

Facoltà di Ingegneria

Corso di Laurea in Ingegneria per l'Ambiente e il Territorio

Tesi di Laurea  
in  
Consolidamento dei Terreni

**ANALISI DELL'EVENTO FRANOSO  
SULLA STRADA STATALE n°63 DEL CERRETO  
IN LOCALITA' PIAGNETO DI COLLAGNA (RE)**

Tesi di Laurea di:

Michele Rosi

Relatore:

Prof. Ing. Guido Gottardi

Correlatori:

Prof. Ing. Gianfranco Marchi

Dott. Ing. Daniele Mingozzi

Dott. Geol. Gianluca Benedetti





*Alla mia famiglia,  
e a Silvia.*



# INDICE

<b>PREMESSA E OBIETTIVI .....</b>	<b>1</b>
<b>PARTE I.....</b>	<b>3</b>
<b>Premessa .....</b>	<b>5</b>
<b>1. TERRENI, ROCCE E LORO COMPORTAMENTO.....</b>	<b>7</b>
Introduzione.....	8
1.1 La meccanica delle terre .....	8
1.1.1 Comportamento dei terreni sabbiosi.....	15
1.1.2 Comportamento dei terreni argillosi.....	19
Comportamento delle argille sovraconsolidate (OC).....	27
Scelta dei parametri di resistenza .....	28
1.1.3 Resistenza drenata residua nei suoli coesivi.....	29
1.2 La meccanica delle rocce.....	36
1.3 Le spinte nei terreni .....	38
1.3.1 Stato tensionale delle terre e analisi delle spinte .....	38
Tensioni Litostatiche .....	39
Spinta Attiva e Passiva .....	40
1.3.2 Spinta delle terre sulle opere di sostegno .....	49
<b>2. LE FRANE E IL PROBLEMA DELL'INSTABILITA' DEI</b>	
<b>PENDII .....</b>	<b>53</b>
2.1 Le frane.....	54
2.2 Caratterizzazione di un sito: indagini geologiche e geotecniche.....	58
2.2.1 Sondaggi geognostici.....	62
2.2.2 Prove di resistenza .....	65
2.2.3 Indagini sismiche.....	66
2.2.4 Prove di laboratorio .....	70
2.2.5 Inclinatori e piezometri.....	73
2.2.6 Scansione laser scanner .....	75
2.2.7 Monitoraggio con stazione totale .....	78
2.2.8 Rilievi geomeccanici .....	79
2.3 Analisi di stabilità.....	92
2.3.1 Analisi al Pendio Indefinito .....	93
2.3.2 Analisi al pendio limitato, Metodi dei Conci e dei Cunei .....	96
2.3.3 Peculiarità dei metodi dei cunei e dei conci .....	109
2.3.4 Back analysis .....	111
2.4 Verifiche di stabilità secondo NTC del 2008 .....	112
2.4.1 Verifiche in condizioni statiche.....	113
2.4.2 Verifiche in condizioni sismiche .....	115
2.5 Interventi di consolidamento e ipotesi alternative.....	122
2.5.1 Interventi per il consolidamento dei versanti .....	123
2.5.2 Soluzioni alternative .....	134
2.5.3 Dimensionamento di un muro di sostegno .....	140

<b>PARTE II .....</b>	<b>147</b>
<b>Premessa .....</b>	<b>149</b>
<b>3. FRANA DEL CERRETO: CARATTERIZZAZIONE DEL</b>	
<b>CASO STUDIO .....</b>	<b>151</b>
3.1 Notizie storiche sul tracciato stradale e sulla instabilità del versante .....	152
3.2 Indagini geognostiche del 2001 .....	157
3.2.1 Inquadramento geologico, geomorfologico e idrogeologico .....	160
3.2.2 Sondaggi, colonne stratigrafiche e sezioni geologiche .....	163
3.2.3 Caratterizzazione geotecnica.....	165
3.2.4 Monitoraggio inclinometrico e piezometrico.....	166
3.2.5 Analisi di stabilità .....	167
3.2.6 Sintesi e conclusioni.....	168
3.2.7 Ipotesi di intervento .....	169
3.3 Evento franoso dell'inverno 2008.....	171
3.3.1 Descrizione dell'evento e documentazione fotografica .....	171
3.3.2 Analisi dell'evento: cause mobilitanti e caratteristiche del movimento franoso	
.....	176
3.3.3 Interventi di somma urgenza: riapertura vecchio tracciato .....	180
<b>4. INDAGINI GEOGNOSTICHE 2009.....</b>	<b>185</b>
Introduzione .....	186
4.1 Programmazione delle indagini .....	187
4.2 Studio del movimento franoso .....	192
4.2.1 Sopralluoghi di analisi del movimento franoso .....	192
4.2.2 Sondaggi geognostici e installazione della strumentazione geotecnica.....	197
4.2.3 Letture inclinometriche e piezometriche.....	201
4.2.4 Monitoraggio con stazione totale.....	202
4.3 Studio delle macroinstabilità nei fronti rocciosi della parte alta del versante .....	206
4.3.1 Sopralluoghi e rilievi geomeccanici.....	206
4.3.2 Monitoraggio con stazione totale.....	216
<b>5. ANALISI E VERIFICHE DI STABILITA' .....</b>	<b>221</b>
Premessa.....	222
5.1 Costruzione della sezione geologica .....	223
5.2 Il software SLOPE/W .....	229
5.2.1 Metodi di calcolo .....	229
5.2.2 Caratteristiche e potenzialità del software .....	234
5.3 Analisi di stabilità .....	238
5.3.1 Analisi al Pendio Indefinito .....	238
5.3.2 Analisi con Metodi dei Conci e dei Cunei .....	242
5.3.3 Sintesi e conclusioni.....	254
5.4 Verifiche di stabilità secondo Normativa Tecnica delle Costruzioni (NTC) 2008..	257
5.4.1 Verifiche in condizioni statiche .....	257
5.4.2 Verifiche in condizioni sismiche non drenate.....	264
5.4.2 Verifiche in condizioni sismiche drenate.....	270
5.4.3 Sintesi e conclusioni.....	272

5.5	Revisione delle Analisi di stabilità .....	280
5.5.1	Correzione della sezione geologica .....	281
5.5.2	Analisi sulla nuova sezione .....	285
<b>6.</b>	<b>IPOTESI DI INTERVENTO .....</b>	<b>287</b>
	Premessa .....	288
6.1	Ipotesi di consolidamento .....	288
6.1.1	Consolidamento del tracciato di variante .....	288
6.1.2	Sistemazione del tracciato storico .....	300
6.2	Individuazione di tracciati alternativi .....	303
6.2.1	Tracciato su viadotto .....	303
6.2.1	Tracciato in galleria .....	313
	<b>CONCLUSIONI.....</b>	<b>319</b>
	<b>BIBLIOGRAFIA .....</b>	<b>323</b>
	<b>RINGRAZIAMENTI .....</b>	<b>325</b>



# PREMESSA E OBIETTIVI

Il presente elaborato nasce da un tirocinio formativo svolto presso la società di Ingegneria En.ser. S.r.l. di Faenza, vertente sulla problematica delle frane e dell'instabilità dei pendii.

Alla base della scelta dell'argomento, nonché della realtà nella quale operare, il personale interesse in materia di difesa del suolo e tutela del territorio, che già nel corso della laurea triennale mi aveva portato ad occuparmi di rischio idrogeologico nell'ambito di una collaborazione con l'Unità Operativa Protezione Civile e Difesa del suolo della Provincia di Modena.

La En.ser S.r.l. è una società che opera principalmente nei settori dell'ingegneria geotecnica, strutturale e infrastrutturale, con particolare specializzazione nelle opere civili in cui un ruolo importante è giocato dall'interazione terreno-struttura (fondazioni, palificate, diaframmi, palancole, gallerie, viadotti e ponti, rilevati, strade).

Tra i lavori attualmente seguiti, si è scelto come oggetto del tirocinio lo studio del movimento franoso verificatosi nel dicembre 2008 sulla strada statale SS 63 del Cerreto, in località Piagneto di Collagna (RE). Il fenomeno di versante in questione consiste in un movimento in terra innescato da prolungate condizioni meteorologiche avverse, che ha causato il completo crollo del rilevato stradale in prossimità del passo appenninico del Cerreto; tale evento ha rappresentato una riattivazione di un fenomeno già noto, osservato da alcuni decenni e aggravatosi negli ultimi anni.

Sul versante interessato dalla frana, già oggetto di indagini e studi dal 2001 al 2003 (svolti da Enser S.r.l. per conto del compartimento Anas S.p.a. di Bologna), è stata disposta una nuova ed approfondita campagna geognostica a seguito dell'evento del 2008, coordinata dal Servizio Tecnico di Bacino degli Affluenti del Po; di essa la En.Ser. S.r.l. segue nello specifico i rilievi geomeccanici, e collabora con le altre parti coinvolte nell'interpretazione dei dati di monitoraggio e nella caratterizzazione geotecnica dell'area.

E' all'interno di questa collaborazione che è stato possibile seguire la prima fase delle indagini, partite nel settembre 2009, e finalizzate ad un'analisi più dettagliata dell'intera area, tale da consentire una migliore valutazione dei fenomeni di instabilità in atto, e propedeutica allo studio degli interventi di consolidamento.

Gli obiettivi che la tesi si pone sono in primo luogo di approfondire i principali fondamenti teorici della geotecnica e della meccanica delle rocce, materie alla base di ogni studio che si occupi di terreni e di problemi di stabilità dei versanti; in secondo luogo, con il presente elaborato si vogliono esaminare nel dettaglio le indagini e le attività messe in atto per l'analisi

dei movimenti franosi, studi finalizzati ad una loro caratterizzazione, e preliminari alla ricerca di possibili interventi.

Per quanto riguarda gli studi teorici, essi sono indirizzati in particolare all'approfondimento del comportamento dei terreni, dal momento che la principale instabilità interessa un deposito detritico argilloso, avente quindi le caratteristiche di una terra. Saranno esaminate le proprietà geotecniche delle argille, e studiato il loro comportamento in relazione ai fenomeni di instabilità dei versanti e alle spinte sulle opere di presidio.

Relativamente alle attività di analisi dei movimenti franosi, si vuole invece porre l'attenzione sulle tecniche di indagine geologica e geotecnica utilizzate per la caratterizzazione del versante oggetto di studio, nonché sugli strumenti che si hanno a disposizione per l'esame delle condizioni di stabilità dei versanti: le analisi e le verifiche di stabilità.

Alla luce dei risultati raccolti, in conclusione saranno individuate e valutate varie ipotesi di intervento per l'area in questione, concludendo così ad un livello applicativo il percorso conoscitivo illustrato.



# **PARTE I**



# Premessa

All'interno della presente sezione vengono presentati sinteticamente i principali fondamenti teorici utili per un'introduzione alle problematiche oggetto di studio: le frane e l'instabilità dei pendii.

Innanzitutto è riportato un capitolo introduttivo prettamente teorico sulla geotecnica e la meccanica delle rocce, materie alla base di ogni studio che riguardi terreni e rocce: per il caso in oggetto di particolare interesse risulta il comportamento dei terreni, in quanto la principale instabilità interessa un deposito detritico avente le caratteristiche di una terra; tuttavia si ritiene opportuno riportare anche una breve trattazione relativa alle rocce perché da un lato si rileva la presenza di due substrati rocciosi in corrispondenza del corpo di frana, dalla cui degradazione ha avuto origine il deposito detritico, e dall'altro si individuano macroinstabilità su ammassi calcarei nella zona più a monte del medesimo versante, anch'esse di rilievo nell'ottica di uno studio delle ipotesi di consolidamento più opportune per l'intera area in questione.

A seguito della presentazione del comportamento dei terreni si riporta una trattazione specifica relativa alle spinte che le terre determinano sui versanti e sulle opere di consolidamento, base teorica per un approccio progettuale che si pone come obiettivo la stabilizzazione di pendii in frana.

Con queste premesse, nella seconda parte della sezione si giunge a focalizzare l'attenzione sulla problematica delle frane e dell'instabilità dei pendii, partendo da nozioni di base raccolte dalla letteratura in materia, e concentrando poi l'interesse sugli studi e le analisi messi in atto per la caratterizzazione di tali problematiche, nonché sulle scelte progettuali finalizzate ad una loro risoluzione.

Nello specifico, vengono presentate le tecniche di indagine geologica e geotecnica utilizzate per la caratterizzazione del versante oggetto di studio, che costituiscono nel loro insieme una soddisfacente base conoscitiva.

Sono poi descritti gli strumenti che si hanno a disposizione per lo studio delle condizioni di stabilità dei versanti, e per la modellizzazione del loro comportamento: le analisi e le verifiche di stabilità, dai loro fondamenti teorici agli aspetti più applicativi.

Infine sono illustrate sinteticamente le modalità di intervento che possono essere messe in atto al fine di consolidare un pendio, ancora una volta con particolare riferimento al caso oggetto di studio: in quest'ultima parte viene considerata la realizzazione di un nuovo tracciato

stradale come possibile ipotesi di intervento alternativo al consolidamento, nel caso in cui esso risulti eccessivamente impegnativo dal punto di vista tecnico o economico.

**CAPITOLO 1**

**TERRENI, ROCCE E LORO  
COMPORTAMENTO**

# Introduzione

La prima distinzione da operare ai fini di una caratterizzazione dei terreni è quella tra rocce lapidee, o comunemente “rocce”, e rocce sciolte, o “terre”.

Tale distinzione non è così netta come ci si potrebbe aspettare, essendovi molti terreni che presentano caratteristiche di transizione tra rocce e terre; ciò è originato dal fatto che le terre sono il risultato di processi di alterazione e disgregazione delle rocce, e di conseguenza il passaggio tra le due classi è graduale.

Il criterio di distinzione utilizzato nella definizione di terre e rocce prende in considerazione la disgregazione del materiale: le terre possono essere facilmente disgregate con operazioni manuali, con semplici mezzi meccanici o sotto l'azione dell'acqua; le rocce non vengono facilmente disgregate.

La scelta di caratterizzare un terreno come roccia o terra ha importanti ricadute sullo studio che ci si appresta ad affrontare, in quanto tali categorie presentano diverse modalità di descrizione, caratterizzazione e modellizzazione.

Particolarmente importante in tema di stabilità dei versanti è la modalità di schematizzazione del “mezzo” terreno, che può essere trattato come continuo o discontinuo. Le terre, nonostante la loro natura di aggregati, vengono inquadrare in schematizzazioni che partono dall'ipotesi di continuità; le rocce, al contrario, anche se virtualmente continue, mostrano un comportamento che è più corretto ricondurre al mezzo discontinuo, data la presenza di discontinuità di varia natura.

Riportiamo nel seguito una trattazione separata della caratterizzazione delle terre e delle rocce, nonché del loro comportamento; tali materie, così diverse tra loro, sono alla base di due separate discipline di studio, la meccanica delle terre e delle rocce.

## 1.1 La meccanica delle terre

La meccanica delle terre è la disciplina che si occupa dello studio del comportamento delle rocce sciolte, o terre, sotto varie condizioni di carico, dal peso proprio a carichi esterni.

Tale disciplina è alla base dell'Ingegneria Geotecnica, quella branca dell'Ingegneria Civile e Ambientale che si occupa di tutti gli aspetti riguardanti il terreno e la sua interazione con le strutture, in relazione alla progettazione e alla realizzazione di opere civili, industriali, e di difesa dell'ambiente dal rischio idrogeologico.

La complessità che caratterizza i terreni e il loro comportamento ha fatto sì che la meccanica delle terre si sia sviluppata inizialmente come disciplina sperimentale, e solo successivamente

abbia allargato il suo campo d'azione a studi teorici, nati dell'esigenza di definire modelli di comportamento per le terre.

I terreni sono aggregati naturali di minerali uniti da deboli forze di contatto, separabili con mezzi meccanici che richiedono poca energia o mediante agitazione in acqua.

Essi traggono origine dai processi di alterazione e disgregazione esercitati sulle rocce principalmente da agenti atmosferici, ma anche da agenti biologici.

Le azioni fisiche e chimiche apportate dagli agenti atmosferici sono legate, le prime a variazioni di temperatura e all'azione dell'acqua, le seconde a fenomeni di idratazione, dissoluzione, cementazione; tali processi contribuiscono principalmente a distruggere e trasformare le rocce, pur non mancando un'azione aggregatrice legata alla cementazione.

Le azioni biologiche apportate dall'attività batterica consistono invece in fenomeni di putrefazione e miscelazione di materiali organici con particelle minerali.

Questi processi determinano la formazione di un profilo di meteorizzazione, nel quale la roccia madre occupa la parte inferiore e più lontana dalla superficie, mentre il terreno quella più elevata. Quando il terreno rimane in sito viene definito residuale, mentre quando viene allontanato, formando depositi colluvionali e alluvionali, viene detto terreno trasportato.

I terreni sono materiali multifase, in quanto risultano costituiti da:

- Scheletro solido: formato dalle singole particelle minerali, solidi considerati indeformabili;
- Vuoti, pori o interstizi: spazi tra le singole particelle minerali che possono essere occupati da acqua, aria o altri gas.

Lo scheletro solido presenta una composizione chimica differente a seconda della roccia dalla quale deriva, e delle trasformazioni che essa ha subito: ritroviamo frammenti della roccia madre, materiali organici, sali, carbonati, ecc...

Le porosità influenzano in maniera indubbiamente rilevante le caratteristiche e il comportamento del terreno, a seconda della loro entità e distribuzione, e del loro contenuto.

Per studiare un materiale complesso come un terreno è necessario seguire una metodologia con definizioni e sistemi di valutazione delle sue proprietà..

Innanzitutto le terre sono classificate in funzione della loro **granulometria** in quattro grandi gruppi: ghiaie, sabbie, argille e limi.

Tali categorie vengono identificate da vari sistemi di classificazione, elaborati e utilizzati per diversi campi di studio, ma sostanzialmente coerenti tra loro: i più importanti sono il sistema USCS (Unified Soil Classification System), elaborato da Casagrande e utilizzato nel campo della Geotecnica, e il sistema AASHTO (American Association of State Highway and

Transportation Officials), elaborato dall'omonimo ente delle infrastrutture e trasporti americano, e utilizzato nel campo dell'Ingegneria Civile.

	<b>Argilla</b> [mm]	<b>Limo</b> [mm]	<b>Sabbia</b> [mm]	<b>Ghiaia</b> [mm]
<b>USCS</b>	< 0.002	0.002 ÷ 0.06	0.06 ÷ 2	2 ÷ 60
<b>AASHTO</b>	< 0.002	0.002 ÷ 0.075	0.075 ÷ 2	2 ÷ 75

Tabella 1 - Sistemi di classificazione delle terre.

Ghiaie e sabbie sono materiali granulari incoerenti: la loro struttura dipende dalla forma e dalla dimensione delle grani, e l'interazione tra le particelle è governata dalle forze di massa; caratterizzate da buona porosità ed elevata permeabilità, ghiaie e sabbie si lasciano facilmente attraversare dall'acqua, che non viene trattenuta e non dà luogo in genere a pressioni interstiziali.

Limi e argille sono invece materiali coerenti, nelle quali la superficie specifica è molto elevata e le forze di superficie sono quelle che ne condizionano maggiormente l'interazione con l'ambiente circostante; caratterizzate da elevata porosità e ridotta permeabilità, al contrario di ghiaie e sabbie rappresentano orizzonti poco permeabili, che se assorbono acqua tendono a creare pressioni interstiziali e a rigonfiare.

Entrambi i tipi di terreno si differenziano quindi a partire dall'analisi granulometrica: le particelle dei terreni granulari si comportano in genere in maniera stabile e resistente, mentre i terreni fini formano strutture laminari, con comportamento molto variabile, risultando geotecnicamente instabili.

I terreni granulari non sono plastici e la resistenza dipende sostanzialmente dall'attrito interno tra i grani, che a sua volta è condizionato dalla forma, dalla dimensione, e dal grado di addensamento delle particelle solide; questi terreni sono definiti attritivi.

I terreni fini sono plastici e la resistenza dipende sia dall'attrito interno tra le particelle che dalle forze di coesione esistenti tra esse, ragion per cui vengono anche definiti terreni coesivi.

Nel caso delle ghiaie e delle sabbie i sistemi di classificazione sono basati sulla granulometria, mentre per limi e argille un sistema basato sulle dimensioni delle particelle non è significativo, e si ricorre ai limiti di Atterberg.

Il parametro descrittore dei terreni a grana grossolana è la **densità relativa**, che esprime l'addensamento relativo del campione, ossia l'addensamento attuale rispetto a quello massimo rilevabile; tutto ciò è espresso in termini di indici dei vuoti, minimo, massimo e attuale, secondo la seguente formula:



$$D_r = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}}$$

Limi e argille sono invece descritte attraverso indici che ne definiscono la consistenza in funzione del contenuto in acqua, secondo i **limiti di Atterberg**. Quest'ultimo definì appunto tre limiti di consistenza, in termini di contenuto d'acqua, come criterio di distinzione dei diversi stati fisici nei quali un'argilla può trovarsi: stato solido, semisolido, plastico e liquido. Dalla differenza degli ultimi due è definito l'indice di plasticità, parametro in grado di descrivere il tipo di comportamento mostrato da un terreno fine:

$$IP = W_p - W_L$$

Casagrande elaborò un abaco, denominato Carta di Casagrande, che rappresenta la relazione intercorrente tra limite liquido e indice di plasticità; sulla carta sono individuate diverse aree caratteristiche di altrettanti tipi di terreno, e una volta determinati i limiti di consistenza di un campione di terra è possibile classificarlo collocandone il punto rappresentativo su grafico.

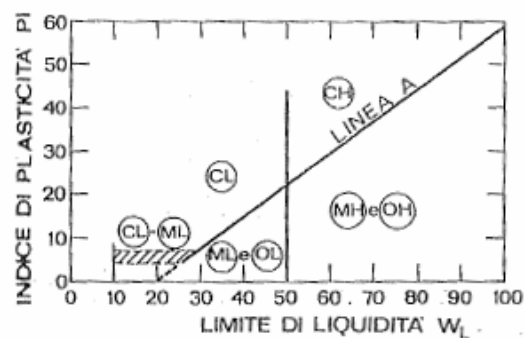


Figura 1 - Carta di Casagrande.

Il più comune sistema ingegneristico di classificazione dei suoli che racchiude i criteri fino ad ora descritti è il già citato USCS, nel quale ritroviamo le categorie di terreno individuate da Casagrande:

Terreni a grana grossa passante al 200 $\leq$ 50%	Gruppo	Descrizione	Sottogruppo	Caratteristiche
	G	Ghiaie La maggior parte della frazione è trattenuta al setaccio 4.		GW
GP				fine < 5%; C < 4
GM				fine > 12%; PI < 4, sotto retta A
GC				fine > 12%; PI > 7, sopra retta A
S	Sabbie La maggior parte della frazione passa al setaccio 4.		SW	fine < 5%; C > 4
			SP	fine < 5%; C < 6
			SM	fine > 12%; PI < 4, sotto retta A
			SC	fine > 12%; PI > 7, sopra retta A
Terreni a grana fine passante al 200 > 50%	C	Argille inorganiche	CL	$W_L < 50\%$
			CH	$W_L > 50\%$
	M	Limi inorganici	ML	$W_L < 50\%$
			MH	$W_L > 50\%$
	O	Limi e argille organici	OL	$W_L < 50\%$
			OH	$W_L > 50\%$

Tabella 2 - Classificazione USCS (Unified Soil Classification System).

Accanto all'identificazione del tipo di terreno, ottenuta determinandone granulometria e/o plasticità, ai fini della caratterizzazione di una terra vengono definiti una serie di parametri descrittivi delle sue condizioni in sito: i più importanti risultano **porosità**, **indice dei vuoti** e **contenuto d'acqua**, già citati in precedenza e definiti attraverso le seguenti espressioni:

$$e = \frac{V_V}{V_S} \quad n = \frac{V_V}{V_{TOT}}$$

$$W = \frac{P_w}{P_s}$$

In aggiunta ad essi il **peso specifico dei granuli**, i **pesi dell'unità di volume secco, saturo, apparente** (peso di volume), e il **grado di saturazione**.

Tra le tipologie di terre individuate, di nostro interesse risultano in particolare le argille.

Dal punto di vista mineralogico esse sono formate principalmente da silicati, costituiti da catene di elementi tetraedrici e ottaedrici unite da deboli legami di tipo covalente; all'interno delle catene possono penetrare molecole d'acqua, e ciò fa sì che la capacità di ritenzione dell'acqua sia molto elevata, motivo per cui le argille rappresentano materiali problematici.

A differenza delle ghiaie e delle sabbie, le argille sono materiali molto compressibili, che subiscono processi di consolidazione sotto il peso di strati sovrastanti o sovraccarichi esterni: a seconda della storia e dello stato tensionale attuale si distinguono argille normalconsolidate da argille sovraconsolidate, che risultano avere comportamenti differenti.

Le prime, in genere depositate in epoche relativamente recenti, non hanno subito nella loro storia tensioni superiori a quelle attualmente presenti: si comportano quindi mostrando cedimenti rilevanti all'aumentare delle tensioni, dovuti alla consolidazione. Le seconde si

trovano invece ad uno stato tensionale inferiore rispetto al massimo a cui sono state sottoposte in passato: di conseguenza sono in grado di sopportare carichi addizionali senza rilevanti cedimenti fin tanto che non si arriva alla tensione massima subita, raggiunta la quale si verifica un brusco mutamento dell'assetto strutturale e l'argilla torna a comportarsi come un materiale normalconsolidato.

Osserviamo questi differenti comportamenti sui grafici che correlano l'indice dei vuoti, espressione dell'entità dei cedimenti, con la tensione verticale efficace.

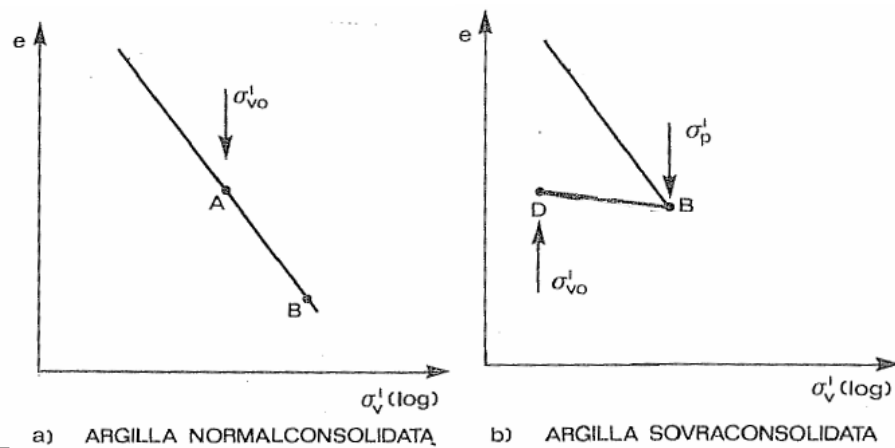


Figura 2 – Comportamento delle argille normalconsolidate e sovraconsolidate.

L'entità della sovraconsolidazione è usualmente individuata attraverso un parametro, l'OCR (Over Consolidation Ratio) o grado di preconsolidazione, che esprime il rapporto tra tensione massima subita e tensione attuale:

$$OCR = \frac{\sigma_p}{\sigma_{vo}}$$

Una volta definite le principali caratteristiche dei terreni, per comprenderne il comportamento è indispensabile stabilire una legge di interazione tra le varie fasi che lo costituiscono, in grado di descrivere la ripartizione interna degli sforzi applicati a un generico punto.

Tale legge di interazione tra le varie fasi è costituita dalla relazione nota come **Principio degli sforzi efficaci di Terzaghi**, secondo il quale:

- le tensioni di taglio sono sopportate interamente dallo scheletro solido;
- le tensioni normali si ripartiscono tra lo scheletro solido e il fluido che riempie gli spazi interstiziali.

Il secondo enunciato, quello che ha maggiori ricadute sullo studio del comportamento dei terreni, è espresso analiticamente dalla seguente relazione:

$$\sigma = \sigma' + u$$

Essa individua gli sforzi totali  $\sigma$  come somma degli sforzi efficaci  $\sigma'$  sullo scheletro solido e delle pressioni interstiziali  $u$  esercitate dal fluido nei pori.

Enunciato il principio di Terzaghi, possiamo concludere questa trattazione presentando il concetto di resistenza di un materiale, parametro utilizzato nella pratica per descrivere il comportamento di un terreno.

La resistenza di un terreno, al pari di quella di qualsiasi altro materiale, è definita come lo stato tensionale che il materiale può sopportare prima della rottura

Sebbene si parli spesso di resistenza a trazione, a compressione e a taglio come se si trattasse di cose distinte, in realtà queste proprietà vengono poste in relazione tra di loro all'interno di uno stesso criterio.

Il più comune criterio di rottura nei terreni è il **criterio di Mohr-Coulomb**, che mette in relazione tensioni normali efficaci e tensioni tangenziali agenti su qualsiasi piano del terreno; questo criterio definisce la resistenza al taglio di un terreno mediante l'espressione:

$$\tau = c' + (\sigma - u) \cdot \tan \varphi'$$

dove  $\tau$  è la resistenza al taglio lungo un piano,  $\sigma$  lo sforzo normale totale applicato sul medesimo piano,  $u$  la pressione interstiziale,  $c'$  la coesione efficace e  $\varphi'$  l'angolo di attrito interno efficace.

L'equazione rappresenta una retta nello spazio, nota come involuppo di rottura del terreno; essa individua, per ogni valore della tensione efficace normale a un piano, la massima tensione tangenziale mobilitabile lungo tale piano: quando si raggiungono le condizioni di rottura in un elemento di terreno, il cerchio di Mohr che ne rappresenta lo stato tensionale risulta tangente all'involuppo.

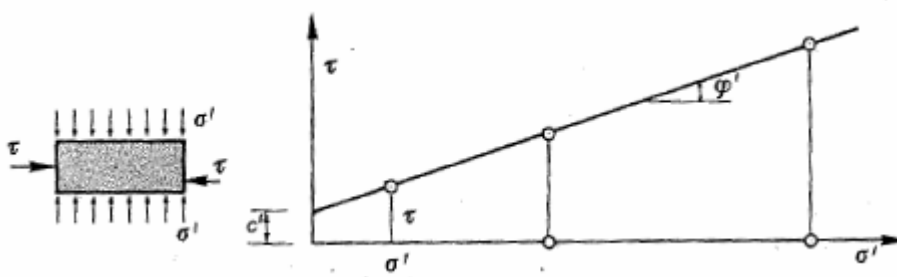


Figura 3 – Involuppo di rottura di un terreno secondo il Criterio di Mohr-Coulomb.

Il criterio di Mohr-Coulomb individua due contributi alla resistenza al taglio, rispettivamente coesione e angolo di attrito interno del terreno.

L'angolo di attrito interno rappresenta le forze di attrito che si generano sulle superfici di contatto tra le particelle del terreno, e vista la sua natura attritiva risulta mobilitato solo in

presenza di una tensione normale applicata. Esso è definito sia per terreni incoerenti che per terreni coerenti.

La *coesione* rappresenta le forze di attrazione elettrostatica tra gli elementi lamellari costituenti un materiale argilloso, e risulta mobilitata anche in assenza di tensioni efficaci applicate al terreno. Tale contributo è caratteristico delle argille, ed aumenta all'aumentare del loro grado di consolidazione.

Riportiamo nel seguito un approfondimento inerente il comportamento dei terreni con particolare riguardo ai suoli argillosi, che ritroviamo nel caso studio oggetto del presente elaborato.

### **1.1.1 Comportamento dei terreni sabbiosi**

Le conoscenze sul comportamento meccanico dei terreni sono state in gran parte acquisite attraverso l'osservazione sperimentale in laboratorio, mediante apposite prove; per tale motivo è utile definire il comportamento dei terreni proprio a partire dall'interpretazione di queste ultime.

La descrizione delle modalità operative di tali prove è riportata nel successivo capitolo, nella relativa sezione all'interno del paragrafo inerente le tecniche di caratterizzazione di un sito.

Il comportamento dei terreni a grana grossa, dotati di permeabilità molto elevata, può essere analizzato direttamente in condizioni drenate, considerando indifferentemente prove triassiali o di taglio diretto; è opportuno sottolineare già in anticipo come si rilevino comportamenti differenti a seconda del grado di addensamento del terreno.

In generale per le sabbie si distinguono due stadi di resistenza che possono essere offerti dal materiale:

- **resistenza di picco**: offerta per ridotti stati deformativi, solo in sabbie dense, grazie a condizioni di forte compattazione;
- **resistenza critica** o **a volume costante**: offerta per stati deformativi medio-alti, determinata dall'angolo di attrito tipico del materiale.

Se ne può riportare un terzo, che però nel caso dei terreni a grana grossa risulta molto prossimo a quello critico:

- **resistenza residua**: offerta per stati deformativi molto elevati, risultato di un modesto scadimento dell'angolo di attrito del materiale.

### Prove CD (Consolidate Drenate)

Le **sabbie sciolte**, caratterizzate da un indice dei vuoti iniziale prossimo al valore  $e_0 = 0.85$ , risultano avere comportamento incrudente, in quanto sottoposte a compressione vedono l'indice dei vuoti ridursi, fino a un valore critico oltre il quale le deformazioni continuano a volume costante.

Ciò è ben osservabile nei seguenti grafici, che descrivono l'andamento delle deformazioni nel corso di una prova CD in funzione delle tensioni e delle variazioni dei vuoti rilevate.

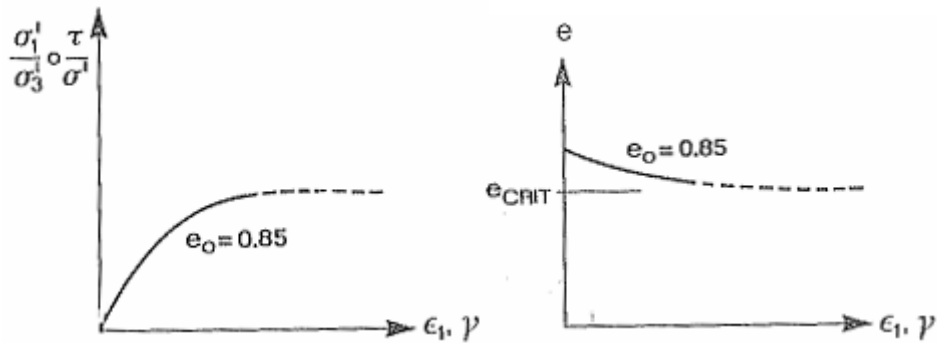


Figura 4 - Comportamento meccanico di sabbie sciolte sottoposte a prove CD.

La resistenza è costante a tutti i livelli di deformazione, attestata sul valore critico  $\phi' = \phi'_{cr}$ , chiamata anche resistenza a volume costante  $\phi'_{cv}$ ; essa nel caso delle sabbie coincide sostanzialmente con il valore residuo del materiale  $\phi'_{res}$ .

In realtà per grandi tensioni e deformazioni la resistenza al taglio tende a ridursi, e ciò è implicabile con ogni probabilità alla *frantumazione dei grani*; l'angolo residuo risulta tuttavia di poco inferiore all'angolo critico.

Vediamo un tipico involucro di rottura di una sabbia sciolta, rappresentato graficamente sul piano di Mohr  $\tau/\sigma'$ :

$$\tau = \sigma' \operatorname{tg} \phi'_{cr} \quad \text{per stati deformativi da ridotti a significativi}$$

$$\tau = \sigma' \operatorname{tg} \phi'_{res} \quad \text{per elevati stati deformativi}$$

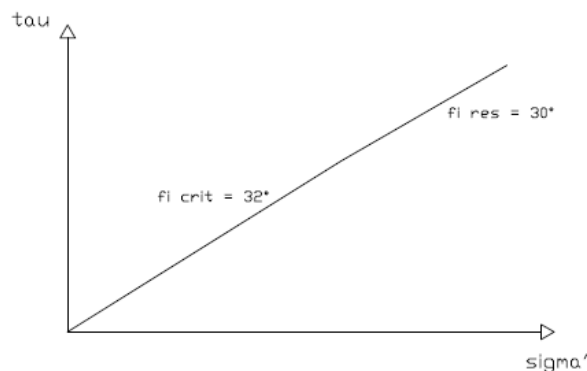


Figura 5 – Involucro di rottura di una sabbia sciolta.

Le **sabbie dense**, caratterizzate da un indice dei vuoti iniziale prossimo al valore  $e_0 = 0.60$ , mostrano invece un comportamento rammollente: l'indice dei vuoti inizialmente si riduce ma poi aumenta, fino a un valore critico oltre il quale le deformazioni continuano a volume costante.

Anche in questo caso riportiamo come esplicativi i grafici che descrivono l'andamento delle deformazioni nel corso di una prova CD.

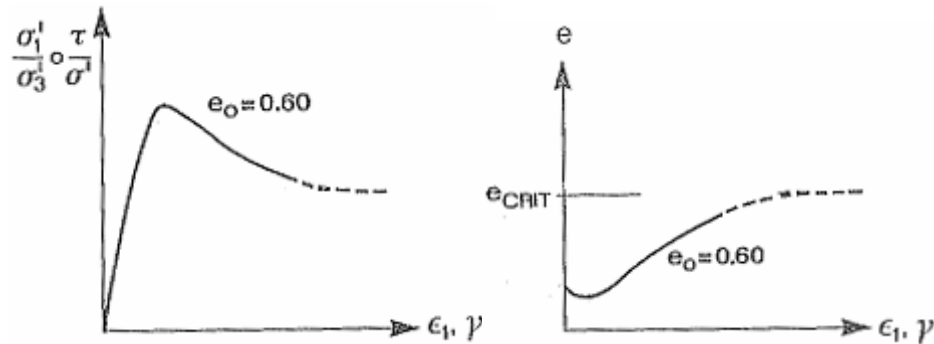


Figura 6 - Comportamento meccanico di sabbie dense sottoposte a prove CD.

La resistenza aumenta per basse deformazioni perché per giungere a rottura deve essere vinta anche l'*opposizione alla dilatazione* (determinata dagli sforzi normali); raggiunge un valore di picco  $\phi_p$ , oltre il quale decresce perché la dilatazione determina *diminuzione del mutuo incastro*; si attesta quindi ad un valore critico  $\phi'_{cr}$  (valore a volume costante  $\phi'_{cv}$ ), che si mantiene relativamente costante con le deformazioni. Tale valore coincide sostanzialmente con il valore di resistenza residua del materiale  $\phi'_{res}$ , anche se come già detto per le sabbie sciolte, in realtà per grandi tensioni e deformazioni l'angolo di attrito tende a ridursi leggermente.

Vediamo un tipico involuppo di rottura di una sabbia densa, rappresentato graficamente sul piano di Mohr  $\tau/\sigma'$ :

$$\begin{aligned} \tau &= \sigma' \operatorname{tg} \phi'_p && \text{per ridotti stati deformativi} \\ \tau &= \sigma' \operatorname{tg} \phi'_{cr} && \text{per stati deformativi intermedi} \\ \tau &= \sigma' \operatorname{tg} \phi'_{res} && \text{per elevati stati deformativi} \end{aligned}$$

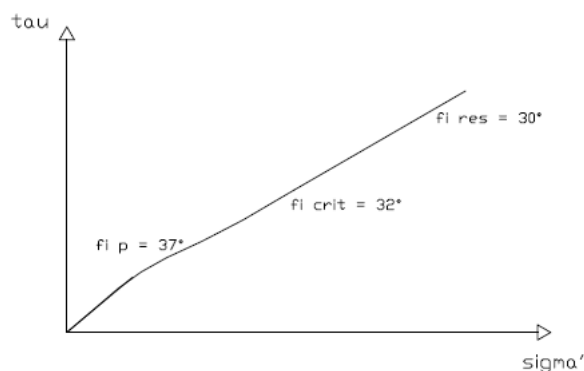


Figura 7 - Involuppo di rottura di una sabbia densa.

Si osserva che per una stessa sabbia, partendo da provini diversamente addensati, si giunge allo stesso valore di indice dei vuoti critico, nonché lo stesso valore di resistenza critica.

Ciò fa dedurre che l'angolo di attrito critico dipende solo dalla mineralogia della sabbia, che risulta quindi il principale fattore di influenza.

Accanto ad esso si rileva l'importante ruolo del mutuo incastro, in termini di densità relativa, stato tensionale e dilatanza, che attribuisce alle sabbie dense una resistenza aggiuntiva per ridotti livelli di deformazione.

Per quanto riguarda la composizione mineralogica, la resistenza aumenta all'aumentare della presenza di feldspati.

Per quel che riguarda invece la resistenza aggiuntiva delle sabbie dense, l'abaco proposto da Bolton ne descrive l'andamento in funzione della densità relativa e della pressione efficace a rottura: notiamo come la resistenza aumenti all'aumentare di densità e pressione.

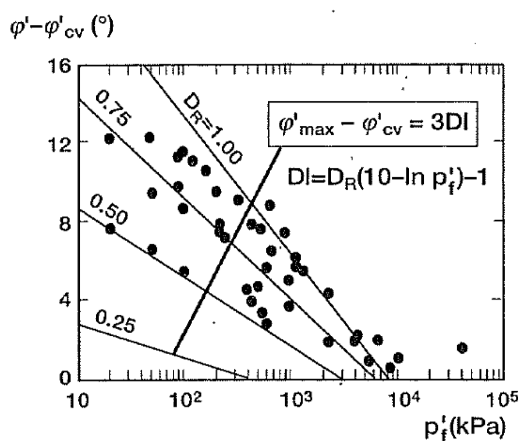


Figura 8 - Contributo aggiuntivo alla resistenza critica in una sabbia densa, proposto da Bolton (1986)

Valori medi per i parametri delle sabbie possono essere racchiusi in questi range:

$$\phi'_{cr} (= \phi'_{cv}) = 30 - 35^\circ$$

$$\phi'_p = 35 - 45^\circ$$

$$\phi'_{res} \sim \phi'_{cr} = 30 - 35^\circ$$



Al termine di questa trattazione riportiamo una precisazione riguardo stato critico e residuo, che nelle sabbie presentano la particolarità di coincidere.

Anche se nelle sabbie si rileva una sostanziale coincidenza a livello di comportamento e stato tensionale tra stato critico e residuo, tali stati risultano fisicamente ben distinti: nello stato critico il terreno è ancora omogeneo, seppure le particelle si muovano caoticamente (a volume costante); nello stato residuo il provino è rotto, e le particelle si muovono parallelamente alla discontinuità creatasi.

L'analogia a livello comportamentale tra i due stati è dovuta al fatto che le sabbie sono costituite da particelle arrotondate, che a grandi deformazioni non inducono fenomeni di scorrimento laminare, responsabili nelle argille di un maggiore scadimento della resistenza tra stato critico e residuo.

### **1.1.2 Comportamento dei terreni argillosi**

Il comportamento dei terreni a grana fine, vista la loro ridotta permeabilità, necessita di un'analisi sia delle condizioni drenate che di quelle non drenate; gli stati critico e di picco vengono studiati mediante prove triassiali, mentre lo stato residuo attraverso prove di taglio diretto.

Si differenziano inoltre prove consolidate o non consolidate: nelle prime si ha una prima fase di consolidazione isotropa del provino, nelle seconde il provino viene direttamente sollecitato a compressione assiale.

Anche in questo caso si rilevano comportamenti differenti a seconda dell'addensamento del materiale, espresso propriamente dal grado di consolidazione.

In generale per le argille si distinguono tre stadi di resistenza che possono essere offerti dal materiale:

- **resistenza di picco**: offerta per ridotti stati deformativi, solo in determinati casi, grazie a condizioni di forte compattazione e al contributo della coesione;
- **resistenza critica**: offerta in stati deformativi intermedi, prima della "vera e propria" rottura; risulta principalmente determinata dall'angolo di attrito tipico del materiale;
- **resistenza residua**: offerta a seguito di elevate deformazioni, e quindi a rottura avvenuta; è il risultato dello scadimento dell'angolo di attrito del materiale.

### Prove CD (Consolidate Drenate)

Le **argille normalconsolidate (NC)** risultano avere comportamento incrudente, in quanto l'indice dei vuoti si riduce nel corso di tali prove fino a un valore critico, oltre il quale le deformazioni continuano a volume costante.

La resistenza è costante a tutti i livelli di deformazione, attestata sul valore critico  $\phi' = \phi'_{cr}$ , valore che decade per grandi deformazioni, raggiungendo il valore di resistenza residua del materiale  $\phi'_{res}$ .

Il seguente grafico sintetizza il comportamento descritto, descrivendo contemporaneamente le variazioni volumetriche e le tensioni rilevate nel corso di una prova CD, all'aumentare delle deformazioni.

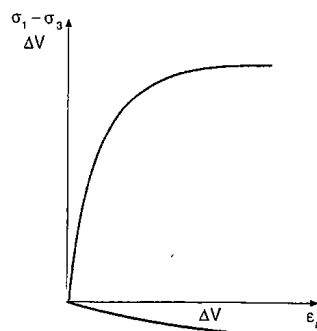


Figura 9 - Comportamento meccanico di argille NC in prove CD.

Vediamo un tipico involucro di rottura di una argilla NC, rappresentato graficamente sul piano di Mohr  $\tau/\sigma'$ :

$$\tau = \sigma' \operatorname{tg} \phi'_{cr} \quad \text{per stati deformativi ridotti e intermedi}$$

$$\tau = \sigma' \operatorname{tg} \phi'_{res} \quad \text{per elevati stati deformativi}$$

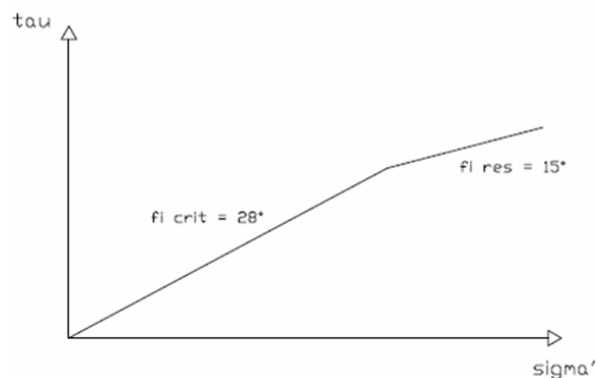


Figura 10 - Involucro di rottura di una argilla NC in condizioni drenate.

Le **argille sovraconsolidate (OC)** mostrano invece un comportamento rammollente: inizialmente incrudente, nel quale si ha una riduzione dell'indice dei vuoti, ma successivamente dilatante, con aumento di tale indice fino a un valore costante.

La resistenza è progressivamente crescente per basse deformazioni, grazie all'*opposizione alla dilatazione* e al contributo della *coesione*; quando il comportamento diventa dilatante, la resistenza inizia a decrescere, perché esso determina la distruzione dei legami interparticellari e la *perdita del contributo coesivo*; raggiunge quindi un valore critico, caratterizzato da bassa coesione e angolo di attrito  $\varphi'_{crit}$  pressochè invariato; infine decresce lentamente, perdendo completamente la coesione e acquisendo un valore residuo  $\varphi'_{res}$  dell'angolo d'attrito, a causa degli *scorrimenti relativi tra le particelle* che si generano dopo la rottura.

Per presentare il comportamento descritto riportiamo un grafico analogo a quello considerato per le argille NC, affiancato da un altro interessante diagramma che evidenzia il picco di resistenza al taglio raggiunta per valori intermedi di deformazione.

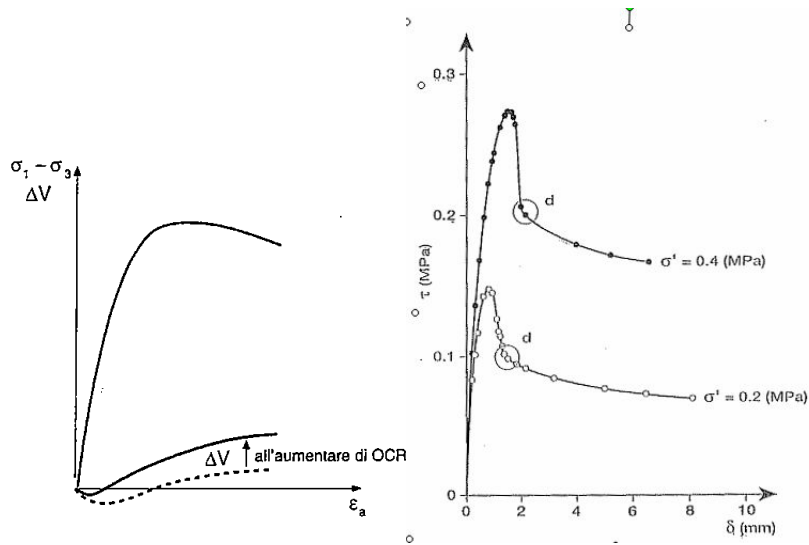


Figura 11 - Comportamento meccanico di argille OC in prove CD.

Vediamo un tipico involuppo di rottura di una argilla OC, rappresentato graficamente sul piano di Mohr  $\tau/\sigma'$ :

$$\tau = c'_p + \sigma' \operatorname{tg} \varphi'_p \quad \text{per ridotti stati deformativi}$$

$$\tau = c'_{crit} + \sigma' \operatorname{tg} \varphi'_{crit} \quad \text{per stati deformativi intermedi}$$

$$\tau = \sigma' \operatorname{tg} \varphi'_{res} \quad \text{per elevati stati deformativi}$$

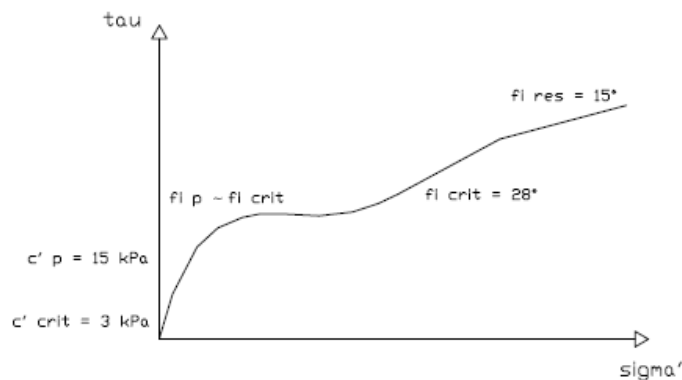


Figura 12 - Involuppo di rottura di una argilla OC in condizioni drenate.

Da questo involuppo, sperimentale, notiamo come le condizioni di picco modellizzate nel primo grafico siano in realtà rappresentative del solo istante di picco, e non del range di istanti tra gli stati di sforzo nullo e di picco: per basse tensioni si ha infatti un angolo di attrito elevato, superiore a quello critico, e una coesione nulla; spostandoci verso il picco l'angolo di attrito decresce a valori prossimi a quelli critici, e il contributo coesivo diventa più rilevante.

### **Prove CU (Consolidate Non drenate)**

Le **argille normalconsolidate (NC)** risultano avere comportamento incrudente, vedendo durante tali prove un progressivo aumento della pressione interstiziale con la deformazione.

Durante la compressione il volume varia limitatamente, e la sua riduzione è da attribuire alla diminuzione del volume dei vuoti riempiti con aria (in quanto acqua e grani sono incomprimibili).

La resistenza è costante a tutti i livelli di deformazione, attestata sul valore critico  $\phi' = \phi'_{cr}$ , e tale valore decade per grandi deformazioni, raggiungendo il valore di resistenza residua del materiale  $\phi'_{res}$ .

Osserviamo quanto descritto nel seguente grafico, che riporta contemporaneamente l'aumento delle pressioni interstiziali e delle tensioni nel corso di una prova CU, all'aumentare delle deformazioni.

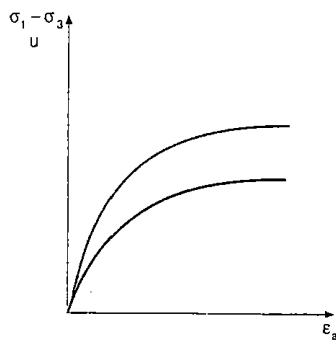


Figura 13 - Comportamento meccanico di argille NC in prove CU.

Gli involuppi di rottura caratteristici sono gli stessi riportati per le prove drenate.

Le **argille sovraconsolidate (OC)** mostrano invece nelle prove un comportamento rammollente: inizialmente incrudente, nel quale si ha un incremento delle sovrappressioni interstiziali, ma successivamente dilatante, con diminuzione progressiva delle stesse.

La resistenza è costante a tutti i livelli di deformazione, caratterizzata da una bassa coesione, determinata dalla *dilatanza* che distrugge i legami interparticellari, e da un valore critico  $\phi' = \phi'_{cr}$  per l'angolo d'attrito; tale resistenza decade per grandi deformazioni, perdendo completamente il contributo della coesione e acquisendo un valore residuo  $\phi'_{res}$  dell'angolo d'attrito, a causa degli *scorrimenti relativi tra le particelle* che si generano dopo la rottura.

Osserviamo quanto descritto in un grafico analogo a quello riportato per le argille NC.

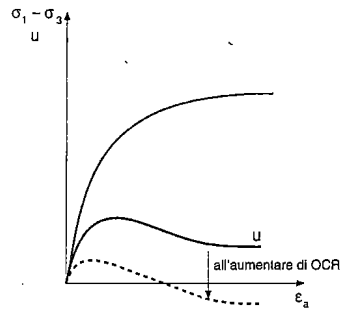


Figura 14 - Comportamento meccanico di argille OC in prove CU.

Vediamo un tipico involucro di rottura di una argilla OC, rappresentato graficamente sul piano di Mohr  $\tau/\sigma'$ :

$$\tau = c'_{crit} + \sigma' \operatorname{tg} \varphi'_{crit} \quad \text{per stati deformativi ridotti e intermedi}$$

$$\tau = \sigma' \operatorname{tg} \varphi'_{res} \quad \text{per stati deformativi elevati}$$

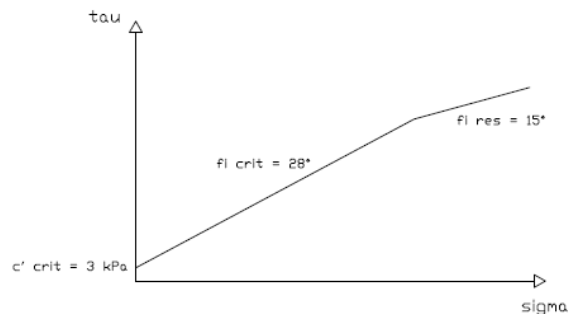


Figura 15 - Involucro di rottura di una argilla OC in condizioni non drenate.

### **Prove UU (Non consolidate Non drenate)**

Durante tali prove l'impedimento del drenaggio dell'acqua non permette alcuna consolidazione, quindi volume e indice dei vuoti rimangono pressoché costanti (l'eventuale diminuzione di tali parametri è dovuta alla compressione di vuoti riempiti da aria); l'aumento progressivo dello sforzo deviatorico è accompagnato da un corrispondente incremento delle pressioni interstiziali.

La resistenza in tali condizioni è valutata in termini di tensioni totali, in quanto risulta molto difficile differenziare i contributi di sforzi efficaci e pressioni interstiziali presenti nel terreno.

Il comportamento dell'argilla viene descritto osservando gli involucri a rottura  $\tau/\sigma$ , attraverso parametri che non risultano caratteristiche fisiche del terreno, ma semplicemente parametri convenzionali per lo studio delle condizioni in questione; si parla in questo caso di resistenza al taglio non drenata, o di coesione non drenata.

Vediamo un tipico involucro di rottura convenzionale di una argilla satura, rappresentato graficamente sul piano di Mohr  $\tau/\sigma'$ :

$$\tau = c_u$$

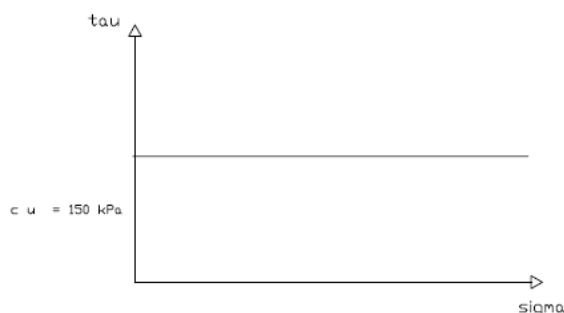


Figura 16 - Inviluppo di rottura convenzionale di una argilla in condizioni non drenate e non consolidate.

Ritroviamo inviluppi di questo genere sia per **argille normalconsolidate (NC)** che per **sovracosolidate (OC)**: nello specifico, le analisi tendono a sottostimare la resistenza delle argille NC rispetto alla prove in situ, mentre a sovrastimare quella delle argille OC.

E' poi da sottolineare come in presenza di terreni insaturi l'inviluppo mostri per ridotti stati tensionali una minore coesione non drenata e un angolo di attrito diverso da zero (fermo restando che si tratta di parametri fittizi): si osserva quindi un progressivo aumento della resistenza complessiva man mano che l'aria presente viene compressa o va in soluzione nei pori.

Un aspetto molto importante messo in evidenza dalle prove non drenate è la sensibilità delle argille, ossia la loro tendenza, più o meno marcata, a diminuire la resistenza al taglio non drenata in seguito a rimaneggiamento.

La sensibilità, nello specifico, è espressa dal rapporto tra la resistenza non drenata in condizioni indisturbate e la stessa in seguito a rimaneggiamento; in base alla sensibilità si individuano le seguenti classi di argilla:

$S_t = \frac{c_u}{c_{ur}}$	Classificazione delle argille
$\approx 1$	argille non sensibili
1 ÷ 2	argille di bassa sensibilità
2 ÷ 4	argille di media sensibilità
4 ÷ 8	argille sensibili
8 ÷ 16	argille extra sensibili
> 16	quick clay

Tabella 3 – Classificazione delle argille in funzione della loro sensibilità.

Si osserva per argille normalconsolidate e sovracosolidate lo stesso valore di resistenza critica, nonché di resistenza residua.

Ciò fa dedurre che tali resistenze dipendono solo dalla mineralogia dell'argilla, che risulta quindi il principale fattore di influenza; prove su campioni a diverso indice di plasticità indicano inoltre una significativa dipendenza dalla plasticità stessa del materiale.

Accanto ad essi si rileva l'importante ruolo della coesione, del mutuo incastro, in termini di grado di consolidazione e dilatanza, nonché del contenuto d'acqua: essi attribuiscono alle argille sovraconsolidate in condizioni drenate una resistenza aggiuntiva per ridotti livelli di deformazione.

Per quanto riguarda la composizione mineralogica, la resistenza aumenta al diminuire della capacità di assorbire acqua, caratteristica controllata dal tipo di struttura reticolare del silicato (disposizione delle catene di elementi tetraedrici e ottaedrici).

Per quanto riguarda la resistenza critica, osserviamo l'abaco proposto da Kenny e Olsen, che ne descrive l'andamento in funzione della composizione mineralogica e dell'indice di plasticità: notiamo come l'angolo critico aumenti al diminuire dell'indice di plasticità, e al diminuire della capacità di assorbire acqua (reticolo cristallino via via più compatto da montmorillonite a caolinite).

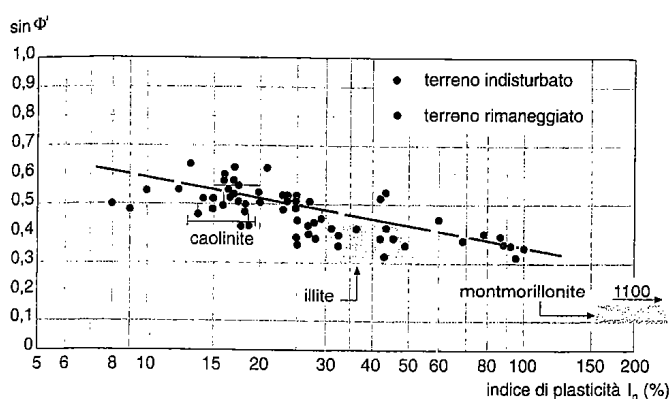


Figura 17 - Valore critico dell'angolo di attrito efficace  $\phi'$  di una argilla, in funzione della sua mineralogia e dell'indice di plasticità; proposto da Kenney(1959) e Olsen (1974).

Analogamente per la resistenza residua osserviamo gli abachi di Skempton e Lupini, che ne descrivono l'andamento in funzione della composizione mineralogica e dell'indice di plasticità: notiamo come l'angolo residuo aumenti al diminuire della frazione argillosa e dell'indice di plasticità.

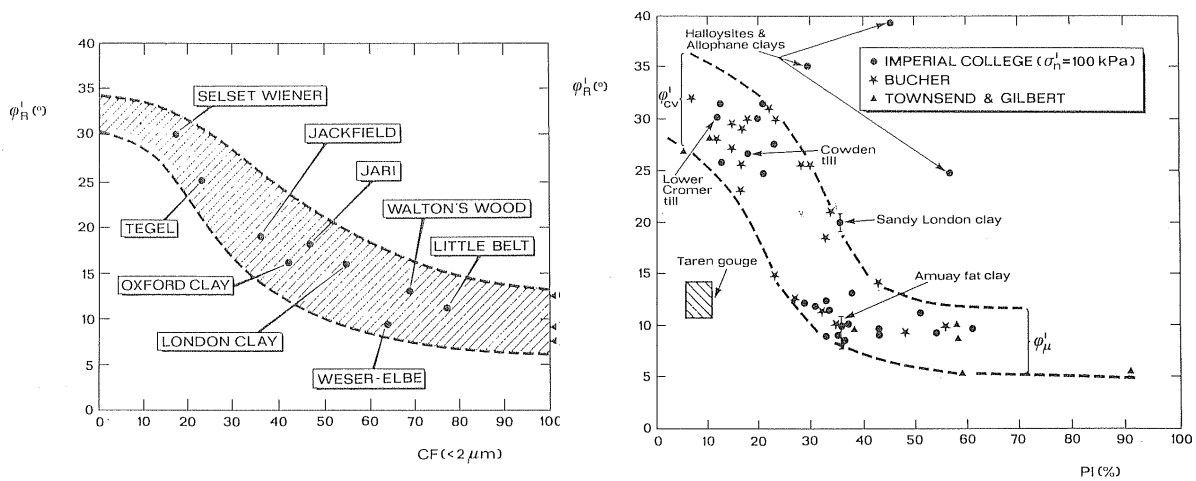


Figura 18 - Valore residuo dell'angolo di attrito efficace  $\phi'$  di un'argilla, in funzione della sua mineralogia e dell'indice di plasticità; proposto da Skempton(1964) e Lupini et al.(1981).

Entrambi gli andamenti sono giustificabili considerando come plasticità e contenuto in argilla favoriscano rispettivamente il *comportamento dilatante* del terreno e l'*isorientazione delle particelle*.

Valori medi per i parametri delle argille possono essere racchiusi in questi range:

$$\begin{aligned} \phi'_{cr} &= 20 - 35^\circ & c'_{crit} &= 1-5 \text{ kPa} \\ \phi'_p &= 20 - 35^\circ & c'_p &= 5-25 \text{ kPa} \\ \phi'_{res} &= 10 - 20^\circ & c'_{res} &= 0 \text{ kPa} \end{aligned}$$

Nelle argille, rispetto alle sabbie, notiamo come stato critico e residuo risultino differenti non solo dal punto di vista fisico (rottura avvenuta o meno), ma anche a livello di comportamento e stato tensionale.

La tendenza allo scorrimento laminare delle particelle argillose di forma allungata determina uno scadimento della resistenza che può arrivare al 50% del valore della resistenza critica.

A causa della complessità evidenziata, la scelta dei parametri di resistenza che governano l'equilibrio di un pendio naturale, soprattutto nel caso delle argille sovraconsolidate, risulta tutt'altro che immediata.



## Comportamento delle argille sovraconsolidate (OC)

Nelle argille sovraconsolidate abbiamo individuato l'esistenza di tre diverse resistenze che il terreno è in grado di mettere in gioco a seconda delle condizioni in esame: resistenza di picco, critica e residua.

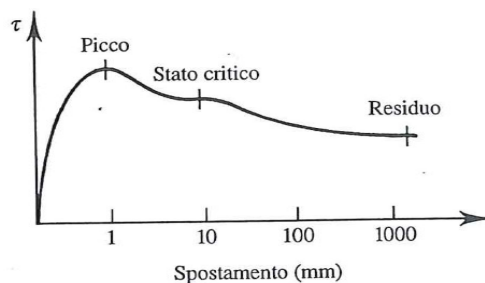


Figura 19 – Stadi di resistenza offerti da un'argilla sovraconsolidata.

I fattori responsabili dello sviluppo di una determinata resistenza, o del passaggio da una all'altra, sono principalmente:

- *coesione*: rilevante a bassi livelli tensionali, alti gradi di preconsolidazione e condizioni drenate, costituisce un importante contributo aggiuntivo all'attrito nel terreno; permette il raggiungimento della resistenza di picco;
- *distruzione dei legami di cementazione*: rilevante a bassi livelli tensionali, determina la perdita di gran parte della coesione posseduta dal terreno; esso è responsabile del passaggio da resistenza di picco a resistenza critica;
- *dilatanza*: rilevante a livelli tensionali medio-alti, determina la diminuzione dell'attrito tra le particelle d'argilla e quindi dell'angolo di attrito stesso del terreno;
- *riorientamento delle particelle*: rilevante a seguito di significative deformazioni, determina nella zona di rottura un ulteriore scadimento dell'angolo di attrito del terreno; questo fattore assieme al precedente sono responsabili del passaggio da resistenza critica a resistenza residua.

La scelta dei parametri di resistenza che governano l'equilibrio di un pendio naturale in argilla sovraconsolidata risulta difficoltosa a causa del fatto che è complicato stabilire quale resistenza sia messa in gioco dal terreno.

In condizioni di stabilità può sembrare verosimile considerare valori di picco, ma in prossimità di condizioni instabili o in seguito a mobilitazioni è molto difficile effettuare una scelta corretta: per questo si procede spesso attraverso back analysis, che individuano a ritroso i parametri operativi del terreno a partire dall'imposizione di una certa geometria del pendio, della falda e di un certo fattore di sicurezza che si ipotizza presente.

In condizioni di instabilità, nello specifico, la distribuzione degli sforzi di taglio lungo la potenziale superficie di scivolamento risulta variabile: di conseguenza la resistenza di picco

viene raggiunta in alcuni punti prima che in altri, e in questi stessi punti si verifica un decadimento della resistenza verso valori residui, con conseguente trasferimento di sforzi a zone adiacenti che a loro volta giungono a rottura. Si parla in questo caso di rottura progressiva, e quando si verifica il collasso la resistenza mobilitata risulta quindi intermedia tra quella di picco e quella residua; tale fenomeno è molto studiato, ma non esistono ancora oggi procedimenti che permettano di stabilire il valore della reale resistenza mobilitata a rottura.

## **Scelta dei parametri di resistenza**

La scelta dei parametri di resistenza segue criteri differenti a seconda del tipo di analisi che si deve affrontare: tipo di problema, storia tensionale e condizioni critiche sono gli elementi sui quali è basata questa scelta.

Consideriamo in particolare terreni argillosi, di nostro interesse.

La prima scelta da effettuare è quella relativa alle condizioni di drenaggio: si considerano condizioni drenate nel caso di analisi sul medio-lungo termine, come ad esempio analisi statiche di un pendio o di uno scavo permanente, mentre condizioni non drenate nel caso di analisi sul breve termine, come analisi statiche di uno scavo temporaneo o analisi sismiche.

Nel caso di condizioni non drenate risulta immediata la scelta del parametro di resistenza non drenata  $c_u$ , che rimane comunque di difficile determinazione, oltre che frutto di una schematizzazione approssimativa (parametro determinato da analisi sulle tensioni totali).

Nel caso di condizioni drenate ci si trova invece davanti a tre possibili valori di resistenza offerta dal terreno: resistenza di picco, critica o residua.

Focalizzando l'attenzione sul problema della stabilità dei pendii, ci troviamo a considerare condizioni non drenate generalmente nella analisi sismiche, nelle quali si studia il comportamento del terreno sul breve termine, ambito temporale su cui agisce l'azione sismica; più raramente nel caso di analisi statiche, limitatamente allo studio di pendii permanentemente saturi.

Ritroviamo condizioni drenate nella maggior parte delle analisi statiche, nelle quali ci troviamo davanti al problema della scelta del tipo di resistenza messa in gioco dal terreno.

Nel caso il pendio sia già stato interessato nel passato da una frana, il terreno potrebbe già aver raggiunto condizioni di mobilitazione della resistenza residua lungo una o più superfici di scivolamento; in questo caso il valore di resistenza più opportuno da introdurre nei calcoli è appunto quello residuo.

In assenza di superfici di scorrimento preesistenti bisogna invece decidere se utilizzare la resistenza di picco o la resistenza critica: la prima è associata al fenomeno della dilatanza, e si attinge per valori piuttosto piccoli di deformazione, dell'ordine dei millimetri; la seconda corrisponde a condizioni in cui il terreno si deforma a volume costante, e si attinge per valori di deformazione più elevati, a partire dall'ordine dei centimetri.

Nei problemi di stabilità dei pendii l'attenzione è rivolta soprattutto alla valutazione delle condizioni che portano il pendio al collasso, mentre il calcolo degli spostamenti del terreno riveste un'importanza secondaria.

Le deformazioni e gli spostamenti del terreno nei problemi di stabilità dei pendii sono in genere relativamente elevati, certamente maggiori delle piccole deformazioni necessarie a mobilitare la resistenza di picco; se un pendio si muove, le condizioni di equilibrio che si stabiliscono sono spesso quelle compatibili con la resistenza di stato critico.

La scelta di valori di resistenza di stato critico risulta in definitiva la più frequente, e appare peraltro cautelativa.

Tali parametri vengono inoltre ridotti mediante l'uso di opportuni coefficienti di sicurezza, che tengono in conto tutte le incertezze connesse alla determinazione delle resistenze, delle condizioni di falda, delle condizioni di drenaggio.

### **1.1.3 Resistenza drenata residua nei suoli coesivi**

La resistenza residua nei suoli coesivi è stata oggetto di studio negli ultimi 20 anni, varie sono le relazioni tra angolo di attrito residuo e proprietà indice proposte, generalmente il taglio diretto la prova comunemente usata per la sua determinazione.

Tale resistenza è stata però misurata con minore ambiguità mediante ring shear apparatus, apparecchiatura sviluppata dall'Imperial College of the Norwegian Geotechnical Institute: essa consiste in uno strumento per prova di taglio di pianta circolare (e non rettangolare), che esercita sul provino uno sforzo di taglio torsionale in grado di garantire anche a seguito di deformazione e rottura la permanenza della stessa area di contatto sulla superficie di discontinuità creata, a differenza di quanto avviene su una tradizionale apparecchiatura a taglio diretto.

Vennero effettuati studi relativi alla correlazione tra resistenza residua e *frazione argillosa* presente: Skempton individuò su campioni indisturbati intatti una decrescita relativamente dolce dell'angolo di attrito residuo con la frazione argillosa, e ciò venne rilevato anche su campioni contenenti discontinuità da Binnie; decrescita più repentina venne invece individuata da Borowicka su campioni artificiali. Osserviamo nel seguente grafico i diversi

andamenti ottenuti dai vari studiosi, che evidenziano tutti una diminuzione più o meno marcata della resistenza residua con il contenuto argilloso.

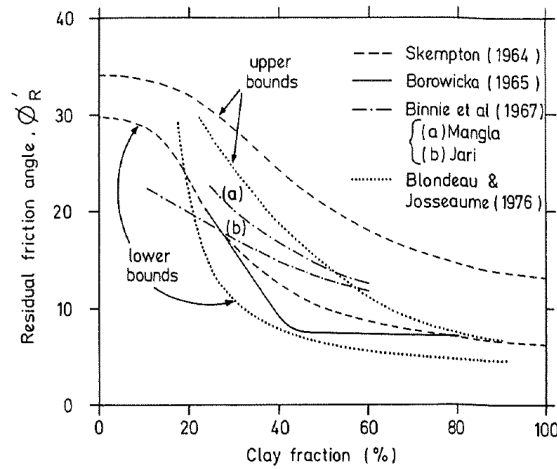


Figura 20 – Abaco di correlazione tra resistenza residua e frazione argillosa nel terreno.

Parallelamente si studiò la dipendenza della resistenza residua nei confronti della *storia tensionale* del terreno, deducendone una completa ininfluenza (La Gatta, Garga, Bishop).

Vennero poi effettuati studi relativi alla correlazione tra resistenza residua e *indice di plasticità* del terreno, in particolare da Fleischer e Voight: essi osservarono una diminuzione di tale resistenza con l'aumentare della plasticità delle argille, il primo più repentina, il secondo più graduale. Ritroviamo nel seguente grafico i risultati sperimentali dei due studiosi, affiancati a quelli di altri scienziati.

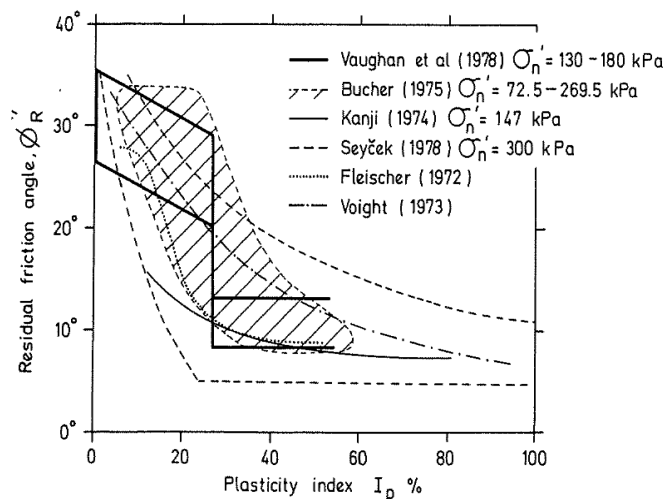


Figura 21 – Abaco di correlazione tra resistenza residua e indice di plasticità del terreno.

Chattopadhyay e Mitchell esaminarono infine la correlazione tra resistenza residua e *forma delle particelle* del terreno, individuando per particelle piatte angoli di attrito ridotti e per particelle angolose e appuntite angoli elevati.

Di nostro interesse risultano alcuni studi, casi particolari dei precedenti illustrati, che considerano nello specifico argille a bassa plasticità quali le argille scistose, caratterizzate da angoli di attrito residui elevati.

Le argille scistose mostrano una struttura caratterizzata da particelle direzionate parallelamente tra loro, apprezzabili ad occhio nudo; esse risultano mediamente dure e consistenti, pur sfaldandosi preferenzialmente lungo tali direzioni. Sono originate, accanto all'azione sedimentaria che determina compattazione e cementazione, da una contemporanea isoorientazione degli elementi lamellari, fenomeno che non pregiudica comunque la resistenza, che risulta anzi più elevata.

Dinamica simile hanno subito le argille scagliose, molto diffuse negli Appennini, argille di colore vario, mediocrementemente indurite, che si dividono facilmente in scaglie più o meno lucenti; sono proprio di tipo scaglioso le argilliti del Ponte Biola, formazione che ritroviamo in corrispondenza della di frana oggetto del presente studio.

Per quel che riguarda lo studio dell'influenza che la *frazione argillosa* esercita sulla resistenza residua, Herrmann e Wolfskill ritrovarono alti angoli di attrito in argille debolmente scistose, mentre Chandler osservò lo stesso risultato in argille limose a bassa plasticità.

Per quanto riguarda invece l'analisi dell'influenza dell'*indice di plasticità*, Townsend e Gilbert esaminarono argille scistose dure, ritrovando un notevole incremento della resistenza residua al di sotto di una precisa soglia di plasticità.

Non si riportano grafici e risultati precisi degli ultimi studi citati, in quanto sono approfonditi nel seguito studi più recenti e approfonditi in materia.

I meccanismi che controllano la resistenza residua su suoli coesivi sono stati studiati più di recente da Lupini ed altri scienziati, i cui risultati sono stati raccolti e pubblicati nel 1981 sulla rivista *Géotechnique*.

