra la massa in movimento e il materiale in posto può essere una superficie netta o una zona di scorrimenti distribuiti, all'interno della quale i movimenti differenziali tendono a diminuire; tale zona ha spessore variabile.

Appartengono a questa categoria numerosi movimenti di versante, caratterizzati da velocità molto diverse.

Per concludere le frane per colamento si distinguono in lente (DPGV) e veloci (colate detritiche, valanghe di detriti) che raggiungono i 100m/s.



Figura 6. Esempio frana da colamento o colata (Barbero, 2016)

Si definiscono due classi di materiale:

1. Substrato (bedrock);
2. Terreno (soil): questo si divide in terra (earth) ossia 80% delle particelle < 2mm (dimensione che separa sabbia e ghiaia) e detrito (debris) dove dal 20% al 80% delle particelle hanno dimensione inferiore ai 2mm e le restanti sono > 2mm.

1.0.1 Deformazioni gravitative profonde di versante (DGPV)

Le deformazioni gravitative profonde di versante (DGPV)³ sono processi indotti dalla gravità che possono avere un'evoluzione molto lunga ed interessare interi versanti, dislocando volumi di roccia anche di centinaia di migliaia di metri cubi, su aree di diversi chilometri quadri e per profondità di diverse decine, frequentemente centinaia di metri. In genere, come principali caratteristiche di questi processi vengono indicate: la probabile mancanza di una superficie di rottura ben definita e la presenza, in profondità, di zone che consentono il movimento attraverso un'intensa micro-fratturazione dell'ammasso roccioso oppure tramite deformazioni viscosi. Per "Deformazione Gravitativa Profonda di Versante", tuttavia, viene anche intesa una classe di processi a cui possono essere ricondotti fenomeni gravitativi che hanno sicuramente in comune due degli aspetti prima introdotti, l'imponenza e la lentezza evolutiva, ma che possono differire tra loro sotto l'aspetto dei meccanismi deformativi per il semplice fatto di essersi impostati in contesti morfogeologici assai differenti. In letteratura, dagli anni '60, è possibile trovare una terminologia abbastanza variegata, con cui gli autori intendevano richiamare le caratteristiche principali dei casi presi in esame. I due termini più frequentemente ricorrenti ed ancora attuali per indicare fenomeni gravitativi appartenenti alla 'classe' delle DGPV e con un'accezione che consenta di inquadrarli sotto il profilo dei possibili meccanismi deformativi sono quelli di sackung e lateral spreading.

Riassumendo sono fenomeni che si manifestano attraverso lenti e continui meccanismi deformativi dell'ammasso roccioso a carico di estese e profonde porzioni di versante. Sono presenti in tutte le principali unità cristalline dell'arco alpino occidentale, ma si sviluppano prevalentemente nei litotipi con importanti discontinuità litologiche e strutturali.

Essendo un fenomeno che si manifesta ad elevate profondità non è visibile direttamente, ma propagandosi verso la superficie induce i fenomeni superficiali visti in precedenza. Se pur vengano messi in sicurezza mediante interventi i vari effetti provocati dal movimento, non è possibile affermare che l'intervento sia risolutivo, in quanto in profondità vi è ancora una DGPV attiva che potrebbe generare ulteriori frane superficiali. In via del tutto generale tali fenomeni creano una morfologia a doppia cresta, dove una parte di montagna scorre in profondità rispetto all'altra.

Un esempio di DGPV è quello della Croix de Fana di *Figura 7*.

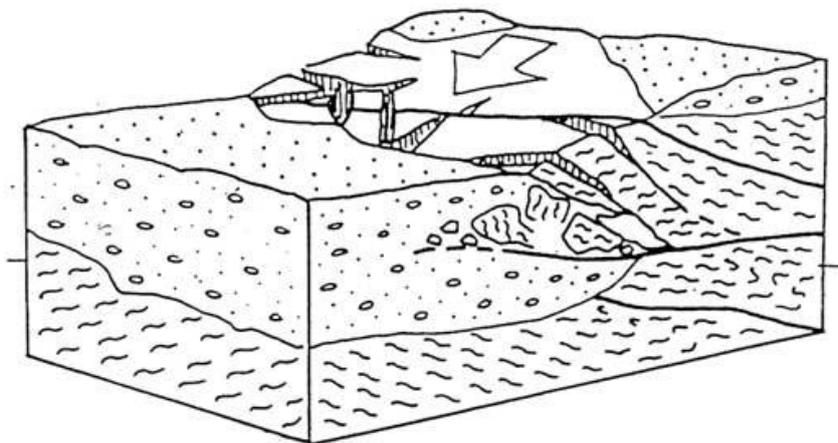


Figura 7. DGPV del versante meridionale della 'Croix de Fana' (www.regione.vda.it)

³ L'introduzione del corrispondente termine inglese deep-seated gravitational slope deformation (DGSD) viene riconosciuta a Malgot (1977).

1.1. Le frane superficiali

Come verrà meglio spiegato nei successivi capitoli, la seguente tesi analizza la frana di Civiasco; tale fenomeno è superficiale, pertanto alla precedente descrizione dei vari tipi di frana si aggiunge una spiegazione più dettagliata riguardante le frane superficiali.

Le frane superficiali (shallow landslides) sono fenomeni franosi solitamente innescati da piogge intense di breve durata o di media intensità prolungate nel tempo. Generalmente, si manifestano su versanti naturali costituiti da una coltre sottile di suolo (dello spessore variabile da pochi centimetri a un paio di metri) a medio/alta permeabilità, ed un sottostante substrato roccioso/formazione litoide a ridotta conducibilità idraulica. Durante le precipitazioni, l'acqua piovana si infiltra nella coltre di suolo provocando un incremento delle pressioni interstiziali⁴ e, conseguentemente, una riduzione della resistenza a taglio del terreno e del coefficiente di sicurezza del versante (ovvero il rapporto tra le forze resistenti e le forze che destabilizzano il pendio). (Lanni).

Le frane superficiali, per loro natura, risultano difficili da prevedere. A differenza delle frane profonde a cinematismo lento (soggette a mutevoli stati di attività), le frane superficiali non esibiscono segni premonitori di collasso (vedi *Figura 8*) e si manifestano durante isolati eventi meteorici. Inoltre, una volta innescata, una frana di questo tipo può evolvere in una vera e propria colata di detrito o fango, procedono verso valle a velocità sostenute (nell'ordine di qualche m/s) con alto potere distruttivo.

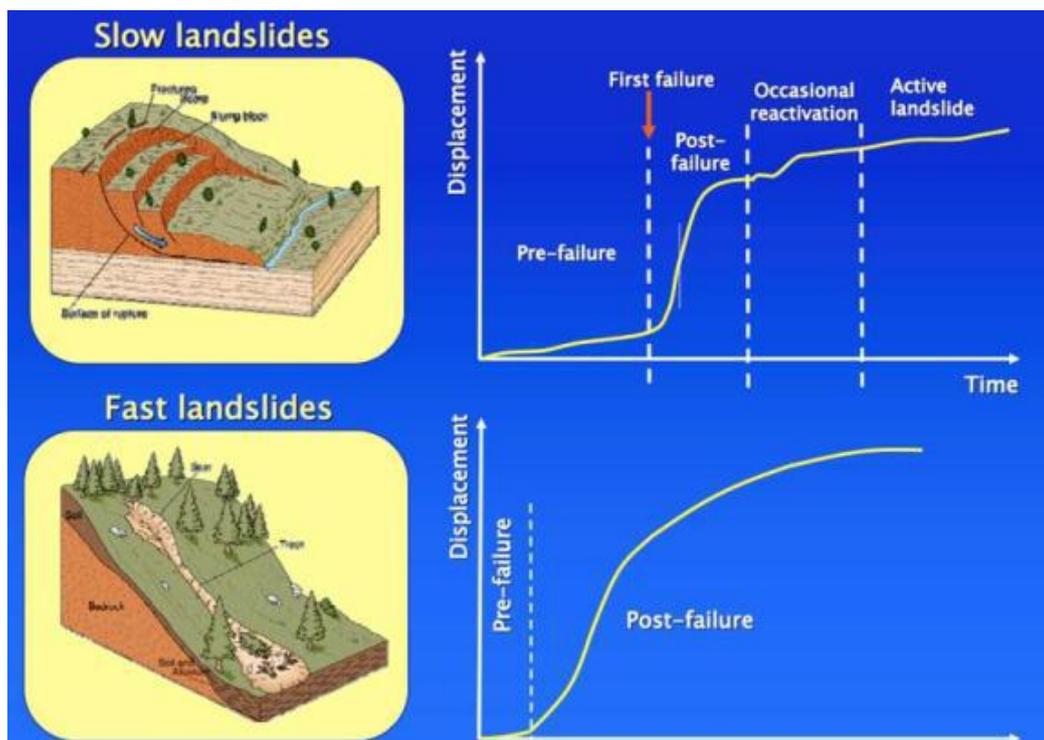


Figura 8. Meccanismi di rottura per frane profonde a cinematismo lento (in alto), e rapide e imprevedibili frane superficiali (in basso). Le frane superficiali, diversamente dalle frane "lente", non manifestano segni di collasso propedeutici all'innescio e successiva propagazione verso valle. (Lanni).

In questo senso, emblematici sono i casi dei disastri di Sarno (1998), Messina (2009) e Genova (2011), a testimonianza del fatto che il problema coinvolge l'intero territorio nazionale.

⁴ La pressione dell'acqua presente negli interstizi fra i granuli di terreno.

Ad integrazione degli esempi sopra citati si riporta una breve descrizione di quanto avvenuto:

- Nel caso del disastro di Sarno (*Figura 9*), ad esempio, si ebbero oltre 140 movimenti franosi che originarono circa 40 colate di fango. Complessivamente furono mobilitati oltre 2 milioni di metri cubi di materiale e furono distrutte 178 case e oltre 450 furono danneggiate. Le vittime furono 159.



Figura 9. Frana di Sarno (Lanni)

- Il disastro di Messina (*Figura 10*) conta 35 vittime e circa 900 sfollati. Secondo i dati comunicati dalla Protezione Civile, gli eventi franosi (a cui è seguito lo scivolamento a valle di colate di fango e detriti) furono innescati da precipitazioni particolarmente intense con punte, in alcune aree, di 220/230 millimetri di pioggia nell'arco di 3-4 ore.



Figura 10. Frana di Messina (Lanni)

- Il caso di Genova (*Figura 11*) mostra cumulate di pioggia di 500mm nell'arco di 5-6 ore. In questo caso le vittime furono 12.



Figura 11. Frana di Genova (Lanni)

Le caratteristiche di cui sopra (assenza di segni premonitori e velocità di propagazione eccezionalmente elevate) rendono le frane superficiali impossibili da monitorare e, per tale motivo, negli ultimi decenni la comunità scientifica ha proposto diversi approcci per la modellazione dell'innescò delle frane superficiali indotte da pioggia, finalizzata alla gestione del territorio e del rischio indotto sulle zone urbanizzate e le vie di comunicazione.

I metodi per suddividere il territorio sulla base di diversi livelli di pericolosità sono molti e possono essere ripartiti, sostanzialmente, in due tipologie principali: metodi qualitativi e metodi quantitativi. I primi pervengono a una zonazione della pericolosità (o della suscettibilità) in termini descrittivi, ad esempio attraverso la redazione di inventari delle frane (basati sulla foto-interpretazione ed indagine di campagna, eventualmente integrate dall'esame di fonti storiche), carte di pericolosità derivate dalla cartografia geomorfologica e metodi di sovrapposizione di tematismi o fattori ritenuti correlabili all'evento franoso (ad esempio litologia, pendenza dei versanti, area contribuyente, uso del suolo).

I metodi quantitativi sono invece basati su criteri oggettivi e, quindi, riproducibili. Appartengono a questa categoria i metodi deterministici fisicamente basati, che consentono il calcolo quantitativo di un fattore di sicurezza del versante. Questo approccio accoppia un modello idrologico, per lo studio dei regimi di pressione interstiziale indotti dall'infiltrazione di acqua nel terreno, con il modello di stabilità del pendio indefinito, per il calcolo del coefficiente di sicurezza in ogni punto dell'area in esame.

Poiché sfruttano informazioni spaziali, i modelli di cui sopra si basano sull'utilizzo di sistemi informativi territoriali (GIS - Geographic Information System) che permettono di analizzare vaste aree del territorio attraverso l'utilizzo di informazioni ottenibili da modelli digitali del terreno (DTM - Digital Terrain Model) e, in taluni casi, derivanti da rilievi di campo (quali, ad esempio, le caratteristiche fisico-meccaniche ed idrauliche dei suoli, lo spessore della coltre di terreno, l'utilizzo e il tipo di copertura dei suoli). Negli ultimi anni, l'utilizzo del GIS è portato al proliferarsi di metodi quantitativi apparentemente adatti alla determinazione spaziale e (talvolta) temporale delle frane superficiali alla scala di bacino. (*Lanni*).

1.2. Problematiche delle frane superficiali

Le principali cause che portano al verificarsi di una frana possono essere divise in esterne ed interne.

- Le **cause esterne** variano le condizioni di stabilità del versante per accrescimento degli sforzi di taglio; le principali sono:
 - Cambiamenti delle geometrie (scavi, erosioni, variazioni del profilo del versante, etc.);
 - Scarichi (scavi, erosioni, etc.);
 - Carichi statici (rilevati, innalzamenti, etc.);
 - Carichi dinamici (eventi sismici, esplosioni, carichi ciclici, etc.);
 - Variazioni del livello di falda acquifero (stagionali o antropiche);
 - Variazioni delle pressioni interstiziali (precipitazioni, sovrappressioni idrauliche, etc.);
 - Variazione delle condizioni di vegetazione (disboscamenti⁵, etc.).
- Le **cause interne** variano le condizioni di stabilità del versante per riduzione della resistenza a taglio del materiale; le principali sono:
 - Variazione delle caratteristiche di resistenza del materiale (comportamento fragile, rammollente, etc.);
 - Alterazione del materiale (perdita di cementazione, essiccazione, propagazione di fratture, etc.);
 - Variazione della struttura interna del materiale per filtrazione (dilavamento, soluzione, etc.). (*Barbero, 2016*).

Riassumendo le cause esterne provocano un incremento della sollecitazione, mentre le cause interne ne riducono la resistenza; essendo il fattore di sicurezza dato dalla differenza fra forza resistente ed azione sollecitante, è evidente che sia la presenza di cause esterne che quella di cause interne genera una riduzione del fattore di sicurezza con possibile raggiungimento del collasso.

Estremamente critici per l'innesco (triggering) e l'evoluzione (run out) del fenomeno franoso sono:

- Fattori meteorologici e climatici (intensità e durata delle precipitazioni, etc.);
- Elementi di origine tettonica (faglie, scorrimenti flessionali tra gli strati per piegamento, etc.).

⁵ Le radici creano un effetto di confinamento, il quale in roccia può essere negativo in quanto favorisce il distacco di blocchi.

1.2.1. Precipitazioni

Come accennato in precedenza, le precipitazioni sono tra le principali cause predisponenti ed innescanti le frane.

La correlazione tra frane ed eventi piovosi è oggetto di numerosi studi. In generale si può affermare che la probabilità che un evento franoso si inneschi ad un certo istante t è funzione delle precipitazioni che hanno preceduto l'istante t (Tabella 3). Le precipitazioni che definiscono tale consequenzialità dipendono dall'approccio utilizzato.

Le caratteristiche delle precipitazioni che principalmente influenzano la stabilità dei versanti sono: intensità oraria o giornaliera, durata, pioggia cumulata in un certo intervallo di tempo⁶, tempo di ritorno dell'evento piovoso.

Gli approcci allo studio delle cause meteoriche d'innescio possono essere:

- Approcci basati sulla valutazione dell'effetto dell'acqua (pressioni interstiziali nei terreni e spinte idrauliche negli ammassi rocciosi) al fine di quantizzare l'incremento di questi fattori di instabilità. Occorre conoscere l'andamento della superficie piezometrica nel sottosuolo e soprattutto le sue oscillazioni nel tempo a seguito delle piogge (necessari dati piezometrici);
- Approcci basati sullo studio di serie idrologiche storiche per individuare "soglie critiche delle precipitazioni".

Entrambi i metodi prevedono l'impiego di "modelli" che simulino le interazioni complesse tra piogge e frane. Distinguiamo modelli di tipo empirico (correlano i dissesti con le serie storiche delle precipitazioni) e modelli deterministici (analizzano gli effetti meccanici dei moti di filtrazione sulla stabilità).

L'uso dei modelli empirici, prevede l'impiego di metodi statistici (i dati relativi ad eventi verificatisi in passato, vengono elaborati in via previsionale) e tenendo conto del tempo di ritorno. Si assume che la probabilità di un evento non cambierà, entro ragionevoli intervalli di tempo, se non si modificano sensibilmente le caratteristiche climatiche esistenti al momento.

Tabella 3. Classificazione dell'evento piovoso in base alla quantità di acqua caduta

Definizione	Intensità (mm/h)
pioggia debole	fino a 2 mm in un'ora
pioggia moderata	tra 2 e 6 mm/h
pioggia forte	oltre i 6 mm/h
rovescio	oltre i 10 mm/h
nubifragio	oltre i 30 mm/h

Esistono anche modelli deterministici nei quali si valuta l'interazione tra modelli idrologici accoppiati a modelli idrogeologici. I primi, analizzano le diverse componenti del bilancio idrico del versante (afflussi, deflussi ed infiltrazione efficace); i secondi valutano i rapporti tra altezze piezometriche e ricarica della

⁶ Spesso non è sufficiente la pioggia di un solo giorno per provocare una frana ma è quella che si accumula in un certo periodo di tempo a provocare i danni maggiori. Infatti, la pioggia debole ma persistente risulta essere la più pericolosa, in quanto la sua debole intensità gli permette di penetrare nel terreno, saturarlo ed innalzare il livello della falda.

falda. Dallo studio ed interazione tra le diverse componenti, si giunge ad una previsione della variazione del grado di stabilità del pendio.

Soglie pluviometriche

Come ampiamente riconosciuto in letteratura, il principale fattore di innesco per le frane è rappresentato dalle precipitazioni. Di conseguenza, da un trentennio a questa parte, molti autori hanno cercato di determinare delle soglie pluviometriche di innesco definite come il livello superato il quale cambiano le condizioni del sistema.

L'approccio più diffuso è quello di costruire delle soglie empiriche, basate cioè sui dati storici a disposizione, trascurando i processi fisici che regolano le interazioni precipitazioni – innesco dei fenomeni franosi.

Nel caso in cui siano considerati solo gli eventi di pioggia innescanti, la maggior parte degli autori (tra cui Caine, 1980; Guzzetti et al., 2007) definiscono la soglia pluviometrica come il limite inferiore degli eventi di pioggia sotto il quale non si hanno mai frane. Per Crozier (1999), invece, la soglia rappresenta il limite superiore, sopra al quale le frane avvengono sempre.

Nel caso in cui, invece, siano presi in esame anche gli eventi di precipitazione che non provocano frane, la soglia rappresenta la linea che meglio separa le precipitazioni innescanti da quelle non innescanti (Lumb, 1975; Jibson, 1989; Corominas and Moya, 1999; Marchi et al, 2002; Zezere and Rodriguez, 2002; Giannecchini, 2005). (Francescini).

Una revisione critica delle soglie pluviometriche empiriche proposte in letteratura tra il 1975 ed il 2005 è stata realizzata da Guzzetti et al. (2007) che ha distinto le soglie elencate sulla base:

- dell'estensione areale per cui sono ritenute valide (globali, regionali o locali);
- delle variabili di controllo dell'evento di precipitazione attraverso cui sono descritte (durata (D), intensità (I), pioggia giornaliera (R), pioggia d'evento (E) pioggia antecedente (Pa)).

L'approccio più diffuso in letteratura è quello di basare le soglie pluviometriche sull'analisi delle piogge che hanno innescato frane storiche. Nel piano durata – intensità, queste soglie hanno la generica forma:

$$I = c + \alpha \times D^\beta$$

in cui I è l'intensità media della pioggia, D è la durata e $c \geq 0$, α , β sono parametri.

Le soglie pluviometriche riportate in letteratura sono molto variabili, ma ciò è del tutto atteso pensando alla diversità delle condizioni geologiche, geomorfologiche e meteorologiche delle aree a cui fanno riferimento. Le ragioni per cui alcuni autori considerano la sola precipitazione di evento, mentre altri sottolineano il ruolo fondamentale della pioggia antecedente, risulta meno chiaro. Per molti usare un approccio D – I non è sufficiente, ma ritengono sia di fondamentale importanza considerare il ruolo giocato dalle precipitazioni antecedenti (Crozier, 1999; Glade, 2000; Giannecchini et al., 2005, Cardinali et al., 2006; Martelloni et al., 2011). Il problema riconduce quindi alla scelta dell'adeguata durata del periodo di cumulo che dipende dalla morfologia, dalla litologia e dalle condizioni climatiche locali. Lavori in differenti parti del mondo hanno prodotto diversi risultati proprio per la unicità degli scenari analizzati.

In letteratura vi è la generale convinzione che le frane superficiali ed i debris flows siano innescati da precipitazioni intense e di durata relativamente breve (Campbell, 1975), mentre la stabilità di frane



profonde o comunque più complesse sia influenzata da eventi di precipitazioni prolungati nel tempo, ma con intensità medio – bassa (Bonnard & Noverraz, 2001). Ad esempio, Zezere et al. (2005) ritengono che in Portogallo l’innesco dei debris flows sia influenzato da una precipitazione antecedente cumulata tra 1 e 15 giorni, mentre per le frane profonde sia necessario tenere in considerazione la pioggia cumulata tra 1 e 3 mesi precedenti. Lo stesso approccio è stato seguito da Martelloni et al. (2011), relativamente all’Appennino Settentrionale: per i debris flows e per le frane superficiali la pioggia antecedente è cumulata sui 3 giorni, mentre per le frane profonde il periodo di cumulo varia tra 4 e 240 giorni. Cepeda et al. (2011) ritengono che a El Salvador i debris flows siano innescati istantaneamente da precipitazioni molto intense, solitamente di durata inferiore alle 10 ore, mentre per le altre tipologie di frane è necessario considerare l’influenza della pioggia antecedente cumulata tra i 7 e i 46 giorni precedenti l’innesco. (Francescini).

2. Indagini in sito

Maggiore è il numero dei punti di indagine, più approfondita è la conoscenza del terreno, e perciò maggiore può essere l'economia raggiungibile in sede progettuale.

È necessario decidere il numero e l'ubicazione dei punti da indagare e le profondità da raggiungere. I fattori che condizionano tale decisione sono molteplici: dimensioni dell'opera, aspetti caratteristici del problema in esame, natura e successione degli strati di terreno.

Queste indagini possono essere condotte con metodi diretti o indiretti, in ogni caso è importante che venga eseguito almeno un accertamento stratigrafico diretto.

Accertamenti stratigrafici diretti:

- Scavi ispezionabili: sono dei pozzi poco profondi;
- Cunicoli e trincee;
- Perforazioni di sondaggio;
- Campionamento.

Accertamenti stratigrafici indiretti:

- Prove geofisiche;
- Prove penetrometriche;
- Prove dilatometriche.

2.1. Perforazioni di sondaggio

Le perforazioni di sondaggio rappresentano un metodo di indagine diretta; permettono di raggiungere notevoli profondità e di attraversare anche terreni sotto falda.

Vengono usati principalmente per ricostruire il profilo stratigrafico, per prelevare campioni rappresentativi e per determinare le condizioni di falda; tuttavia il foro può essere usato anche per eseguire anche altri tipi di prove in sito e per installare la strumentazione geotecnica di monitoraggio (piezometri, inclinometri, etc.).

Modalità di esecuzione

I sondaggi possono essere a distruzione o con recupero di materiale (carotaggio continuo).

- Distruzione: possono essere eseguiti a percussione o rotazione e permettono di attraversare qualunque tipo di terreno; in ogni caso non consentono una ricostruzione dettagliata della stratigrafia. Essendo tuttavia necessario conoscere la stratigrafia del terreno, nel caso di sondaggio a distruzione si procede successivamente con l'inserimento di una sonda ottica nel foro.

Questo tipo di sondaggio viene impiegato quando non interessa il prelievo continuo di campioni.

- Carotaggio continuo: dalle perforazioni di sondaggio è possibile recuperare le carote di materiale recuperato alle diverse profondità. Queste consentono la definizione della stratigrafia del terreno e forniscono i campioni per le prove di laboratorio.

Per questo tipo di perforazione, può essere usato il carotiere semplice⁷ o il carotiere doppio (Figura 12)⁸, con quest'ultimo che permette il prelievo di campioni indisturbati di materiale.



Figura 12. Campionatore doppio (Castelli, 2015)

Senza interventi esterni, in un terreno coesivo, il foro è stabile solo per piccole profondità e al di sopra dei livelli di falda; mentre per terreni privi di coesione il foro non è mai stabile. Per garantire la stabilità del foro vi sono due modi:

⁷ Tubo di acciaio la cui estremità inferiore è costituita da una corona tagliente provvista di elementi di metallo duro o diamante.

⁸ Due tubi concentrici dei quali l'esterno ruota mentre quello interno raccoglie il campione.

- Tubi di rivestimento;
- Fango bentonitico: la bentonite è un fango con proprietà tixotropiche⁹, che deve essere inserito nel foro fino ad un livello superiore alla falda; questo consente di impermeabilizzare le pareti del foro e di applicare una pressione idrostatica sufficiente a garantirne la stabilità.

La carota estratta viene riposta in apposite cassette catalogatrici, mentre i risultati dell'indagine geotecnica sono raccolti in due relazioni distinte:

- Rendiconto delle operazioni: contiene una descrizione delle procedure seguite, della posizione dei sondaggi, operatori e risultati. Il tutto viene presentato in uno schema senza alcun commento o tentativo di interpretazione;
- Relazione interpretativa: interpretazione geologica e geotecnica dei risultati dell'indagine, carte geologiche di dettaglio, sezioni, valori dei parametri di resistenza, rigidezza e permeabilità dei principali strati. (Castelli, 2015).



Figura 13. Cassette catalogatrici (Castelli, 2015)

⁹ Un materiale con proprietà tixotropiche, ha una elevata viscosità in condizioni di quiete.

2.1.1. Campionamento

Il campionamento ideale è una procedura che permette di alterare esclusivamente lo stato tensionale del campione.

Da un campione indisturbato si possono ricavare i parametri di resistenza al taglio, deformabilità e permeabilità, a condizione che vengano evitati o limitati i seguenti fattori di disturbo (*Castelli, 2015*):

- Compressione del terreno dovuta alla spinta del rivestimento sotto il fondo foro;
- Attrito campione-campionatore (non è eliminabile ma si può contenere estraendo campioni di lunghezza massima 1m);
- Mancata pulizia del fondo foro;
- Vibrazioni, raggi solari, gelo;
- Contenuto d'acqua (se il trasferimento tra sito e laboratorio è lungo, è opportuno mettere il campione all'interno di una camera umida per evitare che si verifichi una variazione del contenuto d'acqua);
- Composizione chimica (è importante non usare sostanze chimiche durante l'estrazione);
- Rigonfiamento (in seguito allo scarico dovuto all'estrazione possono avvenire rigonfiamenti; la soluzione è eseguire le prove di laboratorio immediatamente dopo l'estrazione oppure lasciare il campione all'interno del campionatore).

Il disturbo dei campioni dipende dalle modalità di infissione (percuSSIONE, pressione o rotazione) e dalla geometria del campionatore.

In funzione del disturbo subito, il campione può essere classificato come:

- Rimaneggiato;
- Semidisturbato;
- Indisturbato.

In linea generale sarebbe meglio estrarre campioni indisturbati; tuttavia per alcuni tipi di prove vanno anche bene i campioni semidisturbati e rimaneggiati.

I campioni prelevati durante il sondaggio possono essere portati in laboratorio e sottoposti a prova.

Durante le perforazioni è possibile eseguire delle prove di caratterizzazione in sito quali:

- Penetrometriche;
- Scissometrica;
- Sismiche;
- Pressiometrica;
- Dilatometrica.

2.2. Prove penetrometriche

Le prove penetrometriche statiche o dinamiche forniscono, per via indiretta, un profilo di resistenza continuo del terreno, vengono largamente impiegate nella caratterizzazione dei siti, in quanto sono veloci da eseguire ed economiche.

I risultati sono correlati indirettamente ai parametri di resistenza al taglio del terreno mediante relazioni più o meno supportate da dati sperimentali e reperibili nella letteratura scientifica.

Questo metodo di indagine, di tipo indiretto, viene comunemente associato ad una prospezione diretta (tramite sondaggi e/o scavi), per avere un quadro litostratigrafico e geotecnico più completo ed affidabile.

In questa sede viene trattata solamente la SPT in quanto è l'unica ad essere stata impiegata nelle indagini in sito.

2.2.1. Prova penetrometrica dinamica (SPT)

Esecuzione della prova

Viene eseguita a fondo foro e consiste nell'infissione per 45cm di un'asta, sotto i colpi di un maglio che cade da un'altezza di 76cm.

L'avanzamento di 45cm della punta viene diviso in 3 strati dello spessore di 15cm e si misura per ciascuno di essi il numero di colpi¹⁰ necessario a far avanzare l'asta per l'intero spessore dello strato (Figura 14).

Il valore di N_1 viene scartato perché, essendo riferito al primo tratto, il terreno è disturbato dalle operazioni di scavo e pertanto non riporterebbe un numero di colpi rappresentativo di quel tratto di terreno.

La resistenza alla penetrazione N_{SPT} si definisce come $N_{SPT} = N_2 + N_3$ cioè il numero di colpi necessario a far avanzare la punta di 30cm.

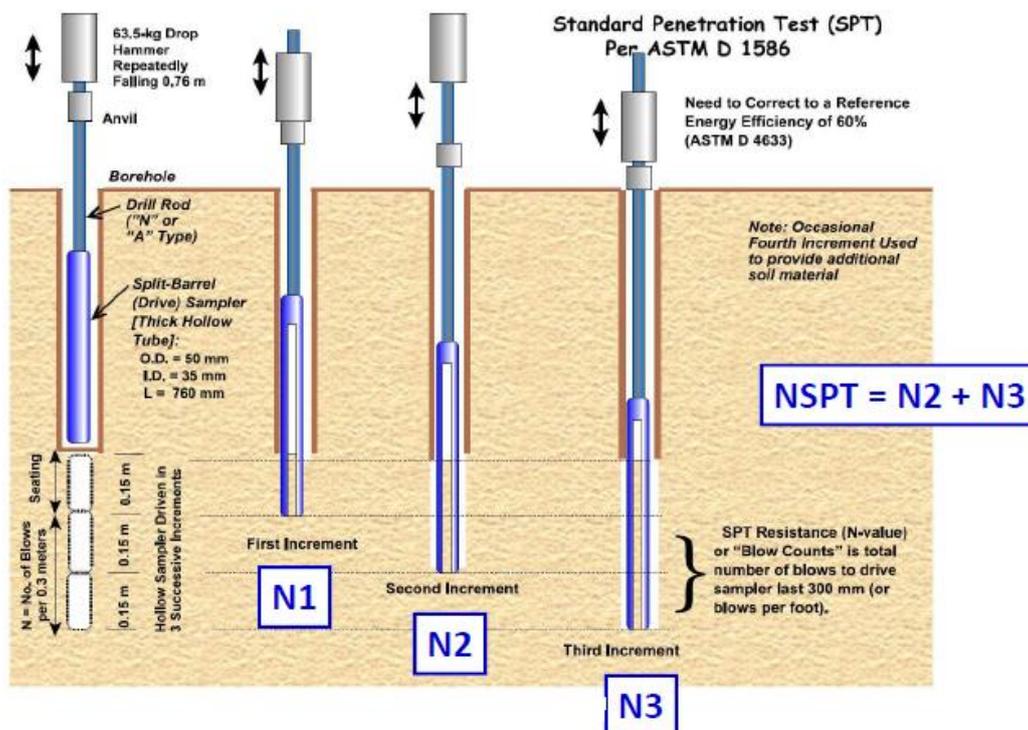


Figura 14. Esecuzione prova SPT (Castelli 2015)

¹⁰ Si definiscono con N_1 , N_2 e N_3 il numero di colpi necessari a far avanzare la punta nel rispettivo strato.

Nell'esecuzione di tale prova solamente il peso del maglio e l'altezza di caduta sono standard, per quanto riguarda l'attrezzatura e le profondità a cui eseguire la prova, queste sono a discrezione di chi progetta l'intervento. Generalmente l'infissione viene eseguita ogni 150cm, pertanto le indicazioni di resistenza del terreno sono discontinue.

Può verificarsi il caso in cui, data l'elevata resistenza del terreno, almeno uno tra i valori di N_1 , N_2 e N_3 risulti superiore a 50; in questo caso si pone $N=R$, ossia c'è stato rifiuto¹¹.

Dal risultato della prova (un esempio è riportato in *Figura 15*) non si ottiene direttamente un parametro di resistenza ma un numero di colpi che, data l'elevata diffusione di tale prova e quindi la grossa mole di risultati a disposizione, si possono fare facilmente delle correlazioni tra numero di colpi e parametri di resistenza del terreno. (*Castelli 2015*).

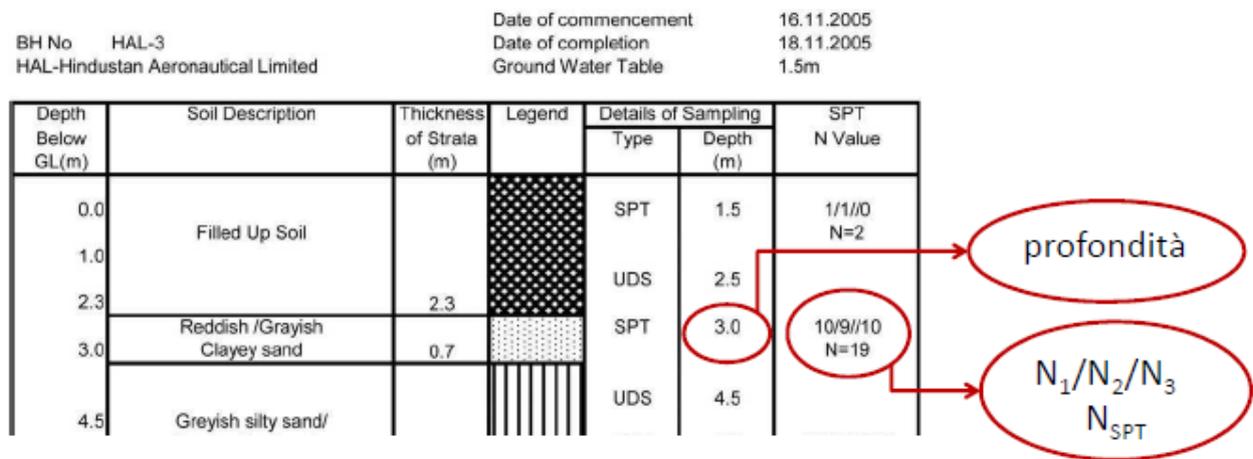


Figura 15. Esempio risultati prova SPT (*Castelli 2015*)

Campo di applicazione

Il campo d'impiego ottimale sono i terreni sabbiosi dove, grazie alla camera di calibrazione¹², si hanno a disposizione numerose correlazioni empiriche.

Infatti in un terreno a grana fine l'azione impulsiva andrebbe a generare delle sovrappressioni idrauliche Δu ¹³ che non possiamo misurare; per questo motivo la prova SPT effettuata in un terreno a grana fine restituisce valori di resistenza inattendibili.

Tuttavia tale prova non può neanche essere usata in un continuo con granulometria eccessivamente grossa, dove la punta rischierebbe di rovinarsi ma soprattutto 'forzerebbe' su ciottoli grossi riportando valori di N_{SPT} elevati e assolutamente non cautelativi.

In quest'ultimo caso si usa la Standard Cone Penetration Test (SCPT) che sfruttando la punta conica riesce ad ottenere valori attendibili. I risultati ottenuti vengono poi normalizzati alla SPT. (*Castelli 2015*).

¹¹ L'elevata resistenza del terreno rende praticamente impossibile l'infissione della punta o comunque il numero di colpi sarebbe molto elevato

¹² La camera di calibrazione geotecnica è un sistema per la replicazione in laboratorio, in scala reale, delle prove geotecniche in sito. L'ambiente di prova della camera di calibrazione è sufficientemente esteso, strumentato e controllato, così da conferire piena significatività alle esperienze condotte.

¹³ Il terreno passa in condizioni non drenate

Nel caso di materiali a grana grossolana (sabbia), la prova permette di determinare:

- Densità relativa (D_R);
- Modulo di taglio (G_0);
- Modulo di deformazione (o di Young) E_{50} ;
- Modulo edometrico (M_0);
- Resistenza alla liquefazione¹⁴;
- Angolo di resistenza al taglio (φ').

Fattori che influenzano la prova

- Attrezzatura utilizzata (testa di battuta, aste, campionatore, ecc)
- Rendimento del sistema di infissione: N_{SPT} è riferito ad un rendimento del 60%, perché tale era la prestazione che in passato erano in grado di garantire le attrezzature; oggi, il rendimento effettivo del sistema (ER) è del 90%. Essendo $N_{60} = N_{SPT} \cdot ER/60$, se non calcolo N_{60} ma uso direttamente N_{SPT} , commetto un errore a favore di sicurezza.
- Procedura di esecuzione (diametro perforazione, utilizzo di rivestimento, ecc)
- Esperienza dell'operatore e cura adottata nell'esecuzione della prova.
- Stato tensionale agente nel terreno: lo stato tensionale influenza il valore di N_{SPT} (facendolo aumentare) perché all'aumentare della profondità, aumenta in conseguenza il confinamento laterale e pertanto il terreno appare più resistente di quanto realmente sia¹⁵. Se non ne tengo conto commetto un errore a sfavore di sicurezza.
- Caratteristiche meccaniche del terreno. (Castelli 2015).

Determinazione di φ'

L'angolo di attrito può essere calcolato/ricavato mediante correlazioni non dirette o dirette.

1. Correlazione non dirette ($N_{SPT} \longrightarrow D_R \longrightarrow \varphi'$)

Tramite le prove SPT è molto difficile tenere conto di tutti i fattori che influenzano la resistenza alla penetrazione N_{SPT} ; un possibile approccio consiste nello stimare la Densità Relativa del materiale dai risultati delle prove e successivamente, nota la composizione granulometrica, risalire a φ' tramite ulteriori correlazioni empiriche.

La determinazione di D_R può avvenire con :

- Correlazione di Bazaraa: tiene conto che σ'_{ho} (ciò che determina l'aumento di N_{SPT} con z) non è funzione solo di σ'_{v0} ma anche di OCR.
- Correlazione di Skempton.

¹⁴ La sabbia è un terreno che generalmente si presenta in condizioni drenate; tuttavia in conseguenza di sollecitazioni impulsive, quali un terremoto, può trasformarsi in un fluido. Questo fenomeno viene definito liquefazione e comporta la totale perdita di resistenza del terreno.

¹⁵ Il valore di N_{SPT} aumenta perché sta aumentando σ'_v e non la resistenza φ' .

La determinazione di φ' da D_R può avvenire:

- Graficamente (Figura 16): Schmertmann ha realizzato un grafico riportando i vari tipi di sabbia in funzione della granulometria.

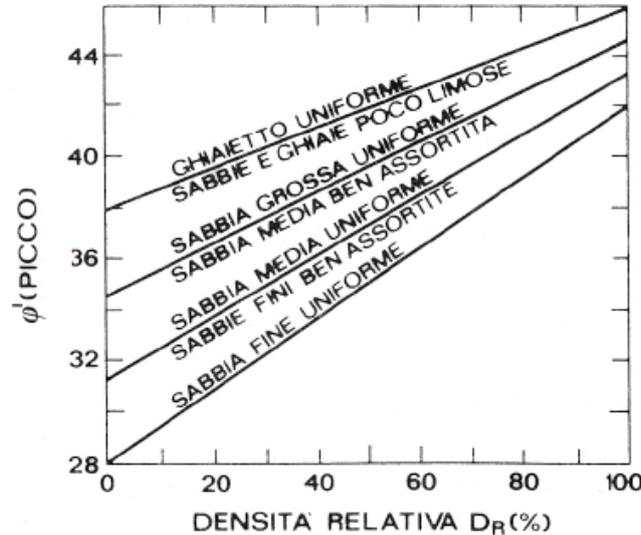


Figura 16. Stima di φ' da DR (Castelli 2015)

- Analiticamente: può essere usata la relazione di Bolton¹⁶ che tiene conto della dilatanza, ossia della granulometria e dello stato tensionale agente.

2. Correlazioni dirette ($N_{SPT} \rightarrow \varphi'$)

- De Mello: $\varphi' = 19 - 0.38 \cdot \sigma'_{v0} + 8.73 \cdot \text{Log}(N_{SPT})$; è valida per le sabbie in genere, mentre non restituisce valori attendibili nei primi 2m di profondità o per $\varphi' > 38^\circ$.
- Schmertmann: $\varphi' = \arctan \left[\frac{N_{SPT}}{12.2 + 20.3 \cdot \sigma'_{v0} / p_a} \right]^{0.34}$; è valida per sabbie pulite ad eccezione dei primi 2m di profondità.
- Peck-Hanson & Thornburn: $\varphi' = 0.28 \cdot N_{SPT} \cdot \left(\frac{100}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.5} + 27.2$; valida per le sabbie in genere.
- Road Bridge Specification (RBS): $\sigma' = \sqrt{15 \cdot N_{SPT} \cdot \left(\frac{100}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.5}} + 15$; valida per sabbie fini o limose.
- Hatanaka & Uchida: $\sigma' = \sqrt{20 \cdot N_{SPT} \cdot \left(\frac{100}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.5}} + 20$; valida in sabbie. (Castelli 2015).

¹⁶ $\sigma' = \sigma'_{cv} + m \cdot [D_R \cdot (10 - \ln p'_f) - 1]$ con φ' : angolo di resistenza al taglio di picco; φ'_{cv} : angolo di resistenza a volume costante (è un parametro del terreno); D_R : densità relativa [in decimali]; p'_f : pressione media a rottura [kPa] $p'_f = (\sigma'_1 \sigma'_2 \sigma'_3) / 3$; m: costante empirica dipendente dalle condizioni di deformazione (m=3 in condizioni assialsimmetriche, m=5 in condizioni di deformazione piana).

2.3. Prove sismiche

Il vantaggio di tale prova è il fatto di non essere distruttiva.

In generale le prove sismiche consistono nell'indurre un impulso nel terreno e rilevarne la velocità di propagazione delle onde; ciò viene fatto grazie ad una sorgente che emette il segnale e dei ricevitori (geofoni) che lo intercettano/ricevono. Poiché tale deformazione induce deformazioni molto piccole (3-10%), i risultati sono interpretati nell'ambito della teoria dell'elasticità. Il segnale viene rallentato e riflesso dal terreno in funzione delle caratteristiche di questo, quindi conoscendo l'intensità del segnale emesso dalla sorgente, la distanza tra sorgente e ricevitori e rilevando il tempo di viaggio e l'intensità del segnale 'raccolto' dal ricevitore, è possibile dedurre alcune caratteristiche del terreno attraversato.

In linea del tutto generale, più il materiale è compatto e maggiore è la velocità di propagazione delle onde; mentre la profondità che si riesce ad indagare è funzione della potenza dei geofoni impiegati, ma anche dalla lunghezza indagata (maggiore è la lunghezza sul terreno e maggiore è la profondità che si riesce a raggiungere). (*Barbero 2016*).

Le onde generate possono essere:

- Di compressione (P): il moto delle particelle avviene nella direzione della propagazione dell'onda;
- Di taglio (S): il moto delle particelle avviene in direzione perpendicolare a quella della propagazione.

Le prove geofisiche più diffuse sono:

- Sismica a rifrazione o riflessione
- Prove in foro (down hole e cross hole)
- Prove in superficie (SASW e MASW)

Sismica a rifrazione o riflessione

Si usano geofoni lungo una linea orizzontale e vengono prodotte onde S. Le onde vengono in parte deviate (riflesse o rifratte) lungo l'interfaccia che separa due mezzi a differente impedenza acustica ed in parte proseguono verso il basso finché l'energia viene completamente assorbita dal mezzo in cui si propaga. Consentono di individuare strati con differenti caratteristiche meccaniche.

Prove in foro (down hole e cross hole)

Nelle prove cross hole le sorgenti di energia (onde P o S) e i geofoni sono posizionati a diverse profondità lungo due fori di sondaggio affiancati. Nelle prove down hole, le sorgenti sono posizionate in superficie mentre i geofoni sono installati in un foro di sondaggio a diversa profondità.

Prove in superficie (SASW e MASW)

La prova SASW prevede una serie di sensori in superficie che captano le onde di taglio superficiali. La prova MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) può, a differenza della SASW, registrare simultaneamente più canali fornendo una ridondanza statica delle misure di velocità di fase.

La lettura dei tempi di primo arrivo delle vibrazioni ai differenti sensori (geometricamente disposti in linea sul terreno secondo un profilo) è riferita all'istante zero, che è quello che corrisponde al momento dell'energizzazione del terreno.

Essi si possono rappresentare su un diagramma cartesiano ottenendo le dromocrome relative ad ogni punto di energizzazione (un esempio è riportato in *Figura 17*). Il grafico che ne risulta è costituito da una serie di segmenti la cui inclinazione corrisponde alla velocità di propagazione delle onde elastiche nel mezzo. (*Barbero 2016*).

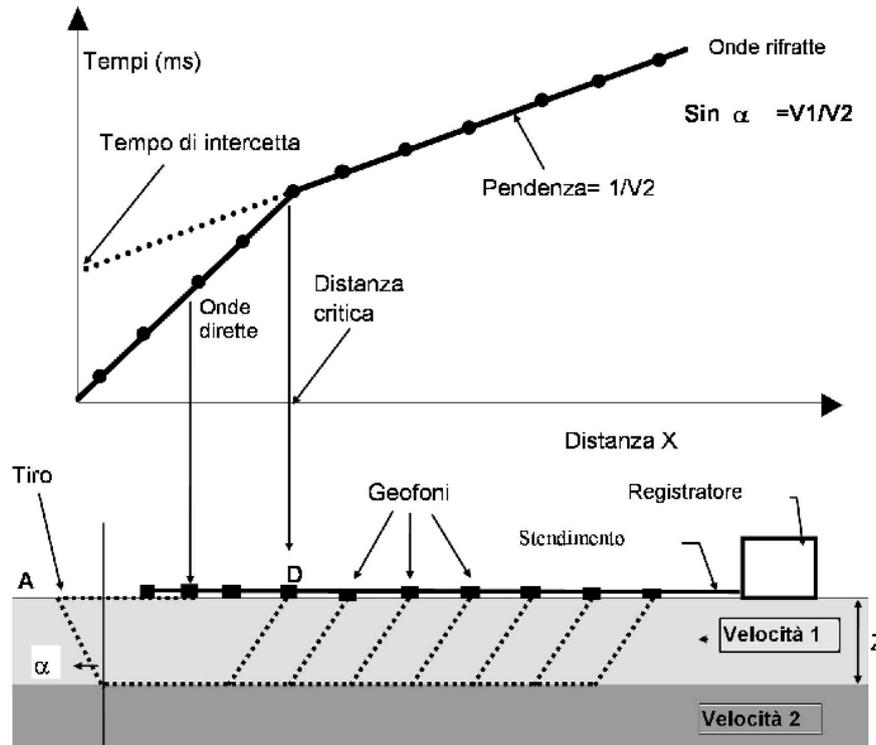


Figura 17. Esempio dromocrona (www.geologicambiente.com)

I dati derivanti dalle prove geofisiche sono elaborati con tecnica tomografica¹⁷; in tale modo si ricostruisce il campo di velocità delle onde sismiche nel terreno indagato, con una adeguata risoluzione.

¹⁷ Per tomografia si intende la tecnica spettroscopica mirata alla rappresentazione a strati, ossia tutti i piani al di sopra e al di sotto dello stato di interesse vengono eliminati.

3. Monitoraggio di frane per scivolamento: alcuni strumenti

Per caratterizzare e monitorare nel tempo una frana per scivolamento, vi sono diverse prove da eseguire in sito e diverse strumentazioni da utilizzare; tra queste, le più impiegate sono i piezometri e gli inclinometri.

3.1. Piezometri

La conoscenza dei livelli di falda è uno degli aspetti più importanti nello studio di instabilità di versante; non è una operazione di routine e pertanto richiede esperienza e scrupolosa cura dei dettagli. I piezometri sono un particolare tipo di strumentazione che permette di effettuare tali misurazioni sulla base dei seguenti presupposti:

- Il piezometro è costituito da un elemento poroso cavo (filtro) pieno d'acqua con pressione pari a quella dell'ambiente circostante;
- La presenza dello strumento di misura non altera il regime delle pressioni neutre nel terreno.

Noti i livelli di falda, è possibile calcolare le tensioni efficaci ma anche monitorare le variazioni della falda nel tempo. L'innalzamento della quota piezometrica è una delle più frequenti cause di frana e grazie a un suo attento studio è possibile capire quale sia l'andamento nel tempo e di conseguenza progettare l'intervento più efficace.

I livelli delle falde sono strettamente legati ai fenomeni piovosi (*Figura 18*), tuttavia non è detto che la stessa quantità di pioggia faccia innalzare la falda dello stesso valore, infatti molto dipende dalla quota a cui già si trova la falda¹⁸, dall'intensità della pioggia¹⁹ e dalle caratteristiche di permeabilità del terreno.

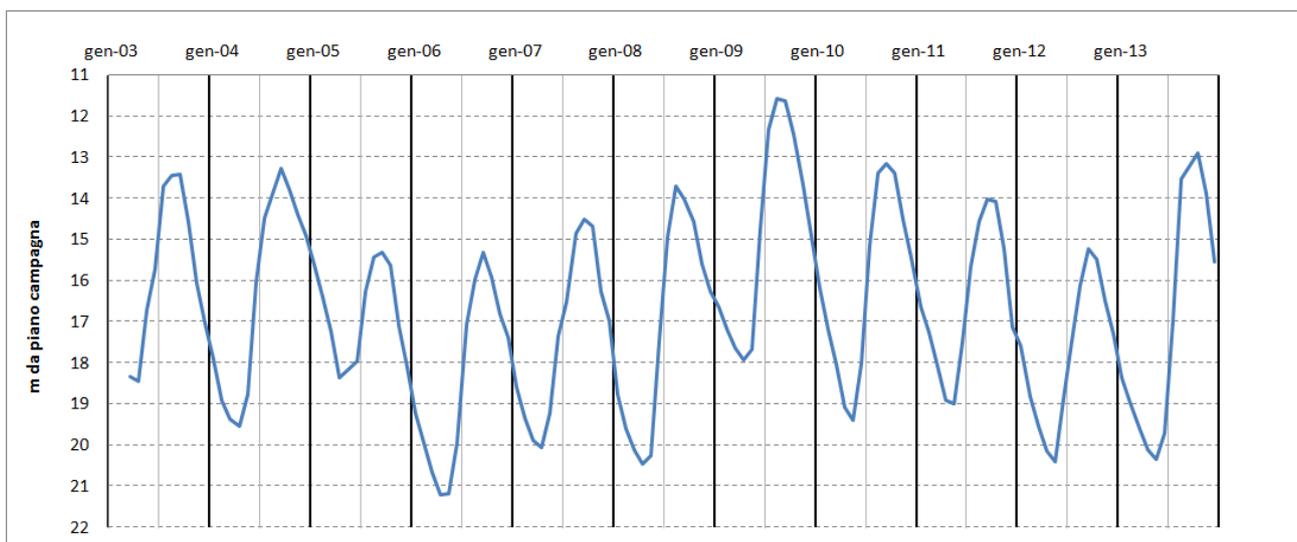


Figura 18. Esempio di andamento del livello di falda in un periodo di 11 anni, rilevata da un piezometro (www.arpa.vda.it)

I piezometri possono essere installati in un foro oppure infissi nel terreno e sono di tre tipi:

- Piezometri a tubo aperto;
- Piezometri a cella porosa;
- Celle piezometriche.

¹⁸ Se il livello di falda è già alto, a pari quantità di pioggia caduta, la falda si alza meno rispetto ad una condizione di quota piezometrica più bassa.

¹⁹ Una pioggia poco intensa fa innalzare maggiormente la falda perché da il tempo al terreno di assorbire l'acqua, al contrario durante un fenomeno piovoso molto intenso, l'acqua 'ruscella' sulla superficie.

Piezometri a tubo aperto

È costituito da un tubo forato inserito all'interno di materiale drenante avente la funzione di favorire la circolazione dell'acqua. Grazie ai buchi presenti nel tubo, l'acqua fluisce dal terreno al piezometro e si attesta al livello della falda in quel punto. A questo punto, grazie ad una sonda, si misura la quota dell'acqua all'interno del piezometro. In *Figura 19* viene riportato uno schema di tale strumento.

Se lo strumento non viene opportunamente isolato, può essere usato solo in terreni omogenei perché nel caso sia presente una falda ardesiana in pressione, il piezometro misurerebbe la quota di quest'ultima e non quella della falda freatica.

A causa degli elevati tempi di risposta, questo tipo di piezometro può essere usato solo in terreni ad elevata permeabilità ($k > 10^{-6}$ m/s)²⁰. (Castelli, 2015).

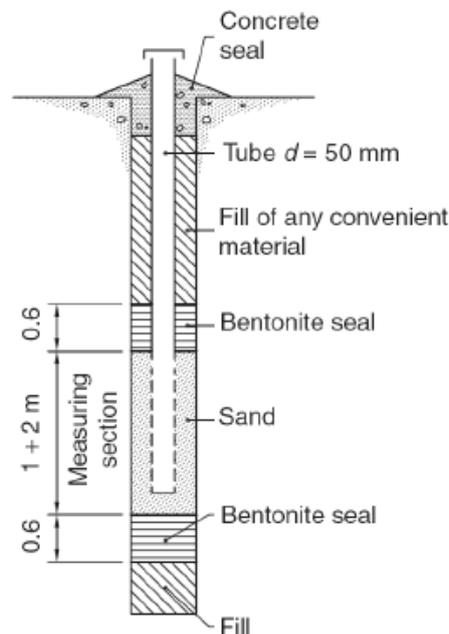


Figura 19. Piezometro a tubo aperto (Castelli, 2015)

Piezometro a cella porosa (Casagrande)

Per ridurre i tempi di risposta, in terreni di media permeabilità si usano i piezometri tipo "Casagrande" (Figura 20).

Questo particolare piezometro è formato da un cilindro in ceramica porosa inserito nel foro e circondato da sabbia. Questa cella è collegata al piano campagna da due tubicini in PVC, i quali hanno la funzione di non far intasare²¹ la cella grazie alla circolazione di acqua e di misurare il livello della falda.

Può essere usato per effettuare misure locali di pressioni interstiziali in terreni a media permeabilità (k fino a $10^{-8} - 10^{-7}$), è semplice, economico, affidabile e veloce, ma ha lo svantaggio di non poter misurare falde ardesiane e di avere la testa accessibile²². (Castelli, 2015).

²⁰ Il tempo di risposta dello strumento è legato alla permeabilità del terreno; in particolare i tempi crescono al diminuire della permeabilità.

²¹ La componente a grana fine del terreno tende ad otturare i pori del piezometro.

²² Animali e persone potrebbero intervenire sulla testa dello strumento compromettendone i risultati.

PIEZOMETRO DI CASAGRANDE

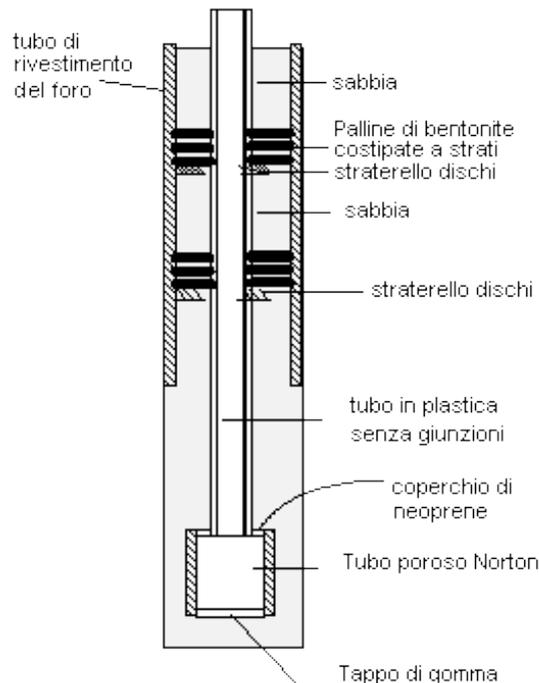


Figura 20. Piezometro tipo Casagrande (www.noncicredo.org)

Piezometri idraulici a circuito chiuso (Bishop)

Questo tipo di piezometro è utilizzabile in terreni con permeabilità fino a $10^{-10} - 10^{-8}$. (Castelli, 2015).

L'elemento filtro è collegato a due tubi riempiti con acqua e collegati a misuratori di pressione (Figura 21). L'altezza piezometrica viene determinata aggiungendo alla quota cui si trova l'elemento filtrante, una quantità corrispondente alla pressione registrata.

Tale strumento presenta notevoli vantaggi, come il fatto di avere la testa foro non accessibile, di essere veloce e facile da usare, di poter effettuare misure in automatico e infine permette di effettuare misurazioni anche su falde ardesiane.

Lo svantaggio di tale strumento è che se la falda scende per più di 8-9m al di sotto dello strumento si può verificare la cavitazione²³ la quale pregiudica le misure.

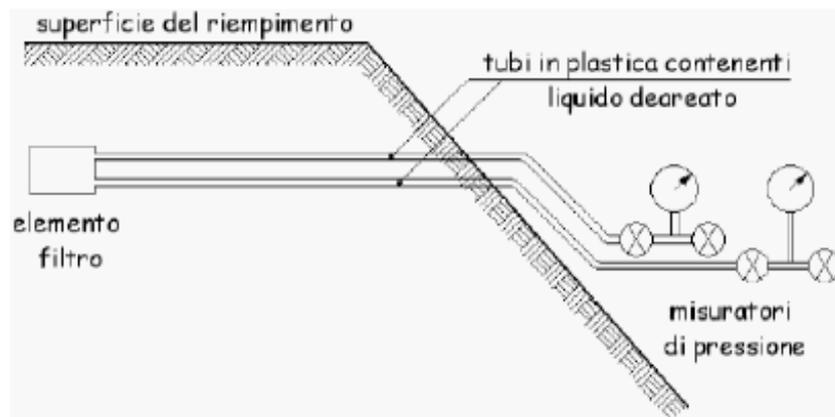


Figura 21. Piezometro tipo Bishop (Castelli, 2015)

²³ La cavitazione è la presenza di bolle d'aria nei tubi.