Lupini esaminò dapprima test di resistenza su una cinquantina di differenti tipi di suolo naturale, e successivamente svolse tre serie di prove specifiche su suoli artificiali realizzati in laboratorio, con lo scopo di esaminare più approfonditamente i meccanismi di rottura che caratterizzano i suoli coesivi.

Quasi tutti i test mostrarono una caduta della resistenza del terreno con l'accumulo di deformazioni al suo interno: è il caso dei terreni argillosi plastici, per i quali è richiesta mediamente una deformazione di 5-10 cm prima che venga raggiunta la resistenza residua. Il decadimento della resistenza è in questo caso stato implicato al progressivo isoorientamento delle particelle argillose, osservato appunto solo a seguito di deformazioni rilevanti.

Alcuni test, su argille a bassa plasticità, evidenziarono invece una caduta della resistenza di entità ridotta o addirittura assente con il progredire delle deformazioni; nello specifico già per bassi valori di queste ultime, dell'ordine del cm, il terreno appare raggiungere valori residui, che risultano tuttavia elevati. Il mancato decadimento della resistenza è apparso in questo caso implicabile al non manifestarsi del comportamento isoorientativo descritto sopra.

Il seguente grafico riporta i risultati appena descritti, evidenziando chiaramente il primo comportamento per la maggior parte dei provini, mentre il secondo per tre casi isolati.

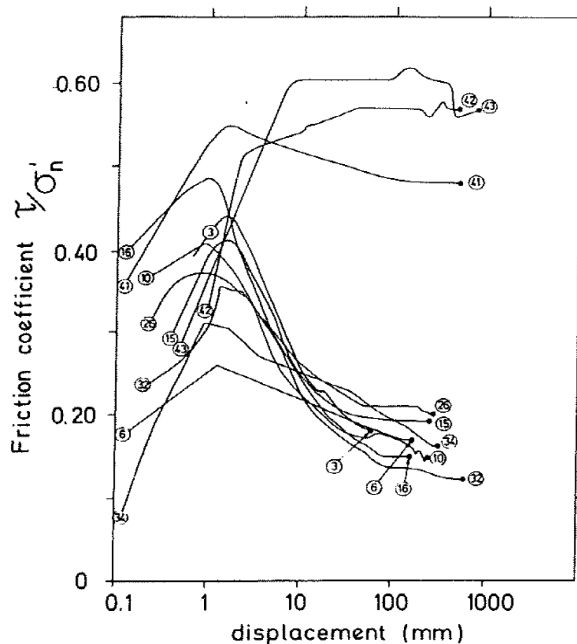


Figura 22 – Resistenza mostrata a successivi stati deformativi dai provini di terreno considerati negli studi di Lupini et al. (1981)

Le analisi sugli andamenti delle resistenze residue in funzione della *frazione argillosa* e *dell'indice di plasticità* dei terreni individuarono risultati coerenti con gli studi precedentemente descritti. Si osservò un notevole incremento della resistenza residua al di sotto di una precisa soglia di plasticità, e analogamente al di sotto di un certo contenuto in frazione argillosa. I grafici riportati nel seguito mostrano anche in questo caso un comportamento più frequente, che è quello dello sviluppo di una bassa resistenza residua (nuvole di punti più basse, relative a materiali plastici e molto argillosi), ritrovando però svariati campioni che appaiono sviluppare angoli di attrito significativamente alti anche in condizioni residue (punti più diradati, relativi a terreni poco plastici e poco argillosi). I valori dei parametri del terreno considerati che contraddistinguono il passaggio da un comportamento all'altro appaiono collocabili attorno al 35% di contenuto in frazione argillosa, e al 30% di indice di plasticità.

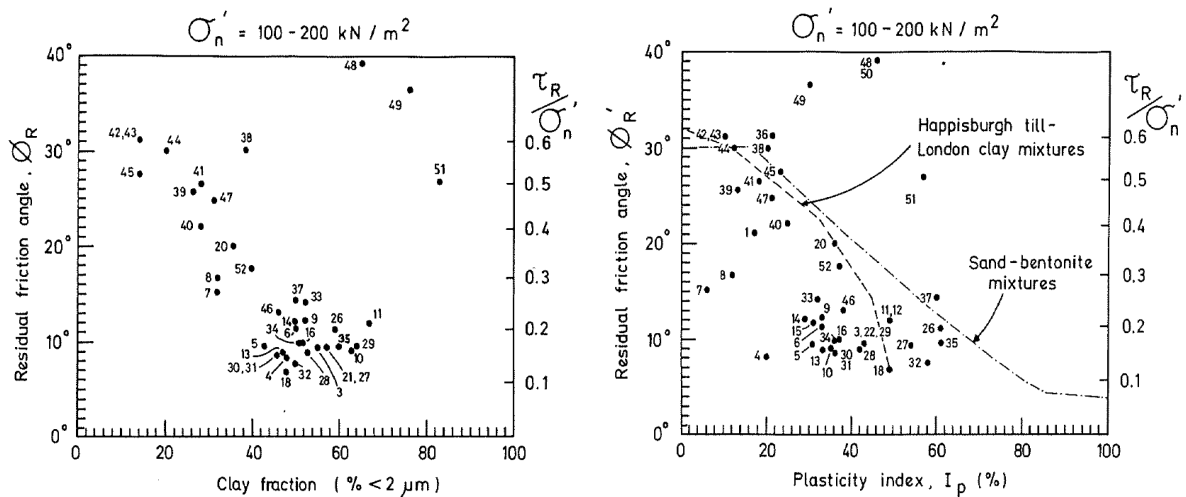


Figura 23 – Resistenza residua in funzione di frazione argillosa e indice di plasticità del terreno, nei provini considerati negli studi di Lupini et al.(1981)

I test di approfondimento vennero svolti su tre tipologie di miscele artificiali: sabbia medio-fine e mica polverizzata, argille di Happisburgh e di Londra, sabbia e bentonite.

Di queste, furono le miscele di argille inglesi a restituire caratteristiche e comportamenti simili a quelli di suoli coesivi naturali: risultavano composte da un buon assortimento in argille, limi e sabbie, con particelle allungate di dimensioni ridotte rispetto alle arrotondate.

Furono riconosciuti tre tipi di comportamento alla base dello sviluppo delle differenti modalità di raggiungimento della resistenza residua da parte dei suoli coesivi:

- *Comportamento turbolento*

Caratteristico di particelle arrotondate, o particelle allungate dotate di angolo di attrito elevato; la resistenza residua risulta elevata (superiore a 25°), funzione soprattutto della forma e dell'impaccamento delle particelle arrotondate.

Non si osservano superfici di rottura, ma solo zone a differente porosità, modificabili in successivi cicli di carico; non si osserva alcuna isoorientazione di particelle.

- *Comportamento laminare*

Caratteristico di particelle allungate dotate di angolo di attrito ridotto; la resistenza residua risulta ridotta (compresa tra 5 e 20°), funzione soprattutto della mineralogia della terra e del chimismo dell'acqua in essa contenuta.

Si osserva la formazione di una superficie di rottura, che rimane sostanzialmente la stessa anche per cicli successivi di carico; si osserva in corrispondenza di essa una significativa isoorientazione delle particelle.

- *Comportamento transitorio*

Caratteristico di terreni in cui non si ha una particolare forma dominante, e include comportamento turbolento e laminare in zone localizzate della superficie di scivolamento.

La resistenza residua risulta sensibile ai cambiamenti di granulometria nel terreno, ed è determinata dai contributi opposti di impiccamento delle particelle sabbiose e di isoorientazione delle particelle argillose.

Alla luce degli studi riportati, il comportamento dei suoli coesivi e in particolare la resistenza sviluppata in condizioni residue appare altamente influenzata dalla percentuale di particelle allungate presenti nel terreno.

Per tale motivo è stato definito un indice di riferimento, il *volume ratio*, che rapporta il volume di particelle allungate e acqua al volume delle particelle arrotondate. Come mostra il grafico seguente, nel quale sono riportati i risultati degli studi di Lupini in funzione di questo parametro, il volume ratio identifica in maniera sufficientemente chiara lo sviluppo di un comportamento turbolento piuttosto che di uno laminare, rappresentando quindi un utile indicatore del tipo di risposta restituita dal terreno.

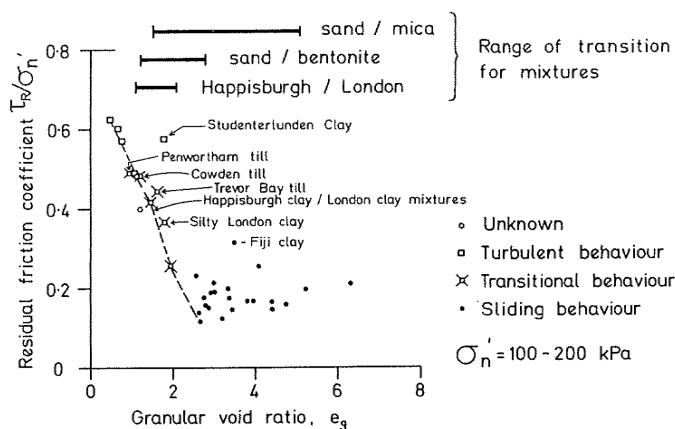


Figura 24 – Abaco di correlazione tra resistenza residua e volume ratio.

E' opportuno sottolineare, però, come in realtà il *volume ratio* non sia sempre sufficiente a discriminare correttamente comportamento e resistenza dei terreni, soprattutto in presenza di elevate frazioni argillose; entrano infatti in gioco altri fattori, quali la granulometria e la dimensione relativa tra particelle arrotondate e piatte, che discostano i risultati da quanto atteso.

Nel seguente grafico sono comunque individuati in estrema sintesi i campi di esistenza dei differenti meccanismi di sviluppo della resistenza residua, in funzione del volume ratio e delle caratteristiche granulometriche del terreno:



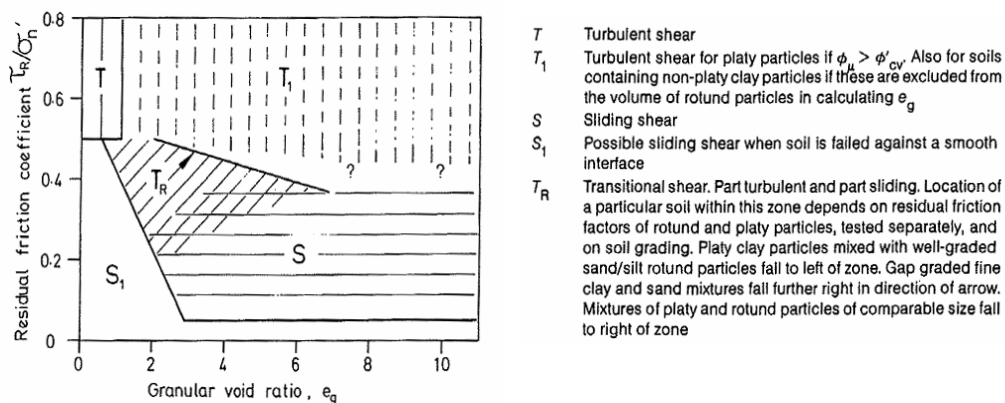


Figura 25 – Abaco di correlazione tra resistenza residua, volume ratio e granulometria del terreno.

Dagli studi sono state ricavate altre correlazioni interessanti, nello specifico con indici del terreno già esaminati quali *contenuto in argilla* e *indice di plasticità*. In prima battuta, la resistenza residua risulta influenzata dalla mineralogia dell'argilla e dal chimismo delle acque di falda; ma in depositi nei quali queste due caratteristiche risultano sostanzialmente costanti, la resistenza può essere direttamente correlata agli indici sopra citati. Riportiamo a riguardo i due grafici più importanti, inseriti in numerosi libri di testo relativi alla geotecnica e alla meccanica delle terre: essi sono stati elaborati rispettivamente da Lupini e Skempton nell'ambito dei loro studi.

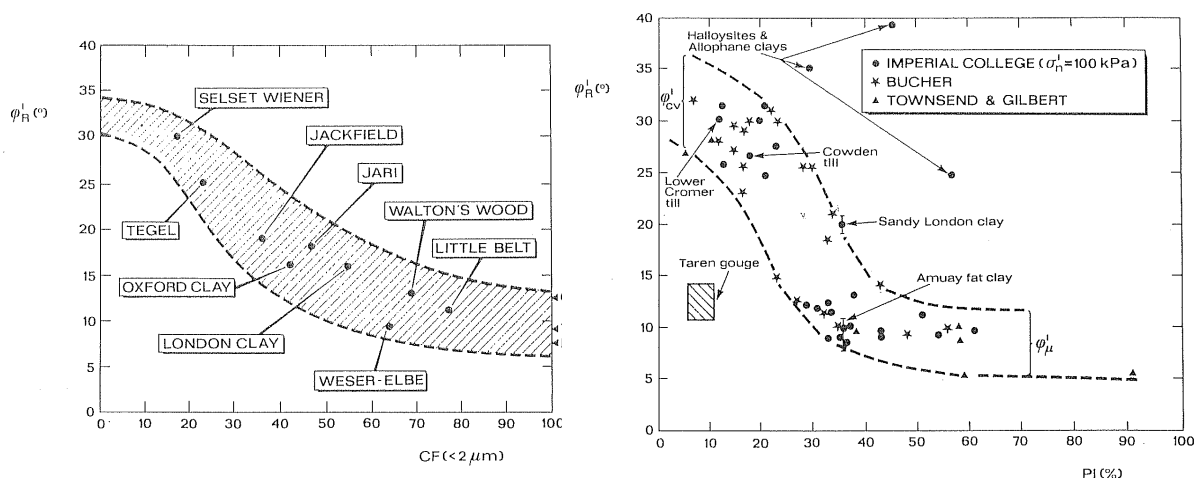


Figura 26 – Abachi di correlazione tra angolo di attrito residuo, e mineralogia o indice di plasticità del terreno, proposti da Skempton(1964) e Lupini et al.(1981).

Concludiamo il presente approfondimento sottolineando ancora una volta come non esista una correlazione tra resistenza residua e indici caratteristici del terreno di validità generale, ma come siano però individuabili andamenti tipici per i vari tipi di terreno, ricavabili dalla letteratura o dove possibile da studi in sito.

## 1.2 La meccanica delle rocce

La meccanica delle rocce si occupa dello studio teorico e pratico delle proprietà e del comportamento meccanico dei materiali rocciosi e della loro risposta sotto l'azione di forze applicate nel loro ambiente fisico.

Tale disciplina mantiene uno stretto rapporto con altre materie quali la geologia strutturale, per lo studio dei processi e delle strutture tettoniche che interessano le formazioni, e la meccanica dei terreni, per affrontare lo studio di rocce alterate da agenti atmosferici in superficie; di particolare interesse per il nostro studio risulta proprio quest'ultimo legame interdisciplinare.

Le rocce sono aggregati naturali, duri e compatti, di particolari minerali dotati di forte coesione permanente, che abitualmente si considerano un sistema continuo.

Esse appaiono però, nella maggioranza dei casi, interessate da discontinuità, o superfici di debolezza, che individuano diversi blocchi di roccia intatta; si rende quindi necessario distinguere le seguenti categorie:

- Matrice rocciosa: materiale roccioso privo di discontinuità, ovvero la roccia intatta;
- Discontinuità: qualsiasi superficie, di origine meccanica o sedimentaria, che rende indipendenti o separa i blocchi di matrice rocciosa in un ammasso;
- Ammasso roccioso: l'insieme di blocchi di matrice rocciosa e discontinuità.

La matrice rocciosa presenta un comportamento eterogeneo e anisotropo legato alla sua struttura e microstruttura minerale: si riscontrano infatti piani di laminazione, microfratture, orientazioni preferenziali dei minerali, ecc...; ciò nonostante dal punto di vista geotecnico essa è approssimabile a continua e isotropa.

Le discontinuità, generalmente superfici di stratificazione, giunti, faglie, ecc..., interrompono la continuità delle proprietà dei blocchi rocciosi, conferendo all'ammasso un comportamento condizionato dalla natura, frequenza e orientazione di tali piani.

In definitiva discontinuità e blocchi di matrice governano il comportamento dell'ammasso roccioso, e la prevalenza di una delle due componenti dipende dalle specifiche proprietà, nonché dalla scala o ambito di studio, dell'ammasso roccioso stesso.

Una trattazione più approfondita della descrizione degli ammassi rocciosi, mediante caratterizzazione di matrice e discontinuità, è riportata nel paragrafo 4 del presente capitolo, nel quale vengono descritti i rilievi geomeccanici; in questa sezione se ne riporta solo una sintesi, vista la non centralità della materia all'interno del presente studio.

La matrice rocciosa è caratterizzata dal punto di vista fisico-meccanico da numerose proprietà, tra le prime la composizione mineralogica, la struttura e la tessitura, e le proprietà indice (peso di volume, porosità, contenuto d'acqua, permeabilità), tra le seconde la durezza, la resistenza a compressione, trazione e taglio e la deformabilità.

La grande variabilità delle proprietà fisiche si riflette nei diversi comportamenti meccanici delle rocce, che risultano però influenzati anche da altri fattori, quali lo stato di alterazione della matrice, lo stato tensionale in sito, ecc...

Vista la complessità del problema, per descrivere una roccia e definirne il comportamento in maniera speditiva ci si limita a considerare:

- Classificazione geologica
- Stato di alterazione
- Durezza
- Resistenza a compressione

Riportiamo in questa sezione la prima, visto che non è descritta nel seguito:

Classificazione delle rocce secondo la loro origine		
Rocce sedimentarie	Detritiche:	arenaria, argillite, siltite, conglomerato
	Chimiche:	evaporite, calcare, dolomia
	Organiche:	calcare, carbone, rocce coralline
Rocce ignee	Plutoniche:	granito, gabbro, diorite
	Vulcaniche:	basalto, andesite, riolite
Rocce metamorfiche	Massive:	quarzite, marmo
	Foliate o scistose:	ardesia, fillade, scisto, gneiss

Tabella 4 – Classificazione geologica generale delle rocce.

Le discontinuità vengono descritte attraverso parametri fisici e geometrici, che ne condizionano il comportamento meccanico.

In particolare vengono considerate:

- Spaziatura
- Continuità
- Scabrezza delle pareti
- Apertura
- Riempimento e presenza di acqua
- Resistenza a compressione delle pareti e del materiale di riempimento.

Questi elementi concorrono a determinare in particolare la resistenza al taglio lungo le discontinuità, parametro meccanico più rilevante e che influenza notevolmente il comportamento dell'intero ammasso roccioso.

Gli ammassi rocciosi, infine, vengono caratterizzati attraverso specifiche classificazioni geomeccaniche, che considerano e integrano tra loro i fattori rappresentativi delle sue singole componenti (matrice e discontinuità):

- Proprietà della matrice
- Grado di alterazione
- Grado di fatturazione

La grande variabilità di questi fattori e il carattere discontinuo e anisotropo degli ammassi rocciosi comportano difficoltà nello stabilire classificazioni valide per diversi tipi di ammassi. Le più utilizzate sono la Classificazione RMR di Bieniawski e la Classificazione Q di Barton: entrambe stabiliscono diversi gradi di qualità dell'ammasso roccioso, fornendone i valori stimati della resistenza complessiva. Una breve descrizione di questi due sistemi di classificazione è riportata nel capitolo successivo, all'interno della parte relativa ai rilievi geomeccanici (Paragrafo 2.2.8 – Rilievi Geomeccanici).

In conclusione sottolineiamo come le discontinuità regolino, nella maggior parte dei casi, il comportamento meccanico degli ammassi rocciosi, condizionando la resistenza del complesso, i meccanismi e le zone di deformazione e rottura.

Questo controllo da parte delle discontinuità è totale negli ammassi di roccia dura e resistente, dove la resistenza dei blocchi di matrice è molto superiore a quella dei piani che li separano; in ammassi rocciosi teneri la differenza tra la resistenza delle due componenti è più ridotta, e può essere la matrice rocciosa a controllare il comportamento dell'ammasso.

## **1.3 Le spinte nei terreni**

### **1.3.1 Stato tensionale delle terre e analisi delle spinte**

Dopo aver descritto le terre, le loro caratteristiche e i comportamenti che le contraddistinguono, ci soffermiamo ora ad analizzare lo stato tensionale che si instaura in un terreno e le conseguenti condizioni di spinta che governano la stabilità dei pendii e delle opere di consolidamento collocate al loro interno.

Anche in questo caso prestiamo particolare riguardo al caso delle argille.

## Tensioni Litostatiche

Lo stato tensionale esistente in un punto di terreno indisturbato dipende principalmente da tre contributi:

- il peso proprio del terreno
- le condizioni di falda e la presenza di carichi esterni
- la storia tensionale.

Le tensioni dovute al peso proprio del terreno sono le cosiddette tensioni litostatiche o geostatiche, in genere caratterizzate da una componente verticale ed una orizzontale.

Nello specifico, facendo riferimento a un terreno omogeneo e isotropo, delimitato da piano di campagna orizzontale, la *tensione verticale totale* ad una certa profondità  $z$  è data dalla relazione:

$$\sigma_{vo} = \gamma \cdot z$$

nella quale compare il peso di volume del terreno  $\gamma$ .

Secondo quanto enunciato dal Principio degli sforzi efficaci di Terzaghi, tale tensione può essere scomposta in una quota efficace  $\sigma_{v0}'$ , agente sullo scheletro solido, ed in una relativa alla pressione dell'acqua interstiziale  $u_0$ . Conoscendo le condizioni di falda, secondo parametro di influenza dello stato tensionale di un terreno, possiamo quindi individuare la *tensione verticale efficace* mediante la seguente espressione:

$$\sigma_{v0}' = \sigma_{vo} - u_0$$

La tensione orizzontale è in genere espressa in funzione di quella verticale, ma la sua determinazione risulta complessa a causa della dipendenza dalla storia tensionale del deposito, terzo dei contributi sopra riportati. La tensione orizzontale viene espressa in funzione della verticale secondo una relazione del tipo:

$$\sigma_h' = K \cdot \sigma_v'$$

dove il termine  $K$  è definito coefficiente di spinta, e il suo valore dipende dal grado di sovraconsolidazione e dalle deformazioni orizzontali avvenute, ovvero dalla storia tensionale.

In condizioni litostatiche il coefficiente  $K$  è detto coefficiente di spinta a riposo  $K_0 = \frac{\sigma_{h0}}{\sigma_{v0}}$ , ed

assume valori compresi tra 0.4 e 0.6; esso definisce la seguente espressione per la *tensione orizzontale efficace*:

$$\sigma_{h0}' = K_0 \cdot \sigma_{v0}'$$

Esistono relazioni che correlano il valore di  $K_0$  con i parametri del terreno: per terreni normalmente consolidati viene utilizzata la formula di Jaky

$$K_0(NC) = 1 - \tan \varphi'$$

mentre per terreni sovraconsolidati il coefficiente viene incrementato mediante la relazione di Meyerhof:

$$K_0(OC) = K_0(NC) \cdot OCR^{0.5}.$$

## **Spinta Attiva e Passiva**

Nel momento in cui un terreno viene disturbato, da interventi invasivi quali scavi o realizzazioni di opere, in esso si generano deformazioni e lo stato tensionale si discosta da quello litostatico appena descritto. Tale problema, di notevole complessità, è stato analizzato da vari studiosi, secondo l'approccio all'equilibrio limite applicato ad un mezzo rigido plastico.

Per stati di sforzo lontani dal litostatico e vicini alla rottura il terreno viene modellizzato come materiale rigido plastico, con limite di rottura governato dal criterio di Mohr-Coulomb; questo approccio, a cui si fa riferimento in particolare nel calcolo della stabilità delle opere di sostegno, descrive il materiale come un mezzo in grado di assorbire azioni esterne fino ad un limite fisso, prima del quale la deformazione è nulla e oltre il quale si ha rottura e deformazione indefinita.

La risoluzione del problema del mezzo plastico richiede che siano soddisfatte le equazioni di equilibrio, oltre che le equazioni di congruenza, la legge costitutiva del materiale e il criterio di resistenza; per tale motivo si ricorre al metodo dell'equilibrio limite, che analizza la stabilità di una massa di terreno considerando le equazioni della statica (equilibri in termini di forze o momenti).

**Rankine** considerò una massa semi-infinita di terreno omogeneo e isotropo, limitato da una piano di campagna orizzontale, e ne osservò il comportamento a seguito dell'inserimento di una parete rigida verticale al suo interno.

Se la parete non altera la distribuzione delle tensioni nel terreno, si riscontrano le condizioni litostatiche già descritte.

Nell'ipotesi di spostamento della parete verso l'esterno il terreno tende a espandersi lateralmente, spingendo verso la parete stessa: la tensione orizzontale si riduce, mentre la tensione verticale rimane costante, ciò fino al raggiungimento di un valore minimo, in corrispondenza del quale il cerchio di Mohr tocca l'involuppo di rottura del materiale, nelle condizioni definite di *equilibrio limite attivo*.

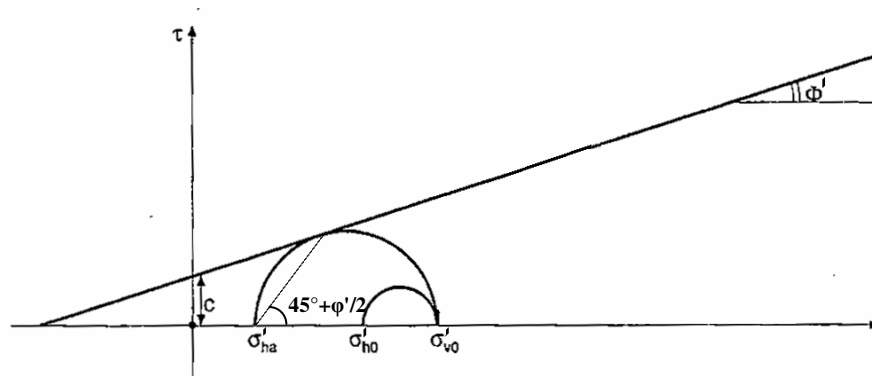


Figura 27 – Involuppo di rottura del terreno in condizioni di equilibrio limite attivo.

In queste condizioni il valore della tensione orizzontale efficace, *pressione attiva*, è espresso da:

$$\sigma'_{hA} = \sigma'_{v0} \cdot K_A - 2c\sqrt{K_A}$$

dove  $K_A$  è il coefficiente di spinta attiva, definito come  $K_A = \frac{\sigma'_{hA}}{\sigma'_{v0}} = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\phi'}{2}\right)$ , e  $c$  la coesione del terreno.

Osserviamo come la coesione abbassi la soglia tensionale che può essere raggiunta dal terreno senza pervenire a rottura, grazie all'attrazione elettrostatica tra le particelle.

Dall'analisi del cerchio di Mohr è possibile dedurre che le superfici di rottura generate in queste condizioni sono costituite da una famiglia di piani inclinati di  $45^\circ + \frac{\phi'}{2}$  rispetto alla direzione della tensione principale minore  $\sigma'_3$ , coincidente con la  $\sigma'_{hA}$ .

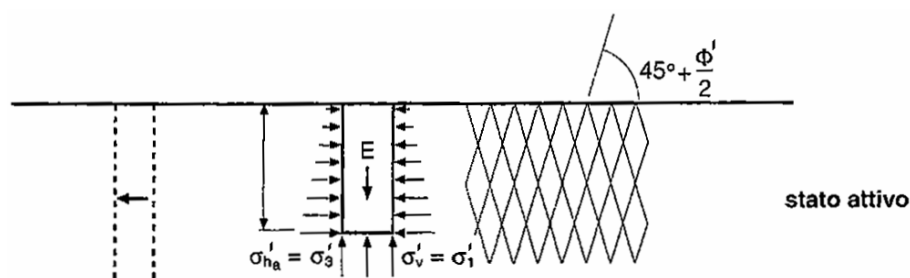


Figura 28 – Stato locale di Rankine di spinta attiva.

Nell'ipotesi di spostamento della parete verso l'interno il terreno subisce invece una compressione: la tensione orizzontale tende ad aumentare, superando quella verticale che rimane costante, fino al raggiungimento di un valore massimo in corrispondenza del quale si hanno le condizioni definite di *equilibrio limite passivo*.

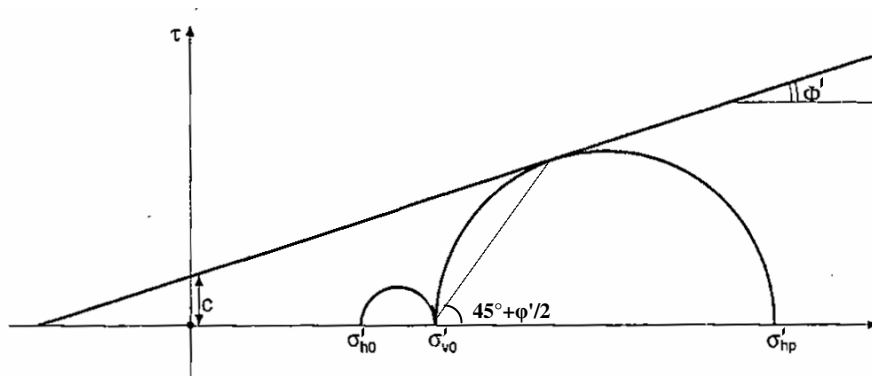


Figura 29 - Involuppo di rottura del terreno in condizioni di equilibrio limite passivo.

In queste condizioni il valore della tensione orizzontale efficace, *resistenza passiva*, è espresso da:

$$\sigma_{hp}' = \sigma_{v0}' \cdot K_p + 2c\sqrt{K_p}$$

dove  $K_p$  è il coefficiente di spinta passiva, definito come

$$K_p = \frac{\sigma_{hp}'}{\sigma_{v0}'} = \frac{1}{\tan^2(45^\circ - \frac{\phi'}{2})} = \tan^2(45^\circ + \frac{\phi'}{2})$$

La coesione alza la soglia tensionale raggiungibile dal terreno, aumentandone anche in questo caso il range di resistenza.

Dall'analisi del cerchio di Mohr si individua, come superfici di rottura, una famiglia di piani inclinati di  $45^\circ + \frac{\phi'}{2}$  rispetto alla direzione della tensione principale minore  $\sigma_3'$ , coincidente però, questa volta, con la  $\sigma_{v0}'$  (di conseguenza l'inclinazione rispetto alla direzione di  $\sigma_{hA}'$  risulta  $45^\circ - \frac{\phi'}{2}$ , come riportato nella figura qui sotto).

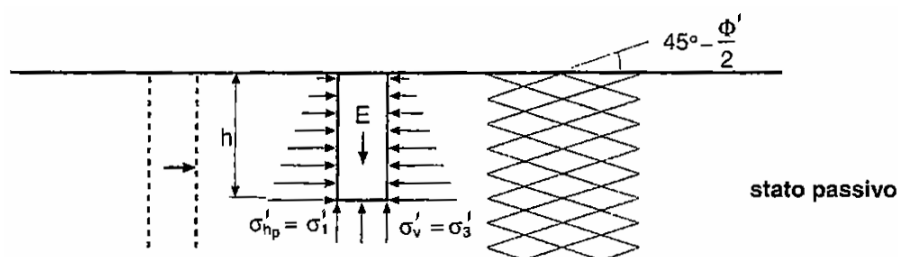


Figura 30 – Stato locale di Rankine di spinta passiva.

Per raggiungere le condizioni di spinta attiva sono sufficienti spostamenti ridotti, mentre per la spinta passiva sono necessari spostamenti rilevanti; a titolo esemplificativo riportiamo i valori riscontrati per un rilevato in sabbia sostenuto da un muro di sostegno, che variano tra lo 0.1-0.2% dell'altezza del muro per la spinta attiva, e il 2-20% della stessa altezza per la spinta passiva.



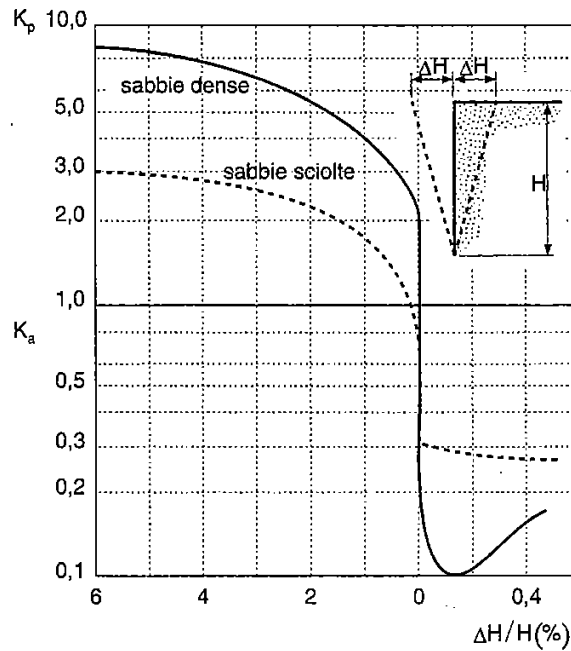


Figura 31 – Correlazione tra coefficienti di spinta attiva e passiva e spostamenti nel terreno per sabbie sostenute da un muro di sostegno.

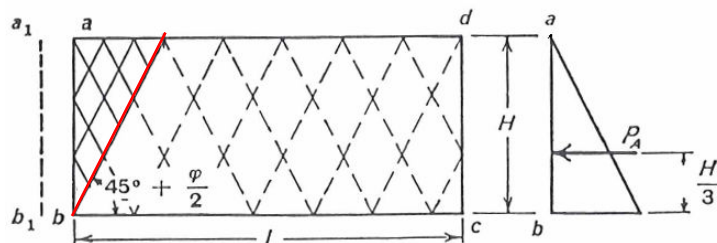
Da tale grafico osserviamo come valori attesi per il coefficiente  $K_A$  siano compresi tra 0.1 e 0.3, mentre per il coefficiente  $K_P$  tra 1.0 e 10.0.

Quanto fin'ora detto rappresenta il comportamento di una massa estesa di terreno, idealmente sottoposta ad espansione o compressione nella sua interezza: per questo le condizioni descritte vengono definite **stati generali**.

Nella realtà il movimento di un'opera può produrre cambiamenti negli sforzi solo nelle sue vicinanze, e per tale motivo è necessario definire **stati locali** di tensioni e deformazioni.

Rankine studiò queste condizioni considerando una massa finita, di terreno, limitato da una piano di campagna orizzontale, e a contatto con una parete verticale liscia.

In questo caso si riscontra, sia in stato attivo che passivo, rottura in corrispondenza di una sola superficie di scivolamento, e non più di famiglie di piani come evidenziato negli stati generali.



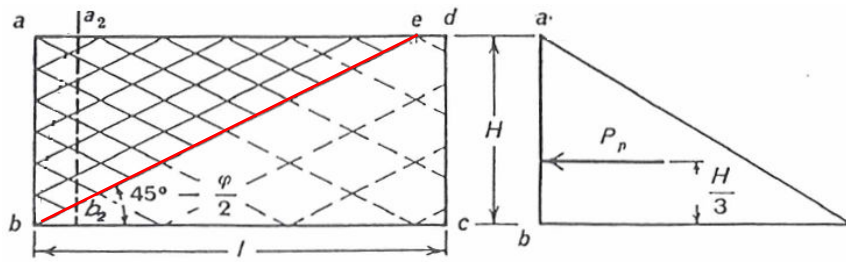


Figura 32 – Stati locali di Rankine: condizioni di spinta attiva e passiva.

Avendo a che fare con masse finite, è possibile ragionare in termini di spinte, integrando lungo la parete le relazioni precedentemente indicate per le tensioni.

Otteniamo per la *spinta attiva* la seguente espressione:

$$P_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_A - 2cH \sqrt{K_A}$$

mentre per la *spinta passiva*:

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p + 2cH \sqrt{K_p}$$

**Coulomb** suggerì un altro metodo per il calcolo della spinta delle terre, più accurato di quello di Rankine, basato sullo studio dell'equilibrio globale di un determinato cuneo di spinta.

A differenza di Rankine, Coulomb considera la parete ruvida, elemento che genera attrito tra muro e terreno e quindi una distorsione del poligono di forze in esame.

Analizziamo il caso della *spinta attiva*:

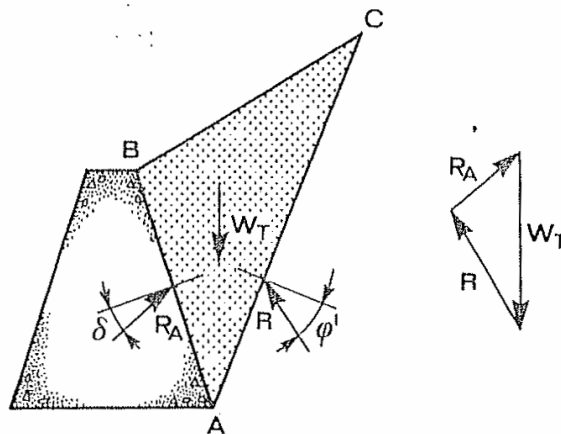


Figura 33 – Cuneo di spinta di Coulomb in condizioni di spinta attiva.

Il cuneo risulta sottoposto all'azione di tre forze: il peso del terreno  $W$ , la reazione del muro alla spinta del terreno  $R_A$ , e la risultante delle forze di attrito lungo la superficie di scivolamento  $R$ .

Osserviamo come l'attrito tra muro e terreno generi l'inclinazione di un angolo  $\delta$  della reazione alla spinta attiva (e della spinta attiva stessa) rispetto alla direzione normale alla parete.

La risoluzione prevede l'analisi dei cunei delimitati da tutte le possibili superfici di scivolamento AC, al fine di ricercare quello che restituisce il massimo valore di spinta attiva sul muro; vista l'onerosità del procedimento, il problema viene in genere risolto con metodi grafici, tra i quali riportiamo quello di Culmann:

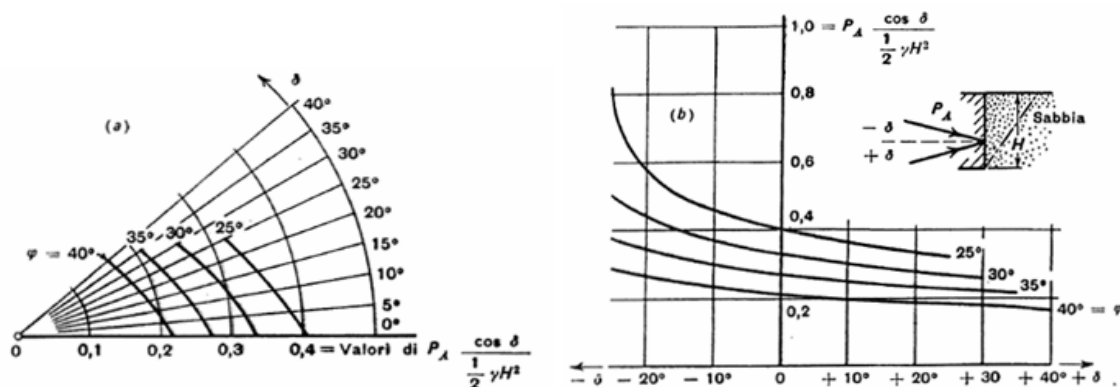


Figura 34 – Abachi di Culmann per la risoluzione del cuneo di spinta secondo Coulomb.

Il caso di *spinta passiva* è analogo a quello di spinta attiva: si riscontra semplicemente una inclinazione in senso opposto della reazione alla spinta passiva, e si ricerca, tra le possibili configurazioni geometriche, il minimo valore di spinta passiva sul muro.

I risultati restituiti dal metodo di Coulomb risultano tutto sommato simili a quelli individuati da Rankine, ma mantengono la loro validità solo per attriti ridotti tra muro e terreno, casi in cui la superficie di scivolamento appare effettivamente piana.

In realtà analisi teoriche e sperimentali del fenomeno mostrano parziali curvature della superficie di scivolamento nella sua porzione inferiore già per bassi valori di attrito.

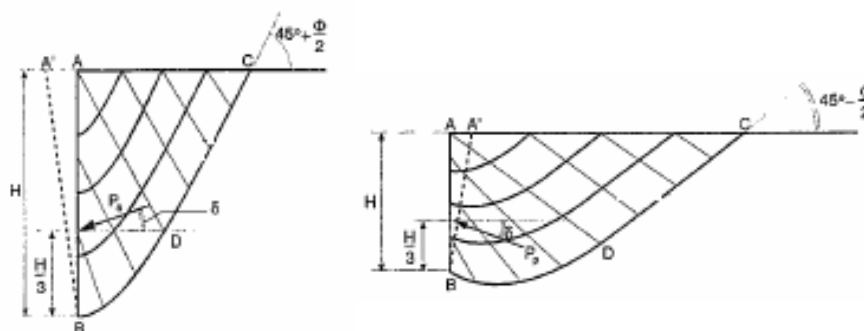


Figura 35 – Andamento reale delle superfici di scivolamento in presenza di attrito ridotto tra muro e terreno.

Giungiamo così a parlare del caso più generale, quello di **non applicabilità di Rankine e Coulomb**, nel quale si contempla un attrito rilevante sulla parete a contatto con il terreno.

La presenza di attriti significativi genera maggiori inclinazioni sulle risultanti delle spinte attiva e passiva, e di conseguenza provoca la curvatura della superficie di scivolamento, fin'ora sempre considerata piana.

La superficie di scivolamento assume la forma di una spirale logaritmica, e la risoluzione del problema diventa più complessa.

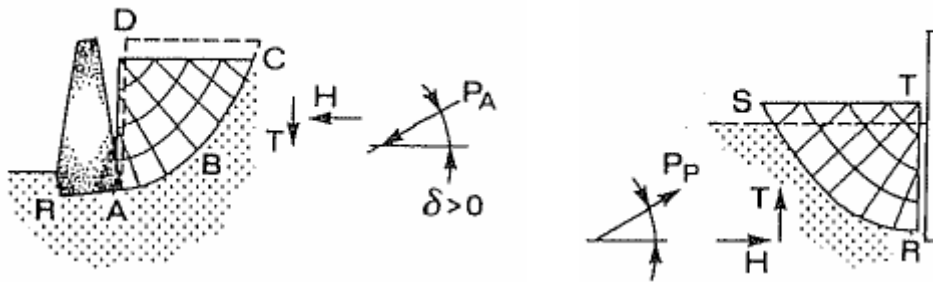


Figura 36 - Superfici di scivolamento, a forma di spirale logaritmica, in presenza di attrito rilevante muro-terreno

Da un confronto dei risultati dei metodi di Rankine e Coulomb, e di quelli di metodi più accurati, si osservano ridotte differenze, e a favore della sicurezza, nel caso del calcolo della spinta attiva, mentre divari più rilevanti, e a sfavore della sicurezza, per quel che riguarda la spinta passiva.

L'assunzione di attriti nulli sul muro di sostegno favorisce infatti, in spinta attiva, il cedimento del cuneo di terreno, raggiunto per stati tensionali minori; in spinta passiva, viceversa, ostacola il sollevamento del cuneo (giocando a favore della gravità), raggiunto per stati tensionali maggiori.

Di conseguenza per il calcolo della  $\sigma_A'$  è opportuno fare riferimento a metodi quali quelli di Rankine e Coulomb, più semplici; ciò è invece da evitare per il calcolo della  $\sigma_P'$ , che necessita dell'uso di superfici di scivolamento curvilinee.

Riportiamo nel seguito l'abaco di Navfac, che riporta i coefficienti di spinta attiva e passiva ottenuti con superficie di scorrimento formata da una spirale logaritmica.

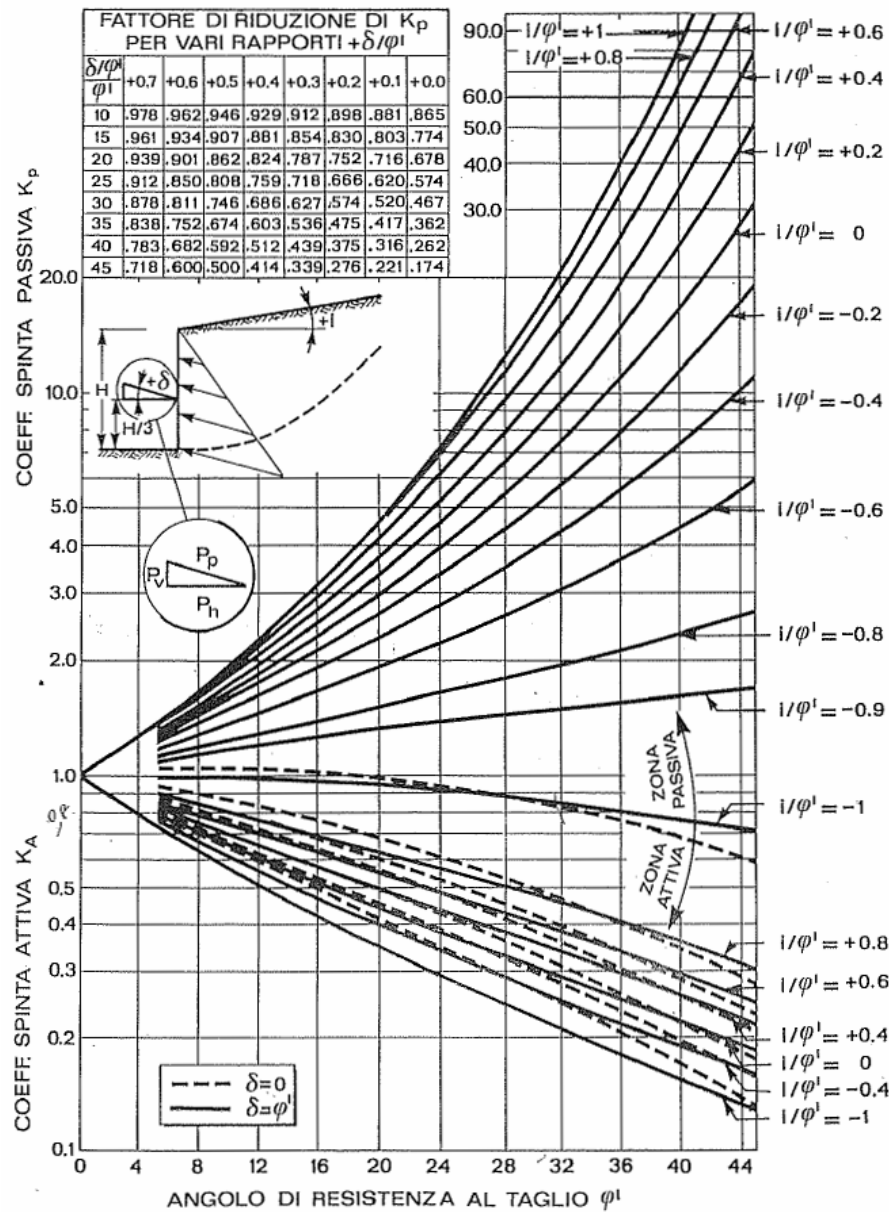


Figura 37 – Abaco di Navfac per la risoluzione di condizioni di equilibrio limite nei casi di non applicabilità di Rankine e Coulomb.

In tale abaco osserviamo come i coefficienti di spinta risultino espressi in funzione dell'angolo di attrito  $\delta$  tra parete e terreno, ma anche dell'inclinazione del cuneo a tergo del muro.

Quest'ultima dipendenza era stata contemplata già da Coulomb, come dimostra l'immagine del cuneo riportato sopra, e da Rankine, di cui si è riportata la trattazione più semplificata.

L'inclinazione del terreno in spinta determina una variazione nell'inclinazione delle superfici di rottura rispetto a quanto definito in precedenza.

Si individuano le condizioni di stato limite attivo e passivo osservando come al solito il piano di Mohr; per un terreno privo di coesione, in spinta attiva:

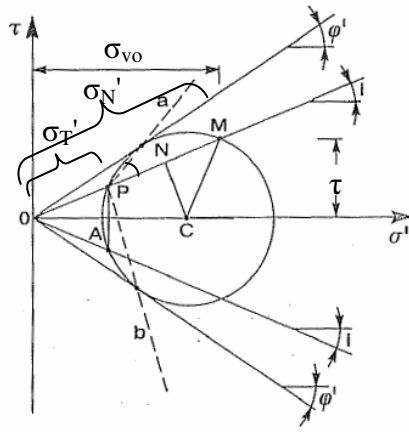
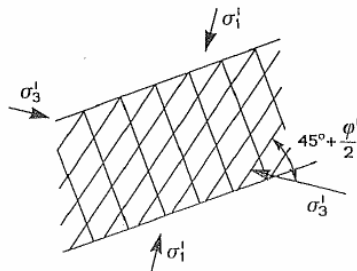


Figura 38 – Analisi su piano di Mohr delle condizioni di equilibrio limite attivo per condizioni di non applicabilità di Rankine e Coulomb, in piena generalità.

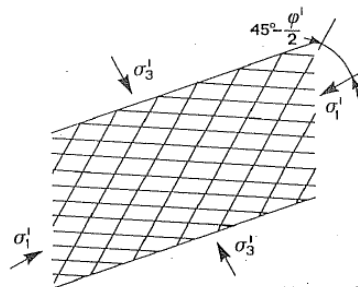
Lo stato tensionale a rottura è rappresentato dal cerchio di Mohr passante per il punto M di coordinate  $\sigma_{vo}'$  e  $\tau$ , ricavabili da equazioni di equilibrio, e tangente all'involuppo di rottura; sulla retta passante per M, inclinata di un angolo  $i$  rispetto all'asse orizzontale, sono individuabili le tensioni normale e tangenziale alla direzione di inclinazione del pendio; le loro proiezioni sull'asse orizzontale individuano le tensioni orizzontale e verticale.

Possiamo inoltre osservare l'inclinazione delle superfici di rottura dalle rette a e b: soffermandoci su a, notiamo come la sua inclinazione rispetto alla direzione tangenziale, sommata all'inclinazione del pendio  $i$ , risulti maggiore dei  $45^\circ + \frac{\varphi'}{2}$  individuati in precedenza.

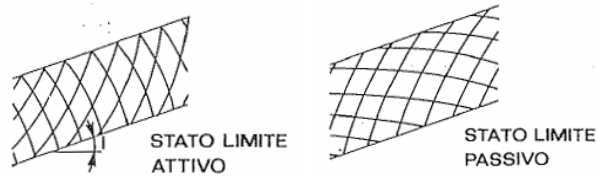
Avremo quindi un andamento di questo tipo:



Analoghi ragionamenti per il caso di spinta passiva portano a individuare le seguenti tensioni principali e inclinazioni dei piani di rottura:



La presenza della coesione determina infine un cambiamento progressivo dell'inclinazione dei piani di rottura con la profondità, elemento che determina l'individuazione di superfici curve:



### 1.3.2 Spinta delle terre sulle opere di sostegno

Dedichiamo questa sezione al calcolo delle spinte che un terreno è in grado di applicare ad un'opera di sostegno, base di partenza per la progettazione di interventi di consolidamento.

Consideriamo un terreno argilloso, omogeneo e isotropo, con presenza di falda e sovraccarichi; analizziamo le **condizioni di spinta attiva**:

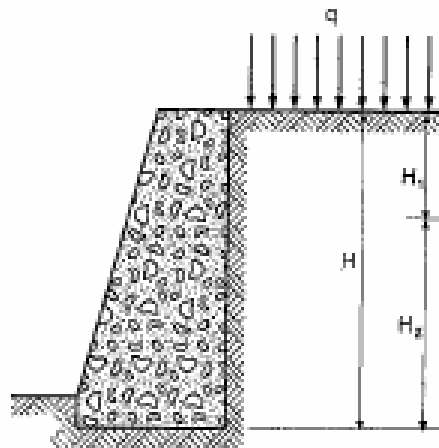


Figura 39 – Schematizzazione terreno-opera per il calcolo della spinta delle terre sulle opere di sostegno.

Nella porzione asciutta di terreno, trascurando momentaneamente il sovraccarico, si ha la presenza di sole tensioni efficaci, date dal peso secco del terreno:

$$\sigma_v' = z \cdot \gamma_d$$

$$\sigma_h' = z \cdot \gamma_d \cdot K_A - 2c\sqrt{K_A}$$

Al di sotto del piano di falda avremo, secondo il principio di Terzaghi, un contributo delle tensioni efficaci, dato dal peso immerso del terreno, e un contributo delle pressioni interstiziali; al primo è da aggiungere il peso del terreno secco sovrastante, che risulta un carico rettangolare:

$$\sigma_v' = H_1 \gamma_d + z' \cdot \gamma'$$

$$\sigma_h' = (H_1 \gamma_d + z' \cdot \gamma') \cdot K_A - 2c \sqrt{K_A}$$

$$u = z' \cdot \gamma_w$$

In entrambi gli orizzonti è poi da aggiungere il contributo del sovraccarico, espresso in termini di forza per unità di superficie (kN/m<sup>2</sup>), dato da:

$$\sigma_{v_q} = q$$

$$\sigma_{h_q} = q \cdot K_A$$

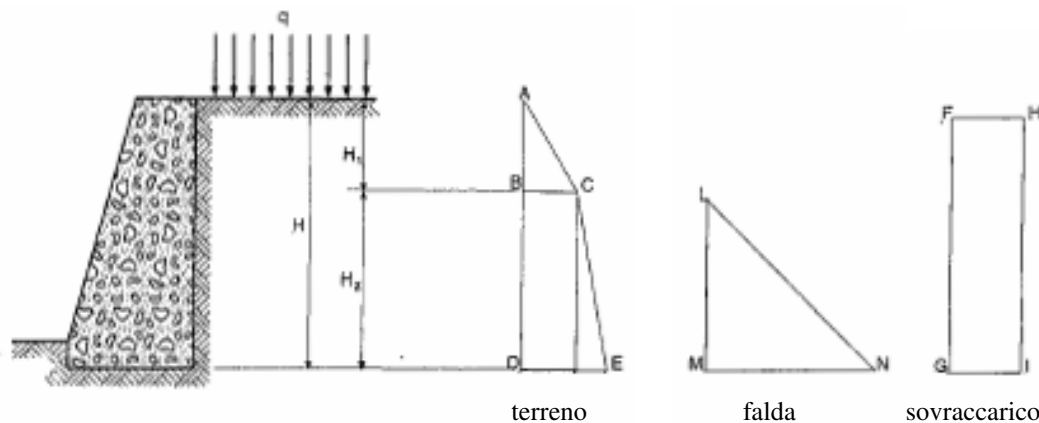


Figura 40 – Contributi di spinta su un muro di sostegno inserito nel terreno.

Definito l'andamento delle tensioni, possiamo procedere con il calcolo delle spinte:

innanzitutto la *spinta attiva*, alla quale contribuisce anche il sovraccarico:

$$\begin{aligned} P_A &= \frac{1}{2} \cdot \gamma_d \cdot H_1^2 \cdot K_A - 2c \cdot H_1 \sqrt{K_A} + \gamma_d \cdot H_2^2 \cdot K_A + \frac{1}{2} \gamma' \cdot H_2^2 \cdot K_A - 2c \cdot H_2 \sqrt{K_A} + q \cdot (H_1 + H_2)^2 \cdot K_A = \\ &= \frac{1}{2} \cdot \gamma_d \cdot H_1^2 \cdot K_A + \gamma_d \cdot H_2^2 \cdot K_A + \frac{1}{2} \gamma' \cdot H_2^2 \cdot K_A - 2c \cdot (H_1 + H_2) \sqrt{K_A} + q \cdot (H_1 + H_2)^2 \cdot K_A \end{aligned}$$

abbiamo poi la spinta dell'acqua:

$$P_{H_2O} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H_2^2$$

Procedendo con un calcolo analogo, è possibile ottenere le seguenti espressioni per le **condizioni di spinta passiva**:

$$P_P = \frac{1}{2} \cdot \gamma_d \cdot H_1^2 \cdot K_P + \gamma_d \cdot H_2^2 \cdot K_P + \frac{1}{2} \gamma' \cdot H_2^2 \cdot K_P + 2c \cdot (H_1 + H_2) \sqrt{K_P} + q \cdot (H_1 + H_2)^2 \cdot K_P$$

$$P_{H_2O} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H_2^2$$



Generalmente le opere di sostegno, e in particolare i muri, vengono verificati in condizioni di spinta attiva, che risultano quelle più facilmente raggiungibili.

Un muro che in fase di costruzione non venga posto a diretto contatto con il terreno, ad esempio, determina un'espansione laterale del terreno stesso, che dopo ridotte deformazioni può raggiungere condizioni di spinta attiva; o ancora può accadere che il muro ceda parzialmente a seguito della sua posa, dando luogo anche in questo caso ad espansione e deformazioni sufficienti ad instaurare condizioni di spinta attiva.

Non è comunque da escludere il raggiungimento di condizioni di spinta passiva, nonostante esse richiedano deformazioni più rilevanti.

In presenza di corpi di frana a monte del muro, ad esempio, la superficie di scivolamento del movimento di versante comprende spesso una porzione di terreno maggiore di quella individuata dal cuneo di spinta attiva; di conseguenza si riscontra una sovraspinta a tergo del cuneo, che genera compressione nel terreno e lo può portare in condizioni di spinta passiva.

In definitiva è quindi opportuno considerare entrambe le condizioni di equilibrio limite, soprattutto in presenza di corpi franosi.



**CAPITOLO 2**

**LE FRANE E IL PROBLEMA**

**DELL'INSTABILITA' DEI PENDII**

## 2.1 Le frane

Per frana si intende, secondo la definizione data da Cruden, un movimento di una massa di roccia, terra o detrito lungo un pendio.

Più in generale è da intendersi qualsiasi situazione di equilibrio instabile del suolo, del sottosuolo o di entrambi, compresi fenomeni di intensa erosione superficiale e fenomeni che interessano i pendii in profondità, controllata dalla gravità.

Le frane possono dare luogo a profonde trasformazioni della superficie terrestre, e a causa della loro alta pericolosità, nelle aree abitate o interessate da elementi antropici, devono essere oggetto di attenti studi e monitoraggi.

Da un punto di vista fisico, l'innescò di una frana avviene nel momento in cui le forze applicate su un versante, superate le resistenze dei materiali, provocano lo spostamento lento o improvviso di una certa massa di terreno.

Le modalità e la variabilità dello spostamento, nonché le caratteristiche della massa in movimento, sono regolate da un numero elevato di parametri, che a seconda dei casi incidono diversamente sugli equilibri naturali: il ruolo e l'incidenza dei singoli fattori che intervengono come causa dei fenomeni franosi non sono di facile definizione, anche se la predisposizione al dissesto di un certo versante è sicuramente condizionata da elementi intrinseci.

Si possono distinguere fattori predisponenti, relativamente costanti nel tempo, e fattori determinanti, che subiscono invece variazioni anche in tempi brevi: nei primi rientrano gli aspetti litologici, morfologici, strutturali, idrogeologici e geotecnici; i secondi comprendono elementi climatici, vegetazionali e antropici.

- Geologia: caratteri strutturali delle formazioni, giacitura rispetto alla superficie topografica, alternanza di orizzonti differenti;
- Morfologia: inclinazione della superficie topografica;
- Idrogeologia: rete idrografica superficiale, permeabilità;
- Clima e vegetazione: stagionalità, piovosità, esposizione dei versanti, copertura boschiva;
- Uomo: interventi invasivi, quali scavi e manufatti.

Le conseguenze di queste azioni si traducono in due contributi instabilizzanti per il pendio: l'aumento delle forze tangenziali, che inducono scivolamento, e la diminuzione delle resistenze al taglio dei materiali, che invece vi si oppongono. Il primo si realizza prevalentemente mediante la modificazione della geometria del versante, conseguente a

processi erosionali (in particolare al piede dei versanti) o alla realizzazione di scavi e manufatti antropici; il secondo può invece dipendere dall'incremento della pressione dell'acqua presente nei pori del terreno, o dal decremento delle resistenze conseguente a fenomeni alterativi di tipo fisico, chimico o biologico.

Problematiche particolari sono quelle che riguardano la valutazione della stabilità dei versanti in presenza di azioni sismiche, e l'incidenza dei sismi sui movimenti in massa.

Nonostante l'ampia gamma di meccanismi, cause e modalità d'innesco, in passato si è lavorato per definire una nomenclatura tecnica convenzionale per i fenomeni franosi, nonché criteri classificatori in grado di descrivere e interpretare i movimenti di versante.

I termini descrittivi delle parti di una frana indicati da Varnes (1978) sono riportati nella figura qui sotto. In un corpo di frana si distinguono due zone principali, quella di distacco e quella di accumulo: la prima è costituita nella parte più alta dalla nicchia di distacco, da cui si è mosso il corpo franoso, e nella parte inferiore dal corpo franoso stesso, che si muove lungo la superficie di rottura e può presentare fessure e scarpate secondarie; la zona di accumulo è invece caratterizzata dal piede, ossia un rigonfiamento morfologico costituito dall'accumulo di materiale che si è spostato da monte verso valle, e dall'unghia, margine inferiore della frana.

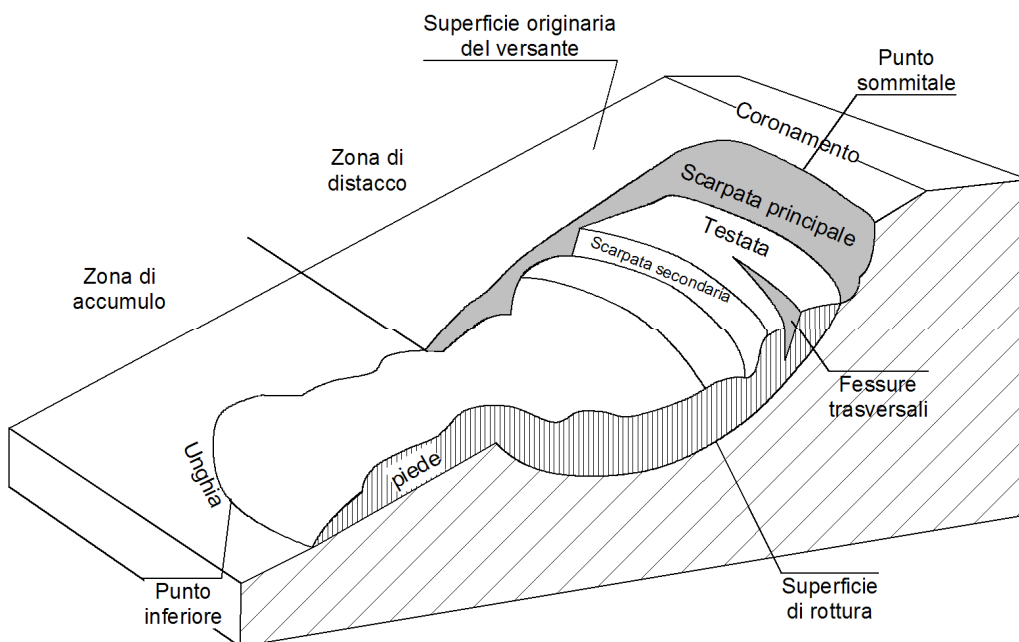


Figura 41 – Parti di una frana secondo Varnes (1978)

Per quanto riguarda la classificazione dei movimenti franosi, anch'essa fa riferimento a Varnes (1978), che fornì per primo uno schema sintetico ed esauriente, riconosciuto a livello internazionale; esso è stato rivisto da Cruden&Varnes (1997), e ripreso ed adattato da vari autori, tra cui per il caso italiano Carrara, D'Elia e Semenza (1982).

La classificazione si basa sul tipo di movimento e sul materiale roccioso coinvolto.

In relazione alla **tipologia di movimento** si distinguono cinque classi principali:

1. Crolli: spostamento di materiali in caduta libera, e successivo movimento a salti e rimbalzi;
2. Ribaltamenti: rotazione frontale di materiale intorno ad un punto situato al di sotto del baricentro della massa;
3. Scivolamenti (a loro volta suddivisi in Traslativi e Rotazionali): movimento di materiale verso la base del versante, che avviene in gran parte lungo una superficie di rottura o entro una fascia di intensa deformazione;
4. Espansioni laterali: movimento di terreno in seguito al cedimento di un livello di materiale meno competente sottostante, associato a subsidenza.
5. Colamenti: movimento distribuito in maniera continuativa all'interno della massa spostata, con caratteristiche e distribuzione di velocità analoghe a quelle di un fluido viscoso in movimento.

Ad esse si aggiunge la sesta classe dei

6. Fenomeni complessi: combinazione di due o più tipi di frane precedentemente illustrati, con uno spesso prevalente sugli altri.

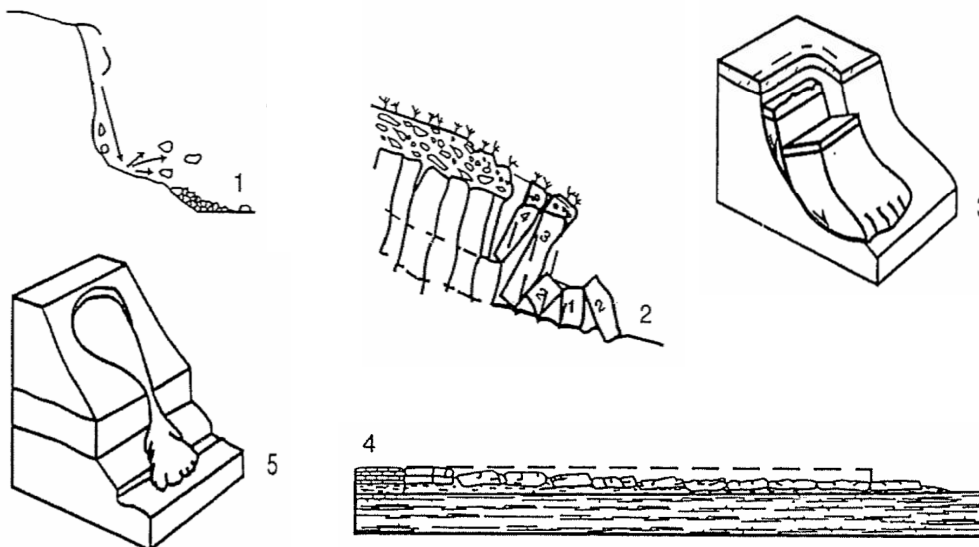


Figura 42 – Cinque classi per tipologia di movimenti secondo Cruden&Varnes (1997)

Ognuna di queste sei classi è poi suddivisibile, sulla base del **tipo di materiale** interessato dal processo franoso (roccia, terra o detrito), in tre sottoclassi.

Altri elementi descrittivi dei fenomeni franosi sono lo **stato di attività**, la **distribuzione spaziale e temporale**, lo **stile di attività**.

In base allo stato di attività si distinguono principalmente frane attive, attualmente in movimento, e inattive, ferme da almeno un ciclo stagionale; tra queste ultime si individuano come frane quiescenti quelle riattivabili dalle loro cause originali.

Lo studio dell'evoluzione spazio-temporale del movimento vede la distinzione in movimento retrogressivo, nel quale l'ampliamento dell'area in frana avviene in senso opposto a quello del movimento, e movimento in avanzamento, caratterizzato da una progressiva estensione verso la parte inferiore del versante.

Infine lo stile di attività descrive la modalità con cui diversi meccanismi di movimento contribuiscono alla frana.

Di particolare interesse per il caso oggetto di studio risulta la classe degli scivolamenti.

Essi si verificano per superamento della resistenza al taglio dei materiali rocciosi lungo una o più superfici; e dopo una iniziale fase estremamente rapida possono portare al progressivo collasso del pendio; la zona a monte del coronamento presenta cortei di fessure da collasso parallele allo stesso, mentre la parte inferiore del cumulo di frana tende ad allargarsi, sovrapponendosi alla porzione sottostante del versante e portando spesso all'innescò di colamenti.

Questi tipi di fenomeni sono molto sviluppati nelle sequenze sedimentarie a comportamento prevalentemente plastico, e nelle coperture detritiche disposte su substrato roccioso.

Le cause determinanti sono da ricercare prevalentemente nell'aumento del contenuto d'acqua nei terreni.

## 2.2 Caratterizzazione di un sito: indagini geologiche e geotecniche

Lo studio della stabilità dei pendii naturali richiede osservazioni e rilievi di superficie, raccolta di notizie storiche sull'evoluzione dello stato del pendio e delle opere esistenti, la constatazione di movimenti eventualmente in atto, la raccolta di dati sui caratteri idrogeologici e climatici della zona, l'analisi di precedenti interventi di consolidamento.

Queste ed altre attività, finalizzate all'identificazione dei terreni e alla determinazione delle loro caratteristiche fisiche e meccaniche, rientrano all'interno delle indagini geognostiche, indagini che per definizione hanno come scopo la conoscenza dei terreni.

Esse comprendono sia indagini geologiche che geotecniche, attività che nell'esecuzione pratica risultano strettamente connesse.

Lo studio geologico identifica l'origine e la natura dei terreni e delle rocce, il loro assetto stratigrafico e tettonico-strutturale, i caratteri ed i fenomeni geomorfologici, la loro prevedibile evoluzione nel tempo, lo schema della circolazione idrica nel sottosuolo.

Sulla base dell'inquadramento geomorfologico ed evolutivo del versante vengono programmate specifiche indagini per la caratterizzazione geotecnica dei terreni e delle rocce, finalizzate alla definizione di un modello sulla base del quale effettuare lo studio delle condizioni di stabilità nonché il progetto di eventuali interventi di stabilizzazione.

La maggior parte dei codici e dei regolamenti contengono raccomandazioni in proposito: a livello italiano i riferimenti sono rappresentati dalle recenti Norme Tecniche delle Costruzioni del 2008, e dalle storiche raccomandazioni redatte dall'AGI (Associazione Geotecnica Italiana) nel 1977.

Nonostante questo, le indagini non possono mai essere completamente pianificate a priori, perché le condizioni del terreno non sono note in anticipo: richiedono un adattamento alle condizioni sito-specifiche, spesso anche in fase di esecuzione.

**L'esame dei dati esistenti** rappresenta il primo passo attraverso cui approcciare lo studio di un versante.

Le principali fonti di informazione sono rappresentate da carte topografiche, carte, sezioni e relazioni geologiche custodite dalle autorità locali; altre importanti fonti risultano fotografie aeree, indagini geotecniche precedenti ed altri documenti storici.

Il successivo step consiste nella **programmazione** e nell'**esecuzione** dello specifico **programma di indagini**.



Esso è finalizzato alla definizione del profilo stratigrafico, delle proprietà fisico-meccaniche dei terreni e delle condizioni di falda: comprende sondaggi con prelievo di campioni, prove in sito per la determinazione di parametri meccanici, prove di laboratorio per la determinazione di parametri fisici e meccanici, rilievi e misure della pressione delle acque sotterranee e della permeabilità dei terreni.

Ci si avvale quindi sia di prove in sito che di prove di laboratorio, procedure complementari che solo se praticate in parallelo possono accrescere la conoscenza del comportamento dei terreni. Le indagini in sito risultano più rapide ed economiche, permettono di ottenere una descrizione continua del terreno e delle sue proprietà, di investigarne un volume maggiore, di definirne parametri attendibili; d'altro canto le condizioni al contorno risultano di complessa individuazione, così come le condizioni di drenaggio, elementi che impongono di ricorrere a prove di laboratorio per individuare parametri di riferimento.

Preliminarmente all'esecuzione delle indagini è preferibile effettuare un rilievo dettagliato del terreno, mediante laser scanner terrestre o aereo, che permette una corretta conoscenza della morfologia locale: essa al fine di ottenere modelli digitali del terreno, utili in fase di elaborazione dei dati, e preziosi strumenti di monitoraggio nel momento in cui vengano ripetuti a distanza di tempo.

Fa parte delle indagini geognostiche anche la fase di **monitoraggio**, prolungata nel tempo, della stabilità dei versanti o del comportamento delle opere di consolidamento inserite.

Ritroviamo in questo ambito i monitoraggi con strumentazione geotecnica, inclinometrici e piezometrici, e i rilievi geodetici.

Si riporta qui nel seguito una breve elencazione e descrizione degli strumenti di indagine presentati; all'interno dei successivi paragrafi sono approfonditi quelli utilizzati per la caratterizzazione del versante oggetto di studio, che costituiscono nel loro insieme una soddisfacente base conoscitiva.

All'interno delle indagini in sito ritroviamo un'ampia gamma di prove e test, taluni specifici per terre o rocce, altri applicabili in entrambi i casi:

- sondaggi geognostici:
  - perforazioni del terreno, con estrazione di carote e campioni; sono finalizzati alla determinazione della stratigrafia, all'estrazione di materiale da sottoporre a prove, all'installazione di strumentazione geotecnica e all'esecuzione di prove in sito al loro interno.

- prove di resistenza  
 comprendono prove speditive con Pocket Penetrometer e Vane test (scissometriche), prove pressiometriche, dilatometriche e di carico su piastra.  
 Nelle prime vengono misurate rispettivamente resistenza a compressione, resistenza al taglio, e resistenza non drenata residua, dall'infissione di punte e palette nel terreno; prove pressiometriche e dilatometriche consistono nell'espansione di membrane o sonde cilindriche nel terreno, e permettono di individuarne il legame costitutivo; nelle prove di carico su piastra è applicata al terreno una forza distribuita, e dalla misura dei cedimenti indotti nel terreno anche in questo caso è ricavato il legame sforzi-deformazioni.
- prove penetrometriche  
 prove nel corso delle quali si misura la resistenza alla penetrazione di utensili standardizzati; a seconda dei dispositivi utilizzati si differenziano in dinamiche (SPT) e statiche (CPT): le prime rilevano il numero di colpi richiesti per un avanzamento prefissato, e risultano adatte a suoli incoerenti, mentre le seconde misurano in continuo resistenze in punta e attriti laterali, e trovano applicazioni su una gamma più ampia di terreni, da sabbie ad argille.  
 Recente introduzione è quella del piezocono, penetrometro moderno dotato di una cella porosa in punta in grado di misurare la pressione interstiziale durante l'avanzamento.
- indagini geofisiche  
 metodi di indagine basati sul rilievo di variazioni su parametri fisici significativi correlati alle caratteristiche geologiche del terreno; si distinguono in base al parametro fisico studiato: gravimetrici (densità), magnetici (susceptività magnetica), elettrici (resistività), sismici (velocità di propagazione delle onde sismiche), sonici (velocità di propagazione delle onde acustiche), radioattivi (livello di radiazione naturale o indotta). Le diverse tecniche permettono di ricavare nel complesso un'ampia gamma di informazioni sul terreno, da stratigrafiche e litologiche, a fisiche e meccaniche.
- piezometri  
 strumenti utilizzati per lo studio dell'idrogeologia dei terreni; costituiti da tubi in PVC fessurati installati in fori di sondaggio; sonde calate al loro interno permettono la misura del livello piezometrico e delle pressioni interstiziali nel sottosuolo.
- prove di permeabilità  
 realizzate all'interno di fori di sondaggio o di pozzi. Le prime sono eseguite nel corso della perforazione, in condizioni di carico idraulico costante o variabile; sono osservate rispettivamente la portata da immettere/emungere per mantenere costante il livello

dell'acqua, e la velocità di risalita dell'acqua. Le prove in pozzo consistono nell'abbassare il livello della falda e nell'osservare l'andamento nel tempo del cono di depressione.

- rilievi del terreno

comprendono tecniche tradizionali, quale il rilievo aereo-fotogrammetrico, e moderni metodi di indagine quali il telerilevamento e il rilievo laser scanner. Il rilievo aereo-fotogrammetrico è basato sullo scatto di fotografie da aereo e sul loro affiancamento secondo i principi della stereoscopia; telerilevamento e laser scanner sull'invio a terra di segnali elettromagnetici e sulla raccolta degli stessi segnali riflessi dal terreno. Tutte queste tecniche permettono di ottenere carte e modelli digitali del terreno.

- inclinometri

strumenti d'indagine dei movimenti franosi, costituiti da tubi di alluminio installati in fori di sondaggio; sonde calate al loro interno permettono la misura degli spostamenti relativi nel terreno, al di sotto del piano di campagna, individuandone profondità ed entità.

- rilievi geodetici

consistono nel rilievo di punti della superficie topografica e nella valutazione dei loro spostamenti nel tempo; la posizione dei punti può essere calcolata mediante misure su angoli e distanze, effettuate rispettivamente con teodolite e distanziometro (oggi installati su un'unica apparecchiatura elettronica automatizzata, la stazione totale), o attenuata tramite rilievo GPS, basato sul posizionamento dello strumento rispetto a satelliti.

- rilievi geomeccanici

consistono nella descrizione e caratterizzazione degli ammassi rocciosi presenti in affioramento, al fine di individuarne proprietà e caratteristiche geotecniche; richiedono numerose osservazioni e misure, individuate da procedure di indagine standardizzate.

Tali indagini sono specifiche delle rocce.

All'interno delle prove di laboratorio ritroviamo principalmente:

- prove di taglio diretto

sottopongono il provino, posto all'interno di due telai orizzontali separati, a un carico assiale e ad una forza di taglio, fino a rottura; permettono la misura della resistenza al taglio del terreno, con particolare riferimento a quella residua delle terre fini.

- prove triassiali

sottopongono il provino, posto all'interno di una cella, ad uno sforzo radiale costante e ad uno sforzo assiale crescente, fino a rottura; permettono la misura della resistenza al taglio del terreno, e la possibilità del controllo delle condizioni di drenaggio ne consente l'impiego sia su terre a grana grossa che a grana fine.

<b>FINALITA'</b>	<b>Prove in Sito</b>	<b>Prove di Laboratorio</b>
Rilievo geomorfologico	Rilievo aereo-fotogrammetrico	
	Telerilevamento	
	Laser scanner	
	Rilievi geomeccanici	
Profilo stratigrafico	Sondaggi geognostici	
	Indagini geofisiche	
Proprietà fisiche e meccaniche	Prove penetrometriche	Prove di taglio diretto
	Pocket penetrometer	Prove triassiali
	Vane test	
	Prove pressiometriche	
	Prove dilatometriche	
	Prove di carico su piastra	
	Indagini geofisiche	
	Rilievi geomeccanici	
Pressioni interstiziali	Piezometri	
Permeabilità	Prove in foro	Prove di permeab. su campioni
	Prove in pozzo	
Monitoraggio movimenti	Inclinometri	
	Stazione totale	
	GPS	

Tabella 5 – Sintesi delle indagine geognostiche, secondo tipologia e finalità.

### **2.2.1 Sondaggi geognostici**

I sondaggi geognostici consistono nella realizzazione di fori nel terreno, caratterizzati da piccoli diametri (20-200 mm) e profondità spinte fino a 150 m; eseguiti su qualsiasi materiale, permettono il prelievo di campioni (carote) e l'esecuzione di prove in foro.

Si distinguono diversi metodi di perforazione del terreno: a rotazione, elicoidale e a percussione, di cui il più diffuso risulta il primo.

I sondaggi a rotazione sono adatti a qualsiasi tipo di roccia, anche se ghiaie, ciottoli e sabbie fini sotto il livello piezometrico risultano difficili da perforare.

Consistono nell'infissione per spinta e rotazione di una batteria d'aste dotata in testa di carotiere (per sondaggi in continuo) o di martello/tricono (per sondaggi a distruzione di nucleo); l'infissione avviene spesso con l'ausilio di fluido di perforazione, quale acqua o

fango bentonitico, iniettato per circolazione in genere diretta (discesa lungo le aste, risalita sulle pareti del foro).

Il sistema di perforazione comprende i seguenti elementi:

- *Sistema di spinta e rotazione*
- *Batteria d'aste*
- *Testa di rotazione*: unisce aste a carotiere
- *Tubo carotiere*: tubo di raccolta del campione di terreno
- *Estrattore e Manicotto*: portaestrattore: taglia il campione e lo trattiene nel carotiere
- *Corona tagliente*: incide il terreno, di widia (carburo di tungsteno) o diamante
- *Martello/tricono*: disgrega il terreno

Il **sondaggio** può essere **continuo** se si utilizza un carotiere, infisso per spinta e rotazione: esso permette l'estrazione di colonne integre di terreno di 1 metro di lunghezza, alloggiato in apposite cassette catalogatrici; questo tipo di sondaggio consente un'analisi stratigrafica del terreno, nonché il prelievo di campioni rappresentativi del terreno per indagini di laboratorio.

Il **sondaggio** risulta invece a **distruzione di nucleo** se si utilizza un martello/tricono, infisso per roto-percussione; esso permette l'estrazione di terreno disgregato, e per tale motivo restituisce materiale poco utile al fine di analisi.

Per quanto riguarda i sondaggi in continuo, si possono utilizzare *carotieri*:

- *Semplice*

costituito da un unico tubo: il fluido di perforazione scorre all'interno del campione, con rischio di rimaneggiamento, e inoltre il campione è a contatto diretto con il tubo in rotazione. Produce quindi campioni rimaneggiati.

- *Doppio*

costituito da due tubi concentrici, dove il campione è contenuto in quello interno: il fluido di perforazione scorre nell'intercapedine tra un tubo e l'altro, non disturbando il campione; e inoltre il campione è a contatto con il tubo interno che è fermo grazie alla presenza di cuscinetti a sfera. Produce quindi campioni indisturbati.

Il prelievo di campioni nei sondaggi avviene mediante *campionatori*, che possono essere a rotazione (sostanzialmente i carotieri già descritti), o ad infissione per pressione/percussione (aperti o chiusi, a parete sottile o spessa).

I campioni hanno dimensioni dell'ordine dei 50-100 mm in larghezza, e di altezza sufficiente ad avere un tratto centrale indisturbato.

Nella pratica i sondaggi vengono realizzati durante l'esecuzione di fori finalizzati all'ubicazione di inclinometri e piezometri.

Eseguito il sondaggio, si procede con la caratterizzazione geologica-geotecnica del terreno, che consiste nella descrizione delle carote e dei campioni ottenuti dai sondaggi, corredata dai dati di perforazione.

Una volta a disposizione i dati delle prove di laboratorio, si compilano infine moduli stratigrafici, nei quali ogni orizzonte è individuato ad una certa profondità e caratterizzato da descrizione e parametri misurati nelle analisi.

IMPRESA		MODULO STRATIGRAFICO IN TERRENI SCIOLTI								
SONDAGGIO N.°:		UBICAZIONE:				COORDINATE: X: Y: Z:				
DATA : 18-5-1999		PROFONDITA': 12 m				PAGINA N°:				
PROFONDITA' (m)	LUNGHEZZA DEL TRATTO (m)	LIVELLO PIEZOMETRICO	SIMBOLOGIA	DESCRIZIONE	CAMPIONI E PROVE	N° COLPI S.P.T	LIMITI DI ATTERBERG		UMIDITA' (%)	CLASSIFICAZIONE U.S.C.S
							LL (%)	IP (%)		
	0.25			Terreno vegetale organico.						
0.90	0.65			Ghiaia sabbiosa, ben gradata, con clasti angolosi di colore nerastro.						
1.80	0.90			Ghiaia sabbiosa simile alla precedente, con passate limoso-sabbioso-argillose, più abbondanti in profondità.						
2.00	0.20									
2.60	0.60			Limo con subordinata componente sabbiosa, con ciottoli isolati, di colore biancastro. Mediamente denso e duro.	CI		33.0	15.9	16.8	CL
3.20	0.60				SPT	5-8-9				
				Limo argilloso-sabbioso, con ciottoli angolosi di dimensioni tra 2 e 3 cm, di colore bruno scuro. Il materiale si presenta sciolto con agglomerati maggiormente coesivi.						
	3.25			Limo sabbioso con sporadici ciottoli subarrotondati con dimensioni fino a 5 cm. Il materiale si presenta sciolto, di colore marrone-biancastro.						
6.45										
7.00	1.15			Limo-argilloso marrone scuro, con elevato contenuto di materia organica. Presenta clasti di dimensioni comprese tra 0.5 ed 1 cm.	CI		24.8	8.5	16.2	ML
7.60		7.30			SPT	4-7-7				
				Limo sabbioso, sciolto, di colore marrone chiaro.						
				Limo con subordinata frazione sabbiosa, più coesivo dei livelli precedenti, di colore marrone chiaro. Compatto ( $q_u = 2-2.5 \text{ kg/cm}^2$ ).						
11.00										
11.50	0.50			Marne argillose con ciottoli sporadici, di colore grigio-azzurro. Dure ( $q_u = >4.5 \text{ kg/cm}^2$ ).	CI		30	20	8.5	CL
12.00	0.50				SPT	25-50-R				

Figura 43 – Colonna stratigrafica di un sondaggio.

## 2.2.2 Prove di resistenza

### Pocket penetrometer

Il penetrometro tascabile è uno strumento utilizzato per misurare approssimativamente, ma in modo semplice e rapido, la resistenza alla rottura di un terreno coesivo e semicoesivo.

E' costituito da due cilindri telescopici, che alloggiavano una molla a compressione, e da una punta che penetra nel terreno; la punta, in acciaio come il resto dello strumento, è progettata in modo da consentire misure della resistenza anche “in profondità” (fino a 6 cm), eliminando incertezze ed errori propri delle misure superficiali, spesso influenzate da rammollimento, rimaneggiamento, essiccamento della parete.

Sulla scala graduata presente sul fianco dello strumento si legge direttamente un valore della resistenza alla compressione semplice in MPa, derivato dallo sforzo necessario per far penetrare la punta nel terreno.



Figura 44 – Pocket Penetrometer.

Lo strumento viene infisso direttamente nel terreno o in campioni, e ne restituisce i valori della resistenza a compressione semplice e della resistenza al taglio; sono i valori più attendibili che si possano ricavare dai terreni coesivi, valori che le prove penetrometriche non sono in grado di fornire.

### Vane test

Il Vane Test, o prova scissometrica, consente la misura diretta ed accurata della resistenza al taglio non drenata dei terreni coesivi; può essere eseguita in campo, in parete o al fondo di scavi, oppure in laboratorio su un campione opportunamente confinato.

La prova consiste nell'infingere nel terreno da testare una paletta (vane) a quattro lame ortogonali e, ruotandola, nel misurare il valore dello sforzo di torsione necessario per portare a rottura il terreno; successivamente si può continuare la rotazione della paletta per alcuni giri

fino al completo rimaneggiamento del terreno, misurando così la resistenza al taglio residua del terreno stesso dopo grandi deformazioni.

Le "palette" hanno forma rettangolare con altezza doppia rispetto al diametro, e al di sopra delle lame della paletta è fissato un sottile anello allargatore con lo scopo di eliminare dalle misure gran parte della componente dello sforzo dovuta all'attrito del terreno lungo il tratto di asta infissa nel terreno.



Figura 45 – Scissometro.

La resistenza al taglio non drenata a rottura viene calcolata dal valore dello sforzo massimo di torsione richiesto per tagliare il terreno compreso fra le ali della paletta.

### 2.2.3 Indagini sismiche

Le indagini sismiche fanno parte delle prospezioni geofisiche, metodi di indagine indiretti basati sul rilievo di variazioni su parametri fisici significativi correlati alle caratteristiche geologiche del terreno; sono tecniche non distruttive, che permettono uno studio estensivo.

Il parametro fisico studiato nei profili sismici è la velocità di propagazione delle onde sismiche nel terreno, e come per le altre prospezioni geofisiche si distinguono tecniche di superficie e tecniche in foro.

Le onde sismiche sono ovviamente generate artificialmente, e la loro Velocità ( $v$ ) di Propagazione è correlata essenzialmente alla Costante Elastica ( $\mu$ ) e alla Densità ( $\rho$ ) del mezzo. In particolare la velocità  $v$  è inversamente proporzionale alla densità  $\rho$  e direttamente proporzionale alla rigidità  $\mu$ :



$$v = \sqrt{\frac{l + 2\mu}{\rho}} \quad \text{per onde P} \qquad v = \sqrt{\frac{\mu}{\rho}} \quad \text{per onde S}$$

dove  $l$ : coefficiente di Lamè

Si osserva comunque un aumento progressivo della velocità con l'aumentare della densità del mezzo (e quindi spesso con la profondità), a causa di una crescita più rapida di  $\mu$  rispetto a  $\rho$ .

I contatti tra i corpi geologici, caratterizzati da diverse velocità di propagazione, costituiscono superfici di discontinuità, in corrispondenza delle quali le onde vengono rifratte, riflesse o diffratte.

La legge di Snell descrive i contributi di riflessione e rifrazione in funzione dell'angolo di incidenza delle onde sismiche e delle velocità dei mezzi a contatto:

$$\frac{\sin R}{\sin i} = \frac{v_2}{v_1}$$

dove  $i$ : angolo di incidenza

$R$ : angolo di rifrazione

$v_1, v_2$ : velocità dei due mezzi a contatto (mezzo 2 posto al di sotto dell'1)

La geotecnica usa in genere la sismica a rifrazione, raccogliendo le onde che hanno subito una rifrazione totale in corrispondenza di una superficie di discontinuità (onde che si sono propagate per un certo tratto lungo tale discontinuità).

## Sismica di superficie

La sismica in superficie prevede l'energizzazione del terreno mediante scoppio o percussione, al livello del piano di campagna, e la raccolta delle perturbazioni lungo profili longitudinali, sempre sul piano di campagna, strumentati con sensori posti tra loro a una distanza regolare.

In particolare, l'energizzazione a percussione avviene mediante massa battente da 8 kg, mentre i sensori sono costituiti da geofoni che raccolgono le perturbazioni e sismografi che le registrano; le perturbazioni raccolte sono le onde sismiche P, onde longitudinali di compressione e distensione che viaggiano più velocemente delle altre.

La lunghezza dei profili varia tra 25 e 100 m, con 3-5 punti di energizzazione, e geofoni posti a una distanza che non supera i 5 m (5-20 geofoni in totale).

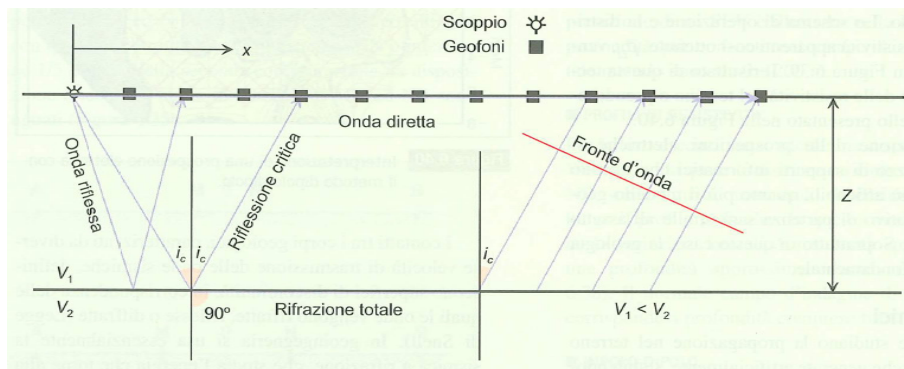


Figura 46 – Schematizzazione di un profilo sismico di superficie.

Vengono misurati i tempi che intercorrono tra l'energizzazione e l'arrivo delle onde P: le prime ad arrivare sono le onde dirette, riflesse dalle discontinuità; oltre una certa distanza dal punto di energizzazione (distanza critica) sono però le onde rifratte ad arrivare per prime, a causa del loro attraversamento di materiale a maggiore velocità.

Graficando i tempi di arrivo in funzione della distanza dal punto di energizzazione si ottengono curve dromocrone, le cui pendenze individuano le velocità dei mezzi, utilizzate per caratterizzarli ed individuarne la profondità. Per ogni rifrattore (discontinuità) si individua una specifica dromocrona, e poichè la situazione più comune è quella di rifrattori non piani, le dromocrone appaiono spesso non allineate lungo una retta, richiedendo le necessarie correzioni.

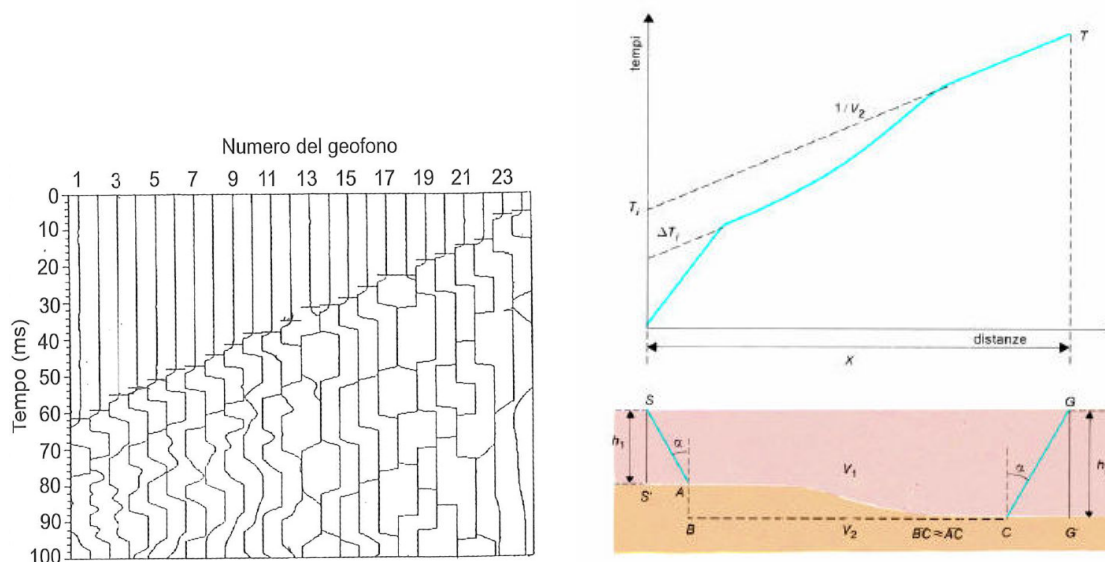


Figura 47 – Sismogramma, dromocrona e cammino dell'onda sismica.

La velocità di trasmissione delle onde sismiche, come accennato, è un buon indicatore delle caratteristiche geotecniche dei materiali: si ritrovano in letteratura tabelle con velocità associate a materiali e loro stato. Al crescere della degradazione e dell'alterazione la velocità diminuisce, quindi si ritrovano valori dell'ordine dei 5.000 m/s per rocce sane e dell'ordine dei 1.000 m/s per rocce intensamente alterate e terre.

## Sismica in foro

La sismica in foro consiste nella energizzazione del terreno mediante percussione, al livello del piano di campagna o in foro, e nella raccolta delle perturbazioni lungo profili verticali all'interno di fori strumentati con sensori.

In particolare, l'energizzazione avviene mediante percussione verticale o laterale di corpi fissati al suolo o a lato foro; il sensore è una sonda triassiale, posta a diverse profondità in foro. Le perturbazioni raccolte sono le onde sismiche P ed S, rispettivamente onde longitudinali di compressione e distensione e onde trasversali di taglio.

Anche in questo caso vengono misurati i tempi che intercorrono tra l'energizzazione e l'arrivo delle onde; per le onde P vale quanto detto nel caso della sismica di superficie, mentre per le onde S è difficoltosa l'individuazione del loro arrivo, effettuata con differenti tecniche.

Di nostro interesse è la tecnica utilizzata nei profili *down-hole*: l'energizzazione in questo caso è effettuata dalla superficie del sondaggio, e la ricezione mediante sonda posta a diverse profondità nello stesso foro. Il geofono utilizzato ha tre componenti, due orizzontali perpendicolari tra loro e la terza verticale; questa configurazione permette di identificare l'arrivo delle onde S attraverso il confronto dei sismogrammi, ricevuti nella stessa componente, generati da energizzazioni in direzioni opposte.

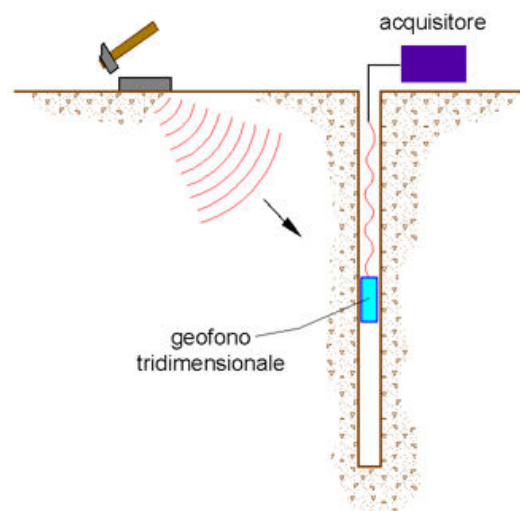


Figura 48 – Schematizzazione di un profilo sismico in foro.

Graficando i tempi di arrivo delle onde P ed S in funzione della distanza dal punto di energizzazione si ottengono curve dromocrone, dalle cui pendenze è possibile ricavarne le rispettive velocità  $v_P$  e  $v_S$ .

La velocità delle onde S è ovviamente inferiore a quella delle onde P, variando tra valori dell'ordine dei 1.000 m/s per rocce sane e dell'ordine dei 100 m/s per rocce intensamente alterate e terre sciolte.

In questo caso dalle velocità sono spesso ricavate le caratteristiche elastiche del terreno, in particolare Modulo di Young e Coefficiente di Poisson.

## 2.2.4 Prove di laboratorio

Le prove di laboratorio consistono in test eseguiti su provini di terreno al fine di esaminarne le caratteristiche e il comportamento meccanico.

Nello specifico, le principali finalità delle prove di laboratorio sono riassunte di seguito:

- Identificazione e classificazione di un particolare terreno
- Esame delle caratteristiche fondamentali del comportamento meccanico dei terreni
- Determinazione dei parametri di progetto

Le prove possono essere condotte utilizzando *campioni indisturbati* o *ricostituiti in laboratorio*: i provini indisturbati vengono prelevati cercando di arrecare al terreno il minimo disturbo compatibile con le operazioni di campionamento, e conservano la struttura e le proprietà del terreno in sito; i campioni ricostituiti perdono invece queste caratteristiche, e di conseguenza le prove su di essi sono volte a determinare unicamente le proprietà intrinseche del terreno, ossia quelle non legate alla sua struttura.

Possiamo distinguere, sulla base delle finalità, due categorie di prove, le **prove di classificazione** e le **prove di resistenza**.

Le prove di classificazione comprendono l'analisi granulometrica per terreni a grana grossa, i limiti di Atterberg per terreni a grana fine, e per entrambi la misura del peso specifico e del contenuto d'acqua.

La curva granulometrica si determina per setacciatura e sedimentazione; i limiti di Atterberg, rispettivamente, il liquido mediante cucchiaio di Casagrande, in cui si provoca la rottura di un campione posto in una coppetta facendo battere ripetutamente quest'ultima su un blocco di gomma, mentre il limite plastico mediante la cosiddetta tagliatella di Casagrande, cilindretto di terreno di cui si osserva l'insorgere della fessurazione al diminuire il contenuto d'acqua (mediante carta assorbente); contenuto d'acqua e peso specifico vengono infine determinati mediante misure ponderali e volumetriche su campioni allo stato naturale ed essiccati.

Le prove di resistenza comprendono prove di compressione monoassiali e triassiali, prove di taglio, prove di consolidazione.

Riportiamo nel seguito una trattazione approfondita di queste ultime, con particolare riferimento alle prove triassiali e di taglio.

## Prova Triassiale

Nella prova triassiale un provino di terreno di forma cilindrica, protetto da una sottile membrana, è posto in una cella all'interno della quale è sottoposto a una pressione radiale e ad un carico assiale.

Si evince immediatamente come tale apparecchiatura non consenta quindi un controllo delle tre tensioni principali, e nonostante venga definita triassiale in realtà si tratta di una prova a compressione cilindrica.

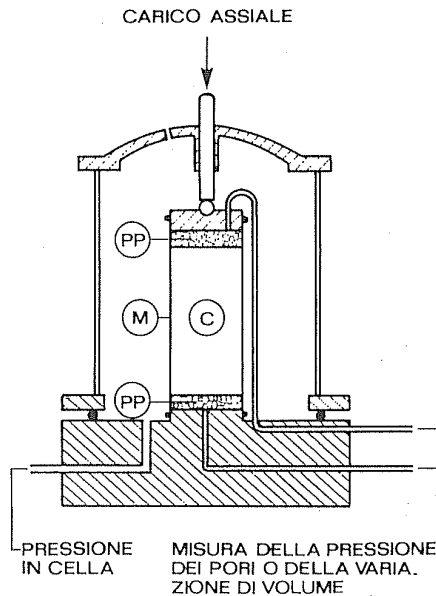


Figura 49 – Cella triassiale.

La differenza tra la pressione assiale e quella radiale costituisce lo sforzo deviatorico applicato al provino, e a seconda dei valori assegnati a tali tensioni si possono realizzare prove di compressione o estensione, in carico o scarico.

Le estremità della cella sono collegate all'esterno, e ciò consente l'espulsione dell'acqua nelle prove drenate, e la misura delle pressioni interstiziali nelle fasi non drenate.

Queste ultime possibilità costituiscono i principali vantaggi della cella triassiale, e ne giustificano il largo utilizzo. L'apparecchiatura presenta però anche limitazioni, tra cui il fatto che non sia possibile indagare l'influenza della tensione principale intermedia, che gli assi principali di sollecitazione siano prestabiliti, e soprattutto che la distribuzione delle deformazioni sia poco uniforme all'interno del provino.

La cella triassiale viene utilizzata per la determinazione della resistenza al taglio delle terre, espressa dall'involuppo di rottura sul grafico tensioni tangenziali-sforzi normali; vengono impiegate per prove su campioni di sabbie, ovviamente in condizioni drenate, e per prove su campioni di argilla sia in condizioni drenate che non drenate.

## Prova a taglio diretto

Nella prova a taglio diretto il provino è posto all'interno di due telai orizzontali, che possono scorrere uno rispetto all'altro, all'interno dei quali è sottoposto a un carico assiale e ad una forza di taglio.

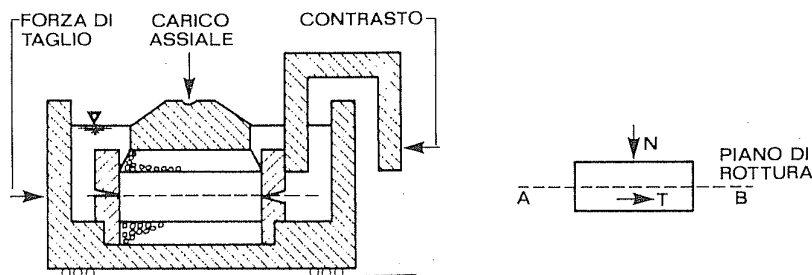


Figura 50 – Cella Casagrande, o apparecchio di taglio diretto.

Nel corso della prova vengono misurati gli spostamenti verticali del provino e gli spostamenti relativi tra i due telai orizzontali.

L'apparecchiatura non consente di controllare le condizioni di drenaggio, né di misurare la pressione interstiziale; di conseguenza il solo tipo di prova che può essere eseguita con attendibilità è quella drenata, visto che un'esecuzione rapida del test non è comunque in grado di garantire l'assenza di drenaggio. Altre limitazioni sono rappresentate dal fatto che non è possibile definire in modo completo lo stato tensionale del provino, avendo come uniche indicazioni forza normale e di taglio applicate, e che la distribuzione delle deformazioni sia poco uniforme all'interno del provino.

L'apparecchio di taglio diretto, detto anche cella Casagrande, viene utilizzato per la determinazione della resistenza al taglio delle terre, espressa dall'involuppo di rottura sul grafico tensioni tangenziali-sforzi normali; può essere utilizzato per prove su campioni di sabbie, ovviamente in condizioni drenate, ma trova largo impiego nella determinazione della resistenza al taglio residua delle argille.

## 2.2.5 Inclinometri e piezometri

### Inclinometri

Gli inclinometri rappresentano uno dei principali strumenti d'indagine dei movimenti franosi; essi sono installati all'interno di fori di sondaggio, e permettono la misura degli spostamenti relativi nel terreno, al di sotto del piano di campagna, individuandone profondità ed entità.

Gli inclinometri, noti anche come tubi inclinometrici, sono costituiti da un tubo in alluminio del diametro di circa 100 mm, attrezzato con una sonda elettrica al momento delle letture; il tubo presenta quattro guide, sulle quali è fatta scorrere la sonda, ed è cementato nel terreno, per risentire meglio delle deformazioni.

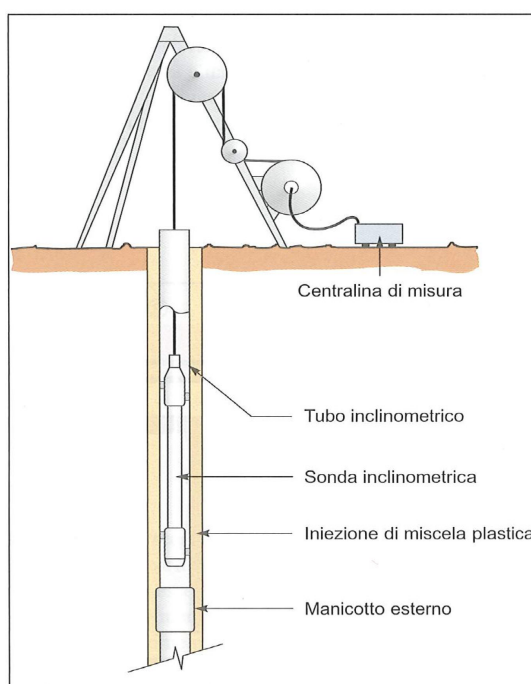


Figura 51 – Tubo inclinometrico.

La valutazione degli spostamenti avviene mediante misura dell'inclinazione del tubo a successive profondità; una volta note le differenze tra le misure, ubicate nella profondità grazie alla conoscenza di velocità di discesa e tempi di campionamento, è possibile quantificare i movimenti trasversali al foro sull'intera profondità d'indagine.

Le letture inclinometriche restituiscono come output:

- *diagramma degli spostamenti integrali*, che a partire da fondo foro esprime lo spostamento cumulato sulla verticale; i tratti inclinati individuano spostamenti ad una determinata quota;
- *diagramma degli spostamenti differenziali*, che esprime lo spostamento rilevato ad ogni quota; in questo caso sono i picchi ad individuare spostamenti;
- *diagramma polare*, che esprime la direzione degli spostamenti.

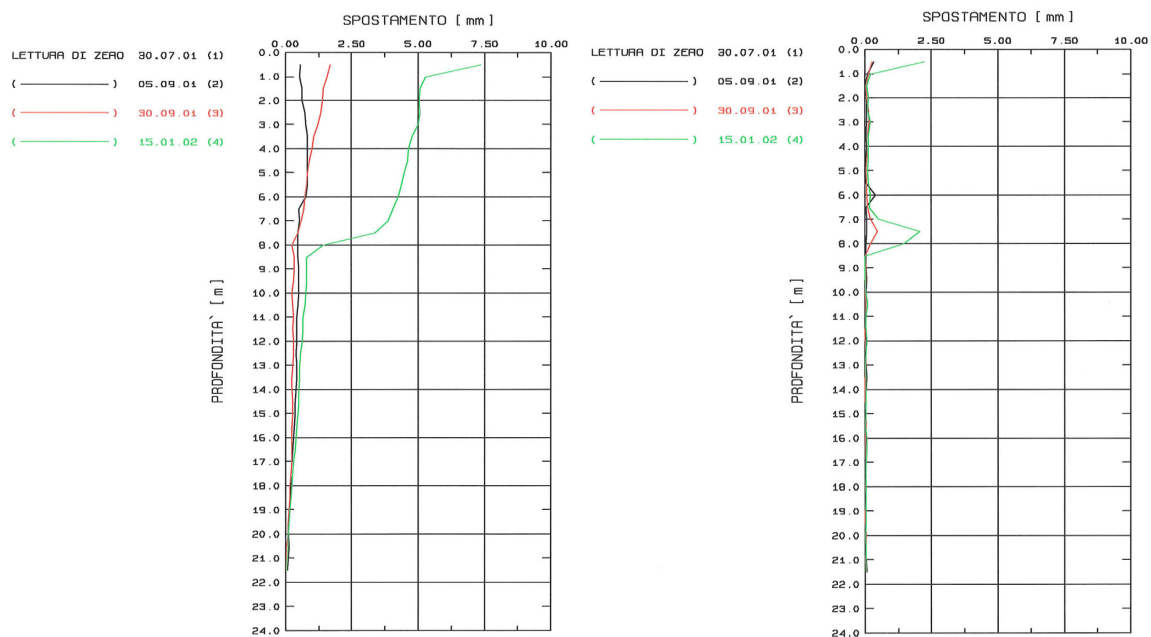


Figura 52 – Diagrammi degli spostamenti integrali e differenziali.

## Piezometri

I piezometri sono strumenti utilizzati per lo studio dell'idrogeologia dei terreni; anch'essi sono installati all'interno di fori di sondaggio, e permettono la misura del livello piezometrico e delle pressioni interstiziali nel sottosuolo.

Vi sono differenti tipi di piezometri, utilizzati per diverse tipologie di terreni o acquiferi: i piezometri a tubo aperto fenestrato, per terreni permeabili e falde freatiche, quelli a tubo aperto con fenestratura isolata, per falde in pressione, quelli chiusi, per terreni poco permeabili; di particolare interesse risultano il primo e il terzo.

I **piezometri a tubo aperto fenestrato** sono costituiti da un tubo in PVC, fessurato e aperto ai due estremi, posto in opera lungo l'intera lunghezza di sondaggio. All'interno del tubo si misura l'altezza raggiunta dall'acqua posizionando a fondo foro una cella Casagrande (o freatimetro), cella porosa in comunicazione con il piano di campagna tramite due tubi, all'interno dei quali si misura il livello idrico stabilizzato.

I **piezometri chiusi** sono invece costituiti da una cella direttamente isolata ad una certa profondità di sondaggio mediante due tamponi di bentonite (senza la presenza di un tubo). La cella può essere tipo Casagrande o con trasduttore di pressione (pneumatica, a resistenza elettrica o più spesso a corda vibrante), con quest'ultima la più diffusa; essa misura la pressione interstiziale presente al livello isolato, trasmettendola a un'unità di lettura ubicata all'esterno.



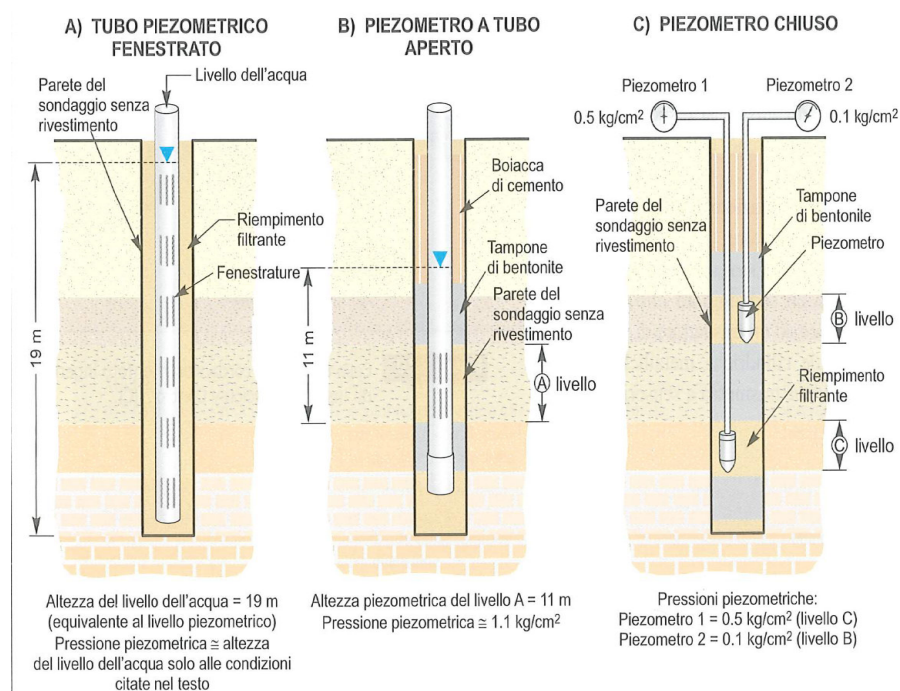


Figura 53 – Piezometri.

Al di là dei campi di applicazione preferenziali dei diversi piezometri, quelli a tubo aperto fenestrato attrezzati con celle di Casagrande necessitano di un operatore per la lettura, che risulta quindi saltuaria e più incerta; i piezometri chiusi dotati di celle con trasduttore di pressione permettono invece una lettura automatizzata, più frequente e precisa. Di conseguenza per lo studio della permeabilità dei terreni, delle pressioni interstiziali e degli andamenti della falda sono decisamente più indicati questi ultimi, seppure i costi risultino maggiori.

## 2.2.6 Scansione laser scanner

I sistemi laser scanner rappresentano una moderna tecnologia di scansione del terreno, basata sull'invio di un segnale laser e sulla raccolta dello stesso segnale riflesso dal terreno.

Questa tecnica è attualmente la più promettente per l'esecuzione di rilievi topografici speditivi e precisi, non richiedendo l'accesso alle aree da rilevare; può essere applicata sia da terra che da aereo/elicottero, e può essere paragonata ad una stazione totale motorizzata in grado di rilevare automaticamente un numero di punti molto elevato, senza che sia necessario il posizionamento preventivo di prismi riflettenti sulla superficie da investigare.

Il rilievo consiste nella misura della distanza dei punti scansionati dallo strumento, mediante uso di laser distanziometrici; la conoscenza di tale parametro permette, nota la posizione dello strumento, di determinare la posizione di un qualsiasi punto della superficie scansionata. La modalità di calcolo della distanza è diversa a seconda del tipo di laser utilizzato, ed in particolare è differente tra sistemi terrestri e sistemi aerei.

Nella pratica, il laser scanner esegue rapide scansioni della superficie rilevata, generando nuvole di punti sottoforma di matrici numeriche (ciascun punto definito da quattro numeri: le 3 coordinate e il coefficiente di riflettività); l'elaborazione di questi dati consente di costruire modelli digitali tridimensionali del terreno.

I pregi del rilievo, oltre a precisione, rapidità e automazione, sono la non influenzabilità da parte delle condizioni di illuminazione (ombra, poca luce...) e da parte di oggetti non pieni (nuvole, alberi...); si hanno comunque problemi in corrispondenza di aree nascoste e superfici ripide (minor precisione).

Generalmente si tende ad affiancare un rilievo terrestre e un rilievo aereo, integrando la precisione del primo con l'ampia copertura del secondo.

## Laser scanner terrestre

Il laser scanner terrestre utilizza laser distanziometrici a differenza di fase montati su treppiedi a terra.

Il principio fondamentale su cui si basa questa tecnologia è il calcolo della differenza di fase tra segnale emesso e segnale raccolto, dalla quale è possibile determinare la distanza tra lo strumento ed il punto rilevato; le precisioni raggiunte da questo tipo di laser sono molto elevate, dell'ordine dei mm.

Il sistema di posizionamento del sensore è generalmente un sistema GPS assoluto, con un ricevitore collocato sul laser; la precisione è confrontabile con quella del laser, quindi dall'elaborazione si ottengono modelli molto accurati.

La scansione avviene con l'ausilio di un supporto rotante, che permette la deviazione orizzontale del laser, e di uno specchio di deviazione, che ne consente la deviazione verticale.



Figura 54 – Strumentazione laser scanner terrestre.

Il pregio del rilievo è l'elevata precisione, e il costo relativamente ridotto; il difetto è la copertura, che è limitata all'area visibile dallo strumento. Molto importante è quindi in questo caso il posizionamento della stazione laser, che deve permettere la scansione della maggior parte delle aree di interesse.

## Lidar

La tecnologia Lidar (Light Detection and Ranging, o Laser Imaging Detection and Ranging) prevede il montaggio di un laser distanziometrico a tempo di volo su aereo o elicottero.

Il principio fondamentale su cui si basa questa tecnologia è il calcolo del tempo di volo (time of flight), corrispondente all'intervallo di tempo che intercorre tra l'istante di emissione dell'impulso e quello di ritorno; esso, nota la velocità del segnale, consente di determinare la distanza tra lo strumento ed il punto rilevato.

Il sistema di posizionamento del sensore è generalmente un sistema GPS relativo cinematico, costituito da una unità master a terra e una unità rover a bordo dell'aereo; la precisione del posizionamento, dell'ordine dei 10 cm, è quella che si ritrova nei modelli digitali elaborati, nei quali il pixel a terra è un quadrato 20x20 cm.

La tecnica di scansione consiste nel rilievo di successive strisciate di terreno, perpendicolari alla direzione di volo; il laser viene direzionato da uno specchio di deviazione.

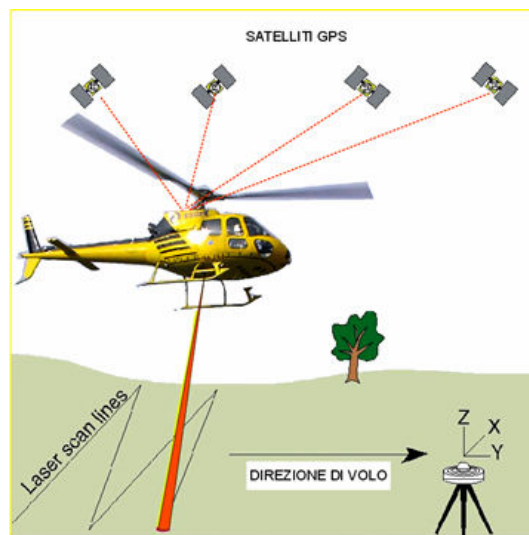


Figura 55 – Sistema laser scanner aereo (Lidar).

Il pregio del rilievo è in questo caso rappresentato dall'ampia copertura, a scapito della precisione, che rimane comunque molto buona; i costi risultano però più elevati del sistema terrestre.

## 2.2.7 Monitoraggio con stazione totale

La stazione totale è uno strumento tradizionalmente utilizzato per il rilievo di superfici, basato sulla misura di angoli e distanze dei punti scansionati rispetto allo strumento; essa può o meno essere automatizzata, generalmente sempre elettronica.

E' costituita da un teodolite, per la misura degli angoli (zenitale e azimutale), e da un distanziometro, per la misura delle distanze, oltre a un computer per la memorizzazione e il calcolo dei dati; consente di determinare l'esatta collocazione spaziale di una serie di punti rispetto a un sistema di coordinate predefinito.

L'angolo azimutale è dato dalla rotazione dell'alidada sul piano orizzontale e viene calcolato in relazione all'asse polare; l'angolo zenitale è conseguente invece alla rotazione del cannocchiale sul piano verticale.

La misura della distanza inclinata viene eseguita per mezzo del distanziometro elettronico incorporato nella stazione totale: un raggio laser fuoriesce dall'obiettivo del cannocchiale, colpisce il punto mirato e ritorna allo strumento; quest'ultimo registra il tempo impiegato dall'impulso luminoso nel suo cammino, calcolando di conseguenza la distanza percorsa. I distanziometri tradizionali necessitano di prismi riflettenti, da collocare sui punti da scansionare per poter riflettere il segnale emesso.

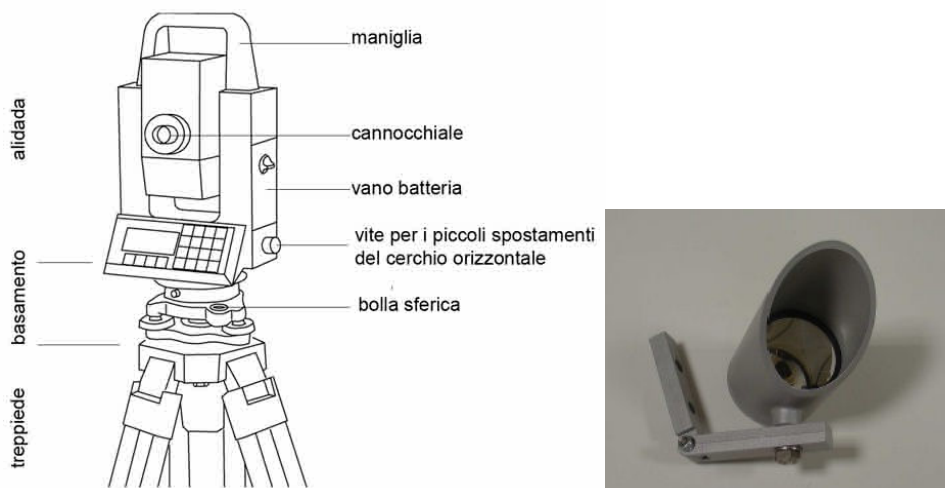


Figura 56 - Stazione totale, prisma riflettente.

Estremamente importante è la *fase di stazionamento*, cioè il posizionamento dello strumento rispetto a uno o più punti di stazione (o caposaldi), i quali vengono di solito materializzati a terra.

La fase di misura è invece detta *collimazione*, e ad oggi è spesso automatizzata: consiste nel puntare il cannocchiale approssimativamente sui prismi, lasciando alla stazione totale l'onere di misurare distanze e angoli; nel caso degli strumenti più moderni l'intera operazione, compresa la ricerca dei prismi, può essere eseguita autonomamente dalla stazione totale.

Grazie all'automazione la misura risulta rapida e precisa, particolarmente utile nei rilievi ripetuti quali i monitoraggi.

L'elaborazione dei dati rilevati, nel caso di queste ultime applicazioni, è finalizzata alla valutazione degli spostamenti dei singoli punti nel tempo; per questo motivo è importante installare la stazione totale su un'area stabile e fissa, riferirla a caposaldi altrettanto affidabili e collocare i prismi riflettenti su punti solidali con il terreno, in grado di descriverne fedelmente i movimenti.

I vincoli del rilievo con stazione totale sono l'intervisibilità tra lo strumento e i punti, la distanza tra essi (non superiore a 2-2,5 km), l'influenzabilità da parte delle condizioni atmosferiche e la sensibilità degli strumenti all'umidità.

Le precisioni raggiunte sono dell'ordine del mm per le misure delle distanze, e del secondo per quelle angolari; il risultato è un errore nel posizionamento dell'ordine del cm per le maggiori distanze, che sebbene sia ridotto può risultare già problematico nel momento in cui si osservino movimenti molto lenti e ridotti quali le frane.

## **2.2.8 Rilievi geomeccanici**

I rilievi geomeccanici consistono nella descrizione e caratterizzazione degli ammassi rocciosi presenti negli affioramenti, al fine di individuarne proprietà e caratteristiche geotecniche; questi rilievi sono spesso realizzati nella prima fase di una campagna di indagini, in quanto restituiscono informazioni utili per la pianificazione delle successive fasi e per l'interpretazione dei risultati.

La descrizione richiede numerose osservazioni e misure, che presentano in generale un certo grado di soggettività; per questo sono individuate procedure di indagine standardizzate, con criteri uniformi e condivisi, che restituiscono alle indagini maggiore obiettività e scientificità.

Le fasi di rilievo vedono dapprima una descrizione delle caratteristiche generali dell'affioramento, con identificazione e caratterizzazione dei materiali che affiorano; sulla base della prima analisi si procede in una suddivisione in zone, omogenee dal punto di vista litologico o strutturale; tali zone vengono descritte nel dettaglio separatamente, attraverso indici, tabelle e scale che quantificano proprietà e caratteristiche dell'ammasso roccioso; infine se ne deducono parametri quali grado di fratturazione e di alterazione, giungendo a una caratterizzazione globale e ad una classificazione geomeccanica dell'ammasso, che fornisce informazioni relative alla qualità e alla resistenza dei materiali.

Si riporta in questa sezione una descrizione esauriente di queste tecniche di caratterizzazione degli ammassi rocciosi nonostante esulino dall'ambito di azione dell'ingegnere, risultando di competenza prettamente geologica.

Alla base di questa scelta vi è l'aver preso parte a rilievi geomeccanici nell'esperienza di tirocinio effettuata, elemento che rappresenta valore aggiunto al presente lavoro, a corredo dei contenuti centrali inerenti la geotecnica e le indagini sui terreni.

## DESCRIZIONE E ZONAZIONE

Il primo step del rilievo consiste nella localizzazione geografica dell'affioramento e nel suo inserimento all'interno del contesto di appartenenza; se ne raccolgono fotografie e schemi rappresentativi, utili per una descrizione geometrica; a seguire si riporta una descrizione geologica generale, che individua formazione presente, sua età geologica, struttura e condizione.

Sulla base di criteri litologici e strutturali viene poi realizzata la zonazione, suddividendo l'ammasso in un numero conveniente di zone, possibilmente omogenee; di esse se ne riporta una descrizione sommaria in termini di matrice, discontinuità, alterazione, presenza di acqua.

In questa fase è opportuno evidenziare la presenza di zone particolari, includenti faglie, brecce, cavità, flussi d'acqua.

<b>SCHEDA DESCRITTIVA AFFIORAMENTO</b>		<b>STOP N°</b>	
COMMITTENTE:		DATA:	
RILEVATORE:			
<b><u>INQUADRAMENTO GEOGRAFICO</u></b>			
AFFIORAMENTO N°:			
UBICAZIONE:			
<b><u>DATI GENERALI</u></b>			
DIMENSIONI AFFIORAMENTO:			
GIACITURA PARETE AFFIORAMENTO:			
FORMAZIONE:			
MORFOLOGIA:			
<b><u>DATI LITOLOGICI</u></b>			
LITOLOGIA:			
COLORE:			
STRATIFICAZIONE:			
GRADO DI ALTERAZIONE:			
<b><u>DATI STRUTTURALI</u></b>			
GIACITURA PIANI DI STRATO:			
ONDULAZIONE:			
N° FAMIGLIE DI GIUNTI:			
DISCONTINUITÀ			
TIPO DI RIEMPIMENTO DELLE FRATTURE:			
INDICE GSI:			

## CARATTERIZZAZIONE DELLA MATRICE ROCCIOSA

La caratterizzazione della matrice è effettuata principalmente mediante analisi visiva.

Con l'ausilio di lente d'ingrandimento (più raramente di microscopio) si individuano i minerali presenti, la grandezza della grana (minerali o frammenti di roccia che costituiscono la matrice) e il colore; inoltre vengono valutate qualitativamente la durezza della roccia e la sua resistenza.

L'osservazione viene effettuata sulla roccia fresca, una volta tolto il rivestimento superficiale di alterazione.

Dall'osservazione della geometria, dello stato e del colore dell'ammasso roccioso è possibile descriverne lo **stato di alterazione**, influenzato principalmente dall'esposizione agli agenti atmosferici: si parla di roccia fresca, decolorata, disintegrata e decomposta.

La **durezza** viene stimata con l'ausilio della scala di Mohs, che individua 10 valori crescenti dal talco al diamante; essa è un parametro strettamente correlato alla resistenza.

La **resistenza alla compressione semplice** viene valutata in modo speditivo mediante Point Load Test (prova di carico puntuale) o Martello di Schmidt: la prima valuta la rottura di un campione compresso tra due punte, il secondo il rimbalzo sulla roccia. A precisi intervalli di resistenza a compressione corrisponde roccia da molto tenera (1-5 MPa) a estremamente dura (>250 MPa).

Resistenza a compressione semplice (MPa)	Descrizione
1-5	Molto tenera
5-25	Tenera
25-50	Moderatamente dura
50-100	Dura
100-250	Molto dura
>250	Estremamente dura

Tabella 6 – Resistenza a compressione semplice di una roccia.

## DESCRIZIONE DELLE DISCONTINUITA'

Le discontinuità influenzano in modo decisivo il comportamento degli ammassi rocciosi, in quanto la resistenza al taglio lungo tali superfici è l'aspetto più importante nella determinazione della resistenza al taglio delle rocce.

Le discontinuità vengono descritte attraverso parametri fisici e geometrici, che ne condizionano il loro comportamento meccanico.

La **giacitura** viene definita attraverso direzione di immersione (linea di inclinazione massima rispetto al nord) e sua inclinazione (rispetto all'orizzontale); esse vengono valutate con bussola e clinometro.

Dall'analisi di più discontinuità è possibile effettuare un raggruppamento in piani di discontinuità (discontinuità giacenti sullo stesso piano) e in famiglie (discontinuità giacenti su piani tra loro paralleli), rappresentabili poi graficamente in vari modi.

La **spaziatura** dei giunti è la distanza tra due piani di discontinuità della stessa famiglia (paralleli); essa è misurata con rotella metrica, nella direzione perpendicolare alle discontinuità (nel caso non sia possibile deve essere opportunamente corretta). A seconda delle distanze abbiamo spaziature da estremamente ravvicinata a (< 20 mm) a estremamente separata (>6000 mm).

La **continuità** rappresenta l'estensione superficiale delle discontinuità, misurata lungo la sua immersione. Anche in questo caso viene utilizzata la rotella metrica, ma spesso tale misura è difficoltosa in quanto sono visibili inclinazioni apparenti. Si parla di continuità molto bassa se > 1 m, molto elevata se > 20 m.

<b>SCHEMA DI RILIEVO GEOMECCANICO</b>												
COMMITTENTE:												
RILIEVO GEOMECCANICO N°						DATA:						
UBICAZIONE:						RILEVATORE:						
FORMAZIONE:						LITOLOGIA:						
D (m)	IMM (°)	INCL(°)	T	L (m)	A (cm)	R	O (cm)	S	P (%)	C (%)	SP (m)	TIPO DI GIUNTO
<p><b>D:</b> distanza della frattura intercettata dallo zero del nastro</p> <p><b>T:</b> tipo di terminazione <b>A:</b> contro un'altra discontinuità, <b>I:</b> nella matrice rocciosa, <b>O:</b> non visibile o estesa oltre l'estremità dell'affioramento</p> <p><b>L:</b> distanza della terminazione dal nastro <span style="float: right;"><b>A:</b> apertura della discontinuità</span></p> <p><b>R:</b> materiale di riempimento: <b>C:</b> cataclastico <b>M:</b> breccia cementata ("milonite") <b>Ca:</b> calcite <b>Cc:</b> coesivo <b>Gr:</b> granulare</p> <p><b>O:</b> ondulazione <span style="margin-left: 100px;"><b>S:</b> scabrezza</span> <span style="margin-left: 100px;"><b>P:</b> persistenza</span> <span style="float: right;">Valori</span></p> <p><b>C:</b> consistenza <span style="margin-left: 100px;"><b>F:</b> frequenza</span> <span style="margin-left: 100px;"><b>Sp:</b> spaziatura</span> <span style="float: right;">medi</span></p> <p><b>Compressione alla rottura da "Schmidt hammer" (<math>\sigma_c</math>) in MPa:</b> <span style="float: right;">(Mpa):</span></p> <p>Strato:</p> <p>K1:</p> <p>K2:</p> <p><b>Note:</b></p> <div style="text-align: center; margin-top: 10px;"> <math>\sigma_c</math>  </div>												

Tabella 7 – Scheda di rilievo geomeccanico.



La **scabrezza** è un parametro che comprende sia l'ondulazione (a macro scala) che le irregolarità/rugosità (a micro scala) delle superfici di discontinuità; di conseguenza vengono utilizzate due scale, dm/m-etrica e mm/cm-etrica. Per una sua misura qualitativa si procede con rilievo mediante profilometro di Barton, strumento metallico simile a un pettine costituito da piccole asticelle affiancate in grado di adattarsi alle rugosità della roccia; il profilo rilevato viene confrontato visivamente con profili standard. E' importante considerare la scabrezza relativa alla direzione di scivolamento in questione.

La **resistenza** delle superfici di discontinuità dipende dal tipo di matrice, dal suo grado di alterazione e dalla presenza di materiale di riempimento (diminuisce con questi ultimi). Per una sua misura qualitativa si utilizzano indici che correlano la facilità di incisione con la resistenza (raccomandazioni ISRM); per una sua misura quantitativa si utilizza il Martello di Schmidt. Si va da terre prive di consistenza (0,025 MPa) a rocce estremamente dure (> 250 MPa).

Grado	Denominazione	Prove di identificazione	Resistenza a compressione uniassiale (MPa)
S1	Argilla molto morbida	Facilmente penetrabile di molti centimetri con il pugno.	< 0,025
S2	Argilla morbida	Facilmente penetrabile di molti centimetri con il pollice.	0,025-0,25
S3	Argilla soda	Può essere penetrata di diversi centimetri con il pollice, con sforzo moderato.	0,05-0,10
S4	Argilla rigida	Facilmente intaccata col pollice ma penetrata solo con grande sforzo.	0,10-0,25
S5	Argilla molto rigida	Facilmente intaccata con l'unghia del pollice.	0,25-0,50
S6	Argilla dura	Intaccata con difficoltà con l'unghia del pollice.	> 0,50
R0	Roccia estremamente debole	Intaccata con l'unghia del pollice.	0,25-1,0
R1	Roccia molto debole	Si frammenta con un colpo deciso dato con la punta del martello da geologo; può essere scalfita con il coltello.	1,0-5,0
R2	Roccia debole	Può essere scalfita con difficoltà; un colpo deciso con la punta del martello lascia un'impronta profonda.	5,0-25
R3	Roccia mediamente resistente	Non può essere graffiata o scalfita con il coltello; un campione può essere rotto con un unico colpo deciso del martello.	25-50
R4	Roccia resistente	È necessario più di un colpo di martello per rompere un campione.	50-100
R5	Roccia molto resistente	Sono necessari molti colpi di martello per rompere un campione.	100-250
R6	Roccia estremamente resistente	Il campione può essere solo scheggiato con il martello.	> 250

Tabella 8 - Raccomandazioni ISRM

L'**apertura** è la distanza che separa le pareti di un giunto, ed è un parametro che influenza notevolmente la resistenza al taglio della superficie in questione; essa può variare con la profondità, arrivando a chiudersi. E' misurata mediante righello o calibro, in più punti dello stesso giunto.

Il **riempimento** regola il comportamento delle discontinuità; esso può o meno essere della stessa natura della roccia madre nel quale si trova, ed avere proprietà fisiche e meccaniche

molto variabili. Le caratteristiche che vengono descritte sono ampiezza (misurata con righello), composizione mineralogica (con stima dell'alterazione eventualmente presente) e classe granulometrica, resistenza (con indici o martello di Schmidt), umidità.

La **presenza di acqua** deriva generalmente dalla permeabilità secondaria, ed è descritta qualitativamente mediante l'utilizzo di classi, differenziate a seconda della presenza o meno del riempimento.

## PARAMETRI DELL'AMMASSO ROCCIOSO

Sono fattori rappresentativi dell'intero ammasso roccioso, da affiancare a quelli relativi alle sue singole componenti (matrice e discontinuità).

Il **numero e l'orientazione delle famiglie di giunti** influenzano comportamento meccanico, modalità di deformazione e meccanismo di rottura; tali informazioni vengono individuate dall'analisi delle discontinuità già descritta sopra, con particolare riferimento agli aspetti geometrici: l'ammasso viene classificato sulla base del numero di famiglie di giunti, e può essere data una rappresentazione grafica dell'intero sistema di discontinuità.

Il **grado di fatturazione** è altrettanto importante in quanto individua le dimensioni dei blocchi che formano l'ammasso, caratteristica che ne condiziona in modo decisivo comportamento e proprietà. E' spesso descritto mediante l'*Indice RQD* (Rock Quality Designation), che esprime il rapporto tra la somma delle lunghezze degli spezzoni di carota > di 10 cm, e la lunghezza totale della carota.

Il **grado di alterazione** è infine valutato per osservazione diretta dell'affioramento, facendo riferimento a una classificazione qualitativa tabulata.

Denominazione	Descrizione	Grado
Fresca	Non vi sono segni visibili di alterazione del materiale roccioso; tutt'al più una leggera decolorazione sulla superficie delle maggiori discontinuità.	I
Leggermente alterata	La decolorazione indica un'alterazione del materiale roccioso e delle superfici di discontinuità. Tutto il materiale roccioso può essere decolorato e talvolta può essere esternamente meno resistente della roccia fresca all'interno.	II
Moderatamente alterata	Meno della metà del materiale roccioso è decomposto e/o disgregato come un terreno. Roccia fresca o decolorata è presente o come uno scheletro continuo o all'interno di singoli blocchi.	III
Fortemente alterata	Più della metà del materiale roccioso è decomposto e/o disgregato come un terreno. Roccia fresca o decolorata è presente o come uno scheletro discontinuo o all'interno di singoli blocchi.	IV
Completamente alterata	Tutto il materiale roccioso è decomposto e/o disgregato come un terreno. La struttura massiva originaria è ancora largamente intatta.	V
Suolo residuale	Tutto il materiale roccioso è diventato un terreno. Le strutture della massa e dei materiali rocciosi sono distrutte. Vi è un forte cambiamento di volume ma il terreno non ha subito trasporti significativi.	VI

Tabella 9 – Grado di alterazione di una roccia.

Per la stima della **resistenza** di un ammasso roccioso è stato recentemente introdotto un Indice che ne permette una valutazione qualitativa, in funzione del grado e delle caratteristiche di fatturazione, della struttura geologica, delle dimensioni dei blocchi e dell'alterazione delle discontinuità. L'*Indice GSI* (Geological Strength Index) esprime sostanzialmente la qualità dell'ammasso, e viene utilizzato come parametro descrittivo nel caso non sia possibile effettuare rilievi geomeccanici in sito.





INDICE GEOLOGICO DI RESISTENZA GSI ( <i>geological strength index</i> )		CONDIZIONI DEL FRONTE				
STRUTTURA		MOLTO BUONE (MB) Superfici scabre inalterate	BUONE (B) Superfici scabre leggermente alterate, con patine di ossidazione	MEDIE (M) Superfici tenere moderatamente alterate	SCADENTI (S) Superfici di taglio molto alterate con riempimento compatto con frammenti di roccia	MOLTO SCADENTI (MS) Superfici di taglio molto alterate con riempimento argilloso
	<b>BLOCCHI REGOLARI (BR)</b> Ammasso roccioso inalterato. Blocchi di forma cubica a contatto formati da tre famiglie di discontinuità ortogonali, senza riempimento.	80	70			
	<b>BLOCCHI IRREGOLARI (BI)</b> Ammasso roccioso parzialmente alterato. Blocchi di forma angolare a contatto formati da quattro o più famiglie di discontinuità con riempimento a bassa percentuale di frazioni fini.		60	50		
	<b>BLOCCHI E STRATI (BS)</b> Ammasso alterato, piegato e fratturato con discontinuità multiple che formano blocchi angolosi con bassa percentuale di frazioni fini.			40	30	
	<b>FRATTURAZIONE INTENSA (FI)</b> Ammasso roccioso molto fratturato formato da blocchi angolosi e arrotondati, con alto contenuto in frazioni fini.				20	10

Tabella 10 - Determinazione Indice GSI.

## CLASSIFICAZIONE GEOMECCANICA e CARATTERIZZAZIONE GLOBALE

Sulla base delle precedenti osservazioni e prove vengono individuati Indici di Qualità correlabili con i parametri geomeccanici dell'ammasso roccioso.

Le caratteristiche che si considerano nelle diverse classificazioni sono sostanzialmente:

- resistenza della matrice
- Indice RQD
- spaziatura e condizioni delle discontinuità, orientamento
- struttura geologica e faglie
- presenza di acqua
- stato tensionale

Le classificazioni più utilizzate sono la RMR e la Q.

### ***Classificazione RMR (Bieniawski)***

Il sistema RMR (Rock Mass Rating), sviluppato da Bieniawski, consente di correlare gli indici di qualità con i parametri geotecnici dell'ammasso.

La classificazione dell'ammasso roccioso secondo il sistema RMR si basa sui seguenti sei parametri:

- Resistenza a compressione monoassiale del materiale intatto;
- Rock Quality Designation (RQD);
- Spaziatura delle discontinuità;
- Condizioni delle discontinuità;
- Condizioni dell'acqua nel sottosuolo;
- Orientazione delle discontinuità.

L'incidenza di questi parametri viene espressa per mezzo di punteggi parziali, che concorrono al calcolo dell'indice di qualità totale RMR. In particolare, è assegnato ad ogni parametro un intervallo di importanza (intervallo di punteggi che possono essergli attribuiti), all'interno del quale è scelto il punteggio (rating) dello specifico ammasso; si perviene ad un valore globale sommando i punteggi relativi a ciascun parametro. Tale valore globale, ottenuto utilizzando i primi cinque parametri (RMR base), viene ulteriormente affinato tenendo conto di un sesto parametro che considera la compensazione dei coefficienti numerici in base all'orientamento dei giunti (RMR corretto).

Il coefficiente RMR varia tra 0 e 100 e può essere suddiviso in 5 intervalli ( $0 \div 20$ ,  $21 \div 40$ ,  $41 \div 60$ ,  $61 \div 80$ ,  $81 \div 100$ ) all'interno dei quali l'ammasso roccioso presenta diversi valori delle caratteristiche di resistenza, tempo medio di auto portanza e lunghezza massima di scavo stabile.

**Parametri di classificazione**

1	Resistenza della matrice rocciosa (MPa)	Prova di carico puntuale PLT	10	10-4	4-2	2-1	Compressione semplice (MPa)		
		Compressione semplice	250	250-100	100-50	50-25	25-5	5-1	1
Punteggio		15	12	7	4	2	1	0	
2	RQD	90%-100%	75%-90%	50%-75%	25%-50%	25%			
	Punteggio	0	17	13	6	3			
3	Spaziatura delle discontinuità	2 m	0,6-2 m	0,2-0,6 m	0,06-0,2 m	0,06 m			
	Punteggio	0	15	10	8	5			
4	Condizioni delle discontinuità	Lunghezza della discontinuità	1 m	1-3 m	3-10 m	10-20 m	20 m		
		Punteggio	6	4	2	1	0		
		Apertura Chiusa		0,1 mm	0,1-1,0 mm	1-5 mm	5 mm		
		Punteggio	6	5	3	1	0		
		Scabrezza	Molto scabre	Scabre	Leggermente scabre	Ondulate	Lisce		
		Punteggio	6	5	3	1	0		
		Riempimento	Nessuno	Riempimento duro < 5 mm	Riempimento duro > 5 mm	Riempimento soffice < 5 mm	Riempimento soffice > 5 mm		
		Punteggio	6	4	2	2	0		
		Alterazione	Inalterate	Leggermente alterate	Moderatamente alterate	Molto alterate	decomposte		
		Punteggio	6	5	3	1	0		
5	Acque sotterranee	Portata lungo 10 m di galleria	Nulla	< 10 litri/min	10-25 litri/min	25 - 125 litri/min	> 125 litri/min		
		Rapporto: pressione dell'acqua/ tensione principale maggiore	0	0-0,1	0,1-0,2	0,2-0,5	0,5		
		Stato generale	Secco	Leggerm. umido	Umido	Stillicidi	Flusso d'acqua		
		Punteggio	15	10	7	4	0		

**Correzione per l'orientazione delle discontinuità**

Immersione e inclinazione delle discontinuità		Molto favorevole	Favorevole	Media	Sfavorevole	Molto sfavorevole
Punteggio	Gallerie	0	2	5	10	12
	Fondazioni	0	2	7	15	25
	Scarpare	0	5	25	50	60

**Classificazione**

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

**Caratteristiche geotecniche**

Classe	I	II	III	IV	V
Tempo di autosostegno e lunghezza del cavo	10 anni per 15 m	6 mesi per 8 m	1 settimana per 5 m	10 ore per 2,5 m	30 minuti per 1 m
Coesione	4 Kp cm <sup>2</sup>	3-4 Kp cm <sup>2</sup>	2-3 Kp cm <sup>2</sup>	1-2 Kp cm <sup>2</sup>	1 Kp cm <sup>2</sup>
Angolo di attrito	45°	35°-45°	25°-35°	15°-25°	15°

**Qualità degli ammassi rocciosi in relazione all'indice RMR**

Classe	Qualità	Indice RMR	Coesione	Angolo di attrito
I	Molto buona	100 - 81	> 400 kPa	> 45°
II	Buona	80 - 61	300 - 400 kPa	35 - 45°
III	Discreta	60 - 41	200 - 300 kPa	35 - 25°
IV	Scadente	40 - 21	100 - 200 kPa	15 - 25°
V	Pessima	< 20	< 100 kPa	< 15°

### ***Classificazione Q (Barton)***

Anche il sistema Q (Quality), sviluppato da Bieniawski, consente di correlare gli indici di qualità con i parametri geotecnici dell'ammasso.

La classificazione dell'ammasso roccioso secondo il sistema Q si basa sui seguenti sei parametri:

- Indice RQD;
- Jn (Joint Set Number): indice di fatturazione dell'ammasso;
- Jr (Join Roughness Number): indice di scabrezza dei giunti;
- Ja (Join Alteration Number): indice di alterazione dei giunti;
- Jw (Join Water Number): coefficiente di riduzione per la presenza di acqua;
- SRF (Stress Reduction Factor): coefficiente che tiene conto dello stato tensionale dell'ammasso roccioso.

Anche in questo caso è assegnato ad ogni parametro un intervallo di importanza (intervallo di punteggi che possono essergli attribuiti), all'interno del quale è scelto il punteggio (rating) dello specifico ammasso; si perviene ad un valore globale aggregando i singoli punteggi secondo una precisa equazione.

Il coefficiente Q varia tra 0 e 1000, e può essere suddiviso in 9 intervalli ( $0 \div 0.01$ ,  $0.01 \div 0.1$ ,  $0.1 \div 1$ ,  $1 \div 4$ ,  $4 \div 10$ ,  $10 \div 40$ ,  $40 \div 100$ ,  $100 \div 400$ ,  $400 \div 1000$ ) all'interno dei quali l'ammasso roccioso è classificato da eccezionalmente scadente a eccezionalmente buono.



Valori dei parametri caratteristici dell'indice Q

1. RQD		RQD (%)
A	Molto scadente	0-25
B	Scadente	25-50
C	Discreto	50-75
D	Buono	75-90
E	Ottimo	90-100

*Note:*  
i) Quando si hanno valori di RQD inferiori o uguali a 10, si prende un valore di 10 per calcolare l'indice Q.  
ii) Gli intervalli di 5 unità per il RQD, cioè 100, 95, 90 ecc., hanno sufficiente precisione.

2. Numero di famiglie di giunti		J <sub>n</sub>
A	Roccia massiva, non fratturata o pochissimi giunti	0,5-1,0
B	Una famiglia di giunti	2
C	Una famiglia di giunti più giunti sparsi	3
D	Due famiglie di giunti	4
E	Due famiglie di giunti più giunti sparsi	6
F	Tre famiglie di giunti	9
G	Tre famiglie di giunti più giunti sparsi	12
H	Quattro o più famiglie di giunti, giunti sparsi, ammasso roccioso suddiviso in piccoli cubi	15
J	Roccia molto fratturata o milonitizzata	20

*Note:*  
i) Nelle intersezioni di gallerie si usa l'espressione (3J<sub>n</sub>)  
ii) Per gli imbocchi delle gallerie si usa l'espressione (2J<sub>n</sub>)

3. Indice di scabrezza dei giunti		J <sub>r</sub>
a) Superfici dei giunti a contatto		
b) Possibile contatto entro scorrimenti inferiori a 10 cm		
A	Giunti discontinui	4
B	Giunti scabri o irregolari, ondulati	3
C	Giunti lisci, ondulate	2
D	Giunti levigati, ondulati	1,5
E	Giunti scabri o irregolari, piani	1,5
F	Giunti lisci, piani	1,0
G	Giunti levigati, piani	0,5

*Note:*  
i) Le descrizioni si riferiscono a caratterizzazioni a piccola scala e scala intermedia, in questo ordine.  
c) Assenza di contatto fra superfici anche per scorrimenti

H	Minerali argillosi di riempimento con spessore sufficiente a prevenire il contatto fra superfici	1,0
J	Zona sabbiosa o brecciata con spessore tale da prevenire il contatto fra superfici	1,0

*Note:*  
i) Se la spaziatura della principale famiglia di discontinuità è superiore a 3 m, si deve aumentare l'indice J<sub>r</sub> di una unità.  
ii) Nel caso di fratture piane perfettamente lisce che presentino lineazioni, e dette lineazioni siano orientate secondo la direzione di minima resistenza, si può utilizzare il valore J<sub>r</sub> = 0,5.



4. Alterazione della superficie dei giunti		$\phi_r$	$J_a$
a) Superfici dei giunti a contatto fra loro (senza minerali di riempimento)			
A	Contatto ben saldo tra superfici del giunto, dura, impermeabile, quarzo	—	0.75
B	Pareti del giunto non alterate, superfici ossidate	25°-35°	1.0
C	Pareti del giunto leggermente alterate, coperte da un sottile strato di minerali non ammorbidenti sabbia e roccia fratturata.	25°-30°	2.0
D	Sottile strato di copertura, frazione argillosa limitata	20°-25°	3.0
E	Strato superficiale di materiali argillosi ammorbidenti (caolinite, mica, clorite, talco, gesso) e piccole quantità di argilla rigonfiante	8°-16°	4.0
b) Contatto fra superfici, per scorrimenti < 10 cm			
F	Riempimento di particelle sabbiose, roccia disgregata senza argilla	25° -30°	4.0
G	Riempimento di minerali argillosi non ammorbidenti, ammorbidenti sovraconsolidati (spessore < 5 mm)	16° -24°	6.0
H	Riempimento di minerali argillosi ammorbidenti poco sovraconsolidati (spessore < 5 mm)	12° -16°	8.0
J	Riempimento con minerali argillosi rigonfianti (< 5 mm), cioè, montmorillonite. Il valore di $J_a$ dipende dalla percentuale di particelle con dimensioni simili a quelle delle argille rigonfianti	6°-12°	8-12
c) Assenza di contatto fra superfici anche a seguito di scorrimenti			
K L M	Zone o fasce di roccia disgregata o triturrata e argille (vedi G, H, e J per la descrizione delle condizioni delle argille)	6° -24°	6.8 o 8-12
N	Zone o fasce di argille limose o sabbiose, con piccole frazioni di argille non rammollenti	—	5.0
O P R	Zone o fasce continue di argilla, di grosso spessore (vedi classi G, H e J, per la descrizione delle condizioni delle argille)	6° -24°	10, 13 o 13-20
<i>Nota:</i> i valori espressi dai parametri $J_r$ e $J_a$ si applicano alle famiglie di giunti che sono meno favorevoli alla stabilità, sia per la giacitura delle stesse sia per la loro resistenza al taglio (questa resistenza può essere valutata mediante l'espressione: $T \approx \sigma_n \tan^{-1} (J_r/J_a)$ )			
5. Condizioni idrauliche Pressione dell'acqua		(kg/cm <sup>2</sup> )	$J_w$
A	Scavo asciutto o afflusso minimo di acqua, inferiore a 5 l/min, localizzato	< 1	1.00
B	Afflusso medio, o pressioni medie, occasionalmente trasporto di materiale di riempimento del giunto	1-2.5	0.66
C	Afflusso elevato o alta pressione in rocce compatte con giunti non riempiti	2.5-10	0.50
D	Afflusso elevato o alta pressione, notevole trasporto di materiale di riempimento	2.5-10	0.33
E	Afflusso eccezionalmente elevato o pressione molto elevata durante le volate, decrescenti nel tempo	> 10	0.20-0.10
F	Afflusso eccezionalmente elevato o pressione molto elevata costante nel tempo	> 10	0.10-0.05
<i>Note:</i>			
i) Dal punto C) in avanti la valutazione del fattore $J_w$ è una stima di massima. Aumentare il valore di $J_w$ se sono installati sistemi di drenaggio.			
ii) Non si sono considerati i problemi speciali derivanti dalla formazione di ghiaccio.			