Celle porose

Le celle piezometriche permettono di effettuare misure di pressioni interstiziali in qualunque tipo di terreno, anche in quelli a bassa permeabilità. (Castelli, 2015).

Lo strumento è costituito da dei trasduttori (Figura 22) di pressione che vengono direttamente inseriti nel punto di misura, i quali rilevano la deformazione di una membrana per effetto della pressione dell'acqua.

Le letture sono estremamente rapide e sensibili e possono essere eseguite anche in modo automatico.

Sono frequenti i guasti, pertanto all'interno dello stesso foro viene raddoppiata la strumentazione abbinandola anche a piezometri idraulici.



Figura 22. Celle piezometriche (Castelli, 2015)

La scelta del piezometro da installare deve essere fatta in relazione alle condizioni del sottosuolo ed alla velocità del fenomeno da monitorare. In Figura 23 si riportano le diverse tipologie di piezometri da impiegare in funzione della permeabilità del terreno.

Tipo	D (cm)	Funzionamento	Installazione	Permeabilità k (m/s)
Tubo aperto	5	filtro a tutta altezza	in foro sondaggio	elevata ($> 10^{-6}$)
Casagrande	1÷1.5	presa localizzata, volumi ridotti	in foro sondaggio*	media ($10^{-8} ÷ 10^{-7}$)
A circuito chiuso (Bishop)	2.5	chiusura idraulica con manometro → livelli idrici più elevati del p.c.	in foro sondaggio	medio-bassa ($10^{-10} ÷ 10^{-8}$)
Celle piezometriche	n.d.	tubo sostituito da trasduttore	in foro sondaggio*	bassa ($10^{-12} ÷ 10^{-11}$)

* anche infisso in terreni fini poco consistenti

Figura 23. Scelta del piezometro (Castelli, 2015)

3.2. Inclinometri

Gli inclinometri forniscono indicazioni sulla profondità della superficie/zona di scorrimento e sugli spostamenti avvenuti.

Tali strumenti possono essere fissi o mobili; nel primo caso si tratta di tubi rigidi collegati tra loro da snodi strumentali con trasduttori che rilevano l'entità delle rotazioni, nel secondo caso si tratta di sonde inclinometriche strumentate con trasduttori che vengono fatte scorrere in un tubo scanalato cementato al foro di sondaggio.

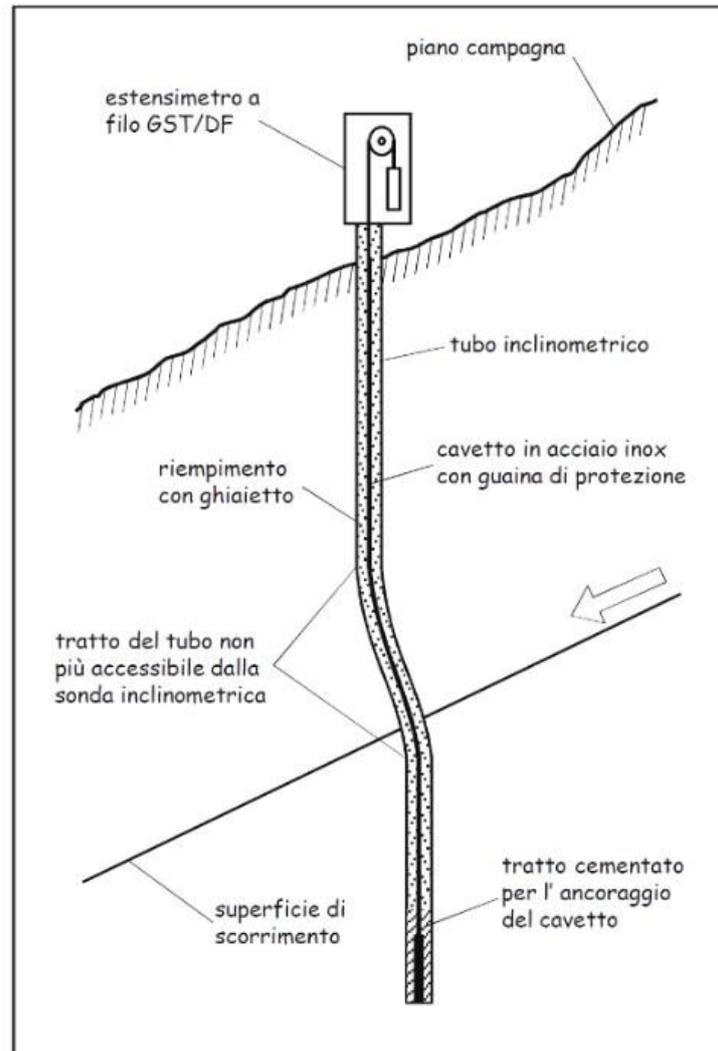


Figura 24. Schema posizionamento inclinometro (www.geotecnicatoscana.it)

L'inclinometro è costituito da un tubo inclinometrico dotato di sonde inclinometriche. Il tubo inclinometrico è un tubo flessibile²⁴, a sezione circolare all'interno del quale si muove la sonda. Particolare cura deve essere usata nella realizzazione del rivestimento del tubo, in quanto se si vuole ottenere un buon

²⁴ E' necessario che non sia rigido altrimenti non potrebbe adattarsi ai movimenti del terreno e di conseguenza non li potrebbe rilevare.

funzionamento, deve essere garantito un buon contatto tubo-materiale di reinterro ed inoltre i giunti devono garantire la tenuta²⁵.

L'installazione di un inclinometro prevede che sia realizzato un foro di 100-200mm di diametro entro cui verrà calato il tubo flessibile. Tale elemento è costituito da vari spezzoni che saranno uniti con giunti, i quali vengono rivestiti con del nastro per garantirne la tenuta. Durante l'operazione di inserimento del tubo nel foro è importante sigillare l'estremità inferiore con un tappo per evitare l'ingresso di materiale. Successivamente il tubo viene pulito e riempito con acqua per contrastare la spinta idrostatica. L'esterno viene riempito con malta liquida o, in presenza di materiali granulari o falde artesiane, impiegando sabbia o ghiaietto (Figura 24). (Sola, 2013).

L'inclinometro è una sonda che scorre all'interno del tubo grazie a rotelle. L'inclinazione viene registrata da un sensore (pendolo) che opera per gravità. Tale strumento è collegato ad un'unità di lettura che registra le misure angolari effettuate rispetto allo "zero"²⁶.

La Figura 25 riporta un esempio di come possono essere rappresentati i dati forniti dall'inclinometro; in particolare si riportano, per ogni mese²⁷, la direzione dello spostamento e la sua intensità, quest'ultima individuata dalla lunghezza della linea.

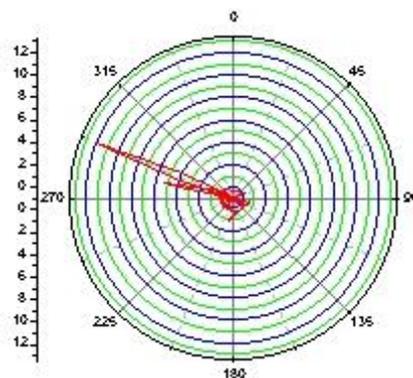


Figura 25. Direzione ed intensità dello spostamento (www.irpi.to.cnr.it)

²⁵ Con i movimenti del tubo, se il giunto non sigilla adeguatamente, potrebbero entrare sporcizie nel tubo compromettendone il buon funzionamento.

²⁶ Al momento dell'inserimento dell'inclinometro nel tubo, viene effettuata una misura che fissa lo "zero", ossia fissa una direzione rispetto alla quale riferire le successive letture.

²⁷ Ogni linea rossa riportata sul grafico si riferisce ad un mese.

4. Il caso studio: La frana di Civiasco

In seguito agli eventi alluvionali del 14 e 15 Novembre 2014, si è verificato il franamento del corpo stradale nel Comune di Civiasco (VC), loc. Ronco, Machetto (*Figura 29*).



Figura 26. Frana vista dal lato di Civiasco (*Cavagnino, 2014*)



Figura 27. Frana vista dal lato di Arola (*Cavagnino, 2014*)

Il tratto di strada interessato dal dissesto (vedi *Figura 26*, *Figura 27* e *Figura 28*) si snoda da SW verso NE lungo la parete meridionale del Monte Quarone, che si sviluppa verso il basso sino ad incontrare l'alveo del torrente Pascone.



Figura 28. Frana vista dal lato di Arola (Cavagnino, 2014)

Il centro abitato di Civiasco è costruito in gran parte su una superficie pianeggiante, relitto di un antico fondovalle di origine glaciale (attualmente profondamente re-inciso dal T. Pascone). La parte più settentrionale, ivi compreso l'agglomerato di Peracino, si colloca sul versante che costituisce il raccordo tra questa superficie ed una analoga a quota superiore, avente la medesima origine della precedente.



Figura 29. Localizzazione Comune di Civiasco (www.comune.civiasco.vc.it)

Alcune informazioni sul Comune:

- Numero abitanti: 260;
- Denominazione: Civiaschesi;
- Superficie: 7,27 kmq;
- Altitudine: 716 m s.l.m.;
- Distanza: 70 km da Vercelli;
- Festa patronale: San Gottardo – 4 maggio.

Le cause predisponenti i movimenti franosi²⁸, sono lo stato di fratturazione ed alterazione del substrato roccioso; tuttavia perché si verificano effettivamente dei movimenti, è necessario che vi siano anche delle cause scatenanti, queste sono da imputare all'aumento delle pressioni interstiziali come conseguenza di forti e prolungate precipitazioni.



Figura 30. Frana vista dal lato di Civiasco (Cavagnino, 2014)

Lo smottamento ha interessato circa 50 m di strada, scalzando il muro di sostegno di valle e travolgendo un edificio rurale presente sul versante (Figura 30).

Si andrà quindi in seguito ad analizzare quanto avvenuto e a valutare l'instabilità del sito.

²⁸ In particolare nella zona di interesse le frane sono generalmente per scivolamento, indotte dalle piogge e dalla morfologia del terreno.

L'area di studio si trova lungo la S.P. 78 nel comune di Civiasco, circa 1 km a Nord Est del concentrico, in località *Boracca* e poco prima di località *Ronco* e *Machetto* (Figura 31). Il settore si trova circa a quota 745 m s.l.m.

Come si desume da *Cavagnino (2016)*: [...] *“il tratto di strada interessato dal dissesto si snoda da SW verso NE lungo la parete meridionale del Monte Quarone, che si sviluppa verso il basso sino ad incontrare l'alveo del torrente Pascone. [...] Lo smottamento ha interessato circa 50 m di strada, scalzando il muro di sostegno di valle e travolgendo un edificio rurale presente sul versante”*. [...]

Sempre nel novembre del 2014, sono stati realizzati n.° 3 sondaggi a carotaggio continuo (per ubicazione vedi *Tavola 2* allegata).

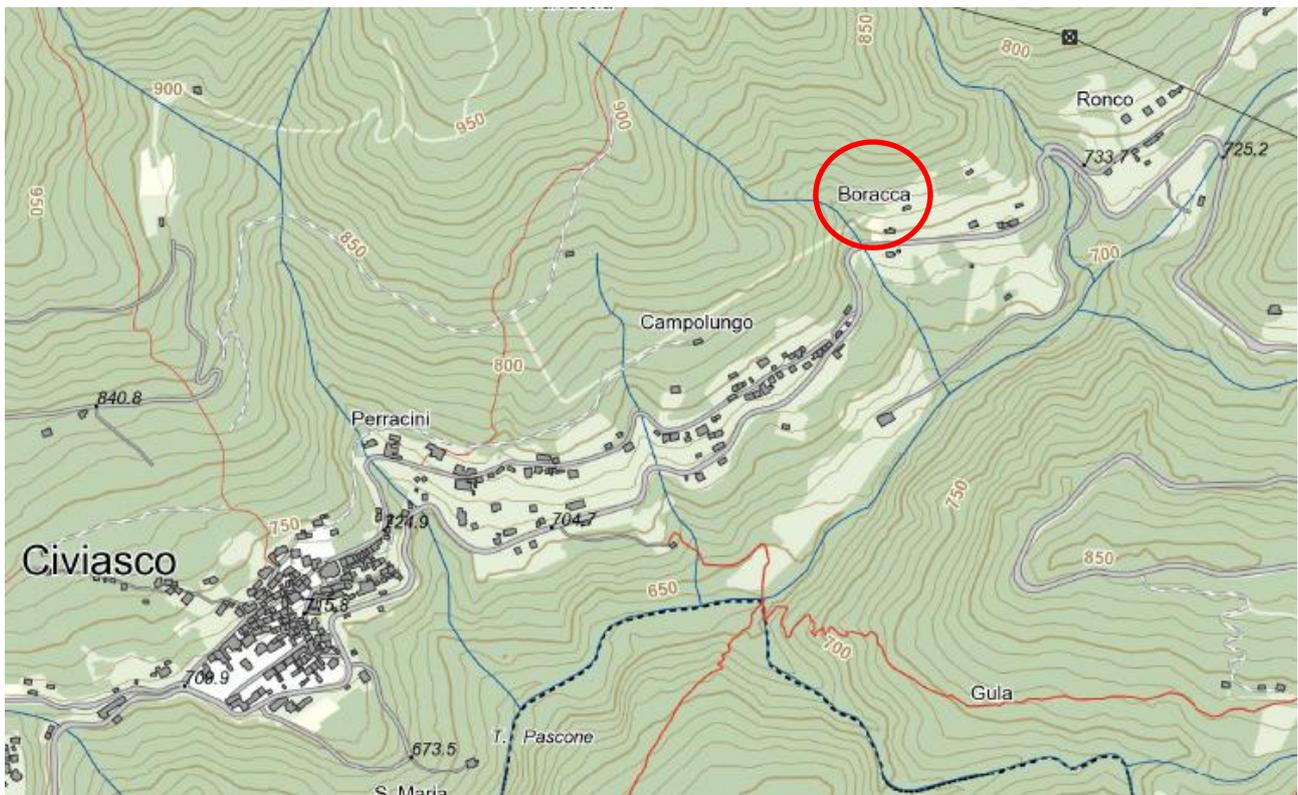


Figura 31. Localizzazione località Boracca

4.1. Ricostruzione storica dei fenomeni di instabilità

Prima di procedere con lo studio della frana in esame e con le sue analisi di stabilità, viene effettuata una ricostruzione storica dei fenomeni franosi avvenuti nella zona di interesse dal 1755 ad oggi.

14 ottobre 1755 – Alberto Durio, Civiasco. Memorie storiche, pag. 12, Novara 1926

“... Civiasco soffrì gravissimi danni specialmente nella campagna da uno spaventoso nubifragio, che imperversò su tutta la Valsesia ... distrusse nel Comune, oltre molti raccolti, una cascina, due mulini, un torchio ad olio; rovinò strade campi e prati, travolse ponti e sradicò ben 419 piante, portandovi la carestia e la fame”. (ARPA Piemonte).

Agosto 1851 – Giornale Gazzetta Piemontese, 25 agosto 1851

“Scrivono da Varallo al giornale che le campagne di Valsesia in parte per la grandine ed in parte per le piogge ... sono ridotte a cattivissimo stato. Invece a Civiasco ... per il turbine, e per le direttissime piogge, e frane, e scoscendimenti del terreno, sarebbesi oltremodo ingrossato il t. Pascone...”. (ARPA Piemonte).

Ottobre 1857 – Alberto Durio, Civiasco. Memorie storiche, pag. 15, Novara 1926

“Gravissimi danni al cantone costruito sopra terreno cattivo ... Le acque penetrarono in gran copia sotto le fondamenta ... lasciando le case in parte senza appoggio per cui in parte rovinarono e in maggior parte screpolarono...”. (ARPA Piemonte).

8-11 novembre 1951 – Genio Civile di Vercelli – Relazione tecnica per lavori di somma urgenza

“... causa l’alluvione dei giorni 8-9-10-11 novembre 1951, verificatesi in seguito alle forti e continue precipitazioni atmosferiche, perduranti fin dagli ultimi giorni del mese di ottobre, la zona della bassa Valsesia, in provincia di Vercelli, è stata estesamente colpita da danni provocati da numerose frane ... Nel Comune di Civiasco, località Peracino, infiltrazioni d’acqua di notevole entità, nel terreno a sensibile pendio hanno provocato oltre a numerose frane lo slittamento generale del pendio stesso per una estensione di circa 300 ettari.

Conseguentemente si producevano cedimenti e lesione di grave entità ai fabbricati civili e rurali ivi ubicati, nonché notevoli danni alle strade comunali. Oltre ad essere inabitabili e inservibili detti fabbricati per la loro ubicazione sovrastante il centro abitato ed in adiacenza alle strade comunali rappresentavano un pericolo per la popolazione del Comune...”. (ARPA Piemonte).

6 ottobre 1952 - Genio Civile di Vercelli

“Strada Pian della Valle: la mulattiera ha inizio dalla carrozzabile Varallo – Civiasco. Poco a monte del suo inizio si è verificato un ampio smottamento di terreno, che ha fatto sparire le tracce della strada stessa per una lunghezza di circa 45 metri.

Via Ercole Durio: su tale strada si sono verificati notevoli franamenti e pertanto il transito è pericoloso: è stato previsto in progetto di rimuovere i materiali che l’hanno ingombrata e di ricostruire alcuni muretti di controriva...

Via Campolungo: per tale stada che ha subito danni del genere di quelli della precedente via Durio, si prevedono in progetto lavori analoghi, rimozione dei materiali franati, ricostruzione di muri di controriva...". (ARPA Piemonte).

6 ottobre 1952 - Genio Civile di Vercelli – Opere di riparazione a danni alluvionali

"... Le piogge alluvionali del novembre 1951 hanno provocato numerose frane, asportazione di tombino, rovina di muri di controriva e di sostegno, asportazione del corpo stradale in prossimità dell'abitato, della strada di allacciamento Varallo – Civiasco...". (ARPA Piemonte).

1969 – Indagine IRES, Prime indicazioni sui problemi della difesa idrogeologica nel Piemonte

"... In zona Peracino Preil movimenti accentuati su circa 30000 mq. Nel 1951 la frana suddetta ha colpito la frazione Peracino (Figura 32) con una ventina di case distrutte...". (ARPA Piemonte).



Figura 32. La fotografia mostra i rifacimenti parziali dei muri in pietra e le opere di sostegno in calcestruzzo costruite per ripristinare la viabilità delle due strade a tratti franate durante l'evento del novembre 1951. La casa al centro della foto venne gravemente lesionata dai movimenti del terremoto in quegli anni. Attualmente sono visibili lesioni diffuse ai manufatti e, in primo piano, lesioni al manto stradale, che sono il sintomo di un continuo molto lento movimento in atto. (ARPA Piemonte).

2 luglio 1953 – Genio Civile di Vercelli

"... che durante l'alluvione del novembre 1951, nella regione Peracino dell'abitato di Civiasco si è staccata una larga zona di terreno imbevuto di abbondanti acque, slittando a valle con profondi e larghi crepacci in ogni senso per tutto il versante Sud della costa montana, travolgendo e lesionando gravemente alcune

abitazioni e degenerando in vera e propria frana in corrispondenza della strada Pian della Valle fino a raggiungere la sede della strada carrozzabile di allacciamento di Civiasco...". (ARPA Piemonte).

28 maggio 1953 - Genio Civile di Vercelli

Venne asportato un tratto di 120m di acquedotto dell'Asilo Infantile lungo il tratto iniziale della strada che porta a Pian della Valle. (ARPA Piemonte).

22 dicembre 1951 – Giornale *Gazzetta Popolare*

"Sconvolti i pendii dell'antico Canto Peracino. Alcune case pericolanti. Una decina di case di Peracino e della Poo dovranno essere abbattute. Tutta la zona è percorsa da numerose vene d'acqua e scorre a valle lentamente". (ARPA Piemonte).

27 maggio 1952 – Provv. Reg. OO.PP. per il Piemonte

"Comune di Civiasco – Alcuni fabbricati della Frazione Peracino sono stati distrutti da una frana staccatasi al di sopra della frazione stessa". (ARPA Piemonte).

Giugno 1953 - Genio Civile di Vercelli, 2 luglio 1953

"... Constatato che le persistenti piogge della scorsa settimana, le quali tutt'ora continuano, hanno provocato un sensibile rigonfiamento del terreno di frana immediatamente a monte della strada di allacciamento ed avente ai lati il fabbricato Asilo Infantile 'Ercole Durio' a levante, la casa di abitazione Barone, e soprastante sito del diroccato lavatoio pubblico a ponente; che tale massa informe di frana è in corrispondenza del sito di appoggio della ricostruendo strada di Pian della Valle i cui lavori sono stati tutti appaltati con la costruzione di una passerella; che il rigonfiamento, provocato dallo scorrimento di copiose acque scendenti in profondità, ha determinato un ulteriore scorrimento della frana medesima, in parte per ora trattenuta dal nuovo muro di contenimento già costruito, mentre nel tratto dove il muro in corso di elevazione, ha invaso nuovamente la sede stradale...". (ARPA Piemonte).

Giugno 1957 - Genio Civile di Vercelli

"... Le piogge torrenziali del giugno 1957 provocavano uno slittamento di vasta porzione di terreno nella località denominata Peracino con conseguente crollo di vari fabbricati, fra cui si trova il lavatoio comunale, di esso restavano soltanto ossature frammentarie...". (ARPA Piemonte).

Indagine IRES, op. cit.

"... In zona Peracino Preil movimenti franosi accentuati su circa 30000 mq ... distruzione del lavatoio pubblico e strade comunali...". (ARPA Piemonte).

Ottobre 1966 – Commissione internazionale per lo studio della sistemazione idraulica e della difesa del suolo, Roma 1970

“Frana di scivolamento interessa la frazione”. (*ARPA Piemonte*).

Novembre 1968 – Indagine IRES, op. cit.

“... In zona Peracino Preil movimenti franosi su circa 30000 mq. ... nuovamente distrutto lavatoio e strada...”. (*ARPA Piemonte*).

Luglio 1981 – Comune di Civiasco – Relazione geologica studio Stige

Una relazione geologica venne eseguita per il piano di fabbricazione in seguito ai “gravi dissesti legati alle intense precipitazioni”. In tale relazione si legge: “... le recenti intense piogge dell’autunno 1968 hanno di nuovo provocato distacchi e rimesso in movimento il terreno in tutta la zona”. (*ARPA Piemonte*).

8-9 ottobre 1977 – Comune di Civiasco – Relazione tecnica, 24 gennaio 1978

“... Le precipitazioni atmosferiche del 8/9 ottobre 1977 hanno causato danni alla viabilità stradale lungo la via del Nord e via E. Durio di questo Comune. ... si evidenzia la pericolosità all’abitato circostante ed all’isolamento dello stesso qualora i muri di contenimento, attualmente a secco, dovessero cedere dando origine ad un movimento franoso incontrollato. ... si è rilevato un movimento franoso della falda di monte manifestatosi in seguito dell’alluvione degli scorsi 8-9 ottobre con considerevoli scoscendimenti di materia che hanno parzialmente intasato la strada sottostante con minaccia di riversare a valle considerevoli quantità di materia in fase di distacco con pregiudizio per la pubblica incolumità e per gli abitati circostanti...”. (*ARPA Piemonte*).

29 ottobre 1977 – Comune di Civiasco

Danneggiato fondo strada per Peracino e Via del Nord nonché muro di controripa. (*ARPA Piemonte*).

Primavera 1986 – Studio a.bi.erre, relazione del 18 luglio 1986

“... A seguito degli eventi pluviometrici primaverili si sono verificati preoccupanti fenomeni di saturazione da acqua sorgive, con conseguenti smottamenti e fessurazioni della coltre terrigena superficiale di una vasta zona sita immediatamente a monte dell’abitato di Civiasco...”. (*ARPA Piemonte*).

1988 – Comune di Civiasco

Relazione tecnica nella quale si illustrano le indagini geognostiche consistenti in profili sismici, sondaggi a carotaggio continuo, alcuni dei quali strumentati con inclinometri, studio della falda, due sezioni stratigrafiche. (*ARPA Piemonte*).

4.2. Inquadramento geologico e strutturale dell'area

Dal punto di vista strutturale l'area di studio si trova nel dominio sub alpino, in prossimità della "linea Cossato – Mergozzo – Brissago", che separa la serie dei laghi dalla zona Ivrea – Verbano.

Seguono due schemi strutturali (*Figura 33 e Figura 34*), tratti dal F.° 30 della Carta Geologica d'Italia.



Figura 33. SCHEMA STRUTTURALE (estratto da F.30 "Varallo" della Carta Geologica d'Italia)

CMB: linea Cossato – Mergozzo – Brissago

CR: faglia trascorrente della Cremona



Area di studio

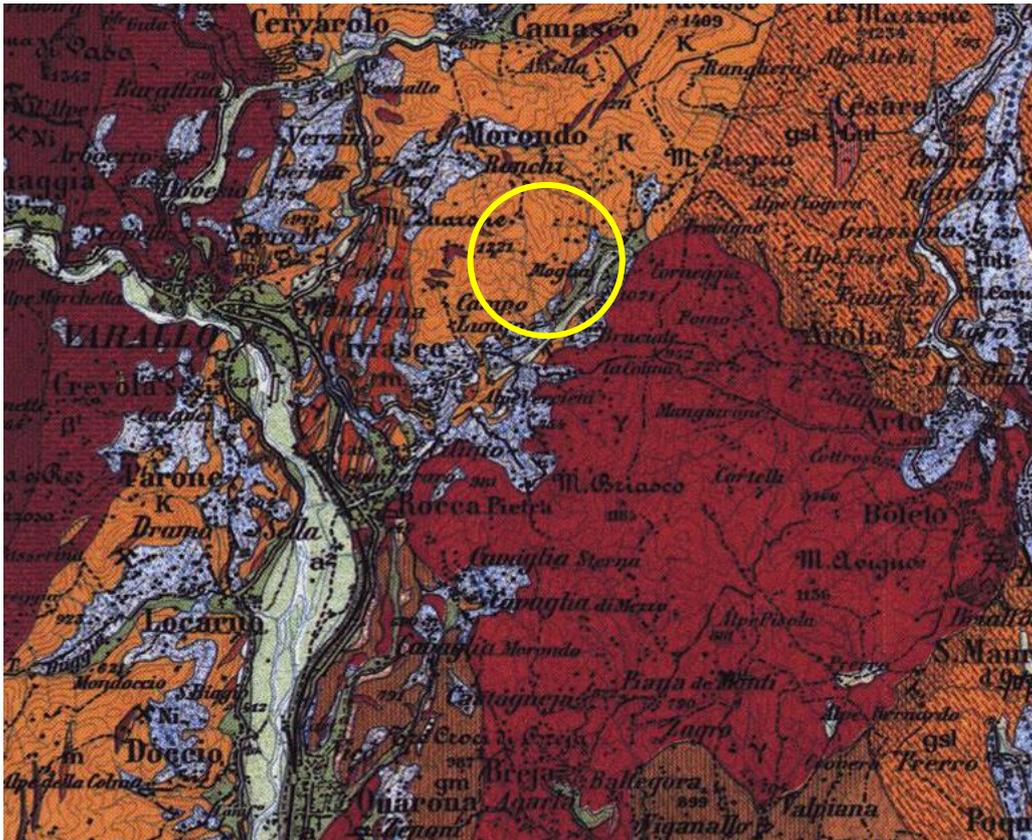


Figura 34. SCHEMA STRUTTURALE (estratto da F.30 "Varallo" della Carta Geologica d'Italia)

Dall'analisi delle figure di cui sopra, si osserva come l'area di studio sia ascrivibile al "complesso Kinzigitico" (Zona Ivrea – Verbano); confina invece, a Sud – Est, con il corpo granitico di Roccapietra, appartenente "all'intruso dei graniti dei laghi" (Serie dei Laghi).

Le Rocce del "complesso Kinzigitico" appaiono come Kinzigiti (s.s.) con intercalazioni di metabasiti, calcefiri, marmi, e filoni di paragneiss quarzoso feldspatici.

Si tratta di paragneiss a grana vistosa, derivati da sedimenti argillosi di età pre-ordoviciana, con metamorfismo varisco di grado medio-alto, costituiti da biotite, quarzo, sillimanite, cordierite e granato, plagioclasio +/- muscovite +/- K - Feldspato. Queste rocce hanno subito evidenti processi di fusione parziale (anatesi), con produzione di un liquido di composizione granitica; il fuso non è stato allontanato in questo caso dal luogo della sua formazione ed è consolidato in situ, costituendo le sacche ed i filoni chiari diffusi all'interno dei paragneiss che assumono così l'aspetto di migmatiti. Il processo anatettico si è svolto durante una fase tettonica che ha prodotto deformazioni disarmoniche; esse sono il risultato della presenza, nelle migmatiti, di una parte solida più refrattaria e rigida, e di una frazione liquida ad alta mobilità. (Cavagnino, 2016).

Localmente si possono inoltre osservare e distinguere (rispetto alle *Kinzigiti* s.s.) Anfiboliti e rocce di composizione dioritica, spesso ricche di Feldspati (che le conferiscono un caratteristico colore molto chiaro) e di granati isolati (forse accresciuti attorno a minuti frammenti di metapeliti).

Si rilevano infine estese “bancate” a giacitura sub verticale di Calcefiri: si tratta di calcari metamorfici di colore grigio azzurro, con abbondanti silicati antigeni, derivati nella massima parte dei casi da azioni di metamorfismo di contatto. I minerali più comuni, talora in bei cristalli, sono: Granato (grossularia), Vesuvianite, Dipside, Fassaite, Wollastonite,.....

Con riferimento invece alla formazione dei “*Graniti dei Laghi*” questa è rappresentata da un granito bianco a microclino, abbondanti *clots* di plagioclasio, nuclei calcici e mirmechiti. La grana è media, la consistenza molto variabile riscontrandosi porzioni ove la roccia, pur mantenendone in situ l’aspetto, è trasformata in un sabbione *arcosico* che si sgretola alla semplice pressione manuale, ad altre ove il grado di alterazione è molto minore e l’aspetto lapideo è mantenuto. Generalmente, le zone ove la roccia ha aspetto lapideo sono comunque subordinate e limitate alle incisioni torrentizie e alle scarpate stradali. (*Cavagnino, 2016*).

Tra le coperture sciolte, presenti nella valle del torrente *Pascone*, si rileva la presenza di:

- Falde di detrito, distinguibili, localmente, in falde di detrito a grossi blocchi ed in blocchi isolati, anche di notevoli dimensioni;
- Coperture di origine mista: coperture eluvio - colluviali miste a depositi gravitativi di versante;
- Coperture fluvio – glaciali eterogenee: depositi Morenici.

4.3. Situazione geologica e geomorfologica locale

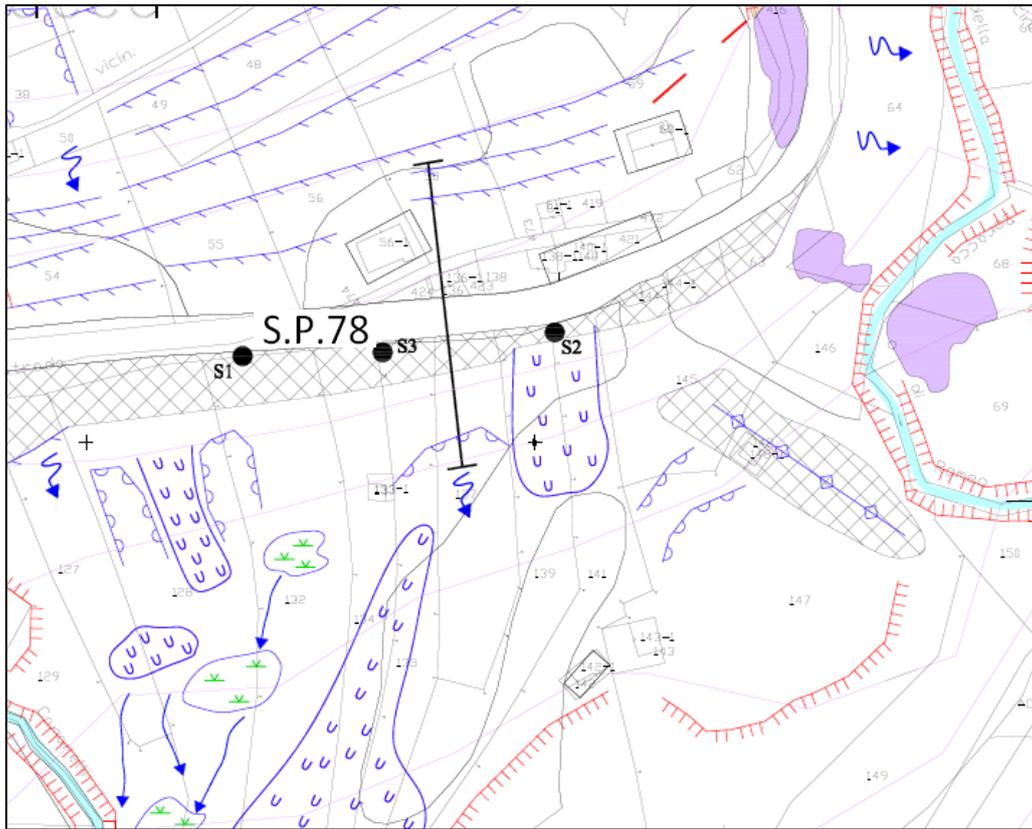


Figura 35. Ubicazione area di studio. (Estratto tavola 1c)

4.3.1. Geologia

L'area di studio è caratterizzata dal contatto tra le rocce del complesso Kinzigitico ed i Graniti permiani dei Laghi. Infatti, poco a monte della S.P., in prossimità dell'incisione corrispondente all'alveo del *Rivo di Canarelli*, affiorano bancate di Kinzigiti; circa 225 m a Est delle rocce di cui sopra, in corrispondenza dell'alveo del *Croso di Ronco*, si rileva invece il contatto tra Kinzigiti e Graniti dei Laghi. Nel primo tratto della vallecola del *Croso di Ronco*, poco a valle della S.P., è ancora presente il Granito dei Laghi. In *Figura 35* è possibile localizzare quanto sopra descritto, per comprendere nel dettaglio la geologia fare riferimento alle *Tavole 1a, 1b e 1c* allegate al fondo della presente tesi.

Con riferimento ai materiali sciolti, si rileva l'estesa presenza di "Coperture di origine mista": si tratta di coperture eluvio-colluviali miste a depositi fluvio-glaciali ed alterazione della roccia; a titolo illustrativo, si riporta in *Tabella 4* la descrizione (dall'alto verso il basso) degli strati rilevati nel sondaggio denominato S3 nella relazione di (*Cavagnino, 2016*), a partire dal p.c. fino a quota - 26 m dal p.c. (a seguire il *bedrock*):

Tabella 4. Stratigrafia sondaggio S3. (*Cavagnino, 2016*)

prof. [m]	DESCRIZIONE
1,6	<i>Ghiaia sabbioso argillosa di colore grigio / marrone</i>
2,0	<i>Trovante gneissico</i>
3,5	<i>Ghiaie argillose sabbiose (frammenti di roccia) passanti a frammenti di roccia gneissica in matrice sabbiosa</i>

6,0	<i>Frammenti di rocce immerse in matrice sabbiosa debolmente argillosa. Le fratture dei frammenti di roccia sono alterate in rosso ruggine (diametro massimo 10 – 12 cm)</i>
9,0	<i>Frammenti di roccia (diametro 1 – 4 cm) in matrice sabbiosa di colore marrone debolmente argillosa;</i>
10,7	<i>Frammenti ghiaiosi di roccia (diametro 1 – 2 cm) in matrice sabbioso argillosa di colore marrone;</i>
11,5	<i>Trovante granitico;</i>
13,2	<i>Frammenti di roccia (diametro 1 – 2 cm) in matrice sabbiosa grigiastra</i>
15,3	<i>Frammenti di roccia (1 – 3 cm) immersi in una matrice sabbioso argillosa di colore marrone</i>
16,0	<i>Frammenti di roccia gneissica molto alterati in ruggine con matrice (diametro 1 – 5 cm)</i>
16,5	<i>Trovante gneissico</i>
22,0	<i>Sabbia fine quarzatica debolmente limosa argillosa di colore grigio/marrone</i>
24,0	<i>Trovanti gneissici con quarzo</i>
26,0	<i>Frammenti di roccia (diametro 1 – 5 cm) in matrice sabbiosa</i>
28,0	<i>Roccia intensamente fratturata (RQD max 29%), talora con frammenti di roccia (diametro 1 – 2 cm)</i>
28,6	<i>Frammenti di roccia gneissica immersi in matrice ghiaiosa sabbiosa di colore grigiastro</i>
29,0	<i>Roccia intensamente fratturata e alterata sulle superfici di frattura</i>
30,0	<i>Roccia gneissica fratturata con roods di quarzo e intrusioni aplitiche. Superficie di frattura alterata in rosso (RQD 77%)</i>

Si osserva anche la presenza, circa in prossimità del sedime della S.P., di materiali rimaneggiati e di riporto. Si nota inoltre una “anomala” dorsale, posta a Sud-Est dell’area di rilevamento, che si presume, vista la morfologia, essere costituita da terreni rimaneggiati.

4.3.2. Geomorfologia e idrogeologia

Dall'osservazione della carta geologica e geomorfologica (presente in allegato nelle *Tavole 1a, 1b e 1c*), si desume come l'area oggetto di studio sia, anche in passato, stata soggetta a fenomeni gravitativi di versante: frequenti sono le nicchie di distacco quiescenti (anche a monte della S.P.) e i corpi di frana, ascrivibili ad eventi distribuiti nel tempo.

Dall'analisi della morfologia e delle foto aeree, si presume che, anticamente, il *Croso di Ronco* avesse un andamento Nord Sud ed andasse ad interessare direttamente l'area di studio.

Si osserva inoltre come, soprattutto il settore a monte della S.P., sia stato fortemente rimodellato dalla presenza di numerosi livelli di terrazzamenti antropici.

Dal punto di vista idrogeologico si riconosce la presenza di un'importante circolazione sotterranea, pressoché permanente. Numerose sono le risorgive, evidenti nel settore Sud Ovest dell'area di rilevamento (a valle della S.P.).

La falda è stata rilevata in perforazione, nel luglio del 2016, a circa – 8 m dal p.c. Come riferito dai Tecnici della Provincia di Vercelli, durante l'evento alluvionale del novembre 2014 la falda era pressoché prossima al p.c.: in alcuni punti le numerose risorgive apparivano in pressione, a causa dell'elevato carico idraulico. (*Cavagnino, 2016*).

4.4. Indagini e monitoraggi

Per la caratterizzazione stratigrafica del sito in esame sono state svolte diverse tipologie di indagini che vengono di seguito descritte.

4.4.1. SISMICA a RIFRAZIONE

Le indagini geosismiche sono state realizzate avvalendosi del metodo sismico a rifrazione, che utilizza la determinazione della velocità di propagazione delle onde longitudinali (onde P) e talora trasversali (onde S) nel sottosuolo. Tali onde sono generate, e si propagano nel terreno, ogni qualvolta quest'ultimo sia sottoposto a sollecitazioni sia di tipo naturale sia artificiale (esplosioni, masse battenti, ecc.). (Cavagnino, 2016).

La tecnica di prospezione sismica a rifrazione, consiste nella misura dei tempi di primo arrivo delle onde sismiche generate in un punto in superficie (punto di sparo), in corrispondenza di una molteplicità di punti allineati sulla superficie topografica dove sono posti dei ricevitori (geofoni). Lo studio della propagazione delle onde sismiche consente di valutare le proprietà meccaniche e fisiche dei terreni e la compattezza dei materiali da queste attraversati.

Mediante questo tipo d'indagine si può risalire alla probabile composizione litologica di massima dei terreni, al loro grado di fratturazione, alla geometria delle prime unità sottostanti la coltre superficiale, alla profondità a cui si trova la roccia di fondo (*bedrock*), alla sua forma e talora, in terreni alluvionali, alla profondità della falda freatica.

L'elaborazione dei dati sismici con un completo modello matematico bidimensionale appoggiato da procedure iterative, consente di massimizzare la risoluzione e il dettaglio di ricostruzione del modello di velocità attribuito al terreno in esame.

Utilizzando quindi le distanze tra il punto di scoppio e quello di ricezione e i tempi di primo arrivo dei segnali sismici, vengono ricavate le DROMOCRONE (curve tempi-distanze), dalle quali si risale, tramite opportuno programma di calcolo, alle velocità reali nei singoli strati, al loro spessore, profondità, forma ed inclinazione.

Nel caso in esame, per registrare simultaneamente gli impulsi sismici rilevati dai geofoni è necessario l'utilizzo di una strumentazione elettronica multicanale, a bassissimo rumore interno, ad alta velocità di campionamento, dotata di supporto magnetico per la registrazione dei dati ottenuti dopo opportuna amplificazione, filtraggio e conversione analogico/digitale.

A questo scopo è stato utilizzato un sismografo 24 canali. Per registrare le vibrazioni del terreno sono stati utilizzati 24 geofoni del tipo elettromagnetico a bobina mobile con frequenza caratteristica di 12 Hz, che

consentono di convertire in segnali elettrici gli spostamenti che si verificano nel terreno. Questi ricevitori erano collegati al sismografo tramite degli appositi cavi multipolari. Per generare le onde sismiche è stato utilizzato un apposito fucile sismico con cartucce industriali calibro 8.

L'acquisizione di dati è avvenuta dopo le opportune verifiche di corretto funzionamento della strumentazione e del circuito di *time-break* (tempo 0).

Il risultato finale sarà una matrice rappresentativa del terreno indagato costituita da celle ciascuna caratterizzata da una velocità sismica e tale complessivamente da presentare un errore minimo se utilizzata nella procedura di tracciamento dei raggi sismici. Questa matrice viene visualizzata tramite un opportuno programma di *contouring* utilizzando, se ritenuto necessario, diversi colori per le diverse velocità. (Cavagnino, 2016).

In *Figura 36* è possibile individuare l'ubicazione delle indagini sopra descritte (identificativo R1 e R2) ma per un quadro più completo si rimanda alla *Tavola 2* allegata al fondo della relazione.

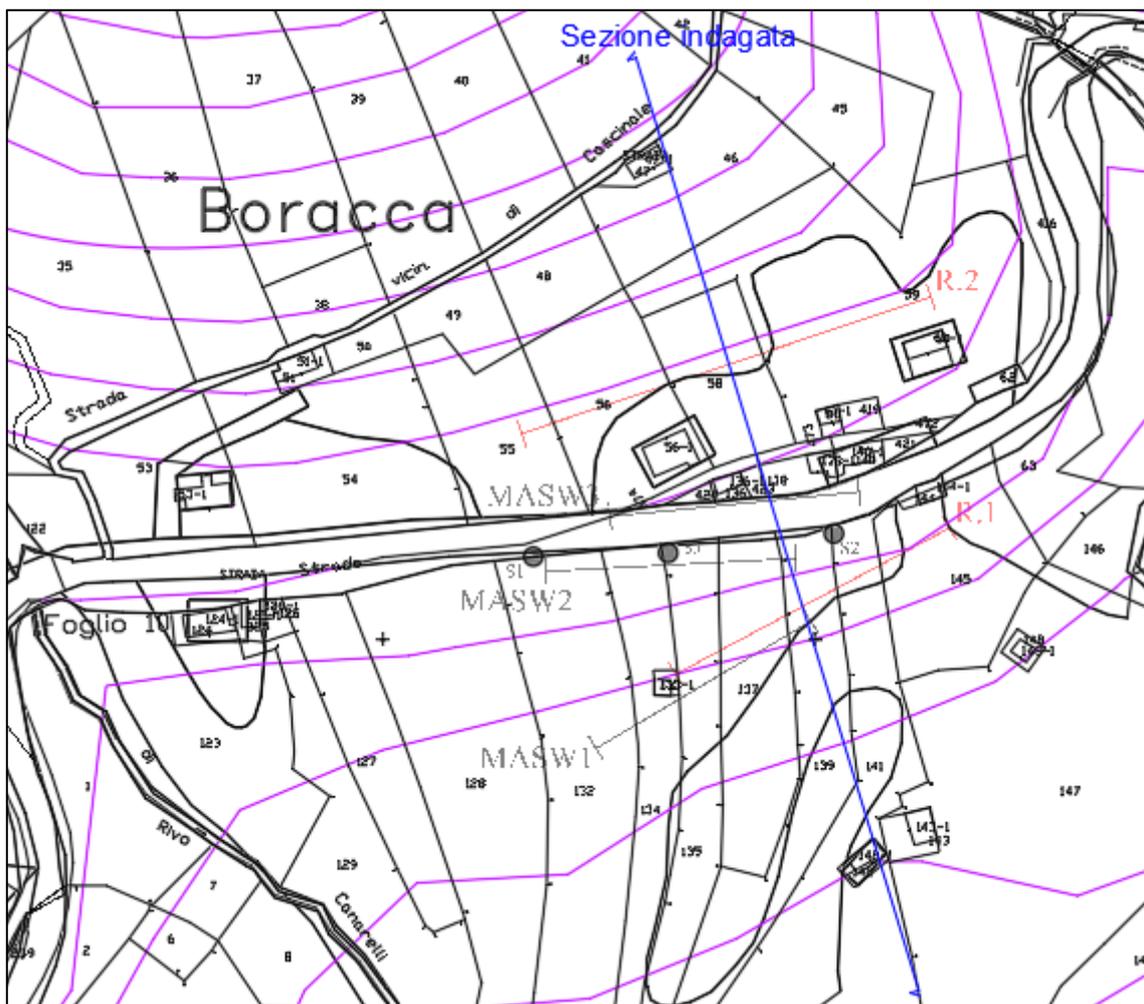


Figura 36. Ubicazione indagini sismiche a rifrazione. (Estratto Tavola 2)

4.4.2. PROVA SISMICA Vs30 con Metodologia MASW

Il territorio comunale di Civasco (VC) ricade in zona sismica 4. Si riporta in *Tabella 5* ove ciascuna zona è individuata secondo valori di accelerazione di picco orizzontale del suolo a_g , con probabilità di superamento del 10% in 50 anni. (Cavagnino, 2016).

Tabella 5. Accelerazione orizzontale in zona sismica (Cavagnino, 2016)

Zona sismica	Accelerazione orizzontale con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni [a_g/g]
1	>0.25
2	0.15 – 0.25
3	0.05 – 0.15
4	<0.05

Analisi multicanale delle onde superficiali

Nella maggior parte delle indagini sismiche per le quali si utilizzano le onde compressive, più di due terzi dell'energia sismica totale generata viene trasmessa nella forma di onde di *Rayleigh*, la componente principale delle onde superficiali. Ipotizzando una variazione di velocità dei terreni in senso verticale, ciascuna componente di frequenza dell'onda superficiale ha una diversa velocità di propagazione (chiamata velocità di fase) che, a sua volta, corrisponde ad una diversa lunghezza d'onda per ciascuna frequenza che si propaga. Questa proprietà si chiama dispersione. Per l'esecuzione di tali analisi viene impiegato uno strumento chiamato sismografo (*Figura 37*).



Figura 37. Sismografo (Cavagnino, 2016)

Sebbene le onde superficiali siano considerate rumore per le indagini sismiche che utilizzano le *onde di corpo* (riflessione e rifrazione), la loro proprietà dispersiva può essere utilizzata per studiare le proprietà elastiche dei terreni superficiali. La costruzione di un profilo verticale di velocità delle onde di taglio (V_s), ottenuto dall'analisi delle onde piane della modalità fondamentale delle onde di *Rayleigh* è una delle pratiche più comuni per utilizzare le proprietà dispersive delle onde superficiali. Questo tipo di analisi fornisce i parametri fondamentali comunemente utilizzati per valutare la rigidità superficiale, una proprietà critica per molti studi geotecnici. (Cavagnino, 2016).

L'intero processo comprende tre passi successivi: l'acquisizione delle onde superficiali (*ground roll*), la costruzione di una curva di dispersione (il grafico della velocità di fase rispetto alla frequenza) e l'inversione della curva di dispersione per ottenere il profilo verticale delle Vs.

Per ottenere un profilo Vs bisogna produrre un treno d'onde superficiali a banda larga e registrarlo minimizzando il rumore. Una molteplicità di tecniche diverse sono state utilizzate nel tempo per ricavare la curva di dispersione, ciascuna con i suoi vantaggi e svantaggi.

L'inversione della curva di dispersione viene realizzata iterativamente, utilizzando la curva di dispersione misurata come riferimento sia per la modellizzazione diretta che per la procedura ai minimi quadrati. Dei valori approssimati per il rapporto di *Poisson* e per la densità sono necessari per ottenere il profilo verticale Vs dalla curva di dispersione e vengono solitamente stimati utilizzando misure prese in loco o valutando le tipologie dei materiali.

Quando si generano le onde piane della modalità fondamentale delle onde di *Reyleigh*, vengono generate anche una molteplicità di tipi diversi di onde. Fra queste le onde di corpo, le onde superficiali non piane, le onde riverberate (*back scattered*) dalle disomogeneità superficiali, il rumore ambientale e quello imputabile alle attività umane. Le onde di corpo sono in vario modo riconoscibili in un sismogramma multicanale. Quelle rifratte e riflesse sono il risultato dell'interazione fra le onde e l'impedenza acustica (il contrasto di velocità) fra le superfici di discontinuità, mentre le onde di corpo dirette viaggiano, come è implicito nel nome, direttamente dalla sorgente ai ricevitori (geofoni). Le onde che si propagano a breve distanza dalla sorgente sono sempre onde superficiali. Queste onde, in prossimità della sorgente, seguono un complicato comportamento non lineare e non possono essere trattate come onde piane. Le onde superficiali riverberate (*back scattered*) possono essere prevalenti in un sismogramma multicanale, se in prossimità delle misure sono presenti discontinuità orizzontali quali fondazioni e muri di contenimento. Le ampiezze relative di ciascuna tipologia di rumore generalmente cambiano con la frequenza e la distanza dalla sorgente.

Ciascun rumore, inoltre, ha diverse velocità e proprietà di attenuazione che possono essere identificate sulla registrazione multicanale grazie all'utilizzo di modelli di coerenza e in base ai tempi di arrivo e all'ampiezza di ciascuno. (*Cavagnino, 2016*).

La scomposizione di un campo di onde registrate in un formato a frequenza variabile consente l'identificazione della maggior parte del rumore, analizzando la fase e la frequenza in relazione alla distanza dalla sorgente. La scomposizione può essere quindi utilizzata in associazione con la registrazione multicanale per minimizzare il rumore durante l'acquisizione.

La scelta dei parametri di elaborazione, così come del miglior intervallo di frequenza per il calcolo della velocità di fase, può essere fatto con maggior accuratezza utilizzando dei sismogrammi multicanale.

Una volta scomposto il sismogramma, una opportuna misura di coerenza applicata nel tempo e nel dominio della frequenza può essere utilizzata per calcolare la velocità di fase rispetto alla frequenza. La velocità di fase e la frequenza sono le due variabili (x ; y), il cui legame costituisce la curva di dispersione.

E' anche possibile determinare l'accuratezza del calcolo della curva di dispersione analizzando la pendenza lineare di ciascuna componente di frequenza delle onde superficiali in un singolo sismogramma. In questo caso MASW permette la miglior registrazione e separazione ad ampia banda ed elevati rapporti S/N.

Un buon rapporto S/N assicura accuratezza nel calcolo della curva di dispersione, mentre l'ampiezza di banda migliora la risoluzione e la possibile profondità di indagine del profilo V_s di inversione. (Cavagnino, 2016).

Le onde di superficie sono facilmente generate da una sorgente sismica quale, ad esempio, una mazza battente o fucile sismico.

La configurazione base di campo e la routine di acquisizione per la procedura MASW sono generalmente le stesse utilizzate in una convenzionale indagine a riflessione (CMP). Però alcune regole operative per MASW sono incompatibili con l'ottimizzazione della riflessione. Questa similitudine permette di ottenere, con la procedura MASW, delle sezioni superficiali di velocità che possono essere utilizzate per accurate correzioni statiche dei profili a riflessione.

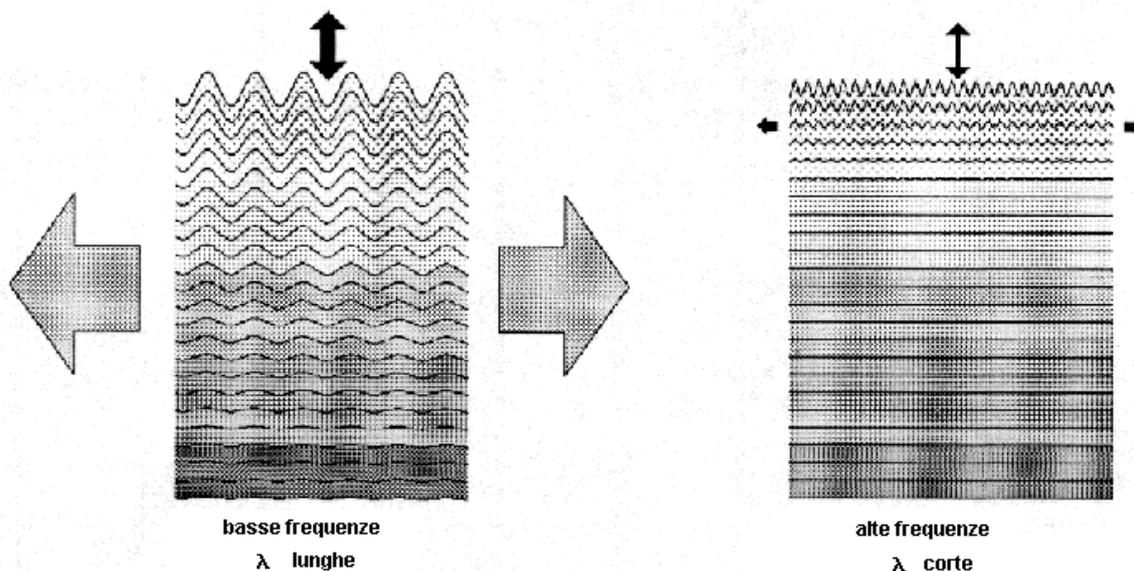


Figura 38. Dispersione onde di superficie (Cavagnino, 2016)

La Figura 38 mostra le proprietà di dispersione delle onde di superficie. Le componenti a bassa frequenza (lunghezze d'onda maggiori), sono caratterizzate da forte energia e grande capacità di penetrazione, mentre le componenti ad alta frequenza (lunghezze d'onda corte), hanno meno energia e una penetrazione superficiale. Grazie a queste proprietà, una metodologia che utilizzi le onde superficiali può fornire informazioni sulle variazioni delle proprietà elastiche dei materiali prossimi alla superficie al variare della profondità. La velocità delle onde S (V_s) è il fattore dominante che governa le caratteristiche della dispersione. (Cavagnino, 2016).

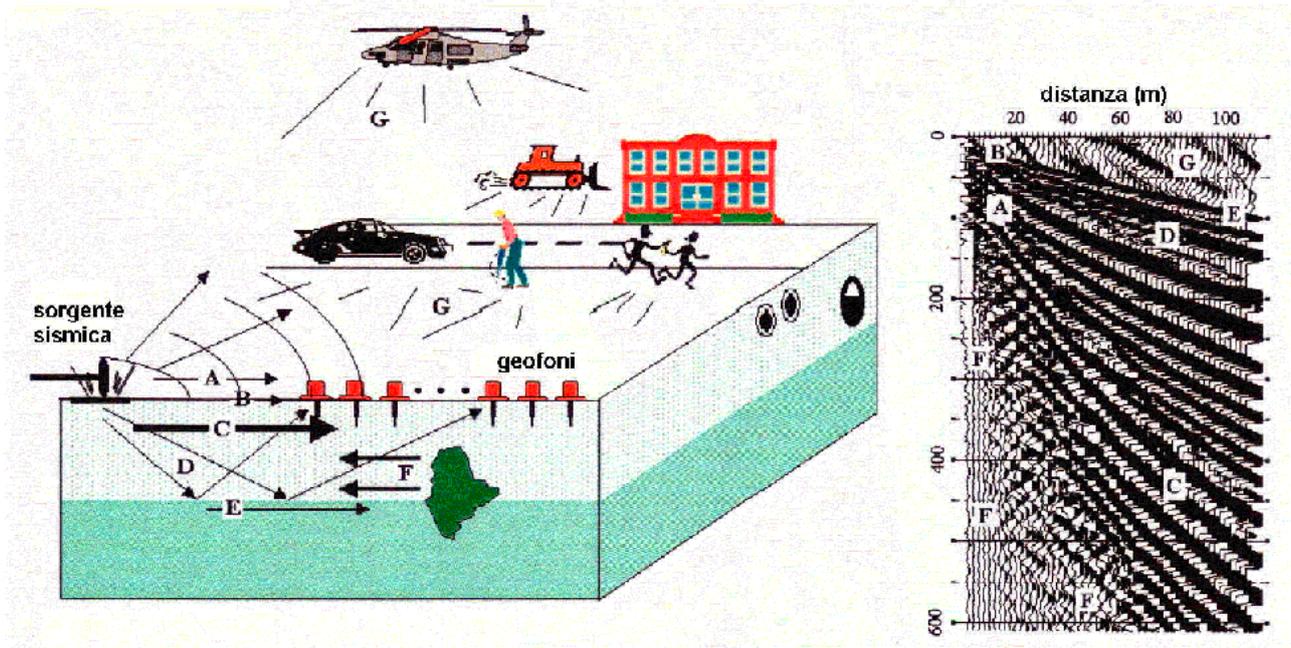


Figura 39. Acquisizione multicanale (a destra) e sismogramma multicanale (sinistra). (Cavagnino, 2016)

- | | |
|-----------------------|----------------------|
| A: onde in aria | E: onde rifratte |
| B: onde dirette | F: onde riverberate |
| C: onde di superficie | G: rumore ambientale |
| D: onde riflesse | |

Il principale vantaggio di un metodo di registrazione multicanale è la capacità di riconoscimento dei diversi comportamenti, che consente di identificare ed estrarre il segnale utile dall'insieme di varie e differenti tipi di onde sismiche (in *Figura 39* viene riportato un esempio di alcune delle possibili onde sismiche individuabili in un sito di indagine). Quando un impatto è applicato sulla superficie del terreno, tutte queste onde vengono simultaneamente generate con differenti proprietà di attenuazione, velocità e contenuti spettrali. Queste proprietà sono individualmente identificabili in una registrazione multicanale e lo stadio successivo del processo fornisce grande versatilità nell'estrazione delle informazioni utili. (Cavagnino, 2016).