Valori dei parametri caratteristici dell'indice Q (continua)

6. Fattore di riduzione delle tensioni			SRF	
a) Zone più deboli che intersecano lo scavo; eventuale allentamento della roccia				
A	Presenza di zone multiple di debolezza con argilla o roccia disgregata, roccia adiacente scavo molto allentata (qualsiasi profondità)			10
B	Singole zone di debolezza con argilla o roccia chimicamente disgregata (profondità scavo ≤ 50 m)			5
C	Singole zone di debolezza con argilla o roccia chimicamente disgregata (profondità scavo > 50 m)			2.5
D	Zone multiple di rottura in roccia compatta senza argilla (qualsiasi profondità)			7.5
E	Zone singole di rottura in roccia compatta senza argilla (profondità scavo < = 50 m)			5.0
F	Zone singole di rottura in roccia compatta senza argilla (profondità scavo > 50 m)			2.5
G	Giunti allentati o aperti, zona a "cubetti di zucchero" (a qualsiasi profondità)			5.0
<i>Nota:</i>				
i) Ridurre i valori di SRF del 20-50% se le zone di rottura non intersecano lo scavo				
b) Rocce compatte, problemi di stato tensionale		$\sigma_1/\sigma_3$	$\sigma_q/\sigma_c$	SRF
H	Basse tensioni, vicino alla superficie, giunti aperti	> 200	< 0.01	2.5
J	Tensioni medie, condizioni tensionali favorevoli	200-10	0.01-0.3	1
K	Tensioni elevate, ammasso poco permeabile. Normalmente favorevole per la stabilità, può essere sfavorevole per la stabilità dei piedritti	10-5	0.3-0.4	0.5-2
L	Roccia moderatamente fratturata, roccia massiva	5-3	0.5-0.65	5-50
M	Rilascio e decompressione della roccia dopo alcuni minuti in rocce massive	3-2	0.65-1	50-200
N	Rilasci violenti della roccia (deformazione esplosiva) e deformazioni dinamiche immediate in rocce massive	< 2	> 1	200-400
<i>Nota:</i>				
i) Se si verifica l'esistenza di campi tensionali fortemente anisotropi: quando $5 \leq \sigma_1/\sigma_3 \leq 10$ , si diminuisce il parametro $\sigma_c$ fino a $0.75 \sigma_c$ ; se $\sigma_1/\sigma_3 > 10$ , si prenderà il valore $0.5 \sigma_c$ . ( $\sigma_c$ è la resistenza a compressione semplice, $\sigma_1$ e $\sigma_3$ sono le tensioni principali maggiore e minore e $\sigma_q$ è la tensione tangenziale massima, stimata secondo la teoria dell'elasticità).				
ii) Nei casi in cui la profondità della calotta della galleria è minore della larghezza dello scavo, si suggerisce di aumentare il valore del fattore SRF tra 2.5 e 5 unità (vedi classe H).				
c) Roccia spingente, flusso plastico di roccia incompetente in condizioni di alte pressioni della roccia			$\sigma_q/\sigma_c$	SRF
O	Roccia moderatamente spingente		1-5	5-10
P	Roccia altamente spingente		> 5	10-20
<i>Nota:</i>				
i) I fenomeni di deformazione o flusso di rocce avvengono in genere a profondità: $H > 350 Q^{0.8}$ (Singh <i>et al.</i> , 1992). La resistenza alla compressione dell'ammasso roccioso può essere stimata mediante l'espressione: $q(\text{MPa}) \approx 7 \cdot \gamma \cdot Q^{0.8}$ , dove $\gamma$ è il peso di volume della roccia in $\text{g/cm}^3$ (Singh, 1993).				
d) Roccia rigonfiante: attività chimica di rigonfiamento dipendente dalla pressione dell'acqua.				SRF
R	Roccia mediamente rigonfiante			5-10
S	Roccia altamente rigonfiante			10-15

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_u} \cdot \frac{J_w}{SRF}$$

## 2.3 Analisi di stabilità

Il problema della valutazione della stabilità dei pendii è di notevole rilievo per lo studio dei versanti naturali, in quanto è solo a partire da una conoscenza delle loro condizioni di stabilità che è possibile impostare una corretta progettazione di interventi di consolidamento.

I dati da raccogliere per analizzare il fenomeno sono innumerevoli, ricavabili dalle indagini geologiche e geotecniche descritte nel precedente paragrafo: caratteristiche topografiche, geomorfologiche e geologiche, parametri geotecnici, regime delle pressioni interstiziali, caratteristiche geometriche della massa di terreno in movimento, ecc...

Per questo motivo l'analisi di stabilità di un pendio naturale è quasi sempre un problema piuttosto complesso, e non risulta facile pervenire a una corretta comprensione e schematizzazione del fenomeno.

Le forze che determinano fenomeni di instabilità sono quella gravitazionale, quella di filtrazione, e più raramente anche l'azione sismica; il movimento di terreno avviene quando si ha una rottura per taglio lungo la superficie di scivolamento, o per scorrimento viscoso.

Il movimento può essere provocato da diverse cause, tra cui variazioni delle geometrie del pendio, delle pressioni interstiziali, delle caratteristiche dei terreni, e può avvenire con modalità che dipendono da analoghi fattori, come già descritto nel primo paragrafo relativo alle frane.

Nelle analisi di stabilità si cerca di confrontare la resistenza a rottura messa a disposizione dal terreno con quella effettivamente mobilitata sul pendio, e questo confronto viene espresso quantitativamente mediante un coefficiente di sicurezza.

In genere un'analisi di questo tipo viene condotta con il **Metodo dell'Equilibrio Limite Globale**, con il quale si ricava una soluzione approssimata per il problema della stabilità scegliendo una superficie di scivolamento di forma semplice e utilizzando le equazioni di equilibrio della statica: equilibri in termini di Forze e Momenti.

$$\sum_i F_i = 0 \quad \sum_i M_i = 0$$

Si procede esaminando un certo numero di superfici, per ricercare quella che presenta il rapporto minimo tra la resistenza a rottura disponibile e quella mobilitata; il valore di questo rapporto costituisce il *Fattore di Sicurezza* del pendio.

$$FS = \frac{\tau_{disp}}{\tau_{mob}}$$

Il fattore di sicurezza fornito da questo tipo di analisi risulta influenzato dalle **incertezze** intrinseche dello studio, riconducibili alle imprecisioni dei metodi di analisi, agli errori nella scelta dei parametri di resistenza al taglio, alla incerta schematizzazione dei processi di rottura (soprattutto per fenomeni di rottura progressivi).

Il problema, nella realtà tridimensionale, viene ridotto ad un'analisi bidimensionale, in cui la superficie di scivolamento è rappresentata da una linea; gli errori eventualmente causati da questa approssimazione vanno comunque a favore della sicurezza, in quanto risultano trascurati gli attriti e le resistenze laterali, che aumenterebbero le forze resistenti.

La stabilità di un pendio costituito da argille, di particolare interesse per il presente lavoro, può essere valutata in condizioni drenate o non drenate a seconda del caso, e l'analisi risulta essere ovviamente differente: in condizioni drenate vengono considerati i parametri geotecnici efficaci del terreno, e l'analisi condotta alle tensioni efficaci; in condizioni non drenate, spesso si ricorre invece ad un'analisi alle tensioni totali, mediante caratterizzazione del terreno attraverso il parametro convenzionale coesione non drenata. Per quel riguarda gli ambiti di applicazione di tali analisi e la scelta dei parametri del terreno da considerare si faccia comunque riferimento alla trattazione riportata nel Capitolo 1, all'interno dello specifico approfondimento "Scelta dei parametri di resistenza".

Più raramente un'analisi di stabilità è condotta con il Metodo agli Elementi Finiti, citato solo per completezza: esso analizza la stabilità di elementi infinitesimi di terreno considerandone il legame costitutivo sforzi-deformazioni, e per tale motivo necessita di una conoscenza molto dettagliata del terreno; inoltre restituisce risultati in termini di deformazioni, non direttamente correlabili con la stabilità del pendio.

### **2.3.1 Analisi al Pendio Indefinito**

Il Metodo del Pendio Indefinito studia la stabilità di un *intero pendio*, di cui analizza una porzione locale rappresentativa, considerando l'equilibrio alla traslazione lungo la direzione di inclinazione del pendio stesso; ipotizza quindi una superficie di rottura posta ad una certa profondità sotto il piano di campagna, e con andamento parallelo ad esso.

Tale metodo esprime il Fattore di Sicurezza, locale ma valido globalmente, in termini di forze di taglio sulla superficie di scivolamento:

$$F_F = \frac{T_{disp}}{T_{mob}}$$

Consideriamo una porzione di pendio, per comodità un concio unitario, sul quale le tensioni sulle facce laterali risultano uguali e contrarie per effetto della uniformità dei piani verticali su tutto il pendio; in piena generalità consideriamo un terreno coesivo, sottoposto a generiche pressioni interstiziali  $u$  (non specificiamo per il momento le caratteristiche della falda).

Possiamo schematizzare il problema nel seguente modo:

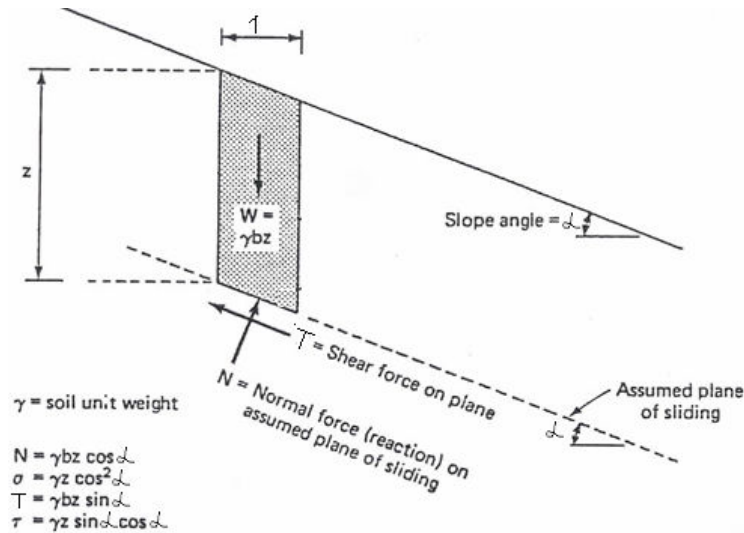


Figura 57 – Schematizzazione di un versante al Pendio indefinito.

Il metodo del pendio illimitato individua lo sforzo normale efficace  $N'$ , agente alla base della porzione considerata, mediante equilibrio alla traslazione lungo la direzione perpendicolare alla superficie di scorrimento: in esso non compare lo sforzo di taglio  $T$ , incognito, perché parallelo alla superficie di scorrimento.

$$N' = W \cos \alpha - U = W \cos \alpha - \frac{u}{\cos \alpha}$$

L'espressione del fattore di sicurezza risulta di conseguenza un'equazione esplicita nella sola incognita  $F$ ; essa è ricavata facilmente ponendo a numeratore la resistenza al taglio del terreno, definita mediante legge di Mohr-Coulomb, e a denominatore la forza di taglio mobilitata lungo la superficie di scivolamento:

$$F = \frac{T_{disp}}{T_{mob}} = \frac{\frac{c'}{\cos \alpha} + N' \operatorname{tg} \varphi'}{W \operatorname{sen} \alpha} = \frac{\frac{c'}{\cos \alpha} + \left( W \cos \alpha - \frac{u}{\cos \alpha} \right) \operatorname{tg} \varphi'}{W \operatorname{sen} \alpha}$$

Il calcolo del fattore di sicurezza viene ripetuto per numerose possibili superfici di scivolamento, ricercando quella che ne restituisce il minor valore.

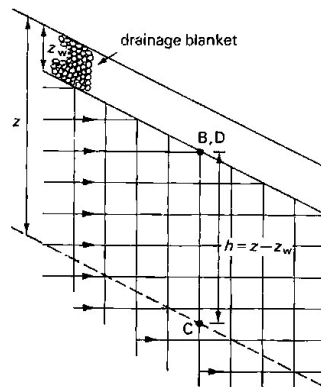
Tale espressione nel semplice caso di terreno asciutto ( $u=0$ ) privo di coesione ( $c'=0$ ) si riduce a:

$$F = \frac{\operatorname{tg} \varphi'}{\operatorname{tg} \alpha}$$

nella quale osserviamo come il fattore di sicurezza sia dato dal rapporto tra angolo di attrito e pendenza del terreno; esso risulta uguale a tutte le profondità, e quindi tale anche la probabilità di generazione di una superficie di rottura. Questa espressione la si ritrova inoltre per terreno incoerente immerso in acqua ferma.

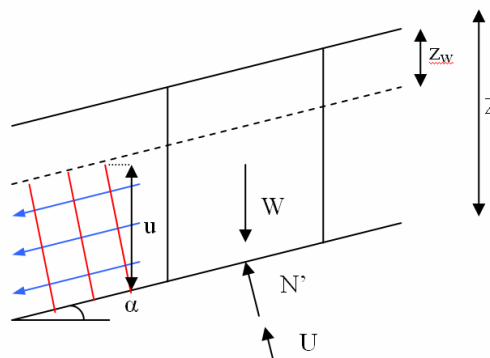
Più complessi risultano i casi di presenza di falda e moto di filtrazione, nei quali le pressioni interstiziali assumono espressioni diverse a seconda delle caratteristiche del reticolo di filtrazione stesso.

Il caso più oneroso, nel quale ritroviamo le pressioni interstiziali più elevate, risulta quello di filtrazione orizzontale: come evidenziato nella figura qui sotto, su un generico punto della superficie di scivolamento ritroviamo una pressione interstiziale pari all'altezza della falda:



In realtà, in presenza di filtrazione diretta verso l'alto abbiamo una situazione ancora più gravosa, anche se raramente incontrabile nella pratica.

Di particolare interesse ai fini del presente studio è il caso di filtrazione parallela al pendio, nel quale abbiamo la seguente situazione:



La pressione interstiziale è data da:  $u = \gamma_w (z - z_w) \cos^2 \alpha$

Il fattore di sicurezza può essere espresso nella seguente forma:

$$F = \frac{\text{tg} \varphi'}{\text{tg} \alpha} - \frac{\gamma_w}{\gamma} \frac{z - z_w}{z} \frac{\text{tg} \varphi'}{\text{tg} \alpha} + \frac{c'}{\gamma \cdot z \cdot \text{sen} \alpha \cdot \cos \alpha}$$

Essa risulta molto interessante, in quanto mette in evidenza i diversi contributi che rispettivamente angolo di attrito, falda e coesione, apportano al fattore di sicurezza: osserviamo come angolo di attrito e coesione giochino a favore della sicurezza, con il primo generalmente più rilevante, mentre la falda a sfavore.

Concludiamo la trattazione del metodo del pendio indefinito evidenziandone i campi di applicazione: per le sue peculiarità risulta adatto allo studio di terreni omogenei di notevole estensione, con presenza di superficie di scivolamento parallela al piano di campagna; è quindi utilizzato per la descrizione di scivolamenti traslativi, poco profondi.

### **2.3.2 Analisi al pendio limitato, Metodi dei Conci e dei Cunei**

A differenza del metodo appena illustrato, i Metodi del Pendio Limitato, dei Conci e dei Cunei studiano la stabilità di una *porzione limitata di pendio*, individuata da una certa superficie di scivolamento; a seconda del metodo viene considerato l'equilibrio alla traslazione e/o alla rotazione, locale e/o globale.

Il metodo del Pendio Limitato si differenzia dagli altri due in quanto analizza l'intera massa instabile, considerandone l'equilibrio globale alla rotazione.

Metodi dei Conci e dei Cunei, seppur formalmente distinti, sono entrambi caratterizzati dalla suddivisione in conci della massa instabile, dei quali vengono considerati gli equilibri delle forze e/o dei momenti (locali), imposti poi uguali a quelli dell'intera massa (equilibri globali). L'individuazione dei blocchi, per l'omonimo metodo, interviene semplicemente nella definizione della superficie di scivolamento.

#### **Metodo di Taylor (o del Cerchio d'Attrito)**

Il metodo del pendio limitato, detto anche Metodo di Taylor o del Cerchio d'Attrito, considera la *massa instabile limitata e approssimabile ad una "mezzaluna"*, con superficie di scivolamento di conseguenza circolare; analizza tale porzione imponendone l'equilibrio alla rotazione rispetto al centro della circonferenza di rottura.

Tale metodo considera il Fattore di sicurezza globale, espresso in termini di momenti rispetto al centro della suddetta circonferenza (momenti stabilizzanti rapportati ai ribaltanti):

$$F_M = \frac{M_{stab}}{M_{destab}}$$



Si ipotizza che le forze d'attrito tangenziali mobilitino un certo angolo di attrito  $\phi_m$  tra la risultante delle forze d'attrito normali e la direzione perpendicolare alla superficie di scorrimento nel suo punto di applicazione; tale risultante subisce cioè un'inclinazione di un angolo  $\phi_m$ .

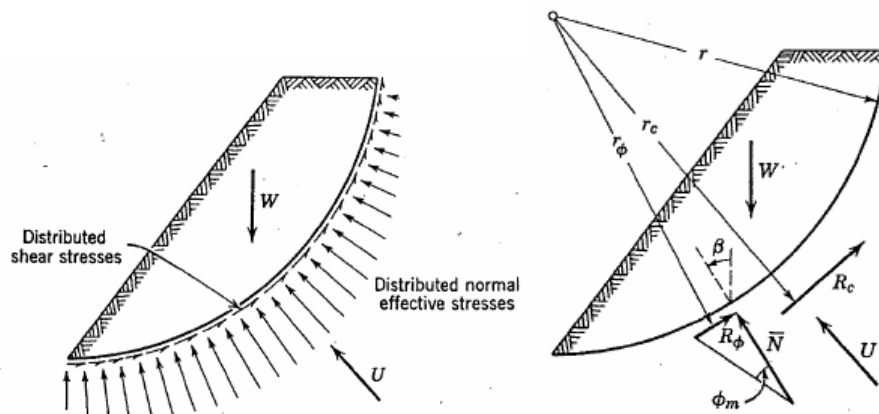


Figura 58 – Schematizzazione della superficie di scivolamento secondo Taylor.

La risoluzione è per via iterativa, poiché punto di partenza del procedimento è la scelta di un valore arbitrario per il fattore di sicurezza F, necessario al calcolo dell'angolo di attrito mobilitato:

$$\operatorname{tg} \phi_m = \frac{\operatorname{tg} \phi}{F}$$

Il fattore di sicurezza viene poi ricalcolato nel ciclo, a seguito della risoluzione del poligono delle forze:

$$F = \frac{c \cdot l_{\text{arco}}}{R_c}$$

dove c: coesione

$R_c$ : risultante delle forze d'attrito tangenziali

$l_{\text{arco}}$ : lunghezza della superficie di scivolamento

Si itera questo procedimento considerando come valore di F di partenza quello calcolato nel ciclo precedente, fino a quando valore di partenza e valore ricalcolato di un ciclo coincidono.

Il metodo di del cerchio d'attrito può considerare sia terreni drenati che terreni saturi: è sufficiente inserirne i corrispondenti parametri geotecnici all'interno dei calcoli.

Per terreni non drenati, in particolare, Taylor fornisce una risoluzione speditiva, grazie alla seguente schematizzazione, accompagnata da abachi:

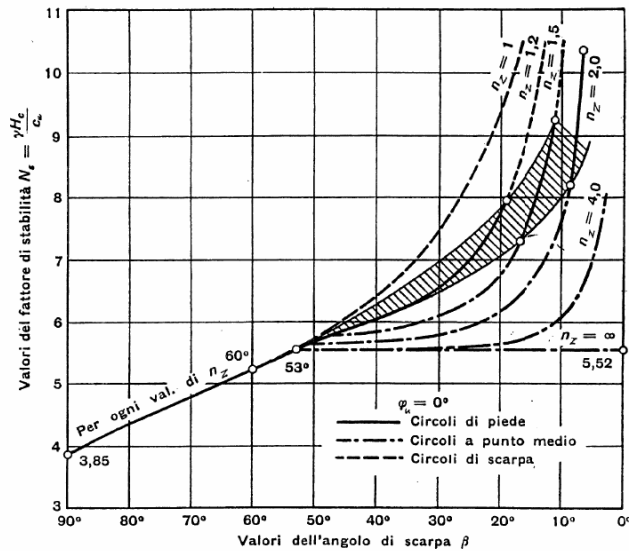
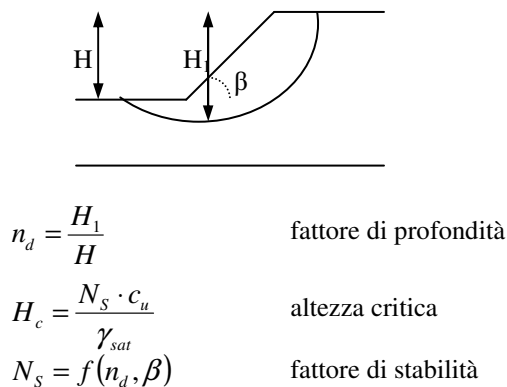


Figura 59 – Risoluzione di Taylor, con relativo abaco.

L'abaco fornisce il fattore di profondità in funzione della posizione della superficie di scivolamento, e tale coefficiente viene utilizzato per la determinazione dell'altezza critica HC del pendio; il fattore di sicurezza è in questo caso espresso da:

$$F = \frac{H_c}{H}$$

Per quanto riguarda i campi di applicazione del presente metodo, per le sue peculiarità risulta adatto allo studio di terreni omogenei con presenza di superficie di scivolamento circolare; è quindi utilizzato per la descrizione di movimenti rotazionali, più o meno profondi.

Nello specifico, Taylor considera principalmente rotture su circoli di piede, quindi è applicabile a frane superficiali.

## Metodo di Fellenius

Il metodo di Fellenius, detto anche metodo ordinario, considera la *massa instabile limitata e suddivisa in conci*, con superficie di scivolamento circolare; viene analizzato ciascun cono, imponendone l'equilibrio alla traslazione (locale) lungo la direzione perpendicolare alla loro base.

Nel trattare diversi conci, si pone il problema di caratterizzare le forze che essi si scambiano reciprocamente sulle facce laterali; il presente metodo considera le *forze interconco parallele alla superficie di scorrimento*, ipotesi che permette la semplificazione del calcolo dello sforzo normale alla base.



Tale metodo considera il Fattore di sicurezza globale, espresso in termini di momenti rispetto al centro della circonferenza di scivolamento (momenti stabilizzanti rapportati ai ribaltanti).

$$F_M = \frac{M_{stab}}{M_{destab}}$$

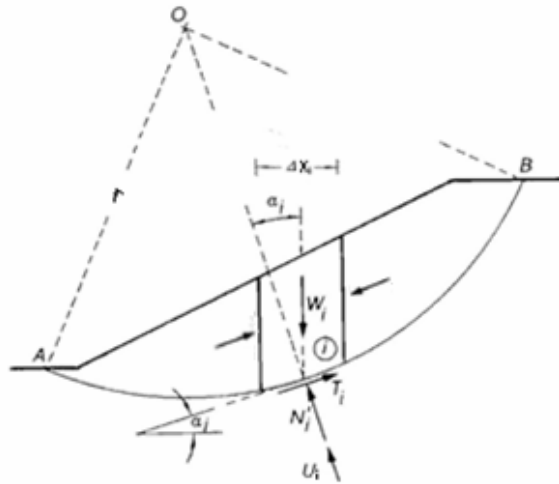


Figura 60 – Schematizzazione della superficie di scivolamento secondo Fellenius.

Per fare questo individua, per ciascun concio,  $N_i'$  mediante equilibrio alla traslazione lungo la direzione perpendicolare alla superficie di scorrimento: in esso non compare lo sforzo di taglio  $T$ , incognito, perché parallelo alla base del concio.

Considerando come in precedenza un terreno coesivo, sottoposto a generiche pressioni interstiziali  $u$ :

$$N_i' = W_i \cos \alpha_i - U_i = W_i \cos \alpha_i - \frac{u_i \cdot \Delta x_i}{\cos \alpha_i}$$

L'espressione del fattore di sicurezza globale risulta di conseguenza un'equazione esplicita nella sola incognita  $F$ , ricavata facilmente ponendo a numeratore i momenti generati dalle forze resistenti alla base dei conchi (secondo Mohr-Coulomb), e a denominatore quelli generati dagli sforzi di taglio mobilitati:

$$F_M = \frac{M_{stab}}{M_{destab}} = \frac{r \sum_i T_i}{r \sum_i W_i \sin \alpha_i} = \frac{r \sum_i c_i' \frac{\Delta x_i}{\cos \alpha_i} + N_i' \operatorname{tg} \varphi_i'}{r \sum_i W_i \sin \alpha_i}$$

Il calcolo del fattore di sicurezza viene ripetuto per numerose possibili superfici di scivolamento, ricercando quella che ne restituisce il minor valore; vista la semplicità del procedimento risolutivo, l'impiego di un metodo di questo tipo è possibile mediante l'utilizzo di semplici fogli di calcolo, implementabili ad esempio con il software Excel.

Il metodo di Fellenius è applicabile anche a terreni non drenati, per i quali è sufficiente caratterizzare la resistenza al taglio mediante il parametro non drenato  $c_u$ .

Per quanto riguarda i campi di applicazione del presente metodo, per le sue peculiarità risulta adatto allo studio di terreni anche disomogenei, con presenza di superficie di scivolamento circolare; è quindi utilizzato per la descrizione di movimenti rotazionali, più o meno profondi. Il metodo risulta caratterizzato da un certa approssimazione, che ne fa sottostimare il valore del fattore di sicurezza mediamente del 10-15%, arrivando fino 60% nei casi di pressioni interstiziali elevate sulla superficie critica. Per tale motivo è consigliabile l'applicazione in condizioni di ridotta presenza di acqua e pressioni neutre contenute

### Metodo di Bishop semplificato

Il metodo di Bishop semplificato considera la *massa instabile limitata e suddivisa in conci*, con superficie di scivolamento circolare; viene analizzato ciascun concio, imponendone l'equilibrio alla traslazione (locale) verticale.

Anche in questo caso si pone il problema della caratterizzazione delle forze che i conci si scambiano reciprocamente sulle facce laterali: il presente metodo considera le *forze interconcio orizzontali*.

Tale metodo utilizza il Fattore di sicurezza globale, espresso in termini di momenti rispetto al centro della circonferenza di scivolamento (momenti stabilizzanti rapportati ai ribaltanti).

$$F_M = \frac{M_{stab}}{M_{destab}}$$

La risoluzione necessita però l'uso congiunto dei Fattori di sicurezza locali, espressi in termini di forze di taglio sulla superficie di scivolamento:

$$F_{F,i} = \frac{T_{disp,i}}{T_{mob,i}}$$

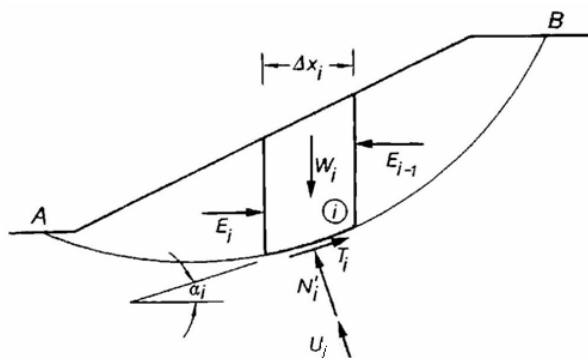


Figura 61 – Schematizzazione della superficie di scivolamento secondo Bishop.

Consideriamo come in precedenza un terreno coesivo, sottoposto a generiche pressioni interstiziali  $u$ :

Il metodo di Bishop semplificato individua  $N'$ , per ciascun concio, mediante equilibrio alla traslazione verticale:

$$N_i' \cos \alpha_i = W_i - U_i \cos \alpha_i - T_i \sin \alpha_i \quad \rightarrow \quad N_i' = \frac{W_i - U_i \cos \alpha_i - T_i \sin \alpha_i}{\cos \alpha_i}$$

In tale espressione compare però lo sforzo di taglio  $T$ , incognito; esso viene espresso mediante la formula del fattore di sicurezza locale relativo alle forze: lo sforzo di taglio disponibile è individuato dalla relazione Mohr-Coulomb, mentre il valore del fattore  $F$  è considerato pari a quello globale relativo ai momenti.

$$F_{F,i} = \frac{T_{disp,i}}{T_{mob,i}}$$

$$T_{mob,i} = \frac{T_{disp,i}}{F_{F,i}} = \frac{c_i' \frac{\Delta x_i}{\cos \alpha_i} + N_i' \operatorname{tg} \varphi_i'}{F_{F,i}} \quad \text{con } F_{F,i} \text{ posto: } F_{F,i} = F_M$$

Sostituendo questa espressione in quella precedentemente trovata per  $N'$  otteniamo:

$$N_i' = \frac{W_i - u_i \cdot \Delta x_i - \frac{c' \cdot \Delta x_i \cdot \operatorname{tg} \alpha_i}{F_M}}{\cos \alpha_i \left[ 1 + \frac{\operatorname{tg} \varphi_i' \operatorname{tg} \alpha_i}{F_M} \right]}$$

L'espressione del fattore di sicurezza globale risulta questa volta un'equazione implicita nella sola incognita  $F_M$ :

$$F_M = \frac{M_{stab}}{M_{destab}} = \frac{r \sum_i T_i}{r \sum_i W_i \sin \alpha_i} = \frac{\sum_i \frac{c_i' \Delta x_i + (W_i - u_i \cdot \Delta x_i) \operatorname{tg} \varphi_i'}{\cos \alpha_i \left[ 1 + \frac{\operatorname{tg} \varphi_i' \operatorname{tg} \alpha_i}{F_M} \right]}}{\sum_i W_i \sin \alpha_i}$$

Il valore del fattore relativo ai momenti è ricavato per via iterativa, scegliendo un valore di tentativo per  $F_M$  a secondo membro, e calcolandone uno nuovo tramite tale equazione.

Questo procedimento viene ripetuto per numerose possibili superfici di scivolamento, ricercando quella che ne restituisce il minor valore; appare chiaro come per l'impiego di un metodo di questo tipo si renda necessario l'uso del calcolatore.

Il metodo di Bishop semplificato è applicabile anche a terreni non drenati, per i quali è sufficiente caratterizzare la resistenza al taglio mediante il parametro non drenato  $c_u$ .

Per quanto riguarda i campi di applicazione del presente metodo, per le sue peculiarità risulta adatto allo studio di terreni anche disomogenei e stratificati, con presenza di superficie di

scivolamento circolare; è quindi utilizzato per la descrizione di movimenti rotazionali, più o meno profondi.

Il metodo di Bishop raggiunge elevate precisioni in presenza di superfici di scivolamento circolari in quanto per esse l'equilibrio dei momenti non è influenzato dalle forze tangenziali interconco, la cui schematizzazione semplificata è la fonte dei maggiori errori.

Anche questo metodo risulta caratterizzato da un certa approssimazione, migliore comunque di quella del Fellenius: il fattore di sicurezza viene individuato con discreta precisione.

Pericolosa è l'applicazione di Bishop al caso di superfici composite, per le quali il metodo sovrastima il fattore di sicurezza.

### Metodo di Janbu semplificato

Il metodo di Janbu semplificato, al pari di quello di Bishop, considera la *massa instabile limitata e suddivisa in conci*, con superficie di scivolamento circolare; viene analizzato ciascun conco, imponendone l'equilibrio alla traslazione (locale) verticale.

Anche in questo caso il problema della caratterizzazione delle forze che i conci si scambiano reciprocamente sulle facce laterali viene risolto considerando le *forze interconco orizzontali*.

Ma tale metodo utilizza, a differenza del precedente, il Fattore di sicurezza globale espresso in termini di forze di taglio sulla superficie di scivolamento:

$$F_F = \frac{F_{disp}}{F_{mob}}$$

La risoluzione necessita in questo caso l'uso congiunto dei Fattori di sicurezza locali, espressi in termini di forze di taglio sulla superficie di scivolamento:

$$F_{F,i} = \frac{T_{disp,i}}{T_{mob,i}}$$

e dell'equilibrio globale alla traslazione orizzontale.

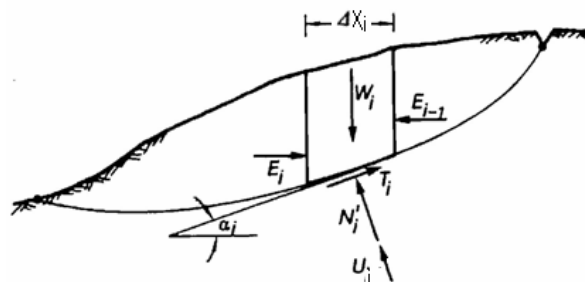


Figura 62 - Schematizzazione della superficie di scivolamento secondo Janbu.

Consideriamo come in precedenza un terreno coesivo, sottoposto a generiche pressioni interstiziali  $u$ :

Il metodo di Janbu semplificato individua  $N'$ , per ciascun concio, in modo analogo a Bishop: considera l'equilibrio alla traslazione verticale, ed esprime l'incognita  $T$  mediante la formula del fattore di sicurezza locale relativo alle forze; a differenza di Bishop, in tale formula considera però il valore del fattore  $F$  pari a quello globale relativo alle forze, e non ai momenti.

$$N_i' = \frac{W_i - u_i \cdot \Delta x_i - \frac{c' \cdot \Delta x_i \cdot \operatorname{tg} \alpha_i}{F_F}}{\cos \alpha_i \left[ 1 + \frac{\operatorname{tg} \varphi_i' \operatorname{tg} \alpha_i}{F_F} \right]}$$

Impone poi l'equilibrio globale alla traslazione orizzontale per ricavare lo sforzo di taglio complessivamente mobilitato:

$$\sum_i (N_i' + U_i') \operatorname{sen} \alpha_i = \sum_i T_i \cos \alpha_i \quad \rightarrow \quad \sum_i T_i = \frac{\sum_i (N_i' + U_i') \operatorname{sen} \alpha_i}{\cos \alpha_i}$$

In definitiva l'espressione del fattore di sicurezza globale risulta un'equazione implicita nella sola incognita  $FF$ :

$$F_F = \frac{T_{disp}}{T_{mob}} = \frac{r \sum_i T_{i,disp}}{r \sum_i T_{i,mob}} = \frac{\sum_i c_i' \frac{\Delta x_i}{\cos \alpha_i} + N_i' \operatorname{tg} \varphi_i'}{\sum_i T_{i,mob}} = \frac{\sum_i \frac{c_i' \Delta x_i + (W_i - u_i \cdot \Delta x_i) \operatorname{tg} \varphi_i'}{\cos^2 \alpha_i \left[ 1 + \frac{\operatorname{tg} \varphi_i' \operatorname{tg} \alpha_i}{F_F} \right]}}{\sum_i W_i \operatorname{tg} \alpha_i}$$

Il valore del fattore relativo alle forze è ricavato per via iterativa, scegliendo un valore di tentativo per  $FF$  a secondo membro, e calcolandone uno nuovo tramite tale equazione.

Janbu prevede a questo punto l'inserimento di un Fattore correttivo  $f_0$ , per ridurre l'imprecisione determinata dal trascurare le forze interconcio di taglio; tale parametro è definito in funzione della geometria del pendio (tipo e forma della superficie di scorrimento) e delle caratteristiche del terreno (parametri di resistenza al taglio).

Il Fattore di sicurezza corretto risulta quindi dato dalla seguente espressione:

$$F_C = f_0 \cdot F_F$$

Questo procedimento viene ripetuto per numerose possibili superfici di scivolamento, ricercando quella che ne restituisce il minor valore; per l'impiego di un metodo di questo tipo si rende necessario l'uso del calcolatore.

Il metodo di Janbu semplificato è applicabile anche a terreni non drenati, per i quali è sufficiente caratterizzare la resistenza al taglio mediante il parametro non drenato  $c_u$ .

Per quanto riguarda i campi di applicazione del presente metodo, per le sue peculiarità risulta adatto allo studio di terreni anche disomogenei e con stratificazioni molto diversificate, con presenza di superfici di scivolamento prevalentemente piane; è quindi utilizzato per la descrizione di movimenti traslativi, più o meno profondi.

Il metodo di Janbu raggiunge elevate precisioni in presenza di superfici di scivolamento piane in quanto per esse l'equilibrio delle forze non è influenzato dalle forze tangenziali interconco, la cui schematizzazione semplificata è la fonte dei maggiori errori

Al pari del metodo di Bishop, restituisce risultati molto attendibili, e comunque a favore di sicurezza, sottostimando leggermente il fattore  $F_C$ .

### **Metodo di Spencer**

Il metodo di Spencer, al pari di quelli di Janbu e Bishop, considera la *massa instabile limitata e suddivisa in conci*, lasciando maggiori libertà sulla forma della superficie di scivolamento; analizza ciascun conco, imponendone sia l'equilibrio alla traslazione (locale) che l'equilibrio alla rotazione (locale).

Il problema della caratterizzazione delle forze che i conci si scambiano reciprocamente sulle facce laterali viene risolto adottando una relazione tra esse costante lungo il pendio: in particolare si considera la funzione  $f(x)=1$ :

$$X_i = f(x) \cdot E_i = 1 \cdot E_i$$

Il metodo di Spencer utilizza entrambi i Fattori di sicurezza globali, relativi rispettivamente ai momenti (momento stabilizzante/momento destabilizzante) e alle forze (sforzo disponibile/sforzo agente):

$$F_M = \frac{M_{stab}}{M_{destab}}$$

$$F_F = \frac{F_{disp}}{F_{mob}}$$

Anche in questo caso viene quindi imposta la coincidenza dei fattori di sicurezza locali con quelli globali, comportandone la costanza lungo tutto il pendio; è inoltre da sottolineare come fattore relativo alle forze e fattore relativo ai momenti siano posti di ugual valore.

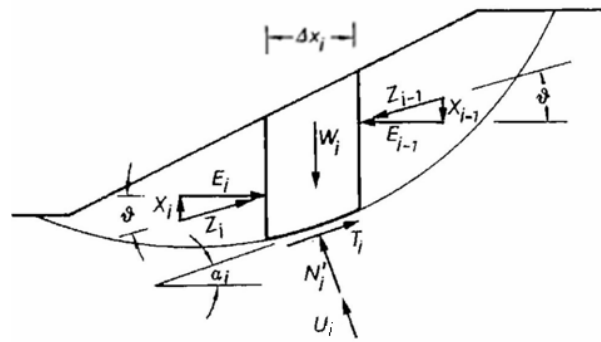


Figura 63 - Schematizzazione della superficie di scivolamento secondo Spencer.

La procedura di risoluzione è iterativa, e consiste nel calcolo dapprima delle tensioni su ciascun concio (imponendo gli equilibri locali), e successivamente dei due fattori di sicurezza globali, variando di ciclo in ciclo la relazione tra forze interconco normal e tangenziali attraverso un fattore di scala  $\lambda$ :

$$X_i = \lambda \cdot E_i$$

Si ricerca il valore di  $\lambda$  (e quindi la relazione tra forze interconco) per il quale i fattori globali  $F_M$  e  $F_F$  assumono lo stesso valore, quello dell'esatto Fattore di sicurezza.

Per la complessità della modellizzazione e del procedimento di risoluzione si rende necessario l'ausilio del calcolatore.

Come accennato inizialmente, il metodo di Spencer è applicabile a superfici di scivolamento di forma qualsiasi.

A differenza dei precedenti, sottolineiamo come risulti un metodo esatto, in quanto staticamente corretto: esso verifica infatti tutti gli equilibri.

La sua approssimazione è molto buona, anche se la semplicità della relazione scelta per caratterizzare le forze interconco restituisce una modellizzazione pur sempre approssimativa.

Viene utilizzato in particolare per lo studio di movimenti su superfici di scivolamento composite, per le quali i precedenti metodi risultano poco affidabili.

### Metodo di Morgenstern-Price

Il metodo di Morgenstern&Price risulta molto simile a quello di Spencer, rappresentandone sostanzialmente una variante più accurata.

Al pari del primo, considera la *massa instabile limitata e suddivisa in conci*, e forma qualsiasi della superficie di scivolamento; analizza ciascun concio, imponendone sia l'equilibrio alla traslazione (locale) che l'equilibrio alla rotazione (locale).

La differenza tra i due metodi si ritrova nella caratterizzazione delle forze che i conci si scambiano reciprocamente sulle facce laterali: Morgenstern&Price considerano sia forze

interconciò normali che tangenziali, ma adottano una relazione tra esse selezionabile tra una gamma di funzioni, in generale variabili lungo il pendio: in particolare la funzione costante (caso di Spencer), semi sinusoidale, semi sinusoidale “spuntata”, trapezoidale, funzione per punti. si considera la funzione

$$X_i = f(x) \cdot E_i$$

Il presente metodo utilizza entrambi i Fattori di sicurezza globali, relativi rispettivamente ai momenti (momento stabilizzante/momento destabilizzante) e alle forze (sforzo disponibile/sforzo agente):

$$F_M = \frac{M_{stab}}{M_{destab}}$$

$$F_F = \frac{F_{disp}}{F_{mob}}$$

Viene imposta la coincidenza dei fattori di sicurezza locali con quelli globali, nonché l'uguaglianza tra fattore relativo alle forze e fattore relativo ai momenti.

Anche la risoluzione è identica a quella di Spencer, basata sull'inserimento di un fattore  $\lambda$  nella relazione tra le forze interconciò, al fine di determinare quella in grado di garantire la coincidenza dei fattori di sicurezza globali.

Per la complessità della modellizzazione e del procedimento di risoluzione si rende necessario l'ausilio del calcolatore.

Il metodo di Morgenstern&Price è applicabile a superfici di scivolamento di forma qualsiasi, ed è un metodo esatto, in quanto staticamente corretto.

La sua approssimazione è ottima, grazie alla possibilità di ricercare una relazione tra le forze interconciò la più realistica possibile.

Come Spencer, viene utilizzato in particolare per lo studio di movimenti su superfici di scivolamento composite, per le quali i precedenti metodi risultano poco affidabili.

Riportiamo nel seguito uno schema che sintetizza le caratteristiche dei vari metodi presentati: in esso compaiono anche metodi che saranno successivamente descritti all'interno del capitolo 5, i quali non rientrano tra quelli “tradizionali”, ma risultano comunque molto interessanti e validi dal punto di vista applicativo.



	FATTORI di SICUREZZA	FORZE INTERCONCIO	descrizione forze interconcio	APPLICAZIONE	PRECISIONE
<b>PENDIO ILLIMITATO</b>	$F_F$	no		sup di scivolamento estesa e parallela al p.c.	
<b>EQUILIBRIO LIMITE GLOBALE</b>					
TAYLOR (CERCHIO D'ATTRITO)	$F_M$	no		sup di scivolamento circolare, poco profonda	
GLE (Global Limit Equilibrium method)	$F_F$ e $F_M$	X e E	relazione espressa da funzione matematica	comprensione problemi, confronto diversi metodi	
FELLENIUS	$F_M$	X e E	risultante parallela alla sup di scivolam locale	sup di scivolamento circolare; ridotta presenza di acqua	sottostima F (10%, fino 60% con H <sub>2</sub> O)
BISHOP SEMPLIFICATO	$F_M$	E		sup di scivolamento circolare (no sup composite!)	buona (sovrastima F!)
JANBU SEMPLIFICATO	$F_F$	E		sup di scivolamento piana	accettabile (sottostima F)
SPENCER	$F_F$ e $F_M$	X e E	relazione espressa da costante	sup qualsiasi, opportuna per sup composita	molto buona
MORGENSTERN&PRICE	$F_F$ e $F_M$	X e E	relazione espressa da funzione matematica	sup qualsiasi, opportuna per sup composita	ottima
CORPS OF ENGINEERS 1	$F_F$	X e E	risultante parallela a segmento coronam-piede	sup qualsiasi, opportuna per sup piana e composita, meno per sup circolare	buona
CORPS OF ENGINEERS 2	$F_F$	X e E	risultante parallela a pendio locale	sup qualsiasi, opportuna per sup piana e composita, meno per sup circolare	buona
LOWE-KARAFIATH	$F_F$	X e E	risultante di pendenza intermedia tra pendio e sup di scivol locali	sup qualsiasi, opportuna per sup piana e composita, meno per sup circolare	buona
SARMA	$F_F$ e $F_M$	X e E	relazione espressa da funzione tipo Mohr-Coulomb	coesione prossima a nulla	molto buona
JANBU GENERALIZZATO	$F_F$	X e E	distribuzione idrostatica, linea di forza per risultanti	sup di scivolamento estesa e poco profonda, senza asperità	accettabile



### **2.3.3 Peculiarità dei metodi dei cunei e dei conci**

Riportiamo a conclusione della presente trattazione dei metodi per le analisi di stabilità alcune considerazioni relative in particolare agli ultimi citati, Bishop, Janbu, Spencer e Morgenstern&Price.

Essi risultano infatti i più diffusi e implementati su software, e per questo motivo è opportuno conoscerne le caratteristiche ed i limiti per farne un uso corretto.

#### **Incongruenze fisiche e limiti**

I metodi dell'equilibrio limite sono basati sui soli principi della statica (equilibri), e non considerano alcun legame costitutivo sforzo-deformazione; di qui può nascere una forte incongruenza tra i risultati dell'analisi e l'effettivo comportamento del terreno sottoposto a certi stati tensionali.

Il fatto che non venga considerato il legame sforzi-deformazioni quantomeno determina la non realistica modellizzazione della distribuzione tensionale, e quindi l'impossibilità di individuare valori locali per il Fattore di sicurezza; ciò impedisce di valutare la possibilità di avere crisi locali.

Per una migliore comprensione e applicazione del metodo è opportuno esaminare forze, tensioni e parametri lungo la superficie di scivolamento, osservandone la variazione, unitamente alla variazione del fattore di sicurezza, al variare ad esempio della definizione delle forze interconco.

#### **Distribuzione delle tensioni e fattori di sicurezza**

In generale è l'analisi agli elementi finiti a rappresentare più fedelmente la realtà, quindi l'equilibrio limite restituisce una distribuzione delle tensioni normali poco aderente alle condizioni di campagna.

Nonostante la modellizzazione delle tensioni normali sia imprecisa, i fattori di sicurezza forniti dall'analisi appaiono ragionevoli: ciò è dovuto alla assunzione che il fattore sia lo stesso in tutti i conci.

E' infatti importante sottolineare come il metodo dei conci imponga due condizioni: l'equilibrio su ciascun conco, e un unico fattore di sicurezza su tutto il pendio. In aggiunta, l'esatta risoluzione impone uguaglianza tra i due fattori di sicurezza globali.

Ecco che, se localmente la distribuzione delle tensioni normali determinate imponendo il rispetto dell'equilibrio non risulta realistica, globalmente le imprecisioni vengono appianate

nel momento in cui si integrano i risultati dei vari concetti: attendibili sono quindi le stime di forze e tensioni medie sul pendio, meno quelle dei loro valori locali.

### **Superfici di scivolamento e forze interconco**

Nello svolgimento delle analisi di stabilità è sempre opportuno considerare differenti superfici di scivolamento, della stessa forma ma anche di geometria diversa, individuando quella che restituisce il fattore di sicurezza inferiore.

La scelta della superficie è estremamente diversificata, e fortemente influenzata da limiti stratigrafici e geologici (faglie, discontinuità...), e dalle caratteristiche di resistenza del terreno.

Le superfici di scivolamento scelte in prima battuta generalmente non restituiscono i fattori di sicurezza più ridotti; per questo si utilizzano spesso algoritmi che modificano le superfici di partenza alla ricerca di nuove superfici meno stabili. L'indirizzamento effettuato inizialmente rimane comunque essenziale per questo che risulta uno dei punti focali nella definizione dell'analisi di stabilità.

Altrettanta importanza è da attribuire alla caratterizzazione delle forze interconco e alla scelta della funzione che meglio le approssimi: essa risulta fortemente influenzata dalla forma della superficie di potenziale scivolamento scelta, e dal cinematismo in gioco.

Nel caso di superfici circolari o piane, la scelta degli opportuni metodi permette di semplificare la trattazione delle forze interconco; superfici a blocchi e composite richiedono invece caratterizzazioni delle forze interconco più accurate.

Nel momento in cui la sensibilità dell'analisi nei confronti della schematizzazione delle forze interconco risulti molto rilevante, siamo prossimi ai limiti di applicabilità dei metodi dell'equilibrio limite, e le nostre analisi risultano meno attendibili.

### **Pressioni interstiziali**

Lo studio delle pressioni interstiziali è generalmente semplice, ma il loro inserimento all'interno di problemi di stabilità è spesso problematico e fonte di errori.

Se consideriamo le pressioni interstiziali all'interno di un'analisi all'equilibrio limite, si rende necessario trattare forze interconco "multiple": sopra e sotto il livello di falda sono infatti presenti contributi diversi, nel primo caso costituito dal peso del terreno secco, nel secondo caso dal peso dell'acqua e del terreno immerso.

Ma per quanto detto a riguardo delle tensioni interconco, della loro trattazione nei vari metodi e della influenza di questa trattazione, possiamo dedurre come risultato inutile una

definizione così dettagliata del problema; inoltre abbiamo osservato come la distribuzione tensionale modellizzata non risulti comunque fedele alla realtà.

Gli approcci al problema sono sostanzialmente due: si possono considerare le tensioni idrostatiche al contorno e il peso totale del terreno, oppure le pressioni interstiziali e il peso immerso del terreno. E' importante non affiancare caratterizzazioni appartenenti ad approcci differenti.

### **2.3.4 Back analysis**

La back analysis è una modalità di utilizzo dei metodi di modellizzazione che consiste nel ricavare i parametri del sistema a partire dalla simulazione sul modello; in particolare vengono definiti gli output del modello e alcuni dei suoi parametri/variabili, ricavando a ritroso quelli ricercati.

Tale tecnica è molto diffusa nel campo dello studio della stabilità dei pendii, in quanto permette di ricavare informazioni relative al terreno e alle sue condizioni sulla base dell'osservazione dei comportamenti del versante stesso.

Nel momento in cui, ad esempio, si osserva che il versante è in movimento, si può ipotizzare di essere in presenza di condizioni di equilibrio limite, alle quali compete un fattore di sicurezza di valore vicino all'unità; a maggior ragione se si verifica un vero e proprio movimento di versante è possibile riprodurre le caratteristiche e le dinamiche, stabilendo a ritroso le condizioni del terreno ante-evento.

Nel caso particolare delle analisi di stabilità, quindi, da misure inclinometriche ed osservazioni in loco è possibile individuare la superficie di scivolamento: le prime forniscono la profondità degli spostamenti, mentre le osservazioni, quali fratture sul coronamento della frana e rigonfiamenti al piede, permettono di individuarne l'estensione.

Applicando uno dei metodi presentati è quindi possibile, una volta definita la geometria della superficie di rottura e posto pari all'unità il coefficiente di sicurezza, ricavare a ritroso i parametri di resistenza del terreno.

Tutto ciò risulta ancora più preciso nel momento in cui si abbiano a disposizione ulteriori dati ed informazioni provenienti da corpose indagini geognostiche.

I valori ottenuti dalle back analysis restituiscono una indicazione delle reali caratteristiche del terreno, ma è importante sottolineare come mantengano la loro validità solo nell'ambito del tipo di analisi effettuata; quindi è opportuno utilizzarli solo all'interno del modello considerato.

L'analisi di stabilità impostata sulle assunzioni iniziali risulta infatti attendibile e realistica, ma i valori dei parametri utilizzati o stimati possono essere diversi da quelli reali o da quelli misurabili in campagna; ricordiamo infatti che i metodi all'equilibrio limite non forniscono valori locali attendibili su tensioni e loro distribuzione, quanto piuttosto dati medi indicativi e fattori di stabilità sufficientemente precisi.

## 2.4 Verifiche di stabilità secondo NTC del 2008

Step successivo alle Analisi di Stabilità è quello delle Verifiche di Stabilità, da condurre secondo i criteri indicati dalla **Normativa Tecnica per le Costruzioni del 2008 (DM 14/01/2008)**.

Al **Capitolo 6** di suddetta normativa, "**Progettazione Geotecnica**", ritroviamo le prescrizioni di legge, da applicare al progetto e alla realizzazione di numerose opere e interventi, tra cui "opere di sostegno, *manufatti di materiali sciolti naturali*, miglioramento e rinforzo di terreni, consolidamento di terreni interessanti opere esistenti", nonché "*valutazione della sicurezza dei pendii* e della fattibilità di opere che hanno riflessi su grandi aree".

Nello specifico, le Verifiche di Stabilità dei pendii fanno riferimento alle prescrizioni contenute al Paragrafo 8: "Opere di materiali sciolti e fronti di scavo".

La normativa al Capitolo 6 descrive prima di tutto i criteri di caratterizzazione geologica e geotecnica del sito, comprendenti le rispettive indagini, parametrizzazioni e modellizzazioni; parte centrale del testo è poi la trattazione relativa alle verifiche di sicurezza (di tipo geotecnico e strutturale) agli stati limite ultimi (SLU) e stati limite di esercizio (SLE), ed eventualmente all'equilibrio di corpo rigido (EQU).

Con il **Capitolo 7**, "**Progettazione per azioni sismiche**", la normativa disciplina poi la progettazione e la realizzazione delle opere suddette in presenza di azioni sismiche, con indicazioni da considerarsi aggiuntive alle precedenti.

In particolare le Verifiche di Stabilità dei pendii fanno riferimento alle prescrizioni contenute al Paragrafo 11, "Opere e sistemi geotecnici".

La normativa in questo caso fa riferimento alla caratterizzazione dell'azione sismica riportata al Capitolo 3, "Azioni sulle costruzioni": al suo interno vengono individuati specifici stati limite ultimi e di esercizio da considerare nei confronti delle azioni sismiche, e riportate le indicazioni per l'individuazione dell'azione sismica di progetto.

## 2.4.1 Verifiche in condizioni statiche

Per quanto riguarda le verifiche di sicurezza in condizioni statiche, le prescrizioni di legge risultano molto chiare, e lo sviluppo delle verifiche altrettanto inequivocabile.

Si tratta in sostanza di una ripetizione delle analisi di stabilità, all'interno delle quali vengono però considerate azioni sul pendio maggiorate, e parametri geotecnici e resistenze diminuite.

Riportiamo nel seguito una esauriente sintesi dei contenuti della normativa, sufficiente alla comprensione delle modalità di sviluppo delle verifiche.

### Verifiche di sicurezza allo Stato Limite Ultimo (SLU)

Le verifiche di sicurezza nei confronti di azioni statiche contemplano come stato limite di esame lo Stato Limite Ultimo (SLU): esso, come accennato poc'anzi, considera un aggravio delle condizioni operative individuate, che porta alla definizione di condizioni di progetto, mediante l'applicazione di coefficienti peggiorativi su azioni, parametri e resistenze.

Da un lato viene aggravata l'azione operativa, aumentando le singole azioni (con  $\gamma_a$ ) e diminuendo i parametri (con  $\gamma_p$ ).

$$E_d = E\left(\gamma_a F_i, \frac{X_i}{\gamma_p}\right) = \gamma_a E\left(F_i, \frac{X_i}{\gamma_p}\right)$$

Dall'altro viene peggiorata la resistenza operativa del sistema geotecnico, mediante il calcolo della resistenza considerando azioni e parametri di progetto (già più gravosi rispetto a quelli operativi) e applicando ad essa un ulteriore coefficiente peggiorativo  $\gamma_r$ .

$$R_d = \gamma_r R(E_d) = \gamma_r R\left(\gamma_a F_i, \frac{X_i}{\gamma_p}\right)$$

Le verifiche impongono che il valore di progetto dell'azione risulti inferiore al valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico:

$$E_d \leq R_d$$

La verifica di tale condizione può essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, definiti dalla normativa rispettivamente per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

Per quanto riguarda le azioni, i coefficienti sono differenziati a seconda che il carico sia permanente o variabile, e favorevole o sfavorevole:

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Tabella 11 – Coefficienti parziali da applicare sulle azioni.

Riguardo ai parametri, i coefficienti sono differenziati per angolo di attrito e coesione efficaci, coesione non drenata e peso specifico del terreno:

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

Tabella 12 - Coefficienti parziali da applicare sui parametri.

Infine per la resistenza, i coefficienti  $\gamma_r$  sono definiti in maniera specifica per ogni tipologia di studio.

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi:

- Approccio 1 - prevede due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti: la prima combinazione più severa nei confronti del dimensionamento strutturale (aggrava maggiormente le azioni), la seconda più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico (aggrava maggiormente i parametri).

Combinazione 1 : A1 + M1 + R1

Combinazione 2 : A2 + M2 + R2

- Approccio 2 - prevede un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali che nelle verifiche geotecniche, più severa nei confronti del dimensionamento strutturale (aggrava maggiormente le azioni).

Combinazione : A1 + M1 + R3

## Verifiche di stabilità

Le Verifiche di Stabilità dei pendii, di nostro interesse, consistono in verifiche di sicurezza agli Stati Limite Ultimi (SLU), effettuate considerando l'Approccio 1 indicato dalla normativa, e nello specifico la Combinazione 2 di coefficienti parziali:



A2 + M2 + R2

Tale combinazione risulta quella più severa nei confronti del dimensionamento geotecnico, in quanto aggrava maggiormente i parametri del terreno.

Per le azioni avremo:

CARICHI	EFFETTO	A2
Permanenti	Favorevole	1.0
	Sfavorevole	1.0
Permanenti non strutturali	Favorevole	0.0
	Sfavorevole	1.3
Variabili	Favorevole	0.0
	Sfavorevole	1.3

Per i parametri:

PARAMETRO	GRANDEZZA	M2
Angolo di attrito	$\tan \phi'$	1.25
Coazione efficace	$c'$	1.25
Resistenza al taglio non drenata	$c_u$	1.4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	1.0

Per la resistenza in questo caso viene prescritto l'utilizzo di un coefficiente:

Coefficiente	R2
$\gamma_R$	1.1

Tabella 13 - Coefficiente parziale da applicare alla resistenza, nelle verifiche statiche.

La condizione di stato limite può essere valutata con riferimento ai valori drenati o non drenati dei parametri geotecnici, a seconda delle condizioni critiche considerate per il sito in esame; sottolineiamo come nella maggior parte dei casi si contemplino condizioni drenate, anche in presenza di falda e terreni fini caratterizzati da ridotta permeabilità quali le argille sovraconsolidate.

La scelta dei parametri, soprattutto in relazione a valori di picco, critici o residui, è senza dubbio la fase più delicata della verifica.

## 2.4.2 Verifiche in condizioni sismiche

Le verifiche di sicurezza in condizioni sismiche, a differenza di quelle statiche, sono caratterizzate da procedure e metodi di analisi diversificati, con l'assenza di un approccio comunemente utilizzato di validità generale. All'interno della stessa normativa ritroviamo infatti riferimenti a differenti modalità di analisi, talune semplici ma contraddistinte da un approccio discutibile, altre più corrette ma caratterizzate da una notevole complessità.

L'analisi delle condizioni di stabilità dei pendii in condizioni sismiche può essere eseguita mediante **Metodi Pseudostatici**, **Metodi agli Spostamenti** e **Metodi di Analisi Dinamica**. I primi semplificano notevolmente lo studio, riportando quello che è un problema dinamico a

condizioni di analisi statiche, e richiedendo così una minore conoscenza del fenomeno e del terreno; i metodi agli spostamenti, più accurati, abbandonano il concetto di coefficiente di sicurezza per il pendio, ponendo in rilievo il calcolo delle deformazioni causate dal sisma e la valutazione della loro ammissibilità; infine i metodi di analisi dinamica, i più avanzati, descrivono realisticamente il comportamento del terreno in condizioni di sollecitazioni sismiche cicliche, richiedendo però conoscenze approfondite in materia e indagini accurate.

La normativa contempla tutte e tre le tipologie di metodi presentate, ma si sofferma a descrivere nel dettaglio unicamente i Metodi Pseudostatici, probabilmente per la loro semplicità e maggiore fruibilità rispetto agli altri; per tale motivo si è fatto riferimento a questi ultimi nello sviluppo delle verifiche di stabilità sul pendio in esame, e se ne riporta una accurata trattazione all'interno del presente elaborato.

Nel caso delle verifiche sismiche, particolare rilievo acquisisce la scelta delle condizioni del terreno considerate nell'analisi, nonché la tipologia di tensioni esaminate.

La normativa prescrive una valutazione delle **condizioni non drenate** per tutti i tipi di terreno, compresi quelli a grana grossa quali le sabbie; si considera infatti che la natura istantanea delle sollecitazioni sismiche determini sui pendii l'instaurarsi nel breve termine di condizioni non drenate, a causa dell'incapacità da parte del terreno di dissipare le sovrappressioni interstiziali nel corso del terremoto.

La tipologia di analisi consigliata è quella alle tensioni efficaci, vista la sua maggiore verosimiglianza; essa modella la resistenza del terreno attraverso *parametri geotecnici efficaci*, anche se è da sottolineare come la normativa non indichi lo stadio di resistenza da considerare, in riferimento soprattutto alle argille sovraconsolidate:

$$\tau = c' + [\sigma' - (u + \Delta u)] \tan \varphi'$$

Per terreni a grana fine, il decreto indica comunque la possibilità di effettuare un'analisi alle tensioni totali, facilitando così l'approccio alla verifica a scapito però dell'accuratezza; in questo caso la resistenza del terreno viene modellizzata attraverso la coesione non drenata, considerata però degradata a causa dell'azione del sisma (si parla di *resistenza non drenata valutata in condizioni di sollecitazione ciclica*):

$$\tau = c_{u,c} \quad (= c_u - \Delta c_{u,c})$$

Vista la trattazione tutto sommato ristretta e superficiale della normativa, si ritiene opportuno riportare a riguardo approfondimenti contenuti all'interno delle **Linee Guida AGI**, stilate dalla stessa Associazione Geotecnica Italiana (AGI).

In questo riferimento tecnico, contenente raccomandazioni in materia di studi geotecnici, è riportata innanzitutto una descrizione dell'effetto che il sisma ha sul terreno e sul suo

equilibrio: la sua azione determina da un lato l'aumento delle forze destabilizzanti agenti sul pendio, contribuendo con forze d'inerzia dinamiche, e dall'altro la diminuzione delle forze resistenti, a causa dello scadimento dei parametri meccanici del terreno e dell'accumulo di pressioni interstiziali per effetto del sisma stesso.

In conseguenza a ciò, le raccomandazioni indicano di considerare **condizioni non drenate** per tutti i tipi di terreno, coerentemente con la normativa, contemplando il contributo instabilizzante delle sovrappressioni nei pori, e la degradazione dei parametri, anche efficaci, del terreno.

Le linee guida consigliano per le verifiche sismiche un'analisi alle tensioni efficaci, soprattutto in presenza di pendii caratterizzati da frane attive o quiescenti, e forniscono in aggiunta al decreto preziosi suggerimenti riguardo le condizioni di resistenza del terreno da considerare: per terreni coesivi consistenti e sovraconsolidati, interessati da movimenti gravitativi, quali quelli del caso studio in esame, viene consigliato di considerare *resistenze di stato critico*:

$$\tau = c_{crit}' + [\sigma' - (u + \Delta u)] \tan \varphi_{crit}'$$

Alla luce delle indicazioni della Normativa e delle Linee Guida AGI, appare in sintesi opportuno verificare il pendio in condizioni non drenate sia alle tensioni efficaci che alle tensioni totali; nella pratica, vista l'incertezza che caratterizza la possibilità di sviluppo di sovrappressioni interstiziali durante il sisma, e la loro quantificazione, si procede considerando:

- *parametri drenati per analisi alle tensioni efficaci*
- *coesione non drenata per analisi alle tensioni totali*

Anticipiamo in conclusione come, seppure questo approccio non contempli una opportuna degradazione dei parametri del terreno per effetto del sisma, la normativa contenga al suo interno rilevanti coefficienti peggiorativi da applicare su di essi, soprattutto nel caso della coesione non drenata, nonché un apposito coefficiente che modifica l'entità del sisma in funzione degli spostamenti attesi sul terreno (e quindi del calo di resistenza previsto). Per le analisi alle tensioni efficaci rimane invece l'imprecisione dettata dal non considerare le sovrappressioni che potrebbero generarsi durante il sisma.

## Stato limite e Azione sismica di progetto

La normativa contempla due stati limite nei confronti di azioni sismiche, lo Stato limite di salvaguardia della Vita (SLV) e lo Stato limite di prevenzione del Collasso (SLC).

Il primo tollera minori perdite di resistenza dei terreni e delle strutture, e quindi richiede maggiori margini di sicurezza nei confronti del collasso; il secondo invece considera condizioni molto più vicine al collasso, soprattutto per quanto riguarda le azioni orizzontali.

Il rispetto di entrambi gli stati limite ultimi viene considerato conseguito nel momento in cui siano rispettate le verifiche relative al solo Stato limite di salvaguardia della Vita.

L'azione sismica di progetto viene definita a partire dalla pericolosità sismica di base del sito: essa risulta caratterizzata in termini di accelerazione orizzontale massima attesa in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale ( $a_g$ ), e di spettro di risposta ad essa corrispondente.

Ai fini della definizione di questi parametri si rende necessaria la caratterizzazione del sito, che può spingersi a livelli di complessità notevoli; per le analisi pseudostatiche, definite in seguito, ci si limita però ad individuare  $a_g$  e a correggerla sulla base di condizioni locali, utilizzando nell'analisi un semplice valore di accelerazione massima attesa anziché uno spettro di accelerazioni.

L'accelerazione di riferimento  $a_g$  viene valutata in relazione al sito e alla sua pericolosità, alla vita nominale dell'opera (in questo caso la stabilità del pendio) e al suo coefficiente d'uso. Gli ultimi due parametri, nello specifico, permettono di individuare il periodo probabilistico di riferimento su cui ricercare le accelerazioni e le probabilità di un loro superamento; è poi il tipo di stato limite ultimo contemplato ad indicare la probabilità di superamento da considerare, nel caso dello SLV il 5%.

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale $V_N$ (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva <sup>1</sup>	$\leq 10$
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	$\geq 50$
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	$\geq 100$

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $C_U$	0,7	1,0	1,5	2,0

- Classe I:* Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
- Classe II:* Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
- Classe III:* Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
- Classe IV:* Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Tabella 14 – Classe dell'opera in funzione di tipologia e coefficiente d'uso.

Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici mette a disposizione un foglio di calcolo che permette la determinazione di  $a_g$  sulla base della semplice ubicazione del sito e dell'indicazione di vita nominale e coefficiente d'uso.

Le condizioni locali che influenzano il moto generato da un terremoto sono da individuare nelle caratteristiche topografiche e stratigrafiche e nelle proprietà fisico-meccaniche del suolo; la conoscenza di questi elementi consente di definire le modifiche che un segnale sismico subisce in sito rispetto a quello di riferimento considerato.

L'influenza del profilo stratigrafico può essere valutata con l'ausilio della seguente classificazione in categorie di sottosuolo, differenziate sulla base della natura dei terreni e delle rocce presenti negli orizzonti, sulle loro caratteristiche meccaniche e sulle velocità sismiche al loro interno:

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

Tabella 15 – Categoria di terreno.

Ad ogni categoria è associato un coefficiente di amplificazione stratigrafica  $S_s$ , da applicare all'accelerazione massima su sito di riferimento rigido  $a_g$ .

L'influenza delle caratteristiche topografiche può essere valutata con l'ausilio di un'altra classificazione in categorie di sottosuolo, questa volta differenziate sulla base dell'inclinazione del pendio:

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 $i > 30^\circ$

Tabella 16 – Caratteristiche topografiche.

Anche in questo caso ad ogni categoria è associato un coefficiente di amplificazione topografica  $S_t$ , da applicare all'accelerazione massima su sito di riferimento rigido  $a_g$ .

Come per la determinazione dell'accelerazione  $a_g$ , i coefficienti  $S_s$  e  $S_t$  possono essere ricavati dal foglio di calcolo messo a disposizione dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, sulla base della semplice indicazione delle categorie stratigrafiche e topografiche.

In definitiva, in assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima attesa al sito può essere valutata mediante la relazione:

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

### Metodi di analisi pseudostatici

Nei metodi pseudostatici l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso  $W$  del volume di terreno potenzialmente instabile; tale forza dipende dalle caratteristiche del moto sismico atteso nel terreno e dalla sua capacità di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza.

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, in mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale di tale forza possono esprimersi come:

$$F_h = k_h \cdot W$$

$$F_v = k_v \cdot W$$

con  $k_h$  e  $k_v$  rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale.

I coefficienti sismici sono ricavabili in funzione dell'accelerazione orizzontale massima attesa al sito  $a_g$  e di un coefficiente di riduzione  $\beta_s$  da applicare a tale accelerazione:

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

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h$$

Nello specifico  $\beta_s$  viene individuato dalla normativa sulla base dell'accelerazione massima attesa al sito e della categoria stratigrafica di sottosuolo illustrata sopra:

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	$\beta_s$	$\beta_s$
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,20

Tabella 17 – Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

Tale coefficiente ha un valenza particolarmente importante, in quanto la sua definizione deriva dalla comparazione tra metodi pseudostatici e metodi agli spostamenti: il suo inserimento nel calcolo dei coefficienti sismici permette in sostanza di tarare l'entità del contributo dinamico in funzione dello spostamento atteso (fissato un certa classe di sisma) per la classe di terreno in questione; ciò permette di tenere conto indirettamente della caduta di resistenza prevista, andando a considerare un'azione dinamica maggiore su materiali consistenti, per i quali è atteso un maggiore scadimento, mentre inferiore su terreni già dotati di bassa resistenza.

Dalle espressioni dei coefficienti sismici si osserva come quello verticale risulti definito in funzione dell'orizzontale: questo approccio è peculiare delle analisi per opere e sistemi geotecnici, in quanto negli altri casi le diverse componenti sismiche sono considerate indipendenti, e in particolare quella verticale contemplata solo dove espressamente specificato.

## Verifiche di stabilità

Le Verifiche di Stabilità dei pendii in condizioni sismiche, di nostro interesse, consistono in verifiche di sicurezza allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV), effettuate considerando una particolare combinazione di coefficienti parziali peggiorativi.

Per quanto riguarda le condizioni da considerare per azioni, parametri e resistenze, la normativa prescrive *condizioni operative* per le azioni, mentre *condizioni di progetto* per i parametri geotecnici e le resistenze.

Di conseguenza l'approccio da utilizzare in sede di verifiche sismiche è il seguente:

M2 + R2

Tale combinazione risulta meno severa rispetto a quella considerata per le verifiche statiche, in accordo col fatto che al momento del sisma ci si aspetta ragionevolmente una condizione meno gravosa rispetto a quella considerata per lo stato limite ultimo (SLU).

Per i parametri avremo:

PARAMETRO	GRANDEZZA	M2
Angolo di attrito	$\tan \varphi'$	1.25
Coesione efficace	$c'$	1.25
Resistenza al taglio non drenata	$c_u$	1.4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	1.0

Per la resistenza:

Coefficiente	R2
$\gamma_R$	1.1

Tabella 18 – Coefficiente parziale da applicare sulla resistenza, nelle verifiche sismiche.

Le condizioni di stato limite per le verifiche sismiche, come descritto all'inizio del paragrafo, è opportuno che sia esaminata considerando parametri drenati per analisi alle tensioni efficaci, e coesione non drenata per analisi alle tensioni totali.

E' poi necessario valutare i risultati forniti da questi differenti approcci, che modellizzano le due possibili modalità di risposta del terreno (risposta in condizioni drenate o in condizioni non drenate), stabilendone una sintesi nel caso ciò sia verosimile, o ricorrendo ad ulteriori approfondimenti nel caso contrario.

## 2.5 Interventi di consolidamento e ipotesi alternative

Gli elementi conoscitivi forniti dalle indagini geognostiche su di un versante, dallo studio dei fenomeni di instabilità in atto e dall'analisi delle condizioni di stabilità locali e globali del pendio stesso, costituiscono basi di partenza imprescindibili per quello che è l'ultimo step del percorso illustrato: la ricerca di possibili interventi per l'area in questione.

L'individuazione di ipotesi di consolidamento o di scenari di intervento alternativi ha come finalità la risoluzione o quantomeno la mitigazione delle problematiche derivanti da frane e fenomeni di instabilità presenti sul territorio; tale attività acquista grande rilievo soprattutto nel momento in cui aree abitate ed elementi antropici risultino esposte a rischi connessi a tali fenomeni.

Ai fini del presente studio, l'ipotesi di maggior interesse è senz'altro rappresentata dal consolidamento dei versanti in frana, trattata nella prima parte del presente paragrafo: essa costituisce il risvolto applicativo degli studi effettuati sul territorio, che risultano propedeutici proprio a tale finalità.



La complessità o l'estensione dei problemi possono però essere tali da rendere inopportuni scenari di consolidamento su determinate aree, e di conseguenza indicare ipotesi alternative più adeguate. Si riportano nel seguito, in riferimento al caso oggetto di studio, nozioni di base relative alla progettazione stradale, utilizzate nel presente lavoro per l'individuazione di tracciati alternativi a quelli interessati dai fenomeni di instabilità.

## 2.5.1 Interventi per il consolidamento dei versanti

Le tipologie di intervento eseguite per il consolidamento delle aree interessate da fenomeni di instabilità appartengono principalmente alle seguenti categorie:

- opere di ripristino
- opere di sostegno e stabilizzazione del pendio
- opere di difesa massi
- opere di stabilizzazione superficiale
- opere di regimazione superficiale
- opere di drenaggio profondo

### OPERE DI RIPRISTINO

Per opere di questo tipo si intendono quella serie di interventi messi in atto per il ripristino delle condizioni di normalità a seguito di eventi parossistici, ancor prima di impostare un organico piano di consolidamento; vengono riportate in questa sezione anche se non rientrano prettamente nell'approccio presentato fino ad ora, rappresentando provvedimenti di somma urgenza.

Nel caso di danni alla viabilità stradale, generalmente si interviene **sistemando in via provvisoria i tratti stradali danneggiati**, o **aprendo tracciati alternativi** costituiti da piste in terra battuta, per consentire agli abitanti di arrivare alle loro abitazioni o agli addetti ai lavori di raggiungere le zone in frana da consolidare; tra le opere di ripristino si possono annoverare anche gli interventi di **disgaggio di massi pericolanti**, in quanto si tratta di lavori realizzati spesso in somma urgenza e talvolta proprio per prevenire un rischio di crollo sul tracciato stradale sottostante.

## OPERE DI SOSTEGNO

Le opere di sostegno sono impiegate negli interventi di sistemazione e consolidamento dei versanti in frana e nella realizzazione di un'ampia gamma di opere di ingegneria, per stabilizzare e sostenere terreno o altro materiale quando non vi siano le condizioni che ne garantiscono la naturale stabilità.

In relazione alla capacità di adattarsi alle deformazioni e ai cedimenti dei terreni o degli ammassi rocciosi si distinguono *opere rigide* e *opere flessibili*, caratterizzate da un comportamento differente e trattate di conseguenza in maniera diversa a livello di dimensionamento, verifica e progettazione.

Tra le prime rientrano i **muri di sostegno**, mentre nella seconda categoria le **paratie**, che insieme costituiscono le principali tipologie costruttive impiegate.

I muri di sostegno garantiscono la stabilizzazione del pendio mettendo in gioco il proprio peso, o il peso del terreno che grava su di essi: per tale motivo si parla di *muri a gravità*, a *semi-gravità* e muri a *mensola*. I primi possono essere realizzati in calcestruzzo, pietrame o mattoni, mentre gli altri in genere in calcestruzzo armato; nel caso dei muri a semi-gravità ed a mensola si ricorre spesso alla realizzazione di fondazioni su pali, per garantire il sostegno della porzione di pendio sovrastante od ancorare il muro ad orizzonti stabili in profondità, come avviene in presenza di corpi di frana.

I muri a gravità, come accennato, possono essere realizzati in calcestruzzo gettato in opera, in blocchi di cemento prefabbricati montati a secco e perfettamente incastrati tra loro, o in pietrame/mattoni con malta idraulica; sono strutture massicce e pesanti, molto resistenti, che agiscono prevalentemente opponendosi col proprio peso alle sollecitazioni cui sono sottoposte.

Il muro è costituito da una fondazione completamente interrata realizzata in calcestruzzo, e una struttura in elevazione ad essa collegata, costituita da un paramento esterno ed uno interno; l'altezza non supera in genere i 2 - 3 m. Trattandosi di strutture molto pesanti, è necessario che la base della fondazione sia impostata su terreni stabili e di buona capacità portante; in caso contrario, prima di procedere all'esecuzione dell'opera, occorre eseguire interventi di miglioramento delle caratteristiche fisico - meccaniche del terreno in sito. Per la stabilità dell'opera è infine opportuno prevedere un corretto ed efficace sistema di drenaggio alle spalle della stessa, in modo da limitare o impedire l'insorgere di pericolose sovrappressioni idrauliche e l'aumento delle spinte della terra.

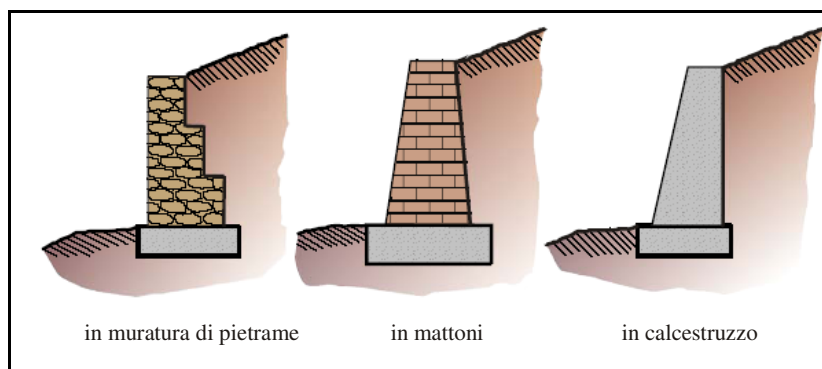


Figura 64 - Muri a gravità.

I muri a semi-gravità agiscono con le stesse modalità dei precedenti muri, rispondendo a differenza di essi all'esigenza di ridurre parzialmente la massa dell'intera opera: per tale motivo essi vengono realizzati in calcestruzzo debolmente armato, ricorrendo così ad uno schema alleggerito, ove permesso dalle masse da trattenere.

I muri a mensola rappresentano infine la tipologia costruttiva più diffusa per interventi di consolidamento di pendii: sono strutture di limitato spessore, nelle quali la resistenza interna viene garantita dalle armature, mentre la stabilità dell'opera, oltre che dal suo peso, dal contributo del peso del terreno che grava sulla base della mensola.

Tali opere, realizzate in cemento gettato in opera o con elementi prefabbricati, sono composte da due elementi principali: una struttura in elevazione (muro verticale) ed una fondazione completamente interrata, con vincolo di incastro. L'altezza del muro verticale può arrivare fino ai 5 - 6 metri; per altezze maggiori, dovendo limitare gli spessori, la struttura viene dotata di contrafforti interni e/o esterni (muri a mensola e contrafforte), oppure di tiranti d'ancoraggio sul muro verticale (muri ancorati con tiranti). Anche in questo caso particolarmente importante per la stabilità dell'opera è la realizzazione e la manutenzione di un sistema di drenaggio alle spalle dello stesso.

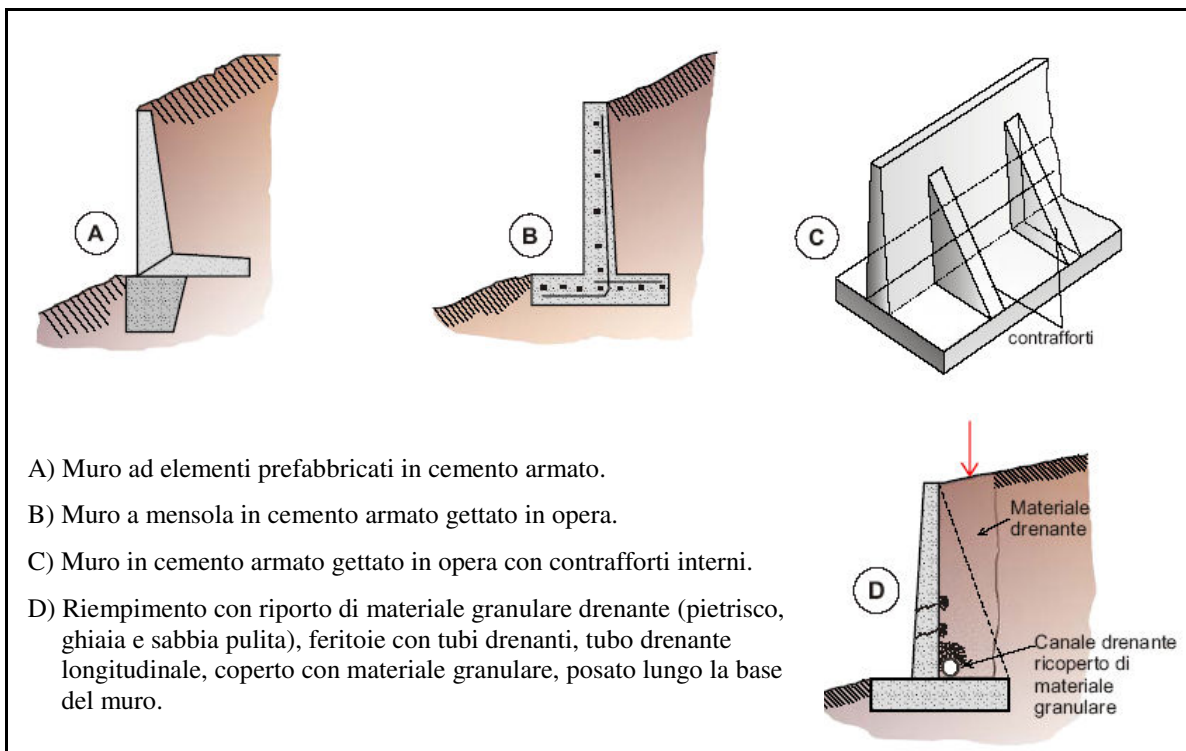


Figura 65 - Muri a mensola.

In presenza di terreni caratterizzati da pessima resistenza e/o di scarsa qualità, per i muri a mensola si fa generalmente ricorso a fondazioni profonde, essendo quelle superficiali poco affidabili in quanto tali da poter determinare nel corso del tempo cedimenti inaspettati.

Esistono numerosi tipi di pali, differenti fra di loro per forma, per materiale di e modalità di posa: generalmente si utilizzano pali in cemento armato, con posa per infissione (*pali infissi*) o trivellatura (*pali trivellati*).

Dal punto di vista del loro funzionamento i pali trasmettono i carichi a strati di terreno più profondi realizzando una portanza in parte per attrito, scaricando il peso ai lati, ed in parte di punta, appoggiandosi su strati di terreno più adeguati.

Come è facile intuire, il primo elemento necessario per la progettazione dei pali di fondazione è una stratigrafia del sottosuolo ricavata da indagini esplorative.

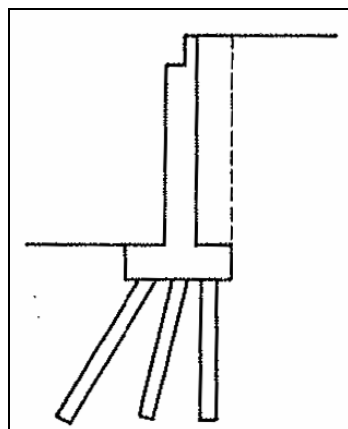


Figura 66 - Muro a mensola con fondazione su pali.

Un'ultima tipologia costruttiva non citata fino ad ora è quella dei muri cellari, costituiti da elementi prefabbricati posti in opera in modo tale da formare un reticolo spaziale, riempito con materiale drenante. E' il caso dei muri in gabbioni, strutture di sostegno modulari formate da elementi a forma di parallelepipedo in rete a doppia torsione riempite con pietrame: dal punto di vista statico agiscono come un muro a gravità, opponendosi col proprio peso alle sollecitazioni cui sono sottoposte; sono delle strutture permeabili, resistenti ed allo stesso tempo molto flessibili, in grado di resistere senza gravi deformazioni dei singoli elementi ad assestamenti e/o cedimenti del piano di posa o del terreno a tergo. La struttura modulare e la forma degli elementi conferiscono all'opera una notevole capacità di adattamento alle diverse conformazioni plano-altimetriche del terreno, specie in territori collino-montani, consentendo la realizzazione di opere anche di ridotte dimensioni ed in zone di difficile accesso.

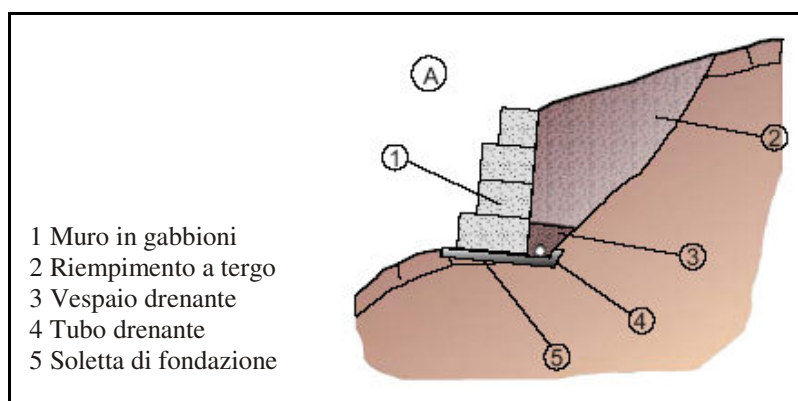


Figura 67 - Muro in gabbioni.

Per quanto riguarda le paratie, in questa sede ci si limita a descriverne sinteticamente il principio di funzionamento, vista la loro minor diffusione rispetto ai muri di sostegno, e il ridotto interesse che esse hanno nell'ambito del presente studio: esse sono più di frequente utilizzate nell'ambito di problematiche relative alla realizzazione di scavi, piuttosto che in interventi di consolidamento dei versanti.

Le paratie sono strutture costituite da pali metallici accostati, o diaframmi continui in calcestruzzo armato; sono composte da una parte infissa nel terreno, ed una restante in elevazione, che può essere ancorata al terreno stabile a tergo mediante diversi ordini di ancoraggi o tiranti.

Tali opere garantiscono la stabilizzazione del pendio sfruttando la spinta passiva esercitata sulla parte infissa dal terreno posto a valle; in presenza di tiranti, a ciò si aggiunge il contributo stabilizzante fornito da tali elementi.

Come già accennato ad inizio paragrafo, a differenza dei muri di sostegno le paratie rappresentano opere flessibili, caratteristiche che ne influenzano i meccanismi di deformazione.

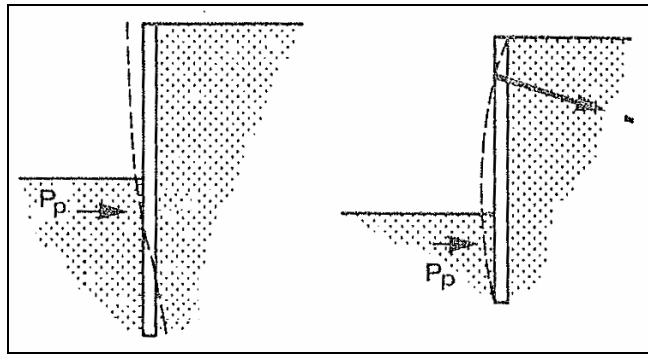


Figura 68 - Paratie.

### OPERE DI DIFESA MASSI

Le opere di difesa massi sono impiegate per ridurre il rischio di distacco e caduta di masse rocciose da pareti e versanti, rischio al quale sono esposti persone ed infrastrutture di vario tipo, presenti in ambienti montani.

Le opere di difesa dalla caduta massi sono comunemente distinte in due principali categorie: *opere di difesa attiva* ed *opere di difesa passiva*: le prime hanno la funzione di prevenire, impedire o ridurre il distacco, la caduta e il rotolamento delle masse rocciose; le opere passive agiscono rallentando, deviando od ostacolando la caduta, il rotolamento e il movimento di masse detritiche.

Le barriere paramassi sono strutture di difesa passiva, realizzate in genere lungo la base di versanti in roccia instabili o in canali, dimensionate ed ubicate in modo tale da arrestare blocchi e massi anche di grosse dimensioni e materiale detritico mobilizzato.

In funzione del loro comportamento fisico, dei materiali e delle modalità costruttive si possono distinguere due tipi principali di strutture: barriere paramassi *rigide* e barriere paramassi *elastiche*. Le prime sono strutture poco deformabili, pesanti e di grandi dimensioni, capaci di opporsi con notevoli forze resistenti agli impatti; generalmente sono realizzate in calcestruzzo armato, con o senza contrafforti, opportunamente ancorati al terreno stabile con micropali o tiranti. Le barriere paramassi elastiche sono strutture deformabili, leggere, ma dotate di elementi altamente resistenti, formati da materiali di alta qualità e durata. La leggerezza della struttura, la semplicità, la rapidità di installazione e di manutenzione consentono di eseguire interventi anche in zone montuose di difficile accessibilità.

Spesso queste barriere sono associate ad altri sistemi di difesa, quali ad esempio muri di sostegno, o valli e rilevati paramassi.

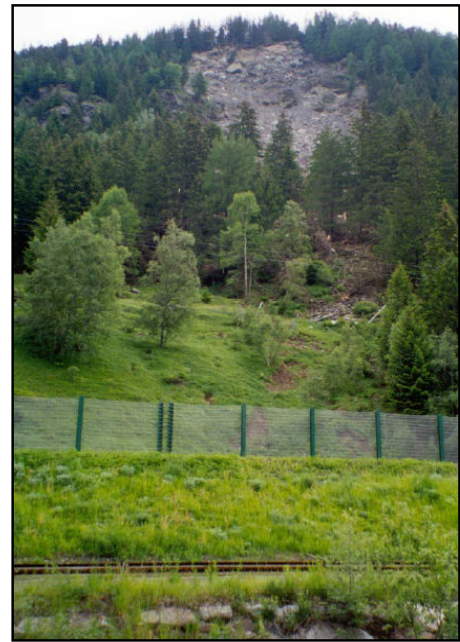


Figura 69 - Barriere paramassi.

Le reti paramassi sono a loro volta strutture di tipo elastico utilizzate per il rivestimento di pareti rocciose interessate da fenomeni di crollo, caduta di massi e detrito con dimensioni massime degli elementi inferiori al metro.

Sono formate da fili di acciaio rivestito con zinco o con lega di zinco-alluminio, tessuti in modo da formare una struttura a doppia torsione con maglie esagonali; le reti possono inoltre essere armate o rinforzate mediante funi d'armatura verticali o oblique. La struttura è posizionata a diretto contatto della parete rocciosa da stabilizzare e fissata ad essa mediante un sistema di ancoraggi meccanici realizzati in vari modi a secondo delle situazioni, con barre cementate, bulloni, tasselli ad espansione; da curare con attenzione sono gli ancoraggi in testa ed al piede, dove in particolare questi ultimi devono consentire lo svuotamento per la manutenzione della rete.

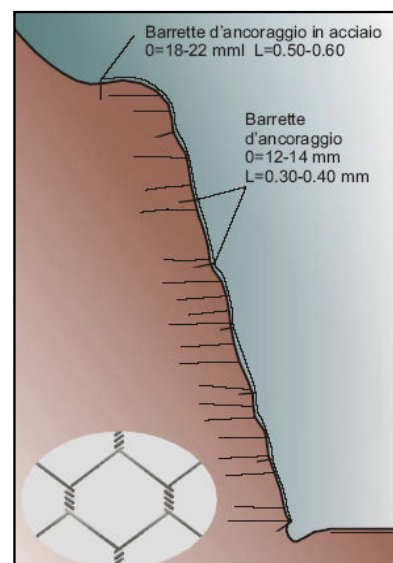
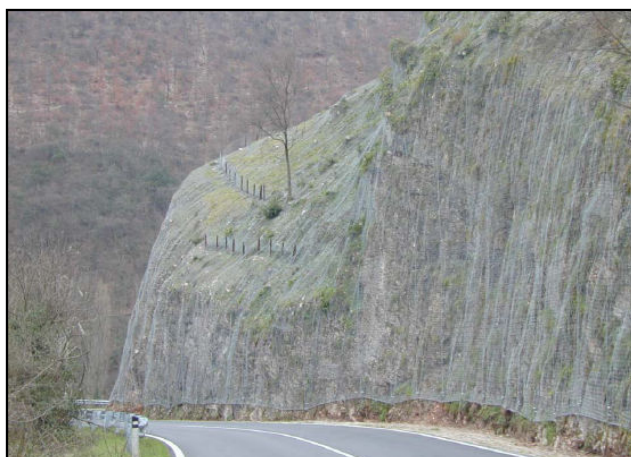


Figura 70 - Reti paramassi.



## OPERE DI STABILIZZAZIONE SUPERFICIALE

L'abbinamento di materiali vivi (talee, piantine radicate) a inerti di legname, o altro materiale (terre, rocce, calcestruzzo, metallo, sintetici ecc.) consente di stabilizzare e consolidare pendii e scarpate instabili, interessati da fenomeni franosi di tipo prevalentemente superficiale.

I materiali vivi hanno una funzione non solo ecologica (di rinaturalizzazione), ma anche tecnica: le piante impediscono l'erosione superficiale, intercettando e rallentando il deflusso delle acque meteoriche, e rinforzano con lo sviluppo del loro apparato radicale il terreno, esercitando al tempo stesso un efficace azione di prosciugamento.

La realizzazione di opere di stabilizzazione superficiale che utilizzano materiali vegetali vivi in legname o altro materiale (pantumazioni, viminata o graticciata, fascinata, gradonate, palificata, palizzata, grate) hanno un impatto ambientale molto ridotto; la loro costruzione non necessita di movimenti di terra significativi in grado di arrecare danni alla vegetazione o all'ecosistema.

La struttura garantisce inoltre un rapido effetto di consolidamento delle scarpate in dissesto. Se infatti il legno agisce nell'immediato, il radicamento e la crescita delle talee e delle piantine assicurano, nella fase successiva, la stabilità dei versanti.

Questi sistemi rappresentano una delle soluzioni più indicate nelle zone di particolare pregio ambientale, nelle quali occorre garantire, oltre che l'efficacia tecnico-funzionale dell'intervento anche gli aspetti ecologici, estetico paesaggistici e naturalistici, ad esso connessi.

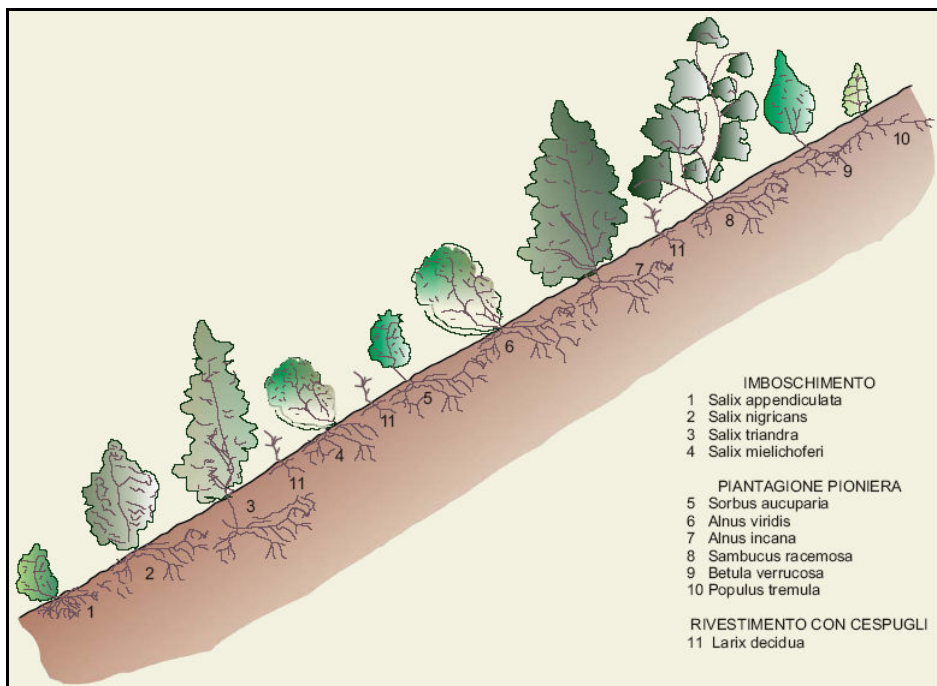


Figura 71 - Pantumazioni superficiali.



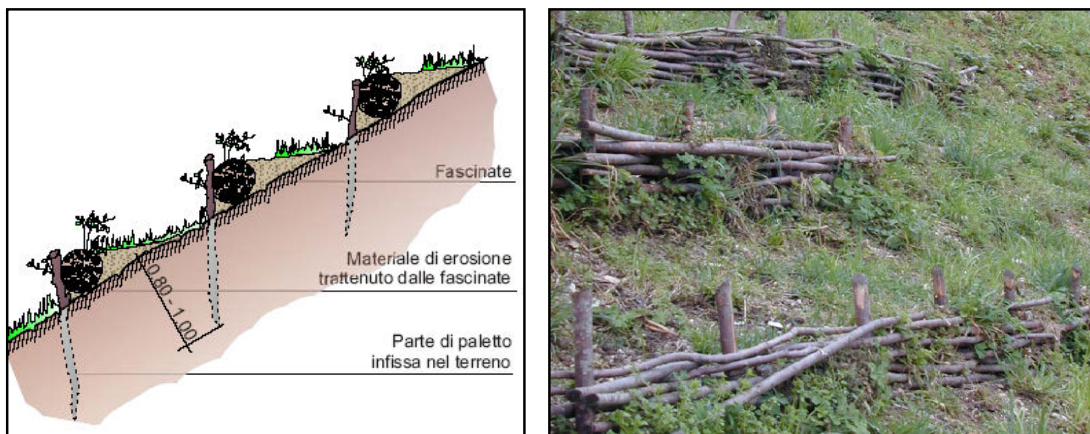


Figura 72 - Vimate e fascinate.

### OPERE DI REGIMAZIONE SUPERFICIALE

La presenza di acqua su un corpo di frana è una condizione che influisce spesso negativamente sulla stabilità delle masse superficiali di terreno coinvolte, collocandosi tra le principali cause di mobilitazione; per tale motivo le opere di regimazione superficiale risultano di notevole importanza, garantendo un corretto drenaggio del primo orizzonte di terreno.

Questo tipo di intervento si realizza al fine di ridurre drasticamente gli effetti di erosione diffusa provocata dalle acque in dilavamento. Esso richiede per prima cosa una manutenzione costante (pulizia, aumento della sezione drenante, ecc.) degli alvei naturali di montagna che rappresentano la naturale via di deflusso delle acque; per migliorare lo smaltimento delle acque di deflusso ci si avvale poi dell'azione di un sistema di canalette superficiali collegate tra loro e a pozzetti di raccolta, posti a monte delle aree potenzialmente instabili. Attraverso mezzi meccanici possono infine essere eliminati gli accumuli di terra e le contropendenze mediante l'asportazione e il riposizionamento di materiale, operazioni che consentono un facile allontanamento delle acque, evitandone la permanenza sui corpi in frana.

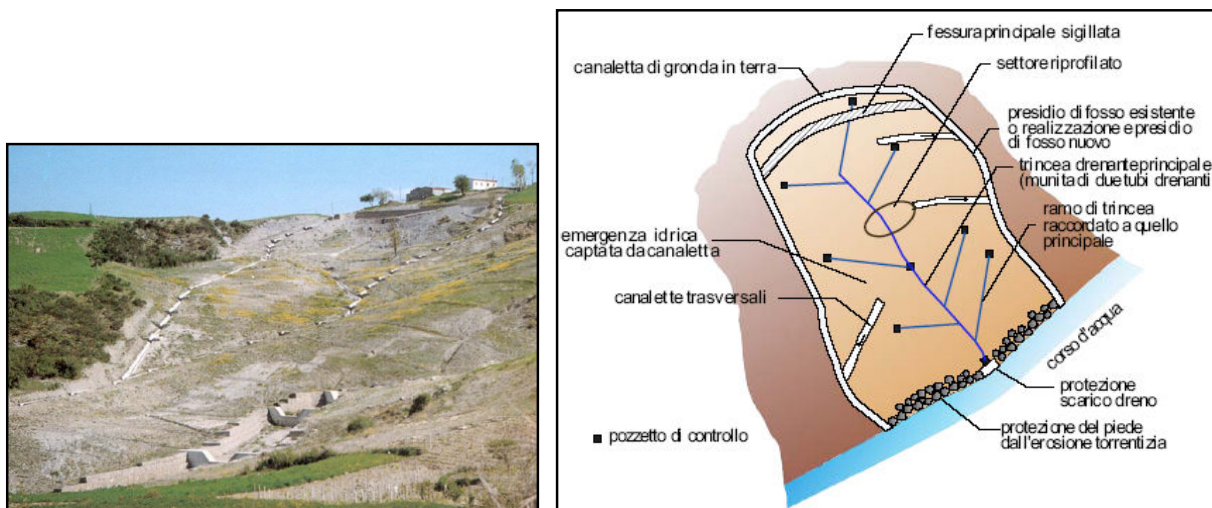


Figura 73 - Sistema di regimazione superficiale.

## OPERE DI DRENAGGIO PROFONDO

I drenaggi profondi necessitano di opere e di attrezzature più complesse per la loro installazione rispetto ai drenaggi superficiali, e risultano più costosi. A fronte di questi svantaggi, assicurano però una maggiore efficacia nella stabilizzazione di versanti in frana.

Essi riducono l'appesantimento delle masse instabili per infiltrazione, e l'aumento delle pressioni interstiziali create dalla presenza di acqua, principale causa di mobilitazione su versanti argillosi come quelli del nostro territorio montano.

Gli interventi di drenaggio profondo più ricorrenti sono sostanzialmente **trincee** (o fosse) **drenanti**, **dreni sub-orizzontali** e **pozzi drenanti**.

Le trincee drenanti rappresentano percorsi di drenaggio ottenuti con lo scavo di materiale in posto che viene sostituito con materiale ad elevata permeabilità.

Hanno in genere sezione trasversale trapezoidale, e dimensioni di circa 1 metro di larghezza e 5-10 metri di profondità; sul fondo dello scavo viene posto un tubo fenestrato, al fine di aumentare la capacità di scarico e permettere un rapido allontanamento dell'acqua captata, ricoperto da materiale drenante a permeabilità via via decrescente; la parte inferiore della trincea, è solitamente rivestita con materiale geotessile, che ha la funzione di proteggere il sistema di drenaggio dall'intasamento.

La disposizione delle trincee sul corpo di frana varia a seconda della dimensione del dissesto: la più seguita è quella parallela alla direzione di massima pendenza del pendio.

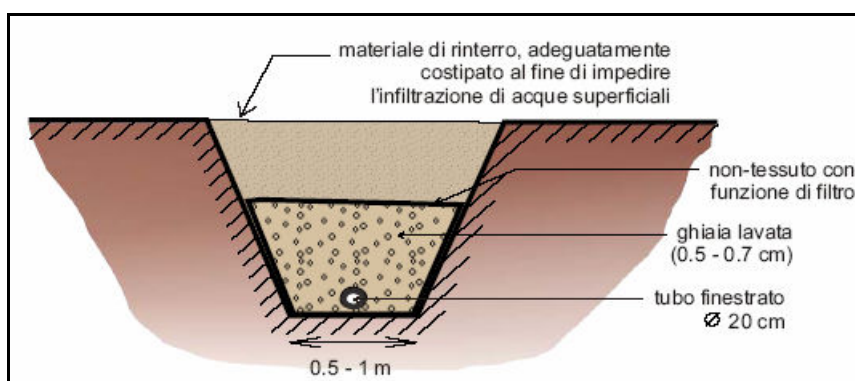


Figura 74 - Trincea drenante.

I dreni sub-orizzontali sono a loro volta drenaggi a sezione circolare di piccolo diametro, inseriti nel corpo di un pendio in frana con lo scopo di eliminare l'acqua in eccesso abbassando la piezometrica.

In genere sono costituiti da tubi fenestrati posti in opera su fori realizzati con trivelle: i tubi hanno un diametro dai 5 ai 15 centimetri e talvolta sono ricoperti da un tessuto permeabile per evitare l'intasamento; per favorire il deflusso dell'acqua spesso si realizzano dreni

leggermente inclinati nella direzione dello scarico. Tali opere non raggiungono lunghezze superiori ai 60 metri, sia per ragioni di costo della trivellazione, sia perchè i dreni di 20-40 metri sono quelli a efficienza migliore; la funzionalità di tali sistemi è dettata dalla possibilità che essi offrono di raggiungere zone del sottosuolo difficilmente raggiungibili in altro modo. Interessanti applicazioni sono il drenaggio a tergo di un muro di sostegno, o l'impiego di tubi a raggiera attorno ad un pozzo per aumentarne la zona di influenza.

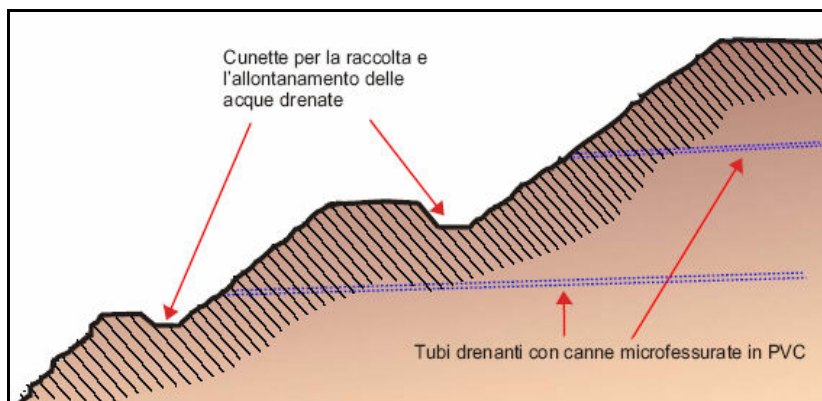


Figura 75 - Dreni sub-orizzontali.

I pozzi drenanti, infine, sono pozzi verticali di medio e grande diametro, costituiti da una corona esterna di pali trivellati, e rivestimento interno delle pareti in calcestruzzo messo in opera entro casseforme in acciaio; in alternativa si possono avere pareti in cemento armato eseguite con elementi di paratia per pozzi.

I pozzi drenanti verticali possono raggiungere profondità di 30 metri (quindi molto maggiori rispetto ad una trincea drenante) e generalmente hanno un diametro di circa a 1,5 m; il fondo del pozzo viene impermeabilizzato attraverso calcestruzzo per non disperdere l'acqua raccolta, così come avviene per il tratto vicino al piano di campagna, per non raccogliere le acque superficiali. Possono essere interamente riempiti di ghiaia o essere lasciati vuoti in modo tale da permetterne l'ispezione e il montaggio di apparecchiature di monitoraggio; una volta raccolta l'acqua drenata, essa viene allontanata attraverso un sistema di scarico.

Una applicazione particolare è quella degli schermi di pozzi drenanti (well point), nei quali più pozzi sono accostati tra loro, in modo da creare un paratia drenante.

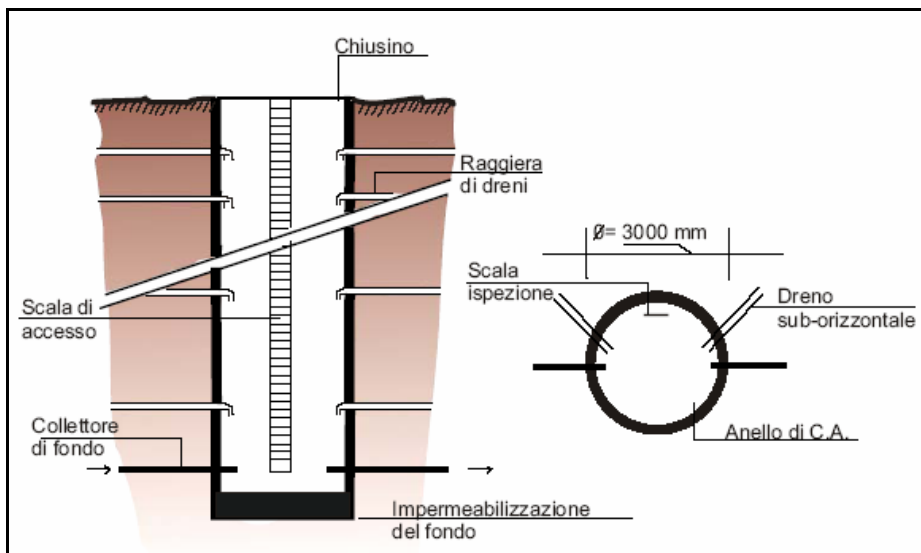


Figura 76 - Pozzo drenante, sezione e pianta.

## 2.5.2 Soluzioni alternative

Nel caso in cui la complessità o l'estensione delle problematiche di instabilità studiate risultino tali da rendere molto onerosi, dal punto di vista tecnico o economico, interventi di consolidamento, si possono valutare scenari risolutivi differenti, prevedendo sostanzialmente l'abbandono dell'area in questione e lo spostamento o l'adeguamento degli elementi antropici eventualmente presenti.

Prendiamo in considerazione in particolare la *presenza di un tracciato stradale sul versante instabile*, situazione che si riscontra comunemente, e nello specifico anche all'interno del caso studio in oggetto.

Una scelta alternativa al consolidamento dell'area risulta la ricerca di possibili tracciati alternativi a quello esistente, che permettano di by-passare localmente le criticità.

Nell'ambito di studi di questo tipo si devono prendere in considerazione numerosi fattori rilevanti, quali la morfologia, geologia e idrogeologia dei versanti, nonché la tipologia di strada coinvolta e le sue caratteristiche.

I criteri per la progettazione degli aspetti funzionali e degli elementi geometrici delle strade sono contenute nella rispettiva normativa, **D.M. 5/11/2001** **“Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade”**, di cui si riportano nel seguito gli elementi salienti.

Nello studio di un nuovo tracciato si devono cercare di integrare tali prescrizioni con le condizioni sito specifiche con le quali si ha a che fare, cercando di individuare una soluzione che risulti tecnicamente conforme, e nel contempo adeguata anche dal punto di vista economico e paesaggistico.

La normativa delle strade, innanzitutto, suddivide queste ultime in 4 categorie, in accordo con il Codice della strada: sulla base di questa classificazione individua le caratteristiche di transito per ciascun tipo di tracciato, e ne definisce di conseguenza gli elementi costitutivi e le caratteristiche geometriche.

RETE	STRADE CORRISPONDENTI SECONDO CODICE	
	in ambito extraurbano	in ambito urbano
a - rete primaria (di transito, scorrimento)	autostrade extraurbane strade extraurbane principali	autostrade urbane strade urbane di scorrimento
b - rete principale (di distribuzione)	strade extraurbane principali	strade urbane di scorrimento
c - rete secondaria (di penetrazione)	strade extraurbane secondarie	strade urbane di quartiere
d - rete locale (di accesso)	strade locali extraurbane	strade locali urbane

Tabella 19 - Classificazione delle strade secondo normativa.

Tipi secondo il codice	2	Ambito territoriale		Limite di velocità	Numero delle corsie per senso di marcia	intervallo di velocità di progetto	
						Limite inferiore (km/ora)	Limite superiore (km/ora)
1	2	3		4	5	6	7
Autostrada	A	Extraurbano	strada principale	130	2 o più	90	140
			eventuale strada di servizio	90	1 o più	40	100
		Urbano	strada principale	130	2 o più	80	140
			eventuale strada di servizio	50	1 o più	40	60
Extraurbana principale	B	Extraurbano	strada principale	110	2 o più	70	120
			eventuale strada di servizio	90	1 o più	40	100
Extraurbana secondaria	C	Extraurbano	C1	90	1	60	100
			C2	90	1	60	100
Urbana di scorrimento	D	Urbano	strada principale	70	2 o più	50	80
			eventuale strada di servizio	50	1 o più	25	60
Urbana di quartiere	E	Urbano		50	1 o più	40	60
Locale	F	Extraurbano	F1	90	1	40	100
			F2	90	1	40	100
		Urbano		50	1 o più	25	60



Tipi secondo il codice		Ambito territoriale		Larghezza della corsia di marcia (m)	Larghezza min. dello spartitraffico (m)	Larghezza min. della banchina in sinistra (m)	Larghezza min. della banchina in destra (m)	Larghezza della corsia di emergenza (m)
1	2	3		8	9	10	11	12
Autostrada	A	Extraurbano	strada principale	3,75	2,6	0,70	2,50 *****	3,00
			eventuale strada di servizio	3,50 **	-	0,50	1,25	-
	Urbano	strada principale	3,75	1,8	0,70	2,50 *****	3,00	
		eventuale strada di servizio	3,00 * **	-	0,50	0,50	-	
Extraurbana principale	B	Extraurbano	strada principale	3,75	2,50 ***	0,50	1,75	-
			eventuale strada di servizio	3,50 **	2,00 ****	0,50	1,25	-
Extraurbana secondaria	C	Extraurbano	C1	3,75	-	-	1,50	-
			C2	3,50	-	-	1,25	-
Urbana di scorrimento	D	Urbano	strada principale	3,25*	1,8	0,50	1,00	-
			eventuale strada di servizio	2,75 **	-	0,50	0,50	-
Urbana di quartiere	E	Urbano		3,00 * **	-	-	0,50	-
Locale	F	Extraurbano	F1	3,50	-	-	1,00	-
			F2	3,25	-	-	1,00	-
		Urbano		2,75 **	-	-	0,50	-

C<sub>1</sub> - F<sub>1</sub> = strada extraurbana a traffico sostenuto

C<sub>2</sub> - F<sub>2</sub> = strada extraurbana a traffico limitato

Tabella 20 - Caratteristiche di transito, elementi costitutivi e caratteristiche geometriche delle strade.

Tra gli elementi principali che costituiscono il rilevato stradale ritroviamo le corsie, sulle quali avviene il transito nei due sensi di marcia, le banchine, situate a margine della carreggiata, ed eventualmente cigli e cunette, dispositivi di ritenuta e di raccolta delle acque superficiali.

Per una strada extraurbana secondaria di tipo C2, quale quella interessata dal movimento franoso oggetto del presente elaborato, la normativa indica il seguente esempio di organizzazione della piattaforma stradale, vista in sezione trasversale: in esso ritroviamo come elementi costitutivi due corsie contigue, una per senso di marcia, e le rispettive banchine a margine.

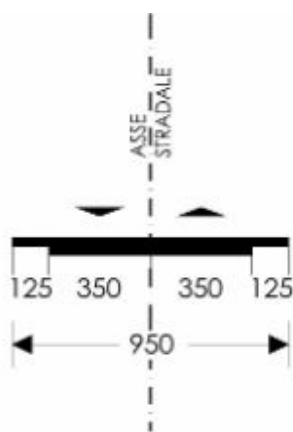


Tabella 21 - Organizzazione della piattaforma stradale per una strada di tipo C2.

La normativa impone poi una serie di ulteriori prescrizioni, legate all'andamento planimetrico ed altimetrico del tracciato stradale.

Per quanto riguarda la planimetria, nell'inserire curve e raccordi tra i vari tratti rettilinei si devono rispettare valori minimi per i raggi di curvatura, e precisi range di rapporto tra raggi di curve successive, definiti sulla base delle velocità di percorrenza previste per ciascuna categoria di strada.

Tipi secondo il codice	Ambito territoriale	Denominazione	$V_p \text{ min}$ [km/h]	$q_{max}$	$f_t \text{ max}$	Raggio minimo [m]
AUTOSTRADA A	EXTRAURBANO	STRADA PRINCIPALE	90	0,07	0,118	339
		STRADA DI SERVIZIO (EVENTUALE)	40	0,07	0,210	45
EXTRAURBANA PRINCIPALE B	EXTRAURBANO	STRADA PRINCIPALE	80	0,07	0,130	252
		STRADA DI SERVIZIO (EVENTUALE)	40	0,035	0,210	51
EXTRAURBANA SECONDARIA C	EXTRAURBANO	STRADA PRINCIPALE	70	0,07	0,147	178
		STRADA DI SERVIZIO (EVENTUALE)	40	0,07	0,210	45
URBANA DI SCORRIMENTO D	URBANO	STRADA PRINCIPALE	50	0,05	0,205	77
		STRADA DI SERVIZIO (EVENTUALE)	25	0,035	0,220	19
URBANA DI QUARTIERE E	URBANO		40	0,035	0,210	51
LOCALE F	EXTRAURBANO		40	0,07	0,210	45
	URBANO		25	0,035	0,220	19

Tabella 22 - Raggi di curvatura minimi da garantire per le varie categorie di strade.

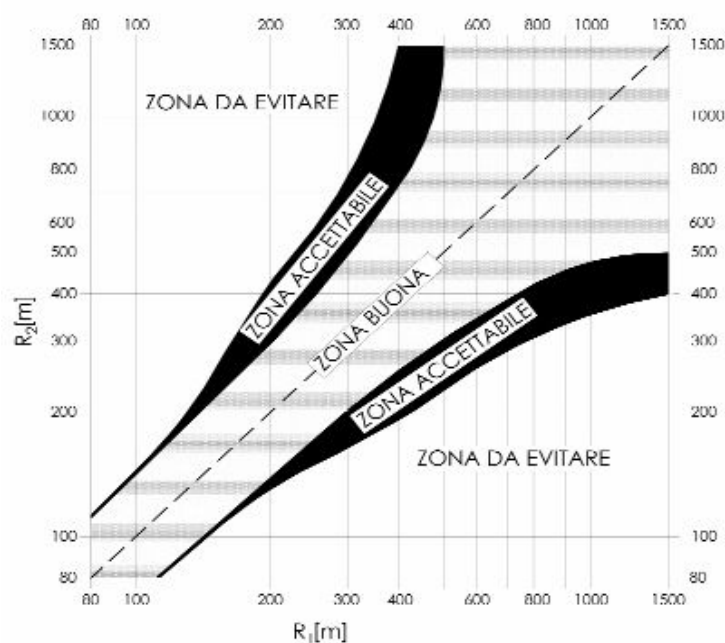


Figura 77 - Rapporti tra raggi di curvatura da rispettare in curve successive.

E' inoltre previsto l'allargamento della carreggiata in curva, allo scopo di consentire la sicura iscrizione dei veicoli nel tracciato, conservando i necessari margini fra la sagoma limite dei veicoli ed i margini delle corsie.

In relazione all'andamento altimetrico del tracciato, esso deve essere definito mediante tratti a pendenza costante ("livелlette"), collegati da raccordi verticali convessi e concavi.

La normativa indica in questo caso le pendenze massime adottabili per i diversi tipi di strada:

TIPO DI STRADA		AMBITO URBANO	AMBITO EXTRAURBANO
AUTOSTRADA	A	6%	5%
EXTRAURBANA PRINCIPALE	B	-	6%
EXTRAURBANA SECONDARIA	C	-	7%
URBANA DI SCORRIMENTO	D	6%	-
URBANA DI QUARTIERE	E	8%	-
LOCALE	F	10%	10%

Tabella 23 - Pendenze massime previste per le varie categorie di strade.

Tali valori della pendenza massima possono essere aumentati di una unità in presenza di morfologie complesse e scoscese, qualora risulti che lo sviluppo della livелletta sia tale da non penalizzare eccessivamente la circolazione.

Indicazioni a parte sono riportate per la realizzazione di gallerie, nelle quali alcune delle prescrizioni precedenti vengono rettificata: è il caso ad esempio della pendenza massima ammissibile, fissata sul valore del 4%, per permettere il transito dei veicoli a regimi sufficientemente bassi.



Per le strade a carreggiate indipendenti o separate da spartitraffico devono prevedersi gallerie a doppio foro, mentre per le strade a carreggiata unica bidirezionale, come quella presa in esame in precedenza, l'organizzazione della piattaforma stradale risulta la seguente:

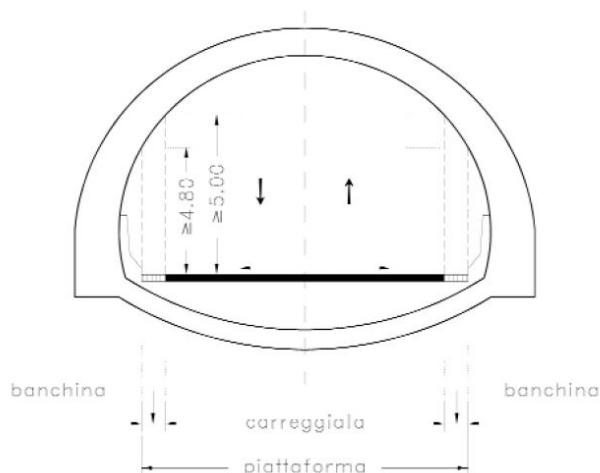


Figura 78 - Organizzazione della piattaforma stradale in galleria per una strada di tipo C2.

Per gallerie di lunghezza superiore a 1000 m devono essere previste piazzole con interdistanza di 600 m per ogni senso di marcia; sfalsate nel caso di tracciato a doppio senso di marcia.

Sono invece rinviati a specifica normativa tutte le ulteriori prescrizioni in materia di sicurezza attiva e passiva: illuminazione, ventilazione, sorveglianza, impianto antincendio, uscite di emergenza, ecc...

All'individuazione del percorso stradale si giunge per successivi step di definizione, nei quali si delinea sempre più nello specifico il tracciato, e si applicano via via le prescrizioni da rispettare. Si osserva dapprima la carta a curve di livello di cui si dispone, si individuano gli impluvi, le zone meno acclivi, e si procede nel tracciare la linea guida ("tracciolino") del percorso stradale tenendo conto delle pendenze massime concesse; successivamente se ne regolarizza l'andamento, individuando la poligonale d'asse, tenendo ora conto anche delle curvature, e riverificando le pendenze; si raccordano infine i vari tratti della poligonale, ottenendo l'asse stradale definitivo.

Nella redazione del progetto stradale, tra le altre cose, è prevista la realizzazione di un preciso profilo longitudinale del percorso individuato e del terreno in sua corrispondenza, accompagnato dall'individuazione dei volumi di terreno da asportare o riportare, e da sezioni trasversali significative.

Le soluzioni individuabili nelle modalità appena descritte possono tuttavia risultare ugualmente complesse ed impegnative rispetto alle precedenti ipotesi di consolidamento: ciò nel momento in cui, in particolare, richiedano l'inserimento di elementi importanti quali

viadotti, ponti o gallerie. Questo, unito agli altri fattori da tenere in conto in presenza di opere di questo rilievo, quali l'impatto ambientale, la concertazione sociale e politica, rende spesso tali soluzioni opportune solo se inserite all'interno di una più allargata politica di potenziamento della rete stradale.

### 2.5.3 Dimensionamento di un muro di sostegno

Al termine della presente sezione, nella quale si è giunti a trattare ad un livello decisamente applicativo il problema delle frane e dell'instabilità dei pendii, riportiamo l'interessante caso pratico del dimensionamento di un muro di sostegno, tipologia di opera che si è vista essere tra le più utilizzate per il consolidamento di corpi franosi, oltre a rappresentare una soluzione costruttiva comunemente utilizzata anche per il sostegno di corpi stradali in aree stabili.

A seconda delle condizioni di stabilità del terreno, e della tipologia di opera di sostegno scelta, viene individuato il **regime di spinta** da considerare nel dimensionamento.

In presenza di *terreno stabile*, le condizioni di spinta da contemplare dipendono sostanzialmente dalle deformazioni che l'opera può subire: per muri deformabili, che tendono cioè a cedere leggermente sotto il peso del terreno a tergo, devono essere considerate condizioni di spinta attiva; per opere invece indeformabili, quali muri su pali, si è in presenza di condizioni litostatiche.

Nel momento in cui dimensioniamo opere su *terreni instabili*, le condizioni di spinta da considerare sono invece influenzate, oltre che dalle deformazioni della struttura, anche dalla geometria del cuneo delineato dalla superficie di scivolamento della frana. Di conseguenza si può essere in presenza di spinta attiva, nel caso di opere deformabili e cunei in scivolamento che non incidono particolarmente sul regime delle spinte; in spinta passiva nel caso delle medesime opere con cunei in scivolamento che comportano spinte significative a tergo del muro; e infine in presenza di condizioni litostatiche nel caso di opere indeformabili.

Osserviamo come in questi ultimi casi discernere il reale regime di spinta presente risulti molto difficile, e di conseguenza si opta spesso per verificare l'opera, a favore di sicurezza, rispetto ad entrambi gli stati limite.

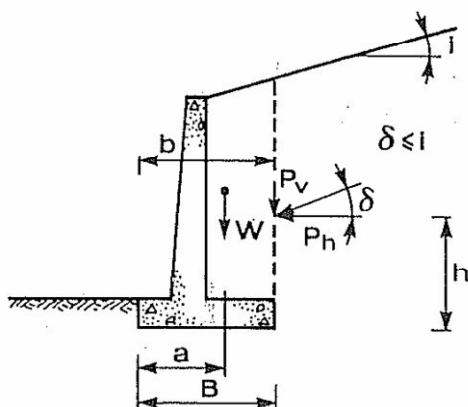
Prendiamo in esame, per semplicità, il dimensionamento di un **muro di sostegno** su terreno stabile, ipotizzando l'assenza di pressioni interstiziali a tergo dell'opera grazie all'inserimento di un efficiente sistema di drenaggio; consideriamo terreno coesivo sul versante.

Il dimensionamento di un'opera di questo tipo avviene imponendo il rispetto delle seguenti verifiche di stabilità:

- **verifica a Scorrimento**
- **verifica della Capacità Portante**
- **verifica a Ribaltamento**
- **verifica della Stabilità Globale del complesso opera-terreno**

Per le prime tre si tratta sostanzialmente di verificare semplici equilibri, sviluppabili a mano o con foglio elettronico: vengono in ciascun caso confrontati, mediante rapporto, i contributi stabilizzanti con quelli instabilizzanti, determinando un fattore di sicurezza per ogni verifica. Lo studio del comportamento globale del complesso opera-terreno richiede invece l'applicazione di uno dei metodi di analisi di stabilità presentati al Paragrafo 2.3, per i quali può rendersi necessario l'uso di specifici programmi al calcolatore.

Consideriamo il seguente schema per il muro di sostegno:



Per quanto riguarda la verifica allo Scorrimento, si considera la traslazione orizzontale che il muro può subire ad opera delle spinte a tergo: il contributo instabilizzante è rappresentato dalla componente orizzontale della spinta che il terreno esercita sul muro, quello stabilizzante dall'attrito opposto dal muro a livello della sua base (funzione del suo peso e del coefficiente di aderenza muro-terreno).

$$FS = \frac{(W + P_v) \cdot tg \delta}{P_h}$$

Per quanto riguarda la verifica a Capacità Portante, si confronta invece il carico limite sopportabile dal terreno al di sotto della fondazione con il carico effettivamente esercitato dal complesso opera-terreno su di essa.

$$FS = \frac{Q_{lim}}{W + P_v}$$

Il calcolo del carico limite può essere sviluppato secondo la teoria di Brinch-Hansen, estensione di quella di Terzaghi: tale proprietà viene valutata in questo modo in funzione del peso del terreno  $\gamma'$ , della sua coesione  $c'$  e della larghezza effettiva equivalente  $B'$  della fondazione (minima superficie ridotta rispetto alla quale la risultante risulta centrata).

In questa espressione compaiono i fattori  $N$  di capacità portante, dipendenti dall'angolo di resistenza al taglio  $\phi'$  del terreno.

Infine la verifica al Ribaltamento considera l'equilibrio a rotazione attorno al vertice di valle della fondazione: confronta i momenti stabilizzanti determinati dal peso dell'opera e dalla componente verticale della spinta del terreno, con quelli destabilizzanti determinati dalla componente orizzontale della medesima spinta.

$$FS = \frac{W \cdot a + P_v \cdot B}{P_h \cdot h}$$

Nell'operare queste verifiche occorre tenere conto di quanto indicato dalla nuova **“Normativa Tecnica per le Costruzioni (NTC) 2008”**, che come per il caso delle verifiche di stabilità dei pendii impone l'inserimento di coefficienti parziali peggiorativi su azioni, parametri e resistenze.

Nello specifico la normativa richiede, per quanto riguarda le verifiche di tipo geotecnico sui muri di sostegno, di considerare:

- uno tra gli **Approcci 1 e 2** per le verifiche a Scorrimento e Capacità Portante;
- l'**Approccio all'Equilibrio di corpo rigido (EQU)** per la verifica a Ribaltamento, che adoperi i **coefficienti parziali M2** per il calcolo delle spinte;
- l'**Approccio1 – Combinazione 2** per la verifica di Stabilità Globale opera-terreno

Richiamiamo nel seguito la descrizione degli approcci citati:

- Approccio 1 -     Combinazione 1 : A1 + M1 + R1  
                          Combinazione 2 : A2 + M2 + R2
- Approccio 2 -     Combinazione :    A1 + M1 + R3

e le tabelle da cui attingere i valori dei coefficienti su azioni, parametri e resistenze:

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

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

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	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

Tabella 24 - Valori dei coefficienti parziali da applicare su azioni, parametri e resistenze operative, nel caso di verifica di un muro di sostegno.

Nel caso non sia possibile ottenere un coefficiente di sicurezza unitario nei confronti della verifica a scorrimento e di quella a capacità portante, si rende necessario fondare il muro su pali, scelta che richiede differenti verifiche sull'opera.

In presenza di un *muro di sostegno su pali trivellati*, il dimensionamento avviene imponendo il rispetto delle seguenti verifiche di stabilità:

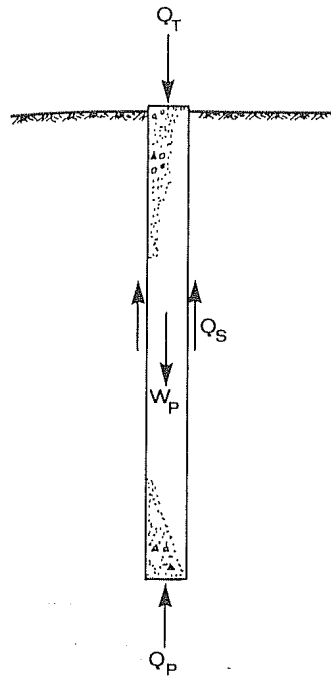
- **verifica a Compressione sulla palificata**
- **verifica a Trazione sulla palificata**
- **verifica a Taglio e Presso-Flessione sulla palificata**
- **verifica della Stabilità Globale del complesso opera-terreno**

Per quanto riguarda le prime due, corrispettive della verifica a capacità portante, anche in questo caso si tratta di sviluppare un semplice equilibrio, valutando però il carico limite e i carichi assiali in maniera differente rispetto a quella esposta in precedenza.

La seconda è invece una verifica più complessa, che richiede lo studio del Taglio e del Momento lungo il palo, confrontati poi con la rigidità del palo e l'opposizione offerta dal terreno alla deformazione.

Riguardo alla terza, infine, vale quanto detto in precedenza.

Per le verifiche a trazione e compressione sulla palificata consideriamo il seguente schema di calcolo della capacità portante di un palo:



Solitamente la capacità portante di un palo di fondazione è valutata come somma della portata di base  $Q_P$  e della portata per attrito laterale  $Q_S$ :

$$Q_{lim} = Q_P + Q_S$$

Entrambe vengono in genere ottenute secondo un approccio alle tensioni totali, che considera come parametro del terreno la resistenza non drenata  $c_u$  ottenuta da prove di carico; in alternativa si possono utilizzare valori da prove triassiali di compressione, corretti da Meyerhof nel seguente modo:

$$R_c = \frac{D[m]+1}{2D+1}$$

La portata di base è individuata dalla seguente espressione:

$$Q_P = (c_u \cdot N_\phi + \sigma_{vo}) \cdot A_B$$

dove  $A_B$ : superficie di base del palo

$N_\phi$ : fattore di capacità portante, posto generalmente pari a 9

$\sigma_{vo}$ : tensione verticale totale agente alla quota della base del palo

La portata per attrito laterale è invece ottenuta come:

$$Q_S = (\alpha \cdot c_u) \cdot A_S$$

dove  $A_S$ : superficie laterale del palo

$\alpha$ : percentuale della resistenza non drenata  $c_u$ , attraverso la quale viene espressa

l'aderenza palo terreno  $c_a$

Nella pratica, nell'individuare il valore della capacità portante viene già scontato il peso del palo, in modo tale da avere a disposizione un valore immediatamente confrontabile con i carichi presenti al di sopra della fondazione.

$$Q_{PORTANTE} = Q_{lim} - W_{PALO}$$

E' inoltre da tenere presente il fatto che i pali, generalmente disposti a quinconce, hanno un interasse longitudinale superiore al metro, di conseguenza la capacità portante, espressa per metro lineare di sviluppo dell'opera, deve esse rapportata a tale valore.

Per le verifiche a compressione e trazione dobbiamo poi individuare i carichi assiali agenti sui pali, ai fini di confrontare le reazioni richieste ai pali stessi con le loro capacità portanti. I carichi risultano rappresentati dal peso dell'opera e dalla spinta (in questo caso litostatica) del terreno: schematizzando il muro secondo lo schema statico proposto nel seguito, possiamo ottenere i carichi assiali agenti su ciascun palo scomponendo opportunamente i due contributi individuati (della spinta del terreno la componente orizzontale viene espressa dapprima come momento alla base del muro, e successivamente come coppia equivalente).

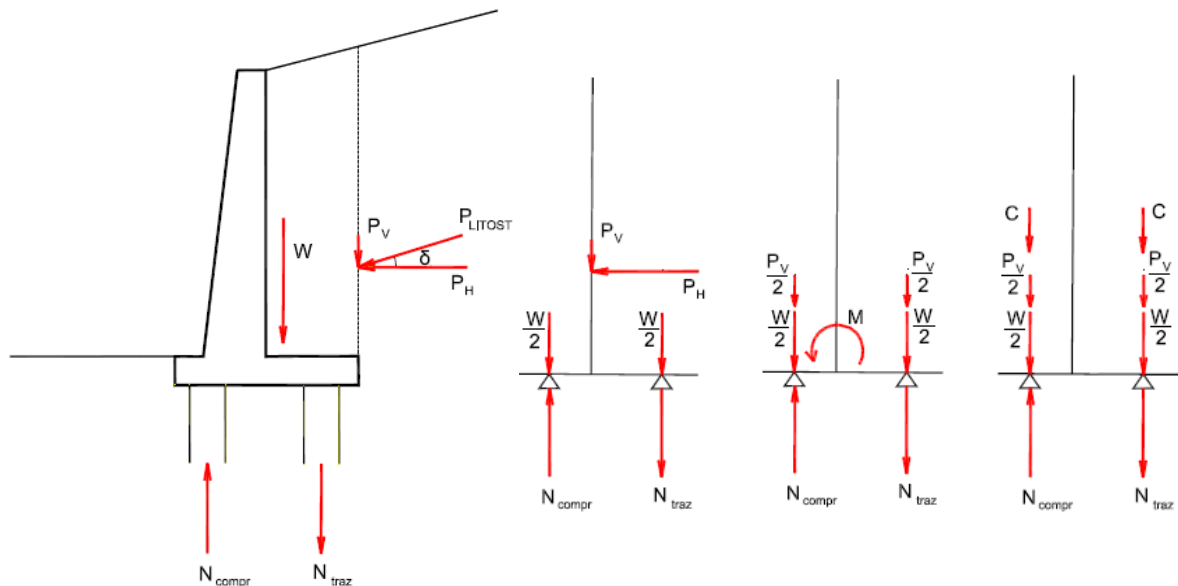


Figura 79 – Schematizzazione statica di un muro di sostegno su pali.

Nella verifica a Compressione della palificata si confronta la capacità portante del palo soggetto a tale azione, con la reazione richiesta a quest'ultimo dai carichi assiali che vi ricadono:

$$FS = \frac{Q_{PORTANTE}}{N_{compr}}$$

Nella verifica a Trazione della palificata si confronta invece la sola capacità portante per attrito laterale (quella in punta, per sollecitazioni a trazione non viene messa in gioco) del palo soggetto a trazione, con la reazione richiesta a quest'ultimo dai carichi assiali che vi ricadono:

$$FS = \frac{Q_s}{N_{traz}}$$

Anche in questo caso, nell'operare le verifiche occorre tenere conto di quanto indicato dalla nuova **“Normativa Tecnica per le Costruzioni (NTC) 2008”**, nella sezione relativa alle opere di fondazione, e in particolare alle fondazioni su pali.

Nello specifico la normativa richiede, per quanto riguarda le verifiche di tipo geotecnico, di considerare:

- uno tra gli **Approcci 1 e 2** per le verifiche a Compressione e Trazione sulla palificata, e per la verifica a Taglio e Presso-Flessione sulla stessa
- l'**Approccio 1 – Combinazione 2** per la verifica di Stabilità Globale opera-terreno

Sottolineiamo come l'Approccio 1 – Combinazione 2, per il solo calcolo della capacità portante, venga definito in maniera diversa rispetto alle restanti parti della normativa, in termini di coefficienti da applicare sui parametri:

- Approccio 1 - Combinazione 2 :  $A2 + M1 + R2$

Richiamiamo nel seguito solo la tabella relativa ai coefficienti da applicare ai valori delle resistenze:

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	$\gamma_R$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	$\gamma_t$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

Tabella 25 - Coefficienti parziali da applicare alle resistenze, nel caso di verifica di un muro di sostegno su pali.

In aggiunta a ciò la normativa contempla un fattore di correzione  $\xi$  (penalizzante) da applicare alle resistenze a trazione e compressione ottenute per i pali, per tenere in conto delle incertezze e degli errori statistici insiti nella loro determinazione a partire da prove pratiche.

Sottolineiamo, in conclusione, come nel dimensionamento di una fondazione su pali sarebbe poi da considerare l'interazione presente tra i pali stessi, che fa sì che il comportamento globale possa essere differente dalla somma dei singoli comportamenti dei pali.

Tralasciamo in questa sezione la trattazione delle verifiche delle opere di sostegno in condizioni sismiche, per non allargare ulteriormente l'esposizione della parte teorica, già sufficientemente ampia. Riferimenti sugli approcci concettuali utilizzati per queste verifiche sono comunque contenuti nel presente capitolo, all'interno dell'illustrazione delle verifiche di stabilità sui pendii.



# PARTE II



# Premessa

La seconda sezione del presente elaborato è dedicata allo studio dell'evento franoso verificatosi nel dicembre 2008 sulla strada statale SS 63 del Cerreto, in località Piagneto di Collagna.

Dopo aver presentato le necessarie basi teoriche in materia di frane e instabilità dei pendii, si vuole ora entrare nel merito di un caso studio particolarmente significativo: l'evento in questione interessa un versante geologicamente e geomorfologicamente complesso, nel quale si rilevano problematiche di stabilità che coinvolgono sia orizzonti in terra che ammassi rocciosi; la natura e lo stato di degradazione dei terreni attribuisce inoltre notevole rilievo all'idrogeologia dell'area, che gioca un ruolo importante nell'innescare di nuove mobilitazioni. Tutto ciò rende il versante interessante dal punto geologico e ingegneristico, richiede indagini approfondite e opportuni studi finalizzati alla comprensione dei fenomeni locali; la presenza di elementi e fattori così diversificati in un'area tutto sommato di dimensioni ridotte la rende inoltre adatta ad essere oggetto di un'attività di tirocinio e di un elaborato di tesi, offrendo la possibilità di un approccio e di una trattazione di molteplici dei numerosi aspetti che caratterizzano il complesso problema dell'instabilità dei pendii.

Il presente elaborato analizza in particolare il movimento in massa su detrito verificatosi il 5 dicembre 2008 a seguito di prolungate condizioni meteorologiche avverse, che ha causato il crollo del rilevato stradale in prossimità del passo appenninico del Cerreto. Tale evento ha rappresentato una riattivazione di un fenomeno già noto e censito sulla cartografia di riferimento, osservato da alcuni decenni e aggravatosi negli ultimi anni, dall'autunno del 2000 ad oggi.

Il movimento franoso in questione è stato oggetto di indagini e studi dal 2001 al 2003, ai quali però non hanno fatto seguito interventi di alcun tipo; dopo l'evento del 2008 è stata disposta una nuova campagna geognostica, più approfondita della precedente e finalizzata ad individuare gli scenari d'intervento più opportuni per il consolidamento dell'area.

Nella seguente sezione viene innanzitutto presentato e caratterizzato il caso studio, sulla base delle informazioni disponibili all'inizio dell'attività di tirocinio: le notizie storiche raccolte e le indagini geologiche e geotecniche del 2001. Viene ripercorsa la storia del versante, degli eventi e degli interventi che lo hanno interessato, fino alla recente evoluzione dell'inverno 2008; viene riportata la caratterizzazione geologica e geotecnica scaturita dalla campagna del 2001.

Sono poi descritte le nuove indagini avviate nel settembre 2009, seguite nel corso del tirocinio e tutt'ora in corso: esse risultano indagini su larga scala, articolate e particolareggiate, atte a studiare la stabilità dell'intero versante. La durata del tirocinio ha permesso di seguirne solo la prima parte, dalla quale sono comunque emersi risultati interessanti ai fini di una più precisa caratterizzazione del versante.

La parte centrale di questa sezione è costituita da un'analisi approfondita dell'evento del 2008, effettuata attraverso studi di stabilità del rilevato stradale e della porzione di pendio circostante. All'interno di questa che è stata la principale attività del tirocinio sono state sviluppate back analysis, nelle quali si sono riprodotte le condizioni del versante al momento della mobilitazione; da esse è stato possibile ottenere informazioni relative alle condizioni del terreno, alle sue proprietà, nonché indicazioni sulle caratteristiche del movimento di versante stesso. Nel presente elaborato sono riportate le analisi più significative, con i conseguenti risultati ottenuti. A seguire ritroviamo le verifiche di stabilità condotte secondo la normativa in vigore, eseguite nell'ipotesi di geometria del versante ripristinata a quella ante-evento.

L'ultima parte è infine dedicata all'individuazione di ipotesi di intervento e alla progettazione delle relative opere di presidio. Vengono prese in considerazione innanzitutto ipotesi di consolidamento sul versante in oggetto, finalizzate al ripristino del tracciato di variante o alla sistemazione del tracciato storico: ritroviamo il sostegno del versante in frana mediante muri su pali, l'alleggerimento delle pressioni interstiziali mediante drenaggi profondi, la posa di elementi a protezione del tracciato stradale. Per fornire un quadro completo delle possibili modalità di intervento sull'area sono poi riportati studi di tracciati stradali alternativi a quelli esistenti: ritroviamo un tracciato su viadotto, che attraversa il locale rio più a valle del percorso attuale, ricongiungendosi ad esso immediatamente a monte del tratto instabile, e un tracciato in galleria, che esegue il medesimo by-pass spingendosi al di sotto dei versanti presenti sulla destra del percorso odierno.

**CAPITOLO 3**

**FRANA DEL CERRETO:**

**CARATTERIZZAZIONE**

**DEL CASO STUDIO**

### 3.1 Notizie storiche sul tracciato stradale e sulla instabilità del versante

La zona oggetto del presente studio è ubicata nell'area appenninica della Provincia di Reggio Emilia, in località Piagneto di Collagna, su di un versante inciso a circa 850 m sul livello del mare da un torrente di montagna, il Rio Biola.

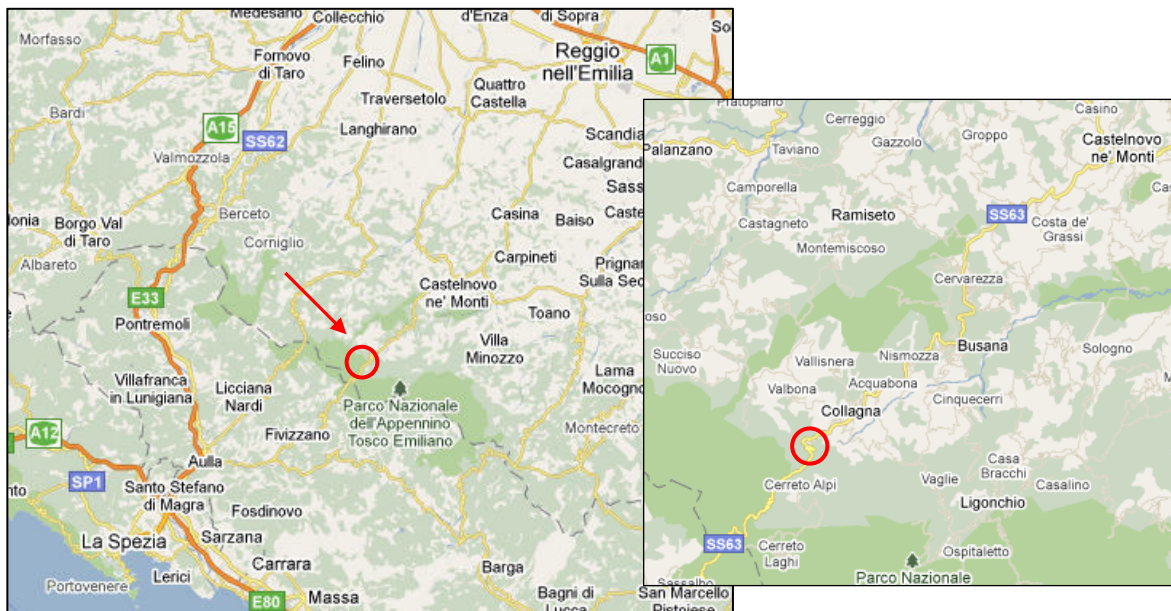


Figura 80 - Ubicazione su mappa stradale del tracciato in questione.

Vista la sua vicinanza ad un valico appenninico, l'area in questione accolse fin dall'antichità vie di comunicazione, come dimostra la presenza dell'antico tracciato di epoca romana di cui resta tutt'oggi traccia.

Il passo del Cerreto rappresentava infatti un importante collegamento tra la pianura emiliana e la costa toscana e ligure, e ancora oggi è frequentemente percorso da mezzi trasporto provenienti dalle province di Reggio e Modena e diretti al porto di La Spezia o a zone limitrofe.

L'antico tracciato romano, una carrareccia sterrata, costeggia il versante a monte della strada moderna, seguendo lo gole incise dal rio Biola ed altri corsi d'acqua secondari, e attraversa il Biola stesso mediante un antico ponte risalente alla medesima epoca; secondo testimonianze locali fu utilizzato fino all'inizio del secolo scorso, grazie al contributo di duchi e granduchi della zona che fino a quell'epoca si preoccuparono della manutenzione e della costruzione di opere d'arte sulle principali vie di comunicazione dei loro poderi.

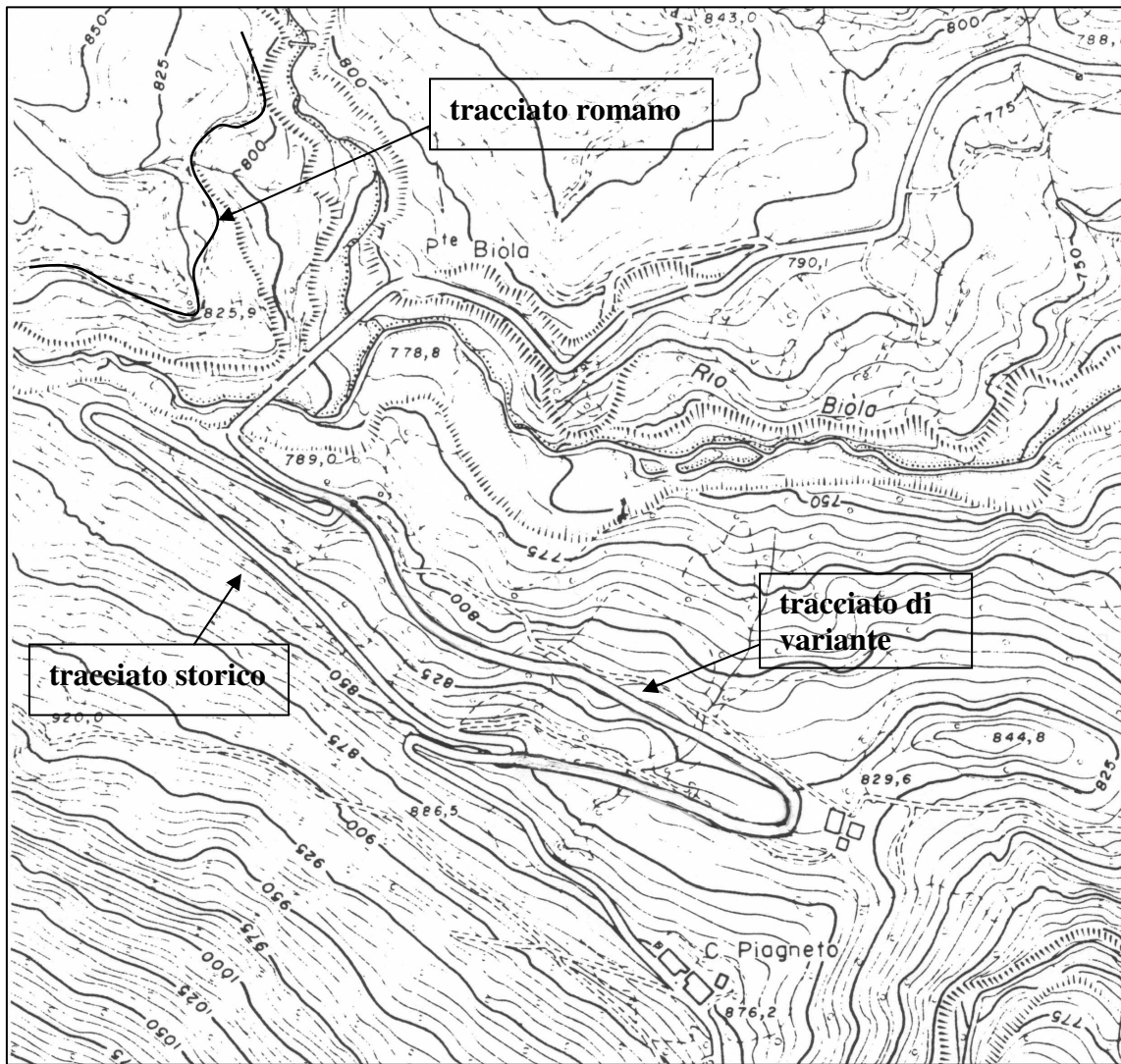


Figura 81 – Estratto della CTR al 5.000 della località Piagneto di Collagna.

Risale al dopoguerra la realizzazione della Strada Statale 63 del Cerreto, e localmente del suo **tracciato storico**, stabilizzato e asfaltato, più consono al moderno trasporto di merci e persone.

Il tracciato storico attraversa il rio Biola mediante l'omonimo Ponte Biola, e risale il versante oggetto di studio disegnando due stretti tornanti; il percorso risulta quindi abbastanza tortuoso e scosceso, ma localmente stabile in quanto inciso direttamente in roccia.

Importanti problemi su tale tracciato si ebbero negli anni settanta, in particolare a seguito della straordinaria alluvione che colpì la zona del 1972.

La strada, che localmente risultava stabile, fu lambita dai rilevanti fenomeni di instabilità presenti nel versante a monte, rimobilitati dagli intensi eventi meteorici: si verificò il distacco e la colata di materiale detritico direttamente dagli ammassi rocciosi affioranti sul pendio, che già presentavano evidenti nicchie e trench; il movimento di versante arrivò a coinvolgere il tornante di monte del tracciato storico, come evidenziato dalla foto aerea del 1973.

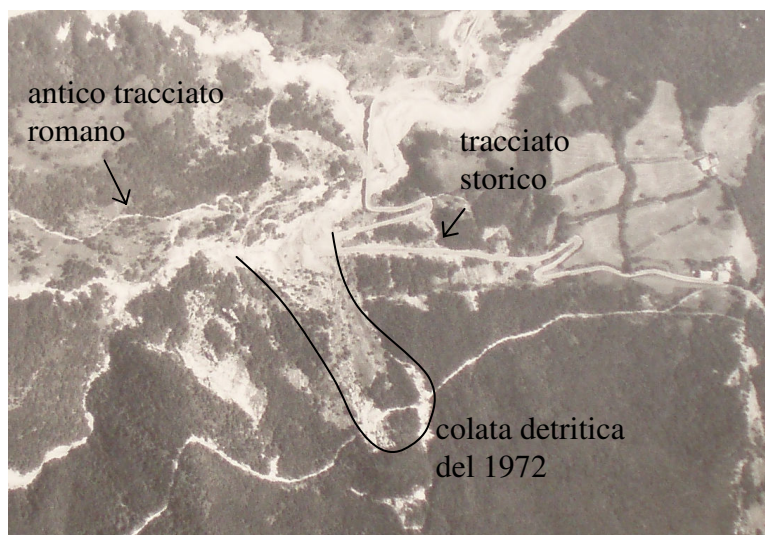


Figura 82 - Foto aerea del 1973.