In *Figura 36* (riportata nel sottocapitolo precedente) è possibile individuare l'ubicazione delle indagini sopra descritte (identificativo MASW1, MASW2 e MASW3) ma per un quadro più completo si rimanda alla *Tavola 2* allegata al fondo della relazione.

4.5. Rapporto Vp/Vs secondo Keceli (2012)

È stato possibile verificare il rapporto Vp / Vs (vedi *Tabella 6 e Tabella 7*) in corrispondenza della sezione a rifrazione denominata R1, in corrispondenza della quale è stata realizzata la MASW 1 (vedi *Tavola 2* allegata).

Nella definizione del rapporto Vp / Vs secondo Keceli, 2012, si è fatto riferimento al testo *Roccaforte, 2015* ed in particolare:

Tabella 6. Velocità delle onde 'p' ed 's' in base al tipo di terreno (Cavagnino, 2016)

TIPO DI TERRENO	Vp [m/s]	Vs [m/s]	Vp/Vs
Roccia dura e massiccia	6000 ÷ 4200	4000 ÷ 2700	1,45 ÷ 1,5
Suolo molto rigido	4200 ÷ 3000	2700 ÷ 1500	1,5 ÷ 2
Suolo rigido	3000 ÷ 2000	1500 ÷ 700	2 ÷ 3
Suolo moderatamente rigido o alterato	2000 ÷ 1500	700 ÷ 400	3 ÷ 4
Suolo sciolto e soffice	1500 ÷ 600	400 ÷ 100	4 ÷ 6
Suolo soffice e saturo	>1300	>100	6 ÷ 8

Tabella 7. Velocità delle onde 'p' ed 's' registrate in sito (Cavagnino, 2016)

STRATO	Vp [m/s]	Vs [m/s]	Vp/Vs
Strato 1	400	160	2,5
Strato 2a	450	230	1,9
Strato 2b	900	288	3,1
Strato 3	1100	420	2,6
Strato 4	2400	1000	2,4

ALCUNE CONSIDERAZIONI SUI DATI:

- lo strato 1 “aerato” e 2a presentano valori di Vp < 1300 e di Vs < 100 [m/s], pertanto ascrivibili al tipo di terreno “Suolo soffice e saturo”;
negli strati di cui sopra, un valore di Vp misurato molto basso, rispetto a quelli considerati nella classificazione proposta da *KECELI*, porta a falsare il rapporto Vp / Vs (in rosso nella tabella soprastante, in quanto fuori *range*);
- lo strato 2b ha valori di Vp compresi tra 1500 e 600 e Vs tra 400 e 100 [m/s], pertanto ascrivibili al tipo di terreno “Suolo sciolto e soffice”;
anche in questo caso, negli strati di cui sopra, un valore di Vs misurato molto basso, rispetto a quelli considerati nella classificazione proposta da *KECELI*, porta a falsare il rapporto Vp / Vs (in rosso nella tabella soprastante, in quanto fuori *range*);

- lo strato 3 segnala valori di V_p compresi tra 1500 e 600 e V_s appena fuori dall'intervallo 400 - 100 [m/s], pertanto ascrivibili al limite tra "Suolo sciolto e soffice" e "Suolo moderatamente rigido o alterato".

Come nei casi precedenti, non appare coerente il rapporto V_p / V_s (in rosso nella tabella soprastante, in quanto fuori *range*);

- lo strato 4 presenta valori di V_p compresi tra 3000 e 2000 e V_s tra 1500 e 700 [m/s], pertanto ascrivibili al tipo di terreno "Suolo rigido".

In questo caso il rapporto V_p / V_s pare coerente con la classe considerata.

Probabilmente parte della discrepanza nei rapporti V_p / V_s è da imputarsi agli elevati valori di V_s attribuiti dall'Autore rispettivamente per: *roccia dura e massiccia, suolo molto rigido, suolo rigido*. Dalle molte indagini MASW realizzate dagli scriventi nel territorio Valsesiano, sono sempre stati rilevati valori decisamente più bassi di V_s per il *bedrock sismico* e alterazione dello stesso ("cappellaccio di alterazione"). È inoltre utile ricordare che le *NTC-08* considerano il *bedrock sismico* per valori di $V_s \geq 800$ m/s. (Cavagnino, 2016).

4.5.1. Analisi dei dati delle prove sismiche

ORIZZONTE 1: “aerato”: coperture superficiali sciolte e parzialmente rimodellate, con frammenti di roccia

$V_p \leq 0,4 \text{ km/s}$

Ghiaia sabbioso argillosa di colore grigio / marrone con trovanti gneissici.

ORIZZONTE 2: “coperture sciolte”

$0,4 \text{ km/s} < V_p \leq 1,4 \text{ km/s}$

Ghiaie argillose sabbiose con frammenti di roccia. Frammenti ghiaiosi di roccia in matrice sabbioso argillosa, con trovanti granitici.

ORIZZONTE 3: “Frammenti di roccia in matrice sciolta”

$1,4 \text{ km/s} < V_p \leq 2,3 \text{ km/s}$

Frammenti di roccia in matrice sabbiosa grigiastra, con trovanti gneissici. Potenti (circa 5 – 6 m) livelli di sabbia fine quarzatica debolmente limosa argillosa

ORIZZONTE 4: “roccia fratturata”

$V_p > 2,3 \text{ km/s}$

Roccia intensamente fratturata (RQD max 29%), frammenti di roccia gneissica immersi in matrice ghiaiosa sabbiosa. Roccia gneissica fratturata (RQD 77%). (Cavagnino, 2016).

Categorie di sottosuolo

Con riferimento a quanto disposto dal capitolo 3.2.2 delle NTC-08, si è provveduto a classificare il sottosuolo dell’area oggetto d’intervento. La tabella di Figura 40, estratta dalle NTC-08, descrive le previste categorie del sottosuolo.

Tabella 3.2.II – Categorie di sottosuolo

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250 \text{ kPa}$ nei terreni a grana fina).
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250 \text{ kPa}$ nei terreni a grana fina).
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70 \text{ kPa}$ nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800 \text{ m/s}$).

Figura 40. Estratto NTC-08: Categorie di sottosuolo

Visto i valori misurati di Vs30, rispettivamente pari a 397 m/s (MASW 1), 394 m/s (MASW 2) e 427 m/s (MASW 3), si ascrive l'area di intervento alla CATEGORIA E.

Categorie topografiche

Tabella 3.2.IV – *Categorie topografiche*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Figura 41. Estratto NTC-08: Categorie topografiche

Con riferimento alla tabella di *Figura 41*, si ascrive l'area oggetto d'intervento alla CATEGORIA T2.

4.6. Monitoraggio ARPA Piemonte

L'ARPA Piemonte, ormai da parecchi anni, sta monitorando le zone soggette a movimenti franosi in tutto il territorio piemontese, tra cui anche la zona del comune di Civiasco.

4.6.1. Dati metereologici

Per quanto riguarda i dati relativi alle precipitazioni, vengono presi in esame quelli registrati nel comune di Varallo (*Figura 42*), in quanto tale zona risulta essere tra quelle monitorate, la più vicina a Civiasco²⁹. In ogni caso i due Comuni si trovano a breve distanza tra loro e di conseguenza i dati raccolti a Varallo possono essere ritenuti validi anche per Civiasco.



Figura 42. Stazione di Varallo (ARPA Piemonte)

Come si può notare dalla *Tabella 8* sotto riportata, nei giorni antecedenti il movimento franoso³⁰ è caduta una grossa quantità di acqua che come già detto ha innescato l'instabilità.

²⁹ A Civiasco ARPA non ha installato stazioni per la registrazione di dati metereologici.

³⁰ La frana si è verificata in seguito agli eventi alluvionali del 14 e 15 Novembre 2014.

Tabella 8. Precipitazioni a Varallo nel periodo antecedente la frana

Data	Precipitazione dalle 9 alle 9 (mm)	Precipitazione dalle 0 alle 0 (mm)	Temperatura media (°C)	Temperatura massima (°C)	Temperatura minima (°C)	Umidita' media (%)	Umidita' massima (%)	Umidita' minima (%)
01/11/2014	0	0	8,6	18,5	4,1	89	100	51
02/11/2014	0	0	8,9	18,3	5	85	99	39
03/11/2014	0,4	0	8,8	12,6	4,5	94	100	74
04/11/2014	58,6	21,4	8,5	9,8	7,3	100	100	99
05/11/2014	194,4	168,6	9,1	10,1	8	100	100	100
06/11/2014	48,4	110	8,7	11,5	5	99	100	89
07/11/2014	4,4	6,2	7,8	16,2	4,2	93	100	58
08/11/2014	0	0	8,8	16,9	5	90	100	53
09/11/2014	0,4	0,4	9,2	14,2	5,7	94	100	63
10/11/2014	79,8	39,4	8,8	9,5	7,5	100	100	98
11/11/2014	79	81	8,7	9,3	8,2	100	100	99
12/11/2014	179,8	119,4	8,7	9,4	7,6	100	100	98
13/11/2014	57	148,4	9,3	14,5	6,3	97	100	75
14/11/2014	0	7,4	10	13,9	6,4	96	100	73
15/11/2014	41,2	8,2	7,7	9,9	5,7	100	100	95
16/11/2014	116,2	146,6	6,9	11,5	4,1	98	100	69
17/11/2014	5,6	2,8	5,8	7,2	2,9	100	100	97
18/11/2014	18,4	23,8	4,8	12,2	2,1	95	100	64
19/11/2014	0	0	4,6	12,4	1,3	89	100	54
20/11/2014	0	0	4,6	12,8	1,3	84	97	42
21/11/2014	0	0	4,2	11,9	1,1	88	99	48

Effettuando un confronto dei mm di pioggia caduti a novembre del 2014 con quelli degli anni precedenti, si può notare come vi sia stato un forte incremento delle piogge, il che giustifica il brusco innalzamento del livello di falda e il conseguente innesco del movimento franoso.

Il grafico di *Figura 43* riporta la quantità di acqua (espressa in mm), caduti nel mese di novembre dal 2010 al 2014. Dal confronto si può notare come nel 2014 sia caduta una quantità di pioggia maggiore che negli altri anni; in particolare vi è un forte picco nei giorni precedenti la frana.

Pioggia giornaliera
[mm/giorno]

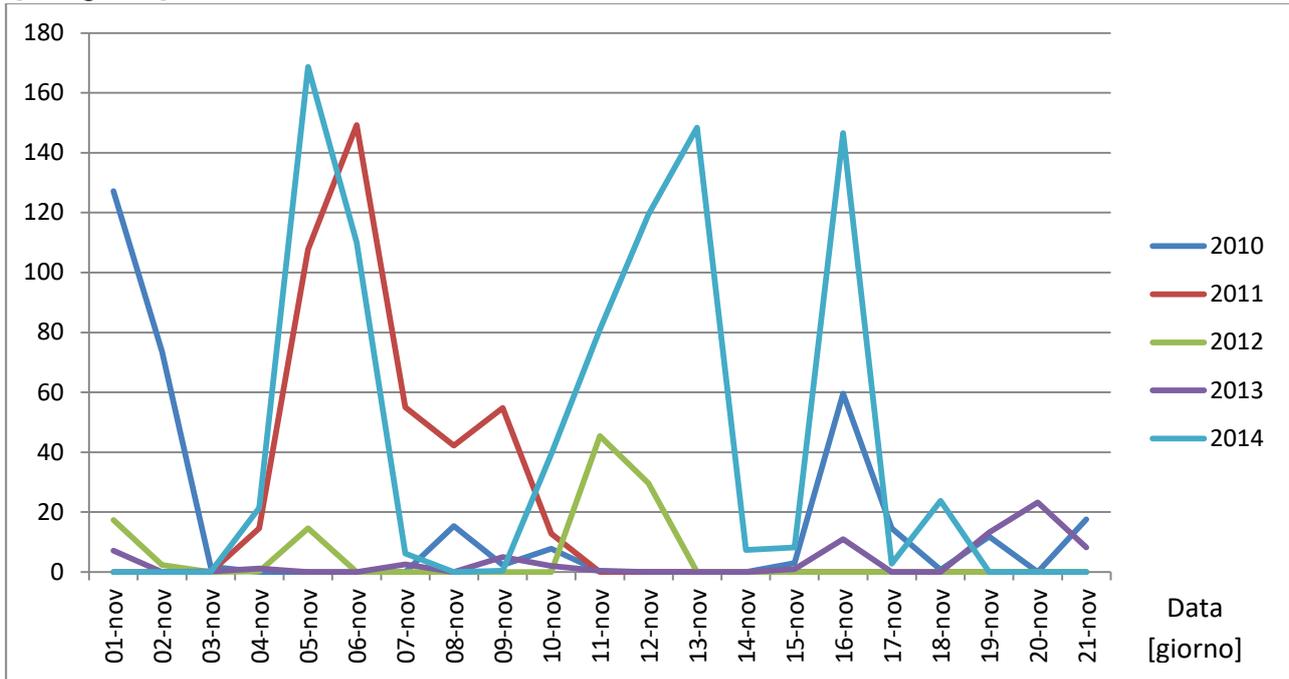


Figura 43. Quantità di pioggia caduta nel mese di novembre dal 2010 al 2014

4.6.2. Dati inclinometrici

Nel Comune di Civasco, e più precisamente in località Perracino (Figura 44), l'ARPA ha installato degli strumenti per monitorare i movimenti franosi, in particolare è stato installato l'inclinometro fisso S8CIVA0. Se pur tale strumento non risulta posizionato esattamente nel sito di interesse per la presente tesi, data la ridotta distanza tra i due luoghi, è comunque utile essere a conoscenza dei movimenti registrati dall'inclinometro.

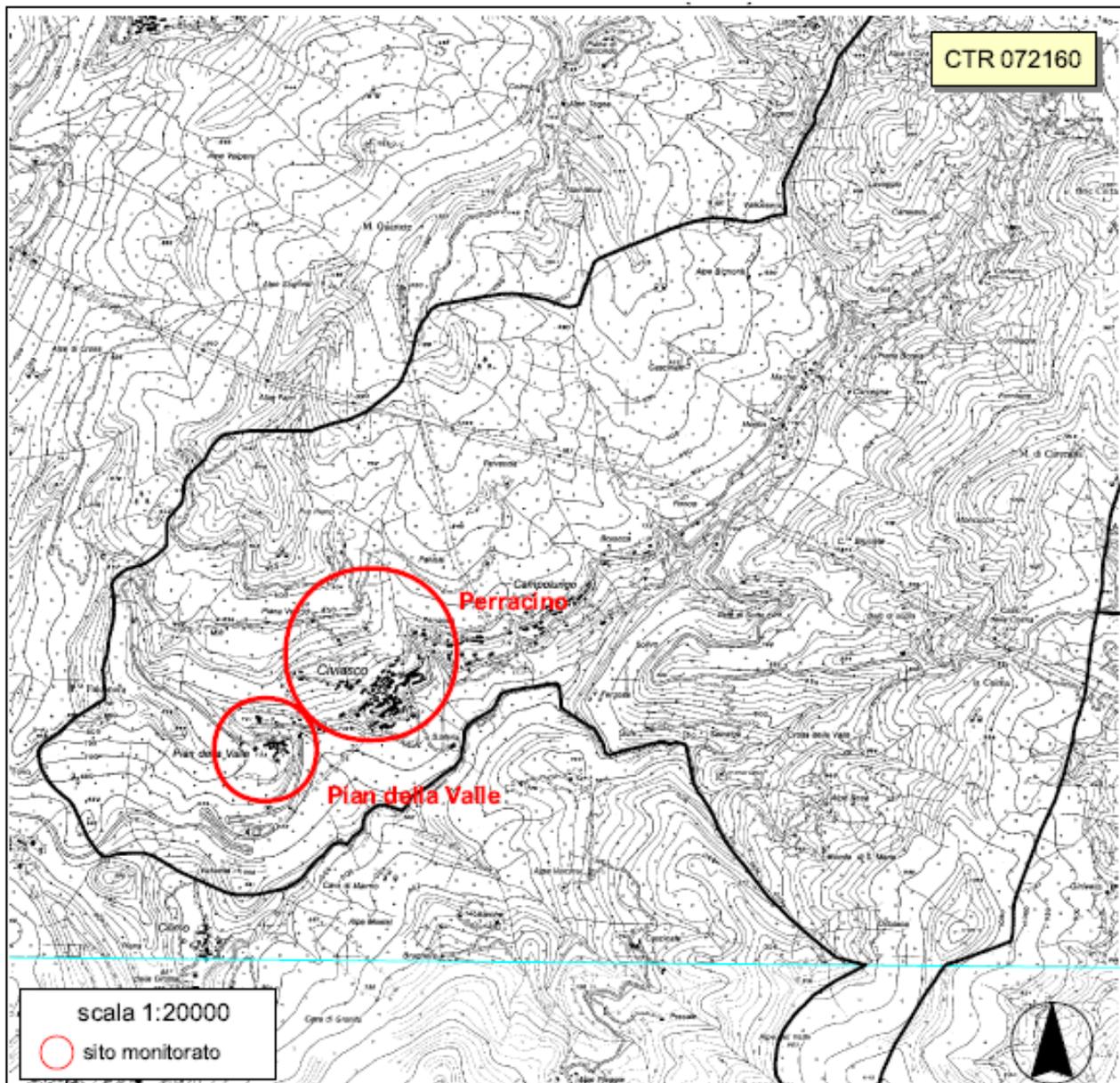


Figura 44. Planimetria Comune di Civasco (estratto CTR)

Le caratteristiche strumentali della postazione inclinometrica a sonde fisse S8CIVA0 sono:

Provincia: Vercelli

Comune: Civiasco

Località: Perracino

UTM-WGS84: N = 5072921.27 E = 444995.98

Quota s.l.m.m.: 740 m

Inclinometro ospitante: S1 (I8CIVA3)

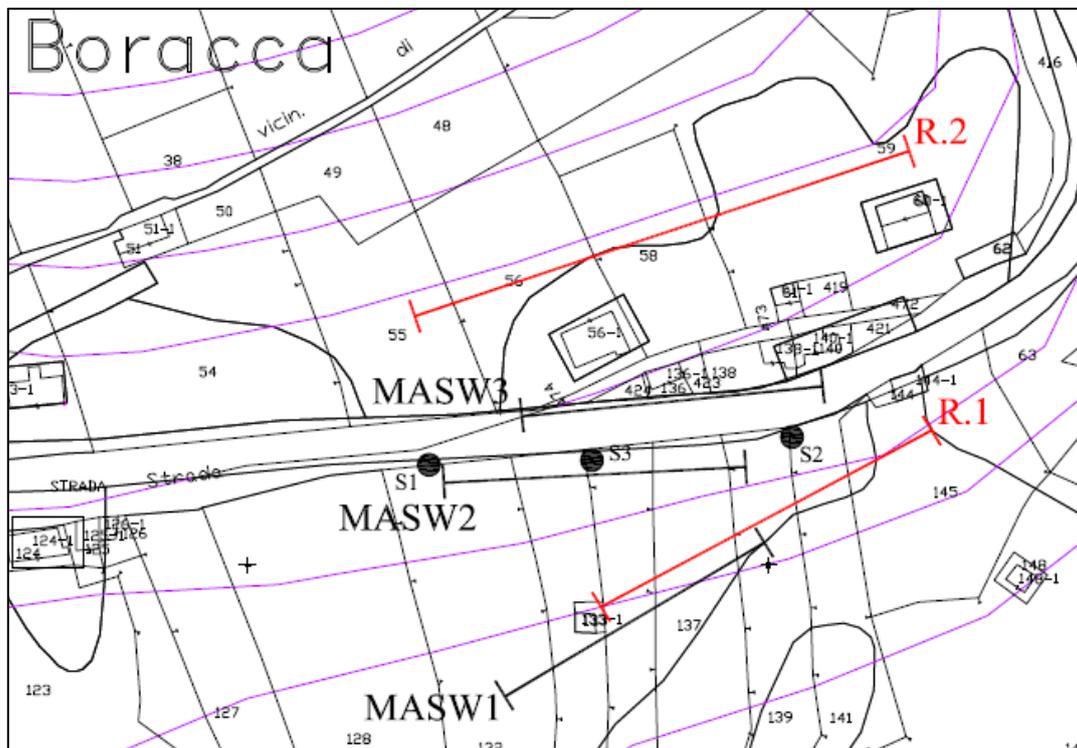
Data installazione: 29/04/2002

N° sonde: 2

Profondità di posa da P.C.: 10.5 m – 14.5 m

Proprietà: ARPA Piemonte

Gestione: ARPA Piemonte

Schema di installazione dello strumento**Figura 45. Ubicazione foro S1**

I due sensori inclinometrici fissi sono stati posizionati all'interno della colonna inclinometrica S1 (per ubicazione foro vedi *Figura 45*) tra 10.5 e 11 m e tra 14.5 e 15 m. La sonda a 10.5 m dal p.c. intercetta, in modo parziale, il movimento principale che si sviluppa all'interno di uno strato di limo sabbioso e ghiaia eterometrica prevalentemente argillificata, mentre la sonda a 14.5 m si posiziona in corrispondenza di un livello in cui il sondaggio geognostico ha intercettato un blocco fratturato di kinzigite. I risultati registrati dallo strumento sono riportati in *Figura 46*.

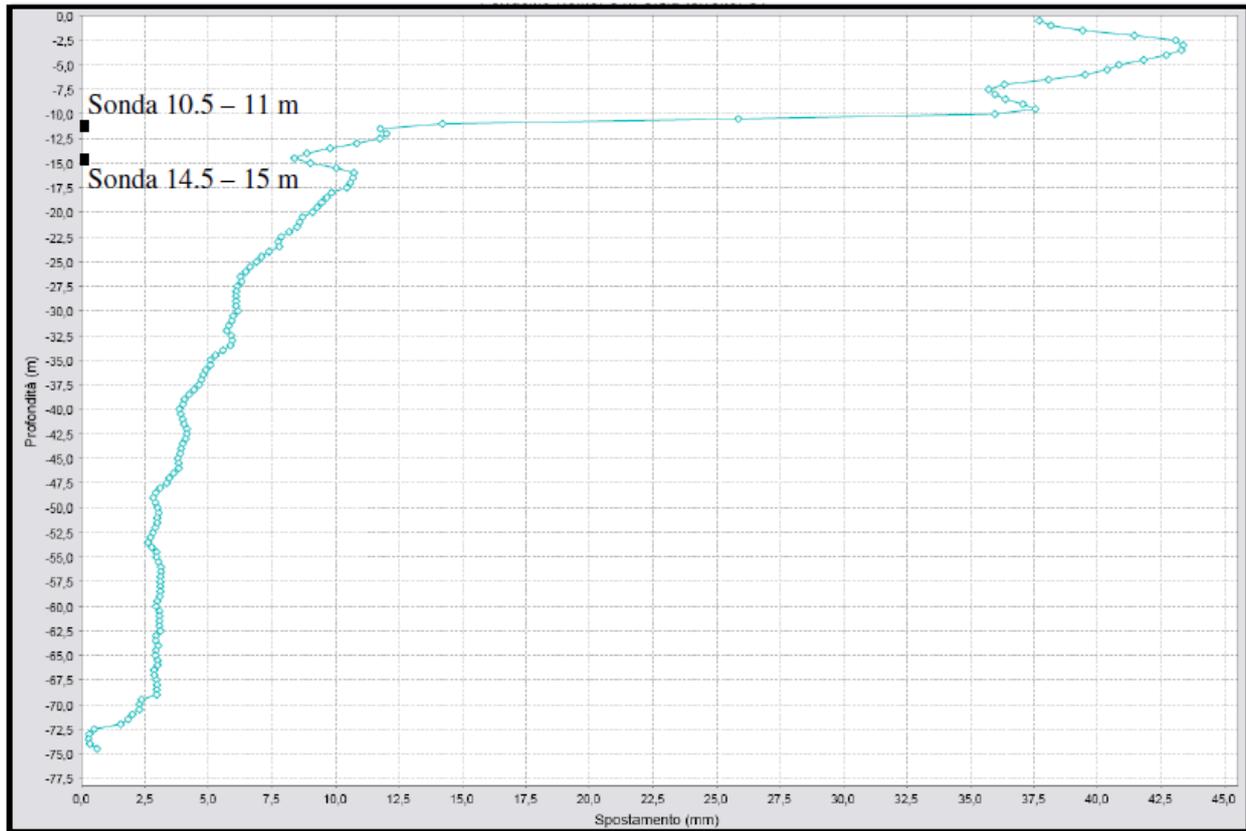


Figura 46. Andamento dello spostamento con la profondità rilevato dall'inclinometro (ARPA Piemonte)

Posizione strumento rispetto al fenomeno franoso

La verticale inclinometrica che è stata attrezzata con il sistema a sonde fisse si trova all'interno di un esteso fenomeno franoso di tipo complesso, appena a monte dell'abitato di Civiasco. In prossimità dello strumento nel 2004 sono state realizzate due linee di drenaggio (trincee drenanti).

Messo a confronto con gli altri inclinometri del sito, lo strumento può considerarsi significativo per valutare l'evoluzione nel tempo del fenomeno indagato.

Risultanze letture inclinometriche sonde fisse (aggiornamento 31 dicembre 2014)

La sonda installata a 10.5 m di profondità ha registrato a partire dalla data di installazione un movimento lento e continuo. Si distinguono delle lievi accelerazioni correlate ad eventi pluviometrici importanti. Nel corso del 2014, in conseguenza ai risultati acquisiti dalla postazione, vi è stata una segnalazione di rilevante accelerazione del movimento, relativamente al mese di dicembre, e una segnalazione di accelerazione del movimento a gennaio. Il valore complessivo di spostamento ha raggiunto un'entità pari a circa 49 mm (vedi Figura 46). La sonda a 14.5 m non segnala allo stato attuale movimenti in atto. (ARPA Piemonte).

4.6.3. Sondaggio S1

E' stato eseguito in località Civiasco e per conto della Comunità Montana Valsesia, un sondaggio a carotaggio continuo in data 07/08/98. La perforazione ha inizio a livello del piano campagna. L'ubicazione di tale indagine può essere individuata nella tavola 2 allegata.

I risultati del sondaggio S1 vengono di seguito riportati (Figura 47, Figura 48, Figura 49 e Figura 50):

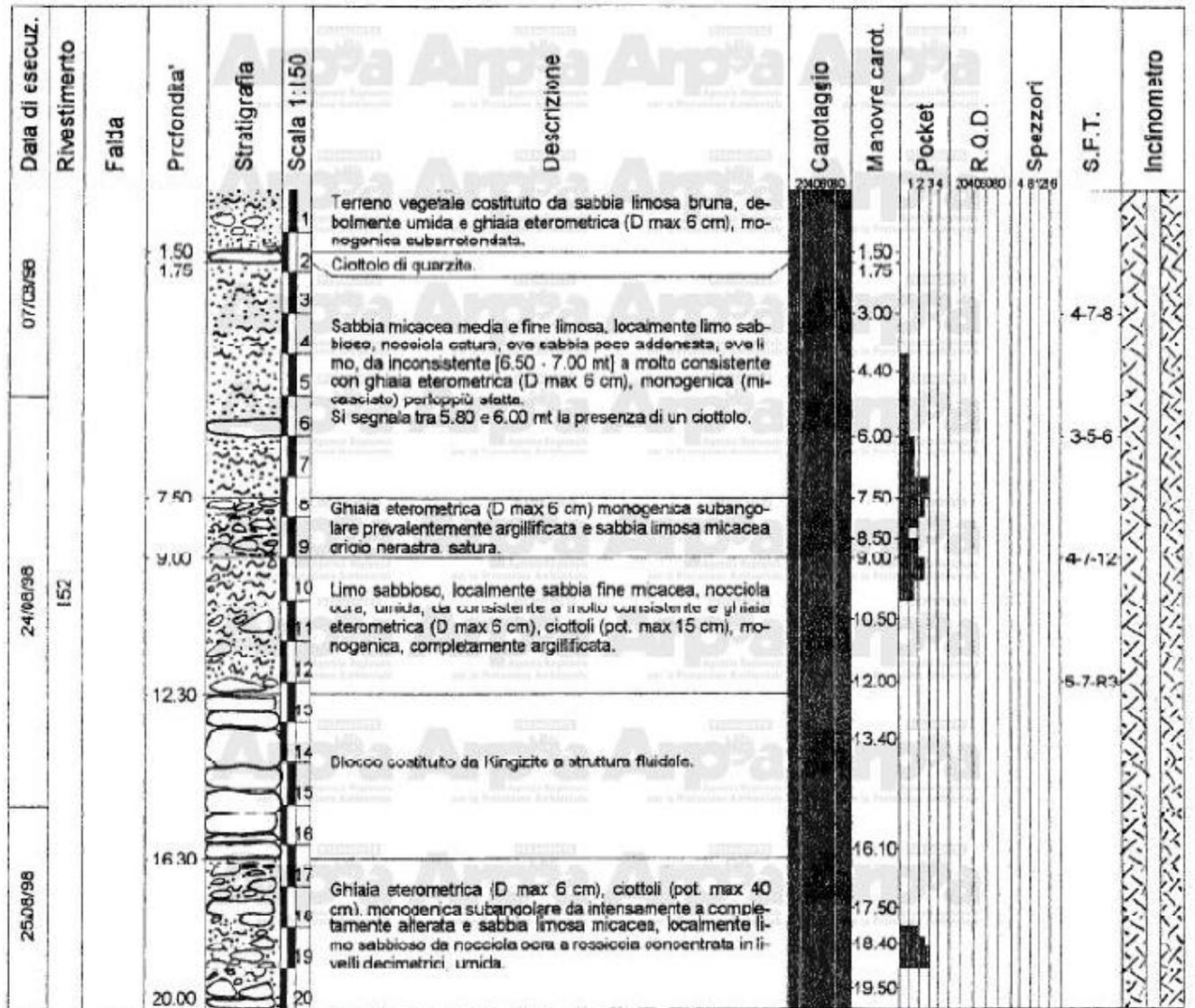


Figura 47. Sondaggio S1 (parte 1) (ARPA Piemonte)

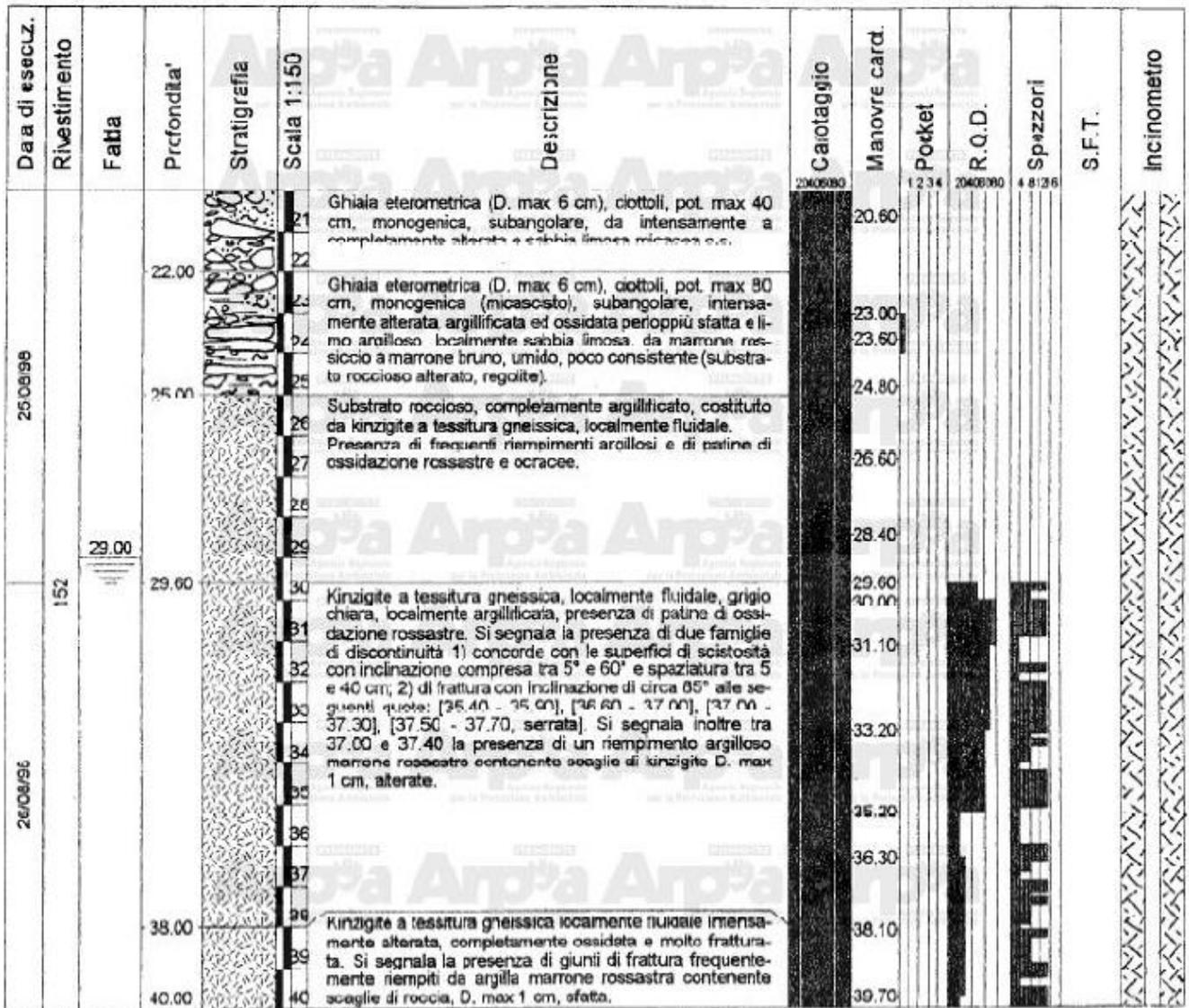


Figura 48. Sondaggio S1 (parte 2) (ARPA Piemonte)

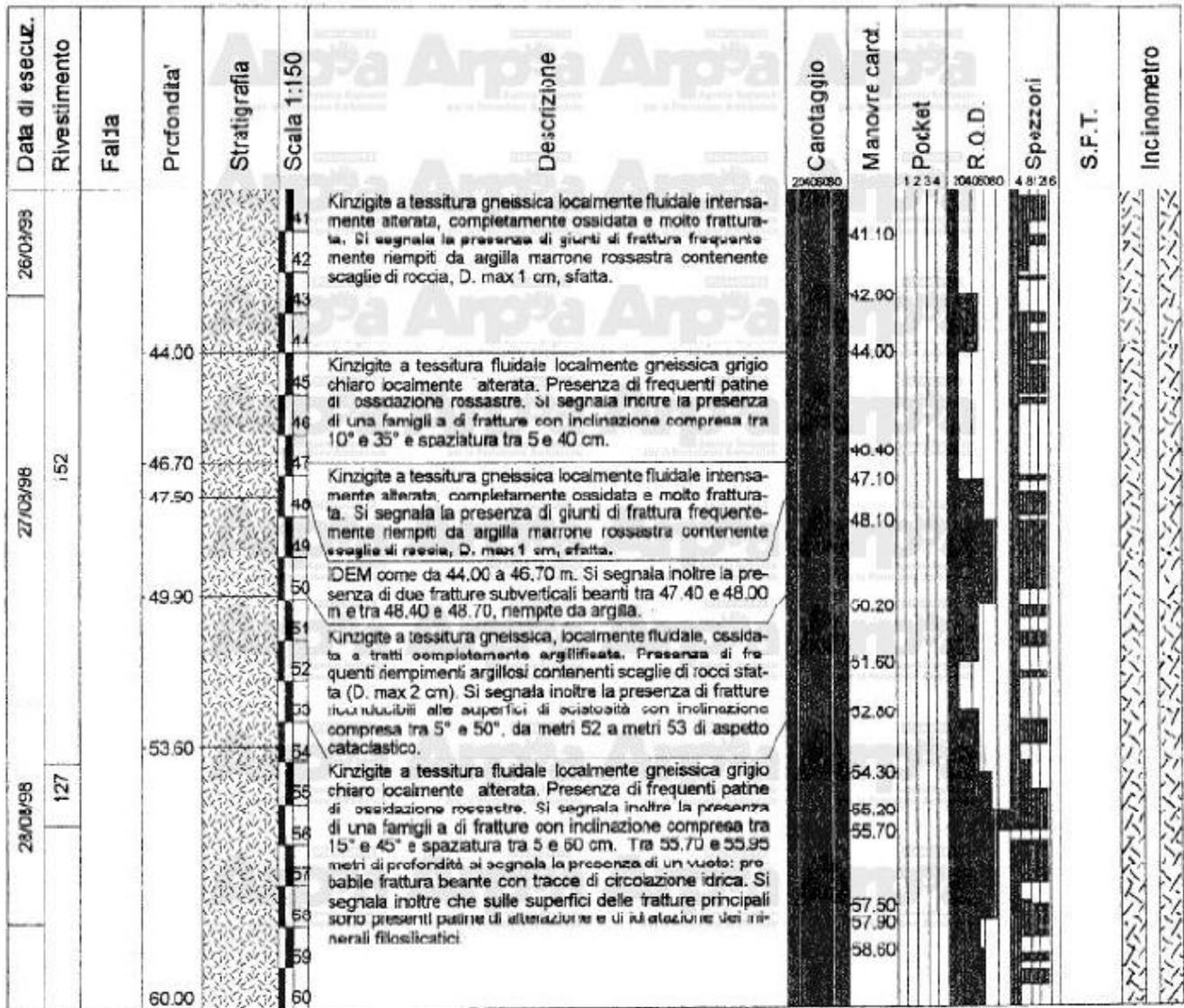


Figura 49. Sondaggio S1 (parte 3) (ARPA Piemonte)

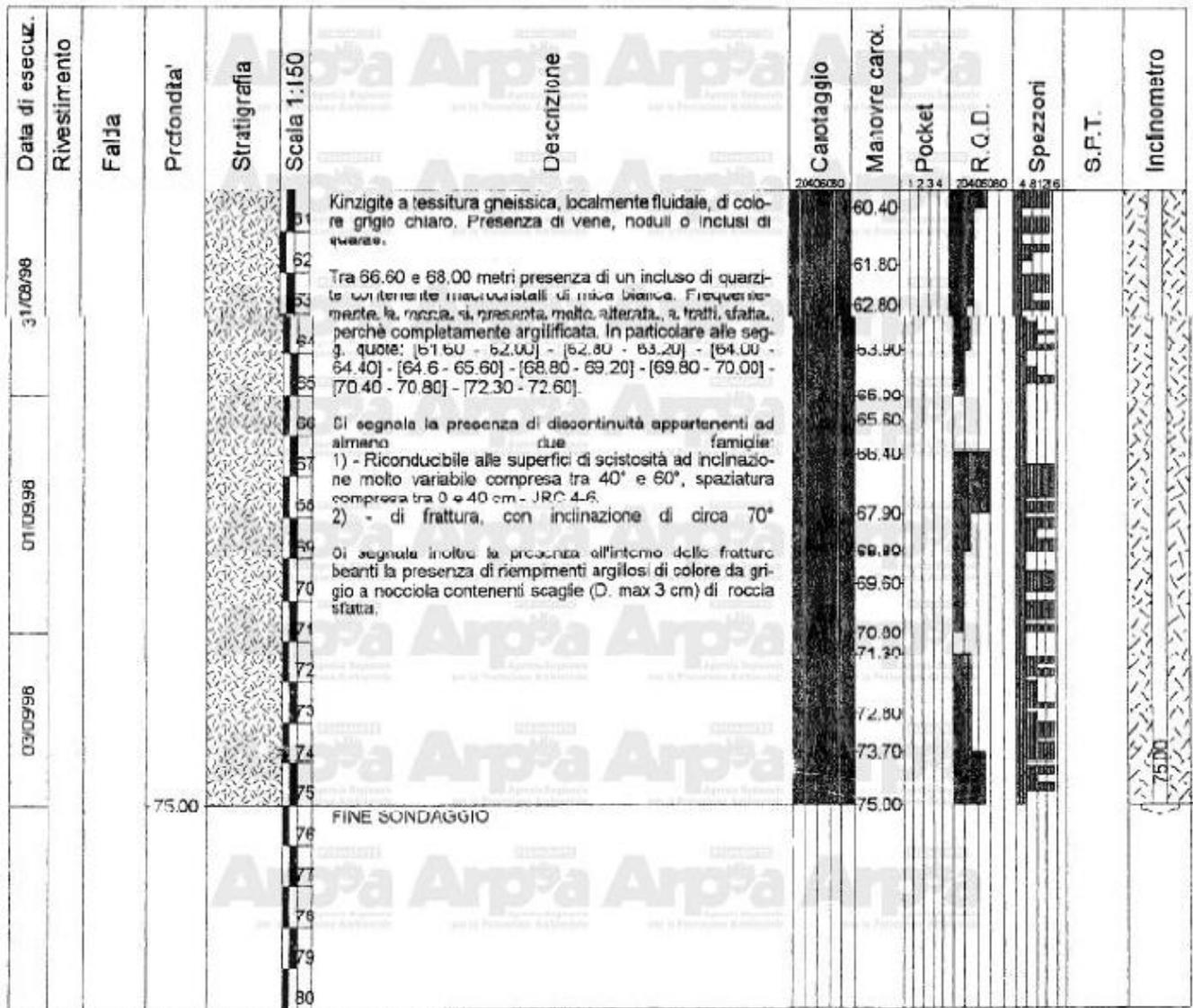


Figura 50. Sondaggio S1 (parte 4) (ARPA Piemonte)

I risultati di tale sondaggio sono analoghi e del tutto in linea con le precedenti indagini svolte (sondaggio S3 e prove sismiche) e vengono di seguito riportati:

- 0 – 1,5m: terreno vegetale;
- 1,5 – 9,0m: sabbia limosa e ghiaia;
- 9,0 – 16,3m: limo sabbioso con frammenti di roccia;
- 16,3 – 25,0m: ghiaia e ciottoli;
- Oltre 25,0m: substrato roccioso.

4.6.4. SIFraP

Tutti i dati relativi a movimenti franosi sono contenuti nel SIFRAP³¹. Il SIFraP nasce come estensione del Progetto IFFI (Inventario dei Fenomeni Franosi in Italia), realizzato tra il 2002 ed il 2005, nonché come sviluppo dell' ultraventennale patrimonio di conoscenze del Centro Regionale per le Ricerche Territoriali e Geologiche nel campo dei fenomeni franosi. Il SIFraP è curato da un gruppo di funzionari tecnici all'interno del Centro per le Ricerche Territoriali e Geologiche di Arpa Piemonte ed i suoi obiettivi sono essenzialmente quelli di integrare, sviluppare ed aggiornare costantemente la base dati relativa all'inventario dei fenomeni franosi in Piemonte e rendere una sempre maggiore percentuale dei dati di cui sopra disponibili in rete tramite servizio WebGIS. Il dataset si compone dei seguenti livelli informativi: frane poligonali, frane lineari, frane puntuali, frane superficiali (poligonali e lineari) e ambiti di rilevamento. (ARPA Piemonte).

Relativamente ai movimenti franosi rilevati dall'inclinometro sopra descritto, il SIFraP riporta le seguenti informazioni:

Da prima vi è un inquadramento dell'area (Figura 51 e Figura 52):

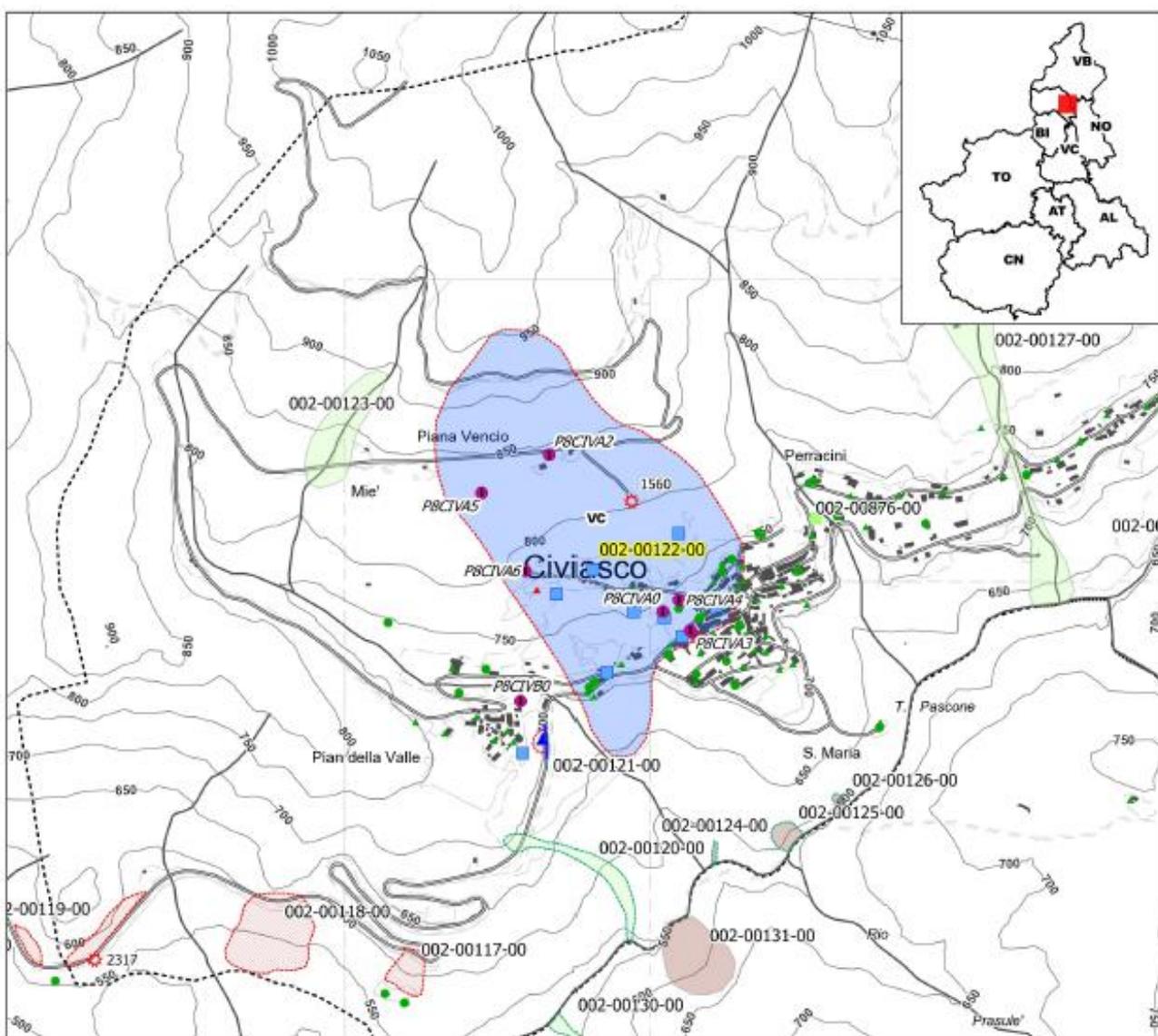


Figura 51. Inquadramento Civiasco da SIFraP (ARPA Piemonte)

³¹ SIFraP è l'acronimo di 'Sistema Informativo Frane in Piemonte'.

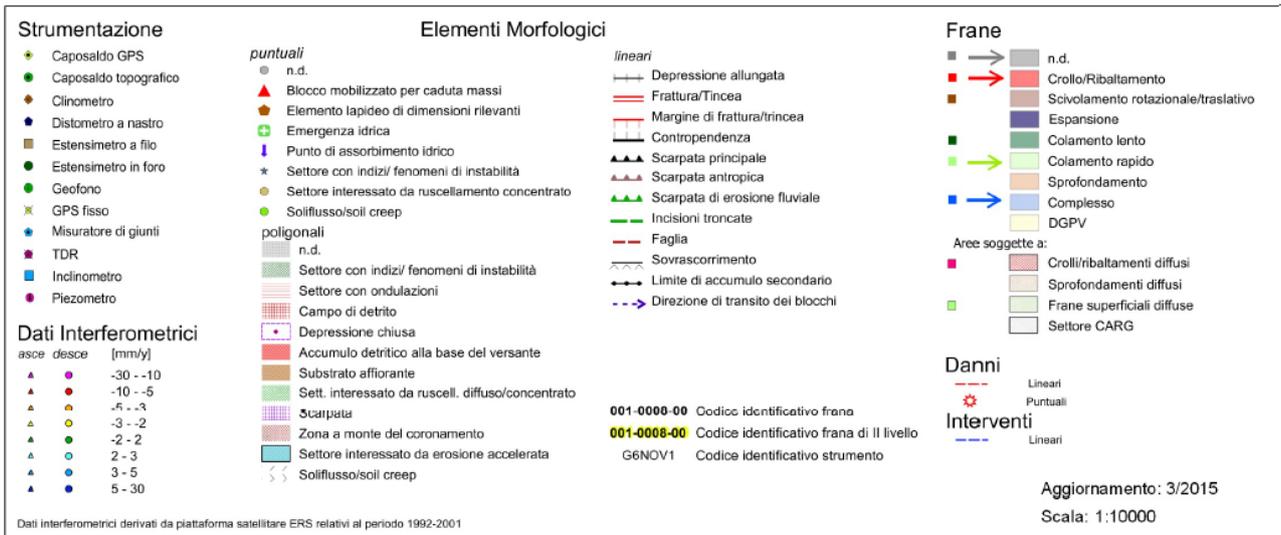


Figura 52. Legenda inquadramento Civiasco (ARPA Piemonte)

Successivamente si riporta una descrizione generale del fenomeno, del movimento, della geomorfologia, della geologia e della idrogeologia:

Il dissesto interessa buona parte del versante retrostante l'abitato di Civiasco (VC), si tratta di un fenomeno molto antico che si è riattivato più volte nel corso degli ultimi 150 anni, interessando profondamente le frazioni di Piana Vencio e di Peracino e più marginalmente il nucleo abitato principale. Si tratta di una frana di scivolamento rotazionale che si trasforma nella parte terminale in colamento.

Vista la stretta correlazione tra gli afflussi idrici sotterranei e l'evoluzione della frana, a partire dagli anni '80 sono stati realizzati, presso località Peracino, interventi per la raccolta e la regimazione delle acque superficiali e di falda, mentre, date le proporzioni del dissesto, non si sono potuti attuare interventi di contrasto al movimento franoso.

I cinematismi della frana sono principalmente riconducibili a movimenti rotazionali. Il dissesto è così ascrivibile alle frane di tipo complesso evolventesi in terreni sciolti, essendo essa caratterizzata da movimenti rotazionali lungo superfici multiple. Nel settore inferiore la frana si manifesta con colamenti di detrito e fango. La zona di distacco principale è in evoluzione regressiva verso monte.

Nella zona coinvolta dalle frane storiche il pendio ha assunto un aspetto particolare, rilevandosi in primo luogo una scarpata principale connotata da altezze pari a 25 m circa che segnala la zona principale di distacco. Più a valle si rilevano ulteriori serie di scarpate minori, discontinue, con altezze di pochi metri, alternate a tratti in contropendenza, lobi e piccoli ripiani.

L'assetto morfologico del pendio è stato inoltre modificato con il sovrapporsi nel tempo delle attività antropiche, finalizzate all'attuazione dei lavori di terrazzamento agricolo.

Il corpo di frana non presenta un reticolo idrico superficiale organizzato, in quanto le incisioni presenti a valle dell'abitato non proseguono a monte della Strada Provinciale. (ARPA Piemonte).

L'area in frana presenta un substrato (paragneiss kinzigitici) molto alterato per idrolisi. La causa di questa alterazione molto spinta è da ricondurre a diversi fattori, tra cui gli intensi sforzi tettonici subiti dall'ammasso roccioso (affiorante a ridosso della "Linea Cossato-Mergozzo-Brissago") e la presenza di un ricco serbatoio freatico ospitato entro ai depositi glaciali deposti al di sopra del substrato.

Lo spessore del substrato roccioso alterato è considerevole, essendo rilevabile la roccia fresca a profondità approssimativamente comprese tra 60 e 90 m circa.

Al di sopra del substrato alterato sono presenti depositi di vario tipo (circa 30 m):

- morenici;
- di versante;
- di frana (struttura caotica con stato di addensamento inferiore ai depositi preesistenti).

La circolazione idrica sotterranea avviene secondo due modalità in funzione della profondità. A elevate profondità l'acquifero si identifica con le rocce di substrato caratterizzate da una scarsa permeabilità secondaria per fratturazione. Qui la circolazione è condizionata dai riempimenti detritici derivanti dall'alterazione in posto della roccia incassante o trasportati dalle acque di percolazione. Nelle porzioni più superficiali del versante, invece, importanti acquiferi sono rappresentati dai potenti terreni costituenti il prodotto di alterazione in posto della roccia. Solo in misura più limitata le acque impregnano terreni sciolti quali le coltri colluviali, i terreni glaciali o fluvioglaciali ghiaiosi e le più limitate coltri detritiche.

Rispetto al substrato questi terreni mostrano permeabilità di grado elevato e possono pertanto veicolare agevolmente gli apporti idrici subcorticali. Gli apporti idrici associati a precipitazioni intense e prolungate possono saturare interamente i terreni di copertura determinando incrementi improvvisi dei livelli piezometrici tali da influenzare pesantemente l'evoluzione della frana.

Sono rilevabili, inoltre, diffuse emergenze sorgive, pressoché totalmente captate. (*ARPA Piemonte*).

Nota interessante è che il Comune di Civiasco è inserito nell'elenco dei Centri Abitati Instabili Piemontesi.

5. Analisi di stabilità

L'analisi di stabilità permette di valutare se un versante si trova in una condizione di sicurezza o se vi sono rischi di frana. Nel caso in esame la frana è avvenuta quindi si andrà ad effettuare una Back Analysis, ossia sulla base del profilo del terreno e degli spostamenti avvenuti, si ricavano i parametri del terreno e la quota di falda al momento della frana.

5.1. Individuazione della sezione da indagare

Come prima cosa si procede alla definizione della sezione da indagare³²; questa viene definita in corrispondenza della frana avvenuta e lungo la linea di massima pendenza del versante. L'ubicazione della sezione indagata viene riportata nella *Tavola 2* allegata di cui *Figura 53* ne è un estratto.

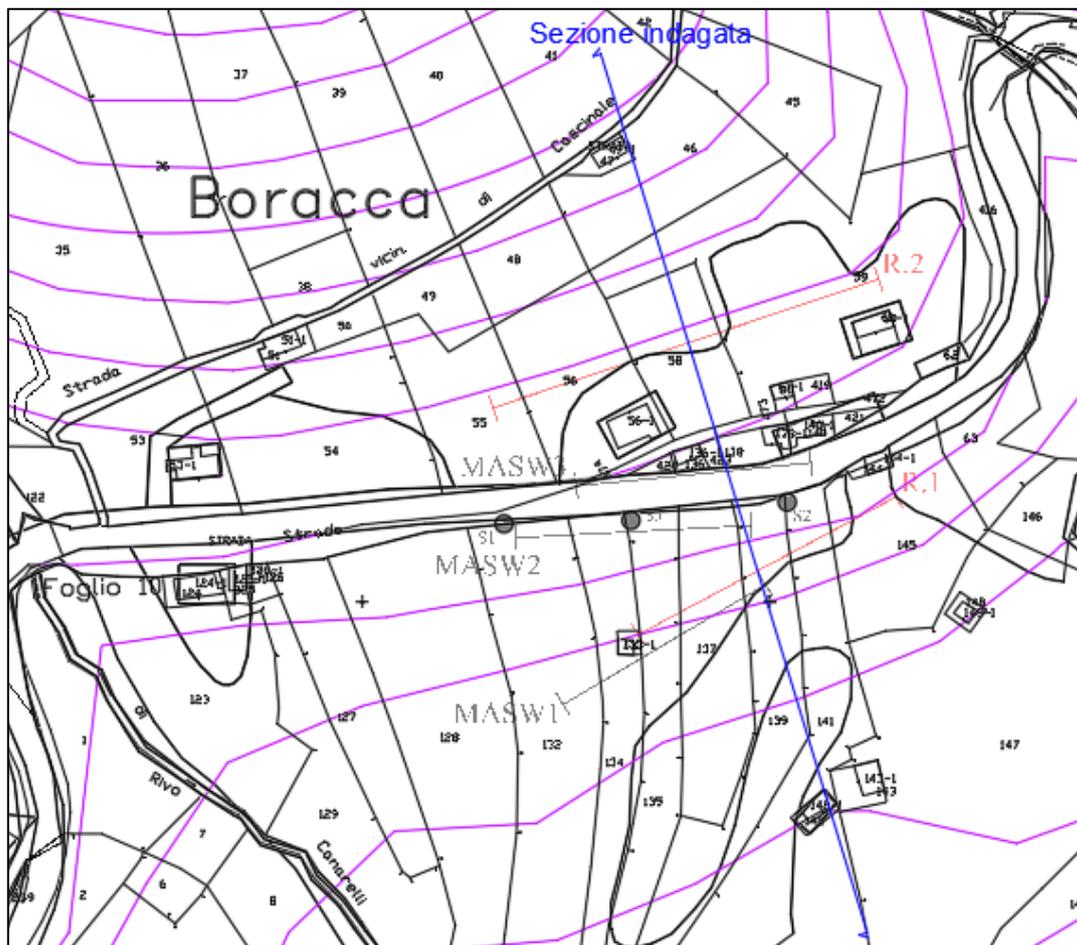


Figura 53. Individuazione della sezione indagata (Estratto Tavola 2)

Come accennato in precedenza, la frana, e di conseguenza anche la sezione che si andrà ad esaminare, sono situati a Civiasco in località Boracca, lungo la S.P. 78. Tale sezione intercetta gli stendimenti dove sono state fatte le prove sismica a rifrazione e masw³³.

Nella *Tavola 3* allegata, è possibile definire il profilo del terreno e l'ubicazione delle indagini geofisiche. Da tale tavola si individua inoltre la presenza di un cortile privato con annessa autorimessa e di una scogliera, la quale svolge la funzione di sostegno della S.P. 78.

³² Tale sezione individua la linea lungo cui costruire il modello da impiegare nelle analisi di stabilità successive.

³³ Sono stati effettuati 3 stendimenti per le prove masw e 2 per le indagini sismiche a rifrazione.



Figura 54. Cortile privato ed autorimessa intercettati dalla sezione (www.google.it/maps)

Come si può notare dalle foto di *Figura 54* e *Figura 55*, nei pressi del sito di interesse, è presente anche un edificio abitativo, il quale non essendo stato interessato dalla frana (vedi *Figura 56*) e trovandosi al di fuori della sezione in esame, non viene preso in considerazione nell'analisi di stabilità.



Figura 55. S.P. 78 prima del verificarsi della frana (www.google.it/maps)



Figura 56. S.P. 78 a frana avvenuta (*Cavagnino, 2014*)

Per meglio identificare la tipologia di opera di sostegno presente al momento del movimento franoso, di seguito si riporta una sezione in corrispondenza della S.P. 78 (*Figura 57*):

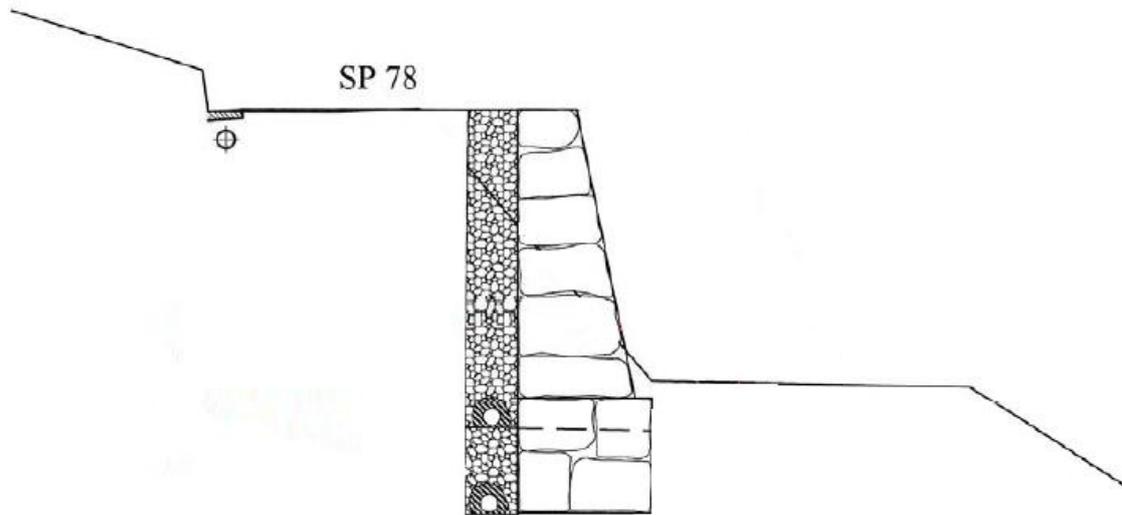


Figura 57. Sezione della S.P. 78

Come si può notare l'opera di sostegno è costituita da una scogliera di roccia.

5.2. Stratigrafia e parametri del terreno

Prima di procedere con la verifica di stabilità, è necessario integrare il profilo del terreno sopra individuato con la stratigrafia del sottosuolo. Per fare ciò vengono messi a confronto i dati ricavati dai sondaggi con i risultati delle prove sismiche effettuate.

Riassumendo quanto già detto nel *capitolo 4*, nel corso degli anni sono stati effettuati 3 sondaggi lungo la S.P. 78 e comunque nella zona di interesse; la posizione esatta dei punti indagati è riportata nella *Tavola 2* allegata con le sigle S1, S2 e S3. Per la redazione della tesi seguente sono stati considerati solamente i risultati di S1 ed S3 in quanto del sondaggio S2 non sono state reperite informazioni.

I risultati del sondaggio S1 sono riportati nel capitolo '4.6.3. *Sondaggio S1*', mentre quelli di S3 nel capitolo '4.3.1. *Geologia*'.

Per quanto riguarda invece le prove sismiche, come già descritto nel capitolo '4.5.1. *Analisi dei dati delle prove sismiche*', queste hanno evidenziato la presenza di 5 strati di terreno con caratteristiche diverse.

Mettendo a confronto le stratigrafie dei sondaggi con i 5 strati individuati dalle prove sismiche, è stato possibile attribuire a questi ultimi la profondità di inizio e quella di fine.

Quindi a titolo riassuntivo la stratigrafia risulta essere come riportato in *Tabella 9*:

Tabella 9. Stratigrafia del terreno

STRATO	Profondità [m]	Tipologia di terreno
Strato 1	0 - 1,6	Terreno vegetale - ghiaie sabbioso argillose
Strato 2a	1,6 - 9,0	Aerato. Coperture sciolte con frammenti di roccia
Strato 2b	9,0 - 16,5	Coperture sciolte
Strato 3	16,5 - 26,0	Frammenti di roccia in matrice sciolta
Strato 4	oltre 26,0	Badrock

Nella *Tavola 4* allegata si riporta la sezione oggetto di studio con la stratigrafia sopra individuata.

Per poter procedere con l'analisi, il passo successivo è quello di attribuire i parametri di resistenza a ciascuno strato di terreno. Per fare ciò vengono sfruttati i valori di V_p e V_s , misurati durante le prove sismiche, e grazie a particolari correlazioni si ricavano i parametri cercati.

Per l'analisi viene scelto di utilizzare Mohr-Coulomb come criterio di resistenza dei materiali, pertanto i parametri necessari sono:

- γ : peso specifico;
- φ' : angolo di attrito interno;
- c' : coesione.

Anche se già descritti in precedenza, *Tabella 10* si riportano i valori di V_p e V_s dei vari strati:

Tabella 10. Velocità di propagazione delle onde nei vari strati

	V_p [m/s]	V_s [m/s]
Strato 1	400	160
Strato 2a	450	230
Strato 2b	900	288
Strato 3	1100	420
Strato 4	2400	1000

Il peso di volume saturo (γ_{sat} in kN/m^3) viene calcolato in funzione di V_s e della profondità (z) tramite le relazioni di *Figura 58 (Roccaforte, 2015)*;

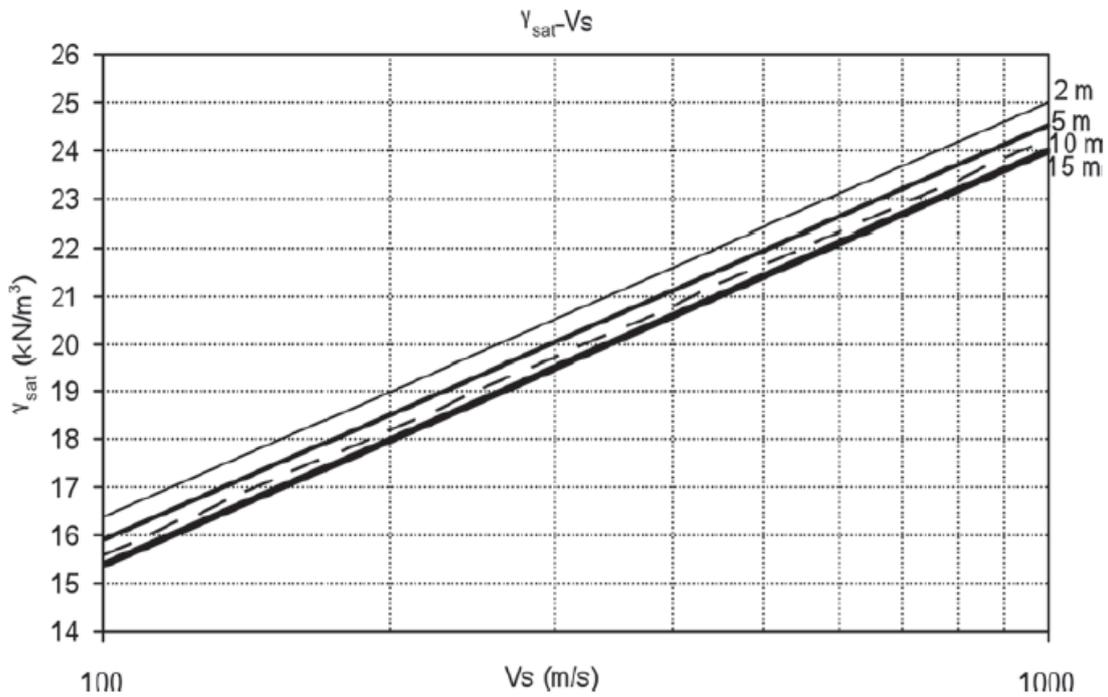


Figura 58. Andamento del peso di volume saturo con la profondità in funzione di V_s (Roccaforte, 2015)

$$\gamma_{sat} = 8,32 \cdot \text{Log}(V_s) - 1,61 \cdot \text{Log}(z)$$

$$\gamma_{sat} = 8,63 \cdot \text{Log}(V_s) - 1,18 \cdot \text{Log}(z) - 0,53$$

mentre Keceli (2012) propone (Roccaforte, 2015):

$$\gamma = 4,3 \cdot V_s^{0,25}$$

Tezcan et al. (2009) riportano una correlazione tra peso di volume e velocità delle onde longitudinali V_p , tenendo conto del tipo di terreno (Roccaforte, 2015):

$$\gamma = \gamma_0 + 0,002 \cdot V_p$$

I valori di γ_0 sono riportati in *Tabella 11*:

Tabella 11. Valori di γ_0 per tipi di terreno (Roccaforte, 2015)

Tipo di terreno	Sabbie sciolte, silt e argilla	Sabbie dense e ghiaie	Marne, argilliti e conglomerati	Arenarie fratturate, tufi, scisti	Rocce dure
γ_0 (kN/m^3)	16	17	18	20	24

La stima dei parametri γ viene effettuata con il grafico di *Figura 59* in funzione del tipo di terreno:

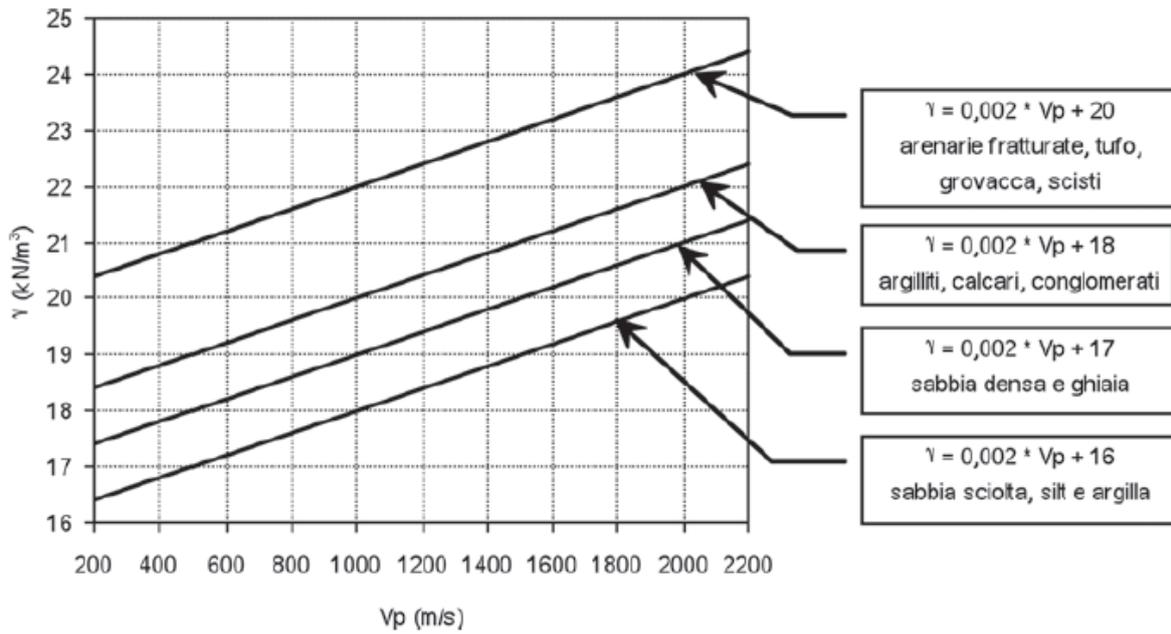


Figura 59. Correlazione peso di volume - V_p per tipi di terreno (Roccaforte, 2015)

Per quanto riguarda invece la stima dei parametri c' e ϕ' è stato impiegato il grafico di *Figura 60*:

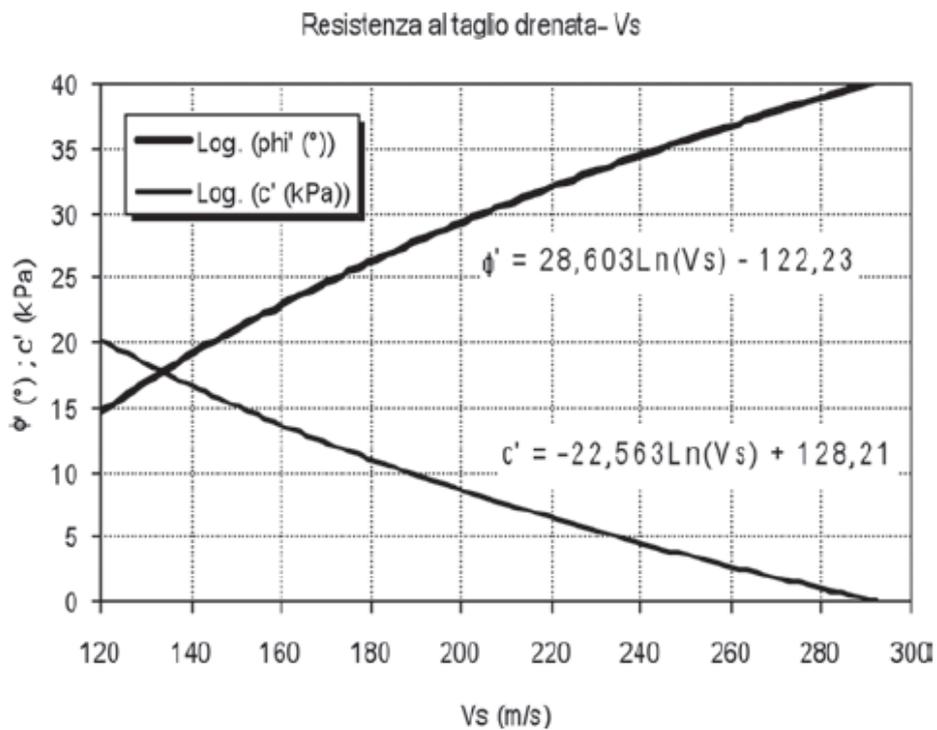


Figura 60. Andamento della resistenza al taglio drenata (c' e ϕ') in funzione di V_s (Roccaforte, 2015)

La *Tabella 12* riassume i parametri ricavati dalle relazioni sopra descritte:

Tabella 12. Parametri del terreno

	strato1	strato2a	strato2b	strato3	strato4
γ_{saturo} [kN/m ³]	18	19	19,5	21	23,5
γ_1 [kN/m ³]	15,3	16,7	17,7	19,5	24,2
γ_2 [kN/m ³]	17,8	16,9	17,8	18,2	24,8
γ [kN/m ³]	16,5	16,8	17,8	18,8	24,5
c' [kPa]	11,0	5,0	2,0	2,0	5,0
φ' [°]	19,0	25,0	33,0	35,0	45,0

γ_{saturo} : calcolato con la relazione di Mayne;

γ_1 : calcolato con la relazione di Keceli;

γ_2 : calcolato con la relazione di Tezcan;

γ : viene calcolato come media tra γ_1 e γ_2 ed è il valore che sarà inserito nel programma ai fini dell'analisi di stabilità.

5.3. Verifica di stabilità globale

La verifica di stabilità globale, prescritta dalla normativa, è di grande importanza perché con essa si determina il grado di sicurezza dell'insieme manufatto-terreno nei confronti di possibili scorrimenti lungo superfici di rottura passanti all'interno del pendio; nel caso specifico verrà condotta utilizzando il metodo dell'equilibrio limite.

La verifica, effettuata ricorrendo ai metodi di calcolo della stabilità dei pendii, consiste nel ricercare, tra le possibili superfici di rottura, quella che presenta il minor coefficiente di sicurezza e nel confrontare, quindi, le resistenze con le azioni sollecitanti lungo tale superficie. Secondo questi metodi, è necessario ipotizzare una superficie di scorrimento del terreno di forma qualsiasi, passante al di sotto della scogliera e valutare, rispetto al generico polo, i momenti ribaltanti, generati dalle forze peso, ed i momenti stabilizzanti, dovuti alle reazioni del terreno. In letteratura sono presenti differenti metodi per la valutazione della stabilità del pendio, in questa sede vengono esaminati i seguenti:

- Metodo di Fellenius;
- Metodo di Bishop;
- Metodo di Janbu semplificato;
- Metodo di Janbu rigoroso.

La metodologia, basata sul metodo delle strisce, va applicata su un numero elevato di potenziali superfici di rottura³⁴, determinando quella con minore coefficiente di sicurezza.

La massa di terreno tra il versante e la superficie di rottura in esame viene divisa in conci, l'equilibrio di tale massa sarà dato dalla somma dell'equilibrio di ogni singolo concio tenendo conto anche delle forze che vengono scambiate al contatto tra due conci vicini (Figura 61).

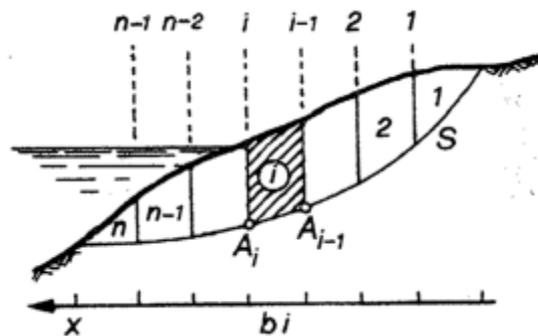


Figura 61. Suddivisione in conci (Barbero, 2016)

In generale il metodo delle strisce presenta una serie di incognite (Figura 62):

- Forze di interfaccia tra due conci vicini (E e X) e i relativi bracci di applicazione delle forze rispetto alla base del concio (h);
- Forze normali efficaci agenti alla base di ogni concio (N);

³⁴ I metodi in esame considerano superfici di rottura circolari.

- Fattore di sicurezza (F).

Non avendo forze agli estremi del concio, le incognite E risultano essere n-1 (posto n uguale al numero di conci in cui è stata suddivisa la massa potenzialmente instabile), le incognite X risultano essere n-1, le incognite h risultano essere n-1, infine, il fattore di sicurezza rappresenta un'unica incognita 1.

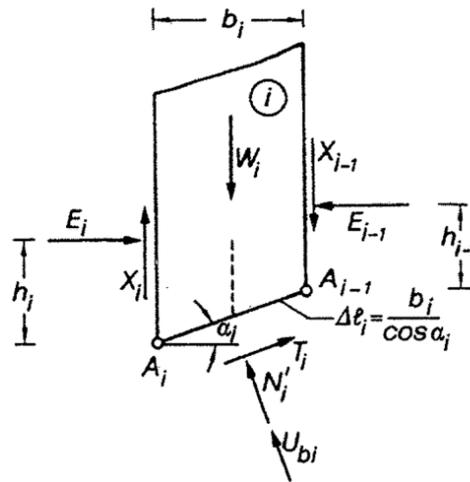


Figura 62. Schema forze agenti sul concio (Barbero, 2016)

Per ogni concio si possono quindi scrivere:

- n equilibri alla traslazione verticale;
- n equilibri alla traslazione orizzontale;
- n equilibri alla rotazione.

Si ha un sistema in 3n equazioni e 4n-2 incognite, ne risulta che n-2 incognite sono sovrabbondanti. Queste si possono eliminare imponendo delle condizioni sulle forze normali, sulle forze laterali o sul loro punto di applicazione. Ogni metodo prevede l'imposizione di diverse condizioni che permettono di rendere il problema determinato. (Barbero, 2016).

In generale la formula che permette il calcolo del coefficiente di sicurezza F è:

$$F = \frac{\Sigma(c' \Delta l_i + N'_i \operatorname{tg} \varphi')}{\Sigma W'_i \sin \alpha_i}$$

Dove: c' è il valore della coesione;

Δl_i è la lunghezza di base del concio in esame;

N'_i è lo sforzo normale efficace agente alla base del concio in esame;

φ' è l'angolo di attrito del terreno;

W'_i è il peso del concio in esame;

α_i è l'angolo di inclinazione del concio rispetto all'orizzontale.

Di seguito si riportano alcuni cenni teorici sui metodi sopra enunciati. Questi non sono stati direttamente applicati, ma per il calcolo si è fatto riferimento al software *della Rocscience*. In particolare il programma impiegato è *slide*, il quale effettua un'analisi di stabilità bidimensionale della sezione in esame.

Il metodo di Fellenius

Questo metodo risulta essere semplice e molto rapido; fornisce una buona stima del coefficiente di sicurezza quando le superfici di scivolamento sono poco curve cioè quando si deve analizzare un terreno poco coesivo; è inattendibile invece quando si analizzano superfici di scivolamento profonde.

Nella pratica il metodo trascura tutte le forze a contatto tra i conci, fare questo significa mettersi a favore di sicurezza ed essere molto cautelativi nel caso di superfici curve. Il coefficiente di sicurezza si ottiene in modo deterministico cioè senza iterazioni; in genere si usa come base per i metodi successivi. (*Barbero, 2016*).

L'equazione del fattore di sicurezza risulta essere:

$$F = \frac{\Sigma(c'\Delta l_i + N'_i \operatorname{tg}\varphi')}{\Sigma W'_i \sin \alpha_i} = \frac{\Sigma[(c'\Delta l_i + (W_i \cos \alpha_i - U_{bi}) \operatorname{tg}\varphi')]}{\Sigma W'_i \sin \alpha_i}$$

Il metodo di Bishop

Questo metodo anche se approssimato fornisce, per superfici di scivolamento circolari, valori del coefficiente di sicurezza molto vicini a quelli che si possono ottenere dai metodi rigorosi.

Nella pratica il metodo trascura le forze di contatto verticali tra i conci e impone un coefficiente di sicurezza (in genere quello calcolato con il metodo di Fellenius) già alle caratteristiche iniziali. Si procede poi per iterazioni fino a quando il coefficiente di sicurezza stimato non risulta uguale a quello che si ottiene con la formula risolutiva del metodo. (*Barbero, 2016*).

$$m_{\alpha i} = \cos \alpha_i + \frac{1}{F} \sin \alpha_i \operatorname{tg}\varphi'$$
$$F = \frac{\Sigma(c'\Delta l_i + N'_i \operatorname{tg}\varphi')}{\Sigma W'_i \sin \alpha_i} = \frac{\Sigma[(c'\Delta l_i + (W_i \cos \alpha_i - U_{bi}) \operatorname{tg}\varphi' + \Delta X_i \operatorname{tg}\varphi')] \frac{1}{m_{\alpha i}}}{\Sigma W'_i \sin \alpha_i}$$

NB: la formula non è lineare, in quanto F è presente sia a destra che a sinistra dell'uguale; il coefficiente si ricava per metodo iterativo fino a che la differenza tra i coefficienti risulta minore di una quantità prefissata.

Il metodo di Janbu semplificato

Questo metodo può essere applicato per superfici di scivolamento di qualsiasi forma, è classificato anche esso come metodo delle forze perché non tiene conto dell'equilibrio dei momenti. In questo metodo viene soddisfatto l'equilibrio sia in direzione verticale sia in direzione orizzontale e viene introdotto un

coefficiente di correzione empirico f_0 che dipende dai parametri della resistenza al taglio e dalla forma della curva di scivolamento. (Barbero, 2016).

$$m_{\alpha i} = \cos \alpha_i + \frac{1}{F} \sin \alpha_i \operatorname{tg} \varphi'$$
$$n_{\alpha i} = m_{\alpha i} \cos \alpha_i$$
$$F = \frac{\Sigma(c' \Delta l_i + N'_i \operatorname{tg} \varphi')}{\Sigma Q_i + \Sigma N'_i \sin \alpha_i + (E_a + E_b)} = \frac{\Sigma[(c' b_i + (W_i - U_{bi} \cos \alpha_i) \operatorname{tg} \varphi')]}{n_{\alpha i}}$$

Il metodo di Janbu rigoroso

Questo metodo viene detto rigoroso perché verifica sia la rotazione sia la traslazione del pendio; è il metodo più generale e tiene conto di superfici di rottura di qualsiasi forma, inoltre, tiene conto anche di eventuali sollecitazioni esterne e dell'eventuale spinta idraulica sui lati del concio.

$$F = \frac{\Sigma(c' \Delta l_i + N'_i \operatorname{tg} \varphi') \cos \alpha_i}{\Sigma Q_i + \Sigma N'_i \sin \alpha_i + (E_a + E_b)}$$

Si può notare come questo metodo sia un processo iterativo ancora più complesso.

In questa sede la teoria riguardante i metodi di calcolo appena esplicitati è stata sintetizzata, per una trattazione più esaustiva si rimanda alla letteratura. (Barbero, 2016).

Applicazione Rocscience

La determinazione dei valori di F è stata eseguita mediante il programma *Slide* di *Rocscience*.

Il programma permette di svolgere l'analisi di stabilità globale di un pendio qualsiasi, analizzando lo stesso con tutti i metodi prima descritti.

Di seguito si riportano le principali fasi seguite per lo svolgimento della verifica:

1. **Project setting:** Si imposta la direzione di scorrimento della massa potenzialmente instabile, i metodi per i quali si vuole che il programma calcoli il fattore di sicurezza, il numero di conci nella quale dividere la massa, il numero di iterazione massimo da effettuare per arrivare a convergenza nei metodi iterativi, i parametri relativi alla falda;
2. **Boundaries:** in questa fase bisogna disegnare il profilo del pendio, i contorni dei diversi materiali che compongono il terreno e il profilo della falda;
3. **Properties:** è necessario inserire le caratteristiche dei materiali e degli elementi di supporto;
4. **Loading:** in questa fase bisogna inserire i carichi e i sovraccarichi presenti sul pendio;
5. **Support:** inserimento dei supporti, come ad esempio chiodi, tiranti, geogriglie ecc. In questo no è presente alcun supporto;
6. **Surface:** qui si definisce la griglia di suddivisione del pendio per il calcolo;
7. **Avvio del programma:** l'ultima fase del processo è l'avvio del calcolo.

5.3.1. Back Analysis

Prima di effettuare le analisi di stabilità in condizioni ordinarie, si procede con la Back Analysis, ossia un'analisi a ritroso che permette di ricavare la quota della falda al momento della frana e a verificare se i parametri dei materiali ipotizzati siano corretti. Infatti, sapendo quale è stato il movimento del dissesto, si andranno ad impostare parametri dei materiali e livello di falda³⁵ in modo tale da ottenere, con la simulazione, gli stessi effetti rilevati nella realtà. In particolare, si considera l'incipiente collasso del terreno, corrispondente a un fattore di sicurezza superiore a 1; lungo una superficie di scivolamento che intercetta la S.P.78.

Si ipotizzano due scenari idraulici: l'aumento della quota della falda e saturazione del terreno dall'alto. Il primo scenario simula un periodo di piogge prolungate che consentono l'innalzamento della falda, mentre il secondo rappresenta eventi meteorici intensi anche brevi che saturano i livelli più superficiali del terreno.

5.3.1.1. Innalzamento livello di falda

Dopo aver effettuato le analisi con falda a quote via via minori³⁶, per poter avere un $FS < 1$ corrispondente ad una superficie di scorrimento che intercetta la strada³⁷, è emerso che la falda deve essere prossima al piano campagna. Tale dato viene anche confermato dalla relazione geologica già descritta, la quale afferma che al momento dell'evento alluvionale del novembre 2014 i Tecnici della Provincia di Vercelli hanno rilevato che *"la falda era pressoché prossima al p.c. ed in alcuni punti le numerose risorgive apparivano in pressione, a causa dell'elevato carico idraulico"*. (Cavagnino, 2016).

Per quanto riguarda invece i parametri dei materiali (Tabella 13), sono stati leggermente modificati rispetto a quelli calcolati in precedenza in quanto più appropriati per ottenere uno scenario di collasso simile a quello reale; di seguito si riportano i nuovi valori:

Tabella 13. Parametri del terreno corretti con la Back Analysis

PARAMETRI	strato1	strato2a	strato2b	strato3	strato4	Garage	Scogliera
γ_{saturato} [kN/m ³]	18	19	19,5	21	23,5	-	-
γ_1 [kN/m ³]	15,3	16,7	17,7	19,5	24,2	-	-
γ_2 [kN/m ³]	17,8	16,9	17,8	18,2	24,8	-	-
γ [kN/m ³]	16,5	16,8	17,8	18,8	24,5	11,0	18,0
c' [kPa]	11,0	5,0	2,0	2,0	5,0	-	-
φ' [°]	19,0	25,0	33,0	35,0	45,0	-	-

Dal confronto si può notare una riduzione dei valori di c' e φ' per i primi due strati, mentre ai successivi tre strati è stato ridotto il valore di φ' ed aumentato quello di c' ³⁸.

³⁵ Si procede per tentativi.

³⁶ Come meglio descritto nel capitolo 5.3.1.2., nell'autunno del 2014 il livello della falda è stato registrato a -5,16m dal P.C. Tale quota non è quella corrispondente ai giorni di piogge intense, ma è il livello medio del periodo. Si procede dunque ad un innalzamento della falda fino al raggiungimento del collasso.

³⁷ E' importante che la superficie di scorrimento con $FS < 1$ sia in corrispondenza della S.P. 78 perché è in quel punto che si è verificata la frana.

³⁸ Se pur si tratta di terreni sciolti e di roccia fratturata è verosimile ipotizzare che comunque ci sia un minimo di coesione; per quanto riguarda l'angolo di attrito è stato ridotto soprattutto negli strati di roccia perché assumeva valori eccessivi.

Di seguito (*Figura 63*) si riporta lo schema adottato per l'analisi e successivamente (*Figura 64*) la legenda dei colori adottati:

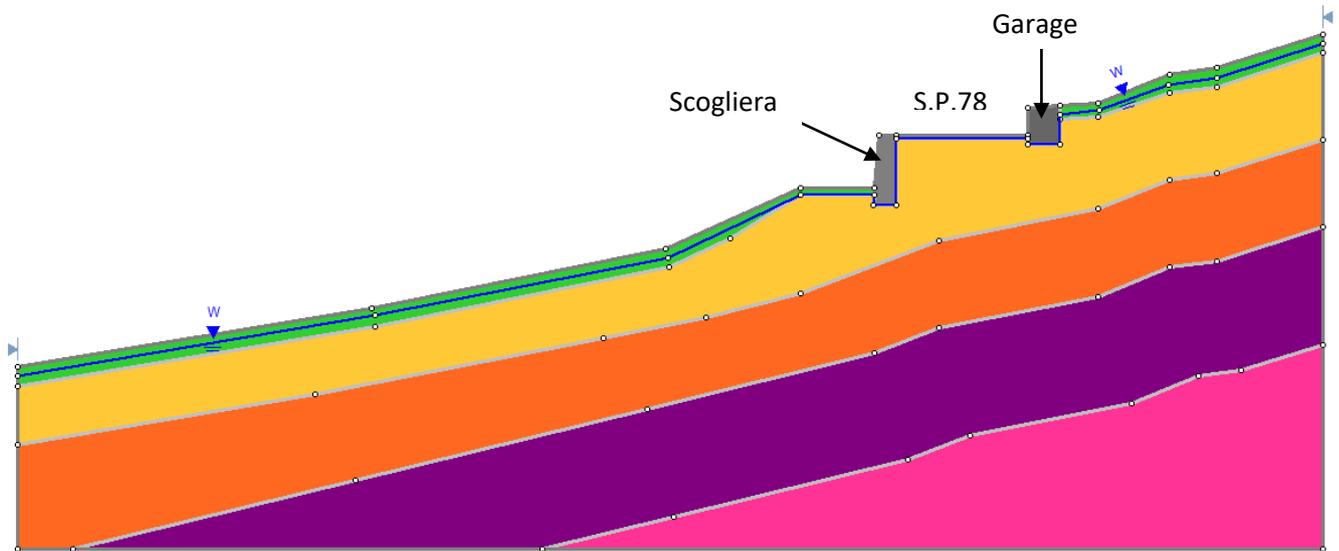


Figura 63. Schema adottato per la Back Analysis

Come si può notare sulla S.P.78 non è stata prevista la presenza di sovraccarico in quanto al momento del collasso non è stato registrato il transito di alcun mezzo. Per quanto riguarda la scogliera e il garage privato, questi sono stati considerati nell'analisi come infinitamente resistente, dunque l'unico parametro richiesto è il peso di volume³⁹ (vedi *Tabella 13*).



Figura 64. Legenda colori

³⁹ Al garage è stato assegnato un γ pari a $11,0 \text{ kN/m}^3$ che quindi risulta essere inferiore a quello del c.a. in quanto tale struttura è cava, dunque il peso specifico risulta essere una media tra peso della struttura, sovraccarico delle auto e volume vuoto.

I risultati ottenuti mediante l'applicazione dei quattro metodi sono i riportati nelle figure *Figura 65*, *Figura 66*, *Figura 67* e *Figura 68*, in cui si rappresenta la superficie critica ed il fascio di superfici aventi fattore di sicurezza inferiore all'unità:

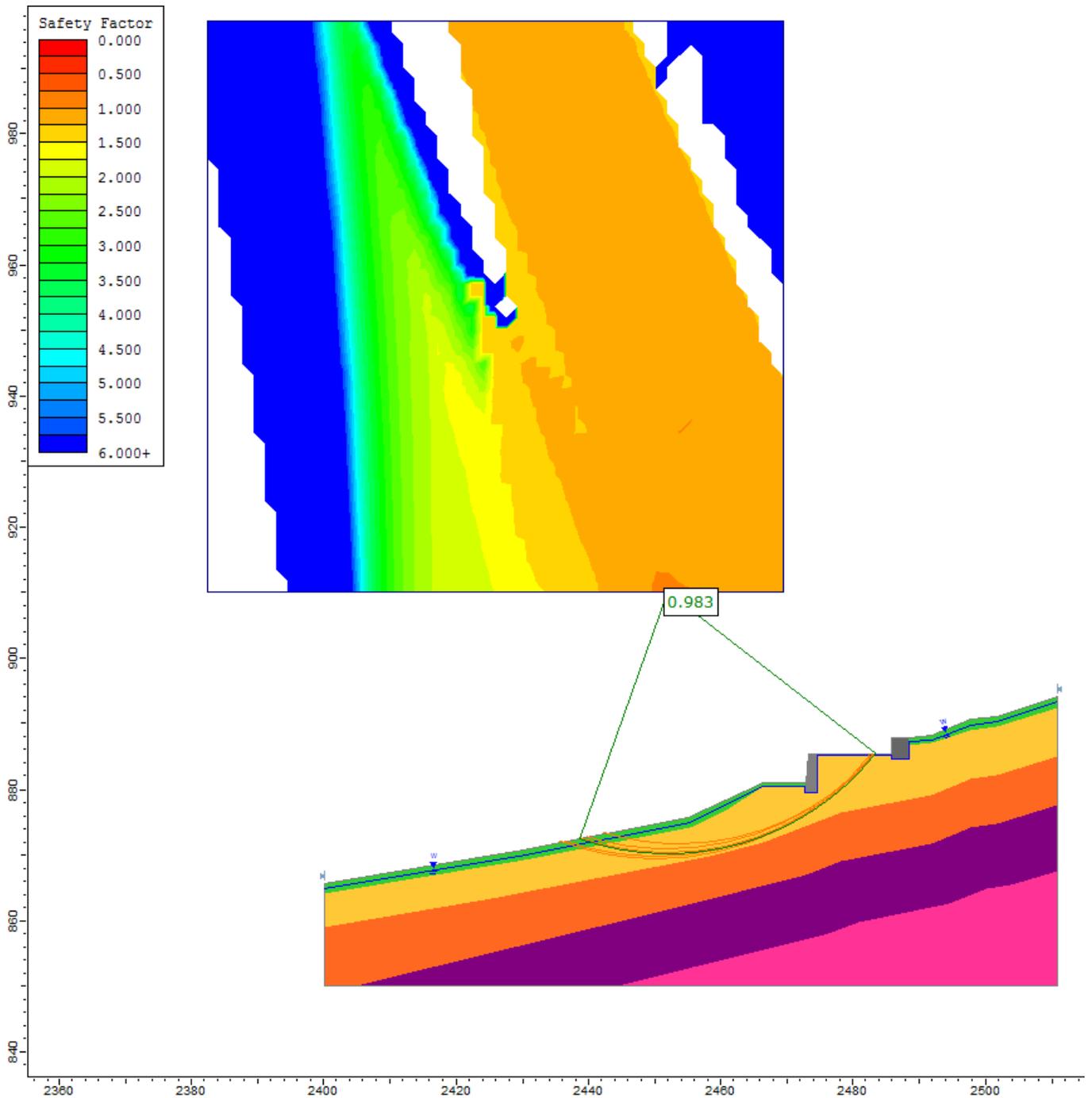


Figura 65. Metodo di Fellenius

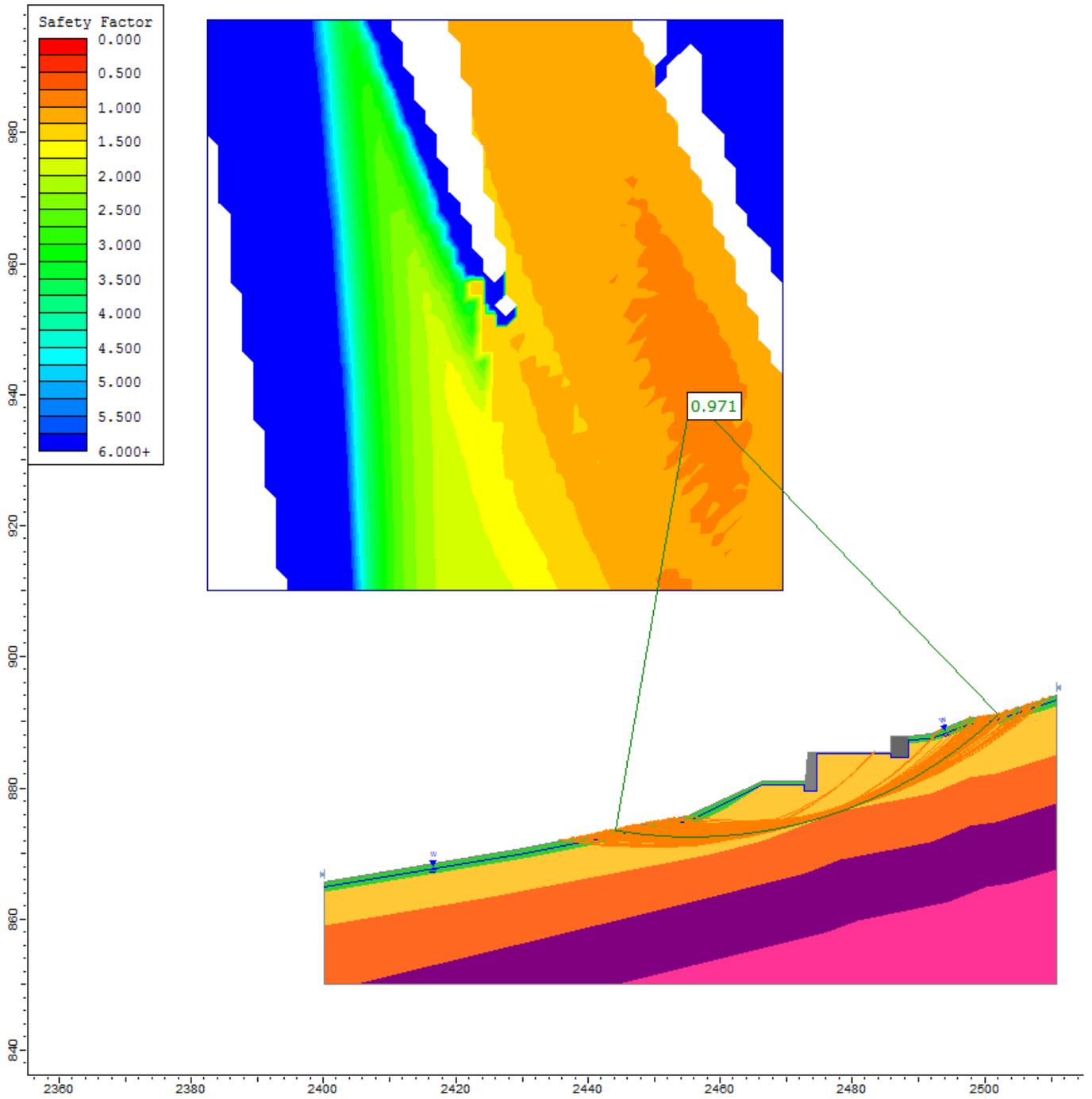


Figura 66. Metodo di Bishop

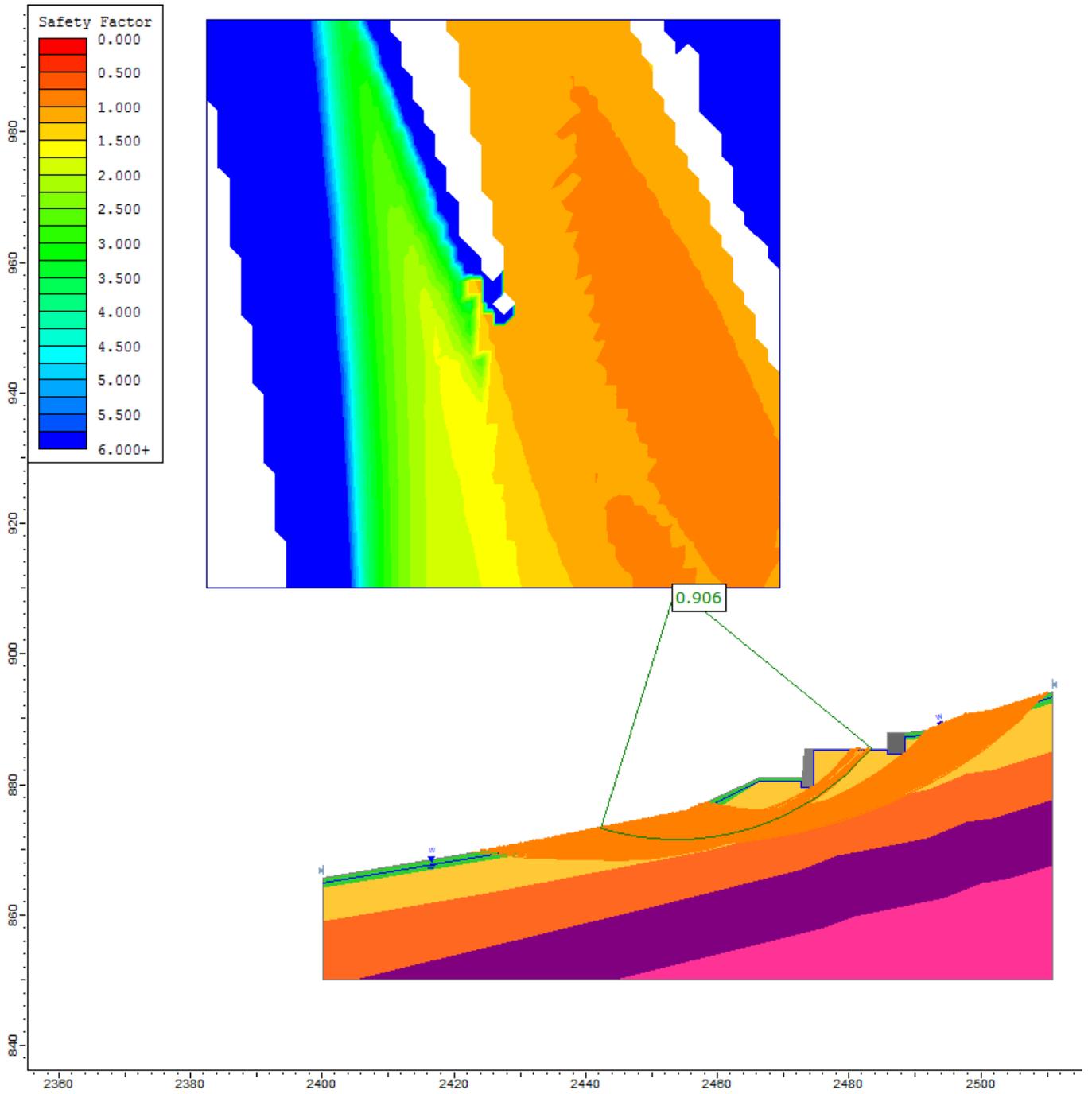


Figura 67. Metodo di Jambu semplificato

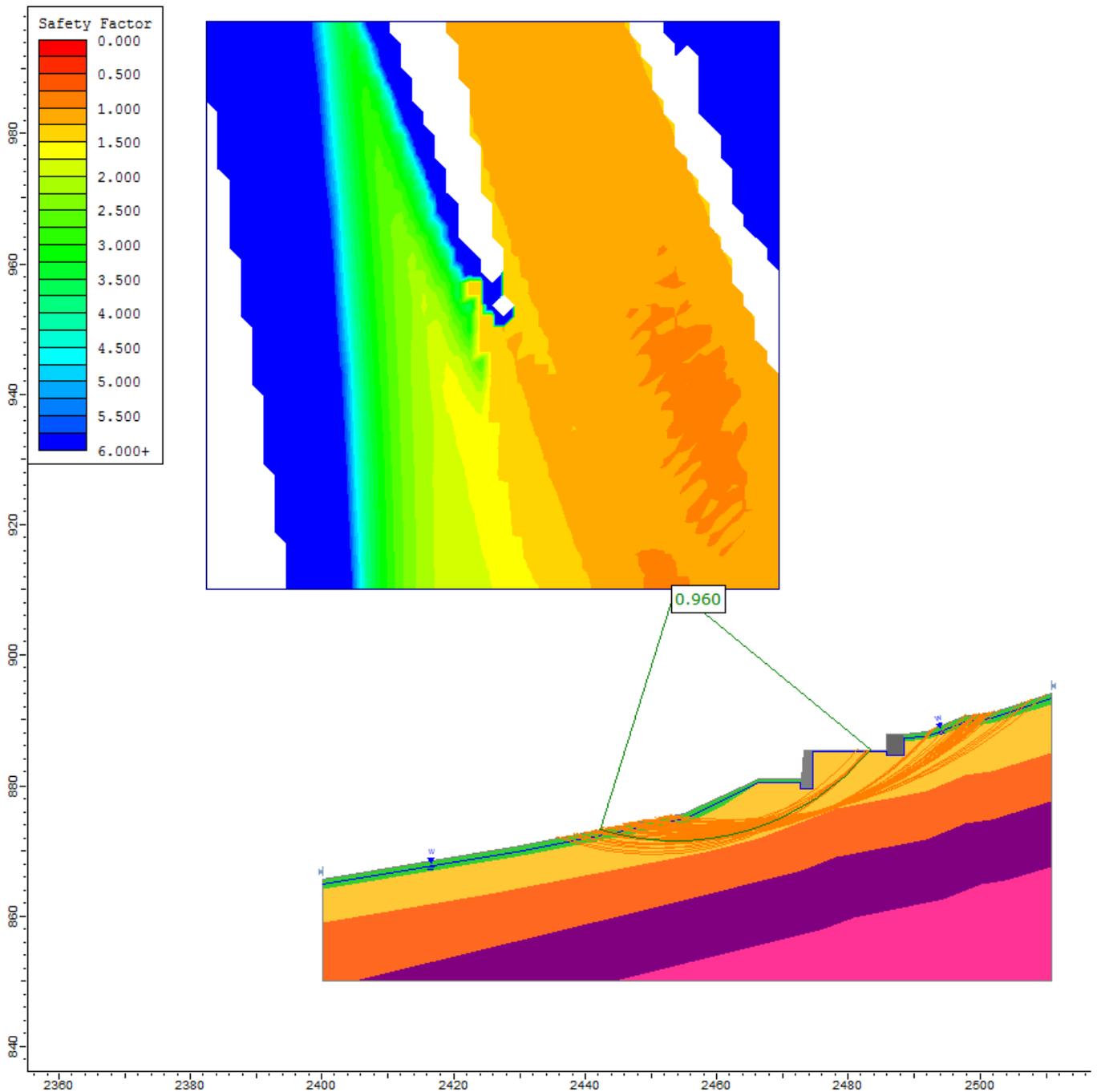


Figura 68. Metodo di Jambu rigoroso

Come si può notare, i metodi utilizzati propongono una superficie di scorrimento che intercetta la strada, ad eccezione del metodo di Bishop il quale, se pur avendo superfici di potenziale scorrimento in corrispondenza di quella reale, lo scenario più probabile⁴⁰ lo propone in una posizione che non corrisponde a quella verificatasi. Per questi motivi il metodo di Bishop non può essere ritenuto valido ai fini della seguente analisi.

⁴⁰ Superficie di scorrimento con fattore di sicurezza minore.

Analizzando i restanti tre metodi, viene ulteriormente scartato Fellenius perché il fattore di sicurezza che propone è di poco inferiore ad 1 (*Tabella 14*), ed essendo l'equilibrio limite un metodo cautelativo, per simulare verosimilmente una condizione di instabilità FS deve essere inferiore a circa 0,95.

Alla luce di ciò rimangono validi solamente Jambu semplificato e Jambu rigoroso i quali, pur calcolando superfici che vanno ad intercettare il cortile privato e la casa, forniscono il fattore di sicurezza con valore minimo in corrispondenza della strada.

Dato che la normativa non impone l'utilizzo di un metodo in particolare, applicando Jambu semplificato o Jambu rigoroso e secondo i parametri fissati, ci si trova nella condizione reale al momento della frana.

Tabella 14. Fattori di sicurezza ottenuti dalla Back Analysis con innalzamento falda

Metodo	Fattore di Sicurezza
Fellenius	0,983
Bishop	0,971
Jambu semplificato	0,906
Jambu rigoroso	0,960

5.3.1.2. Saturazione dall'alto

Il secondo metodo proposto è quello della saturazione dall'alto, ovvero dato che il movimento franoso è avvenuto in seguito a piogge brevi ma intense, la falda viene lasciata fissa a $-5,16\text{m}^{41}$ di profondità ma si va a saturare il terreno a partire dal P.C. e per strati con spessori via via crescenti fino a quando si mobilita la frana. In questo modo rimane una porzione di terreno secco tra la falda e lo strato superficiale saturo.

Dopo aver effettuato le analisi incrementando lo spessore dello strato superficiale saturo, è stato ricavato che lo spessore critico è di circa 2,0m.

In tale configurazione e con i parametri di resistenza dei materiali corretti con il primo metodo, si ottiene un $FS < 1$ corrispondente ad una superficie di scorrimento che intercetta la strada⁴².

I parametri adottati nell'analisi sono i medesimi del caso precedente (Tabella 13), mentre lo schema geometrico adottato è quello di Figura 69.

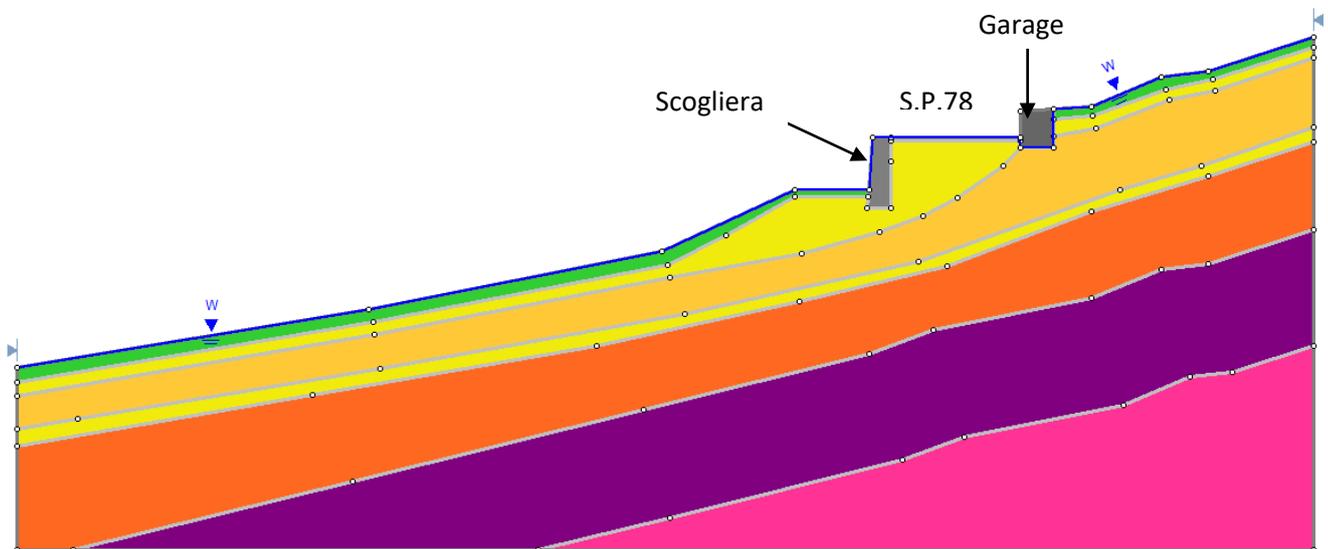


Figura 69. Schema adottato per la Back Analysis

Come nel caso precedente non si considera il sovraccarico stradale.

⁴¹ Quando cadono grosse quantità di pioggia in breve tempo, l'acqua non ha il tempo di penetrare in profondità nel terreno, e di conseguenza non alza il livello della falda.

⁴² E' importante che la superficie di scorrimento con $FS < 1$ sia in corrispondenza della S.P. 78 perché è in quel punto che si è verificata la frana.

La *Figura 70* riporta la legenda con i colori utilizzate negli schemi successivi.

Legenda colori

	Scogliera
	Garage
	Strato vegetativo
	Aerato saturo
	Aerato insaturo
	Coperture sciolte
	Frammenti di roccia in matrice sciolta
	Bedrock

Figura 70. Legenda colori

Per poter effettuare una saturazione dall'alto, il programma richiede che sia fissato il livello di falda in corrispondenza del P.C. e che vengano definiti successivamente quali strati di terreno debbano essere saturati e quali no. Si procede dunque a saturare tutti gli strati al di sotto della posizione reale della falda⁴³ ossia sotto i -5,16m e con essi anche quelli compresi nello spessore che a partire dal P.C. si ipotizza venga saturato dalle piogge; se ne ricava che lo strato aerato (il secondo strato di terreno) debba essere in parte saturato e in parte secco. Per questi motivi tale strato di terreno (identificato come 2a o graficamente con le due sfumature di giallo) viene diviso in due parti: in giallo chiaro lo spessore saturo (dunque la porzione sotto falda e quella che va a completare lo spessore saturato dalle piogge) e in giallo scuro la porzione centrale che dunque non viene interessata dalle precipitazioni.

⁴³ La falda di fatto continua ad essere a -5,16m sotto il P.C. ma per poter utilizzare correttamente il programma viene rappresentata coincidente con il P.C.