Nei successivi anni il tracciato fu ripristinato, e nello specifico il tornante ridisegnato qualche metro più all'interno, ma le imponenti instabilità degli ammassi calcarei presenti nel versante a monte fecero optare per la realizzazione di un tracciato di variante, che fosse al di fuori della portata di tali fenomeni.

Il **tracciato di variante** venne realizzato nel 1978: le foto aeree del medesimo anno mostrano l'apertura e la stabilizzazione della sede stradale, mentre quelle del 1982 mostrano il tracciato già ultimato ed attivo.

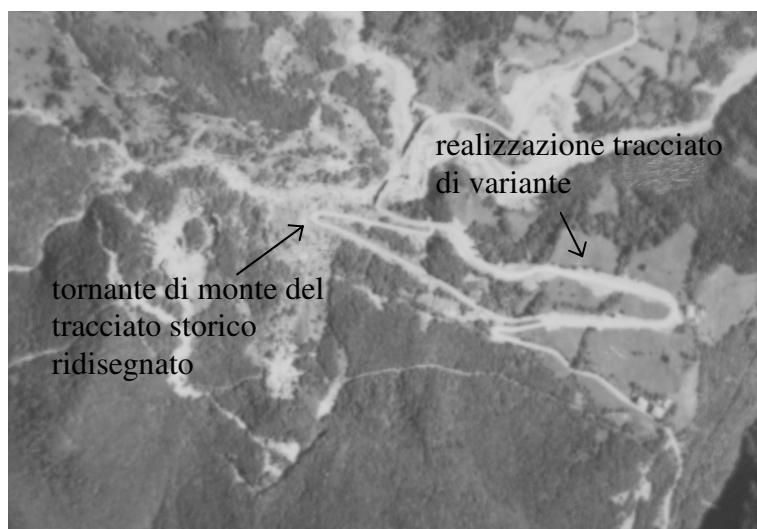


Figura 83 - Foto aerea del 1978.





Figura 84 - Foto aerea del 1982.

Il nuovo tratto risulta più dolce e lineare del precedente, vedendo un allungamento del percorso e la presenza di un unico tornante; appare però appoggiato su un versante argilloso, su cui già all'epoca della realizzazione era evidenziato un orizzonte in frana.

Il tracciato di variante fu interessato fin dai primi anni da problemi di stabilità proprio in corrispondenza del deposito detritico presente sull'area, ubicato in corrispondenza del fossetto di raccolta delle acque di versante che confluisce più a valle nel Biola.

Il movimento, probabilmente riattivato dalla presenza invasiva della nuova massicciata stradale, determinò deformazioni ed abbassamenti della sede stradale, a cui si fece fronte a più riprese attraverso successive riasfaltature, come mostrato dalle foto aeree del 1988.

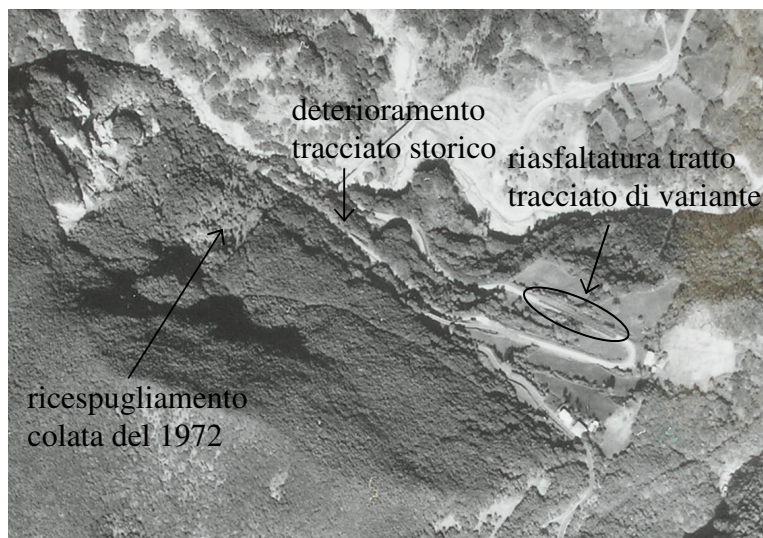


Figura 85 - Foto aerea del 1988.

Le foto evidenziano un tratto in cui l'asfalto ha un colore più scuro, segno di una più recente asfaltatura; questa pratica del momentaneo ripristino della viabilità attraverso la stesura di nuovo manto stradale non risolse però i problemi di instabilità del versante, anzi probabilmente li aggravò, visto l'appesantimento del rilevato e la progressiva occlusione degli elementi di drenaggio presenti alla sua base.

Dalle foto del 1988 osserviamo anche il progressivo deterioramento del tracciato storico a seguito dell'abbandono, e un ricespugliamento del versante franato nel 1972.

Alla fine degli novanta, a seguito di numerosi, seppur ridotti e lenti, movimenti, si decise di effettuare studi di approfondimento sull'instabilità del versante ospitante il tracciato di variante: venne programmata e realizzata una campagna di indagini geognostiche tra il 2001 e il 2003, i cui risultati vennero raccolti e sintetizzati all'interno di una relazione geologica-geotecnica dalla Enser S.r.l.

Parallelamente si raccolsero nuove segnalazioni di dissesto, questa volta estese fino all'altezza del Ponte Biola, deformato e deteriorato, probabilmente innescate da dinamiche erosive e di scalzamento al piede da parte del rio Biola.

La relazione geologica-geotecnica evidenziò la presenza di un chiaro movimento di versante localizzato in corrispondenza del fossetto di regimazione superficiale, nonché di una estesa instabilità sulla zona limitrofa; si rendevano opportuni interventi di consolidamento, proposti nella relazione stessa, ma la loro rilevanza economica ne impedì una immediata realizzazione: il problema venne "rimandato", e la frana tenuta sotto controllo mediante monitoraggio inclinometrico e piezometrico.

Nell'inverno 2008, a seguito di importanti eventi meteorici, si è verificato l'evento franoso oggetto del presente studio, che ha determinato il completo crollo della sede stradale in corrispondenza del fossetto di convogliamento delle acque di versante, al km 43 della SS 63 del Cerreto.

## 3.2 Indagini geognostiche del 2001

Su incarico dell'Anas (Compartimento della viabilità dell'Emilia Romagna), di concerto con lo Studio EN.SER., nel 2001 lo Studio Associato di Geologia Dott. Sergio Caturani & Dott. Vincenzo Mariani ha eseguito sul versante in oggetto una campagna di indagini geognostiche, estesa a tutta l'area potenzialmente instabile compresa tra il Ponte Biola e la Casa Cantoniera del Piagneto.

I sopralluoghi eseguiti nell'autunno del 2000 al fine di programmare le indagini in oggetto avevano evidenziato una situazione precaria su buona parte del tracciato di variante, con dossi e avvallamenti sia nel tratto a monte del tornante che in quello immediatamente a valle.

Nella seguente documentazione fotografica osserviamo dapprima le condizioni del primo tratto, interessato da cedimenti e fratture: esso appare riasfaltato e stabilizzato mediante riporto di ghiaia all'altezza del fossetto di scolo delle acque di versante; nella successiva immagine notiamo invece la situazione già critica del rilevato successivamente crollato: qui le deformazioni della sede stradale risultano ancora più evidenti, interessando sia l'asfalto, anche in questo caso steso a più riprese, che il muretto di monte, notevolmente ribassato in corrispondenza del suddetto fosso di regimazione superficiale.



Figura 86 - Condizioni del tratto di tracciato di variante a monte del tornante.





Figura 87 - Condizioni del tratto di tracciato di variante immediatamente a valle del tornante.

Anche il tracciato storico e la zona a monte dello stesso apparivano in cattive condizioni, aggravate soprattutto dall'elevata presenza di acqua sul versante; osserviamo lo stato degli affioramenti rocciosi nel tratto immediatamente sopra il ponte Biola, e quello degli ammassi visibili nella porzione superiore del versante.



Figura 88 - Affioramenti rocciosi delle arenarie sul tornante di valle del tracciato storico.



Figura 89 - Affioramenti rocciosi calcarei nella porzione superiore del versante.

La campagna ha visto l'esecuzione di **8 sondaggi**, di cui 5 a carotaggio continuo e 3 a distruzione di nucleo, con successiva installazione al loro interno di 7 **tubi inclinometrici** e di **1 piezometro**.

Riportiamo qui sotto l'ubicazione dei fori di sondaggio, ai quali si fa riferimento nei successivi paragrafi.

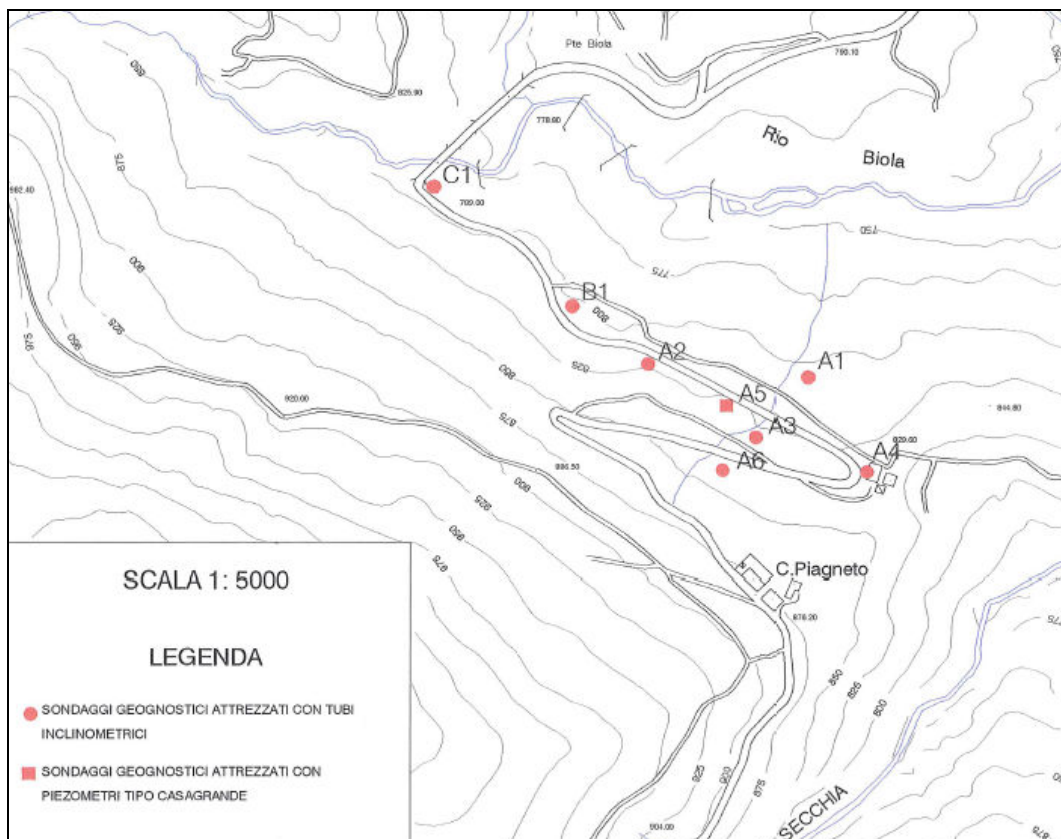


Figura 90 - Ubicazione dei fori di sondaggio e dell'attrezzatura geotecnica.

Nello studio si sono distinte 3 aree lungo il tracciato stradale di variante, caratterizzate da diverse condizioni: la prima in prossimità del tornante, nella quale si osservavano chiare evidenze di frana, una seconda intermedia, che presentava segni meno evidenti, e la terza in prossimità del Ponte Biola. Di nostro interesse è in particolare l'area a ridosso del tornante, che ricade sulla zona coinvolta nell'evento franoso del 2008.

Sulla base degli elementi acquisiti dalla campagna di indagine geognostica, da rilievi geologici-geotecnici in campo e dall'analisi della documentazione esistente, lo Studio EN.SER. ha provveduto alla stesura di una relazione geologica-geotecnica, accompagnata da una relazione tecnica illustrativa dei possibili interventi di consolidamento.

### **3.2.1 Inquadramento geologico, geomorfologico e idrogeologico**

Dal punto di vista geologico il versante interessato dai dissesti è occupato da diverse formazioni, distinte per caratteristiche litologiche, età e posizione strutturale nella catena appenninica.

La porzione superiore del versante è caratterizzata dalla presenza delle arenarie di Cerreto, note come **Arenarie di Monte Cervarola (CEV)**, in contatto tettonico con le **Argilliti di Ponte Biola (BIO)**, anche note come Argilliti Variegate con Calcari (**AVC**), affioranti invece nella parte bassa del versante.

Queste due formazioni risultano in buona parte ricoperte da una coltre detritica superficiale, censita su carta geologica ora come *deposito di frana attiva (a1g)*, ora come *deposito di frana quiescente (a2g)* o semplicemente come *deposito di versante (a3)*.

Nel tratto di tracciato coinvolto dall'evento franoso del 2008 ritroviamo in affioramento le argilliti, sulle quali è censito un deposito di frana attiva proprio nelle adiacenze del fossetto di raccolta delle acque superficiali, in corrispondenza del quale si è verificato il crollo del rilevato stradale.

Il tracciato storico appare inciso direttamente nelle arenarie, che localmente quindi affiorano, mentre più a monte risultano ricoperte dalla coltre detritica; il tornante di monte è lambito da un deposito di frana quiescente, mobilitato dall'alluvione del 1972.

Nella parte più alta del versante ritroviamo una terza formazione, quella dei **Gessi di Sassalbo e Calcari Cavernosi (GSB)**, localmente in affioramento e in buona parte fratturati; i fenomeni di instabilità che li caratterizzano danno luogo al deposito che lambisce il vecchio tracciato, esteso su tutta la conca alluvionale sulla quale si affacciano le pareti rocciose.



Riportiamo nel seguito una descrizione delle tre principali formazioni, sulla base delle definizioni desunte dalla legenda della Carta geologica dell'Appennino emiliano-romagnolo.

- **Argilliti di Ponte Biola (BIO o AVC)**

Complesso eterogeneo, che comprende vari litotipi, per lo più argillosi e calcarei. Si tratta di rocce sedimentarie, principalmente argille cementate per litificazione, con la presenza di calcari e frequenti intercalazioni calcareo-marnose (rocce costituite da una frazione carbonatica ed una frazione argillosa).

La struttura delle argilliti appare scagliosa e fogliettata, inglobante blocchi lapidei anche di notevoli dimensioni.

- **Arenarie di Monte Cervarola (CEV)**

Complesso costituito da rocce sedimentarie, principalmente sabbie cementate da carbonati o silice, di origine torbiditica (formate dalla deposizione di correnti torbide), disposte in strati spessi e competenti.

Tale formazione appare interessata da numerose famiglie di discontinuità, spesso riempite da vene di calcite.

- **Gessi di Sassalbo e Calcari cavernosi (GSB)**

Complesso costituito da rocce evaporitiche, sostanzialmente gessi, anidridi e calcari.

Il complesso appare fortemente fratturato e interessato da fenomeni di carsismo.

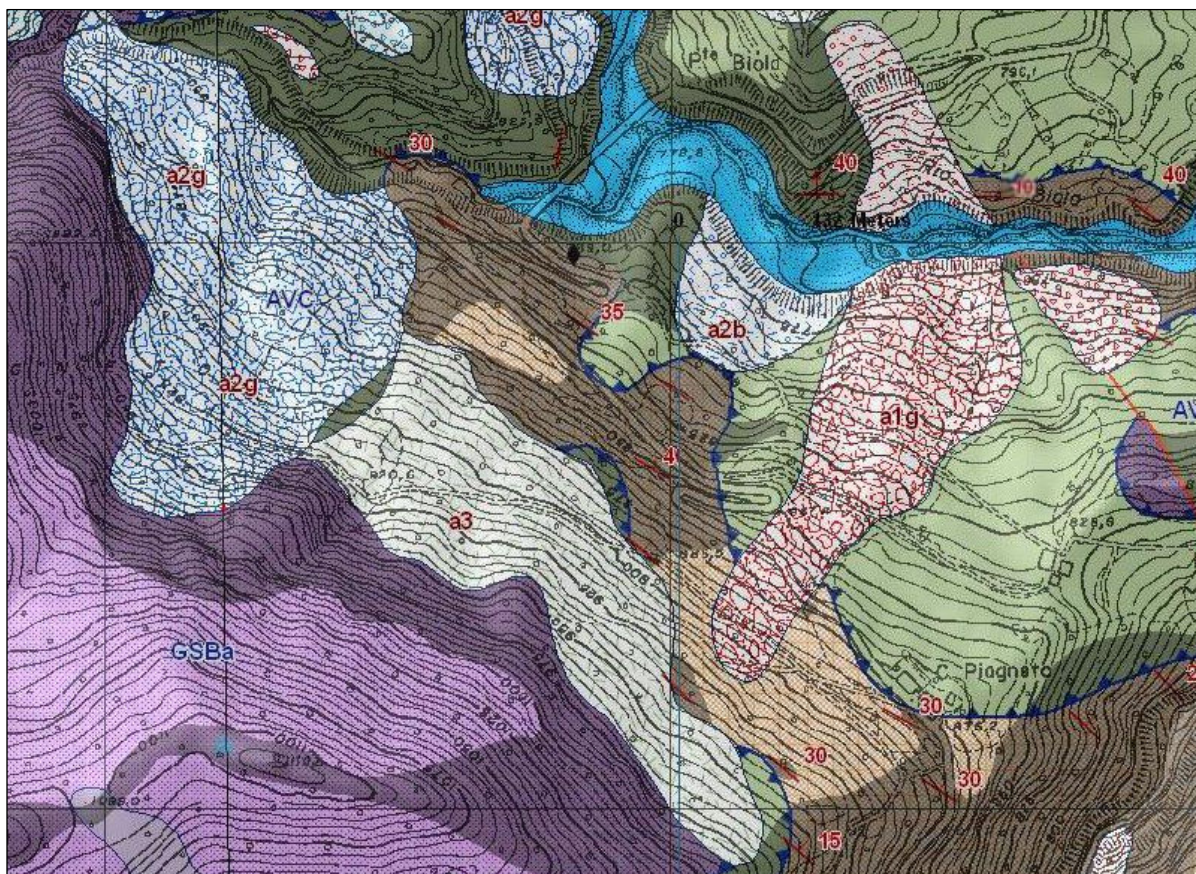


Figura 91 – Estratto della Carta Geologica dell'Appennino Emiliano Romagnolo (CARG) al 5.000.

Dal punto di vista geo-morfologico, i due agenti che hanno modellato il territorio sono la gravità e l'azione delle acque fluviali e superficiali.

Un altro fattore molto importante che influenza la morfologia dell'area è legato ai differenti litotipi presenti: essi determinano versanti più ripidi a monte, dove affiorano i gessi e calcari, mentre versanti ondulati caratterizzati da profili arrotondati in corrispondenza dei terreni appartenenti al complesso argillitico di Ponte Biola. Nella zona di affioramento delle arenarie di Monte Cervarola si osserva nitidamente la disposizione a franapoggio dei suoi piani di strato, aventi immersione nello stesso verso dell'inclinazione del versante.

In tutta la zona sono diffusi fenomeni di instabilità causati principalmente dalla geo-litologia dell'area, che vede la presenza di argilliti poco competenti, dall'elevata piovosità e dall'attività erosiva al piede del versante operata dal Rio Biola.

L'idrogeologia è essenzialmente regolata dai rapporti geometrici tra i vari litotipi, che presentano caratteristiche di permeabilità molto diverse, ma anche l'assetto strutturale ha una notevole importanza nella circolazione delle acque sia superficiali che sotterranee.

Il complesso di Ponte Biola, formazione complessa costituita da differenti componenti disposti in assetto caotico, risulta caratterizzato da una bassa permeabilità, principalmente secondaria, dovuta a zone fortemente fessurate e a discontinuità; la coltre superficiale derivante dalla sua degradazione, a struttura terrigena, è invece dotata di buona permeabilità, soprattutto primaria.

L'intensa fatturazione che si riscontra nelle arenarie di Monte Cervarola attribuisce loro una elevata permeabilità secondaria, che determina la venuta a giorno di abbondanti vene d'acqua nelle zone di affioramento, principalmente a seguito di eventi meteorici.

Considerazioni analoghe vanno fatte per i gessi triassici, caratterizzati da una notevole permeabilità per fratturazione e carsismo, e per questo considerati un serbatoio naturale ove si raccolgono le acque di infiltrazione superficiale.

Dal punto di vista della circolazione superficiale e sotterranea, le acque meteoriche incontrano un versante non regimato, e di conseguenza imbibiscono e attraversano facilmente la copertura detritica, giungendo ad accumularsi sopra ai complessi di Ponte Biola o di Monte Cervarola; si determinano così sovrapressioni interstiziali, risorgive dove le formazioni affiorano, e parziali infiltrazioni nei complessi stessi.

Questa situazione è aggravata dal contributo aggiuntivo di volumi d'acqua rilasciati dai serbatoi a monte, rappresentati dai gessi e calcari cavernosi.



### 3.2.2 Sondaggi, colonne stratigrafiche e sezioni geologiche

Durante la campagna di indagine sono stati realizzati 8 sondaggi, a diversa tipologia di perforazione: 5 a carotaggio continuo, 3 a distruzione di nucleo. Per i primi si sono utilizzati un carotiere semplice o un carotiere doppio, a seconda della litologia incontrata, per gli altri un tricono. I sondaggi sono stati spinti a profondità comprese tra i 16 e i 25 m, e durante la loro esecuzione sono state eseguite le seguenti attività:

- rilievo stratigrafico;
- rilievo del livello dell'acqua;
- prove speditive di resistenza mediante Pocket Penetrometer dove possibile;
- valutazione del parametro geomeccanico R.Q.D.

Riportiamo una tabella riassuntiva delle caratteristiche dei sondaggi, mentre per la loro ubicazione si faccia riferimento alla carta riportata ad inizio paragrafo.

Fori	Profondità	Sondaggi
A1	24 m	a carotaggio continuo
A2	25 m	a distruzione
A3	25 m	a carotaggio continuo
A4	25 m	a distruzione
A5	16 m	a distruzione
A6	25 m	a carotaggio continuo
B1	21 m	a carotaggio continuo
C1	20 m	a carotaggio continuo

Tabella 26 – Sondaggi realizzati nella campagna geognostica 2001-2003.

Sulla base delle informazioni desunte dai singoli sondaggi, e dei dati di letteratura disponibili per l'area in esame, sono state individuate e descritte 4 unità stratigrafiche, due caratterizzanti la copertura detritica presente sul versante, e altrettante il substrato di argilliti del Ponte Biola:

UNITÀ	DESCRIZIONE
A da p.c. a 3÷6 m	Copertura eluvio colluviale, di matrice prevalentemente argillosa e argilloso limosa, con inclusi calcarei di varie dimensioni.
B da 3÷6 m a 9÷11 m	Materiali di frana misti a matrice, di natura marnoso-argillosa, con inclusi calcarei di varie dimensioni..
C da 9÷11 a 11÷17.5 m	Substrato alterato, fascia di blanda alterazione della sottostante formazione di Ponte Biola.
BIO oltre 11÷17.5 m	Substrato argillitico di Ponte Biola, comprendente vari litotipi, per lo più argillosi e calcarei.

Tabella 27 – Unità stratigrafiche individuate.

I singoli sondaggi ricadenti sulla frana che ha coinvolto il rilevato stradale nel dicembre 2008 hanno restituito le seguenti colonne stratigrafiche:

A1		A3		A6	
Profondità [m]	Unità	Profondità [m]	Unità	Profondità [m]	Unità
0.00-3.70	A	0.00-3.00	A	0.00-5.80	A
3.70-9.30	B	3.00-10.60	B	5.80-9.30	B
9.30-11.0	C	10.6-17.30	C	9.30-10.4	C
11.0-24.0	BIO	17.3-25.40	BIO	10.4-26.0	BIO

Tabella 28 – Colonne stratigrafiche dei sondaggi.

Integrando poi le conoscenze dedotte dall'interpretazione delle colonne stratigrafiche con i contenuti della cartografia geologica, si è cercato di ricostruire profili stratigrafici e tracciare sezioni geologiche coerenti con entrambe le fonti.

Interessante ai fini del nostro studio è la sezione A-A', la cui traccia ricade esattamente sull'asse della frana suddetta:

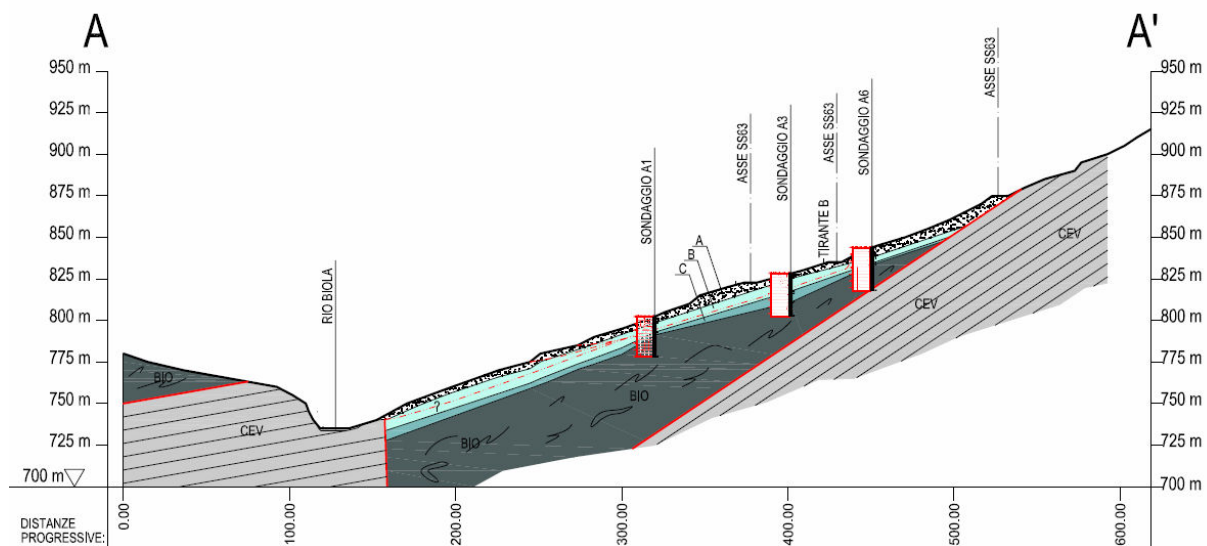


Figura 92 - Sezione geologica in corrispondenza dell'asse di frana.

Essa evidenzia la presenza lungo tutto il versante di una abbondante copertura detritica, spesso mediamente 9-10 m, al di sotto della quale è collocato il substrato argillitico di Ponte Biola; nella parte più a monte si nota un assottigliamento della coltre detritica, e il sovrascorrimento delle argilliti sulle arenarie di Monte Cervarola, le quali affiorano all'altezza della casa cantoniera ed immergono con un alto angolo; infine a valle è riportata una superficie di discontinuità tettonica a ridosso del Rio Biola, probabilmente una faglia, che spiega il riaffioramento delle arenarie.

Le altre sezioni individuano in generale uno strato più profondo costituito dal complesso di Cervarola, sul quale affiora a tratti il quello di Ponte Biola, con spessori anche molto variabili;

superficialmente si ha la presenza di copertura detritica, probabilmente derivante dai due substrati, anch'essa di spessore variabile.

### 3.2.3 Caratterizzazione geotecnica

La caratterizzazione geotecnica del terreno è stata sviluppata a partire dai risultati delle indagini in sito e dalle informazioni derivanti dalla letteratura; in essa è sottolineato il fatto che, a causa delle disomogeneità presenti all'interno degli orizzonti argillitico e detritico, i parametri geotecnici possano risultare sensibilmente differenti da un'area all'altra.

Per quanto riguarda le **caratteristiche fisiche** delle unità, mediante opportuna strumentazione di laboratorio è stato valutato il *peso di volume* dei campioni prelevati, individuando i seguenti valori:

Unità	A	B	C	BIO
$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	19.0	20.0	20.5	21.0

Tabella 29 – Peso specifico di volume delle unità.

Per quanto riguarda invece i **parametri di resistenza la taglio**, le prove eseguite con Pocket Penetrometer sulle carote estratte dai sondaggi hanno reso possibile la valutazione della *coesione non drenata* delle unità, i cui valori sono riportati nella seguente tabella:

Unità	A	B	C	BIO
$c_u$ [kPa]	50÷140	120÷150	non rilev	non rilev

Tabella 30 – Coesione non drenata delle unità.

Principalmente dai dati di letteratura sono invece stati desunti i seguenti parametri drenati, *angolo di attrito interno e coesione efficaci*:

Unità	A	B	C	BIO
$\phi'$ [°]	27÷29	28÷30	28÷32	32÷33
$c'$ [kPa]	0	0÷5	5÷10	200÷300

Tabella – Parametri drenati delle unità.

Infine, il valore del **grado di sovraconsolidazione** degli orizzonti argillitici in questione è stato valutato a partire dal valore della coesione non drenata misurata, attraverso la relazione di Ladd (1985):

$$\frac{c_u}{\sigma_v'} \cong 0.225 \cdot OCR^{0.8}$$

Si sono individuati valori di OCR già superiori alle 10 unità per gli orizzonti comprendenti la coltre detritica, aspettandosi quindi un grado di sovraconsolidazione ancora maggiore per il substrato di Ponte Biola. In ogni caso questa valutazione risulta alquanto incerta, vista la presenza di fenomeni di rimaneggiamento meccanico e rammollimento per imbibizione su terreni altamente sovraconsolidati.

### 3.2.4 Monitoraggio inclinometrico e piezometrico

Come descritto in precedenza, durante le indagini si sono attrezzati gli 8 fori di sondaggio con strumentazione geotecnica, comprendente inclinometri e piezometri, al fine di permettere un monitoraggio dei movimenti del versante e delle condizioni idriche sotterranee.

Nello specifico, 7 degli 8 fori sono stati attrezzati con tubi inclinometrici, la cui campagna di letture ha coperto un intervallo temporale compreso tra il 30-07-2001 e l'11-02-2003; all'interno del restante foro è stato installato un piezometro chiuso, attrezzato con due celle tipo Casagrande, rispettivamente a profondità di 7.0 e 14.0 m da piano campagna.

Riportiamo una tabella riassuntiva dei fori e della relativa attrezzatura:

Fori	Inclinometri	Piezometri
A1	X	
A2	X	
A3	X	
A4	X	
A5		X
A6	X	
B1	X	
C1	X	

Tabella 31 – Installazione della strumentazione geotecnica nei fori.

Di nostro interesse risulta in particolare il monitoraggio effettuato sui fori nelle adiacenze del corpo di frana mobilitato dagli eventi dell'inverno 2008: A1, A2, A3, A4, A5, A6.

Per quanto riguarda le letture inclinometriche, i sondaggi A1 e A3, sull'asse del corpo di frana, hanno indicato entrambi uno spostamento alla profondità di 8 metri, più chiaro e netto nel primo sondaggio, più graduale nel secondo; sui fori A2 e A4, ai lati del corpo di frana, si è

rilevato uno spostamento alla profondità di 4-5 m; il sondaggio A6, infine, ubicato nella porzione più arretrata del corpo di frana, non ha evidenziato alcuno spostamento. L'entità delle deformazioni misurate va dall'ordine dei pochi mm per le aree laterali, all'ordine dei cm per quelle in asse con il movimento.

Le misure piezometriche, effettuate anche all'interno dei tubi inclinometrici, hanno restituito i seguenti risultati: i livelli di falda più alti si sono riscontrati nei fori in asse con il corpo di frana, mediamente a 3.50 da p.c. in A1, 1,0 m in A3 e 0,50 m in A6, con periodica risalita di acqua in pressione negli ultimi due; livelli più ridotti sono stati misurati ai lati del movimento, con falda a circa 12,5 e 6,5 m da p.c. rispettivamente in A2 e A4; le celle Casagrande, ubicate a maggiore distanza dalla frana, hanno entrambe registrato la presenza di acqua solo sul fondo.

Riportiamo di seguito una tabella riassuntiva dei monitoraggi più rilevanti, per renderne più facile la lettura e la consultazione:

<b>A1</b>		<b>A3</b>		<b>A6</b>	
<b>Profondità</b>	<b>Lettura</b>	<b>Profondità</b>	<b>Lettura</b>	<b>Profondità</b>	<b>Lettura</b>
8 m	Superficie di scivolamento	8 m	Superficie di scivolamento	8 m	Superficie di scivolamento
3,50 m	Piano di Falda	1,00 m o a p.c.	Piano di Falda	0,50 m o a p.c.	Piano di Falda

Tabella 32 – Letture inclinometriche e piezometriche effettuate.

### **3.2.5 Analisi di stabilità**

All'interno degli approfondimenti sviluppati dallo Studio EN.SER. sono state condotte analisi di stabilità delle scarpate interessate dai dissesti che coinvolgono il tratto di strada in esame.

Il procedimento seguito è stato quello delle back analysis, applicato alla configurazione geometrica del versante presente all'epoca, sia su scala globale (intero versante) che su scala locale (rilevato stradale).

Le analisi sono state condotte con il programma di calcolo STABL, utilizzando il metodo di Bishop modificato, il quale considera superficie di scivolamento circolare e quindi movimento rototraslativo.

Per quanto riguarda le analisi di stabilità generale, si sono fissati i parametri del terreno a quelli medi ricavati nella caratterizzazione geotecnica, ricercando la superficie di scivolamento più critica e il relativo fattore di sicurezza al variare della profondità di falda.

Si è in questo modo individuata la condizione di equilibrio limite per falda ad una profondità di circa 1.00 da piano campagna.

Lo stesso risultato è stato raggiunto anche imponendo inizialmente una precisa superficie di scivolamento, secondo quanto osservabile dalle letture inclinometriche e dalle evidenze di frana.

Nelle analisi di stabilità sul rilevato si sono sempre considerati i parametri del terreno desunti dalla caratterizzazione geotecnica (considerati pari a quelli residui), procedendo come nell'ultimo caso attraverso l'imposizione di una precisa superficie di scivolamento.

Si sono ottenuti questa volta condizioni di stabilità più precarie, con equilibrio limite raggiunto già per falda a circa 2.00 m da piano campagna.

### 3.2.6 Sintesi e conclusioni

Dalle attività di indagine, monitoraggio e studio delle instabilità del versante in oggetto si è arrivati ad una ricostruzione planimetrica e stratigrafica dei fenomeni di versante rilevati, e ad una loro precisa caratterizzazione.

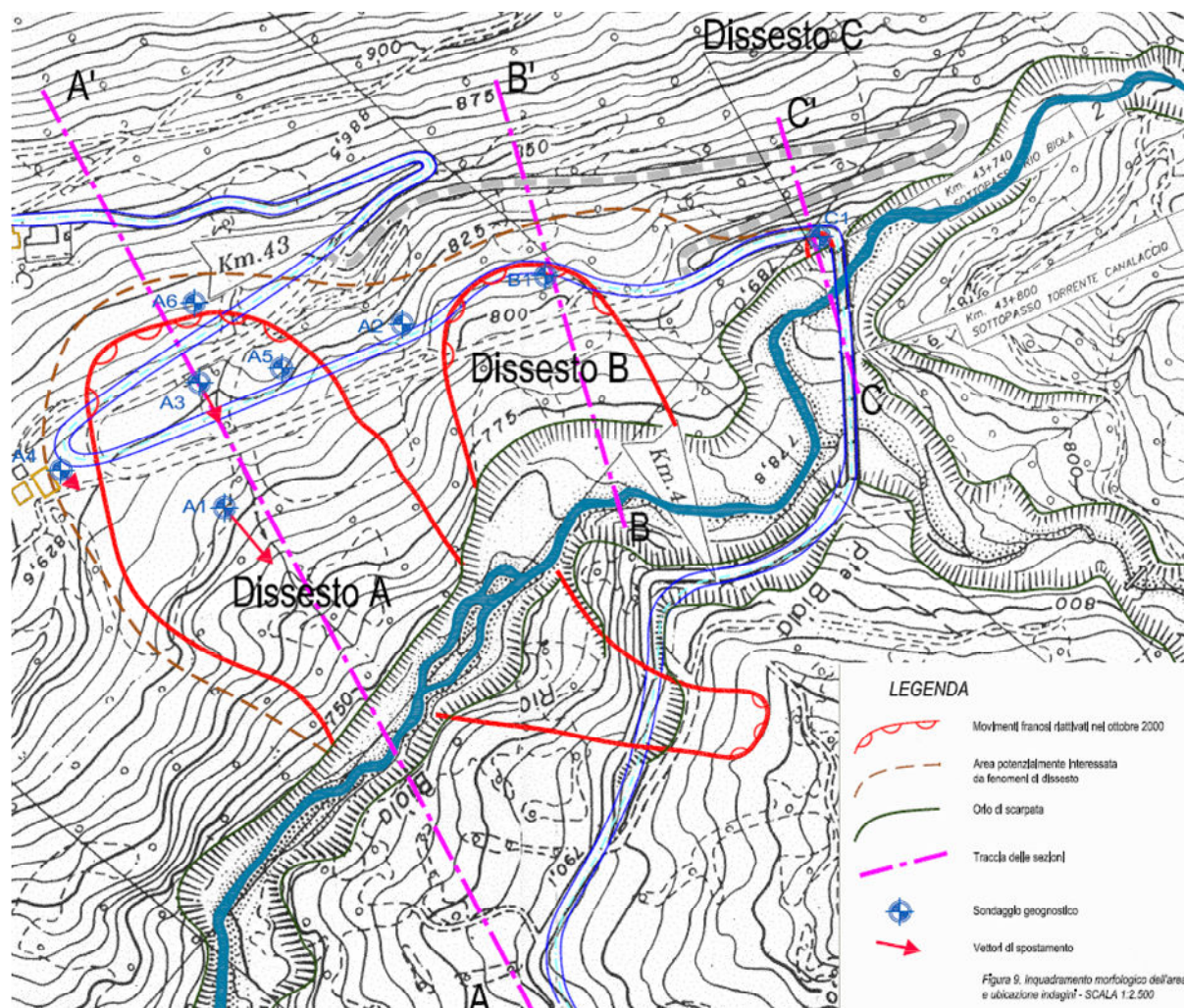


Figura 93 - Perimetrazione planimetrica dei dissesti presenti sul versante.

L'area di dissesto A, di nostro interesse, mostra i caratteri tipici dei movimenti franosi in argilla, evidenziati superficialmente da una morfologia ondulata, depressioni e dossi. La perimetrazione indicata in figura comprende l'intera area sulla quale si osservano evidenze di frana, ma un movimento più cospicuo in atto è registrato in corrispondenza degli inclinometri A1 e A3. Tale fenomeno sembra coinvolgere unicamente lo spessore di coltre detritica presente sul versante, per una profondità di circa 8 m; dallo studio la coltre appare a matrice essenzialmente argillosa, con caratteristiche meccaniche notevolmente influenzate dal contatto con l'acqua, che periodicamente ne determina la riattivazione (in concomitanza con intensi eventi meteorici). Le analisi di stabilità mostrano, in corrispondenza di questo corpo principale di frana, il rischio di mobilitazioni a partire da livelli di falda superiori ai -2.00 m da piano campagna, livelli peraltro già rilevati nei fori di sondaggio.

L'area di dissesto B presenta gli stessi caratteri del dissesto A, ma maggiormente attenuati e di estensione areale più ridotta.

Infine il dissesto C è limitato ai pressi della spalla di monte del Ponte sul Rio Biola, in corrispondenza della quale i movimenti deformativi in atto sono probabilmente da ricondursi alla mobilitazione della sottile coltre detritica sul sottostante substrato argillitico, disposto a franapoggio.

### 3.2.7 Ipotesi di intervento

Sulla base delle conclusioni tratte, per assicurare la stabilità del versante e conseguentemente la sicurezza alla viabilità della strada statale SS 63, lo Studio EN.SER. ha individuato la necessità di intervenire sia con **opere di sostegno** che con **opere di drenaggio profondo**.

Tra le prime sono state individuate *paratie di pali tirantate*, con lo scopo di garantire la stabilità locale del rilevato stradale e la stabilità generale del versante, impedendo allentamenti del terreno; tali opere, disposte sui due livelli del tracciato di variante, avrebbero uno sviluppo lineare di circa 200 m, e consisterebbero di un doppio allineamento di pali trivellati, lunghi circa 15-18 m, collegati in testa da un cordolo in cemento armato.

Le opere di drenaggio profondo individuate vedrebbero invece la realizzazione di un sistema di *pozzi drenanti di tipo strutturale, collegati a microdreni suborizzontali e trincee drenanti*, con lo scopo di ridurre lo stato delle pressioni interstiziali nell'ammasso detritico, e mantenere il controllo dei livelli freatici nel sottosuolo;

Accanto ad esse venivano consigliate opere di protezione superficiale, consistenti in interventi di ripristino della vegetazione, riprofilatura e regimazione delle acque di superficie mediante cunette e canalette a bordo strada, con lo scopo di limitare l'infiltrazione nel terreno.

Riportiamo nel seguito una pianta dove è indicata l'ubicazione degli interventi descritti:





Figura 94 - Ubicazione planimetrica degli interventi proposti.

Gli interventi necessari risultavano in definitiva fortemente onerosi, e permanevano dubbi relativi alla loro opportunità dettati dalla conoscenza poco approfondita che si aveva del fenomeno.



# 3.3 Evento franoso dell'inverno 2008

## 3.3.1 Descrizione dell'evento e documentazione fotografica

Nell'inverno 2008, come già accennato nell'introduzione del capitolo, si è verificato l'evento franoso oggetto del presente studio, che ha determinato il completo crollo della sede stradale in corrispondenza del tratto di tracciato di variante immediatamente a valle del tornante.

**Antichi Itiaceri**  
Vini  
Liquori  
Dolciumi  
Specialità alimentari

Via Concappelli, 34  
42015 Correggio (RE)  
Telefono 0522 64 21 50

provincia@informazione.com      INFORMAZIONE      SABATO 6 DICEMBRE 2008

# PROVINCIA

## Primo Piano

**Antichi Itiaceri**  
Gli specialisti  
dei vostri  
REGALI  
DI  
NATALE

Via Concappelli, 34  
42015 Correggio (RE)  
Telefono 0522 64 21 50

**MONTAGNA**

**G**loriosa difficile quella di ieri per la nostra montagna, dove le forti precipitazioni hanno provocato frane, piene e pesanti disastri alla viabilità.

La situazione più grave si è registrata a Schiocchi di Collagna, dove è addirittura sprofondata una parte della Statale 63 isolando così sia Cerreto Laghi che Cerreto Alpi. Problemi anche a Cola di Vetro, dove dei massi sono caduti a ridosso delle abitazioni che per sicurezza sono state fatte evacuare e hanno ostruito parte della Provinciale 513. Ora regna la massima allerta per le possibili piene dei fiumi Enza e Secchia, ingrossati non solo per i forti rovesci, ma anche per il forte aumento di temperatura che ha provocato lo scioglimento della neve.

**Strada sprofondata**

Due frane, a poche ore di distanza l'una dall'altra, la strada è stata inghiottita. È quanto avvenuto ieri pomeriggio in località Schiocchi di Collagna, al km 43 della Statale 63 dal valico del Cerreto. Una delle conseguenze è l'isolamento di Cerreto Laghi e Cerreto Alpi, non più raggiungibili dal versante reggiano se non attraverso il Passo del Lagastrello.

Per permettere agli abitanti di fare rientro nelle proprie case ieri pomeriggio si è riunito il Com (Comitato Operativo Misto), un tavolo al quale hanno partecipato Prefettura, forze dell'ordine, Anas, Protezione civile e sindaci di Busana e Collagna. La lungimiranza dei carabinieri di Castelnuovo Monti e di Busana insieme a quella della Polizia di Castelnuovo Monti, impegnati fin dal mattino, ha fatto sì che gli studenti delle scuole medie incassassero prima che la porzione di Statale sprofondasse, il pullman sul quale viaggiavano gli studenti, infatti, era rimasto bloccato a causa di una frana che aveva oscurato gran parte della carreggiata.



Chiuse porzioni della Ss63, viabilità in tilt: a Collagna la situazione più grave

## Strada inghiottita dalle frane Isolati Cerreto Laghi e Alpi



Grosso cedimento sulla strada per Cerreto

**Statale 63 chiusa**

Disagi per la viabilità, dunque, ma anche momenti di grande paura, come quelli vissuti in località Vallo Castellina giovedì, dove un masso di 5 quintali è caduto a ridosso di tre abitazioni. I proprietari sono potuti rincuorare solo in serata, dopo la rimozione del masso.

I disagi alla circolazione lungo la Statale 63 sono iniziati dalla prima mattinata di ieri, quando i movimenti franosi ne hanno provocato la chiusura al km 41, a Collagna, con un fronte di 80 metri che ha completamente ostruito via Roma. La viabilità e l'accesso al paese sono state garantite tramite la variante della Statale 63 ingresso sud.

L'allerta meteo resta alta: nelle prossime ore sono previsti nuovi rovesci di forte intensità con nevicate ad alta quota.

*(Christian Strano)*

**Ponte chiuso per la piena dell'Enza**

Da una parte le precipitazioni, dall'altra l'aumento della temperatura che ha provocato un repentino scioglimento della neve. Sono queste le cause all'origine della piena dell'Enza, che ha comportato la chiusura del ponte sulla Sp 62 di Sorbolo Levante di Brescello, così come era avvenuto lunedì. Il livello del fiume è salito costantemente, raggiungendo gli 11 metri nel giro di poche ore. In montagna la situazione più critica si è registrata a Cerezzola, tra Vetto e Ciano, dove si è verificata una piena dell'Enza che sembrava dovesse comportare la chiusura della Sp 513. La piena invece, scesa a valle nel pomeriggio, è stata contenuta dalle casse di espansione di Montecchio. «Per l'Enza si tratta di una piena storica, e purtroppo in montagna continua a piovere», spiega l'assessore provinciale alla Protezione civile, Luciano Gobbi. Di concerto con la prefettura abbiamo quindi attivato il coordinamento provinciale di protezione civile per un monitoraggio degli argini da Sant'Illiano fino al Po. La vigilanza si protrarrà per almeno tutta la notte sperando nel miglioramento delle condizioni meteo».

Così i coniugi Arlotti dopo lo sgombero

**«La nostra casa minacciata dai massi ogni volta che piove»**

Una terribile minaccia nel giardino di casa. E' con quanto convivono da tempo i coniugi Arlotti, residenti in località Vallo Castellina: la loro casa, insieme ad altre due, è stata fatta sgomberare perché sembrava essere finita nel mirino di un masso che si era distaccato dalla cava soprastante.

«Eravamo in casa e quasi non ci cravamo accorti di nulla quando ci hanno detto che dovevamo sgomberare a causa del masso», racconta Paola Azzolini Arlotti. In realtà i massi che si erano staccati dalla cava erano molti, ma fortunatamente la loro caduta era stata bloccata dagli alberi. Abbiamo abbandonato la nostra casa e siamo stati ospitati da un parente che vive a Castelnuovo Monti.

«Quando si parla di maltempo siamo abituati al peggio perché sopra di noi c'è una cava un tempo funzionante - spiega Angelo Arlotti - I tecnici che hanno operato il sopralluogo ci hanno assicurato che verrà eretta una barriera, anche perché altrimenti noi resteremo esposti a questo genere di rischio ad ogni forte precipitazione».

*(Chr. Str.)*

**IL MALTEMPO FA PAURA**



La Statale 63 al chilometro 42



Il rio Ghisla



L'Enza in violenta piena

Figura 95 - Prima pagina del quotidiano locale "L'Informazione" di Reggio Emilia, all'indomani dell'evento franoso del 5 dicembre 2008.

Nella notte tra giovedì 4 dicembre e venerdì 5 dicembre, a seguito di giorni caratterizzati da forti piogge e dall'innalzamento delle temperature, si è registrato il progressivo franamento della strada statale SS63 del Cerreto al km 43+350 circa; la strada in mattinata è stata completamente interrotta dalla frana, che ha coinvolto il rilevato stradale in corrispondenza del modesto compluvio percorso dal fosso di regimazione superficiale

Le acque di versante risultavano convogliate in un tombino a monte del rilevato stradale, e lo attraversavano mediante un tubo in acciaio di diametro orientativo 1000 mm, dal quale proseguivano lungo il versante fino a raggiungere il sottostante torrente Biola.

L'intera area della variante stradale, già sede di passati movimenti gravitativi, è stata sottoposta a condizioni di forte criticità dalle avversità meteorologiche di quei giorni.

I movimenti in un primo tempo si sono probabilmente esplicitati come lente deformazioni su un'area più vasta di quella poi collassata: si sono infatti rinvenute una serie di lesioni e fratture di trazione sia a monte che lateralmente rispetto alla nicchia principale.

Le condizioni sono poi diventate critiche fino al collasso in corrispondenza del tombino sopra citato: i lenti movimenti hanno comportato con il procedere del tempo deformazioni della strada, che hanno reso meno efficiente l'azione del tubo di convogliamento delle acque superficiali; le condizioni idrauliche veramente eccezionali di quei giorni hanno con tutta probabilità reso insufficiente lo scarico, mandando in pressione il tombino e disperdendo le acque al di sotto del corpo stradale.

Riportiamo nel seguito una selezione di immagini fotografiche, scattate da terra e da elicottero il giorno 7 dicembre 2008.

Osserviamo innanzitutto il corpo di frana dall'alto, apprezzandone l'estensione e la morfologia: il movimento appare ricoprire trasversalmente un'area di oltre 50 m, e longitudinalmente di circa 200 m. Accanto al corpo principale si individuano deformazioni e fratture secondarie, sia sul tracciato stradale che sui campi adiacenti.



Figura 96 - Vista laterale del dissesto principale.



Figura 97 - Vista da tergo del dissesto principale.

Le immagini ravvicinate da terra evidenziano invece le condizioni della nicchia di frana che ha letteralmente scalzato il rilevato stradale, di cui è rimasto a mezz'aria solamente il guard rail. Nell'immagine di dettaglio appaiono i resti del tubo d'acciaio di convogliamento delle acque di versante, e di un muro di sostegno a valle del corpo stradale, entrambi tranciati dal movimento franoso.





Figura 98 - Area di nicchia



Figura 99 - Dettaglio di nicchia.

La strada statale del Cerreto, vista la grave compromissione del tracciato, è stata chiusa al traffico la mattina stessa del 5 dicembre, e ciò ha comportato il parziale isolamento delle località Cerreto Alpi e Cerreto Laghi, non più raggiungibili dal versante reggiano, nonché l'interruzione dei trasporti commerciali sull'asse Reggio Emilia - La Spezia.

La presenza del vecchio tracciato stradale ha però permesso di ripristinare la viabilità su tale tratto, accessibile in un primo momento solo ai mezzi indispensabili per la pubblica utilità, e nell'arco di poche settimane aperto all'intero traffico privato.

Oltre al principale movimento franoso fin'ora descritto è opportuno sottolineare come, durante le avversità meteorologiche di fine novembre-inizio dicembre 2008, fenomeni di erosione e mobilitazioni si siano verificati sull'intero versante su cui insiste il rilevato crollato.

Sullo stesso tracciato di variante, a monte del tornante, sono comparse evidenti fratture e fessurazioni, accompagnate da una generalizzata ondulazione dell'asfalto: tali evidenze mostrarono come il movimento franoso in oggetto facesse parte di un fenomeno di instabilità ben più allargato del semplice corpo principale.

Nella zona del versante a monte del tracciato storico si sono poi riscontrate condizioni di criticità sulla rete idrografica superficiale, che non risultava in grado di smaltire l'elevata quantità di acqua presente.



Figura 100 - Tratto di variante a monte del tornante.



Figura 101 - Versante a monte del tracciato storico.



Queste ed altre considerazioni hanno portato a prevedere per la strada provvisoria riaperta un esercizio di diversi anni, arco di tempo necessario ad indagini, monitoraggi, progettazioni e costruzioni su di un versante interessato da varie problematiche di instabilità.

### 3.3.2 Analisi dell'evento: cause mobilitanti e caratteristiche del movimento franoso.

Per il movimento franoso in questione possiamo individuare fattori predisponenti insiti nella geologia e nell'idrogeologia del versante, nonché fattori determinanti nelle condizioni climatiche presenti al momento della mobilitazione.

Il versante interessato dalla frana è costituito da terreni di copertura derivanti dal disfacimento della sottostante formazione di substrato, le argilliti di Ponte Biola (BIO), e da passati fenomeni gravitativi. Il tratto di strada franato si fondava infatti su una porzione di versante in cui la Carta Geologica dell'Appennino Emiliano Romagnolo individua la presenza di un deposito di frana attiva complessa (a1g).

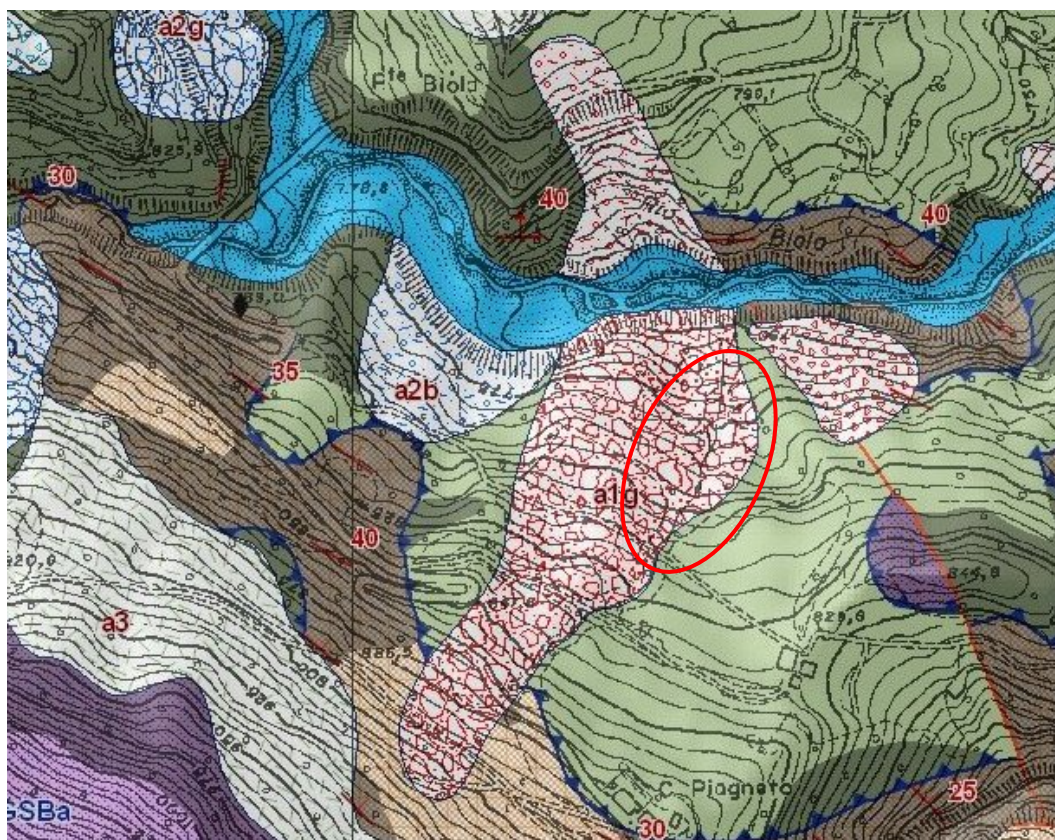


Figura 102 – Estratto della Carta Geologica dell'Appennino Emiliano Romagnolo (CARG) al 5.000.

La presenza di una coltre detritica poco consistente e già mobilitatasi nel recente passato ha rappresentato quindi un importante fattore predisponente al dissesto, comune a gran parte dei versanti in argilla che si ritrovano numerosi nell'area appenninica.

L'idrogeologia di queste formazioni, caratterizzata da un'elevata permeabilità, è l'elemento che favorisce maggiormente l'instabilizzazione dei pendii. I terreni argillosi, se risultano stabili in condizioni asciutte grazie alla presenza di elevate tensioni efficaci e al permanere di alti angoli di attrito, mostrano invece una scarsa resistenza quando imbibiti dall'acqua e a seguito di mobilitazioni: l'acqua determina infatti una diminuzione delle tensioni sullo scheletro solido, e la presenza di stati deformativi rilevanti a sua volta fa diminuire l'angolo di attrito del materiale.

A tal proposito, appare ragionevole attribuire l'innescò del movimento franoso allo scadimento delle condizioni idrogeologiche del terreno, causato dall'assorbimento di abbondanti quantità d'acqua a seguito di eventi meteorologici straordinari.

Le persistenti precipitazioni di fine novembre - inizio dicembre, cadute in presenza di temperature superiori allo zero termico su un terreno già parzialmente saturo, hanno determinato lo scioglimento del manto nevoso presente sul versante, contribuendo assieme ad esso allo stazionamento sul pendio di elevate quantità d'acqua.

La mancanza di una buona regimazione superficiale sul versante e di elementi di scolo sulla strada hanno determinato l'infiltrazione dell'acqua nel terreno, determinando la crescita delle pressioni interstiziali fino alla locale perdita di resistenza del materiale.

La mobilitazione è avvenuta, come già accennato, in un'area interessata da una frana attiva, nella quale il terreno aveva già subito un notevole scadimento delle proprietà geotecniche, trovandosi con tutta probabilità in condizioni di resistenza critica o residua. A ciò si è aggiunta la situazione di criticità determinata dall'occlusione del tombino di scolo del rilevato, proprio in corrispondenza di tale movimento di versante.

Vista la loro rilevanza, risulta opportuno soffermarci su di un'analisi più approfondita delle condizioni climatiche e meteorologiche presenti al momento dell'innescò della frana, della quale rappresentano la principale causa determinante.

Tra il 28 novembre e il 2 dicembre 2008, l'intero territorio della Regione Emilia Romagna è stato interessato da un evento meteorologico che ha determinato numerose criticità di natura idrogeologica e idraulica.

L'evento in esame si è caratterizzato per una particolare sequenza di precipitazioni intense, con impulsi in più giorni consecutivi, accompagnata da un progressivo innalzamento delle temperature che ha causato lo scioglimento del manto nevoso presente; a questi elementi di criticità è da aggiungere il fatto che i bacini idrografici interessati, prima dell'evento, erano in condizione di parziale saturazione per le precipitazioni del mese di novembre.

L'evento ha fatto registrare altezze cumulate di pioggia superiori ai 100 - 150 millimetri su tutto l'Appennino centro-occidentale, con punte di 290 mm/5 giorni a Ligonchio, località ubicata nella zona di nostro interesse; ritroviamo inoltre la stazione di Collagna tra quelle che hanno fatto registrare le massime intensità di piogge orarie, attestate su valori superiori ai 14 mm/ora. Confrontando la pioggia cumulata dal 29 novembre al 1 dicembre con i tempi di ritorno delle precipitazioni per durate da 1 a 5 giorni, è stato possibile notare come la pioggia cumulata in tre giorni è stata quella caratterizzata da tempo di ritorno che varia dai 10 ai 20 anni.

STAZIONE	QUOTA	Prec. giornaliera 9-9				Cumulata	Cumulata	Tot evento	max giom. 1951-2002		
Secchia	ms.l.m	29	30	1	2	2 gg	3 gg	4 gg	1 gg	2 gg	3 gg
Plandisagotti	1219	6.4	95.2	81	8.2	176.2	184.4	190.8	215.8	244.0	272.4
Felbio	1148	0.2	94.8	47.2	152.8	142.0	294.8	295.0	169.2	219.4	252.2
Oivago	1051	18.6	117.2	95.6	35.2	212.8	248.0	266.6	216.0	320.8	333.8
Ligonchio	900	31	88.6	90.8	55.4	179.4	234.8	265.8	155.6	284.8	303.0
Collagna	832	22	88.2	72.6	66.6	160.8	227.4	249.4	301.0	327.0	368.0
Pdinago	754	0	82	35.4	10.6	117.4	128.0	128.0	122.0	181.0	197.6
Villa Minozzo	704	24.6	46.8	43.8	21.8	90.6	112.4	137.0	160.0	199.4	224.0
Farneta	703	0	96.6	46.4	18.4	143.0	161.4	161.4	114.4	172.6	205.6
Pavullo	678	27.4	30.6	35.4	9.8	66.0	75.8	103.2	187.5	207.5	215.2
<b>Tresinaro</b>	<b>ms.l.m</b>	<b>29</b>	<b>30</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>2 gg</b>	<b>3 gg</b>	<b>4 gg</b>	<b>1 gg</b>	<b>2 gg</b>	<b>3 gg</b>
Carpinetti	594	0	75	35.6	11.2	75.0	121.8	121.8	146.8	235.2	235.2
Baiso	550	0.0	66.4	31.0	12.0	66.4	109.4	109.4	100	167.6	184.8

Tabella 33 - Precipitazione giornaliera e cumulata totale dell'evento, a confronto con i massimi storici di durata.

Osserviamo nello specifico le condizioni registrate nella zona di Collagna, relative alla pioggia caduta, al manto nevoso presente e alla temperatura atmosferica.

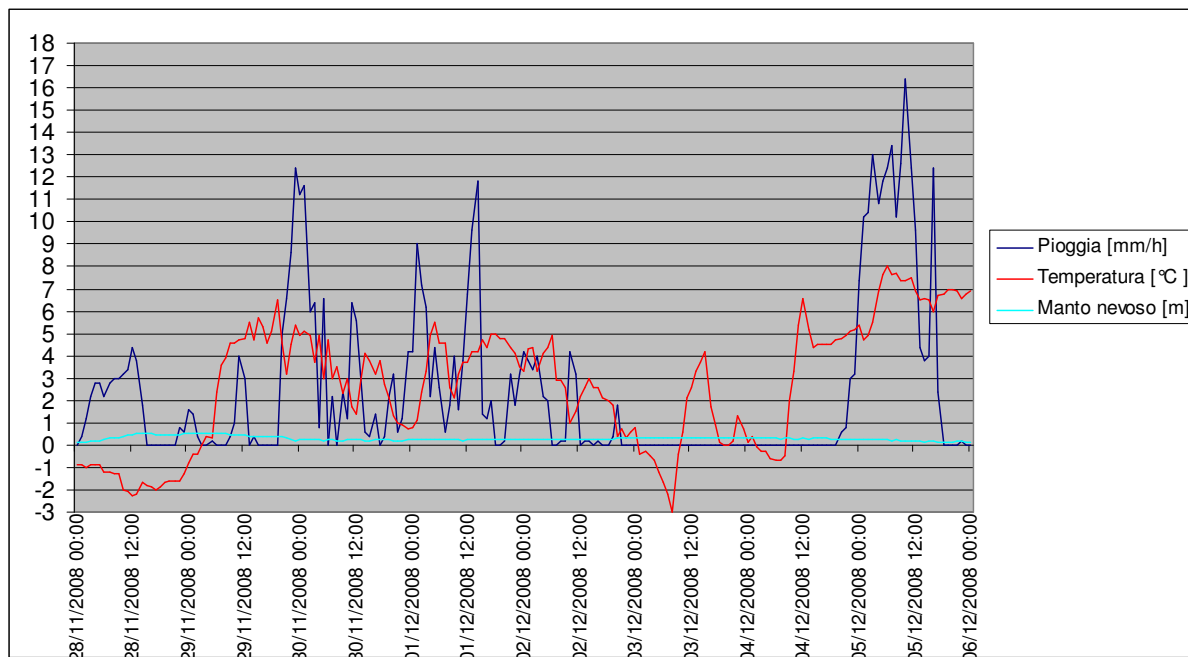
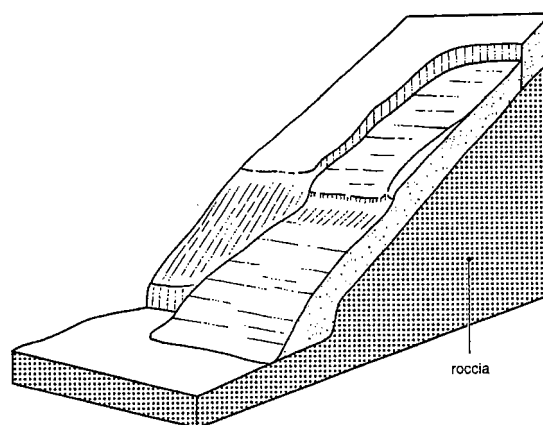


Tabella 34 - Pioggia caduta, manto nevoso presente e temperatura atmosferica rilevate nella stazione di Collagna dal 28 novembre al 6 dicembre 2008.



Il grafico mostra come il 28 novembre si siano verificate precipitazioni a carattere nevoso (viste le basse temperature rilevate), che hanno contribuito ad aumentare (40 cm) il manto già presente. I giorni seguenti, 29-30 novembre e 1-2 dicembre sono poi stati caratterizzati da continue e a tratti intense precipitazioni piovose, accompagnate da un netto innalzamento della temperatura, che è rimasta costantemente al di sopra dello zero termico; le piogge e la temperatura hanno inoltre provocato lo scioglimento di buona parte (25 cm) del manto nevoso. Tutto ciò ha determinato la presenza di notevoli quantità di acqua sul versante, che infiltrandosi hanno imbibito il terreno provocandone lo scadimento delle condizioni di stabilità. Sono seguiti due giorni, il 3 e 4 dicembre, di assenza di precipitazioni, in cui la temperatura si è riassetata sui livelli medi stagionali, ma gli intensi eventi del 5 dicembre, accompagnati da un nuovo innalzamento delle temperature, hanno apportato ulteriori volumi d'acqua sul versante già saturo: al contributo delle precipitazioni anche in questo caso si è sommato quello dello scioglimento (15 cm) della neve, ed è in questo frangente che è avvenuta la mobilitazione del versante.

Per quanto riguarda le caratteristiche del movimento franoso, esso può essere classificato come movimento complesso in terra, costituito prevalentemente da uno scivolamento traslativo, evoluto in colata nella parte bassa del versante. Ciò risulta peraltro coerente con quanto rilevato in corrispondenza di analoghe coperture detritiche disposte su substrato roccioso, e in generale in sequenze sedimentarie a comportamento prevalentemente plastico quali le argille appenniniche.



La frana in questione presenta una nicchia circondata da evidenti tension crack, che ne mostrano la dinamica retrogressiva; la natura argillosa del materiale determina movimenti plastici, lenti ma continui, accompagnati da cedimenti repentini delle porzioni via via instabilizzate.

Il corpo principale si estende longitudinalmente per circa 200 m, e trasversalmente per più di 30 m, tendendo a dare origine nella parte inferiore a fenomeni di colamento.

La profondità della superficie di scivolamento si attesta mediamente sugli 8 m al di sotto del piano di campagna, rispetto al quale è parallela, e risulta compresa nell'orizzonte detritico superficiale presente sul versante, lambendo solo in parte il sottostante substrato argillitico di Ponte Biola.

Dal punto di vista dell'attività, come accennato in precedenza siamo in presenza di una frana attiva, il cui stato è in evoluzione da parecchi anni e che dal 2000 ad oggi ha avuto le mobilitazioni più importanti.

La riattivazione in oggetto, come già anticipato in precedenza, si è probabilmente esplicitata in un primo momento con lente deformazioni su un'area più vasta di quella poi collassata: si sono infatti rinvenute una serie di lesioni e fratture di trazione sia a monte che lateralmente rispetto alla nicchia principale. Le condizioni sono poi diventate localmente critiche, a causa della progressiva deformazione della strada: i lenti movimenti hanno via via reso meno efficiente l'azione del tubo di convogliamento delle acque superficiali al di sotto del rilevato, e le conseguenti pressioni interstiziali sviluppate hanno determinato l'innescò dello scivolamento traslativo che ha asportato completamente il corpo stradale.

Ancora una volta concludiamo sottolineando come il corpo principale di frana descritto risulti parte di un movimento di versante decisamente più esteso, le cui evidenze si ritrovano lateralmente per decine di metri sul tratto di valle del tracciato di variante, e longitudinalmente fino al pendio sovrastante il suo tratto di monte.

### **3.3.3 Interventi di somma urgenza: riapertura vecchio tracciato**

La grave compromissione del tracciato stradale di variante in corrispondenza del movimento franoso, e l'evidenza della vastità dell'area di riattivazione del fenomeno, hanno fatto giudicare opportuno un temporaneo spostamento della viabilità su di un'area più stabile.

Apparivano infatti possibili ulteriori riattivazioni sull'area di frana, con fenomeni di retrogressione e allargamento dei movimenti; inoltre la presente condizione di inizio del periodo critico invernale – primaverile faceva temere la progressione dei fenomeni deformativi.

La presenza del vecchio tracciato stradale appena dopo il ponte Biola ha permesso di valutare la possibilità di un suo ripristino provvisorio di emergenza, finalizzato a superare la fase critica, e di prevederne un esercizio di diversi anni, per consentire studi approfonditi sul versante e sulle scelte di consolidamento più opportune.

Dall'ispezione del tracciato storico è emersa la fattibilità di una sua riapertura, previa esecuzione di interventi di manutenzione e messa in sicurezza di alcuni tratti.

La sede stradale, abbandonata da circa 30 anni, risultava infatti completamente deteriorata, invasa da terra, fango, detriti e vegetazione; erano inoltre presenti aree instabili, da consolidare o proteggere.

Gli interventi sul breve termine, finalizzati a consentire il transito controllato dei mezzi indispensabili alla pubblica utilità, sono stati completati nell'arco di pochi giorni: si è trattato sostanzialmente di una prima pulizia del manto stradale, effettuata con ruspe ed altri mezzi di cantiere.



Figura 103 - Pulizia del manto stradale dai detriti presenti.

Per la riapertura al traffico privato del tratto si sono necessari ulteriori interventi di messa in sicurezza, quali una ripavimentazione del manto stradale, il consolidamento di alcuni tratti di scarpata stradale, una regimazione delle acque corrive superficiali, la posa di reti di protezione, il disgaggio di blocchi di roccia instabili, e infine l'installazione di barriere di sicurezza e segnaletica stradale.

Questi e i successivi interventi resi necessari dalla criticità della situazione sono rientrati all'interno dell'**Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri OPCM 3734/2009**, con la quale si è fatto fronte agli estesi ed intensi eventi calamitosi di novembre-dicembre 2008: il Comune di Collagna è stato infatti riconosciuto tra quelli maggiormente colpiti dalle avversità di quel periodo, e di conseguenza reso oggetto dei finanziamenti opportuni. In questa fase di prima urgenza, per la presente frana come per molte altre in regione, è stata in realtà l'Agenzia Regionale di Protezione civile dell'Emilia Romagna a contribuire economicamente alla copertura delle spese sostenute da Comuni e Province, tramite canali di

finanziamento autonomi e non gravanti sull'ordinanza sopra citata. Nello specifico, l'ammontare delle spese necessarie sulla frana del Piagneto di Collagna in questa fase di prima urgenza ha raggiunto la cifra di 71.000 euro.

Riportiamo in conclusione una sintetica documentazione fotografica che mostra gli interventi descritti in precedenza. Tra essi sottolineiamo come il più rilevante sia stato il consolidamento del tornante di monte, interessato da un locale movimento gravitativo: si è resa necessaria una riprofilatura della scarpata, e la posa di gabbioni di sostegno in calcestruzzo alla sua base, in aggiunta ai metallici già presenti. Importante è stata anche l'installazione di reti di protezione in prossimità del Ponte Biola, per proteggere la sottostante sede stradale nei confronti di distacchi di materiali lapidei dagli affioramenti.



Figura 104 -Ruscellamento presente sulla sede stradale.



Figura 105 - Nicchia di distacco del movimento franoso in corrispondenza del tornante di monte.





Figura 106 - Lavori di consolidamento del tornante di monte.



Figura 107 - Posa di reti di protezione in prossimità del tornante di valle.

La strada provvisoria così riaperta, tutt'ora utilizzata per l'ordinaria viabilità, avrà probabilmente un esercizio di diversi anni, in attesa di un intervento risolutivo sul versante e di una soluzione definitiva al problema del transito stradale.



**CAPITOLO 4**  
**INDAGINI GEOGNOSTICHE 2009**

## Introduzione

Il movimento franoso in esame, già censito e studiato nel passato come descritto nel precedente capitolo, è attualmente oggetto di una nuova campagna geognostica, avviata nel 2009 a seguito dell'importante riattivazione verificatasi il 5 dicembre 2008.

Con l'**Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri OPCM 3734/2009**, disposta a seguito degli eventi calamitosi di novembre-dicembre 2008, accanto alle spese necessarie per la fase di prima emergenza sono stati individuati gli interventi da sviluppare sulle situazioni che rimanevano critiche e prioritarie, tra le quali quella della frana del Piagneto. I Servizi Tecnici Regionali, in stretto raccordo con le Province, i Consorzi di Bonifica ed i Comuni, hanno individuato i finanziamenti necessari al completamento degli interventi a salvaguardia della pubblica utilità, ed è stato disposto il trasferimento di somme derivanti da una precedente ordinanza (OPCM 3090/2000) per il concorso finanziario a tali spese.

E' all'interno di questo quadro che il **Servizio Tecnico dei Bacini degli Affluenti del Po (STB)** ha disposto nuove indagini sulla frana in esame, più approfondite delle precedenti e finalizzate ad individuare gli scenari d'intervento più opportuni per il consolidamento dell'intera area.

Le nuove indagini avviate nel settembre del 2009, seguite durante il periodo di tirocinio e tutt'ora in corso, risultano indagini su larga scala, articolate e particolareggiate, atte a valutare la stabilità dell'intero versante. Prevedono **studi di carattere geologico**, finalizzati alla caratterizzazione delle terre e degli ammassi rocciosi presenti in sito, nonché dell'idrogeologia dell'area; **studi geotecnici**, il cui scopo è quello di determinare i parametri di resistenza dei terreni, fino alla costruzione di un modello sul quale effettuare analisi di stabilità; infine **attività di monitoraggio**, per l'osservazione prolungata nel tempo della stabilità del versante o del comportamento delle eventuali opere di consolidamento inserite.

La modalità di definizione della presente campagna ha visto una programmazione preliminare da parte dell'STB dell'intero quadro di attività, e una revisione in corso d'opera delle stesse sulla base di sopralluoghi e aggiornamenti, di concerto con gli altri soggetti chiamati in causa per la realizzazione delle indagini.

La durata del tirocinio ha permesso di seguirne solo la prima parte, dalla quale sono comunque emersi risultati interessanti ai fini di una migliore caratterizzazione del versante; in particolare nel presente capitolo si fa riferimento alle *informazioni e ai risultati raccolti al dicembre 2009*.

Si è scelto di presentare le attività seguite suddividendole in due parti, corrispondenti ad altrettante problematiche di stabilità distinguibili sul versante in oggetto: da un lato il



movimento franoso riattivato nel dicembre 2008, ubicato nella parte bassa del versante lungo il tracciato di variante; dall'altro le macroinstabilità presenti nei fronti rocciosi della parte alta del versante, sopra il tracciato storico. Di maggiore interesse ai fini del presente studio risulta la prima problematica, approfondita all'interno dell'esperienza di tirocinio attraverso analisi e verifiche di stabilità, nonché progettazione di interventi di mitigazione.

## 4.1 Programmazione delle indagini

L'iniziale programma di indagini previsto dal Servizio Tecnico di Bacino degli Affluenti del Po, individuato nel corso di numerosi sopralluoghi di valutazione che hanno seguito a breve e medio termine l'evento franoso del dicembre 2008, comprendeva già un quadro articolato di attività, in gran parte poi confermate in corso d'opera.