I risultati ottenuti mediante l'applicazione dei quattro metodi sono riportati nelle *Figura 71*, *Figura 72*, *Figura 73* e *Figura 74*, in cui si rappresentano la superficie critica ed il fascio di superfici aventi fattore di sicurezza inferiore all'unità:

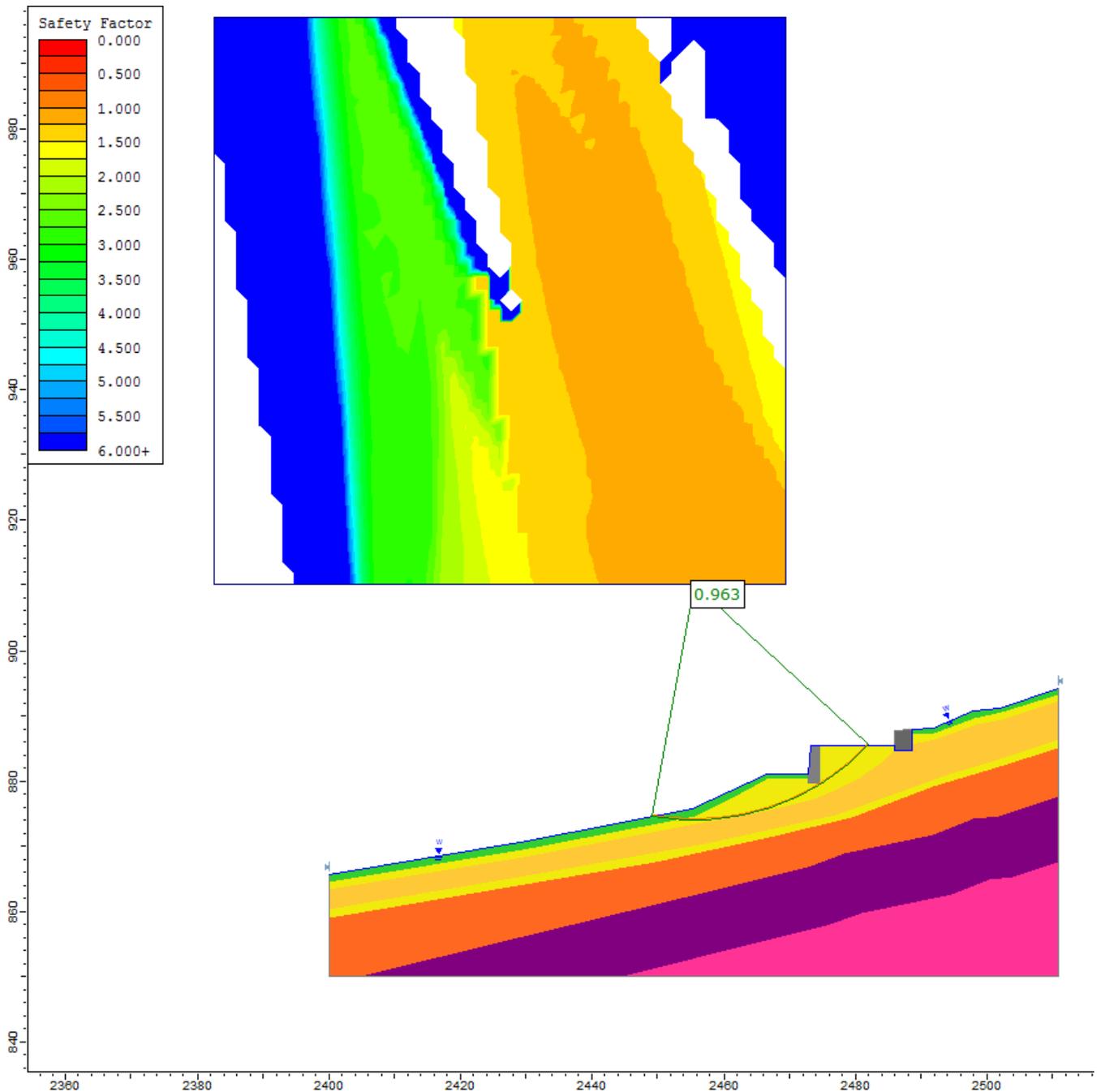


Figura 71. Metodo di Fellenius

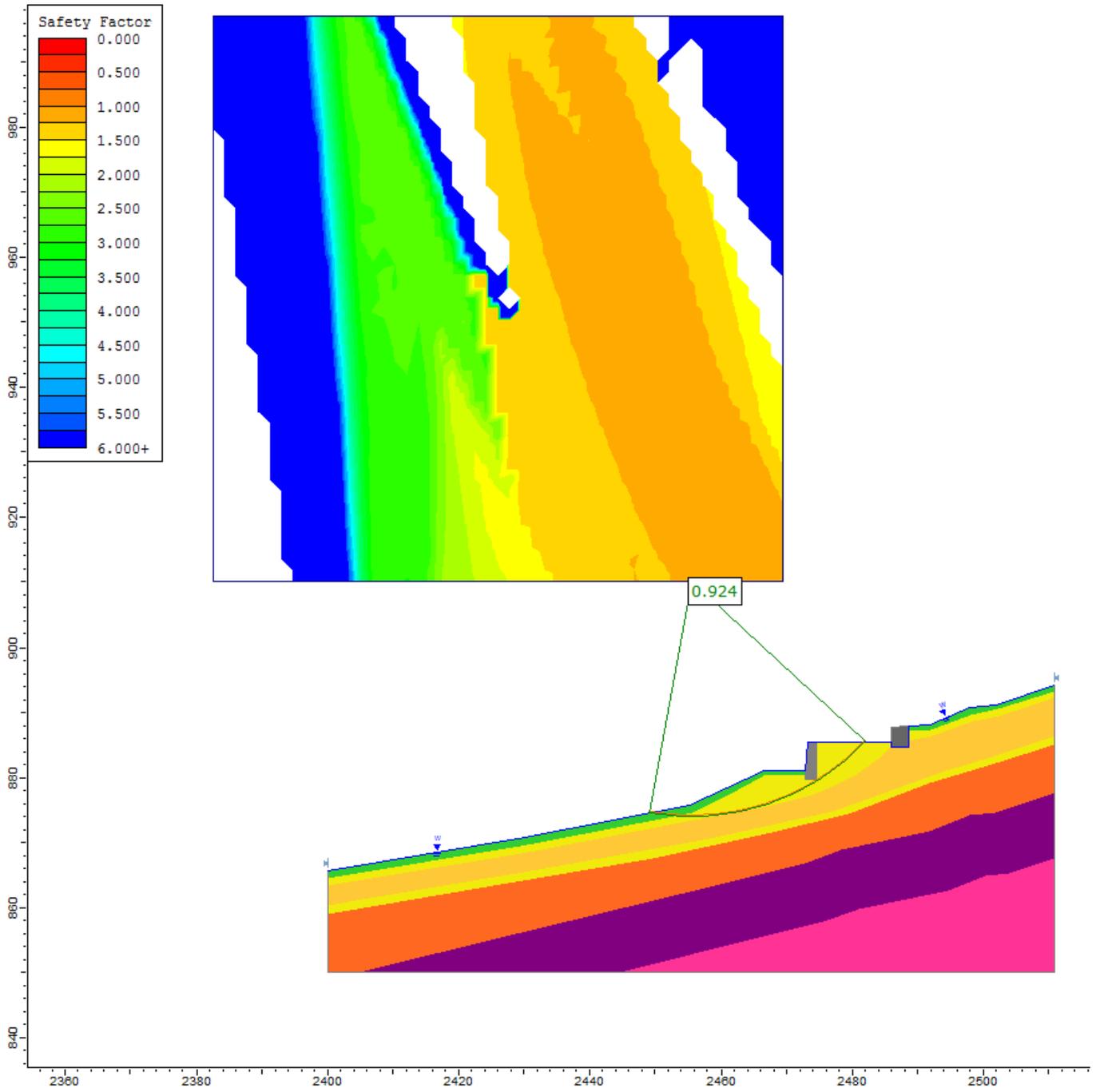


Figura 72. Metodo di Bishop

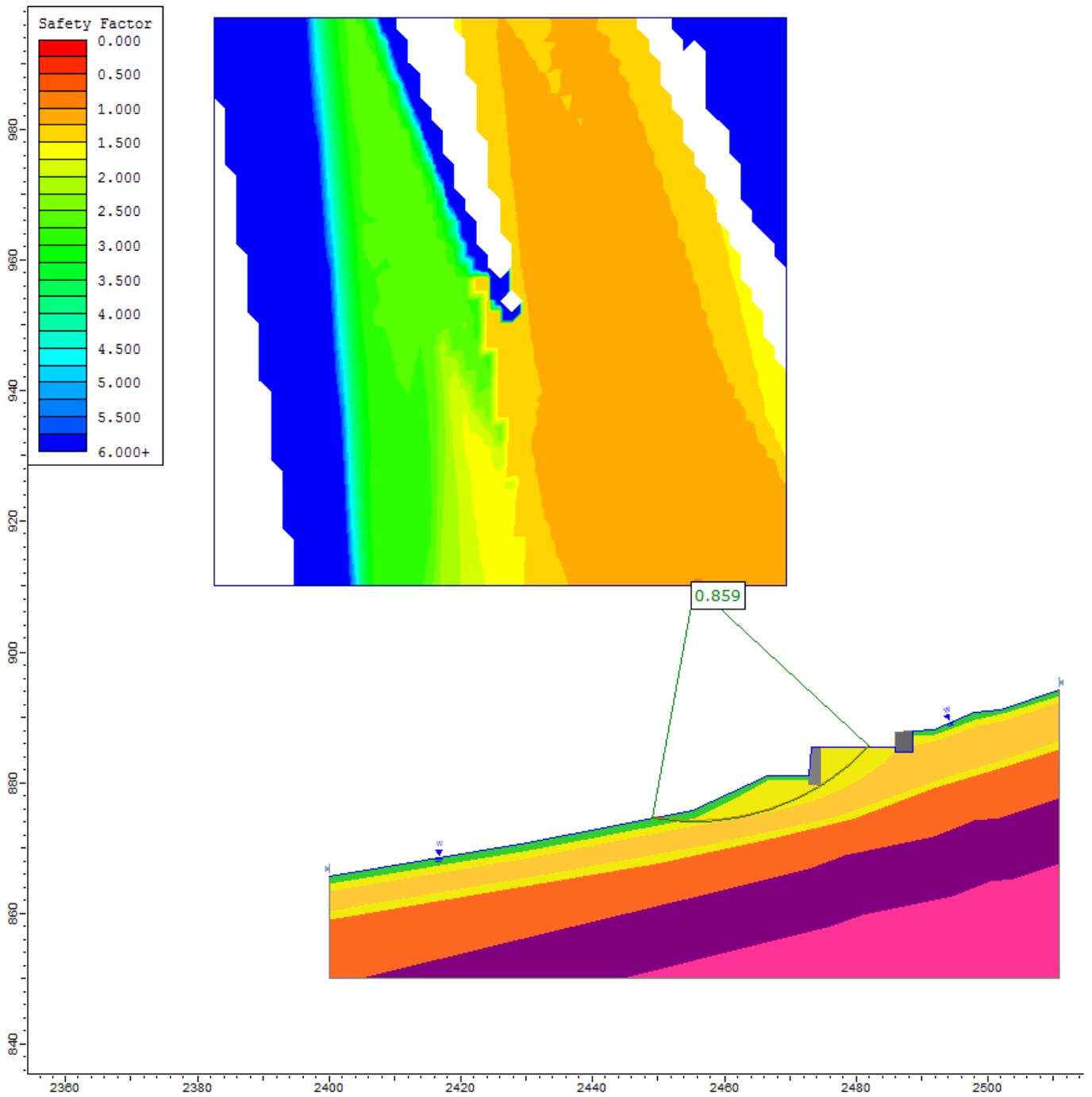


Figura 73. Metodo di Jambu semplificato

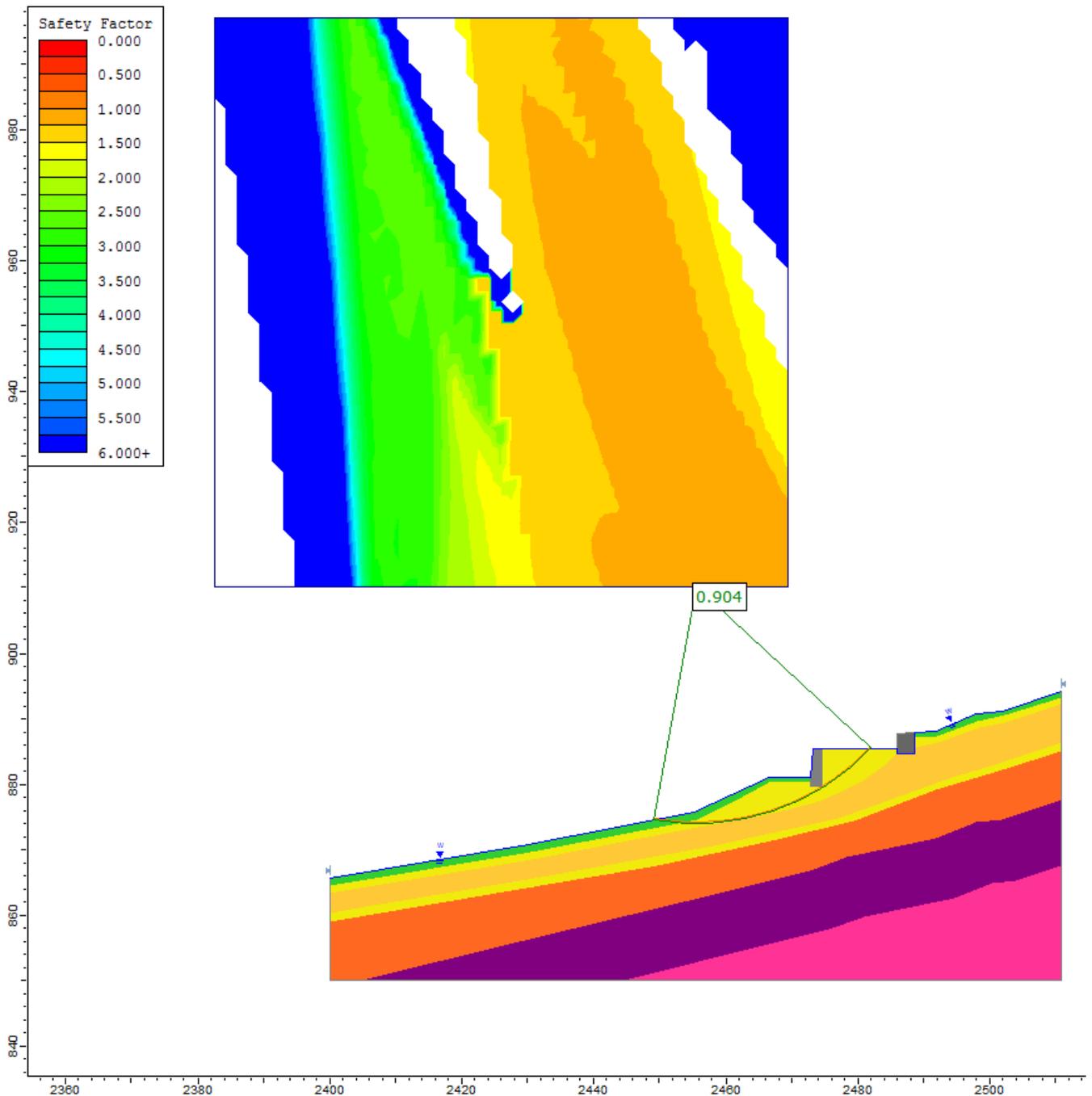


Figura 74. Metodo di Jambu rigoroso

Come si può notare, tutti i metodi utilizzati propongono una superficie di scorrimento critica che intercetta la strada, con relativi fattori di sicurezza di circa 0,9 (*Tabella 15*). Si può concludere che in questo caso tutti e quattro i metodi impiegati possono essere ritenuti validi ai fini dell'analisi.

Confrontando adesso questi risultati con quelli ottenuti nel precedente caso (*'Back Analysis con innalzamento del livello di falda'*), si può notare come le superfici di scorrimento individuate siano analoghe nei due casi con la differenza che con la saturazione dall'alto tali superfici sono meno approfondite perché

rimangono confinate nello spessore saturo; nel primo caso invece, essendo la falda posta a livello del P.C., tutto il terreno era saturo e dunque lo scorrimento si estendeva a tutto il secondo strato di terreno⁴⁴.

Tabella 15. Fattori di sicurezza ottenuti dalla Back Analysis con saturazione dall'alto

Metodo	Fattore di Sicurezza
Fellenius	0,963
Bishop	0,924
Jambu semplificato	0,859
Jambu rigoroso	0,904

⁴⁴ All'interno del secondo strato di terreno avviene il passaggio da terreno saturo a secco nel caso di saturazione dall'alto.

5.3.2. Condizioni ordinarie

Dopo aver fissato i parametri del terreno con la Back Analysis, si procede ad una verifica del pendio in condizioni ordinarie, ossia lontano da fenomeni piovosi intensi.

5.3.2.1. Assenza di falda

Inizialmente viene effettuata la verificata in condizione di assenza di falda, ovvero la situazione che viene a verificarsi durante il periodo estivo, ossia quando il livello della falda è ad una profondità tale da non influire sulla stabilità del versante.

Viene costruita la sezione da indagare inserendo l'opera di sostegno⁴⁵, il garage in c.a. e la stratigrafia del terreno⁴⁶. Per quanto riguarda i sovraccarichi, si applica un carico distribuito di 20kPa in corrispondenza della strada, mentre nelle restanti zone della sezione non vi sono carichi agenti.

In *Figura 75* si riporta lo schema adottato per l'analisi e in *Figura 64* la corrispondente legenda dei colori.

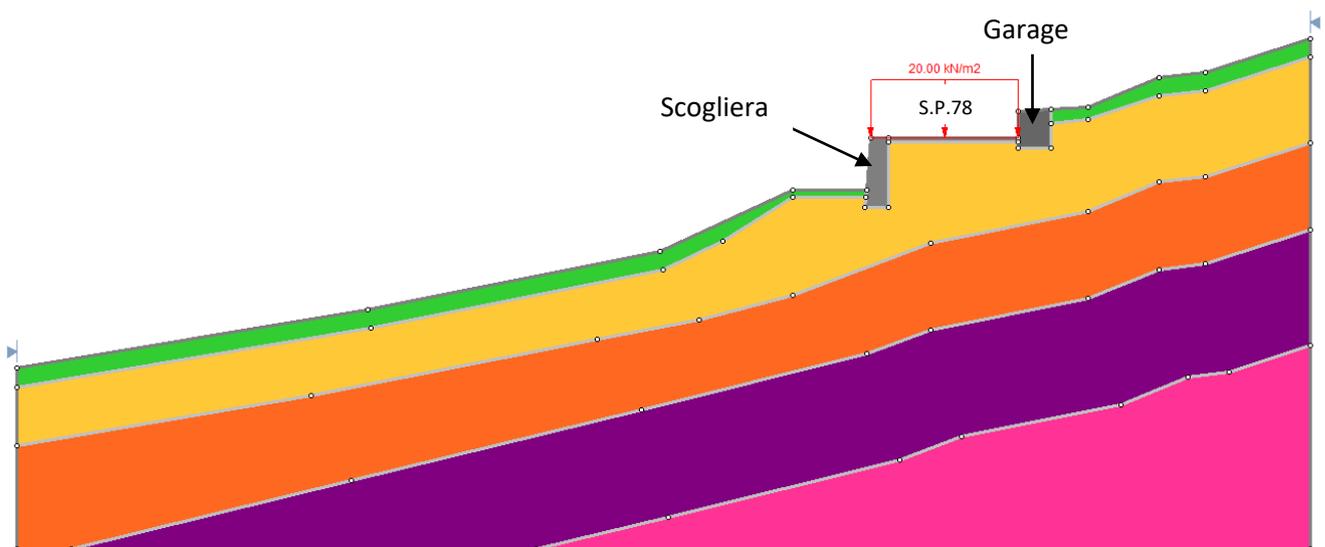


Figura 75. Sezione adottata per l'indagine in questione

⁴⁵ Il muro di sostegno è costituito da una scogliera di massi.

⁴⁶ In più si rappresenta la strada come tratto orizzontale che unisce il muro al garage.

I risultati ottenuti vengono divisi in base al criterio adottato e, per ciascun criterio, si rappresentano solamente la superficie di scorrimento con il fattore di sicurezza minore⁴⁷.

Di seguito si riportano i risultati ottenuti (Figura 76, Figura 77, Figura 78 e Figura 79):

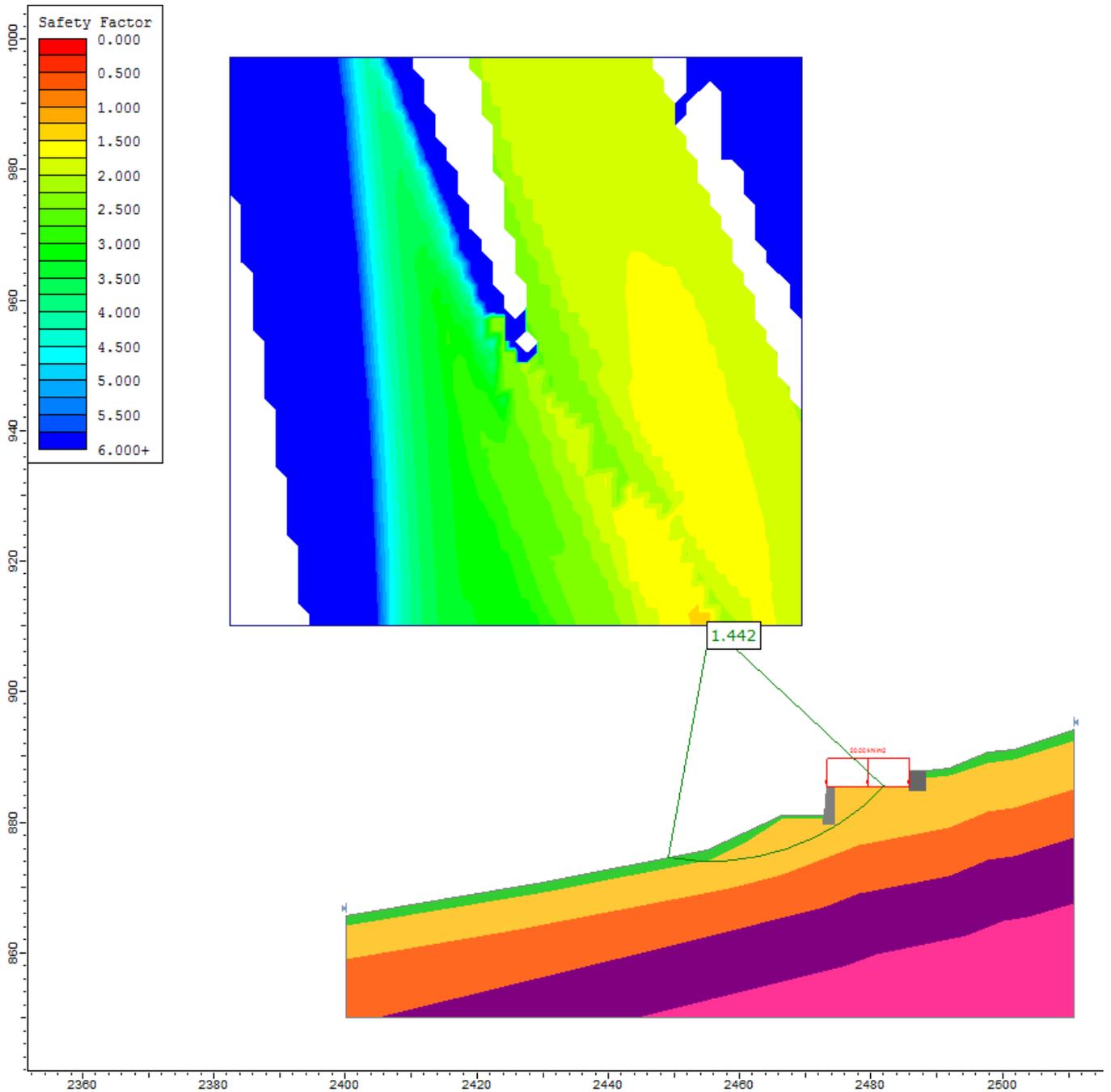


Figura 76. Metodo di Fellenius

⁴⁷ Minore è il fattore di sicurezza e maggiore è la probabilità che si possa avere scorrimento lungo quella superficie.

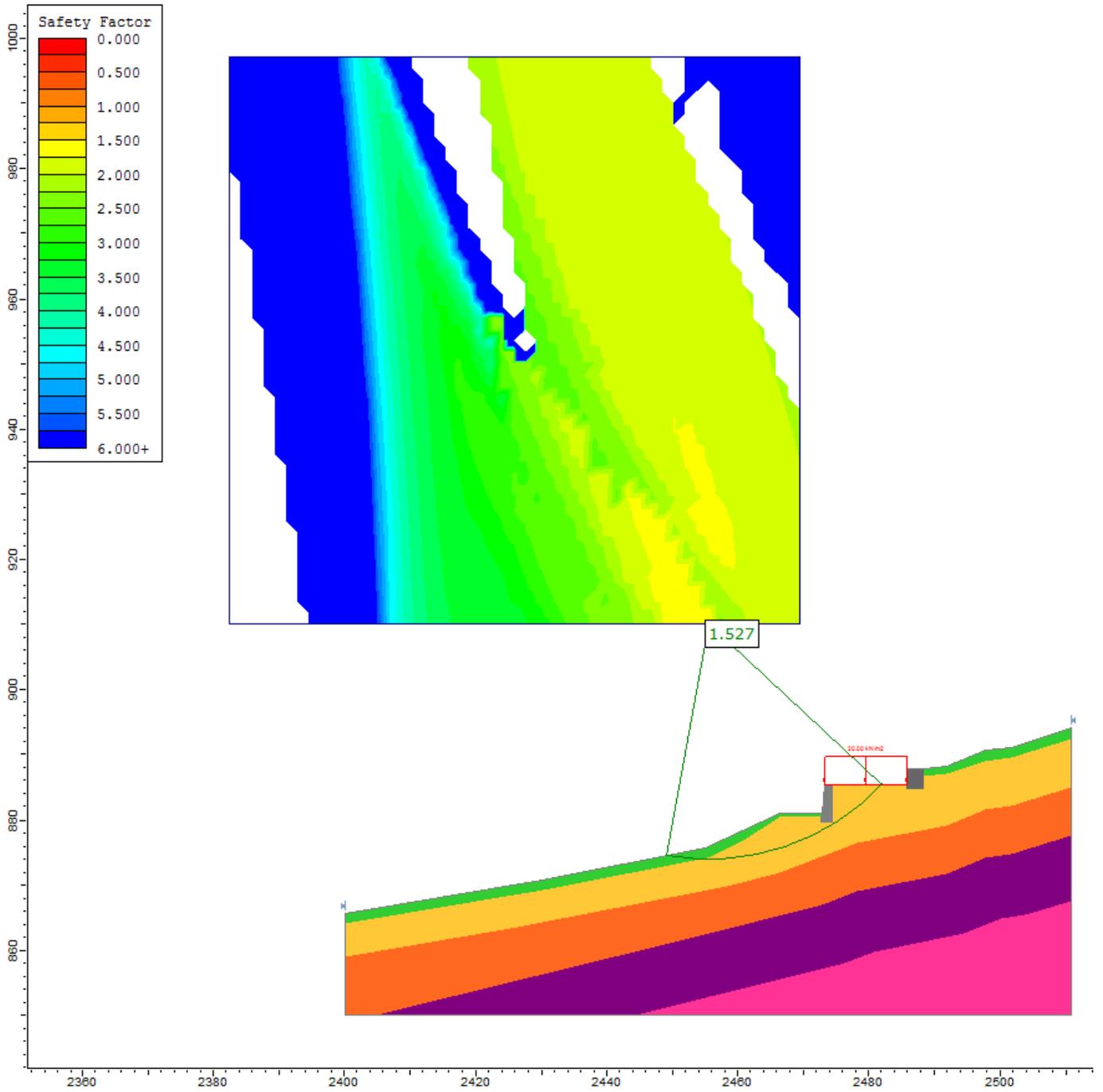


Figura 77. Metodo di Bishop

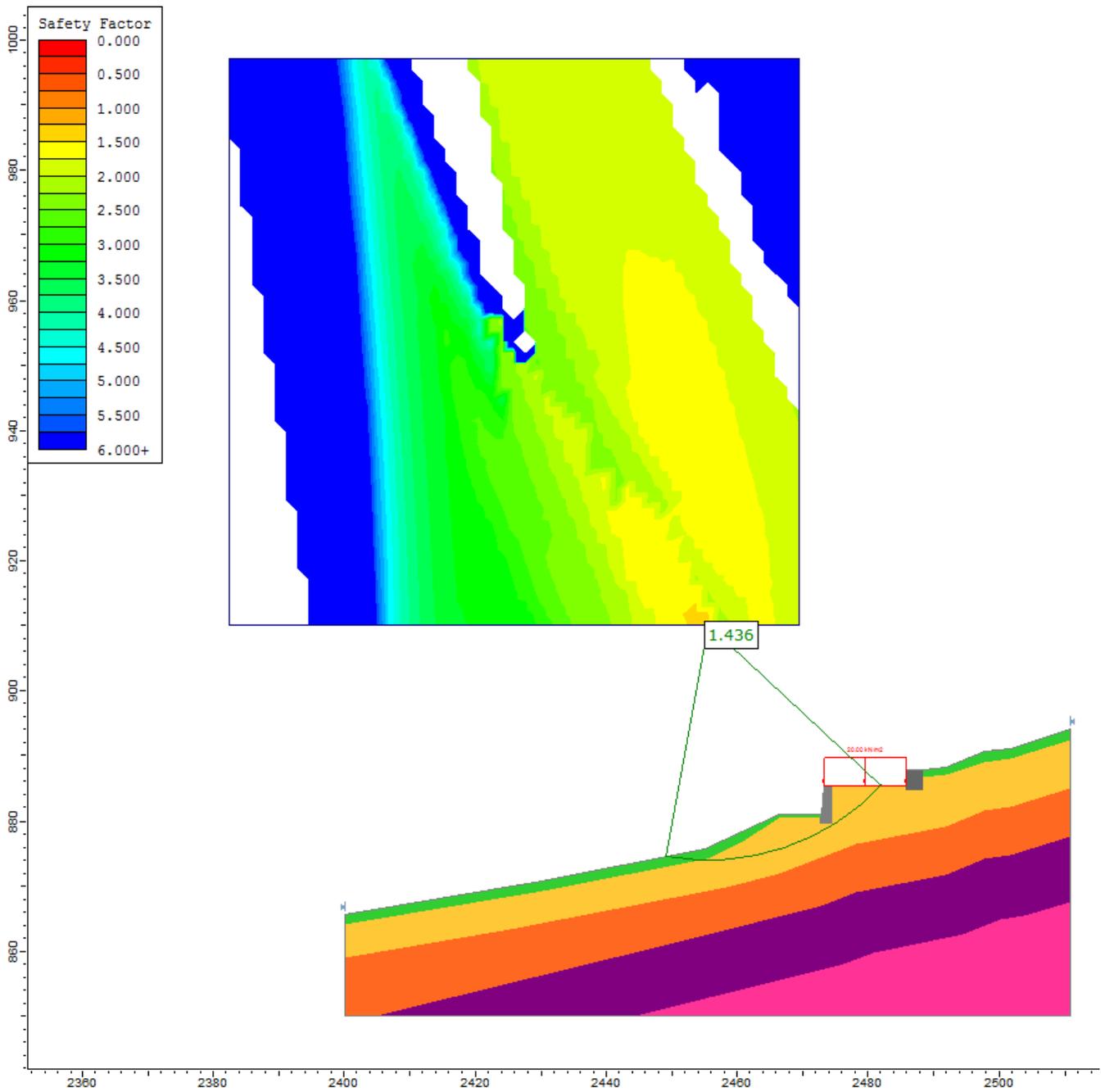


Figura 78. Metodo di Jambu semplificato

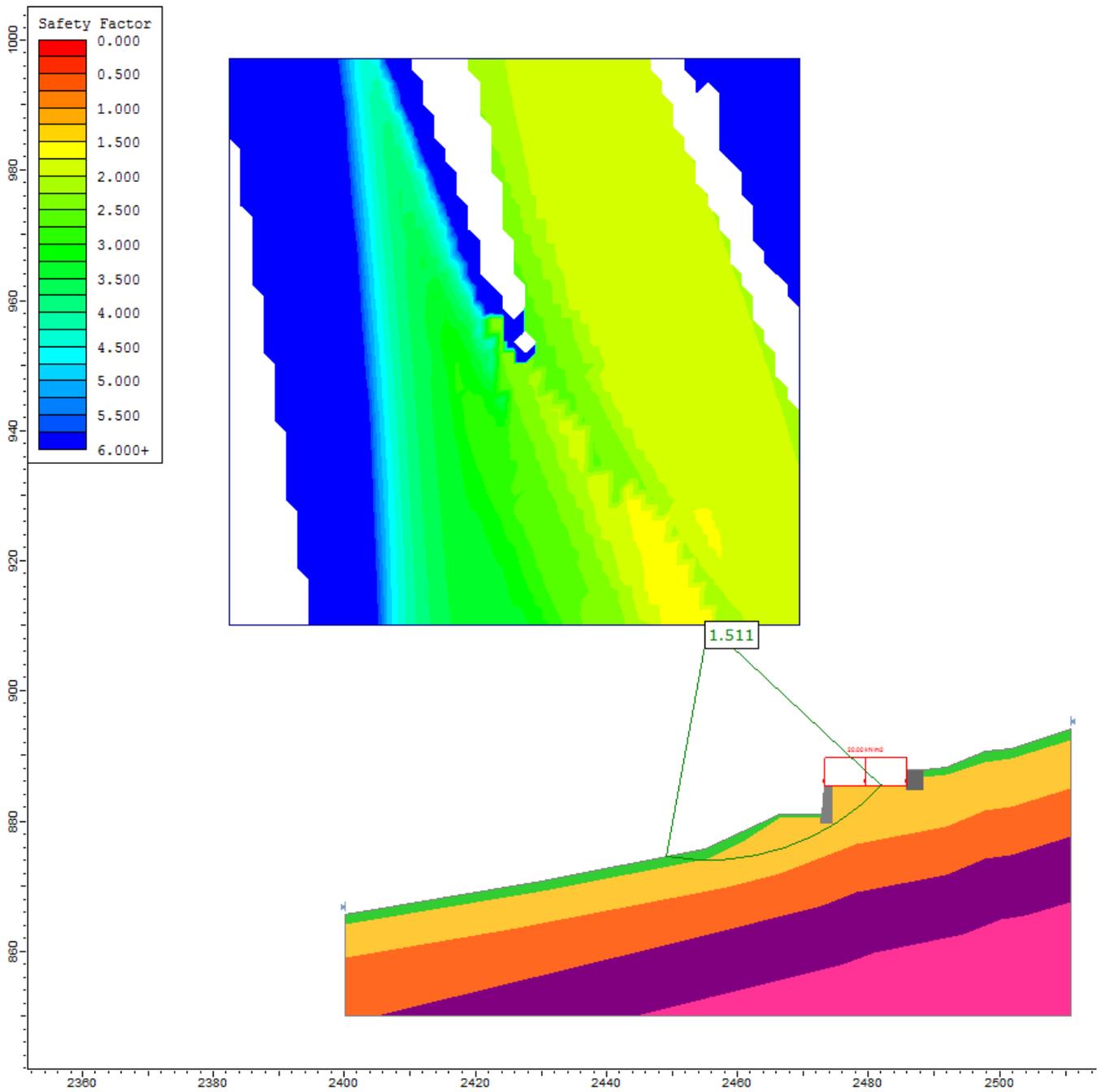


Figura 79. Metodo di Jambu rigoroso

Come si può notare da *Tabella 16*, il fattore di sicurezza risulta ampiamente maggiore di 1,0 con tutti e quattro i metodi applicati.

Tabella 16. Fattori di sicurezza in assenza di falda

Metodo	Fattore di Sicurezza
Fellenius	1,442
Bishop	1,527
Jambu semplificato	1,436
Jambu rigoroso	1,511

5.3.1.2. Presenza di falda

Grazie ai dati raccolti da ARPA Piemonte, è stato possibile conoscere il livello medio della falda durante i periodi di primavera ed autunno. ARPA monitora l'intero territorio piemontese grazie all'installazione di strumentazione in diversi siti; dato che a Civiasco non viene effettuato il monitoraggio delle falde, per conoscere la quota di falda sono stati considerati i siti più vicini (tra quelli monitorati). Nel caso in esame i luoghi più vicini di cui si è a conoscenza dei livelli di falda sono Borgosesia e Serravalle Sesia. I dati raccolti sono riportati in *Tabella 17*:

Tabella 17. Quota di falda (ARPA Piemonte)

Punto	Campagna di monitoraggio	Quota dal P.C. [m]
BorgoSesia	primavera 2017	-14,17
Serravalle Sesia	autunno 2013	-5,70
Serravalle Sesia	autunno 2014	-5,16
Serravalle Sesia	primavera 2015	-4,80
Serravalle Sesia	autunno 2015	-5,60
Serravalle Sesia	primavera 2017	-5,13

Dato che l'evento franoso si è verificato nel novembre 2014, come quota della falda è stata presa quella di Serravalle Sesia registrata durante la campagna di monitoraggio dell'autunno 2014; ovvero -5,16m sotto il piano campagna.

Viene quindi nuovamente ripetuta l'analisi di stabilità in maniera del tutto analoga a quella precedente (*assenza di falda*), con la sola differenza che viene fissata la quota piezometrica a -5,16m sotto il piano campagna.

Lo schema adottato per l'analisi è il seguente (*Figura 80*) mentre la legenda dei colori è riportata in *Figura 64*:

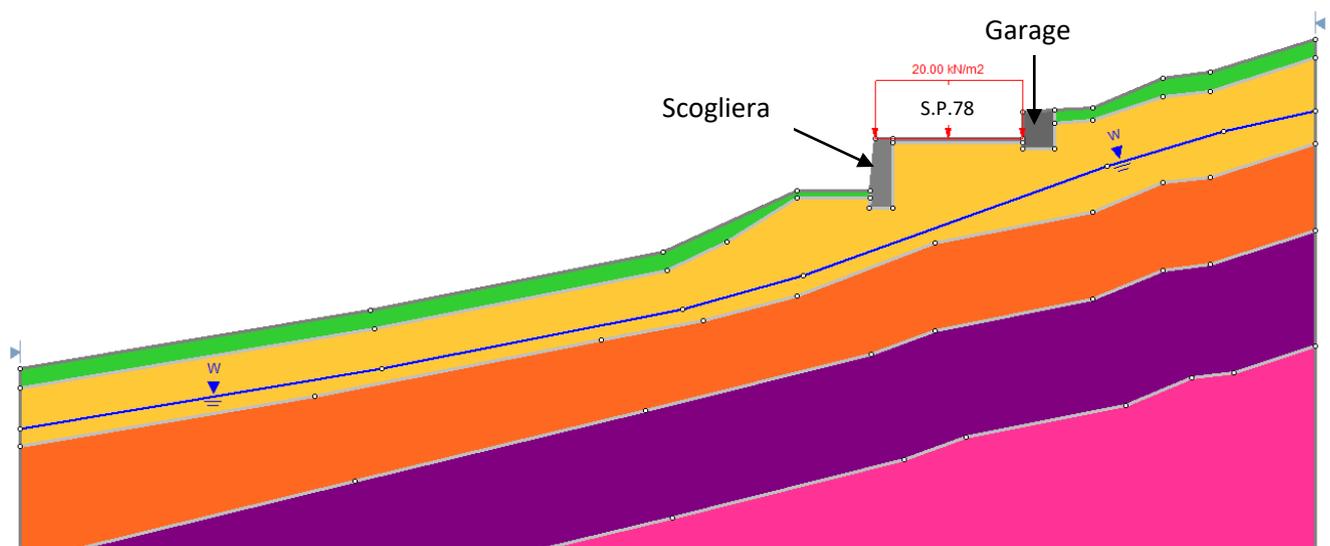


Figura 80. Schema adottato per l'analisi in presenza di acqua

Di seguito si riportano i risultati ottenuti (Figura 81, Figura 82, Figura 83 e Figura 84):

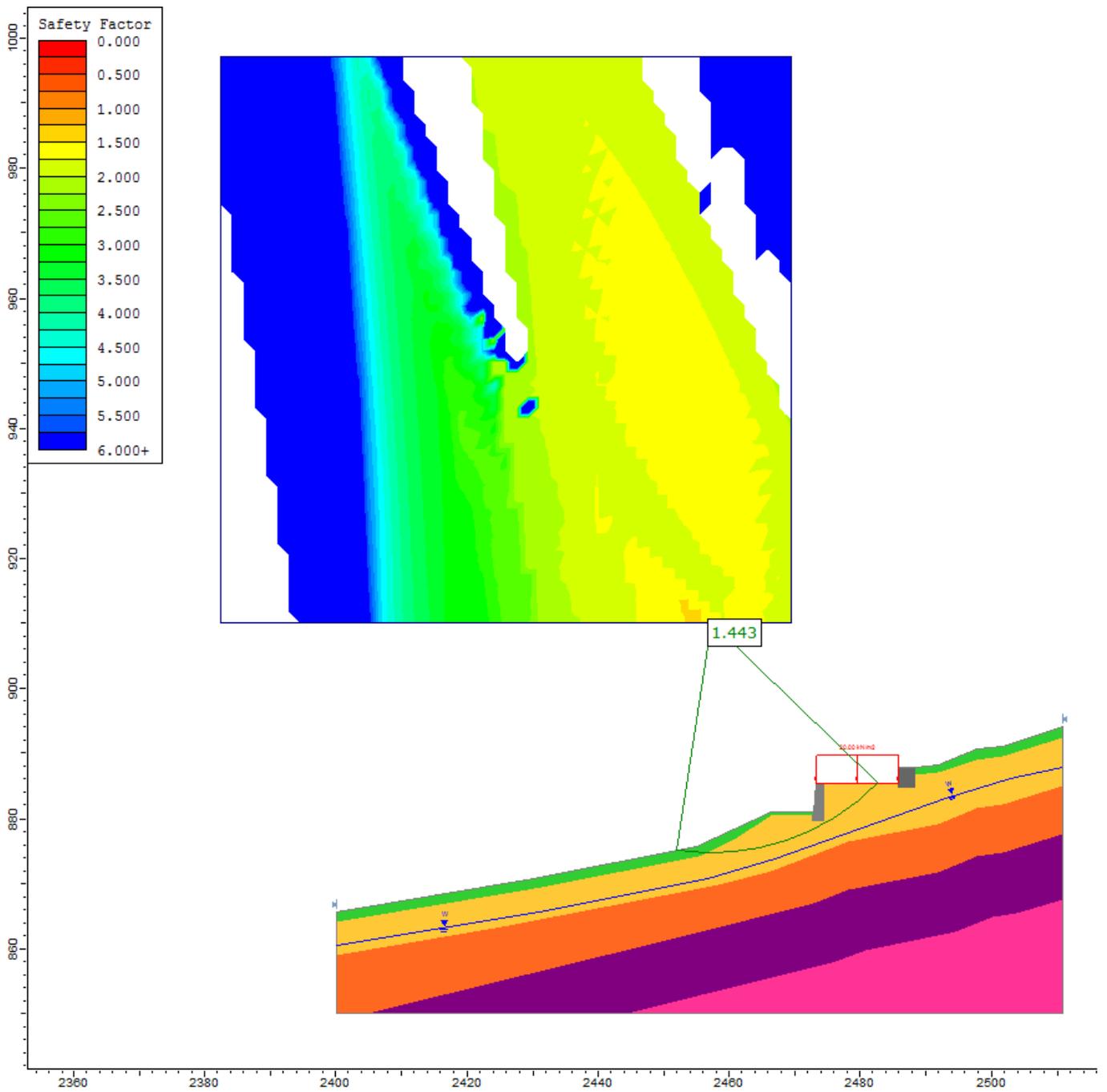


Figura 81. Metodo di Fellenius

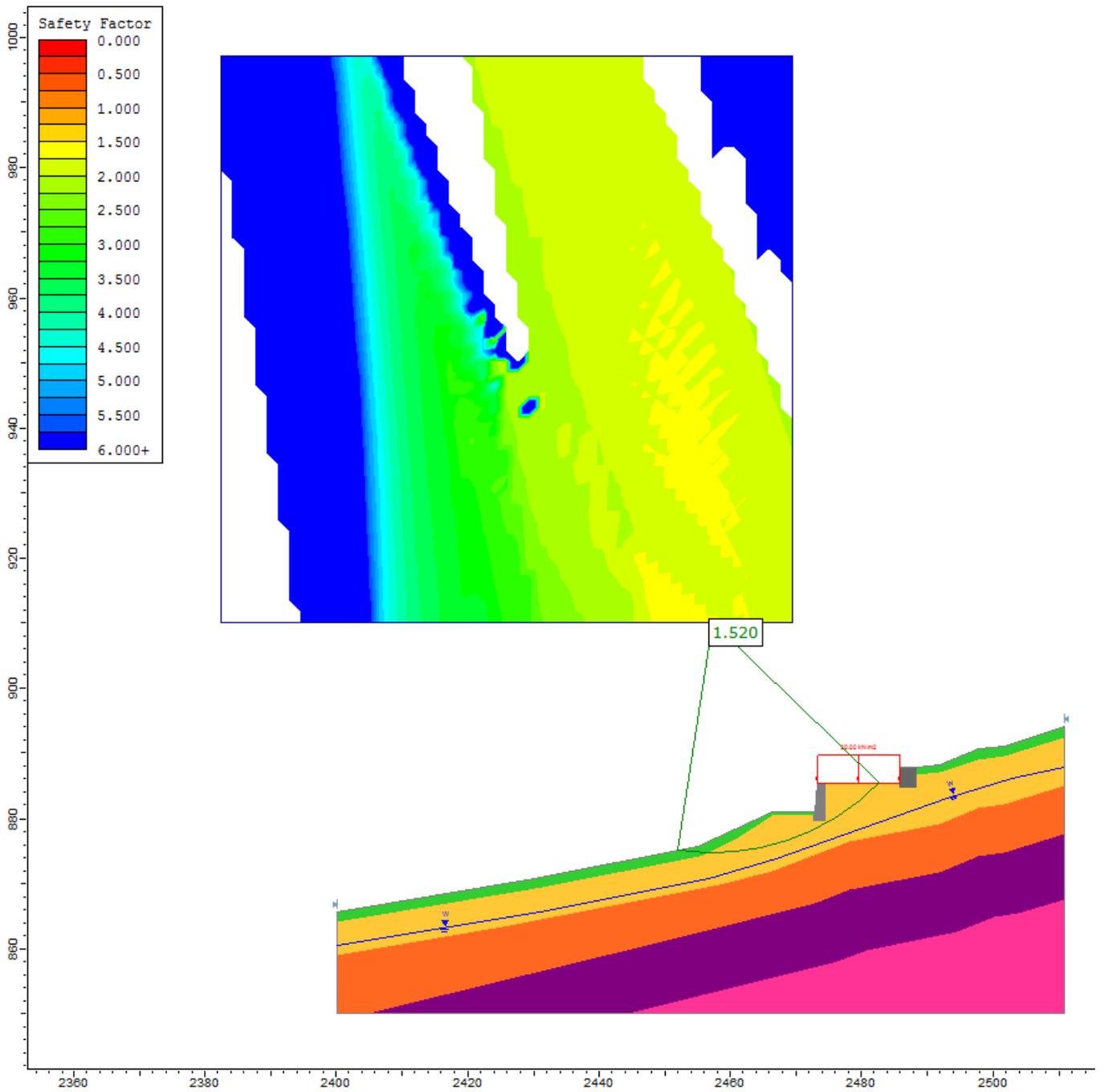


Figura 82. Metodo di Bishop

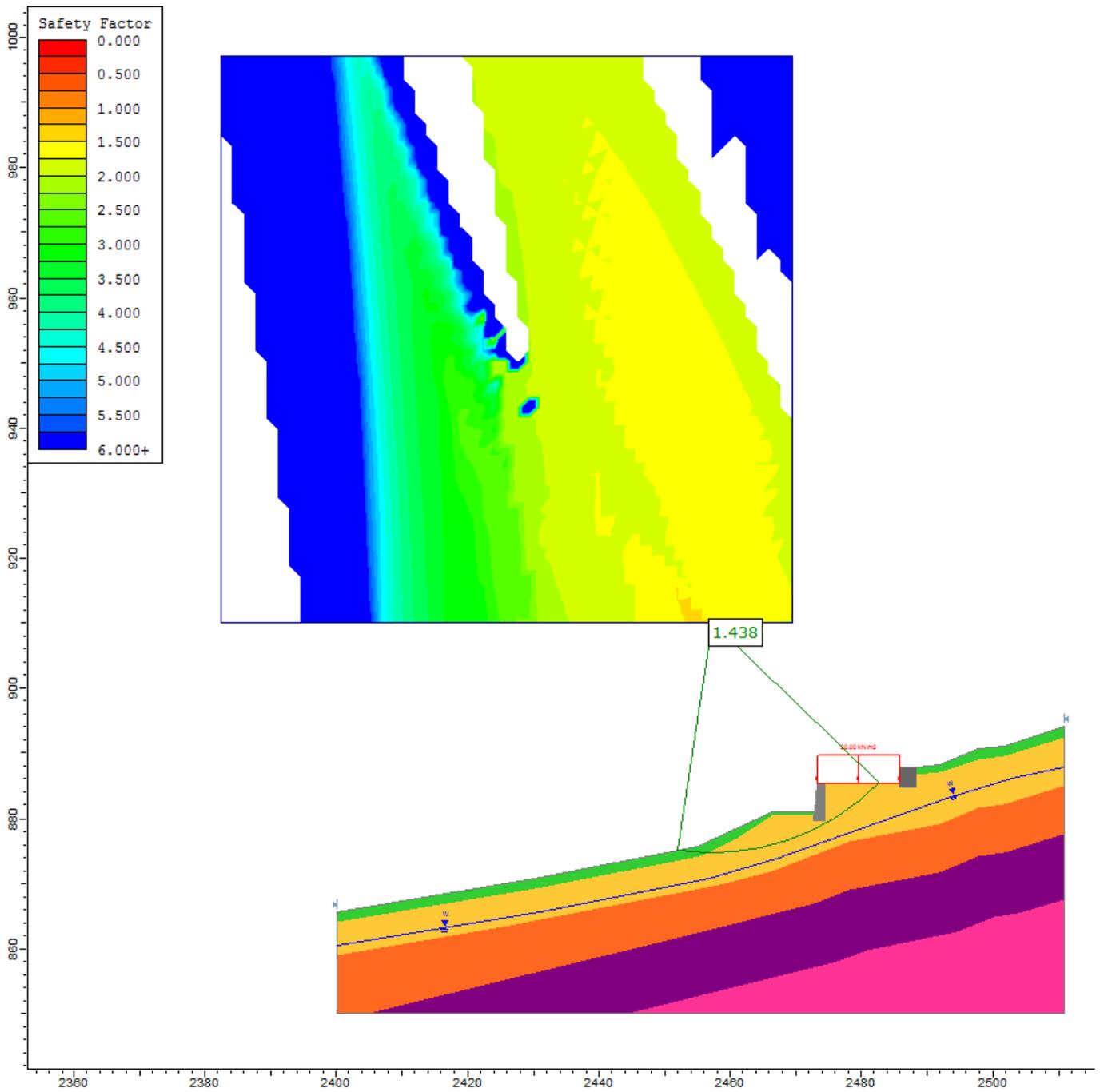


Figura 83. Metodo di Jambu semplificato

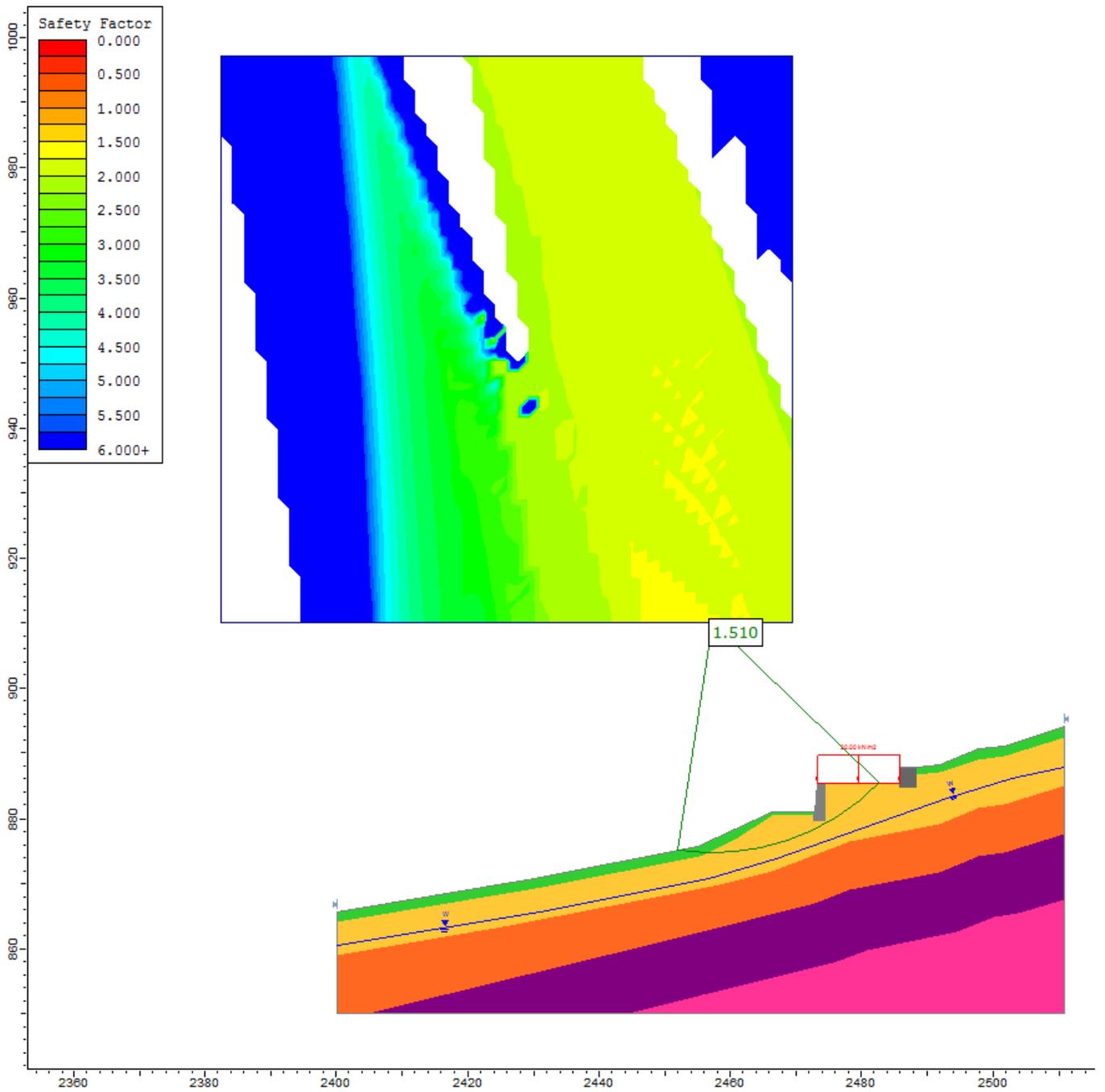


Figura 84. Metodo di Jambu rigoroso

La presenza di acqua è sempre negativa; in questo particolare caso però la falda si trova ad una profondità tale da non interferire con la superficie di scivolamento e quindi non vi è una riduzione dei fattori di sicurezza rispetto al caso precedentemente analizzato⁴⁸. Anche in questo caso dunque i FS (*Tabella 18*) sono superiori a 1,0 e pertanto il pendio risulta stabile.

Tabella 18. Fattori di sicurezza in presenza di falda

Metodo	Fattore di Sicurezza
Fellenius	1,443
Bishop	1,520
Jambu semplificato	1,438
Jambu rigoroso	1,510

⁴⁸ 'Assenza di falda'.

5.3.3. Condizioni ordinarie limite

Viene proposta nel seguito una ulteriore analisi di stabilità in condizioni definite 'ordinarie limite', che a partire dalle condizioni ordinarie (presenza di sovraccarico stradale e falda a -5,16m sotto il P.C.) si propone di alzando il livello di falda fino al raggiungimento del collasso.

Dalle analisi è emerso che per mobilitare la frana la falda deve attestarsi circa 2,0m sotto il piano stradale.

Lo schema adottato per l'analisi è il seguente (*Figura 85*) mentre la legenda dei colori è riportata in *Figura 64*:

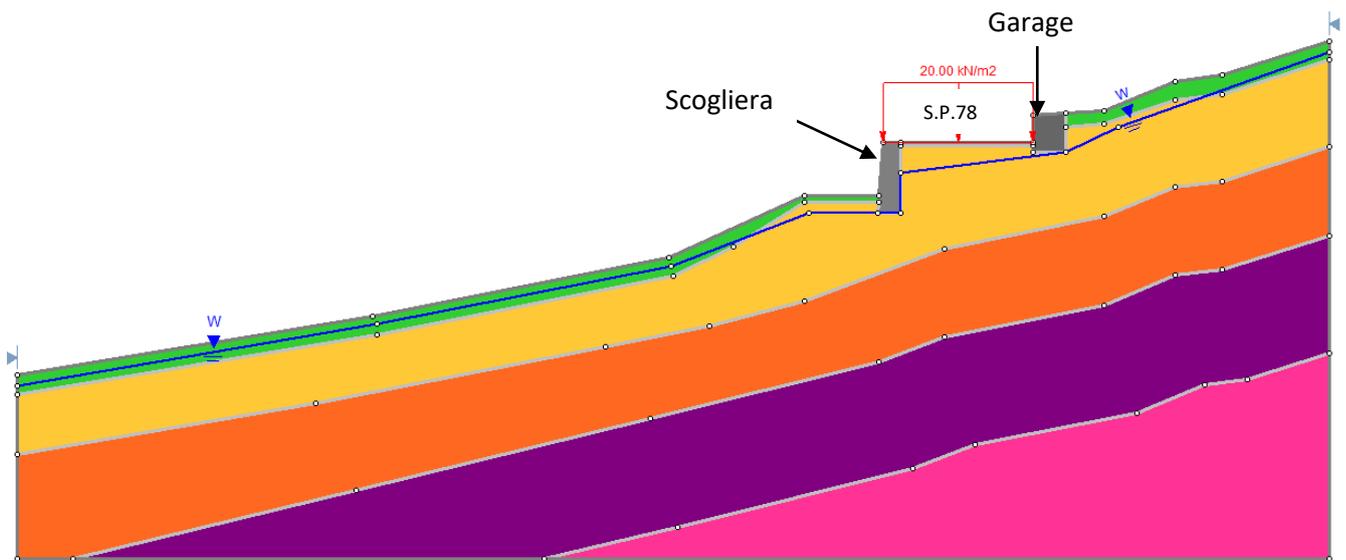


Figura 85. Schema adottato per l'analisi in presenza di acqua

Di seguito si riportano i risultati ottenuti (Figura 86, Figura 87, Figura 88 e Figura 89):

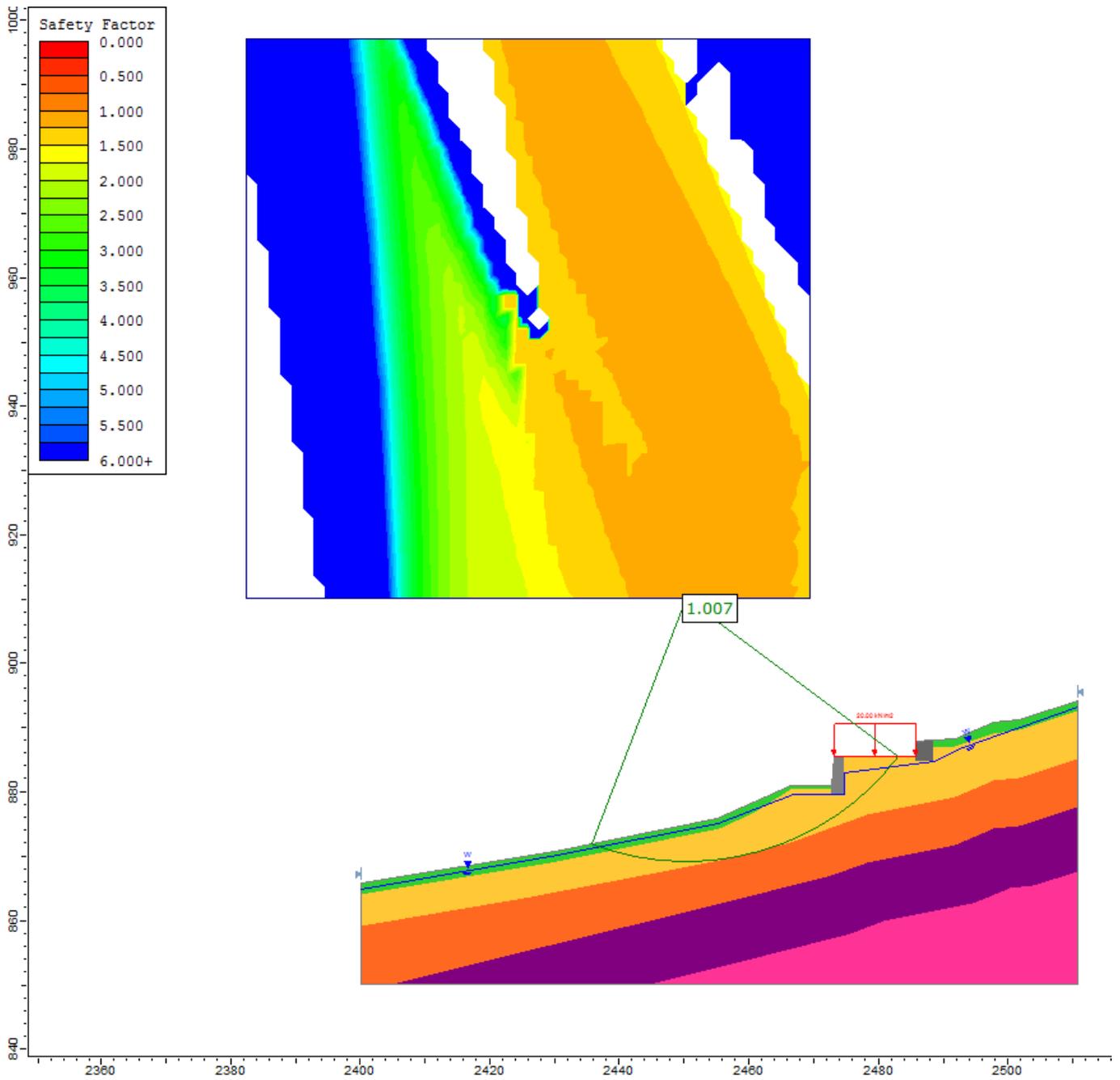


Figura 86. Metodo di Fellenius

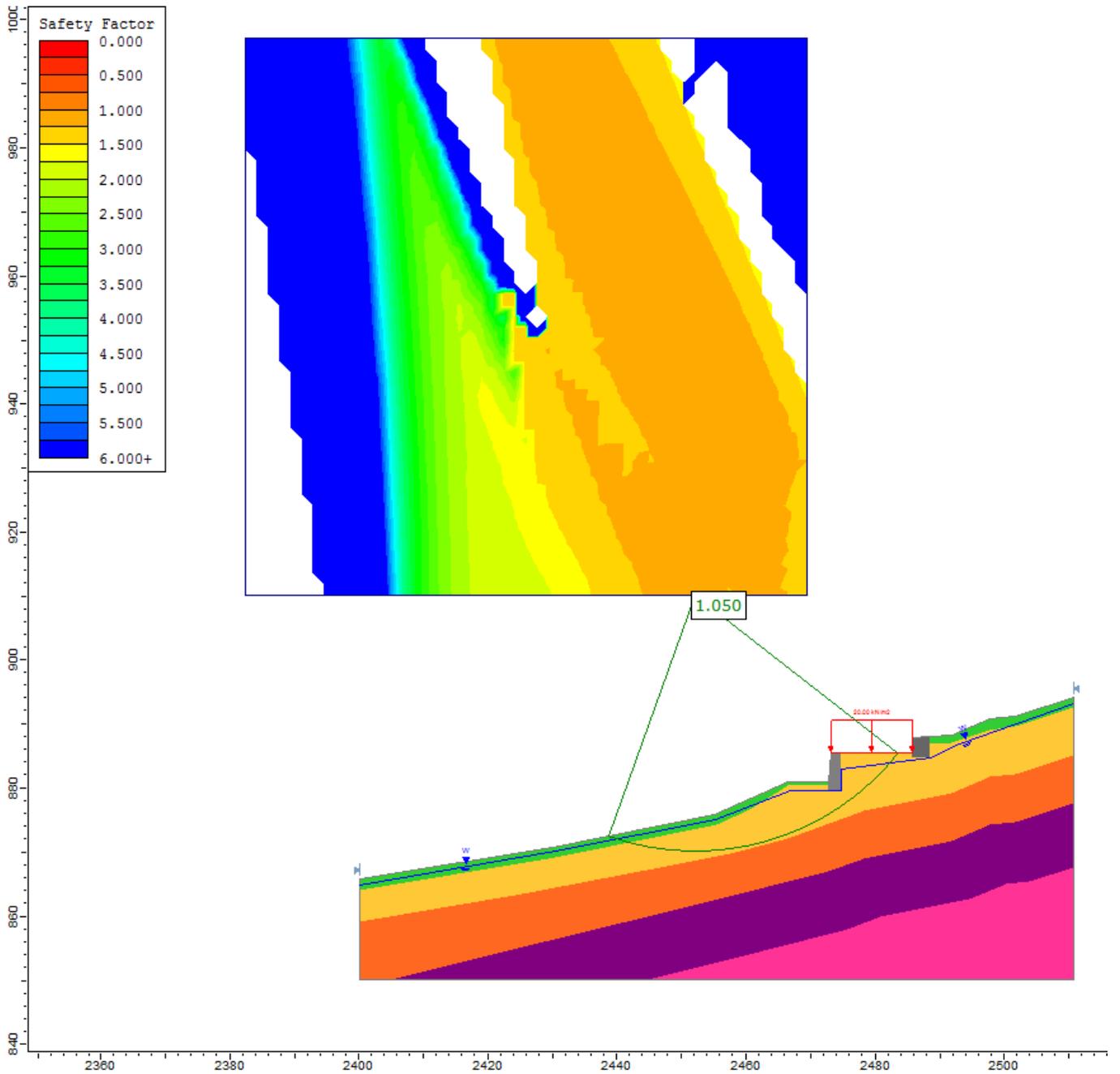


Figura 87. Metodo di Bishop

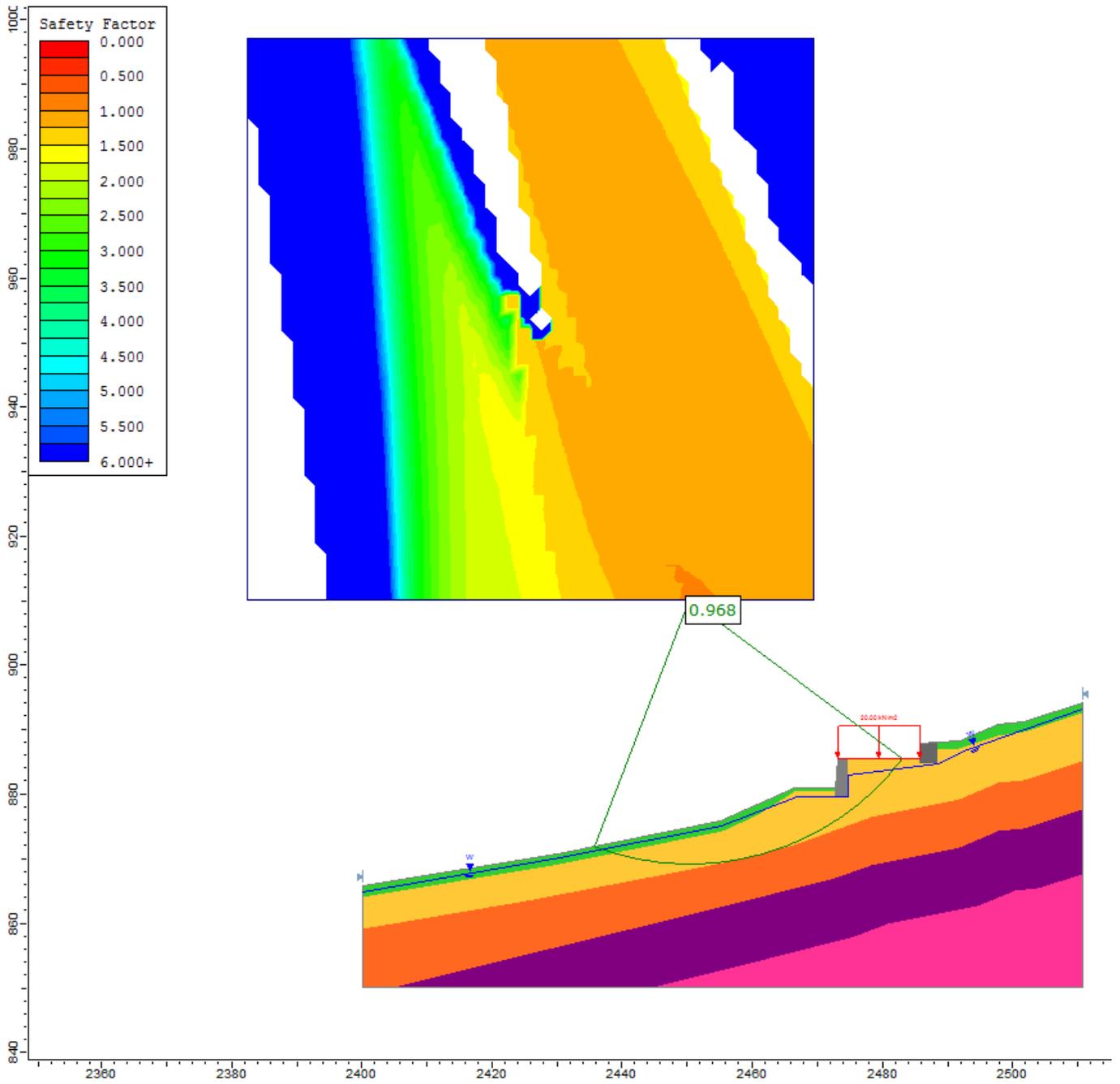


Figura 88. Metodo di Jambu semplificato

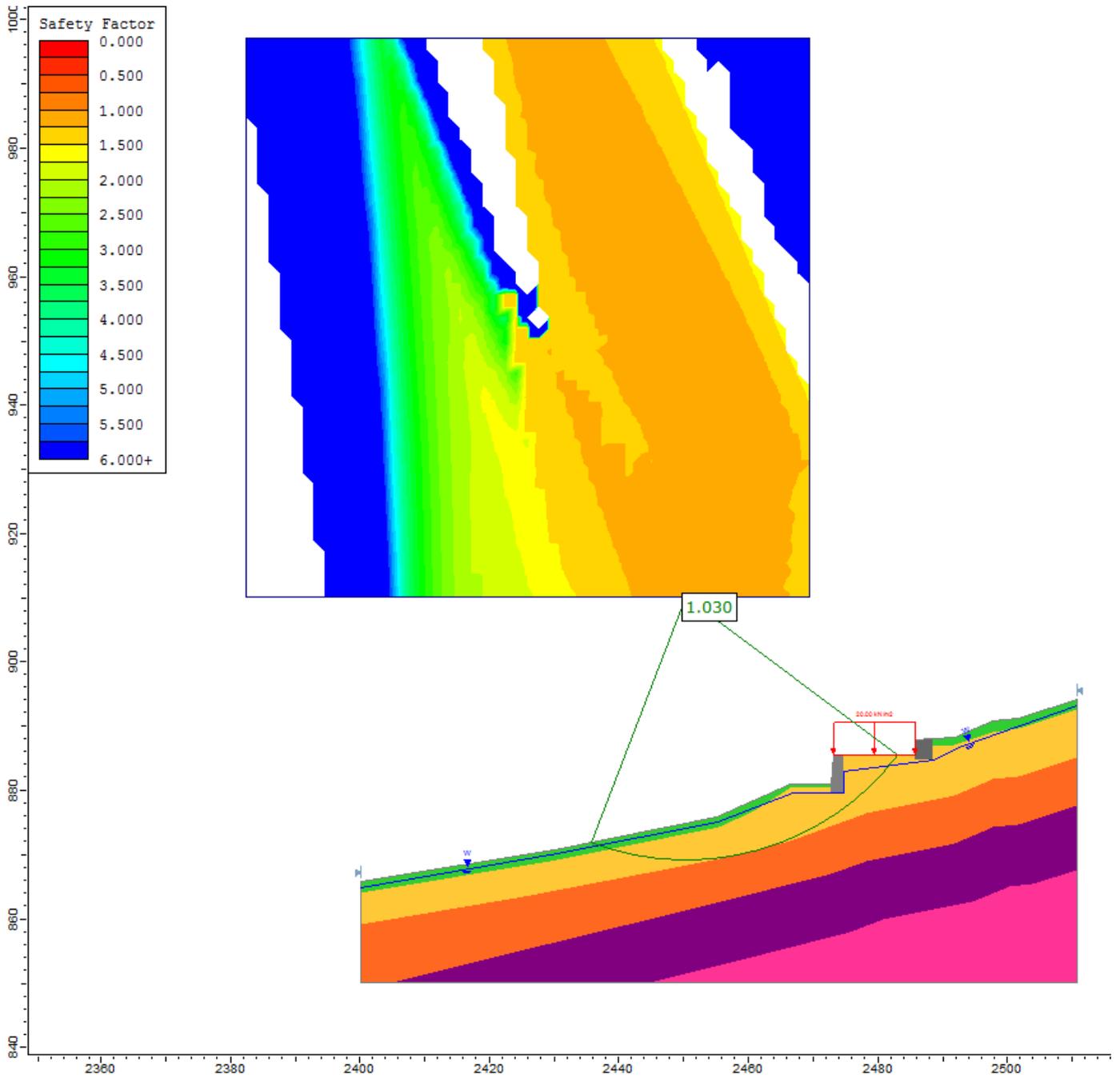


Figura 89. Metodo di Jambu rigoroso

A differenza della Back Analysis, in questo caso essendoci il sovraccarico per mobilitare la frana è sufficiente che la falda raggiunga i 2m di profondità e non più il P.C.

In *Tabella 19* vengono riportati i coefficienti ottenuti.

Tabella 19. Fattori di sicurezza nelle condizioni ordinarie limite

Metodo	Fattore di Sicurezza
Fellenius	1,007
Bishop	1,050
Jambu semplificato	0,968
Jambu rigoroso	1,030

6. Proposta di intervento

Nel seguente capitolo verrà proposta una soluzione progettuale per ripristinare la viabilità interrotta dalla frana; verificando allo stesso tempo che nel caso si ripresentino le condizioni atmosferiche che hanno generato il dissesto, l'opera realizzata sia in grado di resistere alle sollecitazioni.

L'intervento prevede la realizzazione di un muro a mensola in cemento armato dotato di tiranti, a sostituzione della scogliera preesistente, quasi interamente crollata durante l'evento franoso, e di un sistema drenante costituito da microdreni sub-orizzontali che in caso di persistenti piogge evitano la saturazione del terreno circostante la strada.

Il muro consente di ricostruire la strada, svolgendo la funzione di opera di sostegno al posto della scogliera; tuttavia tale opera, pur soddisfacendo tutte le verifiche esterne, non è in grado di garantire anche la stabilità globale del pendio nel caso in cui la falda dovesse attestarsi nuovamente al P.C.; per garantire anche il superamento di tale verifica viene previsto un sistema di drenaggio che verrà meglio descritto e calcolato nel seguito.

6.1. Muro di sostegno a mensola

Di seguito si riportano i parametri di ingresso per la verifiche che verranno condotte nel seguito.

Tabella 20. Parametri relativi al terreno

Parametri relativi al terreno costituente il versante	
γ_k	16,8 kN/m ³
φ'_k	25°
c'_k	4 kPa
Permeabilità	$k > 5 \cdot 10^{-4}$ m/s
Falda	Coincidente con il P.C.

Tabella 21. Parametri relativi al muro di sostegno

Parametri relativi al muro di sostegno		
Calcestruzzo		
Peso specifico	γ_{cls}	25 kN/m ³
Resistenza cilindrica	f_{ck}	33,2 MPa
Coeff. parziale di sicurezza	γ_c	1,5
Coeff. per resistenze di lunga durata	α_{acc}	0,85
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	2,4 MPa
Modulo elastico	E	33345 MPa
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	18,81 MPa
Angolo di attrito	$\delta_{muro-terreno}$	34°
Acciaio		
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450 MPa
Tensione caratteristica a rottura	f_{tk}	540 MPa
Coeff. parziale di sicurezza	γ_s	1,15
Resistenza di calcolo	f_{yd}	469,5652 MPa
Modulo elastico	E	2100000 MPa

Tabella 22. Condizioni di carico stradale

Condizioni di carico stradale	
Carico	20 kPa

Per la redazione dei calcoli di verifica si è fatto riferimento a (Figura 90, Figura 91, Figura 92 e Figura 93):

- Nuove norme tecniche delle costruzioni NTC-08;
- Circolare d'applicazione NTC-08;
- Eurocodice 2.

Approcci di calcolo previsti da NTC-08:⁴⁹

- Approccio 1 combinazione 1: DA1-C1 (A1+M1+R1);
- Approccio 1 combinazione 2: DA1-C2 (A2+M2+R2);
- Approccio 2: DA2 (A1+M1+R3).

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Figura 90. Tabella 6.2.I da NTC-08

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Figura 91. Tabella 6.2.II da NTC-08

Tabella 6.5.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

Figura 92. Tabella 6.5.I da NTC-08

⁴⁹ Per quanto riguarda le azioni agenti sulle opere di sostegno, il terreno e la falda vengono considerati carichi compiutamente definiti.

Tabella 6.8.I – Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo.

Coefficiente	R2
γ_R	1.1

Figura 93. Tabella 6.8.I da NTC-08

Secondo quanto riportato nella normativa ai paragrafi 6.5.3.1.1, sono state eseguite le seguenti verifiche geotecniche (Tabella 23):

Tabella 23. Verifiche geotecniche

Tipologia di verifica	Approccio utilizzato
Scorrimento	DA1-C2
Ribaltamento	EQU
Capacità portante	DA1-C2
Stabilità globale del pendio	DA1-C2

Per quanto concerne il muro di sostegno è stato adottato l'approccio DA1-C2 a causa dell'inserimento del tirante; infatti, la normativa impone l'utilizzo dell'approccio DA1 in presenza di tirantature.

Per la verifica a ribaltamento, la normativa riporta le seguenti parole: *Lo stato limite di ribaltamento non prevede la mobilitazione della resistenza del terreno di fondazione e deve essere trattato come uno stato limite di equilibrio come corpo rigido (EQU), utilizzando i coefficienti parziali sulle azioni della in Figura 90 e adoperando coefficienti parziali del gruppo (M2) per il calcolo delle spinte.*⁵⁰

⁵⁰ Da NTC-08, pagina 209, capitolo 6.5.3.1.1.

6.1.1. Predimensionamento

Il progetto di un muro di sostegno a mensola prevede che venga eseguito da prima un predimensionamento delle geometrie e che in seconda battuta vengano effettuate le verifiche (esterne ed interne) per verificare che quanto ipotizzato in termini geometrici soddisfi la normativa vigente.

In *Figura 94* viene riportato lo schema geometrico ottenuto dal predimensionamento.

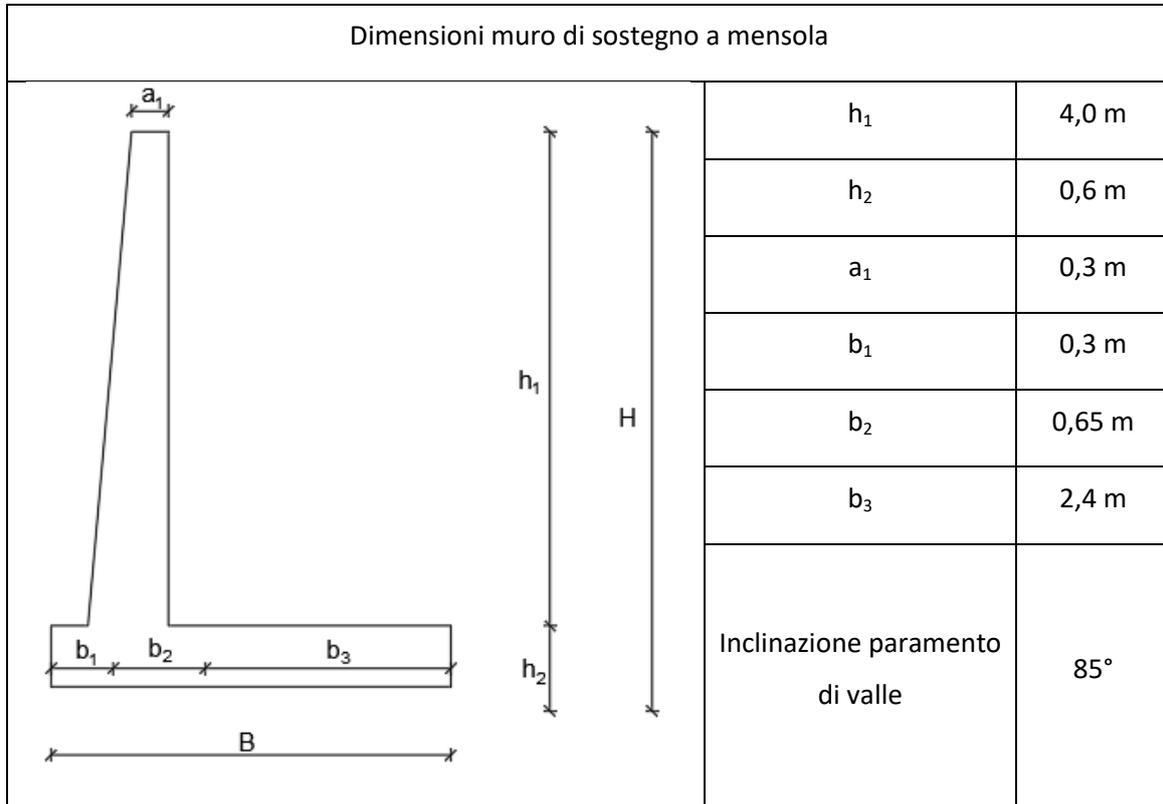


Figura 94. Predimensionamento muro a mensola

Dopo aver effettuato le verifiche esterne sulla base dello schema di *Figura 94*, è emerso che le verifiche a scorrimento e capacità portante non erano soddisfatte. Per risolvere il problema è stato inserito un tirante di ancoraggio. Tale elemento, che verrà dimensionato nel *capitolo 6.1.4*, dovrà garantire un tiro di 180kN/m, valore che è stato ottenuto prefissandosi di soddisfare tutte le verifiche esterne.

È stato scelto di realizzare un sistema di tiranti per non aumentare eccessivamente le geometrie del muro, in quanto lo spazio a disposizione per la sua realizzazione è limitato, ma soprattutto per non inserire eccessivi carichi su un pendio a rischio frane.

6.1.2. Verifiche esterne

Le verifiche esterne hanno lo scopo di verificare se l'opera è in grado di contrastare le sollecitazioni esterne (terreno, acqua e sovraccarico); di seguito vengono eseguite le seguenti verifiche:

- Verifica a ribaltamento;
- Verifica a capacità portante;
- Verifica a scorrimento.

Secondo l'approccio DA1-C2 è necessario correggere i parametri geotecnici del terreno impiegando la tabella 6.2.II di NTC-08.

Non vi è correzione per quanto riguarda il peso di volume del terreno⁵¹.

$$\gamma_Y = 1,0$$
$$\gamma_k = \gamma_d = 16,8 \text{ kN/m}^3$$

L'angolo di attrito terreno-terreno deve essere ridotto, ponendosi in condizione più sfavorevole di quella caratteristica.

$$\varphi'_k = 25^\circ; \quad \gamma_{\varphi'} = 1,25$$
$$\text{tg}(\varphi'_d) = \frac{\text{tg}(\varphi'_k)}{\gamma_{\varphi'}} = 0,357$$
$$\varphi'_d = 20,46^\circ$$

Secondo la teoria di Rankine, adottata per il calcolo, l'angolo del piano di rottura (valutato rispetto all'orizzontale) del terreno a monte dell'opera di sostegno risulta essere pari a:

$$\alpha = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'_d}{2} = \frac{180}{4} + \frac{20,46}{2} = 55,2^\circ$$

Determinato tale valore si può procedere con il calcolo delle spinte agenti sul paramento di monte (*Figura 95*), dove si considera la spinta attiva, la spinta idrostatica e la spinta relativa al sovraccarico stradale.

⁵¹ Per tutta l'analisi che verrà condotta, i parametri del terreno adottati saranno quelli dello strato 2a perché è su questo che poggia l'opera ed è sempre questo tipo di terreno a 'riempire' il cuneo di spinta.

$$W_2 = A_2 \cdot \gamma_{cls} = 17,5 \text{ kN/m}$$

$$W_3 = A_3 \cdot \gamma_{cls} = 50,25 \text{ kN/m}$$

$$P_{qv} = q \cdot b_3 = 20 \cdot 2,3 = 48,0 \text{ kN/m}$$

$$P_t = \gamma_t \cdot h_1 \cdot b_3 = 19 \cdot 4 \cdot 2,3 = 161,28 \text{ kN/m}$$

A queste spinte (riportate graficamente in *Figura 96*) vanno ad aggiungersi le sollecitazioni introdotte dal tirante⁵²: il tiro che deve essere garantito ogni metro di profondità è di 180kN/m che poi viene scomposto nelle direzioni verticale ed orizzontale in quanto il tirante risulta inclinato di 35° sull'orizzontale.

$$T = 180,0 \text{ kN/m}$$

$$T_y = T \cdot \sin 35 = 103,24 \text{ kN/m} \quad (\text{componente verticale})$$

$$T_x = T \cdot \cos 35 = 147,45 \text{ kN/m} \quad (\text{componente orizzontale})$$

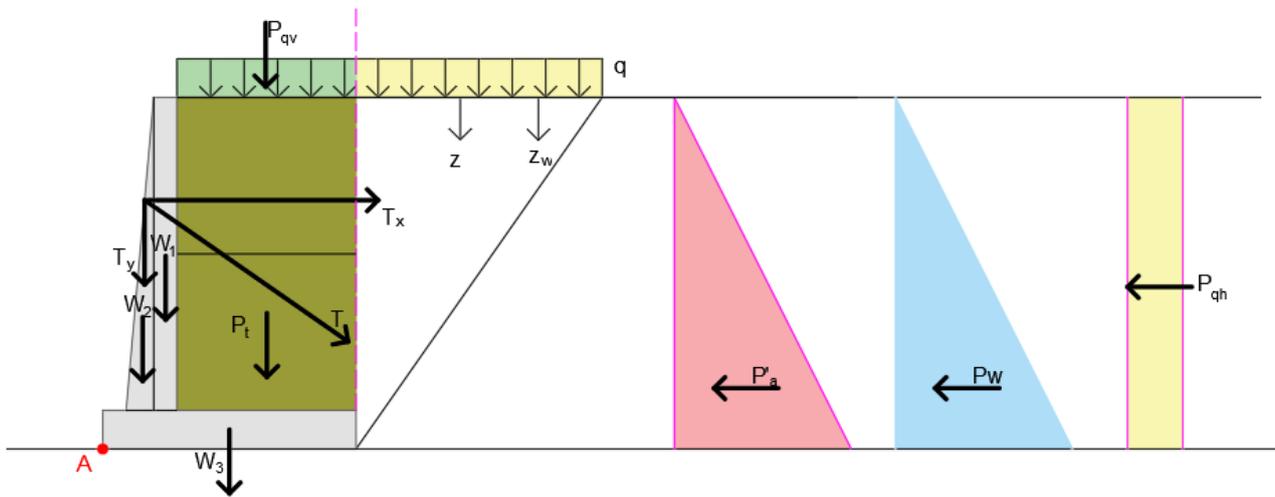


Figura 96. Spinte muro di sostegno

⁵² E' stata necessaria l'introduzione del tirante per migliorare la stabilità globale del pendio e per soddisfare le verifiche esterne del muro senza aumentare eccessivamente le geometrie dello stesso.

6.1.2.1. Verifica a ribaltamento

La verifica a ribaltamento è una verifica all'equilibrio di un corpo rigido; la normativa impone che venga eseguita mediante la combinazione EQU.

Viene eseguita la verifica a ribaltamento dell'opera andando a calcolare momento ribaltante e momento stabilizzante; tali sollecitazioni sono generate moltiplicando le forze verticali ed orizzontali per i rispettivi bracci⁵³ (Tabella 25).

Tabella 25. Sollecitazione muro di sostegno

		Forza	[kN/m]	Braccio	[m]
Verticali	Peso muro	W_1	30,00	br_{w1}	0,80
		W_2	17,50	br_{w2}	0,53
		W_3	50,25	br_{w3}	1,67
	Peso terreno su mensola a monte	P_t	161,28	br_{Pt}	2,15
	Peso del sovraccarico stradale	P_{qv}	48,00	br_{Pqv}	2,15
	Componente verticale tirante	T_y	103,24	br_{Ty}	0,53
Orizzontali	Spinta dell'acqua	P_w	105,80	br_{Pw}	1,53
	Spinta attiva	P'_a	34,68	$br_{P'a}$	1,53
	Spinte del sovraccarico stradale	P_{qh}	44,34	Br_{qh}	2,30
	Componente orizzontale tirante	T_x	147,45	br_{Tx}	3,27

Si valutano quindi i momenti stabilizzante e ribaltante, il primo è quello che fa ruotare l'opera in senso orario, mentre la rotazione antioraria risulta essere ribaltante. Nel calcolo del momento vengono applicati i coefficienti di sicurezza atti a massimizzare la sollecitazione. Alle sollecitazioni orizzontali è stato associato il coefficiente sfavorevole, mentre a quelle verticali il favorevole.

$$M_{s,d} = W_1 \cdot br_{w1} \cdot \gamma_{G1} + W_2 \cdot br_{w2} \cdot \gamma_{G1} + W_3 \cdot br_{w3} \cdot \gamma_{G1} + P_t \cdot br_{Pt} \cdot \gamma_{G1} + P_{qv} \cdot br_{Pqv} \cdot \gamma_Q + T_y \cdot br_{Ty} \cdot \gamma_{G1} + T_x \cdot br_{Tx} \cdot \gamma_{G1} = 30 \cdot 0,80 \cdot 0,9 + 17,5 \cdot 0,53 \cdot 0,9 + 50,25 \cdot 1,67 \cdot 0,9 + 161,28 \cdot 2,15 \cdot 0,9 + 48,0 \cdot 2,15 \cdot 0 + 103,24 \cdot 0,53 \cdot 0,9 + 147,45 \cdot 0,9 \cdot 3,27 = 900,87 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$M_{r,d} = P_w \cdot br_{Pw} \cdot \gamma_{G1} + P'_a \cdot br_{P'a} \cdot \gamma_{G1} + P_{qh} \cdot br_{Pqh} \cdot \gamma_Q = 105,80 \cdot 1,53 \cdot 1,1 + 34,68 \cdot 1,53 \cdot 1,1 + 44,34 \cdot 2,30 \cdot 1,5 = 389,93 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Si procede alla valutazione del coefficiente di sicurezza globale, tale valore deve essere maggiore di 1,0, in questo modo l'opera è in equilibrio e non avviene il ribaltamento.

$$\gamma_r = \frac{M_{s,d}}{M_{r,d}} = \frac{900,87}{389,93} = 2,31 > 1,0 \quad \text{verificato}$$

⁵³ Il ribaltamento potrebbe verificarsi come rotazione del muro rispetto al punto più a valle della fondazione (nel disegno individuato come A), pertanto i bracci delle forze sono misurati rispetto a tale punto.

6.1.2.2. Verifica a capacità portante

Tale verifica consiste nella valutazione della possibilità che la resistenza del terreno risulti insufficiente a sorreggere l'opera, portandola al collasso.

Il primo passo per la verifica è la determinazione della base ridotta⁵⁴ dell'opera.

Il procedimento consiste nella valutazione del braccio della componente verticale della risultante delle forze agenti sull'opera rispetto a un punto di riferimento considerato, nel caso in esame il punto A riportato nel disegno precedente. Determinata la distanza tra il punto A e quello di applicazione della forza, è necessario determinare la distanza tra il punto di applicazione e la mezzeria della base. Eseguiti tali passaggi si calcola la base ridotta B_r .

Per semplicità di calcolo sono stati valutati separatamente i momenti relativi alle forze orizzontali e verticali.⁵⁵ Come si evince dalla formula riportata in seguito sono stati inseriti i coefficienti di sicurezza determinando quindi valori di progetto; i coefficienti utilizzati sono quelli che massimizzano l'effetto negativo sulla capacità portante, prendendoli quindi tutti sfavorevoli.

Il procedimento di verifica parte dalla valutazione della base ridotta utilizzando le sollecitazioni di progetto.

$$M_{orario,d} = W_1 \cdot br_{W1} \cdot \gamma_{G1} + W_2 \cdot br_{W2} \cdot \gamma_{G1} + W_3 \cdot br_{W3} \cdot \gamma_{G1} + P_t \cdot br_{Pt} \cdot \gamma_{G1} + P_{qv} \cdot br_{Pqv} \cdot \gamma_Q + T_y \cdot br_{Ty} \cdot \gamma_{G1} + T_x \cdot br_{Tx} \cdot \gamma_{G1} = 30 \cdot 0,80 \cdot 1 + 17,5 \cdot 0,53 \cdot 1 + 50,25 \cdot 1,67 \cdot 1 + 161,28 \cdot 2,15 \cdot 1 + 48,0 \cdot 2,15 \cdot 1,3 + 103,24 \cdot 0,53 \cdot 1 + 147,45 \cdot 3,27 \cdot 1 = 1135,12 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m}$$

$$M_{antiorario,d} = P_w \cdot br_{Pw} \cdot \gamma_{G1} + P'_a \cdot br_{P'a} \cdot \gamma_{G1} + P_{qh} \cdot br_{Pqh} \cdot \gamma_Q = 105,80 \cdot 1,53 \cdot 1 + 34,68 \cdot 1,53 \cdot 1 + 44,34 \cdot 2,30 \cdot 1,3 = 347,99 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m}$$

Valutati i momenti, si calcola la componente verticale della risultante, sempre utilizzando i coefficienti sfavorevoli per le azioni.

$$N_d = W_1 \cdot \gamma_{G1} + W_2 \cdot \gamma_{G1} + W_3 \cdot \gamma_{G1} + P_t \cdot \gamma_{G1} + P_{qv} \cdot \gamma_Q + T_y \cdot \gamma_{G1} = 30 \cdot 1,0 + 17,5 \cdot 1,0 + 50,25 \cdot 1,0 + 161,28 \cdot 1,0 + 48,0 \cdot 1,3 + 103,24 \cdot 1,0 = 424,67 \text{ kN/m}$$

Si procede al calcolo del braccio rispetto al punto A

$$\text{Equilibrio alla rotazione rispetto A: } br_{Nd} = \frac{M_{orario,d} - M_{antiorario,d}}{N_d} = 1,85 \text{ m}$$

La distanza tra il punto di applicazione e il centro della base è pari a: $e = \frac{B}{2} - br_{Nd} = 0,179 \text{ m}$

⁵⁴ Quando la sollecitazione sulla base dell'opera non è perpendicolare alla base e perfettamente centrata, non è detto che l'intera base reagisca, per questo è necessario valutare la base ridotta, cioè la porzione di superficie che è interessata nello scambio tensionale.

⁵⁵ Per i bracci delle forze si rimanda alla verifica a ribaltamento.

Essendo il braccio di Nd maggiore di B/2 significa che il punto di applicazione di Nd si trova a monte di B/2.

$$B_r = B - 2 \cdot e = 2,99 \text{ m}$$

Questo significa che la base reagente è passata da 3,35 m a 2,99 m, riducendosi di circa il 10,7%.

Nella verifica a capacità portante è necessario valutare il carico limite che il terreno può resistere prima di raggiungere la rottura. La valutazione è fatta secondo la formula di Brinch-Hansen.

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot B_r \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c \cdot d_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q \cdot d_q$$

Per il caso in esame tale formula può essere semplificata; in particolar modo non è presente carico q a valle dell'opera⁵⁶ per questo si può eliminare il terzo addendo.

Per quanto concerne i coefficienti invece:

- $s_\gamma=1$ e $s_c=1$ perché l'opera è nastriforme;
- $b_\gamma=1$ e $b_c=1$ la base dell'opera non è inclinata;
- $g_\gamma=1$ e $g_c=1$ il piano campagna è orizzontale;
- $d_c=1$ perché trascuro l'approfondimento del piano di posa. (Castelli, 2015).

Calcolo del coefficiente relativo all'inclinazione del carico

$$H_d = P_w \cdot \gamma_{G1} + P'_a \cdot \gamma_{G1} + P_{qh} \cdot \gamma_Q - T_x \cdot \gamma_{G1} = 105,80 \cdot 1,0 + 34,68 \cdot 1,0 + 44,34 \cdot 1,3 - 147,45 \cdot 1,0 = 50,68 \text{ kN/m}$$

$$m = 2$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H_d}{N_d}\right)^{m+1} = \left(1 - \frac{50,68}{424,67}\right)^{2+1} = 0,68$$

I fattori di capacità portante N_γ e N_c possono essere determinati mediante la tabella di Vesic (Figura 97) in funzione dell'angolo di attrito di progetto, che nel caso in esame è pari a 20,46°.

ϕ'	N_c	N_q	N_γ
16	11.63	4.34	3.06
17	12.34	4.77	3.53
18	13.10	5.26	4.07
19	13.93	5.80	4.68
20	14.83	6.40	5.39
21	15.82	7.07	6.20
22	16.88	7.82	7.13
23	18.05	8.66	8.20

Figura 97. Estratto tabella di Vesic (Castelli, 2015)

⁵⁶ Per le opere di sostegno, al contrario delle fondazioni, il sovraccarico laterale q corrisponde unicamente a quello presente a valle del muro. A favore di sicurezza, è abitudine trascurare tale apporto in quanto potrebbe essere asportato nel tempo ed è composto da terreno di scarsa qualità. Il sovraccarico q può essere preso in considerazione nel caso in cui la verifica non sia soddisfatta con un γ_r poco minore di quello limite da normativa.

$$N_\gamma = 5,8 \quad \text{da tabella}$$

$$N_c = 15,3 \quad \text{da tabella}$$

$$i_q = \left(1 - \frac{H_d}{N_d}\right)^m = \left(1 - \frac{50,68}{424,67}\right)^2 = 0,78$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \varphi'} = 0,78 - \frac{1 - 0,78}{15,3 \cdot \tan 20,46} = 0,74$$

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B_r \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma + c' \cdot N_c \cdot i_c = 144,65 \text{ kPa}$$

Determinato il valore del carico limite è possibile calcolare il coefficiente di sicurezza da confrontare con quello da norma.

$$\gamma_R = \frac{q_{lim} \cdot B_r}{N_d} = 1,02 > 1,0 \quad \text{il muro risulta verificato a capacità portante}$$

6.1.2.3. Verifica a scorrimento

La valutazione della presenza o meno di scorrimento lungo la base della fondazione, è valutata con un approccio puramente attrittivo. È necessario calcolare le forze agenti perpendicolarmente e parallelamente alla base d'appoggio, le quali risultano essere rispettivamente stabilizzante e destabilizzante per il movimento dell'opera.

La forza che va considerata per la verifica è la somma di quelle verticali moltiplicate per i coefficienti di sicurezza relativi all'approccio DA1-C2. Per tale forza devono essere utilizzati quelli favorevoli in quanto minimizzano la sollecitazione verticale a favore di sicurezza.

$$N_d = W_1 \cdot \gamma_{G1} + W_2 \cdot \gamma_{G1} + W_3 \cdot \gamma_{G1} + P_t \cdot \gamma_{G1} + P_{qv} \cdot \gamma_Q + T_y \cdot \gamma_{G1} = 30 \cdot 1,0 + 17,5 \cdot 1,0 + 50,25 \cdot 1,0 + 161,28 \cdot 1,0 + 48 \cdot 0 + 103,24 \cdot 1,0 = 362,27 \text{ kN/m}$$

Anche la sollecitazione orizzontale è determinata mediante l'uso dei coefficienti di sicurezza che in questo caso risultano essere sfavorevoli, massimizzando la forza.

$$H_d = P_w \cdot \gamma_{G1} + P'_a \cdot \gamma_{G1} + P_{qh} \cdot \gamma_Q - T_x \cdot \gamma_{G1} = 105,80 \cdot 1,0 + 34,68 \cdot 1,0 + 44,34 \cdot 1,3 - 147,45 \cdot 1,0 = 50,68 \text{ kN/m}$$

Infine, si procede alla valutazione del coefficiente di resistenza globale, andando a verificare che sia minore o uguale a quello prescritto da normativa.

$$\gamma_R = \frac{N_d \cdot \text{tg} \delta_d}{H_d} = \frac{362,27 \cdot \text{tg}(20,46)}{50,68} = 4,47 > 1,0 \quad \text{il muro risulta verificato a scorrimento}$$

6.1.3. Verifiche strutturali

Dopo aver effettuato le verifiche esterne del muro di sostegno si passa a quelle interne; si va a calcolare l'armatura a flessione nelle due sezioni critiche e si verifica che il taglio agente sia inferiore a quello resistente.

Tali verifiche vengono condotte utilizzando il DA1-C1 (approccio 1 con combinazione 1); il quale utilizza i coefficienti A1-M1-R1.

Secondo il DA1-C1 è necessario correggere i parametri geotecnici del terreno impiegando la tabella 6.2.II di NTC-2008.

$$\begin{aligned}\gamma_{\varphi'} &= 1,25 \\ \varphi'_d &= 20,46^\circ\end{aligned}$$

Secondo la teoria di Rankine, adottata per il calcolo, l'angolo del piano di rottura (valutato rispetto l'orizzontale) del terreno a monte dell'opera di sostegno risulta essere pari a:

$$\alpha = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'_d}{2} = \frac{180}{4} + \frac{20,46}{2} = 55,2^\circ$$

Determinato tale valore si può procedere con il calcolo delle spinte agenti sul paramento di monte del muro di sostegno.

$$\begin{aligned}\gamma_\gamma &= 1,0 \\ \gamma_k = \gamma_d &= 16,8 \text{ kN/m}^3\end{aligned}$$

Il coefficiente di spinta attiva risulta essere pari a:

$$k_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'_d}{2}\right) = \text{tg}^2\left(\frac{180}{4} - \frac{20,46}{2}\right) = 0,48$$

Si fissa l'origine dell'asse z del sistema di riferimento sulla superficie superiore del muro, così come l'asse z_w il quale coincide con il livello cui si attesta la falda.

A differenza delle verifiche precedenti, le sollecitazioni orizzontali vengono calcolate fino alla profondità dell'estradosso della fondazione e non rispetto al suo piano di posa (Tabella 26); questo perché per analizzare le sezioni critiche sono sufficienti le pressioni agenti sul solo muro.

Tabella 26. Tensioni agenti

z_w [m]	u [kPa]	z [m]	$\sigma_v'0$ [kPa]	$\sigma'a$ [kPa]
0	0	0	0	0,0
4	40	4,0	27,2	13,1

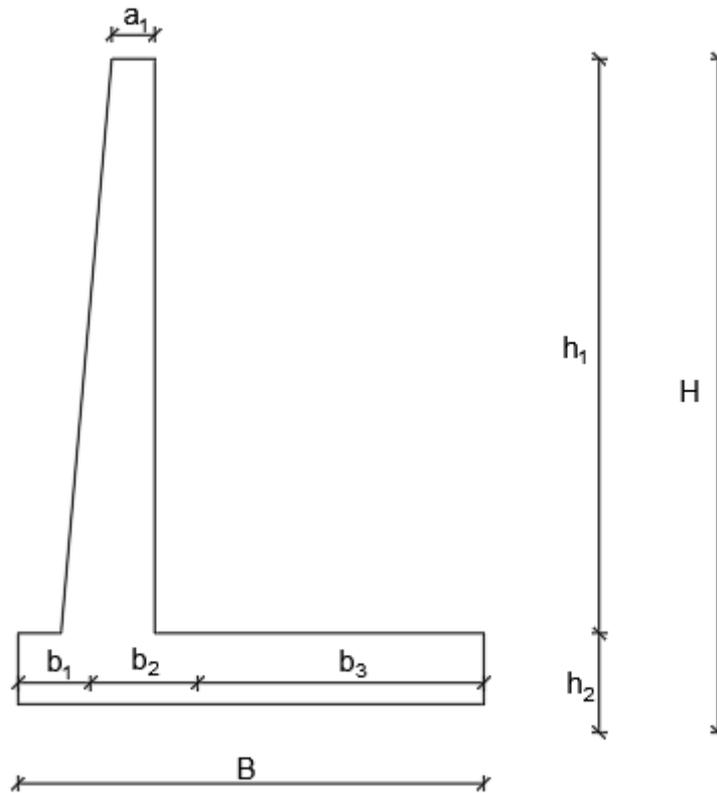


Figura 98. Geometria del muro di sostegno

6.1.3.1. Sezione BC

La prima sezione critica analizzata è quella che unisce la mensola verticale con la fondazione; ossia la sezione BC (Figura 99).

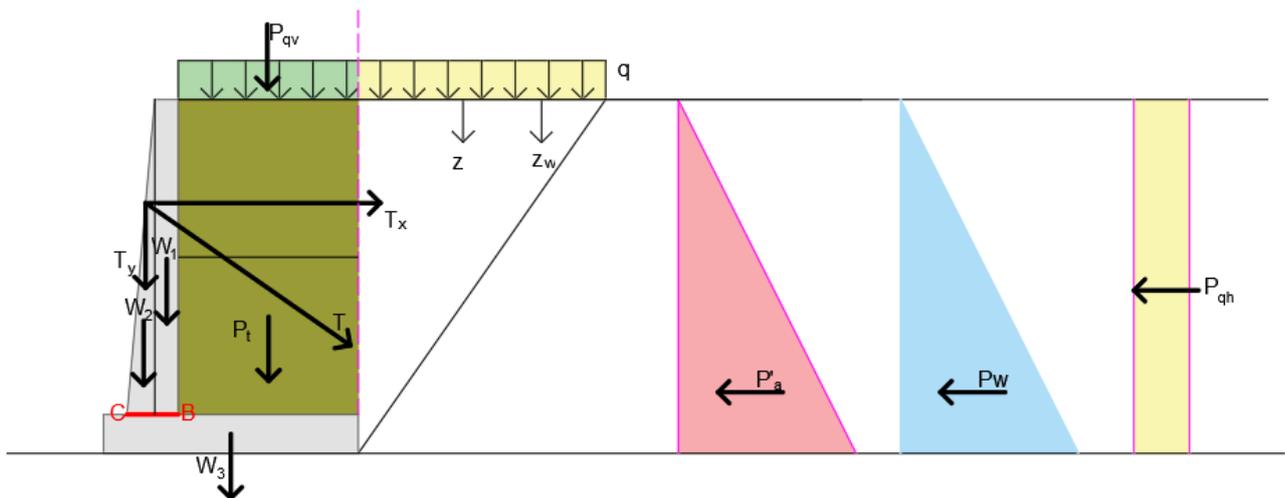


Figura 99. Spinte agenti su BC

Le sollecitazioni orizzontali sono le seguenti (fare riferimento a Figura 98 per la nomenclatura delle geometrie):

Tiro del tirante in direzione orizzontale $T_x = 147,45 \text{ kN/m}$ già calcolato in precedenza

$$P_w = \frac{u \cdot h_1}{2} = (40 \cdot 4)/2 = 80 \text{ kN/m}$$

$$P_{qh} = q \cdot k_a \cdot z = 20 \cdot 0,48 \cdot 4 = 38,56 \text{ kN/m}$$

$$P'_a = \frac{z \cdot \sigma'_a}{2} = \frac{4 \cdot 13,1}{2} = 26,22 \text{ kN/m}$$

Le sollecitazioni verticali sono le seguenti:

Tiro del tirante in direzione verticale $T_y = 103,24 \text{ kN/m}$ già calcolato in precedenza;

$$W_1 = 30 \text{ kN/m} \quad \text{e} \quad W_2 = 17,5 \text{ kN/m} \quad \text{calcolati in precedenza.}$$

Quelli sopra riportati sono i valori caratteristici delle azioni, per passare ai valori di progetto bisogna applicare i coefficienti A1. In *Tabella 27* seguente si riportano i coefficienti applicati ed il valore di design ottenuto:

Tabella 27. Sollecitazioni agenti su BC

Sollecitazione	valore caratteristico	coeff.	valore di design	U.M.
T_x	147,45	1	147,45	kN/m
P_w	80,00	1,3	104,00	kN/m
P'_a	26,22	1,3	34,09	kN/m
P_{qh}	38,56	1,5	57,84	kN/m
T_y	103,24	1,3	134,22	kN/m
W_1	30,00	1	30,00	kN/m
W_2	17,50	1,3	22,75	kN/m

Viene applicato il coefficiente pari a 1 quando l'effetto dell'azione è favorevole ed 1,3 (o 1,5 nel caso del sovraccarico stradale) quando è sfavorevole. Entrambi i coefficienti sono riferiti a carichi permanenti strutturali, anche quando di fatto quel carico non è strutturale; questo perché quando un materiale non strutturale è compiutamente definito gli si possono applicare i coefficiente G1.

A questo punto, volendo affinare il calcolo si va a valutare la distribuzione delle pressioni alla base della mensola verticale. Come prima si calcola la risultante delle forze verticali e quella delle forze orizzontali agenti sulla mensola:

$$N_d = T_y + W_1 + W_2 = 134,22 + 30 + 22,75 = 186,96 \text{ kN/m}$$

$$V_{sd} = P_w + P'_a + P_{qh} - T_x = 48,48 \text{ kN/m}$$

Si va quindi a calcolare il momento delle forze verticali rispetto alla mezzeria della base b_2 del paramento del muro; per fare ciò il braccio (*Tabella 28*) delle suddette forze viene calcolato rispetto a $b_2/2$ con $b_2 = 0,65\text{m}$:

Tabella 28. Bracci delle forze verticali

Sollecitazione	Braccio	U.M.
T_y	0,09	m
W_1	0,17	m
W_2	0,09	m

Si assume positivo il momento antiorario

$$M_x = T_y \cdot br_{T_y} - W_1 \cdot br_{W_1} + W_2 \cdot br_{W_2} = 134,22 \cdot 0,09 - 30 \cdot 0,17 + 22,75 \cdot 0,09 = 9,14 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$$

Le reazioni in BC, ovvero le reazioni all'incastro della mensola, vengono calcolate con la seguente formula:

$$\sigma = \frac{N_d}{b_2} \pm \frac{6 \cdot M_x}{b_2^2} \quad (1)$$

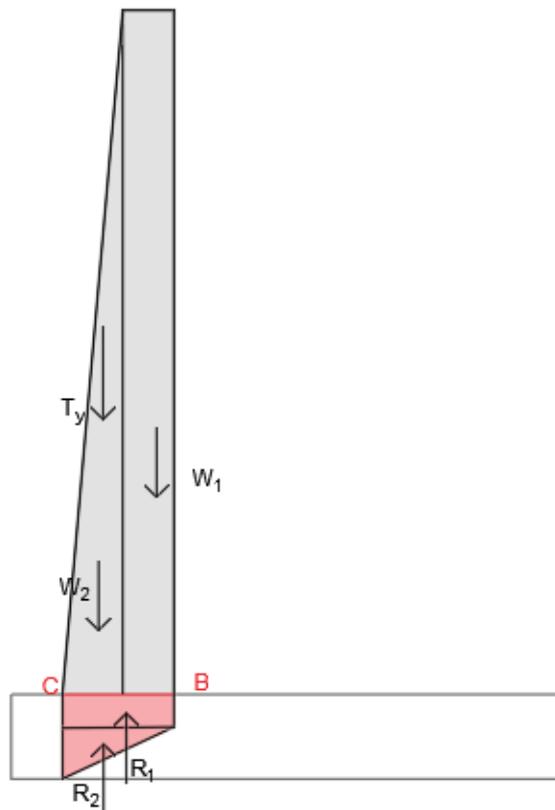
La reazione in C la si ottiene prendendo positivo il secondo termine della (1), mentre σ_B è ottenuta prendendolo negativo. Risulta $\sigma_C = 417,48 \text{ kPa}$; $\sigma_B = 157,84 \text{ kPa}$

La distribuzione risulta pertanto trapezia (*Figura 100*).

Infine le risultanti di tali pressioni sono:

$$R_1 = \sigma_B \cdot b_2 = 157,84 \cdot 0,65 = 84,38 \text{ kN}/\text{km}$$

$$R_2 = \frac{1}{2} \cdot (\sigma_C - \sigma_B) \cdot b_2 = \frac{1}{2} \cdot (417,48 - 157,84) \cdot 0,65 = 102,59 \text{ kN}/\text{km}$$


Figura 100. Sollecitazioni agenti sulla mensola BC

Dovendo calcolare il momento agente nella sezione BC è necessario conoscere i bracci (*Tabella 29*) di tutte le sollecitazioni sopra calcolate. Per quanto riguarda le forze verticali, tali bracci sono misurati rispetto alla mezzeria di BC; mentre il braccio delle forze orizzontali è misurato dal punto di applicazione della sollecitazione fino a BC (parallelamente al paramento).

Tabella 29. Bracci delle forze

Forze verticali	braccio	U.M	Forze orizzontali	braccio	U.M.
T_y	0,09	m	T_x	2,67	m
W_1	0,17	m	P_w	1,33	m
W_2	0,09	m	P_{qh}	2,00	m
R_1	0,00	m	P'_a	1,33	m
R_2	0,11	m			

Dimensionamento armatura longitudinale

Si procede con il calcolo del momento sollecitante di progetto in BC (viene definito di progetto perché si utilizzano le forze di design):

$$M_{sd} = -T_x \cdot br_{T_x} + P_w \cdot br_{P_w} + P'_a \cdot br_{P'_a} + P_{qh} \cdot br_{P_{qh}} + T_y \cdot br_{T_y} - W_1 \cdot br_{W_1} + W_2 \cdot br_{W_2} - R_2 \cdot br_{R_2}$$

$$= -93,39 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$$

$$M_{sd} = -93393372,10 \text{ N}\cdot\text{mm}/\text{m}$$

Avendo calcolato M_{sd} in senso antiorario ed essendo risultato negativo; risulta teso il paramento di valle.

Copri ferro: $c = 50 \text{ mm}$

Altezza utile: $d = b_2 - c = 650 - 50 = 600 \text{ mm}$

Nei successivi calcoli vengono usati dati di input cui fare riferimento nel capitolo *documenti e dati consultabili*.

$$A_{s,teorico} = \frac{M_{sd}}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{93393372,10}{0,9 \cdot 600 \cdot 469,5652} = 368,3 \text{ mm}^2$$

La normativa prevede che ci sia almeno un quantitativo minimo di armatura e che non venga superata una quantità massima; per tale motivo si calcola $A_{s,min}$ e $A_{s,max}$:

$$A_{s,min1} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot d \cdot 1000 = 0,26 \cdot \frac{3,1}{450} \cdot 600 \cdot 1000 = 1074 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min2} = 0,0013 \cdot d \cdot 1000 = 0,0013 \cdot 600 \cdot 1000 = 780 \text{ mm}^2$$

Il valore di $A_{s,min}$ che si considera è il massimo tra i due sopra calcolati.

$$\text{Dall'EC2 : } f_{ctm} = 0,3 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0,3 \cdot \sqrt[3]{33,2^2} = 3,1 \text{ MPa}$$

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot b_2 \cdot 1000 = 0,04 \cdot 650 \cdot 1000 = 25998 \text{ mm}^2$$

Nelle precedenti formule compare il valore 1000 che sta ad indicare che l'armatura viene calcolata su una profondità di 1m.

Come si può notare l'armatura teorica è inferiore all'armatura minima, per tale motivo si assumerà come quantitativo di armatura quella minima $A_s = 1074 \text{ mm}^2$ (è stato assunto il valore massimo tra i due quantitativi di $A_{s,min}$ calcolati).

Si utilizzano tondini $\phi 14$ ad aderenza migliorata; tali ferri saranno impiegati sia sul paramento di monte che su quello di valle e si estenderanno per l'intera altezza del muro (4 m).

Si calcola adesso la spaziatura tra i ferri, la quale per essere corretta deve essere compresa tra 100 mm e 300 mm:

$$n^{\circ}\text{ferri} = \frac{A_s}{A_f} = \frac{1074}{153,86} = 7 \text{ (valore arrotondato per eccesso). Per poter soddisfare la verifica a fessurazione}$$

tale numero deve essere aumentato a 8. Ci saranno quindi 8 ferri ogni metro di profondità.

con $A_f = 153,86 \text{ mm}^2$: area di una barra di armatura

$$A_{s,effettiva} = n^{\circ}\text{ferri} \cdot A_f = 8 \cdot 153,86 = 1230,9 \text{ mm}^2$$

$$\text{Spaziatura: } s = \frac{1000 - n^{\circ}\text{ferri} \cdot \phi}{n^{\circ}\text{ferri}} = \frac{1000 - 8 \cdot 14}{8} = 111 \text{ mm}$$

La spaziatura rientra nell'intervallo sopra citato e risulta pertanto corretta.

Da ultimo si calcola la lunghezza del piego da dare alla parte superiore di tali barre

$$\Delta = 5\phi = 5 \cdot 14 = 70 \text{ mm (arrotondato a 10 cm). (Castelli, 2015)}$$

Nella Tavola 5 allegata viene riportato il disegno dei ferri.

Dimensionamento ferri di ancoraggio

Dato che la fondazione del muro e il paramento vengono realizzati in due momenti distinti, è necessario prevedere dei ferri di ripresa, con la funzione di dare continuità all'armatura. La lunghezza di tali ferri è data da $l_b + l_s + \Delta$

Si procede ora al calcolo della lunghezza di ancoraggio

$$f_{ctk,0.05} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 0,7 \cdot 3,10 = 2,17 \text{ MPa (valore caratteristico inferiore della resistenza a trazione, frattile 5%)}$$

$$f_{bd} = \frac{2,25 \cdot f_{ctk,0.05}}{\gamma_c} = \frac{2,25 \cdot 2,17}{1,5} = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\text{Lunghezza di ancoraggio di base: } l_b = \frac{(\phi \cdot f_{yd})}{4 \cdot f_{bd}} = \frac{(14 \cdot 469,6)}{4 \cdot 3,25} = 505,08 \text{ mm}$$

$$\text{Con } f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{450}{1,15} = 469,6 \text{ MPa : resistenza di calcolo}$$

$$\alpha = 1,4$$

$$l_s = \alpha \cdot l_b = 707,11 \text{ mm}$$

l_s : lunghezza di sovrapposizione armatura mensola verticale con ferri di ancoraggio

$$l_{s,min} = 20 \cdot \phi = 20 \cdot 14 = 280 \text{ mm}$$

Essendo $l_{s,min} < l_s$ il diametro dei ferri scelto è corretto.

Per maggiore praticità si aumenta l_b a 550 mm e l_s a 800 mm. Tali ferri sono dotati di un piego alla base di lunghezza pari a 5ϕ ossia $\Delta = 70 \text{ mm}$ che arrotondiamo a 10 cm. (Castelli, 2015)

Nella Tavola 5 allegata viene riportato il disegno dei ferri.