Per quanto riguarda le **indagini in sito**, sono stati previsti:

rilievi geomeccanici - stendimenti (scanline surey) di lunghezza 10-30 m su affioramenti  
- classificazione e caratterizzazione degli ammassi rocciosi

sondaggi geognostici - 6 sondaggi a carotaggio continuo con prelievo di campioni  
- 8 sondaggi a distruzione

installazione di strumentazione geotecnica: - 9 inclinometri  
- 5 piezometri a tubo aperto fenestrato attrezzati  
con trasduttore di pressione

indagini geofisiche: - 8 profili di sismica a rifrazione di superficie  
- sismica a rifrazione in foro con tecnica down-hole

scansione del terreno: - laser scanner terrestre  
- lidar (laser scanner aviotrasportato)

Accanto ad esse sono state programmate **prove di laboratorio** su campioni raccolti nei sondaggi, pur senza specificarne tipologia e quantità.

Infine sono state previste **attività di monitoraggio**, sia per il rilievo dei movimenti superficiali e profondi del terreno, che per l'osservazione dell'andamento della falda:

monitoraggio geotecnico: - periodiche letture inclinometriche  
- letture piezometriche automatizzate

rilievo geodetico: - periodico rilevamento con stazione totale in sede permanente.

Riportiamo di seguito una sintesi grafica delle indagini pianificate inizialmente, attraverso le planimetrie definite dal Servizio Tecnico di Bacino stesso.

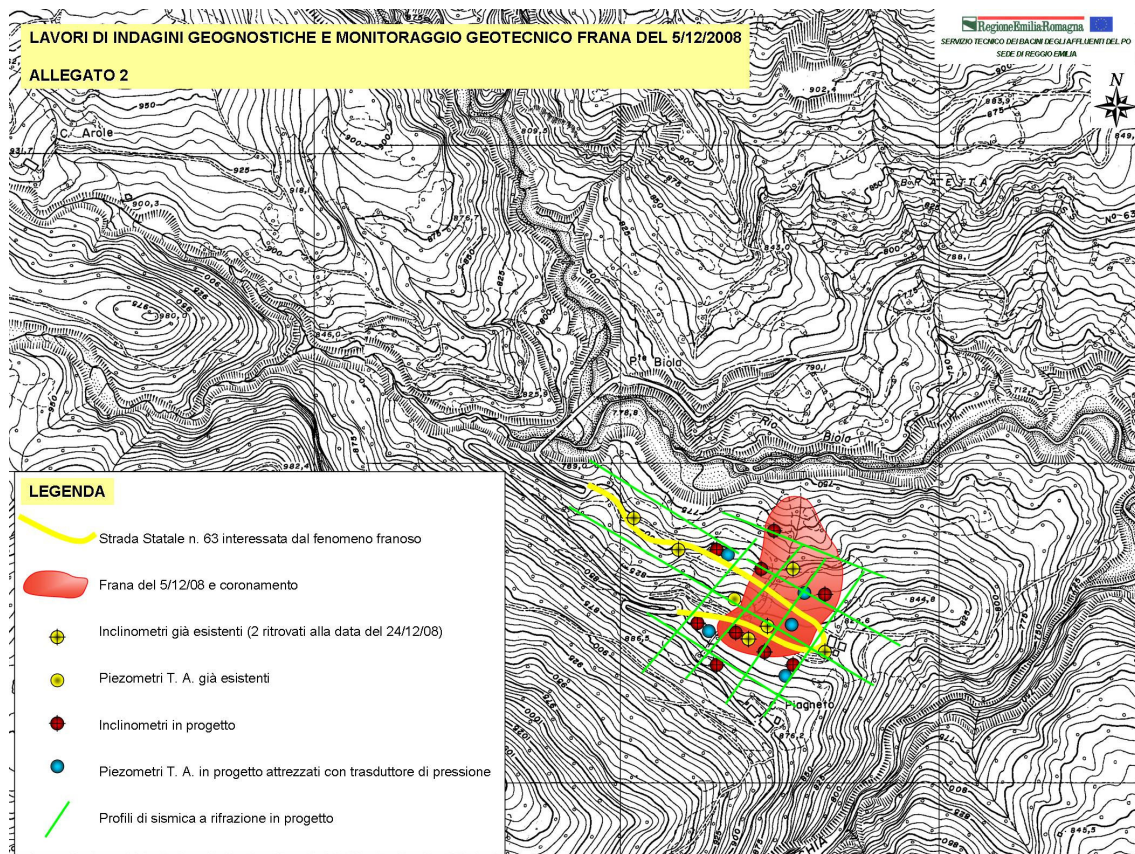


Figura 108 – Planimetria delle indagini 2009 inizialmente previste.

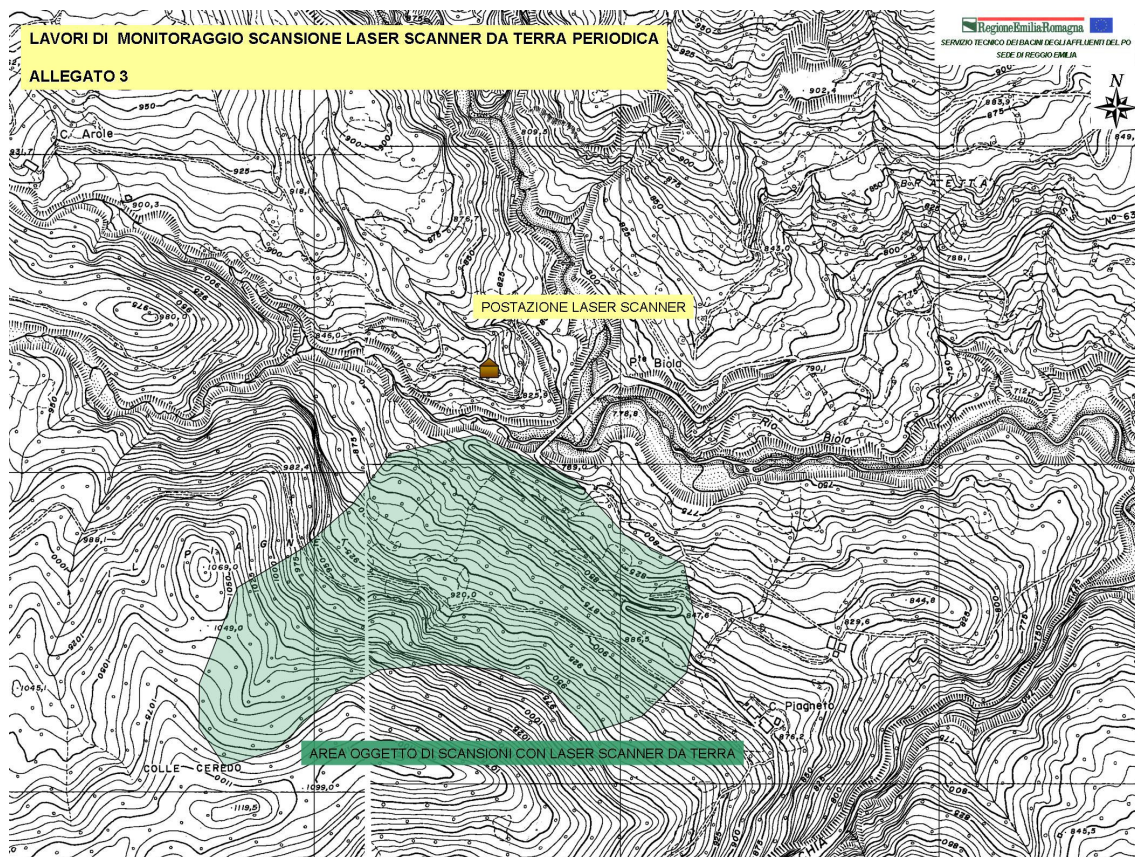


Figura 109 – Planimetria dell'area coperta da laser scanner terrestre.



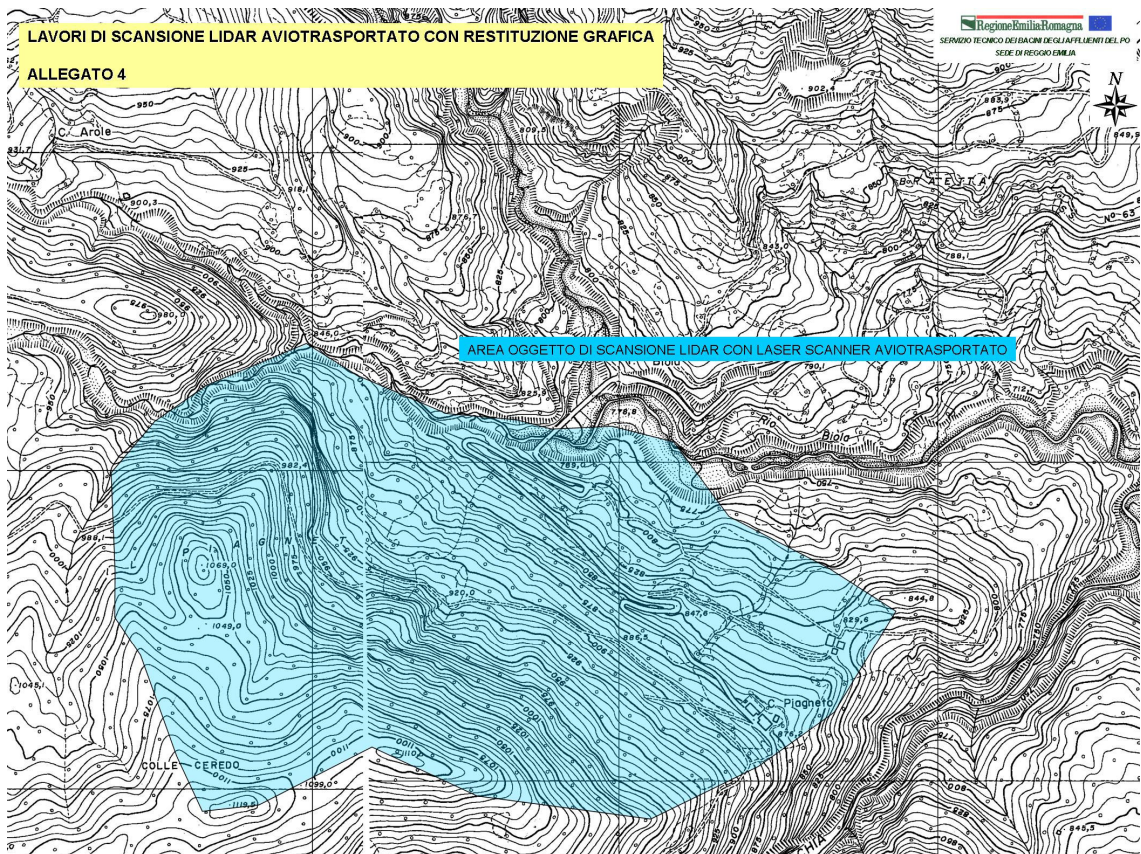


Figura 110 - Planimetria dell'area coperta da laser scanner aereo.

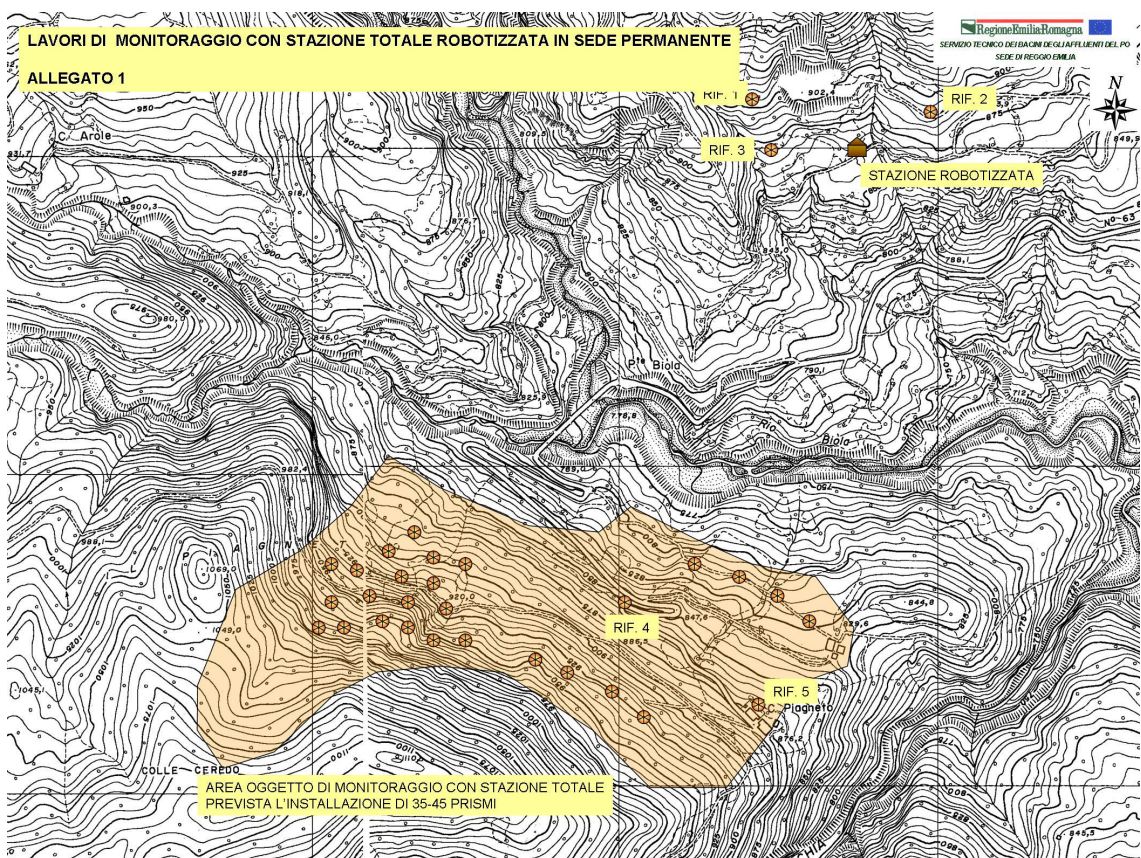


Figura 111 - Planimetria dell'area coperta da stazione totale, e prismi riflettenti da collocare.



Per la realizzazione dell'intero programma di indagini è stato preventivato un importo totale di circa 210.000 euro, così suddivisi: 100.000 euro per le indagini geognostiche e il monitoraggio geotecnico sulla frana, 60.000 euro per il monitoraggio con stazione totale, 50.000 euro per le scansioni laser scanner da terra e da aereo. Tutto ciò è stato definito sulla base dei finanziamenti autorizzati in sede di pianificazione di emergenza, nell'ambito dell'applicazione dell'ordinanza OPCM 3734/2009.

I lavori, piuttosto diversificati, sono stati affidati a differenti soggetti, sulla base delle rispettive competenze: nello specifico il rilievi geomeccanici sono stati commissionati alla EN.SER. S.r.l. di Faenza, le indagini geognostiche alla Subsoil S.r.l. di Reggio Emilia, il monitoraggio con stazione totale all'Università degli Studi di Modena e Reggio Emilia (Dipartimento di Scienze della Terra). La realizzazione delle indagini ha visto un approccio estremamente collaborativo tra le parti coinvolte, grazie a frequenti contatti e sopralluoghi di aggiornamento coordinati dai responsabili dell'STB, e alla continua condivisione di informazioni e dati raccolti.

Nel corso del tirocinio mi è stato possibile seguire solamente la prima parte delle attività, limitata sostanzialmente all'esecuzione dei primi sondaggi, dei rilievi geomeccanici, e all'installazione della stazione totale. Nonostante ciò, i risultati raccolti al dicembre 2009 hanno comunque rappresentato un importante aggiornamento ai fini di una migliore caratterizzazione del versante in esame; inoltre ho potuto prendere parte alla delicata fase di revisione delle indagini in corso d'opera, estremamente importante per un loro adattamento alle condizioni sito-specifiche incontrate.

Sulla base dei sopralluoghi partecipati dalle varie parti coinvolte nelle indagini, nel corso delle stesse si è giunti alla seguente revisione delle attività previste.

Si è deciso di ridurre il numero di sondaggi geognostici, vista l'esigenza di approfondirne alcuni per giungere a una caratterizzazione stratigrafica più corretta possibile; in questa fase si sono inoltre ricollocati i fori, e rivista la strumentazione geotecnica da installare:

sondaggi geognostici: - 6 sondaggi a carotaggio continuo con prelievo di campioni

- 5 sondaggi a distruzione

installazione di strumentazione geotecnica: - 6 inclinometri

- 1 accelerometro

- 4 piezometri a tubo aperto fenestrato attrezzati con trasduttore di pressione.

Si è ridotto il numero di profili sismici a rifrazione di superficie, optando per stendimenti più lunghi e funzionali, e si è eliminato quello in foro, per investire maggiormente sulle prove di laboratorio:

indagini geofisiche: - 4 profili di sismica a rifrazione di superficie.

Infine si sono definite del dettaglio le prime prove di laboratorio, da eseguire sui campioni prelevati in foro.

Prove di laboratorio sul substrato argillitico: - 5/6 Prove a Taglio diretto tipo Casagrande  
- 1/2 Prove Triassiali  
- 2 Point Load Test

Prove di laboratorio sulla coltre detritica: - 1 Prova a Taglio diretto tipo Casagrande

Il resto dei lavori è stato confermato, ed è stata ridefinita la seguente planimetria per le attività modificate.

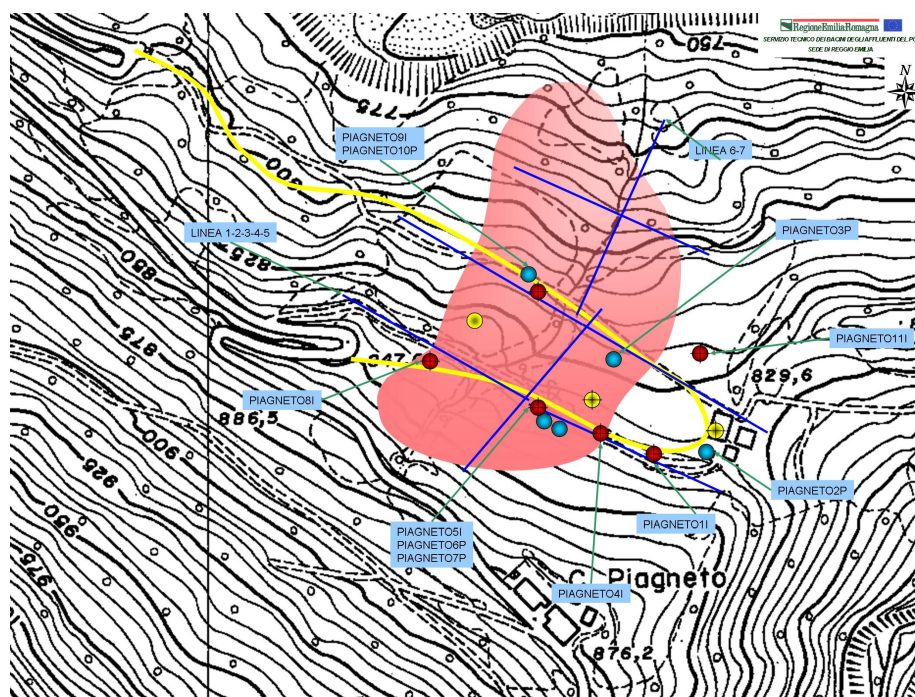


Figura 112 – Planimetria delle indagini 2009 a seguito di revisione.

## 4.2 Studio del movimento franoso

### 4.2.1 Sopralluoghi di analisi del movimento franoso

Il primo approccio conoscitivo utilizzato per lo studio del movimento franoso che interessa il tracciato di variante ha visto lo svolgimento di vari sopralluoghi in sito, nei quali si sono raccolte informazioni relative alla morfologia della frana, alle sue evidenze di attività, e allo stato di conservazione degli strumenti di monitoraggio installati in passato.

Riportiamo innanzitutto una vista globale dell'intera area osservata.

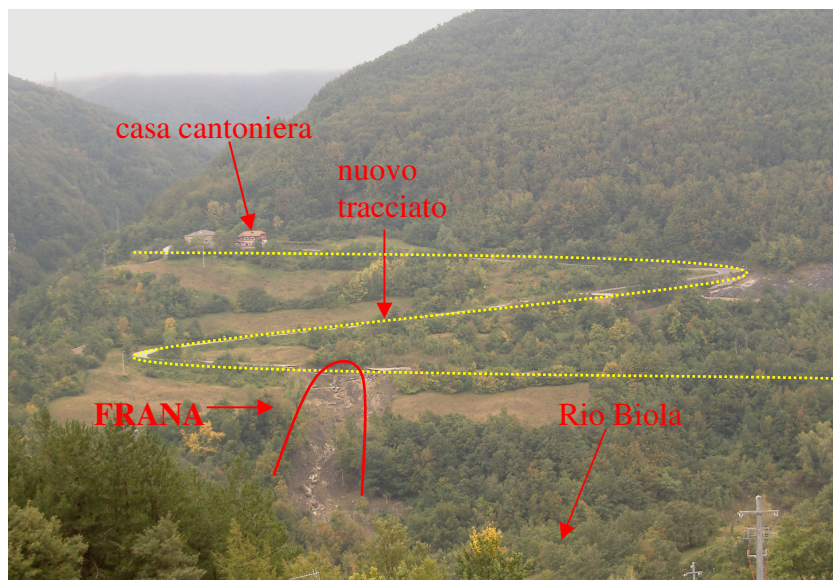


Figura 113 - Vista globale del versante in frana.

Il corpo principale di frana ha una estensione longitudinale di circa 200 m, e una larghezza di oltre 30 m; la sua morfologia appare quella di un movimento complesso, traslativo nella parte alta, evoluto in colata nella parte bassa del versante

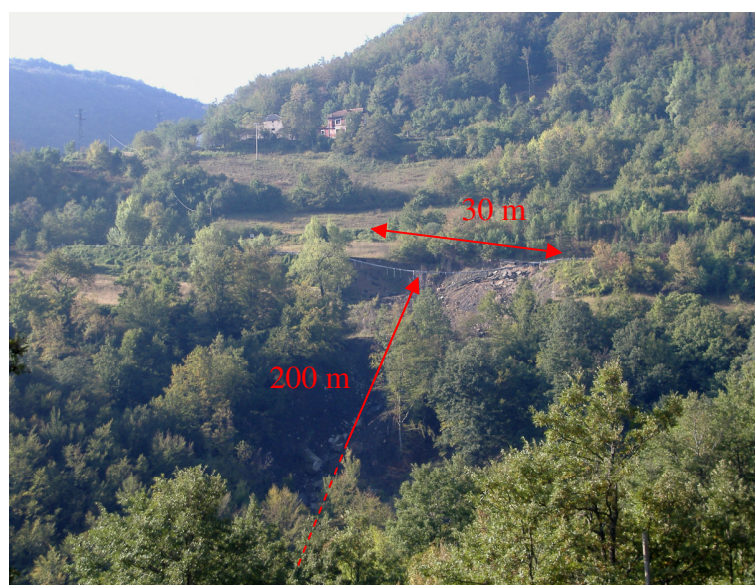


Figura 114 - Geometrie della frana.



Viste della frana dal versante opposto, in presenza di vegetazione spoglia, mostrano come l'estensione del corpo lambisca la scarpata del rio Biola, incidendo la porzione boscata presente immediatamente a ridosso.



Figura 115 - Estensione longitudinale del corpo di frana.

Il rilevato stradale è completamente crollato in corrispondenza della nicchia di frana, e la sua sezione mostra un elevato spessore di asfalto, steso a più riprese. Nel corpo di frana sono individuabili i resti del muretto a gravità di sostegno al rilevato e del condotto di allontanamento delle acque di versante sottostante al rilevato stesso; lungo la strada, nei pressi della nicchia, è poi ben visibile il muretto di monte, deformato per vari metri.



Figura 116 - Coronamento di frana, Corpo e piede di frana.

Sul tracciato si ritrovano tension crack, deformazioni e abbassamenti a pochi metri di distanza dalla nicchia, ma anche a distanze maggiori, come avviene in corrispondenza del tornante; sono presenti evidenti segni anche nel tratto di strada superiore, dove si ritrovano fratture di trazioni e una singolare area di rigonfiamento.





Figura 117 - Tension crack in sinistra nicchia, Tension crack in destra nicchia.

Nel dettaglio, le tension crack nei pressi della nicchia mostrano cedimenti verticali di vari decimetri, determinati dalla retrogressione del movimento franoso; a maggiore distanza si ritrovano invece fratture dell'ordine dei centimetri, fatta eccezione per quanto avviene a ridosso del tornante di monte del vecchio tracciato, dove si osserva una frattura caratterizzata da un gradino verticale di circa 30 cm, e uno spostamento laterale di pochi centimetri. Come accennato, desta interesse la presenza di un'area di rigonfiamento nel tratto di strada superiore, caratterizzata da deformazioni centimetriche.

Sul pendio erboso che circonda il tracciato stradale sono osservabili evidenze di frana, quali ribassamenti e fratture, oltre ad un palo abbattuto.



Figura 118 - Tension crack nel tracciato superiore, Evidenze di frana nel prato.





Figura 119 - Rigonfiamenti nel tracciato superiore.

Infine si ritrovano deformazioni anche nella parte alta del versante, all'altezza della casa cantoniera, che presenta appunto fratture nei muri.

E' interessante riportare anche quanto osservato scendendo a ridosso del Rio Biola, nella porzione inferiore del pendio: come suggeriva la vista dal versante opposto, si è ritrovato materiale di frana fino in prossimità del corso d'acqua, incanalato nel fosso di scolo delle acque superficiali in corrispondenza del quale risulta sviluppato il movimento gravitativo; inoltre è risultato apprezzabile l'affioramento delle arenarie di Monte Cervarola, sia sul versante in questione, caratterizzato da una scarpata fluviale declive, che su quello opposto, nel quale è ben visibile la disposizione a reggipoggio dei piani di strato.



Figura 120 - Materiale di frana trasportato più a valle, e affioramento delle arenarie in prossimità del Rio Biola.



Figura 121 - Affioramento delle arenarie sul versante opposto.

Dalle precedenti osservazioni, relative alla parte alta del versante, si deduce come il movimento franoso ne interessi un'ampia zona, coerentemente con quanto indicato dalla carta geologica, seppure le perimetrazioni risultino parzialmente diverse. La presenza di elevate deformazioni verticali, più significative rispetto alle orizzontali, fa ipotizzare un movimento verso valle accompagnato da notevoli abbassamenti, causati dalla scarsa consistenza delle argilliti (soprattutto se impregnate di acqua); la zona di rigonfiamento può invece essere dovuta ad attriti tra gli orizzonti sottostanti (a livello o meno della superficie di scivolamento), che mostrerebbero quindi la presenza di materiali competenti a ridotta profondità.

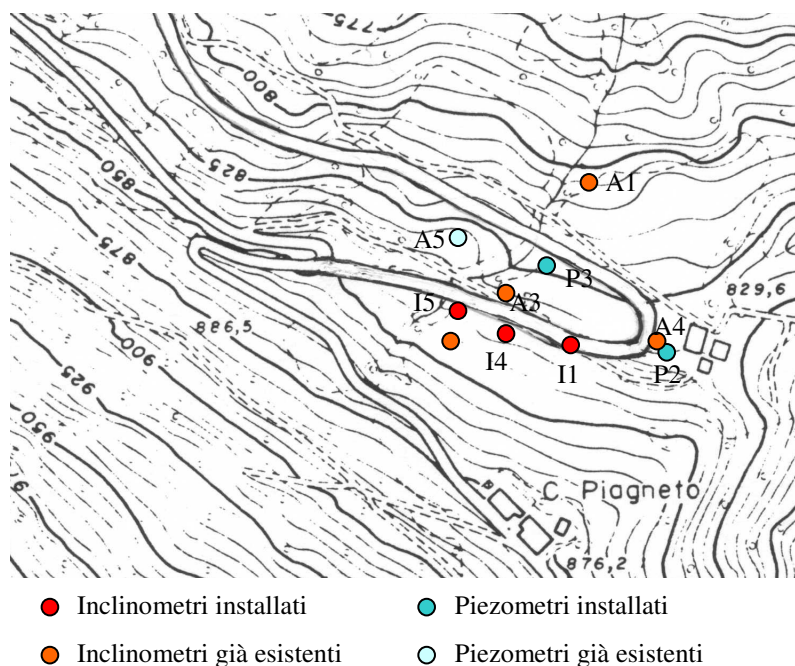
Della campagna di indagini 2001-2003 stati ritrovati i due inclinometri A3 e A4, risultati leggibili in un primo momento, ma non più a distanza di qualche settimana, e il piezometro A5, ben conservato.

Alla luce di quanto rinvenuto, l'ubicazione dei nuovi fori è stata effettuata nell'intento di studiare nella maniera più omogenea possibile l'intero fenomeno franoso; si sono così collocati rilievi a sinistra della nicchia di frana per valutare la profondità del substrato, e se ne sono addensati altri sul tracciato superiore, per studiare il fenomeno compressivo evidenziato dal rigonfiamento.

## 4.2.2 Sondaggi geognostici e installazione della strumentazione geotecnica

Nel corso dell'attività di tirocinio, prima che sopraggiungessero le avverse condizioni meteo invernali ad interrompere i lavori, è stata seguita l'esecuzione di 5 sondaggi, di cui 3 a carotaggio continuo (l'ultimo non ancora completato al momento della sospensione), e la seguente installazione di 2 piezometri e 2 inclinometri.

Riportiamo una planimetria dei fori di sondaggio realizzati e relativa attrezzatura, comprensiva di quelli ritrovati dalla precedente campagna geognostica.



La sigla di identificazione dei fori ne descrive immediatamente l'ordine temporale di esecuzione: il primo sondaggio eseguito è stato l'I1, effettuato a carotaggio continuo, successivamente i P2 e P3, a distruzione di nucleo, e infine gli I4 e I5, nuovamente a carotaggio continuo.

Per le perforazioni a carotaggio continuo è stato utilizzato un tubo carotiere doppio, al fine di produrre campioni il più possibile indisturbati; lo si è attrezzato con una corona tagliente in widia per l'avanzamento nella coltre detritica e nella porzione alterata di substrato argillitico, mentre in diamante per l'avanzamento nell'orizzonte roccioso. Per gli altri sondaggi è invece stato utilizzato un tricono a distruzione.





Figura 122 - Tubo carotiere doppio attrezzato con corona tagliante, batteria d'aste di perforazione.



Figura 123 - Corone taglienti diamantata e in widia, tricono a distruzione.

Si riportano di seguito alcune immagini relative alle successive fasi di esecuzione di un sondaggio: la preparazione della piazzola, per poter permettere l'accesso e lo stazionamento ai mezzi, e la vera e propria perforazione. Nel sito in questione, come si può osservare dalla seconda fotografia, per il rifornimento dell'acqua necessaria al sistema di ricircolo dei fanghi sono state utilizzate cisterne periodicamente riempite.



Figura 124 - Fasi di realizzazione di un foro di sondaggio.

Dall'esame delle carote estratte dal terreno, opportunamente riposte in apposite cassette, si è ricostruita per ogni sondaggio a carotaggio continuo una colonna stratigrafica rappresentativa del sottosuolo incontrato: per quanto riguarda il foro I1 ci si è spinti fino alla profondità di 20 m, per l'I4 fino a 25 m, mentre per l'I5 si sono raggiunti 18 dei 35 m previsti prima della sospensione dei lavori.

Riportiamo le colonne stratigrafiche interpretate dai geologi delle varie parti coinvolte, inserendo solo della prima la descrizione litologica dettagliata e le immagini delle cassette di sondaggio, e descrivendo le altre attraverso una tabella sintetica.

Profondità	Descrizione litologica
0.00 – 0.60 m	Asfalto, stabilizzato e riporto eterogeneo ed eterometrico; litologicamente si tratta di sabbia debolmente limosa e ghiaia spigolosa, umida, oca scuro quasi arancio.
0.60 – 8.00 m	Coltre detritica eterogenea, costituita da argilla limoso-sabbiosa grigia con ghiaia spigolosa, da umida a bagnata; aumento della consistenza con la profondità, dovuto alla presenza di maggiori frammenti di argilliti.
8.00 – 9.00 m	Argillite nerastra, con fratture ad alto angolo che tendono a diminuire con la profondità; presenza di abbondanti vene di calcite. (BIO alterato) Trovanti calcarei a 10.25-11.00, 15.65-17.30.
9.00 – 10.0 m	Calcere argilloso, con fratture ad alto angolo e abbondante calcite (BIO alterato)
10.0 - 20.0 m	Calcere marnoso nerastro, con intercalazioni puramente calcaree grigio chiare, abbondanti fratture e calcite (BIO)

Tabella 35 - Colonna stratigrafica desunta dal sondaggio I1.



Figura 125 - Cassette di sondaggio del foro I1.

I1		I4		I5	
Profondità [m]	Unità	Profondità [m]	Unità	Profondità [m]	Unità
0.00-8.00	Coltre	0.00-3.20	Coltre	0.00-7.80	Coltre
8.00-10.0	BIO alterato	3.20-25.0	BIO	7.80- ?	BIO
10.0-20.0	BIO			? - .35.0	CEV

Tabella 36 - Unità stratigrafiche individuate nei sondaggi a carotaggio continuo realizzati.



Per i sondaggi ultimati si sono individuate principalmente due unità stratigrafiche, la **coltre detritica (Coltre)**, derivante dal disfacimento del substrato, e il **complesso argillitico di Ponte Biola (BIO)**, del quale è stato individuato nel primo sondaggio un orizzonte particolarmente alterato. Nel foro in realizzazione ci si aspetterebbe invece di trovare entro i 35 m previsti anche il **substrato arenaceo di Monte Cervarola (CEV)**, motivo per cui si è scelto di spingere tale sondaggio a profondità maggiore degli altri.

Le stratigrafie desunte hanno quindi evidenziato la presenza, sotto la coltre detritica, di un orizzonte molto spesso di argilliti, spinto oltre i 25 m fin'ora raggiunti; la potenza dello strato detritico è a sua volta risultata estremamente variabile nella direzione trasversale all'asse di frana. Di conseguenza è apparso opportuno rivedere le sezioni geologiche individuate sulla base delle precedenti indagini, abbassando il confine stratigrafico tra argilliti e arenarie, e assottigliando localmente lo spessore della coltre.

Per quanto riguarda l'installazione della strumentazione geotecnica, si sono attrezzati i fori realizzati a carotaggio continuo con tubi inclinometrici, mentre quelli eseguiti a distruzione con tubi piezometrici; anche in questo caso la sigla distintiva utilizzata (I – P) permette un'immediata discriminazione in planimetria del tipo di strumento.



Figura 126 - Tubi inclinometrici e dettaglio di piezometri a tubo aperto fenestrato.

Riportiamo anche in questo caso alcune immagini relative alla procedura di installazione degli strumenti, in particolare di un inclinometro: l'inserimento dei tubi nel foro, e la collocazione in superficie del tappo di chiusura.



Figura 127 - Fasi di installazione di un inclinometro.

### 4.2.3 Letture inclinometriche e piezometriche

A seguito del montaggio della strumentazione geotecnica, è stato possibile effettuare alcune letture su di essa, limitate al rilevamento del livello di falda nei piezometri: lo si è fatto inoltre anche per gli strumenti ritrovati dalla precedente campagna geognostica.

	<b>A5</b>	<b>P2</b>	<b>P3</b>
<b>Data</b>	<b>Letture</b>	<b>Letture</b>	<b>Letture</b>
17-11-2009	-	4.00	2.80
02-12-2009	< 7.00 (coltre) 4.20 (substrato)	3.00	1.90

Tabella 37 – Letture inclinometriche e piezometriche effettuate.

Si sono osservate profondità di falda mediamente inferiori a quelle misurate nell'inverno 2001-2002, con una significativa differenza di circa 3 m nell'area del foro P2 sul tornante, mentre con una discrepanza ridotta per il P3 in asse frana; si è comunque riscontrato un innalzamento del livello piezometrico proprio in corrispondenza del periodo piovoso sopraggiunto a fine novembre, nel corso delle indagini. Interessante, è inoltre il dato fornito dal vecchio piezometro che, presentando due sonde distinte isolate a livello l'una della coltre e l'altra del substrato, indicherebbe l'esistenza di due differenti livelli di falda: uno più alto proveniente dall'orizzonte roccioso, l'altro al di sotto della sonda a 7.00 m proveniente dalla coltre. Quest'ultima osservazione meriterebbe senz'altro ulteriori approfondimenti in futuro, alla luce del fatto che durante le perforazioni gli addetti ai lavori hanno rilevato addirittura acqua in pressione, che raggiungeva vari centimetri di altezza al di sopra del piano di campagna.



Nel corso dei vari sopralluoghi effettuati in sito si è poi tentato di verificare la leggibilità dei vecchi inclinometri, in attesa della stabilizzazione e della lettura di zero dei nuovi: se in un primo momento i piezometri A3 e A4 sono apparsi percorribili da sonde pilota (non strumentate), a distanza di poche settimane si è riscontrata l'illeggibilità di entrambi i tubi. Ciò ha fatto dedurre come il movimento franoso abbia probabilmente subito una riattivazione significativa nel corso delle indagini, sempre in corrispondenza del periodo piovoso sopra citato, di fine novembre

Riportiamo in conclusione alcune immagini relative agli strumenti di lettura utilizzati: sonde pilota per gli inclinometri, freatimetro per i piezometri.



Figura 128 - Freatimetro e lettura con sonda inclinometrica.

Le letture sulla strumentazione geotecnica disponibile hanno in definitiva suggerito la presenza di un livello di falda coerente con quello delle precedenti letture, confermandone la notevole influenza nei confronti della piovosità del periodo, nonché l'esistenza di movimento in atto sul corpo di frana, probabilmente di entità significativa.

#### **4.2.4 Monitoraggio con stazione totale**

Per il monitoraggio dei movimenti sulle varie instabilità presenti nel versante, e in particolare del movimento franoso in questione, nel mese di settembre 2009 è stata installata una stazione totale elettronica automatizzata, modello Leica TM30.

Tale strumento è stato collocato all'interno di una piccola costruzione in legno, sul versante opposto rispetto a quello da monitorare, in corrispondenza di una cava sopra al tracciato stradale che dopo poche centinaia di metri giunge al Ponte Biola.



Figura 129 – Costruzione in legno in cui è stata ubicata la stazione totale.

Per quanto riguarda le caratteristiche tecniche, la stazione totale installata risulta avere una precisione di 1 mm sulle misure distanziometriche, e di 0.5"- 1.0" su quelle degli angoli (0.5" nella direzione orizzontale, 1.0" nella verticale); durante la fase di posizionamento essa è stata riferita rispetto a tre punti di stazione, collocati nelle adiacenze dello strumento.

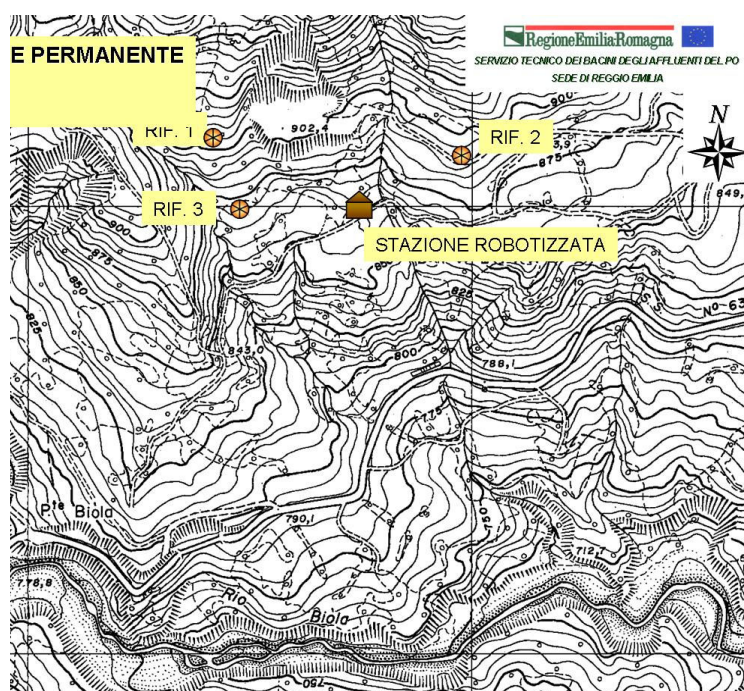


Figura 130 – Planimetria di stazione totale e capisaldi.

Estratto dell'ubicazione in planimetria della stazione totale e dei suoi punti di stazionamento. Sul versante da studiare sono stati collocati circa 25 prismi riflettenti per lo studio delle principali instabilità: il movimento franoso e le due nicchie di distacco presenti sugli ammassi rocciosi della parte alta del versante.





Figura 131 - Stazione totale e prisma riflettente.

Nello specifico, sulla porzione di pendio in frana si contano 5 prismi, 3 alla destra dell'asse di frana, e 2 alla sinistra; la loro collocazione è stata effettuata con l'intento di valutare l'entità e le dimensioni del movimento: tali prismi ricadono infatti sull'area presunta instabile, o nelle sue immediate adiacenze. Altri 2 prismi sono invece stati ubicati sulla Casa Cantoniera, per verificare la presenza di movimenti imputabili alla frana anche in tale area, vista l'osservazione di deformazioni e fessure sull'edificio stesso.

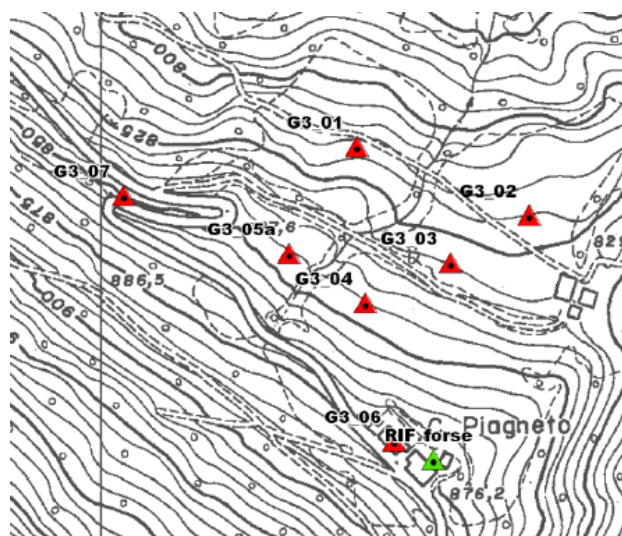


Figura 132 - Ubicazione in planimetria dei prismi riflettenti sul corpo franoso.

I dati raccolti nel primo periodo di monitoraggio, tra l'inizio di novembre e l'inizio di dicembre 2009, hanno evidenziato la presenza di ridotti ma significativi movimenti sul corpo di frana: al di là delle normali oscillazioni strumentali, nei grafici degli spostamenti si osserva dagli ultimi giorni di novembre un chiaro andamento deformativo sui prismi G3 02-03-04, che rilevano spostamenti di circa 5 mm. Tali prismi sono proprio quelli ubicati nelle vicinanze

del corpo franoso, lungo il suo asse, a cavallo del tracciato di variante che localmente descrive il tornante.

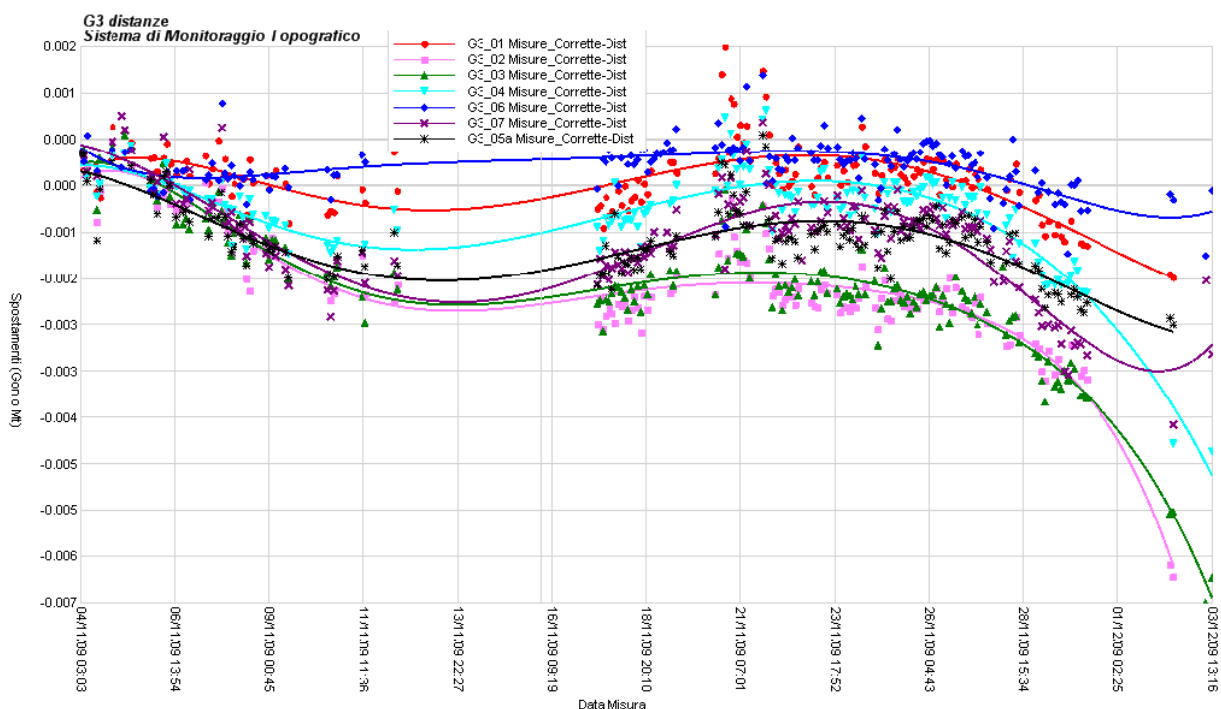


Figura 133 - Dati di monitoraggio relativi al periodo 04 nov-03 dic 2009 sui prismi collocati sulla frana.

Le informazioni raccolte, trasmesse a metà dicembre, hanno quindi confermato quanto suggerito già dalle letture inclinometriche e piezometriche, ossia una riattivazione della frana avvenuta negli ultimi giorni di novembre, a seguito di una settimana caratterizzata da precipitazioni ripetute. Ciò sottolinea ancora una volta l'importanza che l'idrogeologia dell'area risulta avere sull'instabilità del pendio in esame. Dai primi dati di monitoraggio sembrerebbe che il movimento trasversalmente non si estenda più di un tanto alla sinistra del fossetto di raccolta delle acque superficiali, e che longitudinalmente non giunga all'altezza della Casa Cantoniera.

## 4.3 Studio delle macroinstabilità nei fronti rocciosi della parte alta del versante

### 4.3.1 Sopralluoghi e rilievi geomeccanici

Il programma di indagini definito all'inizio delle attività ha previsto per il versante in esame, accanto agli studi geotecnici sul movimento franoso, l'esecuzione di studi geologici per la caratterizzazione degli ammassi rocciosi affioranti nell'area, e delle instabilità che interessano parte di essi.

Riportiamo innanzitutto una vista globale dell'intera zona esaminata, ricadente al di sopra del tracciato stradale storico: evidenziati in rosso ritroviamo i due principali fenomeni di instabilità, riguardanti il **distacco di blocchi e vere proprie "isole" rocciose dalle pareti di Gessi e Calcari Cavernosi (GBS)**, che affiorano nella porzione superiore del versante. Questi fenomeni sono quelli che destano maggiore preoccupazione per l'incolumità della sede viabile sottostante, ma accanto ad essi sono presenti altre problematiche: tra le due nicchie si individuano infatti due **colate detritiche**, l'una in terra e l'altra in materiale roccioso; è stata inoltre rilevata, procedendo nel bosco dalla nicchia destra in direzione del tracciato di variante, una importante **tension crack**, che rivela una estensione dei fenomeni di distacco anche al di fuori delle maggiori evidenze.



Figura 134 – Vista dell'intera area esaminata.

Nel presente paragrafo si sono sintetizzati separatamente gli studi sviluppati sulle differenti problematiche descritte: essi sono stati condotti attraverso numerosi sopralluoghi in sito, nel corso dei quali si sono eseguiti rilievi geomeccanici degli ammassi rocciosi e osservazioni sull'intera area indagata.

In questa parte si riporta anche, in conclusione, una descrizione dei rilievi effettuati sul complesso roccioso delle arenarie di Monte Cervarola, affiorante lungo il tracciato storico che



risulta appunto inciso in roccia. Si tratta di due stendimenti geomeccanici (scanline surey) di lunghezza 20 m, sulla base dei quali si è poi proceduto nella classificazione e caratterizzazione dell'ammasso roccioso. Queste attività, pur risultando di competenza prettamente geologica, vengono riportate nel presente lavoro come valore aggiunto raccolto durante l'esperienza di tirocinio, a corredo dei contenuti ingegneristici inerenti la geotecnica e gli studi di stabilità dei terreni.

Per una migliore comprensione dei successivi paragrafi e dei riferimenti spaziali e morfologici in essi contenuti richiamiamo in principio una cartografia dell'area, nella quale si sono inserite le informazioni ed osservazioni raccolte nel corso dei sopralluoghi.

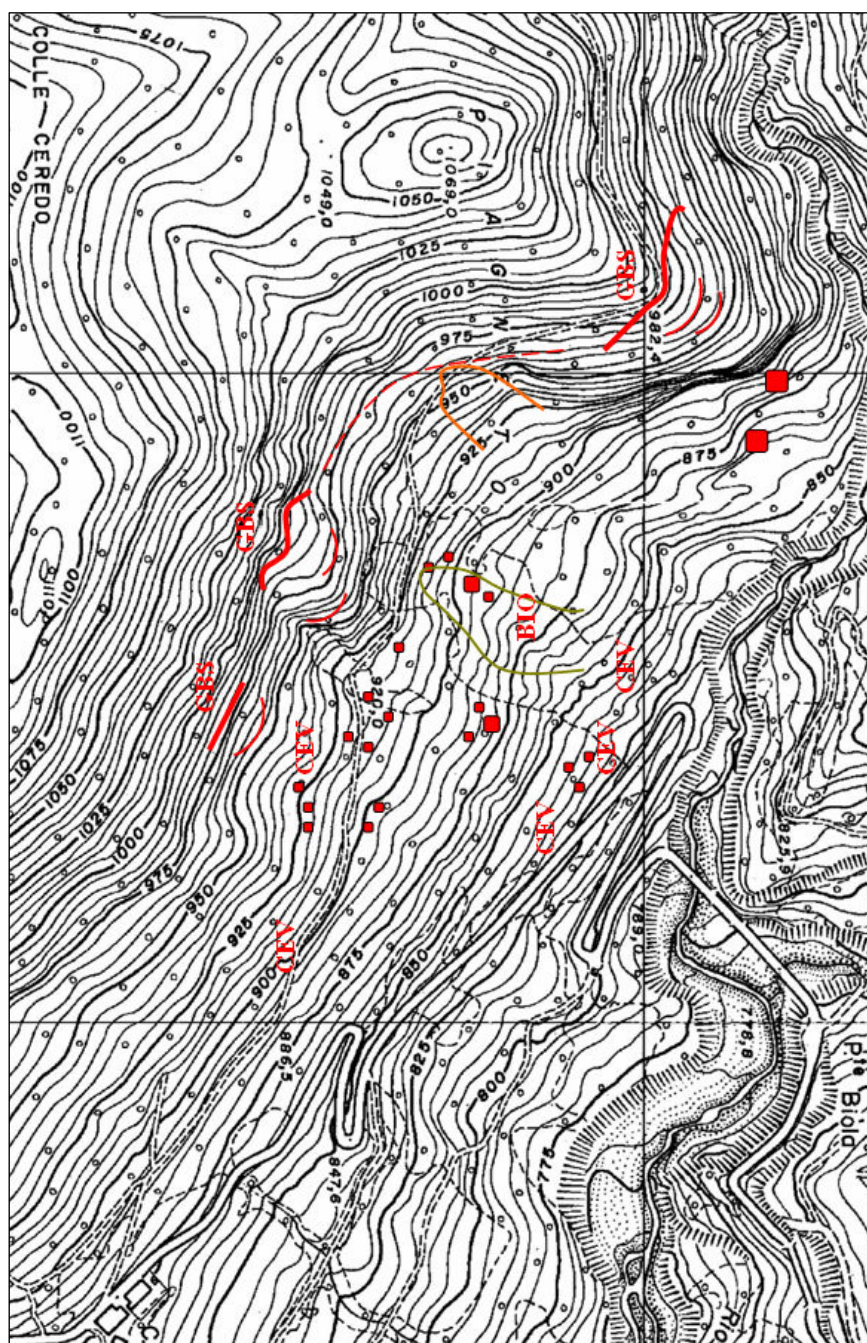


Figura 135 - Mappa delle osservazioni e dei rilievi raccolti nel corso dei sopralluoghi.

Le due linee rosse ondulate e spesse ricalcano l'andamento in pianta delle due nicchie di distacco in gessi e calcari, con i rispettivi fronti in dislocazione più avanzati; lo stesso tipo di linea, rettilinea, indica invece la posizione della tension crack rilevata nel bosco, sempre accompagnata dal fronte calcareo distaccato. Notiamo come queste instabilità possano apparire parte di un unico movimento, delineato in pianta attraverso la linea tratteggiata.

Le due perimetrazioni verde e arancione rappresentano invece le colate detritiche, rispettivamente in roccia e terra; anch'esse risultano innescarsi proprio a ridosso della linea di frattura appena citata.

Infine i quadratini rossi censiscono i blocchi e i massi rocciosi di dimensioni metriche dislocati sul versante, individuati nel corso dell'ispezione dell'area; osserviamo in particolare il loro ritrovamento fino a ridosso del tracciato stradale, e la presenza dei più imponenti, vere e proprie "torri", al di sotto della nicchia sinistra.

Le sigle riportate si riferiscono alle unità geologiche presenti nelle varie parti del versante, frutto della verifica in sito di quanto indicato dalla carta geologica.

### NICCHIE DI DISTACCO NEI GESSI E CALCARI CAVERNOSI

Il versante che sovrasta il tracciato storico, come già accennato, è caratterizzato da fenomeni di instabilità su ammassi rocciosi calcarei del complesso Gessi e Calcari Cavernosi (GBS).

Si evidenziano in particolare due macro nicchie di distacco, che nella vista frontale appaiono a forma di V ribaltata; in realtà il loro andamento in pianta è solo leggermente ondolato, determinato da un corpo sporgente centrale e da scarpate laterali. In corrispondenza di entrambe le nicchie la Carta Tecnica Regionale (CTR) risulta poco fedele alla morfologia attuale, sintomo del fatto che la situazione è in chiara evoluzione, con un arretramento del coronamento e l'avanzamento dei fronti distaccati.

La **nicchia destra** presenta varie zone di distacco, di dimensioni da metriche a decametriche, separate da profondi trench in cui risultano dislocati massi ciclopici delle stesse dimensioni; in questi fronti si ritrovano calcari molto fratturati ( $GSI = 40-50$ ) e moderatamente alterati (III grado), caratterizzati dalla presenza di scaglie e placche (per informazioni relative agli indici e ai parametri utilizzati per la descrizione degli ammassi rocciosi si faccia riferimento al Paragrafo 1.2 "La meccanica delle rocce", e soprattutto al 2.2.8 "Rilievi geomeccanici").

Nella parte di coronamento si osservano calcari cavernosi con concrezioni, ossia materiale eterogeneo derivato dalla degradazione dei calcari ad opera dell'acqua: i primi appaiono notevolmente fratturati, ma con discontinuità poco alterate ( $GSI = 50-60$ ), mentre le seconde molto disturbate, soprattutto a causa della presenza di acqua ( $GSI = 30-40$ ).





Figura 136 - Fronte inferiore, con in evidenza un trench, e nicchia di distacco superiore.

La **nicchia sinistra**, la più imponente e complessa, presenta invece una grande isola distaccata, seguita a valle da altre isole più piccole e da torri in dislocazione; in questo caso il trench al coronamento raggiunge profondità di 40-50 m, ordine di grandezza che si ritrova anche nella profondità dei successivi, e nell'altezza del fronte di torri, apparentemente ancora maggiore.

Nella parte inferiore della scarpata destra si osservano calcari cavernosi con concrezioni, dove zone più sane, caratterizzate da fratturazione poco alterata (GSI = 60), si alternano e zone molto disturbate, con maggiore stato di alterazione (GSI = 40, III grado).

Alla base del fronte il ritrovamento di materiale apparentemente cataclastico nei trench fa ipotizzare la presenza di una faglia nella zona; si osservano inoltre massi ciclopici a valle, anche a distanza di 50-100 m.



Figura 137 - Profilo dell'intera nicchia, e parte inferiore della scarpata destra.



Figura 138 - Base del fronte, con materiale cataclastico e massi ciclopici dislocati.

Le due nicchie, soprattutto alla luce della possibile individuazione di una faglia, potrebbero essere parte dello stesso movimento, che vedrebbe il distacco di una vasta area di calcari all'altezza delle isoipse dei 950-1000 m; la causa di questo movimento sarebbe da attribuire non solo alla presunta faglia, ma piuttosto a fenomeni al piede del versante, quali l'approfondimento del Rio Biola e le colate detritiche, che ne hanno determinato l'instabilizzazione.

L'evoluzione delle due nicchie, soprattutto nel caso di quella sinistra, risulta lenta e continua, caratterizzata da movimenti traslativi di isole e torri accompagnati da aperture di nuovi trench e distacco di massi ciclopici; lo stato dei calcari che si ritrovano nel versante sottostante fa ipotizzare per il fenomeno un'origine lontana (inizio del secolo scorso), mentre i cambiamenti della morfologia del versante apprezzabili da foto storiche e CTR sottolineano una dinamica accelerata negli ultimi decenni (dagli anni '70 ad oggi).

La tipologia di movimento, che non esclude ribaltamenti ma privilegia scivolamenti e traslazioni, fa pensare alla presenza di un orizzonte di argilliti di Ponte Biola (BIO) alla base del massiccio calcareo, che ne fluidifica il movimento al di sopra del piano di strato delle arenarie di Monte Cervarola (CEV).

In termini di pericolo per il tracciato stradale, è la nicchia di destra a destare maggiori preoccupazioni: il tracciato si trova circa 280-300 m a valle del fronte più avanzato, sotto un versante forestato caratterizzato da una pendenza media superiore a 25°; come riportato sulla carta geologica, è presente una colata detritica che lambisce il tornante più esterno, nella quale affiora il complesso di Ponte Biola. L'area di colata ha la morfologia di un impluvio, presenta pendenze elevate, e in aggiunta è in buona parte non forestata: ecco che rappresenta una via preferenziale di rotolamento per massi e detriti. Il bosco, seppur ben forestato e con locali contropendenze, garantisce la trattenuta di massi di dimensioni metriche, ma non di eventuali distacchi imponenti o successivi.



Desti particolare preoccupazione il ritrovamento di trovanti calcarei, anche se prevalentemente litificati, lungo tutto il versante, fino a ridosso del tracciato stradale stesso.



Figura 139 - Colata detritica, che arriva a lambire il tornante.

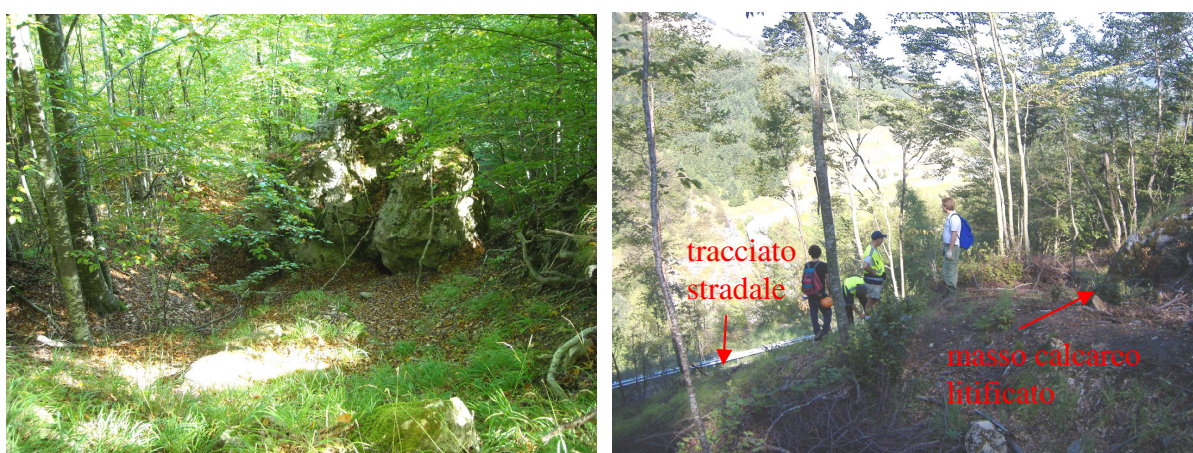


Figura 140 - Massi calcarei distaccati e fermati lungo il versante forestato, e massi a ridosso del tornante discesi nell'area della colata detritica.

In conclusione, la complessità dell'instabilità dell'area calcarea rende difficile l'elaborazione di scenari attendibili per il futuro: come già detto, l'evoluzione appare lenta, quindi non sono prevedibili fenomeni a breve termine (anni), ma le dimensioni del problema e l'accelerazione subita negli ultimi decenni determinano apprensione.

### TENSION CRACK: ULTERIORE ZONA DI DISTACCO

Un'altra zona di distacco di un orizzonte calcareo si ritrova circa un centinaio di metri a destra della nicchia minore, in corrispondenza del tratto del tracciato storico che congiunge il tornante di valle con quello di monte.

In questo caso il distacco è evidenziato da una importante tension crack, caratterizzata da un'apertura che raggiunge il metro e da una profondità di poco inferiore ai 2 m; l'estensione della frattura è di circa 200 m, e nella zona del versante sottostante è ben visibile il fronte calcareo distaccato, costituito da un scarpata semiverticale alta circa 15 m.

Come sottolineato, si tratta anche in questo caso di un'instabilità che riguarda un ammasso calcareo, poggiato sul substrato di arenarie di Cervarola, che affiora poco più a valle del fronte dando origine a una sorgente.



Figura 141 - Tension crack, e fronte calcareo distaccato.

In termini di pericolo per il tracciato stradale, ritroviamo una distanza tra fronte distaccato e strada di poco inferiore a quella della nicchia destra, minore quindi di 250 m; le masse in gioco sono più ridotte, ma preoccupa in questo caso il fatto che la frattura si collochi esattamente a monte del tracciato, e che una sua evoluzione possa portare più facilmente che nei casi precedenti ad un interessamento della sede viabile.

Attualmente sono già visibili fenomeni di distacco con rotolamento di massi a valle.

### COLATE DETRITICHE

Accanto agli importanti fenomeni di instabilità delle masse rocciose calcaree, sul versante che sovrasta il tracciato storico ritroviamo anche colate detritiche in roccia e terra.

In particolare alla destra della nicchia più importante ritroviamo una colata in terra, che ha portato via un tratto della strada sterrata indicata su CTR come sentiero; questo fenomeno risulta coerente con quanto indicato nella carta geologica, che individua un deposito di versante in tutta l'area compresa tra le due nicchie.

Nello stesso impluvio, a valle della nicchia più piccola, ritroviamo invece la colata detritica già evidenziata nel primo paragrafo; si tratta in questo caso di una colata in roccia (calcari) nella parte alta, che evolve in colata detritica di argilliti del Biola nella parte bassa.

In generale la geologia di quest'area è caratterizzata dalla presenza del substrato di arenarie di Cervarola sovrastato da lenti di argilliti del Biola e da depositi di versante; a ciò si aggiunge la presenza di trovanti calcarei provenienti dalle nicchie di distacco sovrastanti.





Figura 142 - Nicchia di distacco della colata in terra, colata detritica litificata di argilliti del Biola.

In termini di pericolo per il tracciato stradale, è la colata in roccia e argilliti ad avvicinarsi maggiormente alla sede viabile, lambendone il tornante di valle; quest'ultimo, come descritto nel Capitolo 3, fu già in passato ridisegnato perché coinvolto in fenomeni di versante.

In generale le colate detritiche nella parte bassa del versante rappresentano indirettamente un pericolo per l'instabilità dell'intera area, in quanto unitamente ai fenomeni erosivi al piede determinati dal Rio Biola contribuiscono all'evoluzione delle instabilità sulle imponenti masse calcaree sovrastanti.

### RILIEVI GEOMECCANICI SULLE ARENARIE DI MONTE CERVAROLA

Il rilievo geomeccanico sul complesso roccioso delle arenarie di Monte Cervarola è stato inserito tra gli studi opportuni da realizzarsi sull'area in quanto il tracciato storico risulta inciso direttamente su tale formazione, e soprattutto il suo stato di fratturazione e alterazione pare influenzare notevolmente l'idrogeologia di questa parte del versante: nei periodi piovosi e invernali dagli affioramenti in arenarie fuoriescono infatti cospicue quantità di acqua, che unite a quelle di ruscellamento determinano una notevole imbibizione della coltre di ricoprimento, ove presente.

Si sono eseguiti, come premesso ad inizio paragrafo, 2 stendimenti geomeccanici di lunghezza 20 metri, in corrispondenza del raccordo di valle tra tracciato storico e tracciato di variante, e nel lungo rettilineo che sale dal tornante di valle a quello di monte dello stesso vecchio tracciato.

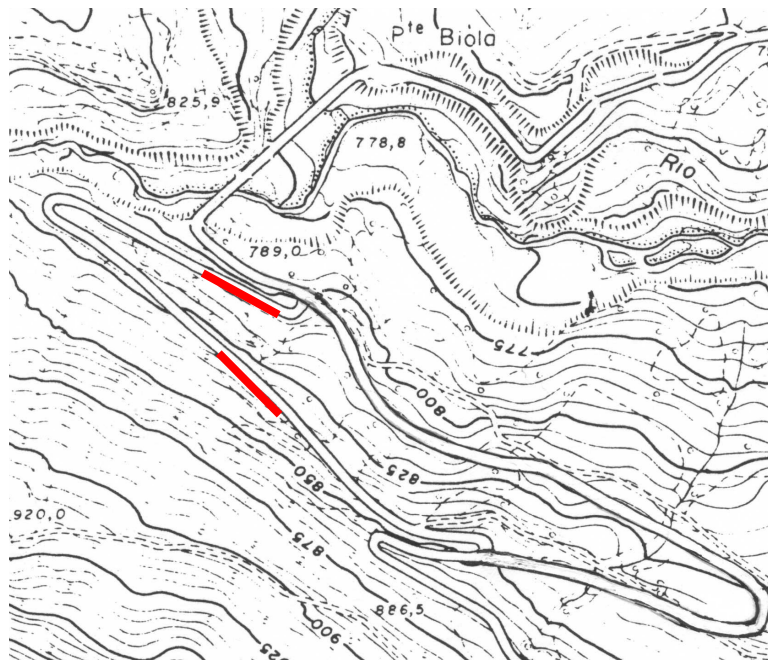


Figura 143 - Ubicazione in pianta dei due stendimenti realizzati.



Figura 144 - Vista globale dell'affioramento analizzato.

Per ogni affioramento sono state compilate una scheda descrittiva, dove appaiono i dati geologici, litologici e strutturali ricavabili da una prima osservazione, e successivamente l'effettiva scheda di rilievo, che riporta una vera e propria scansione dell'affioramento.

Il rilievo geomeccanico consiste infatti nella descrizione metro per metro delle discontinuità intersecanti la linea di scansione, materializzata attraverso la stesura di una rotella decametrica sull'ammasso roccioso; tale caratterizzazione avviene attraverso i parametri già delineati nella sezione teorica del presente elaborato: giacitura, spaziatura, continuità, apertura, ondulazione, scabrezza, ecc...

SCHEDA DI RILIEVO GEOMECCANICO													
COMMITTENTE:													
RILIEVO GEOMECCANICO N° 1													
UBICAZIONE:													
FORMAZIONE: CEV													
GIACITURA AFFIOR. (imm/incl): 40°N / 26°													
DATA: 22/03/03													
RILEVATORE:													
LITOLOGIA: ANONIMA													
LUNGHEZZA SCANLINE: 30 m													
D (m)	IMM (°)	INCL (°)	T	L (m)	A (cm)	R	O (cm)	S	P (%)	C (%)	SP (m)	ALT.	TIPO DI GIUNTO
0,10	36°N	89°	A	0,03	<0,1	Gr	20	*	40		0,62	II	K <sub>1</sub>
0,35	230°N	64	O	/	0,6	Ca	100	*	100		0,50		K
0,73	126°N	63	A	0,10	/	/	70	*	100		0,60	I	K
1,35	135°N	76	A	0,10	/	/	70	*	80		0,50		K
1,75	120°N	88	A	0,50	/	/	40		50		0,55	II	K
2,20	130°N	88	O	/	/	/	100		100		0,20	II	K
2,40	135°N	78	A	0,20	0,1	Gr	50		30		0,30	II	K
2,70	133°N	85	I	1,0	<0,1	Gr	100		60		0,30	II	K
3,00	130°N	74	O	/	/	/	/		100		0,55		K
3,45	115°N	88	A	0,20	/	/	/		10		0,30		K
3,75	142°N	89	A	0,20	/	/	/		20		0,20	II	K <sub>1</sub>
3,85	142°N	89	A	0,20	/	/	/		20		0,18	II	K <sub>1</sub>
4,20	135°N	89	A	0,20	/	/	/		20		0,50	II	K <sub>1</sub>
5,70	135°N	89	O	/	/	/	100		100		0,85		K <sub>1</sub>
5,55	136°N	89	I	1,50	/	/	/		50		0,30	I	K <sub>1</sub>
5,85	132°N	88	O	/	/	/	200	*	700		0,80	II	K <sub>1</sub>
6,60	138°N	87	A	0,25	/	/	/		10		0,10	I	K <sub>1</sub>
6,70	138°N	87	A	0,80	/	/	/	*	60		0,85	I	K <sub>1</sub>
7,55	130°N	89	O	/	/	/	/	*	100		0,60	I	K <sub>1</sub>
8,10	133°N	88	I	0,50	/	/	/		30		0,60	I	K <sub>1</sub>
8,50	129°N	87	O	/	/	/	/	*	100		0,50	I	K <sub>1</sub>
D: distanza della frattura intercettata dallo zero del nastro													
T: tipo di terminazione A: contro un'altra discontinuità, I: nella matrice rocciosa, O: non visibile o fuori affioramento													
L: distanza della terminazione dal nastro													
A: apertura della discontinuità													
R: materiale di riempimento: C: cataclastico M: breccia cementata ("milonite") Ca: calcite Cc: coesivo Cr: coesioni Gr: granulare													
ALT: alterazione superfici giunti D: debole M: media A: alta													
O: ondulazione S: scabrezza P: persistenza													
C: consistenza F: frequenza Sp: spaziatura													
Compressione alla rottura da "Schmidt hammer" (oc) in MPa: $\sigma_c$ Valori medi (Mpa):													
Strato:													
Note: SCAN - LINE MATERIALIZZATA SU PIANO DI STRATO													

Tabella 38 - Scheda di rilievo geomeccanico compilata in sito.

Nel corso dei rilievi sono state individuate tre famiglie di giunti, denominate k, k<sub>1</sub>, k<sub>2</sub> e k<sub>3</sub>, caratterizzate mediamente da una spaziatura inferiore al mezzo metro; di ciascuna di esse si è in più punti misurata la giacitura mediante bussola strumentata, la scabrezza mediante profilometro di Barton, e la resistenza a compressione mediante martello di Schimdt. Oltre alle famiglie di discontinuità si è rilevato il piano di strato, indicato con St, sul quale era direttamente materializzata la scan-line.





Figura 145 - Profilometro di Barton, Martello di Schmidt e bussola strumentata; fase di raccolta dei dati.

Il significativo stato di fratturazione riscontrato sull'ammasso roccioso conferma come esso possa effettivamente rappresentare una via preferenziale di scorrimento delle acque sub-superficiali e profonde del versante; ciò risulta inoltre confermato dal rinvenimento di abbondanti quantità di calcite nella maggior parte delle discontinuità, derivante dalla deposizione dei sali contenuti nell'acqua che evidentemente vi scorre.

Nel corso dell'attività di tirocinio non è purtroppo stato possibile prendere parte anche alla successiva fase di elaborazione dei dati raccolti, caratterizzazione e classificazione dell'ammasso roccioso, e sviluppo di un modello tridimensionale dello stesso.

### 4.3.2 Monitoraggio con stazione totale

L'installazione della stazione totale automatizzata sul versante opposto a quello in esame è stata prevista non solo per il monitoraggio del movimento franoso, di interesse più imminente, ma anche per l'osservazione delle imponenti dinamiche di instabilità presenti nei gessi e calcari cavernosi, probabilmente caratterizzate da un'evoluzione meno rapida ma senz'altro di ugual rilievo nell'ottica di un'analisi dell'intera area.

Sulle pareti rocciose presenti nella parte alta del versante sono stati collocati 3 gruppi di prismi: due, ravvicinati, in corrispondenza della nicchia destra, rispettivamente sulla zona di distacco più alta (2 prismi) e sul fronte più avanzato (4 prismi); il terzo collocato invece sulla imponente nicchia di sinistra, costituito da 6 prismi sparsi tra parete ancora integra e isole in dislocazione.

In aggiunta è stato installato un prisma in corrispondenza della importante tension crack rilevata nel bosco, per monitorarne l'attività e quindi la velocità di apertura.

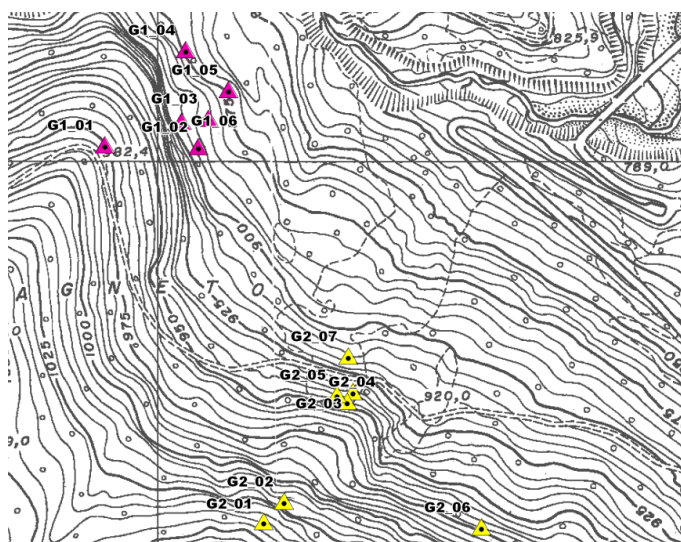


Figura 146 - Ubicazione in planimetria dei prismi sulle pareti rocciose della parte alta del versante.



Figura 147 - Installazione di un prisma su parete rocciosa.

I dati raccolti nel primo periodo di monitoraggio, tra l'inizio di novembre e l'inizio di dicembre 2009, hanno evidenziato la presenza di movimenti continui e significativi sulla nicchia di distacco sinistra: di essa risultano in dislocazione quasi tutte le porzioni già separate, con un'evoluzione media di circa 5 mm al mese. Appare invece momentaneamente stabile la parete ancora integra.