Dimensionamento armatura di ripartizione (armatura trasversale)

La funzione dell'armatura trasversale è quella di ripartire il carico gravante sulla singola barra longitudinale anche sulle barre adiacenti.

Il dimensionamento di tale armatura prevede un quantitativo pari al 20% dell'armatura longitudinale; tuttavia nel caso in esame si è resa necessaria una quantità maggiore di ferro per non eccedere la distanza di 300 mm tra le singole barre.

Il diametro dei ferri usato è $\phi = 10\text{mm}$ ($A_f = 79\text{mm}^2$)

Imponendo un n°ferri = 14 si ottiene una spaziatura di 289 mm; la quale essendo compresa nell'intervallo 100-300mm risulta corretta.

$$S = \frac{(h_1 - 2 \cdot c - n^\circ \text{ferri} \cdot \phi)}{n^\circ \text{ferri} - 1} = \frac{4000 - 2 \cdot 50 - 14 \cdot 10}{14 - 1} = 289,0 \text{ mm} \quad \text{si arrotonda a } 300 \text{ mm}$$
$$A_s = n^\circ \text{ferri} \cdot A_f = 14 \cdot 79 = 1099,0 \text{ mm}^2$$

Nella Tavola 5 allegata viene riportato il disegno dei ferri.

Verifica a taglio

La verifica a taglio viene eseguita nella sezione in analisi e non a distanza d da essa perché in BC le sollecitazioni sono maggiori.

Perché tale verifica sia soddisfatta bisogna confrontare il taglio agente (V_{ed}) con quello resistente (V_{rd}) e verificare che quest'ultimo sia maggiore.

$$K = 1 + \sqrt{200/d} = 1 + \sqrt{200/600} = 1,58 < 2$$

Se dai calcoli risultasse $K > 2$ lo si assumerebbe pari a 2.

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{1,5} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0,035 \cdot 1,53^{1,5} \cdot \sqrt{33,2} = 0,38 \text{ N/mm}^2$$
$$V_{rd} = (v_{min} \cdot 1000 \cdot d) / 1000 = (0,38 \cdot 1000 \cdot 600) / 1000 = 239,69 \text{ kN/m}$$
$$V_{ed} = P_W + P'_a + P_{qh} - T_x = 48,48 \text{ kN/m}$$

Essendo $V_{ed} < V_{rd}$ la verifica risulta soddisfatta. (Castelli, 2015)

Verifica a fessurazione

Per effettuare tale verifica la norma propone un approccio semplificato ed uno rigoroso (calcolo diretto); in questa sede si fa riferimento al primo. Si ipotizza di essere in condizioni ordinarie. (Barbero, 2016)

Il calcolo della sollecitazione M_d viene effettuato, come richiesto dalla norma, con la combinazione frequente (in precedenza, per le altre verifiche, era stata utilizzata la combinazione fondamentale).

Con le ipotesi ed assunzioni sopra fatte, la verifica si può ritenere soddisfatta se le fessurazioni sono $\leq w_2 = 0,3 \text{ mm}$

La prima cosa che si va a calcolare è la distribuzione delle pressioni alla base della mensola verticale. Si calcola quindi la risultante delle forze verticali agenti sulla mensola, ma a differenza di quanto fatto con la combinazione fondamentale, adesso si usano i valori caratteristici delle azioni:

$$N_d = T_y + W_1 + W_2 = 103,24 + 30 + 17,5 = 150,74 \text{ kN/m}$$

Si va quindi a calcolare il momento delle forze verticali rispetto alla mezzeria della base b_2 del paramento del muro; per fare ciò il braccio (Tabella 30) delle suddette forze viene calcolato rispetto a $b_2/2$ con $b_2 = 0,65m$:

Tabella 30. Bracci delle forze verticali

Sollecitazione	Braccio	U.M.
T_y	0,09	m
W_1	0,17	m
W_2	0,09	m

Si assume positivo il momento antiorario

$$M_x = T_y \cdot br_{Ty} - W_1 \cdot br_{W1} + W_2 \cdot br_{W2} = 103,24 \cdot 0,09 - 30 \cdot 0,17 + 17,5 \cdot 0,09 = 8,08 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$$

Le reazioni in BC vengono calcolate con la seguente formula (Castelli, 2015)

$$\sigma = \frac{N_d}{b_2} \pm \frac{6 \cdot M_x}{b_2^2} \quad (1)$$

La reazione in C la si ottiene prendendo positivo il secondo termine della (1), mentre σ_B è ottenuta prendendolo negativo. Otteniamo $\sigma_B = 149,27 \text{ kPa}$; $\sigma_C = 314,58 \text{ kPa}$

La distribuzione risulta pertanto trapezia.

Infine le risultanti di tali pressioni sono:

$$R_1 = \sigma_B \cdot b_2 = 149,27 \cdot 0,65 = 97,02 \text{ kN}/\text{km}$$

$$R_2 = \frac{1}{2} \cdot (\sigma_C - \sigma_B) \cdot b_2 = \frac{1}{2} \cdot (314,58 - 149,27) \cdot 0,65 = 53,72 \text{ kN}/\text{km}$$

Dovendo calcolare il momento agente nella sezione BC è necessario conoscere i bracci di tutte le sollecitazioni agenti (Tabella 31). Per quanto riguarda le forze verticali, tali bracci sono misurati rispetto alla mezzeria di BC; mentre il braccio delle forze orizzontali è misurato dal punto di applicazione della sollecitazione fino a BC (parallelamente al paramento).

Tabella 31. Bracci delle sollecitazioni agenti

Forze verticali	braccio	U.M	Forze orizzontali	braccio	U.M.
T_y	0,09	m	T_x	2,67	m
W_1	0,17	m	P_w	1,33	m
W_2	0,09	m	P_{qh}	2,00	m
R_1	0,00	m	P'_a	1,33	m
R_2	0,11	m			

$$M_d = -T_x \cdot br_{Tx} + P_w \cdot br_{Pw} + P'_a \cdot br_{P'a} + P_{qh} \cdot br_{qh} + T_y \cdot br_{Ty} - W_1 \cdot br_{W1} + W_2 \cdot br_{W2} - R_2 \cdot br_{R2}$$

$$= -174,44 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$$

$$M_d = -174442774,51 \text{ N}\cdot\text{mm}/\text{m}$$

Essendo M_d , calcolato in senso antiorario, negativo, risulta teso il paramento di valle. Analizzando quanto ottenuto applicando la combinazione fondamentale e la frequente, il momento sollecitante induce in entrambi i casi una trazione sul paramento di valle, questo è insolito per un muro di sostegno a mensola⁵⁷, ma è giustificato dalla presenza del tirante. Per questo motivo, quando in precedenza è stata calcolata l'armatura in zona tesa, questa è stata poi impiegata (senza riduzioni) anche al lembo compresso.

$$\sigma_s = \frac{M_d}{0,9 \cdot d \cdot A_{s,effettiva}} = \frac{174442774,51}{0,9 \cdot 600 \cdot 1230,9} = 262,47 \text{ (N/mm}^2\text{)/m}$$

Seguendo l'approccio semplificato, la normativa NTC-08 prevede l'utilizzo di due tabelle (*Figura 101*):

- nella prima tabella si entra con il valore di σ_s calcolato e con quello di w_2 derivante dalle assunzioni fatte e si verifica che il diametro delle armature impiegato sia inferiore a quello letto nella tabella. Come si può notare il nostro valore di σ_s è circa di 300 MPa e con $w_2 = 0,2$ ne risulta che ϕ deve essere al massimo di 14mm; essendo l'armatura scelta $\phi 14$, la verifica risulta soddisfatta.
- nella seconda tabella si entra sempre con il valore di σ_s e con quello di w_2 e si verifica che la spaziatura tra le barre sia inferiore a quella letta nella tabella. Come nel caso precedente σ_s è circa di 300 MPa e con $w_2 = 0,3$ ne risulta che la spaziatura deve essere minore di 125mm; essendo la spaziatura calcolata pari a 111 mm, la verifica risulta soddisfatta.

In conclusione essendo verificate entrambe le tabelle anche la verifica a fessurazione risulta soddisfatta.

⁵⁷ In generale i muri di sostegno ad 'L' presentano trazione sul paramento di monte.

Tabella C4.1.II *Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione*

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Diametro massimo ϕ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

Tabella C4.1.III *Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione*

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Spaziatura massima s delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Figura 101. Estratto della circolare applicativa delle *NTC-08*

6.1.3.2. Sezione BE

La seconda sezione critica analizzata è quella che unisce la mensola di monte con la restante parte di fondazione; ossia la sezione BE (Figura 102). A differenza di BC, in questo caso l'analisi viene fatta a flessione semplice e non a pressoflessione, quindi si tiene conto unicamente delle forze verticali, trascurando quindi la spinta orizzontale agente sull'altezza della fondazione. Tra le forze verticali da calcolare, vi è anche la reazione del terreno, la quale essendo rivolta verso l'alto, riduce le sollecitazioni agenti. Si inizia pertanto dal calcolo della distribuzione delle pressioni del terreno sotto la fondazione:

L'eccentricità delle forze verticali è la stessa calcolata nella verifica a capacità portante : $e = 0,179 \text{ m}$

$$B/6 = 3,35/6 = 0,558 \text{ m}$$

Essendo $B/6 > e$, la risultante dei carichi verticali cade all'interno del nocciolo centrale di inerzia e pertanto la distribuzione delle pressioni del terreno è trapezia (sezione interamente reagente).

Le sollecitazioni che interessano i successivi calcoli sono quelle già calcolate in precedenza, si riporta pertanto in Tabella 32 un riassunto omettendo i passaggi.

Tabella 32. Sollecitazioni agenti

Sollecitazione	valore caratteristico	coefficiente	valore di design	U.M.
T_x	147,45	1	147,45	kN/m
P_w	105,80	1,3	137,54	kN/m
P'_a	34,68	1,3	45,08	kN/m
P_{qh}	44,34	1,5	66,51	kN/m
P_{qv}	48,00	1,5	69,00	kN/m
P_t	161,28	1,3	209,66	kN/m
T_y	103,24	1,3	134,21	kN/m
W_1	30,00	1,3	39,00	kN/m
W_2	17,50	1,3	20,15	kN/m
W_3	50,25	1,3	65,32	kN/m

La risultante delle forze verticali è :

$$N_d = T_y + W_1 + W_2 + W_3 + P_t + P_{qv} = 134,21 + 39,00 + 20,15 + 65,32 + 209,66 + 72,00 \\ = 542,95 \text{ kN/m}$$

Le reazioni in BC vengono calcolate con la seguente formula (Barbero, 2016)

$$\sigma = \frac{N_d}{1 \cdot B} \pm \frac{6 \cdot N_d \cdot e}{1 \cdot B^2} \quad (1)$$

La reazione massima la si ottiene prendendo positivo il secondo termine della (1), mentre quella minima è ottenuta prendendolo negativo. Si ottiene $\sigma_{max} = 213,90 \text{ kPa}$; $\sigma_{min} = 110,25 \text{ kPa}$

La distribuzione risulta pertanto trapezia. (Figura 102)

Per passare dalla pressione ad un carico lineare, si moltiplica la tensione per la profondità considerata che nel caso in esame è 1m:

$$r(x) = \int \sigma_t(x, y) dy$$

$$r_{max} = \sigma_{max} \cdot 1 = 213,90 \text{ kN/m}$$

$$r_{min} = \sigma_{min} \cdot 1 = 110,25 \text{ kN/m}$$

Con una proporzione sulle lunghezze si ottiene il valore di r in corrispondenza della sezione in analisi

$$r_{BE} = r_{min} + \frac{r_{max} - r_{min}}{B} \cdot (B - b_3) = 110,25 + \frac{213,90 - 110,25}{3,35} \cdot (3,35 - 2,4) = 139,64 \text{ kN/m}$$

Infine le risultanti delle pressioni sono:

$$R_1 = r_{min} \cdot b_3 = 110,25 \cdot 2,4 = 335,15 \text{ kN/km}$$

$$R_2 = \frac{1}{2} \cdot (r_{BE} - r_{min}) \cdot b_3 = \frac{1}{2} \cdot (213,90 - 139,64) \cdot 2,4 = 89,11 \text{ kN/km}$$

R_1 ed R_2 agiscono verso l'alto; ci sono poi le forze verticali che caricano la mensola verso il basso. Tali sollecitazioni sono:

$$W_{mensola} = \gamma_{cls} \cdot b_3 \cdot h_2 = 25 \cdot 2,4 \cdot 0,6 = 36,0 \text{ kN/m}$$

$$P_t = \gamma_k \cdot b_3 \cdot h_1 = 16,8 \cdot 2,4 \cdot 4,0 = 161,28 \text{ kN/m}$$

$$P_{qv} = q \cdot b_3 = 20 \cdot 2,4 = 48,00 \text{ kN/m}$$

Quelli sopra riportati sono i valori caratteristici delle azioni, per passare ai valori di progetto bisogna applicare i coefficienti A_1 . In *Tabella 33* si riportano i coefficienti applicati ed il valore di design ottenuto:

Tabella 33. Sollecitazioni verticali

Sollecitazione	valore caratteristico	coefficiente	valore di design	U.M.
R_1	335,15	1,3	435,69	kN/m
R_2	89,11	1,3	115,84	kN/m
$W_{mensola}$	36,00	1,3	46,80	kN/m
P_t	161,28	1,3	209,66	kN/m
P_{qv}	48,00	1,5	72,00	kN/m

Dovendo calcolare il momento agente nella sezione BE è necessario conoscere i bracci di tutte le sollecitazioni sopra calcolate. Tali bracci individuano la distanza tra il punto di applicazione della forza e la sezione in analisi (*Tabella 34*).

Tabella 34. Bracci delle sollecitazioni verticali

Sollecitazione	Braccio	U.M.
R_1	1,20	m
R_2	0,80	m
$W_{mensola}$	1,20	m
P_t	1,20	m
P_{qv}	1,20	m

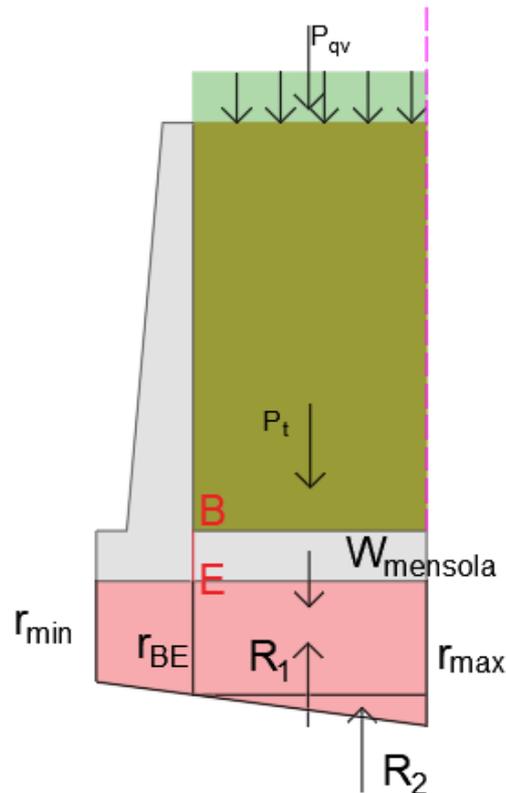


Figura 102. Forze agenti su BE

Dimensionamento armatura longitudinale

Si procede con il calcolo del momento sollecitante di progetto in BE (viene definito di progetto perché si utilizzano le forze di design):

$$M_{sd} = -R_1 \cdot br_{R1} - R_2 \cdot br_{R2} + W_{mensola} \cdot br_{Wmensola} + P_t \cdot br_{Pt} + P_{qv} \cdot br_{Pqv} = -221,35 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$$

$$M_{sd} = -221346658,82 \text{ N}\cdot\text{mm}/\text{m}$$

Avendo calcolato M_{sd} in senso orario ed essendo risultato negativo; risultano tese le fibre inferiori della mensola.

Copri ferro: $c = 50 \text{ mm}$

Altezza utile: $d = h_2 - c = 600 - 50 = 550 \text{ mm}$

Nei successivi calcoli vengono usati dati di input cui fare riferimento nel capitolo *documenti e dati consultabili*.

$$A_{s,teorico} = \frac{M_{sd}}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{221346658,82}{0,9 \cdot 550 \cdot 469,5652} = 952,3 \text{ mm}^2$$

La normativa prevede che ci sia almeno un quantitativo minimo di armatura e che non venga superata una quantità massima; per tale motivo si calcola $A_{s,min}$ e $A_{s,max}$:

$$A_{s,min1} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot d \cdot 1000 = 0,26 \cdot \frac{3,1}{450} \cdot 550 \cdot 1000 = 985,0 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min2} = 0,0013 \cdot d \cdot 1000 = 0,0013 \cdot 550 \cdot 1000 = 715,0 \text{ mm}^2$$

Il valore di $A_{s,min}$ che si considera è il massimo tra i due sopra calcolati.

$$\text{Dall'EC2 : } f_{ctm} = 0,3 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0,3 \cdot \sqrt[3]{33,2^2} = 3,1 \text{ MPa}$$

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot h_2 \cdot 1000 = 0,04 \cdot 600 \cdot 1000 = 24000,0 \text{ mm}^2$$

Nella precedenti formule compare il valore 1000 che sta ad indicare che l'armatura viene calcolata su una lunghezza di 1m.

Come si può notare l'armatura teorica è inferiore ad uno dei due valori di armatura minima, per tale motivo si assumerà come quantitativo di armatura quella minima $A_s = 985,0 \text{ mm}^2$ (è stato assunto il valore massimo tra i due quantitativi di $A_{s,min}$ calcolati).

Si utilizzano tondini $\phi 16$ ad aderenza migliorata; tali ferri saranno impiegati sia al lembo superiore che a quello inferiore e si estenderanno per l'intera larghezza della fondazione (3,35 m).

Si calcola adesso la spaziatura tra i ferri, la quale per essere corretta deve essere compresa tra 100 mm e 300 mm:

$$n^{\circ}\text{ferri} = \frac{A_s}{A_f} = \frac{985,0}{200,96} = 5 \quad (\text{valore arrotondato per eccesso}). \text{ Tuttavia per poter soddisfare la verifica a}$$

fessurazione tale numero viene aumentato a 8. Ci saranno quindi 8 ferri ogni metro di profondità.

con $A_f = 200,96 \text{ mm}^2$: area di una barra di armatura

$$A_{s,effettiva} = n^{\circ}\text{ferri} \cdot A_f = 8 \cdot 200,96 = 1607,7 \text{ mm}^2$$

$$\text{Spaziatura: } s = \frac{1000 - n^{\circ}\text{ferri} \cdot \phi}{n^{\circ}\text{ferri}} = \frac{1000 - 8 \cdot 16}{8} = 109,0 \text{ mm}$$

La spaziatura rientra nell'intervallo sopra citato e risulta pertanto corretta.

$$\text{Lunghezza di ancoraggio di base: } l_b = \frac{(\phi \cdot f_{yd})}{4 \cdot f_{bd}} = \frac{(16 \cdot 469,6)}{4 \cdot 3,25} = 577,24 \text{ mm}$$

$$\text{Con } f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{450}{1,15} = 469,6 \text{ MPa} : \text{ resistenza di calcolo}$$

$$\alpha = 1,4$$

$$l_s = \alpha \cdot l_b = 808,13 \text{ mm}$$

l_s : lunghezza di sovrapposizione armatura mensola verticale con ferri di ancoraggio

$$l_{s,min} = 20 \cdot \phi = 20 \cdot 16 = 320 \text{ mm}$$

Essendo $l_{s,min} < l_s$ il diametro dei ferri scelto è corretto.

Da ultimo calcoliamo la lunghezza del piego da dare alle estremità di tali barre:

$$\Delta = b_1 = 300,0 \text{ mm}$$

Δ è la lunghezza del piego delle barre longitudinali della fondazione. (Castelli, 2015)

Nella Tavola 5 allegata viene riportato il disegno dei ferri.

Dimensionamento armatura di ripartizione (armatura trasversale)

La funzione dell'armatura trasversale è quella di ripartire il carico gravante sulla singola barra longitudinale anche sulle barre adiacenti.

Il dimensionamento di tale armatura prevede un quantitativo pari al 20% dell'armatura longitudinale; tuttavia nel nostro caso si è resa necessaria una quantità maggiore di ferro per non eccedere la distanza di 300 mm tra le singole barre.

Il diametro dei ferri usato è $\phi = 10\text{mm}$ ($A_f = 79\text{mm}^2$)

Imponendo un n°ferri = 12 si ottiene una spaziatura di 285 mm; la quale essendo compresa nell'intervallo 100-300mm risulta corretta. Nella Tavola 5 allegata viene riportato il disegno dei ferri.

$$S = \frac{(B-2\cdot c-n^\circ\text{ferri}\cdot\phi)}{n^\circ\text{ferri}-1} = \frac{3350-2\cdot 50-12\cdot 10}{12-1} = 285,0\text{ mm}$$
$$A_s = n^\circ\text{ferri} \cdot A_f = 12 \cdot 79 = 942,0\text{ mm}^2$$

Verifica a taglio

La verifica a taglio viene eseguita nella sezione in analisi e non a distanza d da essa perché in BE le sollecitazioni sono maggiori.

Perché tale verifica sia soddisfatta bisogna confrontare il taglio agente (V_{ed}) con quello resistente (V_{rd}) e verificare che quest'ultimo sia maggiore. (Castelli, 2015)

$$K = 1 + \sqrt{200/d} = 1 + \sqrt{200/550} = 1,60 < 2$$

Se dai calcoli risultasse $K > 2$ lo si assumerebbe pari a 2.

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{1,5} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0,035 \cdot 1,60^{1,5} \cdot \sqrt{33,2} = 0,41\text{ N/mm}^2$$
$$V_{rd} = (v_{min} \cdot 1000 \cdot d)/1000 = (0,41 \cdot 1000 \cdot 550)/1000 = 225,12\text{ kN/m}$$
$$V_{ed} = W_{mensola} + P_t + P_{qv} - R_1 - R_2 = 223,07\text{ kN/m}$$

Essendo $V_{ed} < V_{rd}$ la verifica risulta soddisfatta

Verifica a fessurazione

Per effettuare tale verifica la norma propone un approccio semplificato ed uno rigoroso (calcolo diretto); noi faremo riferimento al primo.

Si ipotizza di essere in condizioni ordinarie. (Barbero, 2016)

Il calcolo della sollecitazione M_d viene effettuato, come richiesto dalla norma, con la combinazione frequente (in precedenza, per le altre verifiche, era stata utilizzata la combinazione fondamentale).

Con le ipotesi ed assunzioni sopra fatte, la verifica si può ritenere soddisfatta se le fessurazioni sono $\leq w_2 = 0,3\text{ mm}$

Il calcolo del momento sollecitante applicando la combinazione frequente è del tutto analogo a quanto fatto con la combinazione fondamentale, ad eccezione delle forze le quali vengono assunte con il loro valore caratteristico e non con quello di design.

Si riportano in *Tabella 35* i valori di forze e bracci presi in analisi:

Tabella 35. Sollecitazioni verticali

Sollecitazione	valore caratteristico [kN/m]	braccio [m]
R_1	335,15	1,00
R_2	89,11	0,67
W_{mensola}	36,00	1,00
P_t	161,28	1,00
P_{qv}	48,00	3,65

$$M_d = -R_1 \cdot br_{R1} - R_2 \cdot br_{R2} + W_{\text{mensola}} \cdot br_{W_{\text{mensola}}} + P_t \cdot br_{Pt} + P_{qv} \cdot br_{P_{qv}} = -179,13 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$$

$$M_d = -179128199,1 \text{ N}\cdot\text{mm}/\text{m}$$

Avendo calcolato M_d in senso orario ed essendo risultato negativo, risultano tese le fibre inferiori della mensola.

$$\sigma_s = \frac{M_d}{0,9 \cdot d \cdot A_{s,\text{effettiva}}} = \frac{179128199,1}{0,9 \cdot 550 \cdot 1607,7} = 225,09 \text{ (N/mm}^2\text{)}/\text{m}$$

Seguendo l'approccio semplificato, la normativa prevede l'utilizzo di due tabelle (*Figura 103*):

- nella prima tabella si entra con il valore di σ_s calcolato e con quello di w_2 derivante dalle assunzioni fatte e si verifica che il diametro delle armature impiegato sia inferiore a quello letto nella tabella. Come si può notare il nostro valore di σ_s è inferiore a 240MPa, pertanto con $w_2 = 0,2$ ne risulta che ϕ deve essere minore di 16mm; essendo l'armatura da noi scelta $\phi 16$, la verifica risulta soddisfatta.
- nella seconda tabella si entra sempre con il valore di σ_s e con quello di w_2 e si verifica che la spaziatura tra le barre sia inferiore a quella letta nella tabella. Come nel caso precedente σ_s è inferiore a 240MPa, pertanto la spaziatura deve essere minore di 200mm; essendo la spaziatura da noi calcolata pari a 109mm, la verifica risulta soddisfatta.

In conclusione essendo verificate entrambe le tabelle anche la verifica a fessurazione risulta soddisfatta.

Tabella C4.1.II *Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione*

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Diametro massimo ϕ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

Tabella C4.1.III *Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione*

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Spaziatura massima s delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Figura 103. Estratto della circolare applicativa delle *NTC2008*

6.1.4. Tirante di ancoraggio

Come è già emerso dai calcoli fatti in precedenza, per garantire la stabilità del muro in c.a. è necessaria la presenza di tiranti di ancoraggio.

I tiranti sono costituiti principalmente da tre parti (*Figura 104*):

- testa: parte terminale del tirante che garantisce l'aggancio di tale elemento all'opera che deve sostenere;
- parte libera: porzione di tirante che collega la testa alla vera fondazione. Tale porzione viene definita libera perché può scorrere liberamente rispetto al terreno; infatti non si fa iniziare la fondazione del tirante subito dopo il paramento del muro perché vi è una porzione di terreno che essendo stato scavato non garantirebbe la resistenza richiesta. Nel nostro caso la lunghezza libera è di 13 m, perché grazie alla verifica di stabilità globale effettuata è emerso che vi potrebbe essere una potenziale superficie di rottura a 13 m dal muro;
- fondazione (bulbo di ancoraggio): porzione terminale del tirante che garantisce la tenuta dell'elemento. La lunghezza di questa parte verrà dimensionata nel seguito. (*Barbero, 2016*)

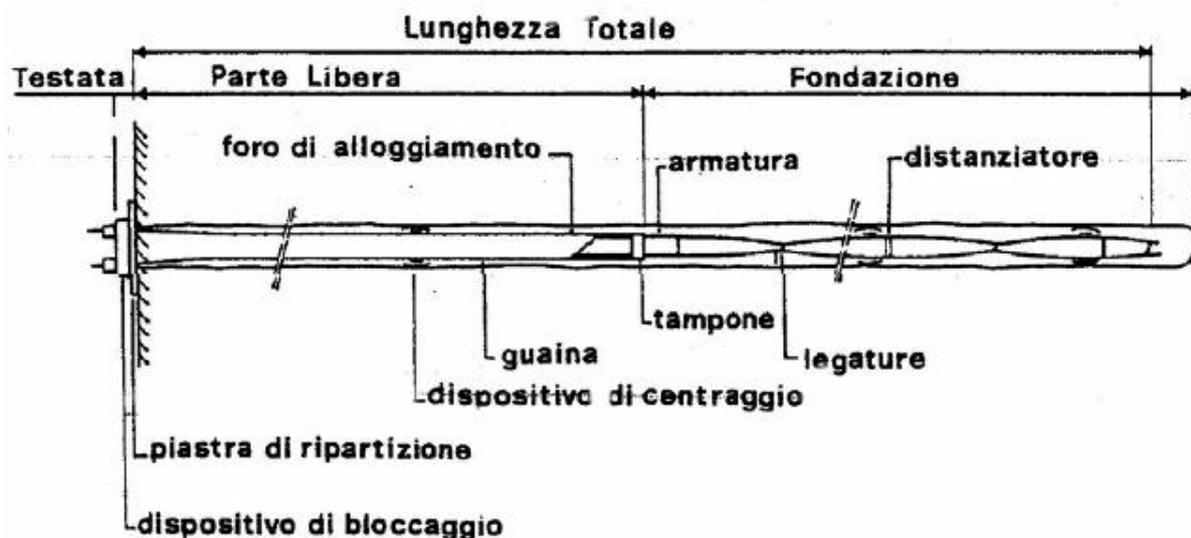


Figura 104. Schema generale degli elementi costituenti un tirante (*Barbero, 2016*)

Questi elementi necessitano di un apposito dimensionamento; in particolare si deve verificare:

- che non vi sia sfilamento dell'acciaio dal bulbo in cls;
- che non vi sia sfilamento della fondazione (bulbo) dal terreno;
- che non si verifichi rottura per trazione dell'acciaio.

Nella pratica spesso si omette la verifica a sfilamento dell'acciaio dal calcestruzzo, perché l'acciaio ad aderenza migliorata e malte coesive fanno sì che sicuramente si verificherebbe prima una delle altre due verifiche. Per questo motivo anche nel caso in esame non si esegue tale verifica ritenendola soddisfatta.

Quando in precedenza sono state eseguite le verifiche esterne del muro di sostegno è stato necessario applicare un tiro di 180 kN/m; adesso si procede con il dimensionamento del tirante che dovrà garantire quella portata. Tuttavia per motivi di interazione tra gli elementi di ancoraggio, i tiranti non possono essere

posizionati ad una distanza tra loro inferiore a 1,5 m. Per non dover realizzare tiranti molto grossi si è deciso di applicare il minimo interasse; il tiro che ogni elemento dovrà essere in grado di garantire risulta:

$$T = 180 \cdot i / \gamma_{G1} = 180 \cdot 1,5 / 1 = 270 \text{ kN}$$

Nella precedente formula si divide il tiro per il coefficiente favorevole γ_{G1} del DA1-C2, perché i 180 kN/m erano un valore di progetto calcolato con tale combinazione, pertanto per tornare al valore caratteristico si divide per il coefficiente.

6.1.4.1. Verifica a sfilamento del bulbo di fondazione

Come indicato dalla normativa, per tale verifica si utilizza l'approccio 2 (DA2) i cui coefficienti sono riportati nel paragrafo *referimenti normativi*.

Si assume il diametro del foro D_d pari a 160 mm.

$$D_s = D_d \cdot \alpha = 160 \cdot 1,5 = 240 \text{ mm}$$

diametro medio del bulbo di ancoraggio

α è un coefficiente preso dalla tabella di *Figura 105*, ed è funzione delle caratteristiche del terreno e delle modalità di iniezione della malta.

TABLEAU IV
Valeurs des coefficients α pour le calcul du diamètre moyen du scellement d'un tirant ou micropieu injecté

SOLS	Coefficient α		Quantité minimale de coulis conseillée V_i
	IRS*	IGU**	
Grave	1,8	1,3 à 1,4	1,5 V_s
Grave sableuse	1,6 à 1,8	1,2 à 1,4	1,5 V_s
Sable graveleux	1,5 à 1,6	1,2 à 1,3	1,5 V_s
Sable grossier	1,4 à 1,5	1,1 à 1,2	1,5 V_s
Sable moyen	1,4 à 1,5	1,1 à 1,2	1,5 V_s
Sable fin	1,4 à 1,5	1,1 à 1,2	1,5 V_s
Sable limoneux	1,4 à 1,5	1,1 à 1,2	{ 1,5 à 2 V_s pour IRS 1,5 V_s pour IGU
Limon	1,4 à 1,6	1,1 à 1,2	{ 2 V_s pour IRS 1,5 V_s pour IGU
Argile	1,8 à 2	1,2	{ 2,5 à 3 V_s pour IRS 1,5 à 2 V_s pour IGU
Marne	1,8	1,1 à 1,2	1,5 à 2 V_s pour couche compacte
Marno-calcaire	1,8	1,1 à 1,2	
Craie altérée ou fragmentée	1,8	1,1 à 1,2	2 à 6 V_s ou plus, si couche fracturée
Rocher altéré ou fragmenté	1,2	1,1	1,1 à 1,5 V_s si couche finement fissurée 2 ou plus si couche fracturée

V_s : volume du bulbe de scellement.
IRS: injection répétitive et sélective.
IGU: injection globale en presse unifiée.

* : avec $p_i \geq p_l$
** : avec $0,5 p_l < p_i < p_l$

Figura 105. Tabella da cui è stato estratto il valore di α (Barbero, 2016)

Come si può notare si fa riferimento ad un tipo di terreno sabbioso e ad una tipologia di iniezione della malta di tipo IRS, ossia quella usata per i terreni.

Dalla tabella di *Figura 106* si può ricavare il valore di q_s ⁵⁸; tale tabella è valida per terreni di sabbia-ghiaia. Dai risultati del sondaggio S1 riportato nei precedenti capitoli si ricava che lo spessore di terreno entro cui è collocata la fondazione del tirante ha un indice di SPT pari a 5-7 colpi. Entrando nel grafico sotto riportato con tali valori, e facendo riferimento alla curva SG.1, si ricava q_s pari a 350 kPa.

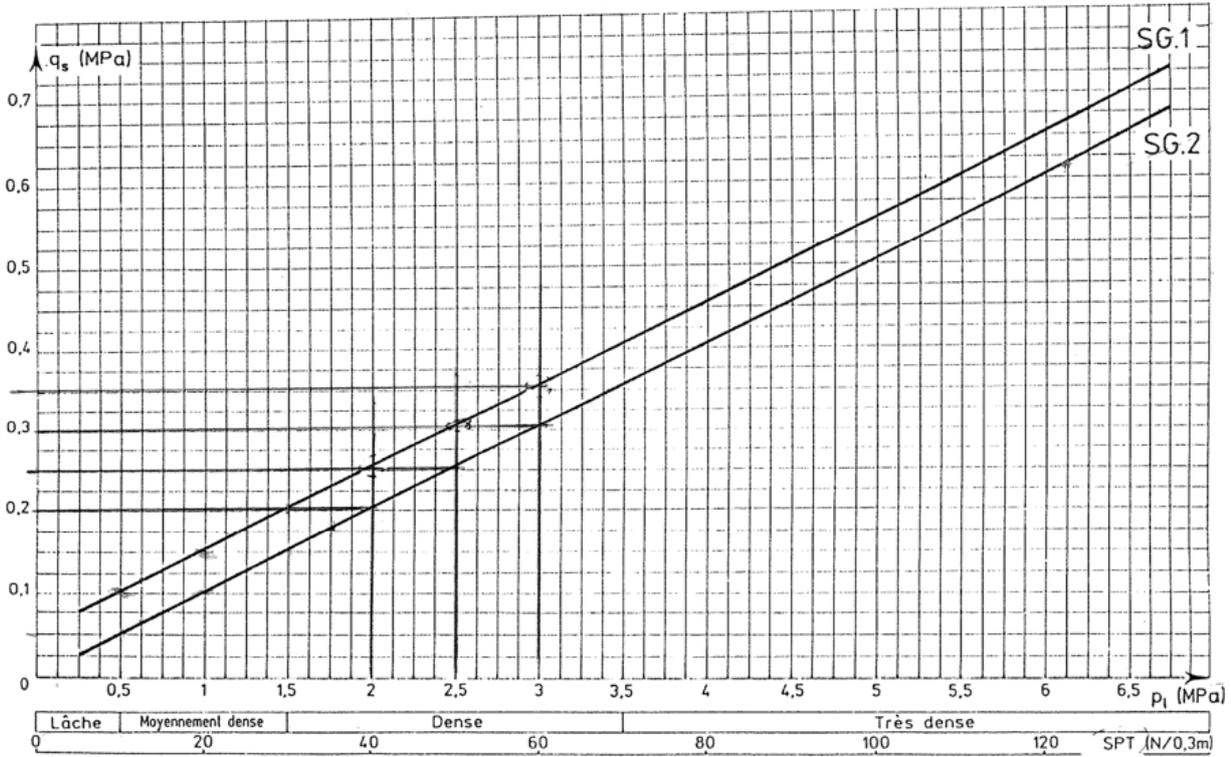


Figura 106. Grafico dell'andamento di q_s (Barbero, 2016)

Come si può notare, sono presenti due curve (SG.1 e SG.2) e grazie alla tabella di *Figura 107* si può capire a quale fare riferimento. Nel caso in esame si fa riferimento a SG.1.

TABLEAU V
Tableau pour le choix des abaques de calcul de frottement latéral unitaire limite q_s

SOLS	Mode d'injection	
	IRS*	IGU**
Grave Grave sableuse Sable graveleux Sable grossier Sable moyen Sable fin Sable limoneux	SG.1	SG.2
Limon Argile	AL.1	AL.2
Marne Marno-calcaire Craie altérée ou fragmentée	MC.1	MC.2
Rocher altéré ou fragmenté	≥ R.1	≥ R.2

* : avec $p_i \geq p_l$ ** : avec $0,5 p_l < p_i < p_l$

Figura 107. Tabella per la scelta dell'andamento di q_s da analizzare (Barbero, 2016)

⁵⁸ q_s è la resistenza attritiva lungo la superficie laterale del bulbo

La sollecitazione di progetto che deve garantire ciascun tirante è: $T_d = T \cdot \gamma_{G1} = 270 \cdot 1,3 = 351,0 \text{ kN}$

Si calcola adesso la lunghezza del bulbo di fondazione:

$$L_b = \frac{T_d \cdot \gamma_R \cdot \xi_{a3}}{\pi \cdot D_s \cdot q_s} = \frac{351,0 \cdot 1,2 \cdot 1,75}{3,14 \cdot 0,240 \cdot 350} = 2,79 \text{ m}$$

Per maggiore semplicità si arrotonda L_b a 3,0 m.

Il coefficiente γ_R è preso dalla tabella 6.6.I delle NTC (Figura 108). Il coefficiente è 1,2 perché i pali progettati sono opere permanenti.

Tabella 6.6.I – Coefficienti parziali per la resistenza di ancoraggi

	SIMBOLO	COEFFICIENTE PARZIALE
	γ_R	
Temporanei	$\gamma_{Ra,t}$	1,1
Permanenti	$\gamma_{Ra,p}$	1,2

Figura 108. Estratto dalle NTC2008

Il coefficiente ξ_{a3} è preso dalla tabella 6.6.III delle NTC (Figura 109). Nel caso in questione, il numero di profili di indagine noti è 2, pertanto si prende il coefficiente pari a 1,75.

Tabella 6.6.III: Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, in funzione del numero n di profili di indagine.

numero di profili di indagine	1	2	3	4	≥ 5
ξ_{a3}	1,80	1,75	1,70	1,65	1,60
ξ_{a4}	1,80	1,70	1,65	1,60	1,55

Figura 109. Estratto dalle NTC2008

La lunghezza complessiva del tirante risulta pari a $L_b + L_L = 3,0 + 13,0 = 16,0 \text{ m}$

6.1.4.2. Dimensionamento dei trefoli in acciaio

Essendo la lunghezza del tirante superiore a 12 m è sconsigliato l'impiego di barre, ma si useranno funi in acciaio.

Il dimensionamento di tali elementi viene fatto con l'approccio 1 combinazione 1 (DA1-C1) i cui coefficienti moltiplicativi sono riportati nel capitolo 6.2.

Dato che la rottura dell'acciaio è l'ultimo scenario che deve verificarsi, si dimensionano le funi sulla base della resistenza allo sfilamento T_L offerta dal bulbo di fondazione e non sulla base della sollecitazione di progetto T_d usata per dimensionare la fondazione.

$$T_L = \pi \cdot L_b \cdot q_s \cdot D_s = 3,14 \cdot 3,0 \cdot 350 \cdot 0,240 = 791,28 \text{ kN/m}$$

La sollecitazione di progetto risulta: $E_d = T_L \cdot \gamma_{G1} = 791,28 \cdot 1,3 = 1028,66 \text{ kN}$

Vengono impiegati tiranti a trefoli DYWIDAG, acciaio Y1860 High Grade la cui scheda tecnica è allegata al fondo della presente relazione. I trefoli hanno un diametro di 15,7 mm ed una sezione utile di 150 mm^2 .

Per garantire le sollecitazioni agenti è necessario l'impiego di 5 trefoli. Dalle tabelle del produttore si leggono i valori di $F_{yk} = 1230 \text{ kN}$ (forza di snervamento) e $F_{uk} = 1395 \text{ kN}$ (forza ultima). Essendo i precedenti valori caratteristici, passiamo a quelli di progetto:

$$F_{yd} = \frac{F_{yk}}{1,15} = \frac{1230}{1,15} = 1069,57 \text{ kN}$$

$$F_{ud} = \frac{F_{uk}}{1,35} = \frac{1395}{1,35} = 1033,33 \text{ kN}$$

La resistenza di progetto R_d è il minimo fra i due valori appena calcolati, ossia $R_d = F_{ud} = 1033,33 \text{ kN}$

Essendo $R_d > E_d$ la tipologia e il numero di trefoli impiegati soddisfano la verifica a rottura dell'acciaio.

6.1.5. Verifica di stabilità globale del muro di sostegno

L'ultimo passo per concludere il progetto della nuova opera di sostegno, è la verifica di stabilità globale dell'insieme muro + tirante. Si procede dunque in modo del tutto analogo rispetto alle analisi di stabilità fatte in precedenza, con la sola differenza che i parametri dei materiali (*Tabella 36*) non sono quelli caratteristici ma quelli di progetto⁵⁹.

Se nelle analisi di stabilità non vi erano supporti, in questo caso è presente un tirante di ancoraggio a cui viene imposto un tiro di 270kN. Tale elemento viene inserito con l'inclinazione di progetto di 35°.

Tabella 36. Parametri del terreno corretti come da normativa

PARAMETRI	strato1	strato2a	strato2b	strato3	strato4	garage	muro
$\gamma_{\text{saturo}} [\text{kN/m}^3]$	18	19	19,5	21	23,5	-	-
$\gamma_1 [\text{kN/m}^3]$	15,3	16,7	17,7	19,5	24,2	-	-
$\gamma_2 [\text{kN/m}^3]$	17,8	16,9	17,8	18,2	24,8	-	-
$\gamma [\text{kN/m}^3]$	16,5	16,8	17,8	18,8	24,5	11,0	25,0
$c' [\text{kPa}]$	8,8	4,0	1,6	1,6	4,0	-	-
$\varphi' [^\circ]$	15,4	20,5	27,5	29,3	38,7	-	-

In *Figura 110* si riporta lo schema adottato per l'analisi e in *Figura 111* la corrispondente legenda dei colori:

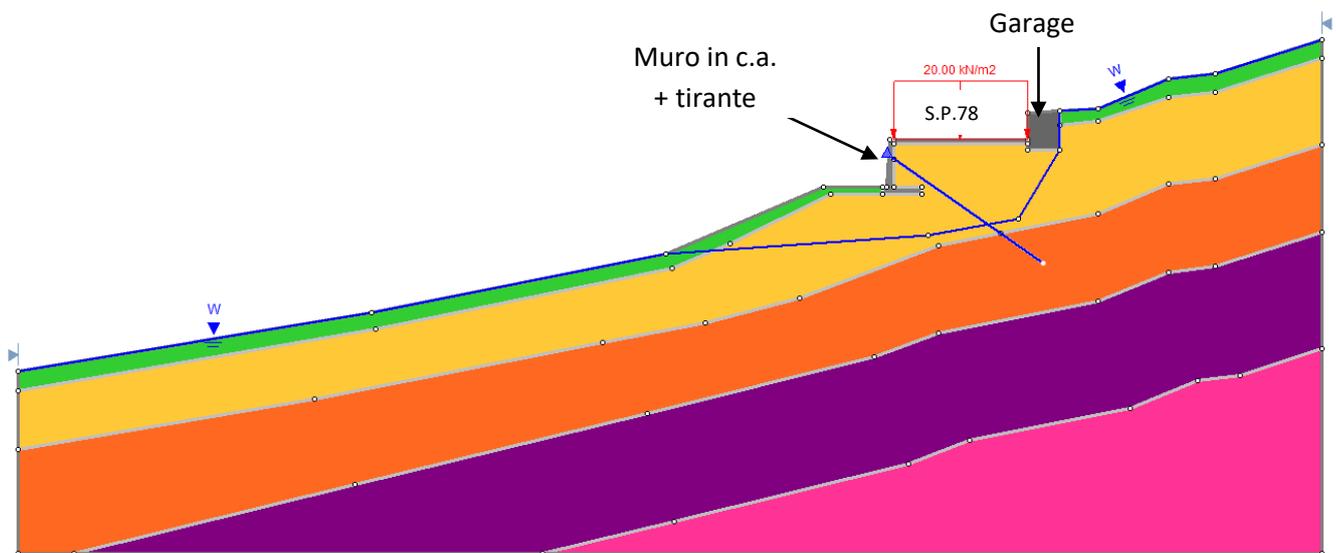


Figura 110. Schema adottato per l'analisi

⁵⁹ Per l'analisi di stabilità globale si è fatto riferimento a quanto prescritto su NTC-08, impiegando l'approccio DA1-C2; in particolare il coefficiente globale risulta essere pari a:

$$\gamma_R = 1,1$$

La determinazione dei valori di F è stata eseguita mediante il programma *Slide* di *Rocscience*.



Figura 111. Legenda colori

Come si può notare l'originaria scogliera di massi è stata sostituita da un muro a mensola in c.a. dotato di tirante; quest'ultimo intercetta ed oltrepassa le superfici di potenziale scorrimento conferendo maggiore stabilità al pendio. Per quanto riguarda la falda, questa è stata posizionata in corrispondenza del P.C. per simulare una condizione molto sfavorevole, ad eccezione della porzione di terreno al disotto della strada, dove grazie alla presenza dei microdreni non ci si aspetta la presenza di falda (per il dimensionamento dei dreni vedere *capitolo 6.2.*).

In *Figura 112* si riportano i risultati ottenuti mediante l'applicazione del metodo di Bishop. Come si può notare il fattore di sicurezza risulta essere di 1,05 dunque maggiore del minimo previsto da normativa (1,1). Il FS ottenuto è di poco superiore a 1,1 in quanto lo scenario imposto è molto 'pesante' avendo ridotto i parametri dei materiali con i coefficienti di normativa ed avendo ipotizzato uno scenario idraulico pessimistico.

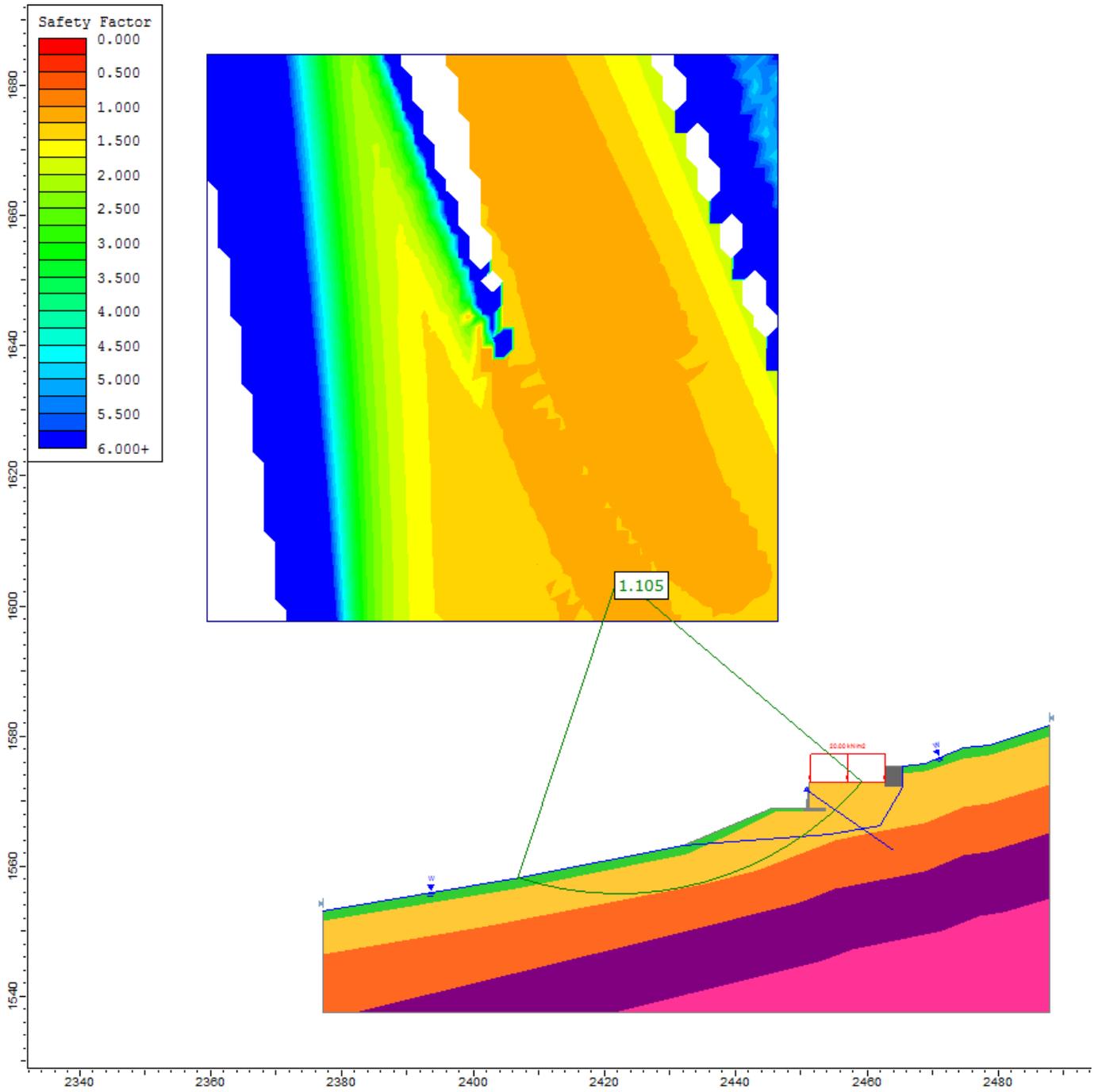


Figura 112. Metodo di Bishop

6.2. Sistema di drenaggio

Come ampiamente descritto in precedenza, la frana verificatasi è stata causata dalle abbondanti ed intense piogge, risulta dunque chiaro che il problema del sito è la saturazione del terreno. Fin qui, come intervento di ripristino, è stato previsto un muro a mensola il quale consente di ricostruire la strada ma non di evitarne un nuovo cedimento. Infatti, se pur la nuova opera conferisca una maggior stabilità al sito rispetto all'originaria scogliera di massi, nel caso in cui si ripresenti un innalzamento del livello di falda fino al P.C. potrebbero verificarsi nuovi dissesti. E' stato dunque previsto di realizzare dei microdreni sub-orizzontali nella zona instabile in modo tale da evitare una saturazione del terreno anche in caso di forti piogge.

6.2.1. Cenni teorici e metodologici

In generale, il funzionamento di un intervento di drenaggio non è necessariamente connesso con l'abbassamento della superficie libera della falda, né con il prosciugamento del volume di terreno posto al di sopra della superficie di scorrimento, quanto alla capacità di ridurre le pressioni interstiziali.

Quindi la sua efficacia non è legata alla quantità di acqua allontanata ma alle variazioni del regime delle pressioni interstiziali che il sistema è in grado di produrre.

La distribuzione delle pressioni interstiziali all'interno del pendio è influenzata principalmente da:

- il regime delle precipitazioni;
- i livelli d'infiltrazione;
- la presenza di superfici di discontinuità;
- la disomogeneità e anisotropia dei terreni nei riguardi della permeabilità. (Barbero, 2016)

6.2.1.1. Fattore di sicurezza ed efficienza di un intervento di drenaggio

Con riferimento al caso semplice (Figura 113) di pendio indefinito sede di un moto di filtrazione stazionaria con flusso monodimensionale parallelo al piano campagna, sul generico piano b , di inclinazione β rispetto all'orizzontale, parallelo al piano campagna e posto a profondità z , si può definire il fattore di sicurezza:

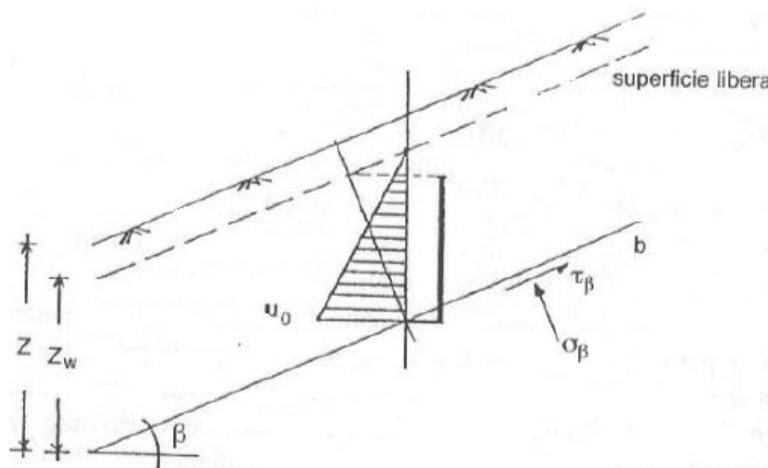


Figura 113. Distribuzione pressioni idrauliche (Barbero, 2016)

$$F = \frac{\tau_f}{\tau_\beta} = \frac{c' + (\sigma_\beta - u_0) \cdot \tan \varphi'}{\tau_\beta}$$

dove:

τ_f è la resistenza al taglio sul piano b ;

$\tau_\beta = \gamma \cdot z \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta$ è la tensione tangenziale sul piano b ;

$\sigma_\beta = \gamma \cdot z \cdot \cos \beta \cdot \cos \beta$ è la tensione normale sul piano b ;

$u_0 = \gamma_w \cdot z_w \cdot \cos \beta \cdot \cos \beta$ è la pressione interstiziale sul piano b , ossia a quota z dal piano campagna;

z_w è la profondità del pelo libero della falda.

Se in tutti i punti del piano b le pressioni interstiziali vengono ridotte, l'incremento del coefficiente di sicurezza è pari a:

$$\Delta F = \frac{-\Delta u \cdot \tan \varphi'}{\gamma \cdot z \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta}$$

Nel caso in cui le pressioni interstiziali si annullano ΔF assume il valore massimo:

$$\Delta F_{max} = \frac{u_0 \cdot \tan \varphi'}{\gamma \cdot z \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta}$$

Per efficienza idraulica puntuale E di un sistema di drenaggio si intende il rapporto tra la riduzione delle pressioni interstiziali raggiunta nel punto in esame, $-\Delta u$, e la massima riduzione ottenibile, pari a $-\Delta u_{max} = u_0$:

$$E = \frac{-\Delta u}{u_0} = \frac{u_0 - u}{u_0}$$

A seguito dell'esecuzione del drenaggio, le pressioni interstiziali si riducono nel tempo, sino al raggiungimento delle condizioni di regime; pertanto, anche l'efficienza idraulica risulta funzione del tempo:

$$E(t) = \frac{-\Delta u}{u_0} = \frac{u_0 - u(t)}{u_0}$$

Quindi in presenza di una riduzione costante delle pressioni interstiziali sul piano b , l'efficienza idraulica media rappresenta anche il rapporto tra l'incremento del coefficiente di sicurezza raggiunto e quello massimo ottenibile:

$$\hat{E}(t) = E(t) = \frac{u_0 - u(t)}{u_0} = \frac{\Delta F(t)}{\Delta F_{max}}$$

Il massimo incremento del coefficiente di sicurezza ΔF_{max} può essere valutato mediante un'analisi di stabilità del modello del versante d'interesse, nell'ipotesi che le pressioni interstiziali siano nulle lungo la superficie di scorrimento. (Barbero, 2016)

6.2.1.2. Dreni di piccolo diametro

Sono interventi atti a ridurre la quantità d'acqua presente nel versante, agevolandone l'allontanamento per gravità. Necessitano della conoscenza delle modalità di circolazione idrica sotterranea. Si realizzano con tubi drenanti sub-orizzontali secondo la procedura che segue:

- si eseguono perforazioni sub-orizzontali, o inclinate verso l'alto di $5^\circ \div 10^\circ$. La lunghezza deve essere tale da intercettare il maggior numero di discontinuità presenti nell'ammasso roccioso e le superfici di potenziale scorrimento più profonde;
- si inseriscono i tubi drenanti, che usualmente sono in PVC, finestrati o forati, con diametri variabili tra 40mm e 80mm e lunghezze usualmente variabili tra 30 e 100 m;
- per evitare fenomeni erosivi e intasamenti dovuti ai fanghi di perforazione o ad altri materiali, devono essere rivestiti con geotessili e sottoposti a operazioni di pulitura con aria compressa, acqua o, in alcuni casi, con detergenti;
- i tubi possono essere disposti parallelamente fra loro o a raggiera, su uno o più livelli, con spaziature variabili tra 2 e 30 m, anche se i valori più usuali sono compresi tra i 5 e i 15 m, ed è consigliabile infittirli gradualmente sulla base dei dati che emergono dalle misure piezometriche.

Il tubo, realizzato in materiale plastico o in alluminio anodizzato, è resistente alla corrosione ed evita il collasso del foro e, grazie al rivestimento con il filtro geotessile, ne impedisce l'occlusione.

I fori hanno un diametro compreso tra 100 e 200 mm e vengono realizzati con le stesse tecniche di perforazione a rotazione utilizzate per l'esecuzione dei sondaggi. La pulizia del foro è effettuata con acqua oppure, laddove l'acqua provochi l'erosione delle pareti, si utilizza aria compressa.

L'effetto dei dreni viene quindi espresso attraverso il rapporto tra i fattori di sicurezza ottenuti in presenza e in assenza dei dreni, $\frac{F_d}{F_0}$, oppure in termini di incremento del coefficiente di sicurezza rispetto al suo valore iniziale: $\frac{\Delta F}{F_0}$. (Barbero, 2016). Un esempio è riportato in *Figura 114*.



Figura 114. Esempio sbocco di tubi drenanti da un'opera di sostegno (www.agperforazioniescavi.it)

6.2.1.3. Modello Di Maio

Ad oggi il dimensionamento dei dreni può essere effettuato con diversi metodi, in questa sede viene impiegato il modello Di Maio (1988).

Si valuta l'efficienza idraulica del sistema di dreni sub-orizzontali, secondo lo schema di *Figura 115*. Le caratteristiche dimensionali sono:

- l : lunghezza;
- d : diametro;
- L : la lunghezza del tratto di pendio nel quale si intende ridurre le pressioni interstiziali;
- D : profondità della zona di lunghezza L ;
- β : inclinazione del piano campagna;
- S : distanza tra i vari livelli di dreni lungo la linea di massima pendenza⁶⁰;
- i : interasse in direzione orizzontale tra i dreni;
- X_{pd} : distanza cui si posiziona il primo dreno/livello di dreni rispetto all'inizio della zona da drenare.

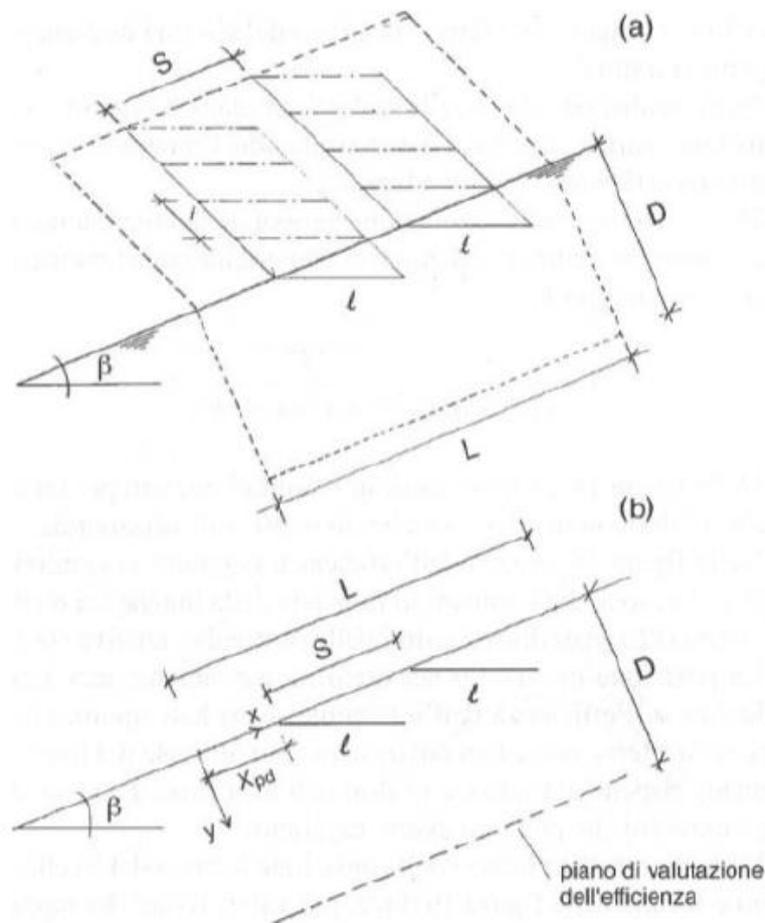


Figura 115. Schema posizionamento dreni in un pendio indefinito (Barbero, 2016)

⁶⁰ In un pendio indefinito possono essere realizzati uno o due livelli di dreni.

Le assunzioni che il metodo impone sono:

- l'analisi viene condotta in condizioni di flusso bidimensionale, ossia considerando il sistema di dreni come un piano drenante, ed ipotizzando dei valori del rapporto $\frac{i}{l} \leq 0,2$;
- la falda idrica è inizialmente in condizioni di moto uniforme, con superficie libera coincidente con il piano campagna; in queste condizioni le superfici equipotenziali sono piane e normali alla superficie del pendio;
- si assume inoltre che sulla superficie superiore del pendio vi sia un apporto continuo, in modo che si formi una lama d'acqua a quota piezometrica costante nel tempo.

Il queste condizioni tutto il pendio rimane saturo nel corso del processo di drenaggio.

Il metodo consiste nel valutare l'efficienza idraulica del sistema limitatamente al tratto di lunghezza L , su piani paralleli al pendio e posti a diverse profondità D .

L'efficienza del sistema risulta dipendere dai rapporti:

$$\frac{l}{L} \quad \frac{X_{pd}}{L} \quad \frac{S}{L}$$

Per quanto riguarda l'evoluzione temporale del fenomeno, i risultati sono ricavati in funzione di una grandezza adimensionale, detta fattore tempo T :

$$T = \frac{k_y}{\gamma_w \cdot (l \cdot \sin \beta)^2} \cdot \frac{E'}{2 \cdot (1 + v') \cdot (1 - 2 \cdot v')} \cdot t$$

essendo k_y la conducibilità in direzione Y , E e v le costanti elastiche del mezzo.

I risultati, distinti in funzione del fatto che si preveda uno o due livelli di dreni, sono rappresentati da abachi di progetto riportanti:

- i valori dell'efficienza massima a regime \hat{E}_∞ raggiunti in corrispondenza del posizionamento ottimale dei dreni rispetto al tratto da stabilizzare, in funzione delle lunghezza relativa del dreno $\frac{l}{L}$ e per diversi valori della profondità relativa $\frac{D}{L}$;
- i valori dell'efficienza massima a regime in funzione dei parametri geometrici $\frac{l}{L}$ e $\frac{D}{L}$ e della posizione relativa dei dreni $\frac{X_{pd}}{L}$;
- i valori del fattore tempo T_{50} e T_{90} in funzione dei parametri geometrici $\frac{l}{L}$ e $\frac{D}{L}$; essi rappresentano il fattore tempo necessario per raggiungere, rispettivamente, il 50% e il 90% della massima efficienza raggiungibile a regime. (Barbero, 2016)

6.2.2. Dimensionamento sistema di drenaggio

Dopo aver dimensionato e verificato il muro a mensola, si passa ora al progetto del sistema di drenaggio; infatti se il muro svolge principalmente la funzione di sostegno alla strada, ciò che garantisce la stabilità nel tempo del pendio sono i dreni.

Il sistema di drenaggio che si va a progettare⁶¹ è costituito da un doppio livello di dreni sub-orizzontali aventi la funzione di evitare la saturazione del terreno oggetto di frana perché, come emerso dalle analisi di stabilità svolte, il dissesto si è verificato in seguito ad abbondanti piogge e dunque come conseguenza della saturazione del terreno in superficie.

Il modello Di Maio prevede che sia individuata una lunghezza L del pendio da drenare ed una sua profondità D . Per quanto riguarda la profondità, questa viene definita pari a 7m ed è ricavata dalle analisi di stabilità; in particolare dai risultati della Back Analysis si misura a quale profondità arriva la superficie di scorrimento. Invece la lunghezza L della zona da drenare è stata posta pari a 32m, ovvero la lunghezza di pendio (nella direzione di massima pendenza) che è stato oggetto di scivolamento.

Il modello adottato per il dimensionamento, prevede che il pendio di lunghezza L sia a pendenza costante pari a 20° . Nel caso in questione il versante si presenta irregolare a causa della presenza della strada, pertanto per poter applicare il metodo è stata fatta una semplificazione del pendio andando ad unire virtualmente l'estremo di valle con quello di monte della zona da drenare (Figura 116). In questo modo è stato ottenuto un profilo con pendenza costante di circa 20° . Nella Tavola 6 allegata viene riportato graficamente quanto appena descritto.

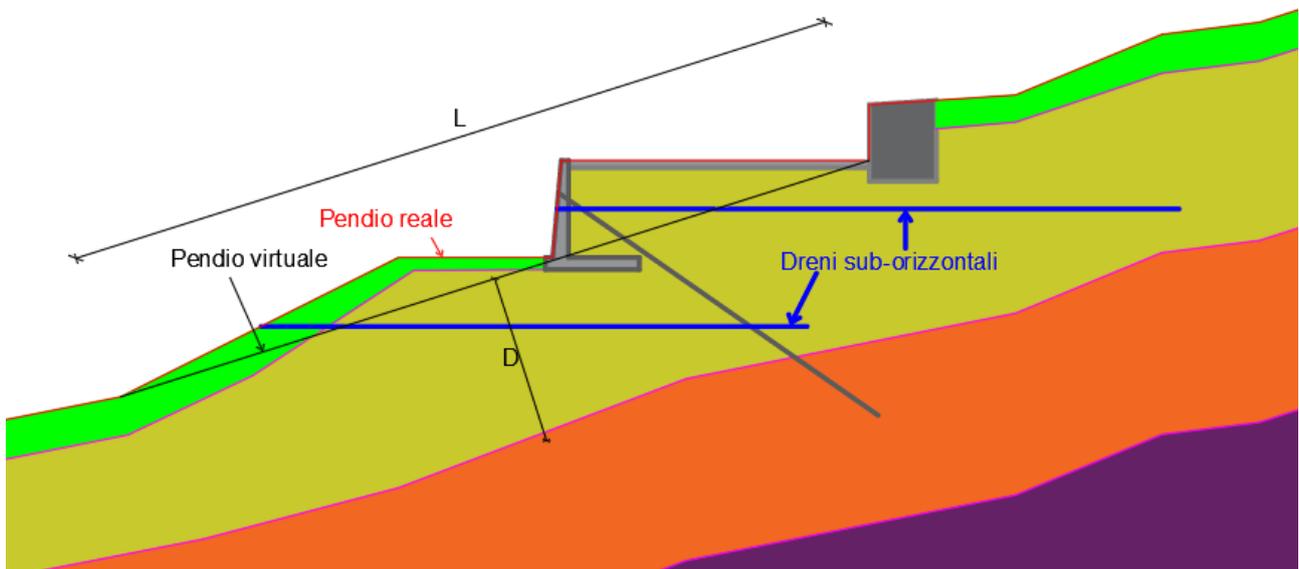


Figura 116. Estratto Tavola 6

Il modello Di Maio permette di effettuare il dimensionamento sulla base di grafici, i quali sono divisi sulla base del fatto che venga realizzato un livello di dreni oppure due livelli. Il presente progetto prevede la realizzazione di due livelli e dunque siamo nel secondo caso.

⁶¹ Per il dimensionamento dei dreni si adotta il modello Di Maio descritto nel sottocapitolo precedente.

Il primo grafico (*Figura 117*) ci permette di ricavare l : lunghezza del singolo dreno in funzione del rapporto D/L e dell'efficienza ad infinito \hat{E}_∞ . Tale efficienza viene decisa a priori e in questo caso è stata fissata pari all'80%. Con $\hat{E}_\infty = 80\%$ e $D/L = 7/32 = 0,2$ si ricava $l/L = 0,6$ e dunque $l = 19,2\text{m}$.

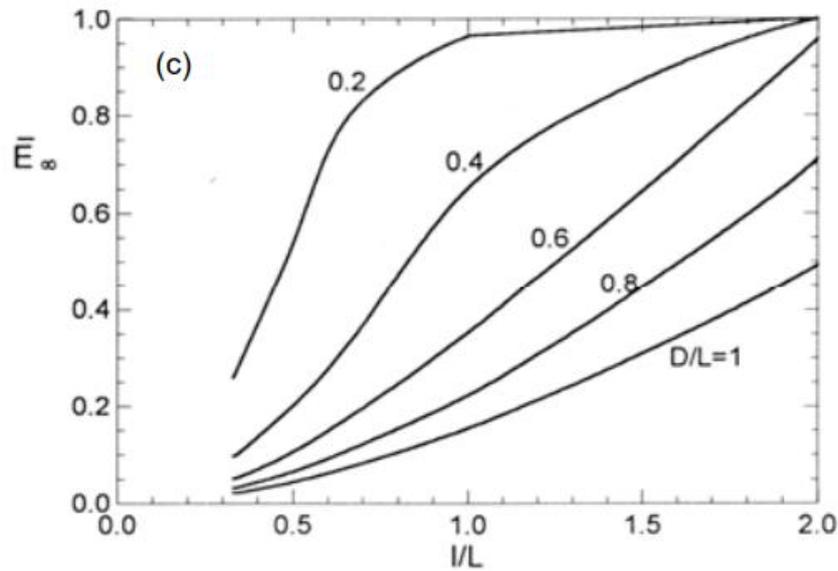


Figura 117. Stima di l (*Barbero, 2016*)

Nel secondo grafico (*Figura 118*) si entra con il rapporto l/L e con D/L ricavando $S/L = 0,5$; la distanza tra i due livelli di dreni risulta dunque : $S = 16\text{m}$.

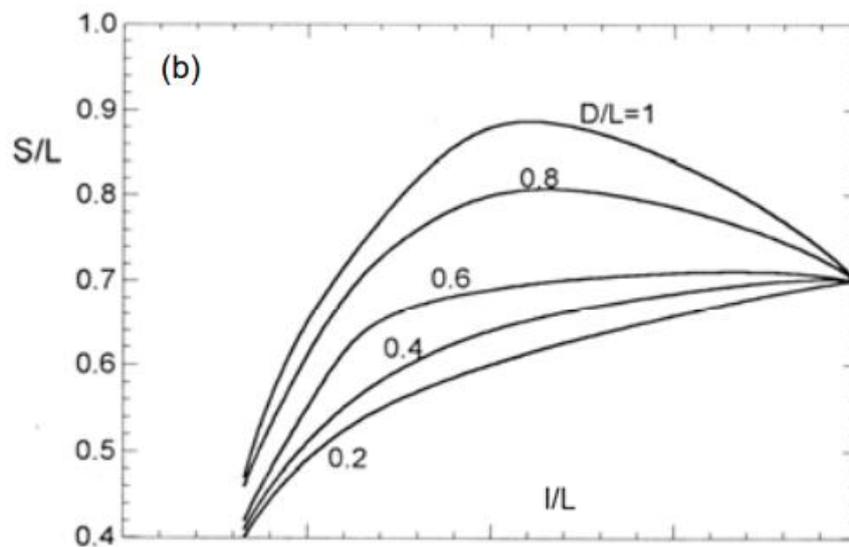


Figura 118. Stima di S/L (*Barbero, 2016*)

Il terzo grafico (*Figura 119*) ci permette di conoscere la distanza X_{pd} a cui posizionare il primo livello di dreni rispetto all'inizio della zona da drenare. Si ricava $X_{pd} = 9,6\text{m}$.

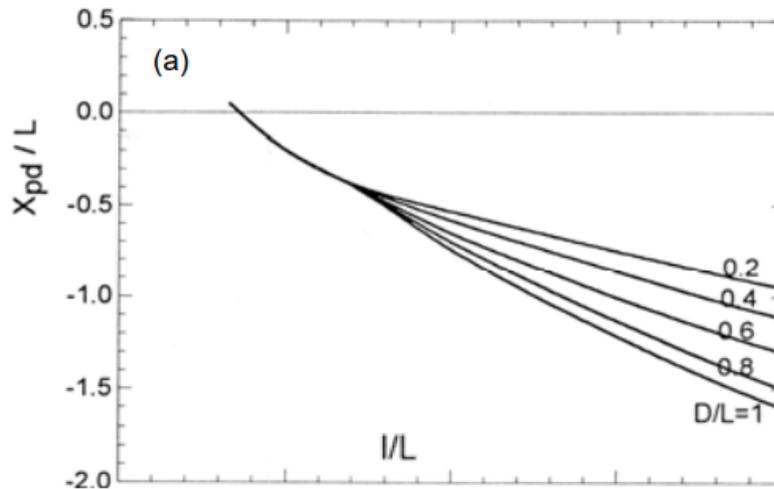


Figura 119. Stima di X_{pd} (*Barbero, 2016*)

Infine si calcola l'interasse i tra dreni sullo stesso livello; sapendo che il rapporto $i/L = 0,2^{62}$, di conseguenza si ricava $i = 3,84\text{m}$.

Per evitare il dilavamento a valle dei dreni, lo sbocco di tali tubi avverrà in apposite canaline che convogliano le acque nel canale di scolo vicino.

Di seguito si riportano in *Tabella 37* i valori misurati dal disegno e con i successivi parametri calcolati:

Tabella 37. Parametri dimensionali dei microdreni

Valori noti		
L	32	m
D	7	m
β	20	°
i/l	0,2	-
\hat{E}_∞	0,8	%

Parametri ricavati		
D/L	0,2	-
l/L	0,6	-
l	19,2	m
S/L	0,5	-
S	16	m
X_{pd}/L	0,3	-
X_{pd}	9,6	m
i	3,84	m

⁶² I grafici impiegati funzionano per rapporti di i/L minori o uguali a 0,2.

6.3. Verifica di stabilità globale

L'ultimo passo per concludere il progetto del nuovo intervento di ripristino e messa in sicurezza della S.P.78, è la verifica di stabilità globale di quanto fin qui progettato. Si procede dunque in modo del tutto analogo rispetto alle analisi di stabilità fatte nel *capitolo 5*; infatti dato che la verifica riguarda il pendio e non l'opera di sostegno in particolare, vengono adottati i valori caratteristici dei parametri dei materiali (*Tabella 38*).

Tabella 38. Parametri del terreno corretti come da normativa

PARAMETRI	strato1	strato2a	strato2b	strato3	strato4	garage	muro
$\gamma_{\text{saturo}} [\text{kN}/\text{m}^3]$	18	19	19,5	21	23,5	-	-
$\gamma_1 [\text{kN}/\text{m}^3]$	15,3	16,7	17,7	19,5	24,2	-	-
$\gamma_2 [\text{kN}/\text{m}^3]$	17,8	16,9	17,8	18,2	24,8	-	-
$\gamma [\text{kN}/\text{m}^3]$	16,5	16,8	17,8	18,8	24,5	11,0	25,0
$c' [\text{kPa}]$	11,0	5,0	2,0	2,0	5,0	-	-
$\varphi' [^\circ]$	19,0	25,0	33,0	35,0	45,0	-	-

In *Figura 120* si riporta lo schema adottato per l'analisi e in *Figura 121* la corrispondente legenda dei colori:

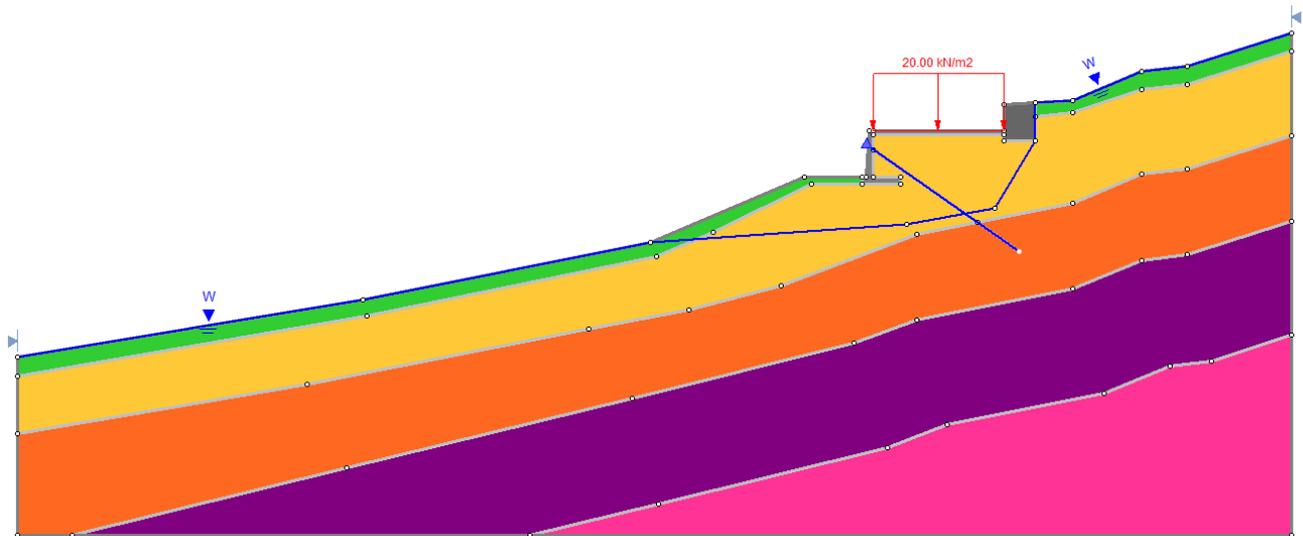


Figura 120. Schema adottato per l'analisi

Come si può notare è prevista la presenza del sovraccarico stradale, così come quella delle opere progettate (muro in c.a., tirante di ancoraggio e doppio livello di dreni); inoltre la posizione della falda è la medesima di quella nell'analisi di stabilità del muro di sostegno, ovvero prossima al P.C.⁶³ dove non vi sono i dreni e sotto alla zona drenata dove invece è previsto il sistema di drenaggio.

⁶³ Scenario molto cautelativo e dunque a favore di sicurezza.

Legenda colori

	Muro in c.a.
	Garage
	Strato vegetativo
	Aerato
	Coperture sciolte
	Frammenti di roccia in matrice sciolta
	Bedrock

Figura 121. Legenda colori

Per poter definire la verifica soddisfatta è sufficiente che il fattore di sicurezza sia superiore all'unità e non più a 1,1 come nel caso del muro di sostegno, in quanto, come già detto in precedenza, questa analisi non valuta la stabilità globale di un'opera di sostegno, ma quella di un intero pendio.

Come si può vedere in *Tabella 39* tutti e quattro i metodi ottengono un fattore di sicurezza superiore a 1 e pertanto il versante risulta stabile.

Tabella 39. Fattori di sicurezza ottenuti

Metodo	Fattore di Sicurezza
Fellenius	1,219
Bishop	1,274
Jambu semplificato	1,212
Jambu rigoroso	1,288

I risultati ottenuti mediante l'applicazione dei quattro metodi sono i seguenti (Figura 122, Figura 123, Figura 124 e Figura 125):

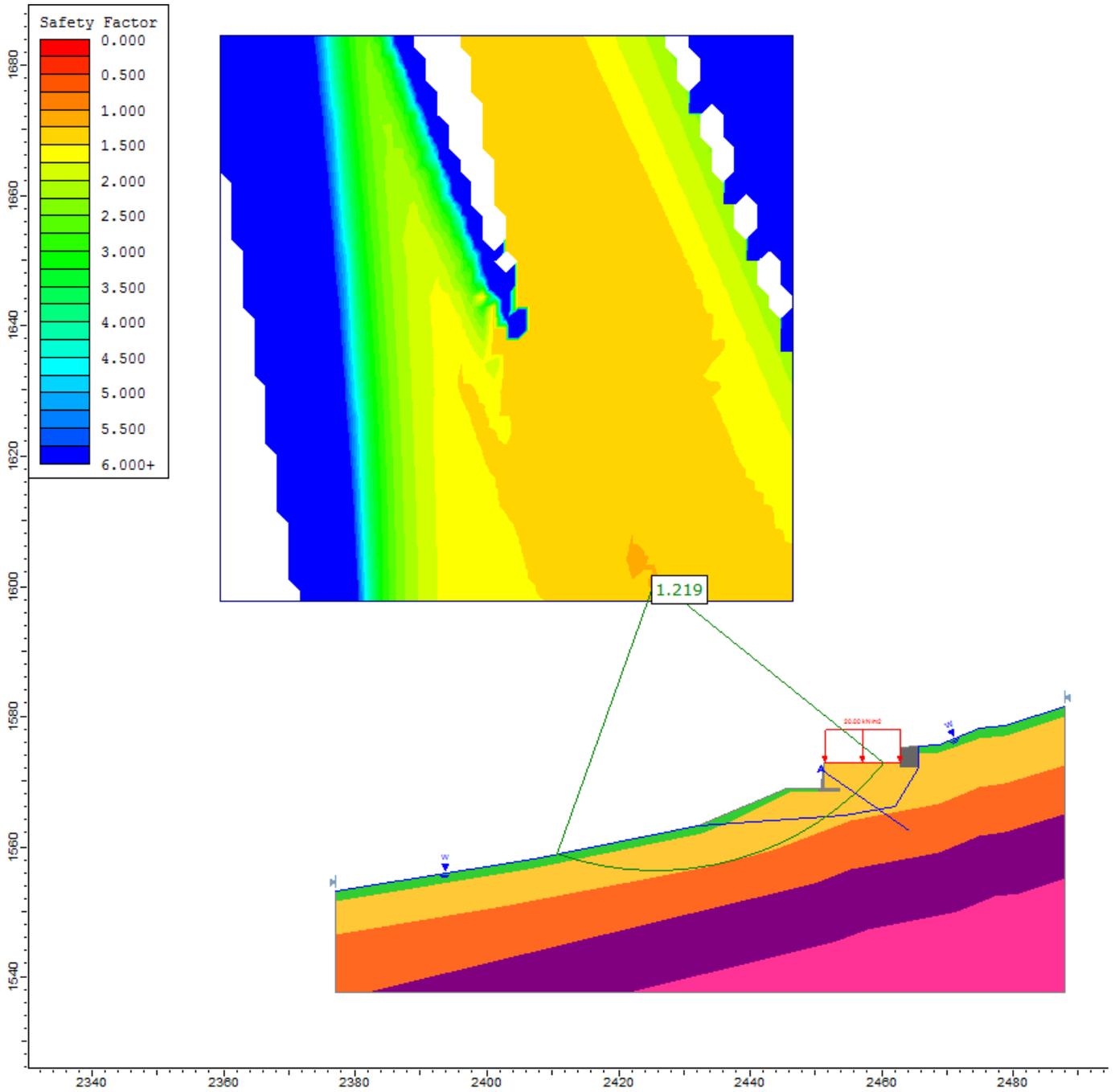


Figura 122. Metodo di Fellenius

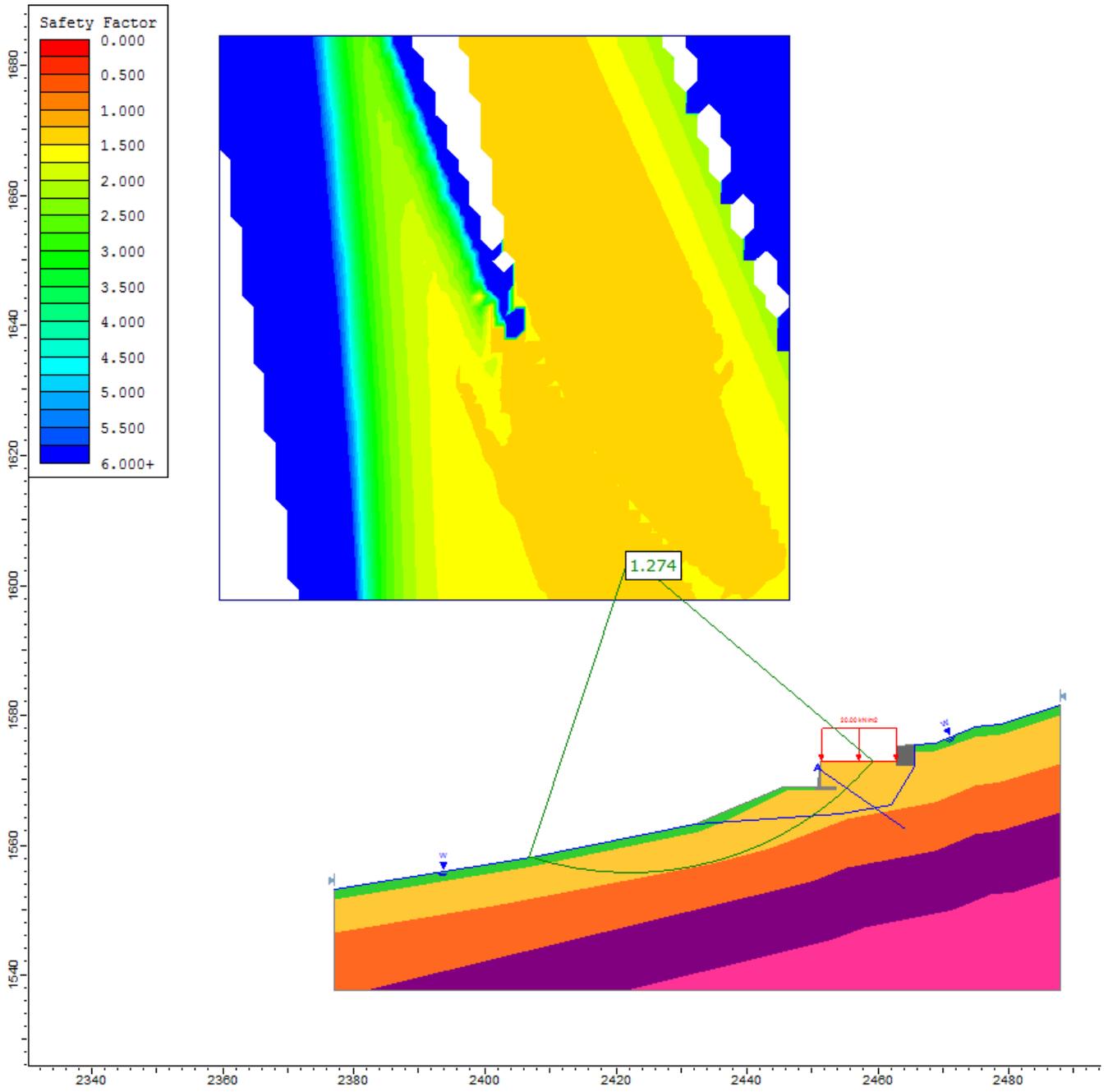
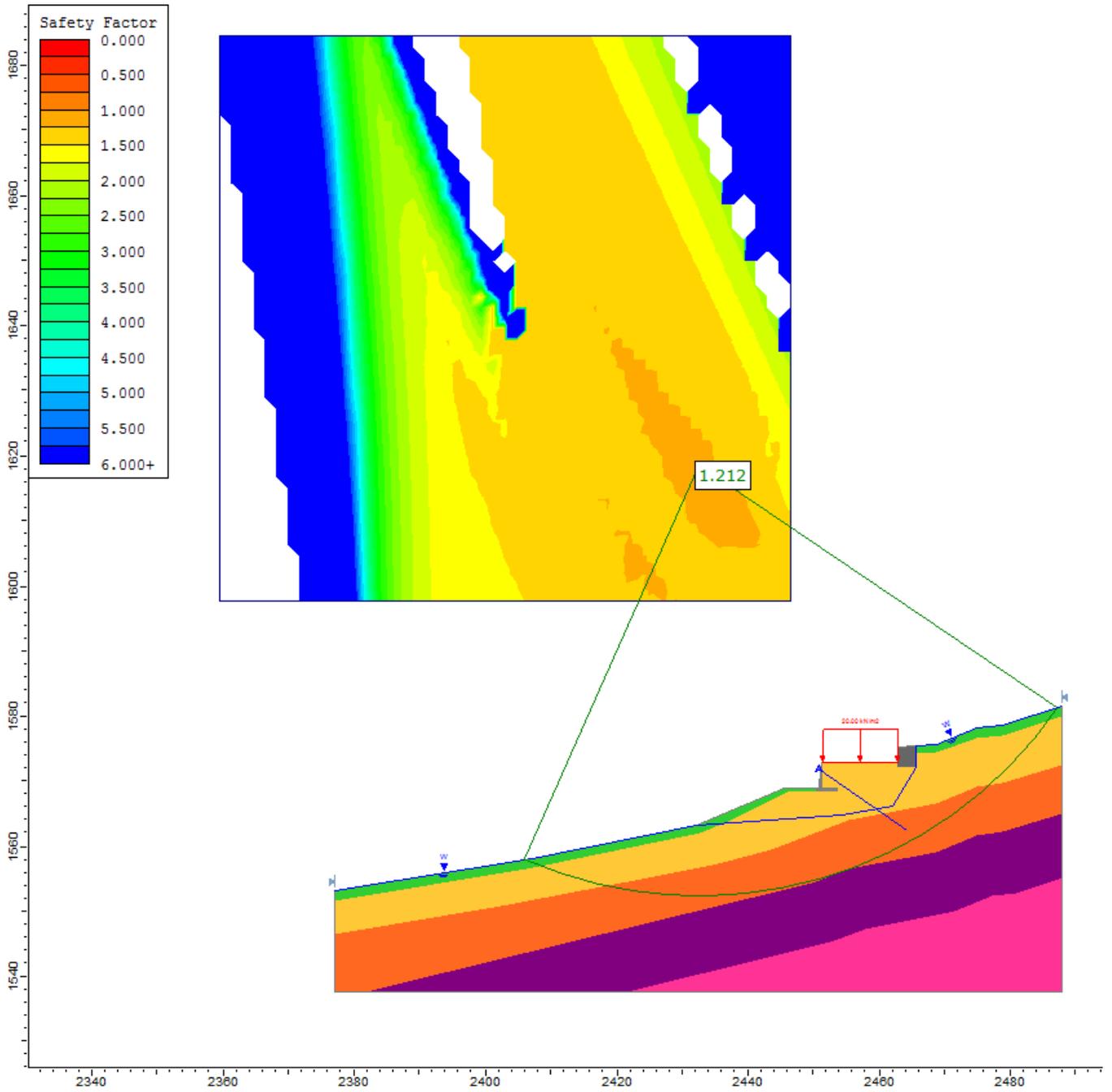


Figura 123. Metodo di Bishop



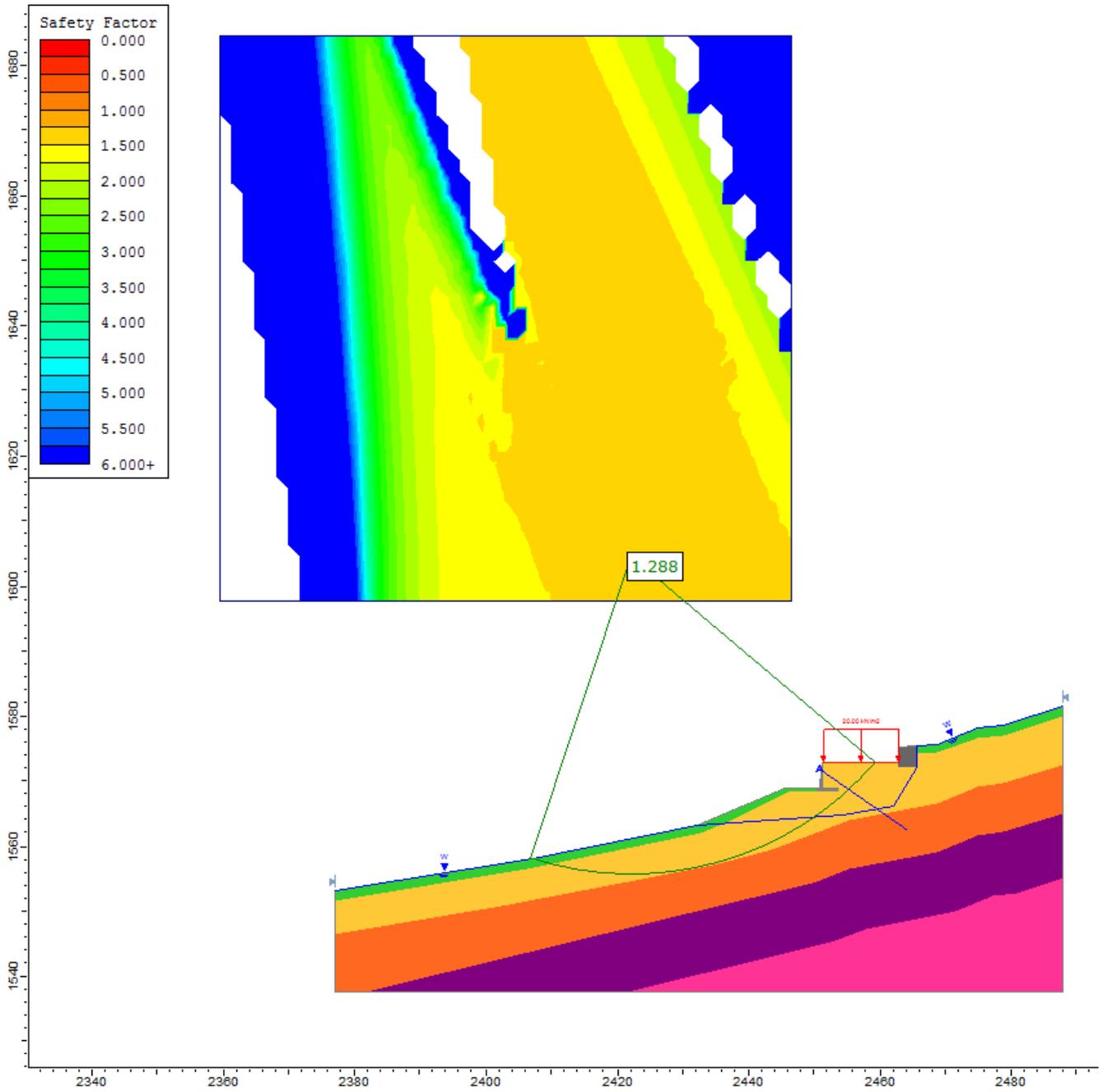


Figura 125. Metodo di Jambu rigoroso

7. Conclusioni

È stata studiata la frana avvenuta a Civiasco(VC), lungo la S.P.78, nei giorni 14 e 15 novembre 2014.

L'evento franoso si è verificato in seguito ad abbondanti ed intense precipitazioni che hanno investito il sito nei giorni precedenti. L'area interessata è già stata colpita in passato da fenomeni analoghi, pertanto l'obiettivo non è solo quello di ripristinare la viabilità interrotta, ma è fondamentale mettere in sicurezza il versante.

Grazie alle indagini svolte in sito è stato possibile ricostruire la sezione stratigrafica da analizzare che viene ubicata in corrispondenza della frana e lungo la linea di massima pendenza del pendio. Le indagini a disposizione sono due sondaggi (abbinati a prova SPT) e tre MASWvs30; dal confronto dei dati ottenuti è stato possibile distinguere cinque strati di terreno ed i rispettivi parametri di resistenza:

- strato 1: terreno vegetale;
- strato 2a: aerato;
- strato 2b: coperture sciolte;
- strato 3: frammenti di roccia in matrice sciolta;
- strato 4: bedrock.

Grazie al monitoraggio che ARPA Piemonte effettua sull'intero territorio regionale, è stato possibile analizzare i dati delle precipitazioni della zona e stabilire che proprio queste ultime sono state la causa del dissesto. Inoltre i tecnici ARPA hanno stabilito che la falda si trova 5,16m al di sotto del P.C.

Dopo aver studiato il caso e realizzato un modello della sezione stratigrafica, sono state effettuate le analisi di stabilità a ritroso (Back Analysis). Lo scopo di queste è tarare i parametri del modello o, nel nostro caso, verificare che i parametri ipotizzati fossero effettivamente quelli reali. Sono state eseguite due Back Analysis diverse:

- innalzamento livello di falda: si procede alzando il livello della falda fino a quando non si mobilita la frana. Nel caso in esame il cinematicismo si è verificato con falda prossima al P.C.;
- saturazione dall'alto: dato che le piogge sono state intense ma di breve durata, potrebbe esserci il dubbio che non abbiano avuto il tempo di penetrare in profondità ed innalzare la falda. Dunque la seconda ipotesi è che sia avvenuta una saturazione dall'alto del terreno. La frana si è mobilitata per uno spessore di terreno saturo pari a 2m.

Entrambi gli scenari di Back Analysis hanno confermato che i parametri ipotizzati erano corretti.

Infine per chiudere il capitolo sulle analisi di stabilità vengono effettuate le analisi in condizioni ordinarie che, come ci si aspettava, hanno stabilito che se non vi sono alterazioni della falda o delle pressioni interstiziali, il pendio risulta stabile.

Dopo aver verificato il modello, è stata studiata una proposta di intervento per ripristinare la viabilità interrotta e per mettere in sicurezza il versante (dalle analisi è emerso che se non venissero effettuati interventi al versante, nel caso si ripresentassero le condizioni climatiche del novembre 2014, potrebbe verificarsi un nuovo dissesto). L'intervento di ripristino consiste in un muro a mensola in c.a. dotato di tiranti di ancoraggio. Tale opera ha il compito di sostituire l'originaria scogliera di massi crollata durante la frana. Il muro viene verificato sia esternamente che strutturalmente, inoltre si effettua la verifica di stabilità globale dello stesso, in condizioni di progetto.



Per garantire invece la stabilità globale nel tempo del versante, viene proposto un sistema di microdreni sub-orizzontali realizzati su due livelli. Lo scopo dei dreni è quello di evitare un aumento delle pressioni interstiziali a monte del muro.

Il progetto si chiude con l'analisi di stabilità globale del versante che conferma la stabilità del pendio anche nel caso di nuovo aumento dei livelli di falda.

In conclusione si può dire che nel caso in cui l'instabilità sia dovuta alla pressione dell'acqua, non è tanto importante realizzare un'opera di sostegno, quanto è fondamentale ridurre le pressioni interstiziali con un buon sistema di drenaggio. Molto importante è effettuare un controllo periodico sul corretto funzionamento dei dreni perché nel caso dovessero perdere efficienza, il sistema potrebbe non garantire più la stabilità.

Allegati

- ALLEGATO 1: SCHEDA TECNICA TIRANTE DI ANCORAGGIO.

Tavole

- TAVOLA 1a – CARTA GEOLOGICA E GEOMORFOLOGICA (parte NORD);
- TAVOLA 1b – CARTA GEOLOGICA E GEOMORFOLOGICA (parte SUD);
- TAVOLA 1c – CARTA GEOLOGICA E GEOMORFOLOGICA (Legenda);
- TAVOLA 2 – UBICAZIONE SEZIONE INDAGATA, STENDIMENTI STRATIGRAFICI E SONDAGGI;
- TAVOLA 3 – SEZIONE SISMICA (Comune di Civiasco – S.P. 78 – Loc. Boracca);
- TAVOLA 4 – SEZIONE STRATIGRAFICA;
- TAVOLA 5 – DISTINTA DEI FERRI MURO DI SOSTEGNO IN CEMENTO ARMATO;
- TAVOLA 6 – PROGETTO INTERVENTO DI DRENAGGIO.

Bibliografia

- Analisi critica di modelli previsionali per le frane in Emilia Romagna*, Franceschini S;
- Analisi di stabilità del versante a valle di frazione Dosso in Alagna Valsesia*, Renzo Sola, 2013;
- Analisi, Valutazione e Mitigazione del Rischio Idrogeologico (AVAMIRI) Master Universitario di II livello Università degli Studi di Udine – Facoltà di Ingegneria*, Slide, Sebastiano Rampello;
- Atlante dei centri abitati instabili piemontesi*, ARPA Piemonte;
- Carta geologica d'Italia*;
- DocFotografica_novembre2014*, Cavagnino 2014;
- Fondazioni*, R. Lancellotta J. Calavera, McGraw-Hill, Italia, 1999;
- Fondazioni*, Slide, Prof. Marta Castelli, 2015;
- Frane superficiali indotte dalle precipitazioni*, Lanni;
- Geotecnica*, Renato Lancellotta, Zanichelli, Bologna, 2012;
- Guida all'Eurocodice 7: progettazione geotecnica - EN 1997-1*, Frank, Roger, Facciorusso, Johann, EPC, Roma, 2012;
- Indagini e Caratterizzazione Geotecnica*, Slide, lezione 10;
- Linee Guida per indagini geofisiche*, Associazione Società di Geofisica (ASG);
- Progettazione geotecnica secondo l'Eurocodice 7 (UNI EN 1997) e le norme tecniche per le costruzioni (NTC 2008)*, R. Lancellotta, D. Costanzo, S. Foti, Hoepli, Milano, 2011;
- Relazione illustrativa delle indagini svolte: Indagini geognostiche relative alla frana attiva sulla S.P. 78 "loc. Boracca, Ronco e Machetto" in provincia di Vercelli*. Dott. Geol. Giovanni Cavagnino; Borgosesia novembre 2016;
- ReRcoMf, Comune di Civiasco (VC), inclinometro fisso S8CIVA0*; ARPA Piemonte;
- Stabilità degli scavi e opere di sostegno*, Slide, Prof. Monica Barbero, 2016;
- Stima dei parametri geotecnici in geofisica applicata*, Dario Flaccovio editore, Francesco Roccaforte – Caterina Cucinotta, maggio 2015.

Sitografia

www.agperforazioniescavi.it (data ultima consultazione 14/10/2017);
www.arpa.piemonte.gov.it/; (data ultima consultazione 15/10/2017);
www.arpa.vda.it (data ultima consultazione 15/10/2017);
www.comune.civiasco.vc.it (data ultima consultazione 15/09/2017);
www.geologicambiente.com (data ultima consultazione 16/10/2017);
www.geotecnicatoscana.it (data ultima consultazione 20/09/2017);
www.google.it/maps (data ultima consultazione 9/09/2017);
www.irpi.to.cnr.it (data ultima consultazione 2/09/2017);
www.noncicredo.org/wwwajont/la_storia/piezometri.html#up (data ultima consultazione 30/09/2017);
www.planat.ch (data ultima consultazione 2/10/2017);
www.provincia.lecco.it (data ultima consultazione 15/09/2017);
www.provincia.torino.gov.it/; (data ultima consultazione 25/09/2017);
www.regione.piemonte.it/; (data ultima consultazione 20/09/2017);
www.regione.vda.it (data ultima consultazione 15/10/2017);
web.tiscali.it (data ultima consultazione 17/10/2017).

Indice delle figure

Figura 1. Terminologia internazionale delle frane (<i>Barbero, 2016</i>)	6
Figura 2. Esempio frana da crollo (<i>www.provincia.lecco.it</i>)	7
Figura 3. Esempio frana da ribaltamento (<i>web.tiscali.it</i>)	8
Figura 4. Esempio frana da scivolamento (<i>www.planat.ch</i>)	8
Figura 5. Esempio frana per espansione laterale (<i>Prof. Capponi</i>)	9
Figura 6. Esempio frana da colamento o colata (<i>Barbero, 2016</i>)	10
Figura 7. DGPV del versante meridionale della 'Croix de Fana' (<i>www.regione.vda.it</i>)	11
Figura 8. Meccanismi di rottura per frane profonde a cinematismo lento (in alto), e rapide e imprevedibili frane superficiali (in basso). Le frane superficiali, diversamente dalle frane "lente", non manifestano segni di collasso propedeutici all'innesco e successiva propagazione verso valle. (<i>Lanni</i>)	12
Figura 9. Frana di Sarno (<i>Lanni</i>)	13
Figura 10. Frana di Messina (<i>Lanni</i>)	13
Figura 11. Frana di Genova (<i>Lanni</i>)	14
Figura 12. Campionatore doppio (<i>Castelli, 2015</i>)	20
Figura 13. Casette catalogatrici (<i>Castelli, 2015</i>)	21
Figura 14. Esecuzione prova SPT (<i>Castelli 2015</i>)	23
Figura 15. Esempio risultati prova SPT (<i>Castelli 2015</i>)	24
Figura 16. Stima di φ' da DR (<i>Castelli 2015</i>)	26
Figura 17. Esempio dromocrona (<i>www.geologicambiente.com</i>)	28
Figura 18. Esempio di andamento del livello di falda in un periodo di 11 anni, rilevata da un piezometro (<i>www.arpa.vda.it</i>)	29
Figura 19. Piezometro a tubo aperto (<i>Castelli, 2015</i>)	30
Figura 20. Piezometro tipo Casagrande (<i>www.noncicredo.org</i>)	31
Figura 21. Piezometro tipo Bishop (<i>Castelli, 2015</i>)	31
Figura 22. Celle piezometriche (<i>Castelli, 2015</i>)	32
Figura 23. Scelta del piezometro (<i>Castelli, 2015</i>)	32
Figura 24. Schema posizionamento inclinometro (<i>www.geotecnicatoscana.it</i>)	33
Figura 25. Direzione ed intensità dello spostamento (<i>www.irpi.to.cnr.it</i>)	34
Figura 26. Frana vista dal lato di Civiasco (<i>Cavagnino, 2014</i>)	35
Figura 27. Frana vista dal lato di Arola (<i>Cavagnino, 2014</i>)	35
Figura 28. Frana vista dal lato di Arola (<i>Cavagnino, 2014</i>)	36
Figura 29. Localizzazione Comune di Civiasco (<i>www.comune.civiasco.vc.it</i>)	36
Figura 30. Frana vista dal lato di Civiasco (<i>Cavagnino, 2014</i>)	37
Figura 31. Localizzazione località Boracca	38
Figura 32. La fotografia mostra i rifacimenti parziali dei muri in pietra e le opere di sostegno in calcestruzzo costruite per ripristinare la viabilità delle due strade a tratti franate durante l'evento del novembre 1951. La casa al centro della foto venne gravemente lesionata dai movimenti del terremoto in quegli anni. Attualmente sono visibili lesioni diffuse ai manufatti e, in primo piano, lesioni al manto stradale, che sono il sintomo di un continuo molto lento movimento in atto. (<i>ARPA Piemonte</i>)	40

Figura 33. SCHEMA STRUTTURALE (estratto da F.30 "Varallo" della Carta Geologica d'Italia)	43
Figura 34. SCHEMA STRUTTURALE (estratto da F.30 "Varallo" della Carta Geologica d'Italia)	44
Figura 35. Ubicazione area di studio. (Estratto tavola 1c)	46
Figura 36. Ubicazione indagini sismiche a rifrazione. (Estratto Tavola 2).....	50
Figura 37. Sismografo (Cavagnino, 2016).....	51
Figura 38. Dispersione onde di superficie (Cavagnino, 2016).....	53
Figura 39. Acquisizione multicanale (a destra) e sismogramma multicanale (sinistra). (Cavagnino, 2016)...	54
Figura 40. Estratto NTC-08: Categorie di sottosuolo.....	57
Figura 41. Estratto NTC-08: Categorie topografiche	58
Figura 42. Stazione di Varallo (ARPA Piemonte).....	59
Figura 43. Quantità di pioggia caduta nel mese di novembre dal 2010 al 2014.....	61
Figura 44. Planimetria Comune di Civiasco (estratto CTR).....	62
Figura 45. Ubicazione foro S1.....	63
Figura 46. Andamento dello spostamento con la profondità rilevato dall'inclinometro (ARPA Piemonte) ...	64
Figura 47. Sondaggio S1 (parte 1) (ARPA Piemonte)	65
Figura 48. Sondaggio S1 (parte 2) (ARPA Piemonte)	66
Figura 49. Sondaggio S1 (parte 3) (ARPA Piemonte)	67
Figura 50. Sondaggio S1 (parte 4) (ARPA Piemonte)	68
Figura 51. Inquadramento Civiasco da SIFraP (ARPA Piemonte).....	69
Figura 52. Legenda inquadramento Civiasco (ARPA Piemonte).....	70
Figura 53. Individuazione della sezione indagata (Estratto Tavola 2).....	72
Figura 54. Cortile privato ed autorimessa intercettati dalla sezione (www.google.it/maps).....	73
Figura 55. S.P. 78 prima del verificarsi della frana (www.google.it/maps).....	73
Figura 56. S.P. 78 a frana avvenuta (Cavagnino, 2014).....	73
Figura 57. Sezione della S.P. 78	74
Figura 58. Andamento del peso di volume saturo con la profondità in funzione di V_s (Roccaforte, 2015) ...	76
Figura 59. Correlazione peso di volume - V_p per tipi di terreno (Roccaforte, 2015)	77
Figura 60. Andamento della resistenza al taglio drenata (c' e ϕ') in funzione di V_s (Roccaforte, 2015)	77
Figura 61. Suddivisione in conci (Barbero, 2016)	79
Figura 62. Schema forze agenti sul concio (Barbero, 2016)	80
Figura 63. Schema adottato per la Back Analysis.....	84
Figura 64. Legenda colori.....	84
Figura 65. Metodo di Fellenius	85
Figura 66. Metodo di Bishop	86
Figura 67. Metodo di Jambu semplificato	87
Figura 68. Metodo di Jambu rigoroso	88
Figura 69. Schema adottato per la Back Analysis.....	90
Figura 70. Legenda colori.....	91
Figura 71. Metodo di Fellenius	92
Figura 72. Metodo di Bishop	93

Figura 73. Metodo di Jambu semplificato	94
Figura 74. Metodo di Jambu rigoroso	95
Figura 75. Sezione adottata per l'indagine in questione	97
Figura 76. Metodo di Fellenius	98
Figura 77. Metodo di Bishop	99
Figura 78. Metodo di Jambu semplificato	100
Figura 79. Metodo di Jambu rigoroso	101
Figura 80. Schema adottato per l'analisi in presenza di acqua	103
Figura 81. Metodo di Fellenius	104
Figura 82. Metodo di Bishop	105
Figura 83. Metodo di Jambu semplificato	106
Figura 84. Metodo di Jambu rigoroso	107
Figura 85. Schema adottato per l'analisi in presenza di acqua	109
Figura 86. Metodo di Fellenius	110
Figura 87. Metodo di Bishop	111
Figura 88. Metodo di Jambu semplificato	112
Figura 89. Metodo di Jambu rigoroso	113
Figura 90. Tabella 6.2.I da <i>NTC-08</i>	117
Figura 91. Tabella 6.2.II da <i>NTC-08</i>	117
Figura 92. Tabella 6.5.I da <i>NTC-08</i>	117
Figura 93. Tabella 6.8.I da <i>NTC-08</i>	118
Figura 94. Predimensionamento muro a mensola	119
Figura 95. Schema statico adottato.....	121
Figura 96. Spinte muro di sostegno.....	122
Figura 97. Estratto tabella di Vesic (<i>Castelli, 2015</i>)	125
Figura 98. Geometria del muro di sostegno.....	128
Figura 99. Spinte agenti su BC	128
Figura 100. Sollecitazioni agenti sulla mensola BC.....	130
Figura 101. Estratto della circolare applicativa delle <i>NTC-08</i>	136
Figura 102. Forze agenti su BE.....	139
Figura 103. Estratto della circolare applicativa delle <i>NTC2008</i>	143
Figura 104. Schema generale degli elementi costituenti un tirante (<i>Barbero, 2016</i>)	144
Figura 105. Tabella da cui è stato estratto il valore di α (<i>Barbero, 2016</i>)	145
Figura 106. Grafico dell'andamento di q_s (<i>Barbero, 2016</i>).....	146
Figura 107. Tabella per la scelta dell'andamento di q_s da analizzare (<i>Barbero, 2016</i>).....	146
Figura 108. Estratto dalle <i>NTC2008</i>	147
Figura 109. Estratto dalle <i>NTC2008</i>	147
Figura 110. Schema adottato per l'analisi	149
Figura 111. Legenda colori	150
Figura 112. Metodo di Bishop	151

Figura 113. Distribuzione pressioni idrauliche (<i>Barbero, 2016</i>).....	152
Figura 114. Esempio sbocco di tubi drenanti da un'opera di sostegno (www.agperforazioniescavi.it).....	154
Figura 115. Schema posizionamento dreni in un pendio indefinito (<i>Barbero, 2016</i>).....	155
Figura 116. Estratto Tavola 6.....	157
Figura 117. Stima di l (<i>Barbero, 2016</i>).....	158
Figura 118. Stima di S/L (<i>Barbero, 2016</i>).....	158
Figura 119. Stima di X_{pd} (<i>Barbero, 2016</i>).....	159
Figura 120. Schema adottato per l'analisi.....	160
Figura 121. Legenda colori.....	161
Figura 122. Metodo di Fellenius.....	162
Figura 123. Metodo di Bishop.....	163
Figura 124. Metodo di Jambu semplificato.....	164
Figura 125. Metodo di Jambu rigoroso.....	165

Indice delle tabelle

Tabella 1. Classificazione delle frane in base al tipo di movimento e al tipo di materiale (<i>Barbero, 2016</i>)	6
Tabella 2. Classificazione delle frane in base alla velocità di movimento (<i>Barbero, 2016</i>).....	7
Tabella 3. Classificazione dell'evento piovoso in base alla quantità di acqua caduta.....	16
Tabella 4. Stratigrafia sondaggio S3. (<i>Cavagnino, 2016</i>)	46
Tabella 5. Accelerazione orizzontale in zona sismica (<i>Cavagnino, 2016</i>).....	51
Tabella 6. Velocità delle onde 'p' ed 's' in base al tipo di terreno (<i>Cavagnino, 2016</i>).....	55
Tabella 7. Velocità delle onde 'p' ed 's' registrate in sito (<i>Cavagnino, 2016</i>).....	55
Tabella 8. Precipitazioni a Varallo nel periodo antecedente la frana.....	60
Tabella 9. Stratigrafia del terreno	75
Tabella 10. Velocità di propagazione delle onde nei vari strati	75
Tabella 11. Valori di γ_0 per tipi di terreno (<i>Roccaforte, 2015</i>).....	76
Tabella 12. Parametri del terreno	78
Tabella 13. Parametri del terreno corretti con la Back Analysis	83
Tabella 14. Fattori di sicurezza ottenuti dalla Back Analysis con innalzamento falda	89
Tabella 15. Fattori di sicurezza ottenuti dalla Back Analysis con saturazione dall'alto	96
Tabella 16. Fattori di sicurezza in assenza di falda	102
Tabella 17. Quota di falda (<i>ARPA Piemonte</i>)	103
Tabella 18. Fattori di sicurezza in presenza di falda	108
Tabella 19. Fattori di sicurezza nelle condizioni ordinarie limite	114
Tabella 20. Parametri relativi al terreno	116
Tabella 21. Parametri relativi al muro di sostegno.....	116
Tabella 22. Condizioni di carico stradale	116
Tabella 23. Verifiche geotecniche	118
Tabella 24. Tensioni geostatiche del terreno	121
Tabella 25. Sollecitazione muro di sostegno	123
Tabella 26. Tensioni agenti.....	127
Tabella 27. Sollecitazioni agenti su BC.....	129
Tabella 28. Bracci delle forze verticali	130
Tabella 29. Bracci delle forze.....	131
Tabella 30. Bracci delle forze verticali	134
Tabella 31. Bracci delle sollecitazioni agenti	134
Tabella 32. Sollecitazioni agenti	137
Tabella 33. Sollecitazioni verticali.....	138
Tabella 34. Bracci delle sollecitazioni verticali	138
Tabella 35. Sollecitazioni verticali.....	142
Tabella 36. Parametri del terreno corretti come da normativa	149
Tabella 37. Parametri dimensionali dei microdreni	159
Tabella 38. Parametri del terreno corretti come da normativa	160
Tabella 39. Fattori di sicurezza ottenuti	161



Ringraziamenti

Un doveroso ringraziamento è rivolto a coloro che mi sono stati di aiuto nella stesura della presente tesi:

la Prof.ssa Ing. Monica Barbero per la disponibilità durante le consulenze, per i preziosi consigli fornitimi e per il tempo dedicato a correggere e migliorare la tesi;

il Dott. Geol. Giovanni Cavagnino per il materiale che gentilmente mi ha fornito, per la disponibilità a chiarire dubbi e rispondere a domande;

infine un ringraziamento particolare è per la mia famiglia che mi ha sostenuto moralmente ed economicamente non solo durante il periodo di redazione della tesi ma durante tutti questi anni di studi.

Valerio Rinaldo