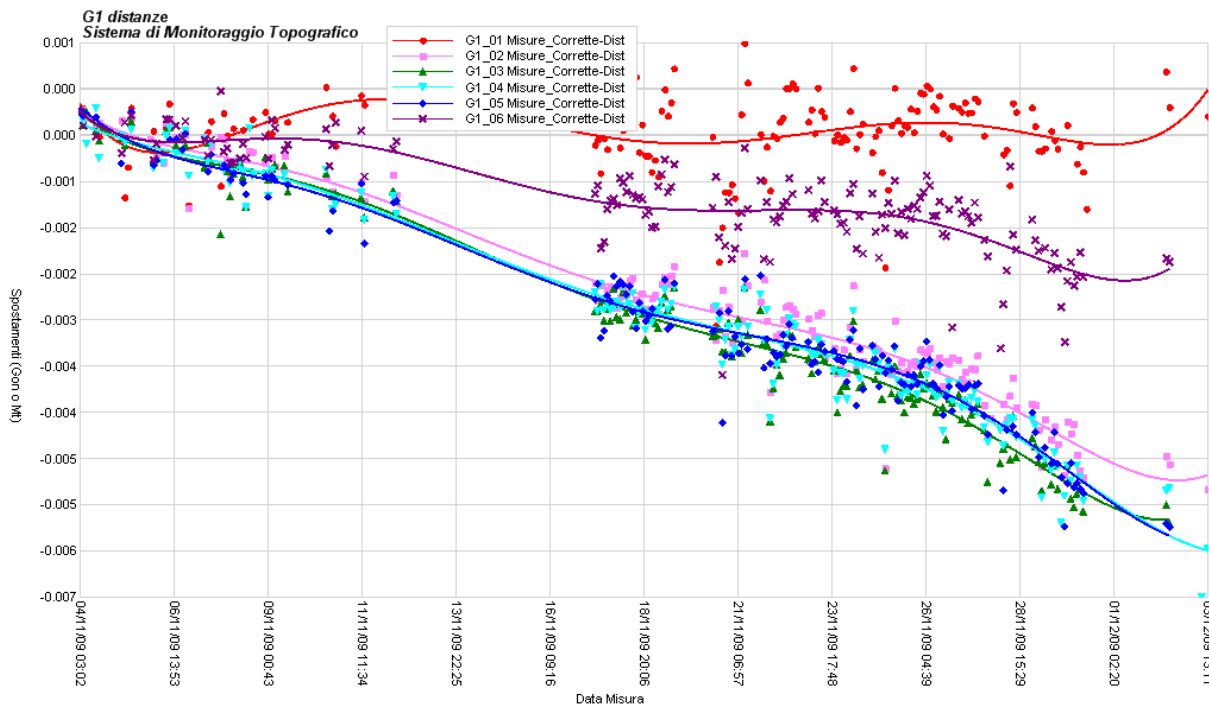


Figura 148 - Dati di monitoraggio relativi al periodo 04 novembre-03 dicembre 2009 sui prismi collocati sulla nicchia di distacco di sinistra.

Per quanto riguarda la nicchia di destra, appare essersi mosso un solo prisma, di oltre 7 mm in un mese: esso è quello collocato nella parete di distacco del fronte più basso, che in base a quanto emerso risulta in preoccupante movimento.

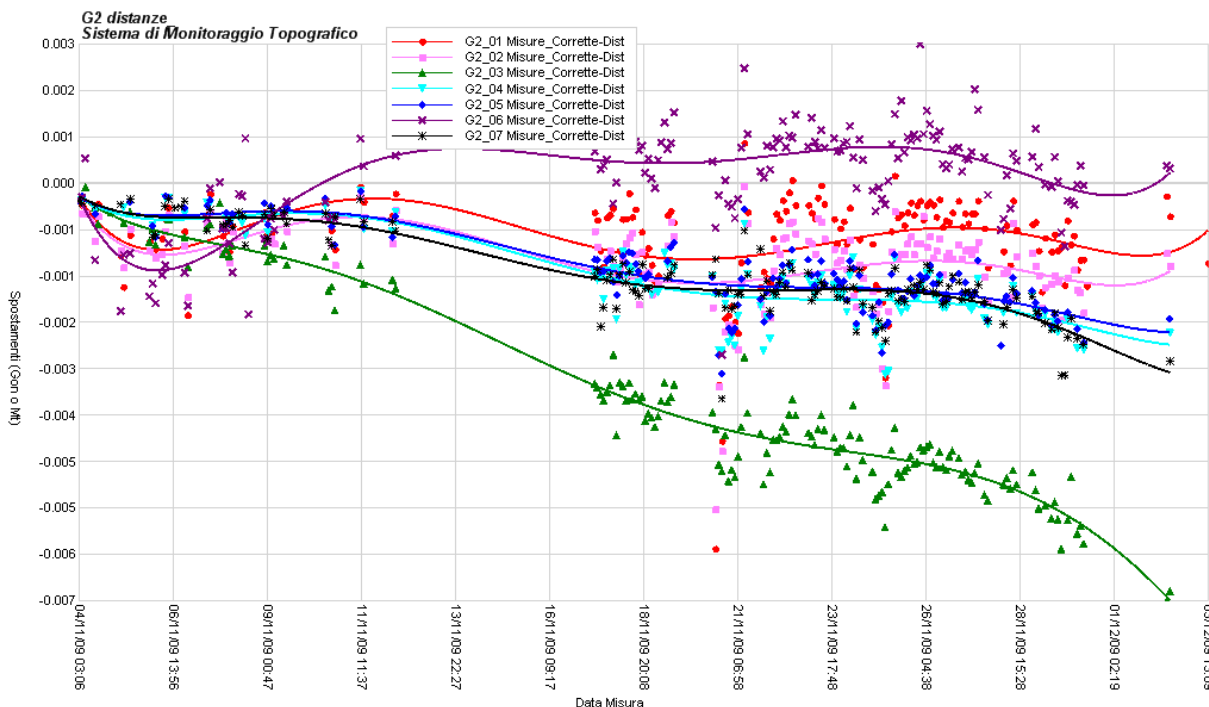


Figura 149 - Dati di monitoraggio relativi al periodo 04 novembre-03 dicembre 2009 sui prismi collocati sulla nicchia di distacco di destra e sulla tension crack.

Da quest'ultimo grafico osserviamo come, per il momento, non sia stato rilevato alcun aumento dell'apertura della tension crack nel bosco.

Le prime informazioni raccolte sembrerebbero confermare quindi come le macro-instabilità presenti nelle pareti rocciose del versante alto siano in attuale evoluzione; nello specifico, i movimenti risultano lenti ma continui, elemento che avallerebbe l'ipotesi di una dislocazione caratterizzata da scivolamento plastico degli ammassi calcarei su lenti di argilliti, che potrebbero essere presenti sul tetto delle arenarie di Monte Cervarola.

I significativi spostamenti destano preoccupazioni, sul lungo periodo, sulle possibili evoluzioni dello scenario, soprattutto in termini di avvicinamento di porzioni instabili al tracciato storico, e conseguente maggior pericolo che blocchi rocciosi raggiungano la sede stradale.



**CAPITOLO 5**  
**ANALISI E VERIFICHE DI STABILITA'**



# Premessa

All'interno dell'esperienza di tirocinio, come già ricordato in precedenza, la parte centrale delle attività svolte ha riguardato un'analisi approfondita dell'evento che nel 2008 ha coinvolto il tracciato stradale di variante.

Tale studio è stato sviluppato principalmente mediante **analisi di stabilità**, nelle quali si è proceduto **in modalità back** al fine di ricavare informazioni relative al terreno e alle sue condizioni sulla base delle osservazioni e dei dati disponibili.

La base conoscitiva utilizzata è stata quella disponibile all'inizio del periodo di tirocinio, rappresentata quindi da dati storici e informazioni bibliografiche raccolte, risultati delle indagini geognostiche del 2001, e osservazioni effettuate nei sopralluoghi a seguito dell'evento franoso. Grazie ai risultati pervenuti nella prima parte delle indagini del 2009 è poi stato possibile eseguire una revisione degli studi elaborati: la raccolta dei dati a tirocinio inoltrato non ha però permesso un riesame approfondito, pur portando ad importanti aggiornamenti, sintetizzati nell'ultimo paragrafo.

Le analisi di stabilità sono state sviluppate attraverso l'utilizzo del **software SLOPE/W**, applicativo di ultima generazione che consente un approccio particolareggiato a studi di questo tipo, reso semplice da un ambiente di lavoro relativamente user friendly.

L'estensione delle problematiche di instabilità in questione ha suggerito la **suddivisione dello studio su due distinte scale di analisi**, quella locale del *rilevato franato* e quella globale dell'*intero versante in movimento*: esse vengono presentate parallelamente nei seguenti paragrafi per dare maggior rilievo ai tipi di analisi e metodi utilizzati, ma si sottolinea ulteriormente l'importanza concettuale di tale suddivisione, alla base della quale vi è la necessità di valutare sia la stabilità locale del corpo stradale che quella della più estesa porzione di pendio in movimento, ai fini di un consolidamento efficace e definitivo.

Si è affrontato lo studio attraverso successivi step di approfondimento, che hanno dapprima visto l'utilizzo di un'analisi al Pendio Indefinito, particolarmente adatta al fenomeno franoso in questione, e successivamente di analisi al pendio limitato mediante Metodi dei Conci e dei Cunei. L'analisi al pendio illimitato, condotta mediante un foglio di calcolo elettronico, grazie alla sua schematizzazione semplice ed immediata ha restituito importanti indicazioni sui range di valori attribuibili ai parametri del terreno; i metodi di suddivisione in conci, opportunamente selezionati e applicati con l'ausilio di SLOPE/W, hanno poi affinato lo studio, restringendo ulteriormente gli intervalli di scelta dei parametri.

Le *condizioni* del terreno considerate sono quelle *drenate*, vista la presenza di argille poco plastiche, che tendono quindi a non trattenere l'acqua: il loro comportamento è infatti

caratterizzato da una imbibizione spesso accompagnata dall'immediato rilascio dell'acqua, con mobilitazioni gradualmente in tempi lenti.

Le **verifiche di stabilità**, riportate a seguito delle analisi, contemplano invece sia *condizioni drenate* che *non drenate*. Nello specifico le verifiche statiche, al pari delle corrispondenti analisi di stabilità, considerano condizioni drenate, per i motivi appena espressi; le verifiche sismiche studiano invece sia il caso non drenato che quello drenato, esaminati rispettivamente alle tensioni totali e alle tensioni parziali, secondo le considerazioni riportate nel relativo paragrafo del Capitolo 2.

A partire dai risultati delle verifiche statiche si è proceduto nella valutazione dei deficit di resistenza previsti nel terreno, da colmare con un certo margine di sicurezza attraverso l'inserimento di opere di sostegno o drenaggio. Le verifiche sismiche non sono invece state in grado di restituire una sintesi verosimile dei risultati, troppo diversi tra loro; per tale motivo si è ritenuto opportuno un approfondimento a riguardo, riportato nelle conclusioni seguenti le verifiche: nello specifico si è analizzato il metodo degli spostamenti di Newmark, più attendibile, dal quale è stato possibile ottenere risposte più significative.

## **5.1 Costruzione della sezione geologica**

La sezione geologica del versante in oggetto è stata ricavata sulla base delle informazioni contenute nella Carta Geologica Regionale (CARG) al 5.000, dei dati rilevati dai sondaggi della campagna geognostica 2001, delle osservazioni raccolte nei sopralluoghi effettuati durante l'attività di tirocinio.

Riportiamo innanzitutto la traccia della sezione considerata, denominata M-M, su carta geologica: come appare evidente, si è optato per una sezione in asse frana, che ricade localmente sul fossetto di raccolta delle acque superficiali in corrispondenza del quale si è verificato il crollo del rilevato stradale. Si è inoltre ritenuto opportuno considerare un ampio tratto di versante, per poter cogliere l'andamento stratigrafico generale del pendio, nonché per poter studiare correttamente la stabilità dell'intera area.

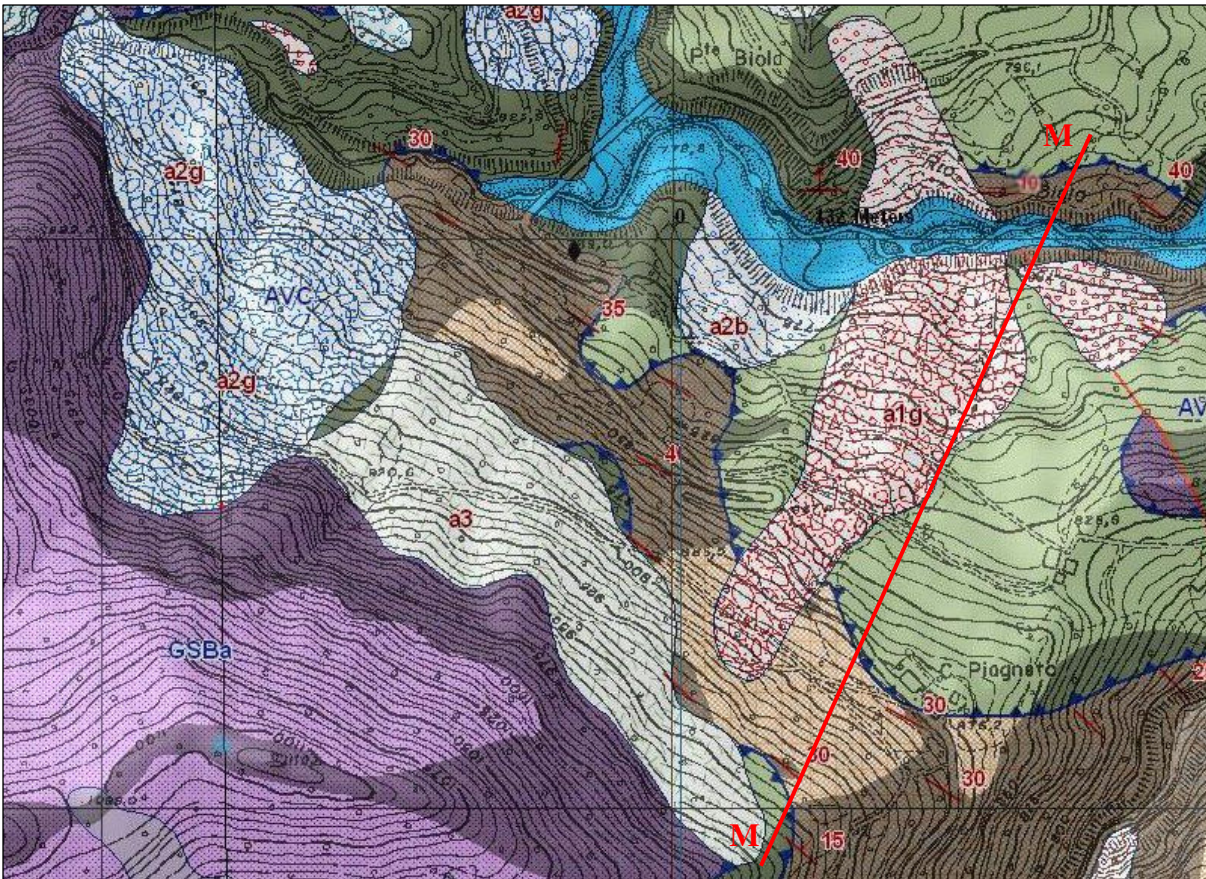


Figura 150 - Traccia della sezione su Carta Geologica Regionale (CARG), scala al 5.000.

Preliminarmente dalla Carta Tecnica Regionale (CTR), scala al 5.000, è stato estrapolato il profilo del piano di campagna, opportunamente ridisegnato in corrispondenza di elementi quali i corpi stradali o la scarpata del Rio Biola sulla base delle osservazioni in sito.

Per la successiva definizione dei confini stratigrafici, si è fatta sintesi delle informazioni ricavabili dai sondaggi e dalla carta geologica; vediamone nello specifico i tratti salienti.

Il passaggio tra substrato argillitico di Ponte Biola (BIO o AVC) e depositi di versante (a1g su carta geologica, A B e C nei sondaggi) nell'area di frana è stato inserito tenendo conto unicamente delle profondità indicate dai sondaggi. Per la collocazione, poco più a monte, del substrato di Cervarola (CEV), sono invece stati utilizzati congiuntamente la profondità indicata dal sondaggio A6, e il punto di sovrascorrimento delle argilliti riportato dalla carta geologica. Nello specifico, nel tracciare il confine tra i due substrati se ne è adattata la forma in base a vincoli geometrici del pendio (presenza della sede stradale) e a vincoli di coerenza con i sondaggi A3 e A1, tenendo inoltre in conto l'inclinazione relativa alla giacitura del substrato arenaceo, attestata localmente sui 30° come indicato da carta geologica.

Relativamente al sondaggio A6, sottolineiamo come dall'osservazione delle sole foto delle cassette risultasse poco chiaro se il substrato incontrato fosse quello argillitico di Ponte Biola o quello arenaceo di Cervarola: la stratigrafia fornita dalla ditta esecutrice indica per tutti e tre i sondaggi un substrato di argilliti, ma la posizione del sovrascorrimento e l'inclinazione del

piano di strato delle arenarie fanno ipotizzare per il sondaggio A6 un substrato di Cervarola. Di qui la discordanza di quanto considerato in questa sede rispetto alle indicazioni della colonna stratigrafica riportata all'interno del capitolo 3.

Riportiamo nel seguito una tabella riassuntiva dei sondaggi di nostro interesse:

<b>A1</b>		<b>A3</b>		<b>A6</b>	
Profondità [m]	Unità	Profondità [m]	Unità	Profondità [m]	Unità
0.00-3.70	A	0.00-3.00	A	0.00-5.80	A
3.70-9.30	B	3.00-10.60	B	5.80-9.30	B
9.30-11.0	C	10.6-17.30	C	9.30-10.4	C
11.0-24.0	BIO	17.3-25.40	BIO	10.4-26.0	? CEV ?

Tabella 39 - Colonne stratigrafiche dei sondaggi della Campagna Geognostica 2001 utilizzati per il tracciamento della sezione geologica.

Proseguendo nella descrizione delle modalità di tracciamento della sezione al di fuori dell'area instabile, a ridosso del Rio Biola la carta geologica indica il riaffioramento delle arenarie, spiegato dalla presenza di una superficie di discontinuità tettonica, probabilmente una faglia. In base a questa informazione è stata inserita una interruzione stratigrafica verticale, al di là della quale è riportato in affioramento il substrato del Cervarola: esso presenta localmente una giacitura di inclinazione 15° circa, valore desunto da osservazioni effettuate in sito. Poche decine di metri a monte, sulla sponda opposta del Rio Biola, sovrascorrono le argilliti; con un'inclinazione supposta simile a quella di giacitura del substrato di Cervarola (15°), visti i valori indicati dalla carta nelle vicinanze.

Nella porzione di monte del versante in questione, infine, le arenarie immergono nuovamente al di sotto del substrato di Ponte Biola. In questo caso, per la determinazione dell'inclinazione del contatto tra le due formazioni, si è optato per l'interpolazione del punto di sovrascorrimiento in sezione con un altro punto del medesimo sovrascorrimiento, che interseca la linea di sezione poco più a monte del suo termine; si è ritrovato in questo modo un'inclinazione attestata sui 12°.

Osserviamo come nella sezione scelta non compaia la formazione dei gessi e calcari cavernosi, a causa del fatto che essa ricade pochi metri al di fuori della stessa.

Per una completa definizione della sezione geologica si è proceduto in conclusione al tracciamento dei piani di strato del complesso roccioso di Monte Cervarola. Come già evidenziato in precedenza, nel versante si riscontrano giaciture variabili per tale substrato, dai 30° all'altezza della Casa Cantoniera, ai 15-12° in prossimità del Rio Biola; si sottolinea come tutti i valori riportati siano relativi alla giacitura apparente, ossia all'inclinazione dei piani di stratificazione sul piano della nostra sezione (la giacitura reale, riportata sulle carte, è invece

l'inclinazione lungo la linea di massima pendenza, ed è maggiore o al più uguale all'apparente). Si è inoltre misurata l'inclinazione dei piani di strato nella porzione in affioramento al di sopra della casa cantoniera stessa, ritrovando valori prossimi ai  $35^\circ$ , e infine desunta dalla carta geologica una diminuzione di tale angolo in corrispondenza del sovrascorrimento più a monte (inclinazione riportata a valori prossimi ai  $15^\circ$ ). Si è in questo modo potuto delineare l'andamento dei piani di strato lungo la sezione, nonché nella sua profondità; il risultato è quello di una evidente ondulazione, interrotta dalla faglia presente ai piedi del versante.

Riportiamo in conclusione la sezione geologica elaborata, della quale nelle analisi di stabilità sono state estrapolate parti più o meno estese a seconda della scala del problema considerato.



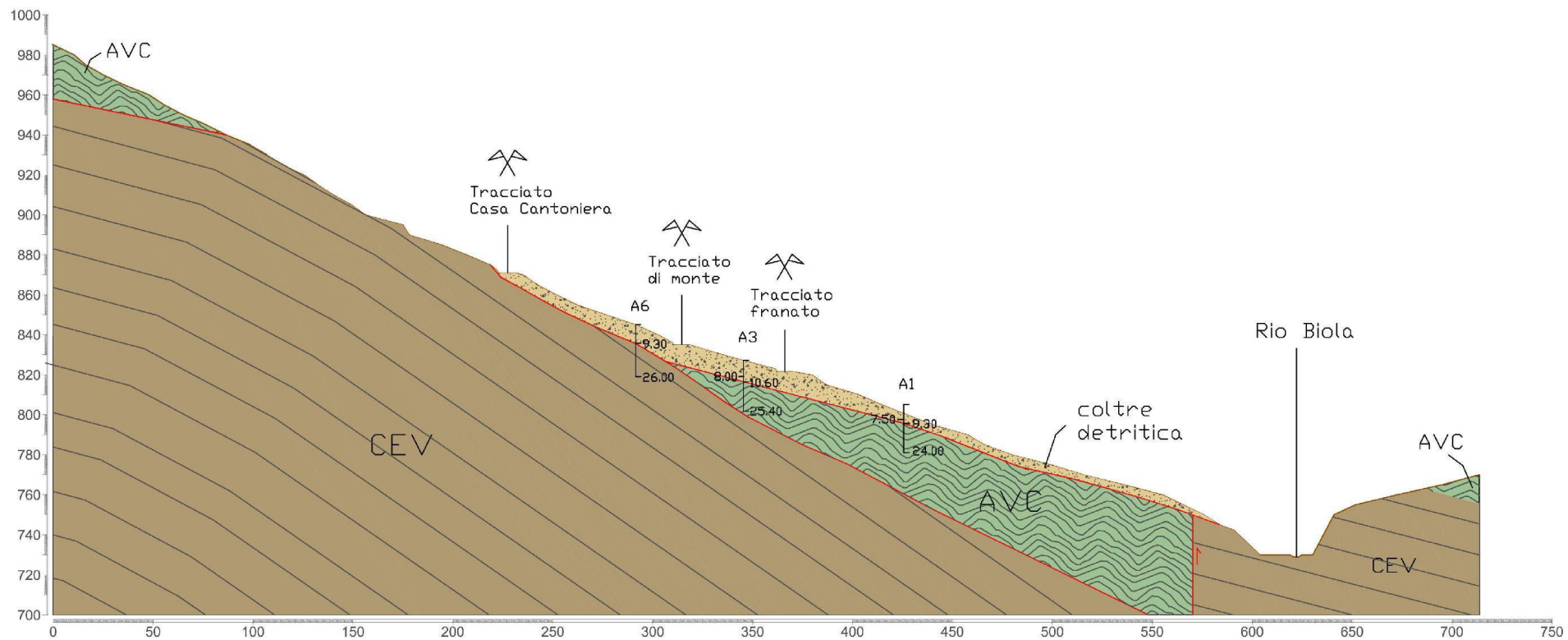


Figura 151 - Sezione geologica elaborata ad inizio tirocinio, e utilizzata per le analisi e le verifiche di stabilità.





## 5.2 Il software SLOPE/W

SLOPE/W è un software sviluppato e commercializzato dalla GEO-SLOPE International Ltd, società leader nella produzione di applicativi indirizzati al settore ambientale, e in particolare ai campi della geingegneria e della geotecnica. Esso fa parte di un pacchetto di otto prodotti, che include software specifici per la modellizzazione delle varie componenti del sottosuolo, studiati per svariate applicazioni.

SLOPE/W in particolare permette di elaborare studi di stabilità su versanti, attraverso una loro caratterizzazione geometrica, geotecnica e idrogeologica: una volta definiti il profilo stratigrafico, le proprietà dei terreni (terre o rocce che siano), le condizioni di falda, ed eventuali altre condizioni al contorno, il software analizza le condizioni di stabilità del pendio e restituisce un fattore di sicurezza, relativo alla potenziale superficie di scivolamento sulla quale il versante è più probabile che si instabilizzi.

Per la risoluzione di tali problemi il presente applicativo utilizza il Metodo dell'Equilibrio Limite, che come già descritto nella sezione teorica si avvale delle equazioni di equilibrio della statica per valutare e confrontare la resistenza a rottura messa a disposizione dal terreno con quella effettivamente mobilitata sul pendio. Lo fa considerando in particolare analisi al Pendio Limitato, sviluppate con Metodi dei Conci e dei Cunei.

La scelta dell'utilizzo di SLOPE/W per l'elaborazione dei presenti studi di stabilità è dettata dal fatto che esso rappresenta uno dei prodotti più innovativi presenti sul mercato in questo campo, utilizzato ormai da anni dalla EN.SER. S.r.l.: esso è in grado di conciliare un approccio particolareggiato a problemi di questo tipo con un utilizzo relativamente semplice e immediato, grazie ad un ambiente di lavoro adeguato.

### 5.2.1 Metodi di calcolo

SLOPE/W, come accennato in precedenza, risolve i problemi di stabilità dei versanti attraverso l'impiego di Metodi dei Conci e dei Cunei, già presentati nella Parte I del presente elaborato, all'interno del capitolo relativo a "Le frane e l'instabilità dei pendii".

Il programma effettua di default le analisi utilizzando i tradizionali metodi di Fellenius (Ordinary), di Bishop semplificato e di Janbu semplificato; in aggiunta l'utente può scegliere che il problema venga risolto con uno degli altri metodi supportati dal software, quali i metodi di Morgenstern&Price e Spencer, o i metodi elaborati dal Genio Militare Americano, da Lowe-Karafiath e da Sarma. SLOPE/W contiene inoltre un ulteriore procedimento di calcolo,

il Global Limit Equilibrium method, che più che un metodo di risoluzione costituisce uno strumento a disposizione dell'utente per la comprensione dei problemi di stabilità, ed il confronto e la scelta dei metodi disponibili.

Riportiamo nel seguito una breve descrizione dei nuovi metodi citati, non trattati nella sezione teorica in quanto non annoverati nella letteratura tra quelli tradizionali.

Nelle analisi di stabilità che ci apprestiamo a descrivere si è fatto principalmente uso dei metodi di Morgenstern&Price e Sarma, in quanto particolarmente attendibili, perchè entrambi esatti, e complementari, dal momento che il primo si caratterizza per un approccio più analitico (esprime la relazione tra forze interconco mediante una funzione matematica), mentre il secondo per uno più concettuale (tale relazione viene correlata ai parametri geotecnici del terreno).

## **Global Limit Equilibrium method (GLE)**

Il GLE, come accennato in precedenza, è stato concepito ed implementato come strumento di comprensione dei problemi di stabilità, a supporto delle attività di confronto e scelta dei metodi di calcolo, nonché di studio e valutazione dei risultati delle analisi.

Tale metodo considera la *massa instabile limitata e suddivisa in conci*, non ponendo vincoli sulla forma della superficie di scivolamento; analizza ciascun conco, imponendone sia l'equilibrio alla traslazione (locale) che l'equilibrio alla rotazione (locale).

Per quel che riguarda la modellizzazione delle forze interconco, viene considerato l'approccio di Morgenstern&Price, che prevede l'utilizzo di una generica funzione  $f(x)$ , corretta da un fattore di scala  $\lambda$ , per esprimere la relazione tra forze interconco normali e tangenziali.

$$X_i = \lambda \cdot f(x) \cdot E_i$$

Il GLE utilizza infine entrambi i Fattori di sicurezza globali, relativi rispettivamente ai momenti e alle forze:

$$F_M = \frac{M_{stab}}{M_{destab}}$$

$$F_F = \frac{F_{disp}}{F_{mob}}$$

Il metodo prevede la risoluzione separata degli equilibri rispetto alle forze e ai momenti, con l'osservazione dei valori assunti dai relativi fattori di sicurezza al variare di  $\lambda$ ; questi risultati vengono graficati in un diagramma che incrocia i Fattori e il coefficiente  $\lambda$ :

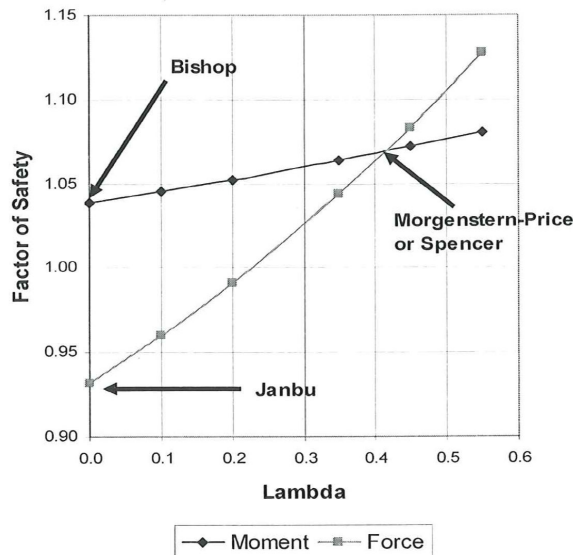


Figura 152 - Diagramma restituito dal GLE Method per la valutazione dei risultati ottenuti attraverso gli altri metodi di analisi di stabilità.

In tali diagrammi è possibile osservare l'andamento delle funzioni  $F_M(\lambda)$  e  $F_F(\lambda)$ , e individuare così il valore di  $\lambda$  che soddisfa entrambi gli equilibri (in corrispondenza dell'intersezione tra le due curve).

Il GLE, nella sua risoluzione, rappresenta graficamente i risultati degli altri metodi: come indicato in figura, per  $\lambda=0$  sulla curva  $F_M$  dei momenti viene individuato l'esito del metodo di Bishop semplificato (che considera forze interconco orizzontali e solo l'equilibrio dei momenti), mentre sulla  $F_F$  relativa alle forze quello di Janbu semplificato (che considera anch'esso forze interconco orizzontali, ma equilibrio delle forze); il punto di incontro delle due curve individua invece i risultati dei metodi esatti, quali Spencer e Morgenstern&Price (che considerano forze interconco oblique ed entrambi gli equilibri).

Questo strumento di analisi è molto utile nel valutare gli errori che si commettono, a favore o a sfavore della sicurezza, applicando metodi semplificativi non esatti; risulta così apprezzabile l'influenza che hanno le ipotesi poste sugli equilibri e sulle forze interconco negli specifici casi.

## Metodi del Corps of Engineers

I metodi elaborati dal Genio Militare Americano considerano la *massa instabile limitata e suddivisa in conci*, non ponendo vincoli sulla forma della superficie di scivolamento; analizzano ciascun conco, imponendone sia l'equilibrio alla traslazione (locale) che l'equilibrio alla rotazione (locale).

Tali metodi considerano sia forze interconco normali che tangenziali, adottando una specifica relazione tra esse.

Utilizzano il solo Fattore di sicurezza globale relativo alle forze, imponendone il rispetto:

$$F_F = \frac{F_{disp}}{F_{mob}}$$

I due procedimenti di calcolo implementati dal Corps si distinguono per due diverse assunzioni in termini di relazione tra forze interconco.

Il primo considera come funzione una costante caratterizzata da valore pari alla pendenza del segmento congiungente punto di ingresso e punto di uscita della superficie di scivolamento; ciò equivale a considerare la risultante delle forze interconco parallela al segmento coronamento-piede.

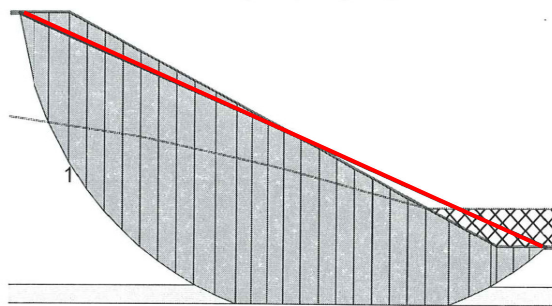


Figura 153 - Significato geometrico della caratterizzazione delle forze interconco considerata nel metodo Corps of Ingeneers 1.

Il secondo considera una funzione variabile con i conci, caratterizzata da valore pari alla pendenza della superficie al top del conco; ciò equivale a considerare la risultante delle forze interconco parallela al pendio locale.

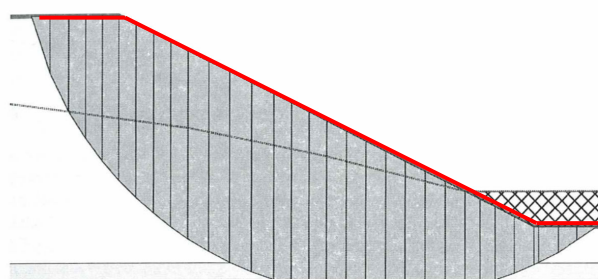


Figura 154 - Significato geometrico della caratterizzazione delle forze interconco considerata nel metodo Corps of Ingeneers 2.

Tali metodi, dal momento che soddisfano solamente l'equilibrio delle forze, non risultano esatti; sono però sufficientemente precisi, in quanto caratterizzano in maniera accurata le forze interconco, proponendone una modellizzazione basata su un certo criterio geometrico-fisico.

## Metodo di Lowe-Karafiath

Il metodo di Lowe-Karafiath considera, come i precedenti, la *massa instabile limitata e suddivisa in conci*, senza porre vincoli sulla superficie di scivolamento; analizza ciascun concio, imponendone sia l'equilibrio alla traslazione (locale) verticale che l'equilibrio alla rotazione (locale).

Vengono considerate sia forze interconco normali che tangenziali, attraverso l'adozione di una specifica relazione tra esse: tale correlazione, come nel caso dei metodi elaborati dal Genio Militare Americano, risulta legata alla geometria del pendio.

Il metodo di Lowe-Karafiath utilizza infine il solo Fattore di sicurezza globale relativo alle forze:

$$F_F = \frac{F_{disp}}{F_{mob}}$$

Per quanto riguarda, nello specifico, la caratterizzazione delle forze interconco, viene considerata una funzione variabile con i conci, caratterizzata da valore pari alla media tra pendenza al top ed alla base del concio; ciò equivale a correlare la direzione della risultante delle forze interconco alle pendenze locali di pendio e superficie di scivolamento.

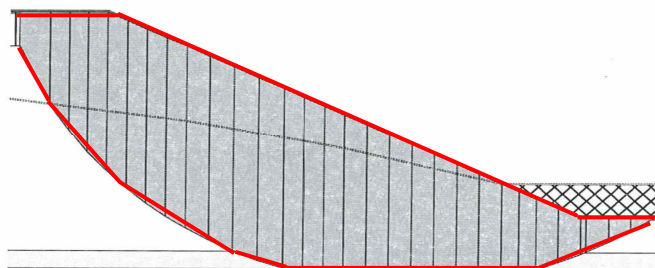


Figura 155 - Significato geometrico della caratterizzazione delle forze interconco considerata nel metodo Lowe-Karafiath.

Tale metodo, al pari dei due precedenti, non è esatto, in quanto non soddisfa l'equilibrio dei momenti; è però anch'esso sufficientemente preciso, offrendo una accurata modellizzazione delle forze interconco, basata su un diverso criterio geometrico-fisico.

## Metodo di Sarma

Il metodo di Sarma, al pari dei precedenti, considera la *massa instabile limitata e suddivisa in conci*, non ponendo vincoli sulla forma della superficie di scivolamento; analizza ciascun concio, imponendone sia l'equilibrio alla traslazione (locale) che l'equilibrio alla rotazione (locale).

Considera nell'analisi sia forze interconco normali che tangenziali, dandone una interessante caratterizzazione, correlata ai parametri di resistenza del terreno.



Il presente metodo utilizza infine entrambi i Fattori di sicurezza globali:

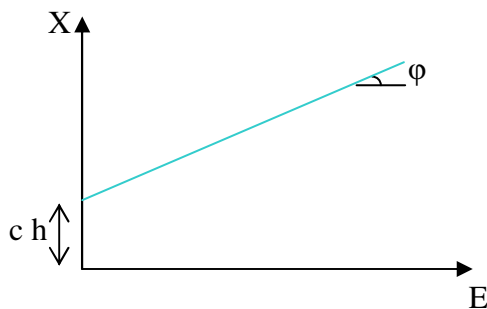
$$F_M = \frac{M_{stab}}{M_{destab}}$$

$$F_F = \frac{F_{disp}}{F_{mob}}$$

Sarma, nello specifico, considera le forze interconco orizzontali e verticali correlate da una relazione simile a quella del criterio di rottura di Mohr-Coulomb:

$$X_i = c \cdot h + E_i \cdot \tan \varphi$$

dove  $c$  è la coesione,  $h$  l'altezza del conco e  $\varphi$  l'angolo di attrito interno del terreno.



Questo approccio restituisce notevole significato fisico al problema, e rende più facile la caratterizzazione delle forze interconco rispetto ai precedenti metodi.

Nelle applicazioni, il metodo di Sarma appare particolarmente efficace in presenza di coesione nulla o prossima allo zero, condizioni in cui le forze interconco tangenziali risultano direttamente proporzionali a quelle normali; al crescere della coesione è quest'ultima a influenzare sempre di più le forze interconco tangenziali, e ciò da problemi di convergenza. Tale metodo, a differenza dei precedenti, è esatto, e l'unico nel suo ambito a considerare i parametri geotecnici del terreno nella caratterizzazione delle forze interconco.

## 5.2.2 Caratteristiche e potenzialità del software

Il programma SLOPE/W offre al suo interno una vasta gamma di strumenti che permettono una accurata definizione dei problemi di instabilità e un precisa configurazione dei metodi di analisi utilizzati per il loro studio.

Riportiamo nel seguito i più rilevanti in riferimento alle analisi di stabilità sviluppate, pur sottolineando come SLOPE/W ne offra molti altri: un esempio per tutti, la possibilità di inserire opere di sostegno all'interno del modello del pendio, elemento che consente una rapida valutazione del miglioramento delle condizioni di sicurezza apportato dalla realizzazione di interventi di consolidamento.

## **Caratterizzazione geometrica: suolo, sottosuolo e superficie di scivolamento.**

La definizione della geometria del suolo e sottosuolo è il primo step nella caratterizzazione di un pendio, e in accordo con le ipotesi del Metodo dell'Equilibrio Limite viene affrontata attraverso un approccio bidimensionale.

Essa avviene attraverso il semplice **tracciamento di poligoni chiusi**, che rappresentano gli strati e gli orizzonti presenti nel terreno; alle regioni così definite sono attribuiti i rispettivi parametri fisico-meccanici secondo le modalità descritte in seguito, e le porzioni superiori che non risultano a contatto con altri strati vanno automaticamente a definire la linea di campagna.

La caratterizzazione della superficie di scivolamento, punto focale dell'analisi, è estremamente diversificata, spaziando dalla possibilità di una **ricerca automatica** effettuata dal software ad una **definizione manuale** guidata dall'utente. Nel primo caso SLOPE/W ricerca senza vincoli la superficie che restituisce il minor fattore di sicurezza per il pendio, e ciò è utile soprattutto nel primo approccio alle analisi. La definizione guidata dall'utente prevede l'opportunità di indicare la forma della superficie di scivolamento e i suoi limiti, attraverso l'inserimento di griglie di punti, angoli e distanze: nello specifico è possibile scegliere tra *superfici circolari, a blocchi, composte, o superfici individuate da punto di ingresso e uscita sul piano di campagna*; nella ricerca di quella più critica, il software mette inoltre a disposizione uno strumento di **ottimizzazione** dell'analisi, che consiste nel considerare variazioni locali della superficie identificata al fine di coglierne il fattore di sicurezza più restrittivo.

Nell'ambito della caratterizzazione geometrica del problema, è poi importante riportare la modalità di individuazione dei conci utilizzata dall'applicativo in questione: SLOPE/W, che contempla conci di dimensioni variabili, in prima battuta ne vincola la definizione imponendo il contenimento dei cambiamenti geometrici e di proprietà del sottosuolo ai loro bordi; in un secondo momento divide ulteriormente tali conci, lasciando all'utente l'indicazione del loro numero (fissato di default a 30).

Indichiamo all'interno di questo paragrafo anche la possibilità offerta dal software di inserire sovraccarichi superficiali o puntuali sul terreno, in quanto anch'essa avviene mediante una definizione geometrica. I primi vengono caratterizzati, al pari degli orizzonti di terreno, attraverso il tracciamento di poligoni chiusi, per i quali è da indicare il peso specifico; la pressione agente sul terreno viene applicata nella direzione verticale o in quella normale al piano di campagna, a seconda delle indicazioni dell'utente. I sovraccarichi puntuali vengono invece definiti mediante il tracciamento di vettori, che devono essere applicati all'interno della massa di terreno o al più sulla sua superficie.

## **Caratterizzazione geotecnica: parametri del terreno**

La caratterizzazione geotecnica del terreno avviene attraverso l'attribuzione degli opportuni parametri fisico-meccanici ai singoli orizzonti di terreno identificati all'interno della definizione geometrica del pendio.

Dal punto di vista fisico, il terreno viene caratterizzato attraverso il peso dell'unità di volume apparente (spesso definito *peso di volume del terreno*), espresso dal rapporto tra peso totale del terreno (grani + acqua) e volume complessivo.

Dal punto di vista meccanico, la caratterizzazione prevede invece la definizione della *resistenza al taglio* del materiale, attraverso varie modellizzazioni. La più comune risulta quella di Mohr-Coulomb, che richiede l'inserimento di *angolo di attrito* e *coesione*; SLOPE/W non distingue tra parametri efficaci e parametri totali, quindi spetta all'utente gestire questa scelta sulla base del tipo di analisi in questione. Approccio appositamente studiato per descrivere condizioni non drenate è invece quello che prevede la definizione della *resistenza non drenata* del terreno, specifico di un'analisi alle tensioni totali. Per quanto riguarda infine la caratterizzazione dei substrati rocciosi, essa può avvenire attraverso l'indicazione della specifica categoria "bedrock", con la quale il software descrive orizzonti impenetrabili, all'interno dei quali non può spingersi la superficie di scivolamento.

SLOPE/W offre anche altre modellizzazioni geotecniche più complesse, che prevedono la variabilità dei parametri nello spazio; utile è inoltre la categoria "no strength" prevista per i materiali che non concorrono alla resistenza del terreno ma apportano contributo in termini di peso, quale ad esempio l'acqua (categoria utilizzata per inserire battenti idrici).

## **Caratterizzazione idrogeologica: falda e pressioni interstiziali**

SLOPE/W individua con maggiore precisione le superfici di rottura se si utilizzano parametri efficaci nell'analisi, e parallelamente a ciò si specificano le pressioni interstiziali

La caratterizzazione di queste ultime avviene generalmente attraverso il *tracciamento della superficie piezometrica*, modalità nella quale viene considerato fluido in quiete e quindi linee equipotenziali verticali; il software permette di definire anche più superfici di questo tipo in presenza di più strati, e di correggere il contributo piezometrico mediante un fattore geometrico nel momento in cui si abbia filtrazione sul pendio.

Una modalità alternativa offerta da SLOPE/W prevede l'utilizzo di uno specifico *coefficiente*  $R_u$ , definito dal rapporto tra pressioni interstiziali e peso del terreno di copertura; esso permette di esprimere le pressioni interstiziali sulla base del peso del terreno e della sua altezza, approccio utile nel caso di terreni stratificati o di superficie piezometrica parallela a piano campagna. L'utilizzo di  $R_u$  può essere affiancato alla definizione di una linea di falda,

fornendo un contributo di pressione aggiuntivo utile ad esempio per riprodurre pressioni interstiziali elevate.

E' infine possibile indicare una *griglia di valori discreti*, attraverso la definizione delle pressioni interstiziali su punti noti, a partire dalla quale il software costruisce la superficie piezometrica; questa modalità è particolarmente adatta ai casi di distribuzione irregolare delle pressioni, o ai casi in cui si abbiano a disposizione valori rilevati in pozzo.

In conclusione è opportuno sottolineare come la presenza della falda e delle conseguenti pressioni venga contemplata solo nel calcolo dello sforzo di taglio alla base dei conci (nel quale si ha un'influenza sulle tensioni efficaci), e non nella modellizzazione delle forze interconco (le tensioni tra i conci sono considerate costanti sopra e sotto il livello di falda, ignorandone per semplicità la presenza).

## **Analisi di sensitività**

Lo studio della sensibilità dei risultati delle analisi nei confronti della variazione dei parametri del sistema è uno strumento imprescindibile nello studio di problemi contraddistinti da notevole incertezza, quale la valutazione della stabilità dei pendii.

Le analisi di sensitività sono particolari analisi probabilistiche, nelle quali i parametri del problema vengono caratterizzati mediante funzioni distribuzione di probabilità uniformi, e i loro valori vengono selezionati all'interno di ben precisi range indicati.

Scopo di queste analisi, come accennato sopra, è osservare la variazione del fattore di sicurezza al variare dei parametri in determinati range; ciò fornisce un'importante indicazione sul rilievo che la caratterizzazione geotecnica del terreno ha all'interno dello studio.

Nello specifico SLOPE/W permette all'utente di indicare un valore medio per il parametro sotto osservazione, il suo range di variazione e il numero di intervalli da considerare all'interno di questo range. L'output dell'analisi è rappresentato da un grafico nel quale sono riportati i valori del fattore di sicurezza in funzione dei valori (normalizzati) attribuiti al parametro.

L'analisi classica per suoli argillosi prevede l'osservazione della sensitività sia rispetto alla coesione che all'angolo di attrito del terreno, parametri per ciascuno dei quali viene plottata una retta che risulta tanto più inclinata quanto più la variazione del parametro influenza il fattore di sicurezza.

## 5.3 Analisi di stabilità

### 5.3.1 Analisi al Pendio Indefinito

#### Caratterizzazione del problema

Per la caratterizzazione geometrica del pendio consideriamo la *sezione geologica* ricostruita, nella quale individuiamo l'inclinazione media del pendio come quella del tratto compreso tra il sondaggio di valle A1 e quello di monte A6:

- pendenza:  $18^\circ$

Per l'individuazione della superficie di scorrimento facciamo riferimento ai *dati inclinometrici*, che individuano scorrimento a 7.50 m nel sondaggio A1 e a 8.00 m nell'A3:

- profondità superficie di scivolamento: 8 m

Per quanto riguarda la caratterizzazione idrogeologica, la presenza di abbondante acqua sul pendio al momento dell'instabilizzazione fa ipotizzare falda alta; inoltre le *letture piezometriche* rilevano nel sondaggio A1 falda mediamente a 3.60 m da p.c., mentre nei sondaggi A3 e A6 falda a meno di 1 m da p.c. o acqua in pressione.

- profondità falda: 0 - 3 m

L'evidente dinamica di ruscellamento superficiale suggerisce di valutare la stabilità del pendio in condizioni di **filtrazione parallela al pendio**.

Per quanto riguarda la caratterizzazione geotecnica, prendiamo in considerazione innanzitutto **condizioni consolidate drenate**, in quanto siamo in presenza di argille sovraconsolidate poco plastiche; esse tendono infatti a non trattenere l'acqua, caratterizzandosi per una iniziale imbibizione seguita da un rapido rilascio, con mobilitazioni in tempi lenti; in tali condizioni l'angolo di attrito rimane rilevante rispetto alla coesione, che tende ad annullarsi.

Per la coltre detritica, nella quale ipotizziamo compresa la superficie di scivolamento, consideriamo quindi una bassa coesione, e un angolo di attrito mediamente inferiore ai valori indicati nella *relazione geologica-geotecnica 2003*:

- coesione (efficace) della coltre detritica: 0 - 5 kPa
- angolo di attrito (efficace) coltre detritica:  $20 - 30^\circ$

Per il peso specifico della coltre stessa, la medesima relazione indica un valore variabile tra 19,0 e 20,5 kN/m<sup>3</sup>:

- peso specifico: 19,5 kN/m

## Parametri e procedimento di analisi

Effettuiamo le analisi di stabilità facendo variare i parametri coesione  $c'$ , angolo di attrito  $\varphi'$  e profondità di falda  $z_w$  nei range indicati, e osservando la conseguente variazione del Fattore di Sicurezza FS; ricerchiamo condizioni di equilibrio limite, quindi

- FS ~ 1.0

Riportiamo i dati su grafico, rappresentando FS in funzione dell'altezza di falda, ed ordinando i dati in curve ad ugual valore di  $\varphi'$  e curve ad ugual  $c'$ .

Prima di descrivere le analisi con foglio di calcolo elettronico, riportiamo alcune considerazioni preliminari per un primo approccio allo studio del problema.

L'espressione del fattore di sicurezza dell'analisi al pendio illimitato (nel caso in questione di filtrazione parallela al pendio) fornisce un chiaro quadro di quelli che sono i differenti contributi alla stabilità del pendio: il primo termine racchiude i contributi dell'angolo di attrito e della pendenza del pendio, il primo a favore e il secondo a sfavore della stabilità; il secondo termine racchiude il contributo della falda, come rapporto tra altezza di falda ( $z-z_w$ ) e spessore della porzione instabile ( $z$ ), a sfavore della stabilità; il terzo termine il contributo della coesione, a favore della stabilità.

$$FS = \frac{\tan \varphi}{\tan \alpha} - \frac{\gamma_w}{\gamma} \frac{z - z_w}{z} \frac{\tan \varphi}{\tan \alpha} + \frac{c'}{\gamma \cdot z \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha}$$

Da questa espressione possiamo quindi dedurre le seguenti considerazioni, utili al caso studio in oggetto:

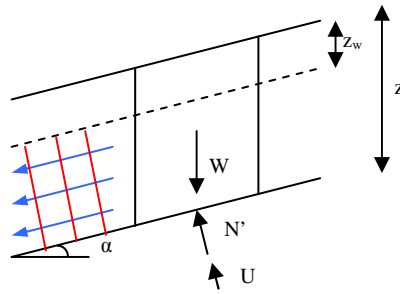
- per terreni coesivi asciutti, poiché il contributo della coesione diminuisce con la profondità, la superficie di scorrimento più critica sarà quella più profonda; compare infatti solo il terzo termine, in cui è presente la quota  $z$  a denominatore.
- per terreni coesivi bagnati, anche in questo caso la superficie di scorrimento più critica sarà quella più profonda; compare infatti in aggiunta il secondo termine, negativo, che mediante il rapporto  $(z-z_w)/z$  aumenta con la profondità.

Di conseguenza la potenziale superficie di scorrimento risulterà la più profonda, individuata dagli inclinometri a circa 8 m di profondità.



# Analisi

Partiamo, descrivendo le analisi, riportando innanzitutto la schematizzazione del pendio:



Dei grafici elaborati riportiamo quelli rappresentanti gli estremi dei range studiati, nello specifico i casi di coesione nulla e coesione 5 kPa.

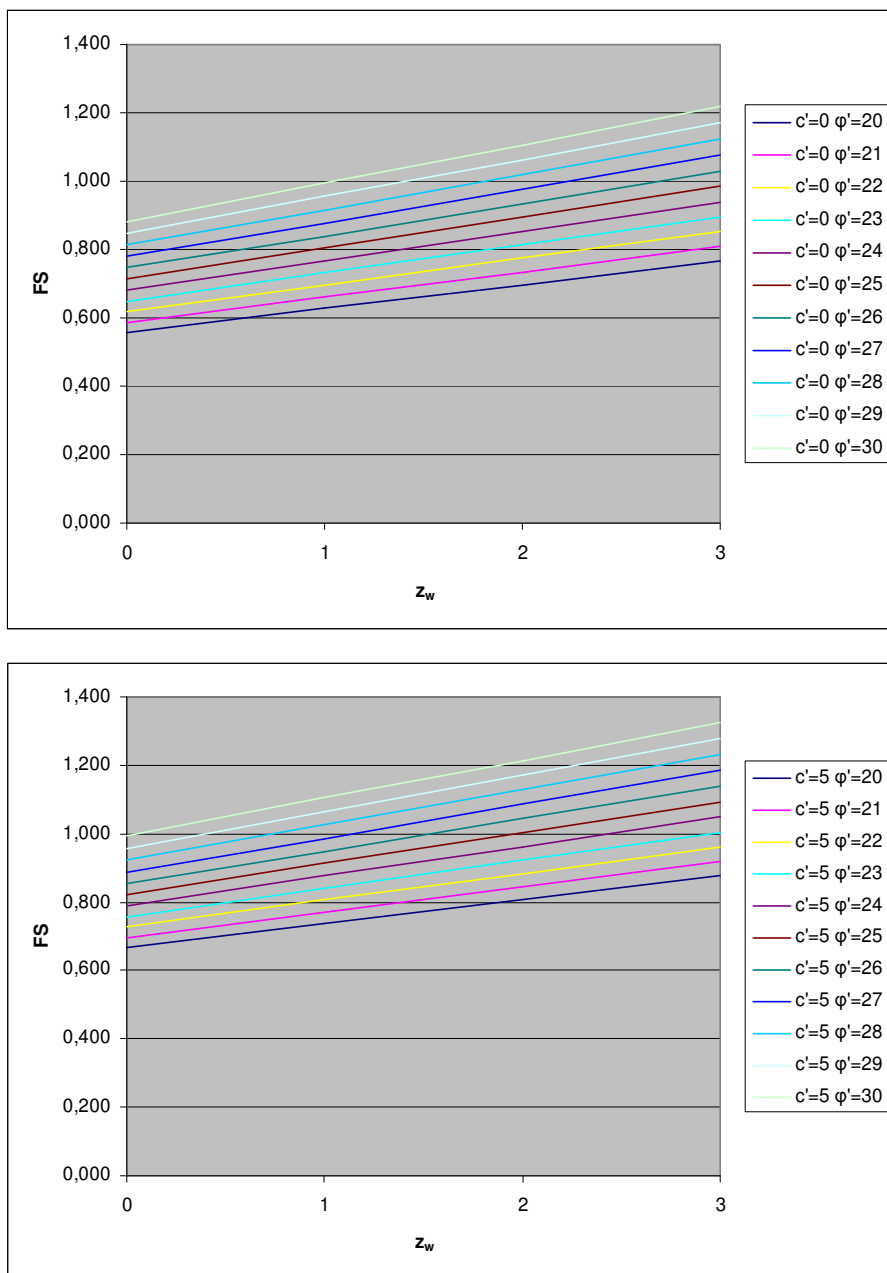


Figura 156 - Grafici elaborati dalle analisi di stabilità al Pendio Indefinito.

Possiamo osservare le diverse “configurazioni di analisi estreme”, comprendenti parametri del terreno e condizioni di falda, che determinano condizioni di equilibrio limite:

- per  $c'=0$  kPa ritroviamo equilibrio limite con falda a 1 m per  $\phi'=30^\circ$ , con falda a 2,70 m per  $\phi'=26^\circ$ ;
- per  $c'=5$  kPa ritroviamo equilibrio limite con falda a 0 m per  $\phi'=30^\circ$ , con falda a 1,50 m per  $\phi'=26^\circ$ .

Di conseguenza “configurazioni intermedie” possono individuarsi attorno a falda a 1,5 m, coesione 3 kPa e angolo di attrito  $27^\circ$ .

## **Individuazione del range di scelta dei parametri**

Vista la schematizzazione fortemente semplificata adottata da un'analisi al Pendio Illimitato, non risulta opportuno dedurre valori precisi per i parametri del terreno, quanto più ricavare indicazioni significative sul loro andamento; risulta così opportuno limitarci a restringere il range di variabilità dei parametri rispetto a quanto ipotizzato in partenza:

- coesione (efficace) della coltre detritica: 0-3 kPa
- angolo di attrito (efficace) della coltre detritica: 26 - 30°
- profondità falda: 0 - 2,5 m.

In generale la direttiva che emerge è quella di considerare angoli di attrito più elevati rispetto a quelli ipotizzati in partenza, necessari a giustificare l'equilibrio limite del pendio; la coesione deve rimanere infatti pressoché nulla (trovandoci in condizioni consolidate non drenate), e la falda sufficientemente alta (al momento della mobilitazione probabilmente a p.c. su buona parte del pendio).

Le condizioni di falda rimangono comunque incerte, dal momento che si ipotizzerebbero livelli molto elevati, ma essi richiedono parametri apparentemente eccessivi per il terreno in questione. Questa incertezza riguarda anche le condizioni di filtrazione sul pendio: si è ipotizzata parallela al pendio, ma potrebbe essere più onerosa dal punto di vista delle sovrappressioni, come ad esempio nel caso fosse meno inclinata del pendio stesso, orizzontale o addirittura diretta verso l'alto. Le informazioni che abbiamo dai piezometri, comunque molto ridotte, farebbero però escludere queste eventualità (indicano falda più alta a monte, meno a valle). In prima battuta soffermiamoci quindi al considerare filtrazione parallela al pendio, condizione già sufficientemente gravosa in termini di sovrappressioni.

A ciò si aggiunge il fatto di non avere a disposizione prove di laboratorio sul terreno, elemento che comporta l'assenza di indicazioni utili sui parametri geotecnici.

Questi risultati saranno utilizzati come punto di partenza per le analisi di stabilità al Pendio Limitato, con particolare riguardo a quelle relative all'intero pendio, ma non solo.

## 5.3.2 Analisi con Metodi dei Conci e dei Cunei

### Caratterizzazione del problema

Per la caratterizzazione geometrica del pendio consideriamo la *sezione geologica* ricostruita.

Per l'individuazione della possibile superficie di scivolamento, il cinematismo di frana e le *letture inclinometriche* suggeriscono una superficie parallela al piano di campagna, di profondità compresa tra gli 8 e i 10 m da p.c.

L'*osservazione della frana e delle evidenze* forniscono invece indicazioni sull'estensione del movimento: deformazioni si notano a monte già sul prato sotto la casa cantoniera, mentre procedendo verso valle anche nel prato immediatamente sopra il tracciato franato; il corpo di frana principale mostra una nicchia ubicata all'altezza del tracciato franato, e un'estensione longitudinale di parecchie decine di metri, arrivando a lambire il bosco che si sviluppa in prossimità del rio Biola.

Per quanto riguarda la caratterizzazione idrogeologica, la profondità della falda la fissiamo sulla base delle *letture piezometriche*, e delle *analisi di stabilità al Pendio Illimitato*, che individuano falda compresa tra 0 e 2,5 m da p.c.; consideriamo quindi in prima battuta:

- profondità falda: 1,5 m

Effettuando le analisi con SLOPE/W, sarebbe possibile riprodurre condizioni di falda ad altezza variabile, riproducendo le letture piezometriche (falda più alta a monte, meno a valle); inoltre sarebbe possibile considerare una configurazione caratterizzata da terreno saturo ma con falda non necessariamente alta, mediante utilizzo del coefficiente  $R_u$ . Tali modellizzazioni risultano però molto particolari, e tutto sommato azzardate in assenza di una migliore conoscenza dell'idrogeologia del terreno; per questo motivo non verranno contemplate.

In base alle considerazioni fatte in precedenza all'interno delle analisi al pendio illimitato, valutiamo la stabilità del pendio in condizioni di **filtrazione parallela al pendio**.

Per quanto riguarda la caratterizzazione geotecnica, prendiamo in esame, facendo sempre riferimento alle suddette considerazioni, **condizioni consolidate drenate**.

I parametri geotecnici degli orizzonti stabili li ricaviamo sulla base delle indicazioni della *relazione geologica-geotecnica 2003*: per substrato Ponte Biola coesione variabile tra 200 e 300 kPa, e angolo di attrito variabile tra 32 e 33°:

- parametri geotecnici del substrato di Ponte Biola: 250 kPa e 32°

mentre il substrato di Monte Cervarola lo definiamo attraverso la categoria “bedrock”, che non necessita di caratterizzazione:

- substrato di Monte Cervarola: bedrock

I parametri della coltre detritica li ricaviamo invece sulla base delle informazioni raccolte nelle *analisi di stabilità al Pendio Illimitato*, che individuano coesione variabile tra 0 e 3 kPa, e angolo di attrito variabile tra 26 e 30°; consideriamo quindi in prima battuta:

- parametri geotecnici della coltre detritica: 3 kPa e 27°

Il peso specifico degli orizzonti di terreno li ricaviamo sempre dalla suddetta relazione:

- peso specifico della coltre detritica: 19,5 kN/m<sup>3</sup>
- peso specifico substrato Ponte Biola: 21 kN/m<sup>3</sup>

Sulla base delle considerazioni fatte a inizio paragrafo, relative all’osservazione della frana e delle sue evidenze, è ragionevole suddividere il problema su due scale di analisi, una prima estesa all’**intero pendio** e una seconda localizzata sul **rilevato stradale franato**.

Ipotizziamo infatti un movimento di versante esteso, caratterizzato da deformazioni nella parte alta del pendio, e scivolamento prevalentemente traslativo nella sua porzione sottostante. Ci aspettiamo parametri di valore prossimo al residuo per il terreno sia in corrispondenza del corpo di frana, che alle sue spalle, determinati dalla presenza di evidenti scorrimenti.

E’ ragionevole ipotizzare per le due scale del problema la medesima superficie di scivolamento, globalmente caratterizzata da FS ~ 1.1, mentre localmente (rilevato franato) da FS ~ 1.0.

## **Parametri e procedimento di analisi**

Per quanto riguarda la tipologia di superficie di scivolamento, appare opportuno considerarla parallela al pendio, con schematizzazione simile a quella del pendio illimitato. La configurazione che ci si aspetta è quella di una *superficie a blocchi*, costituita da un blocco centrale tangente al substrato e due blocchi laterali con superfici che risalgono fino a p.c. in maniera più o meno piana.

In particolare considereremo comunque un approccio progressivo, passando in rassegna: ricerca automatica, superficie circolare entry-exit ottimizzata, superficie composta, superficie a blocchi.

Per quanto riguarda il metodo di calcolo, in prima battuta utilizziamo quello di *Morgenstern&Price*, metodo esatto e opportuno per superfici composite; può essere utile considerare anche *Janbu*, adatto a superfici piane, seppure ci aspettiamo sottostimi FS.

Interessante è poi l'applicazione dei metodi del *Corps of Ingeneers* e di *Lowe-Karafiath*, basati sul solo equilibrio delle forze (e quindi adatti a superfici piane), ma più particolareggiati nella definizione delle forze interconco.

Infine il metodo di *Sarma*, metodo esatto, che considera relazione tra forze interconco correlata ai parametri del terreno.

Daremo maggiore rilievo alle analisi condotte con i metodi di M&P e Sarma, in quanto particolarmente attendibili, perchè entrambi esatti, e complementari, dal momento che il primo si caratterizza per un approccio più analitico (esprime la relazione tra forze interconco mediante una funzione matematica), mentre il secondo per uno più concettuale (tale relazione viene correlata ai parametri geotecnici del terreno).

Procediamo portando avanti parallelamente le verifiche globali e quelle locali, modificando le configurazioni del problema (tipo di superficie e profondità di falda) e osservando in back analisys i parametri del terreno restituiti alle due scale.

Come già indicato in precedenza, consideriamo per le verifiche locali condizioni di equilibrio limite, mentre per quelle globali condizioni vicine al limite:

- FS ~ 1.0 per le analisi del rilevato stradale franato
- FS ~ 1.1 per le analisi sull'intero pendio

## Analisi

Parametri di partenza delle seguenti analisi:

c' [kPa]	$\phi'$ [°]	Falda [m]
3	27	1.5

### Autolocate

Senza imporre limiti alla superficie di scivolamento viene individuata instabilità nella porzione alta del versante, tra la casa cantoniera e il tracciato di monte.

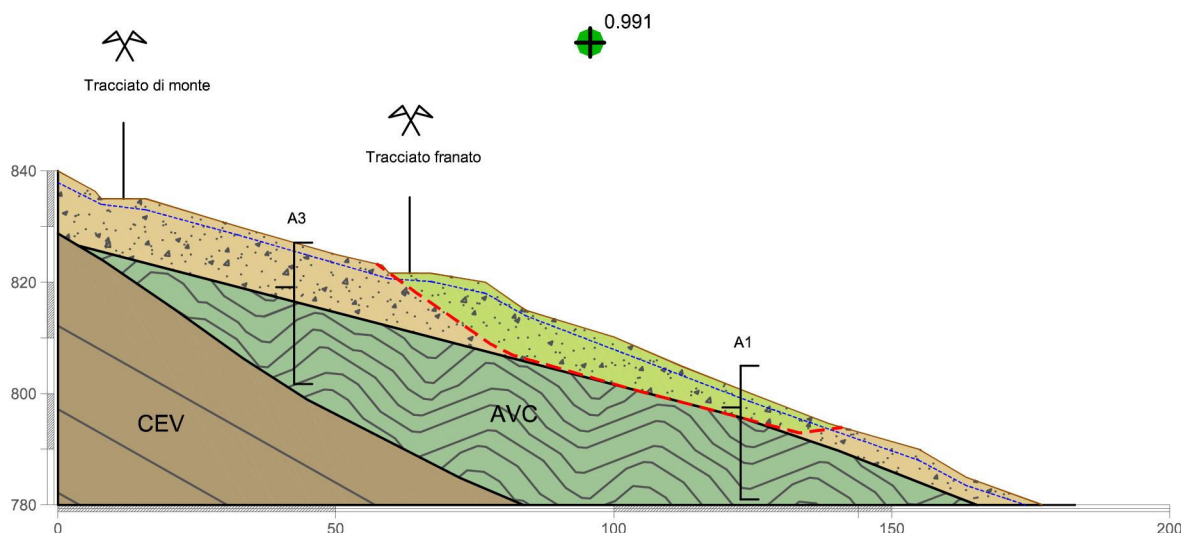
Se imponiamo i limiti evidenziati dalle evidenze di frana ritroviamo già condizioni di equilibrio limite (FS = 0.991), con superficie potenzialmente instabile proprio in corrispondenza del corpo principale di frana; l'analisi fornisce individua quindi un'instabilità locale del versante.

In generale le superfici risultano lambire tangenzialmente il substrato del Biola immediatamente a valle del tracciato franato; tale substrato è presente a profondità variabile tra 9.00 e 12.00 m, profondità tutto sommato compatibili con le informazioni inclinometriche delle aree adiacenti, che individuano valori inferiori.

Per quanto riguarda la **superficie critica (locale)**, essa risulta una vera e propria superficie a blocchi, appoggiata sul substrato; ciò si sposa bene con un movimento traslativo, che vedrebbe lo scivolamento sulla superficie di strato.

Le profondità risultano nella parte alta compatibili con quelle individuate dall'inclinometro A3, mentre vicino al piede risultano superiori a quelle indicate dall'A1.

Teniamo comunque conto del fatto che l'inclinometro A3 è esattamente in sezione, quindi le sue letture più aderenti alla situazione locale, mentre l'A1 è 15-20 m fuori sezione, quindi le sue letture più approssimative.



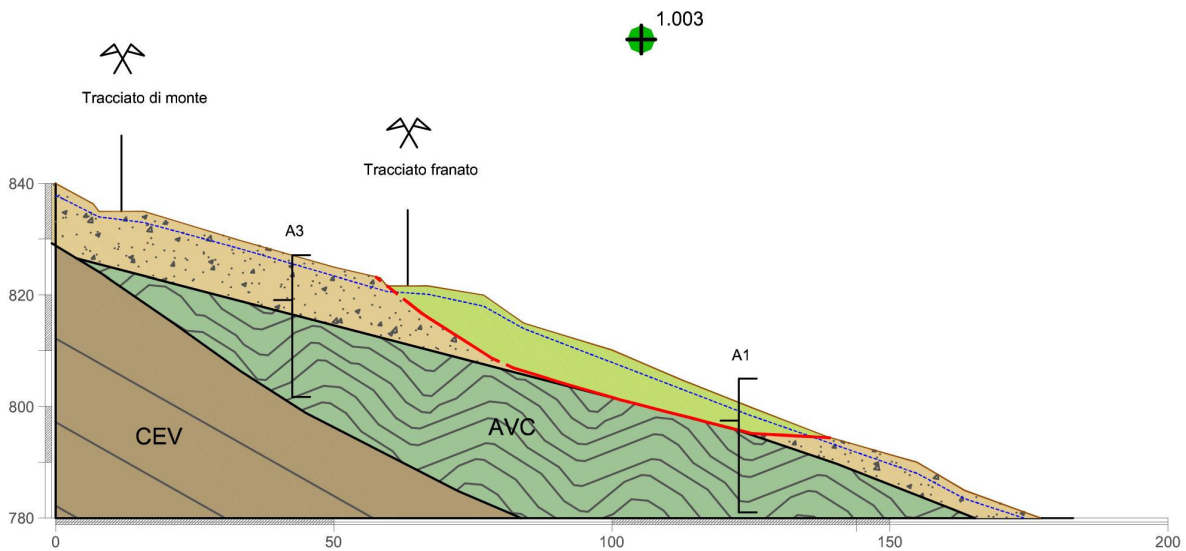
ANALISI	SUPERFICIE	METODO	c' [kPa]	$\phi'$ [°]	Falda [m]	FS
LOCALE	Autolocate	M&P	3	27	1.5	0.991

L'analisi conferma quindi per terreno e falda i parametri di partenza: 3kPa di coesione, 27° di angolo di attrito, falda a 1.5 m da p.c.

#### Entry exit optimized

L'**analisi locale** con M&P individua equilibrio limite (FS = 1.003) su una superficie molto simile a quella ricercata automaticamente, superficie a blocchi appoggiata sul substrato, un po' meno estesa a valle.

Janbu come previsto sottostima il fattore di sicurezza, restituendo FS = 0.977, il Corps restituisce FS = 1.009, L-K FS = 1.003, Sarma FS = 1.012. Le superfici sono identiche a M&P, solo Sarma individua al piede una geometria più coerente con la lettura inclinometrica, fermo restando il certo livello di approssimazione di quest'ultima.

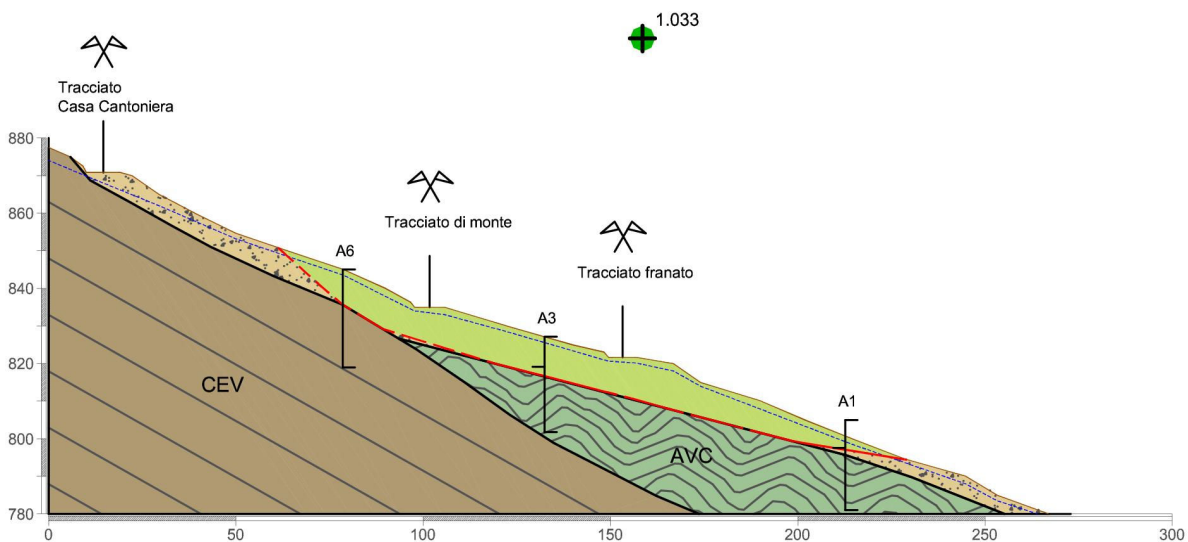


ANALISI	SUPERFICIE	METODO	$c'$ [kPa]	$\phi'$ [°]	Falda [m]	FS
LOCALE	Entry&Exit opt	M&P	3	27	1.5	1.003

Anche in questo caso l'analisi locale conferma per terreno e falda i parametri di partenza: 3kPa di coesione, 27° di angolo di attrito, falda a 1.5 m da p.c.

L'analisi globale con M&P individua equilibrio limite (FS = 1.033) su una superficie a blocchi costituita da un blocco centrale molto esteso, quasi completamente appoggiato sul piano di strato del Biola, e a monte e a valle da due blocchi più piccoli, di congiungimento alla superficie (a monte inclinazione data da piano di strato del Cervarola).

Janbu individua FS = 1.020, il Corps FS = 1.020, L-K FS = 1.031, Sarma FS = 1.031. Il Corps individua una superficie a più blocchi (3 a monte, 1 centrale, 1 a valle), L-K necessita della caratterizzazione del substrato di Ponte Biola come bedrock e individua superficie di scivolamento completamente sui piani di strato, Sarma restituisce come M&P.



ANALISI	SUPERFICIE	METODO	$c'$ [kPa]	$\phi'$ [°]	Falda [m]	FS
GLOBALE	Entry&Exit opt	M&P	3	27	1.5	1.033

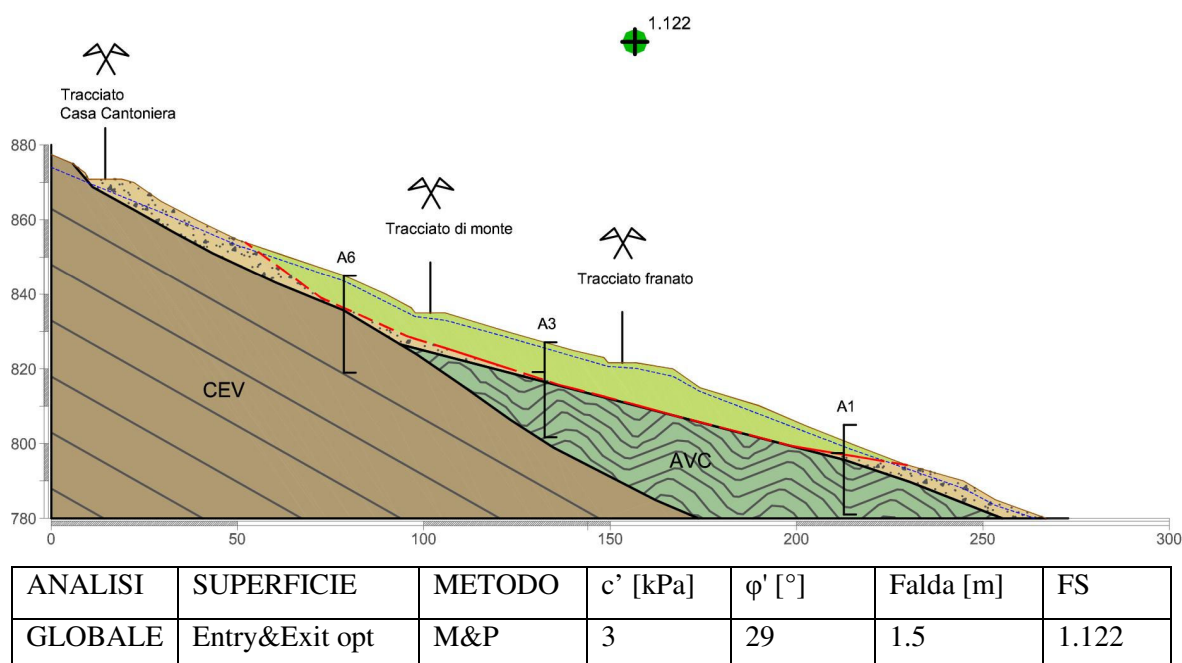


La configurazione parametri terreno-falda considerata nell'analisi dell'intero versante risulta quindi insoddisfacente, dovendo ricercare  $FS = 1.100$ .

Si ritrovano le condizioni ricercate alzando l'angolo di attrito a  $28-29^\circ$ : così facendo la superficie di scivolamento a monte si discosta dal piano di strato, formando 2 blocchi.

In alternativa abbassando la falda a 2.5 m da p.c., ottenendo in questo caso una superficie più simile a quella iniziale.

In entrambe le analisi rimane la non perfetta congruenza con la lettura inclinometrica sul sondaggio A1: la superficie risulta dai 2,0 ai 2,5 m più profonda rispetto agli 8 m riportati. La situazione che si avvicina maggiormente è quella dell'angolo d'attrito a  $29^\circ$ .

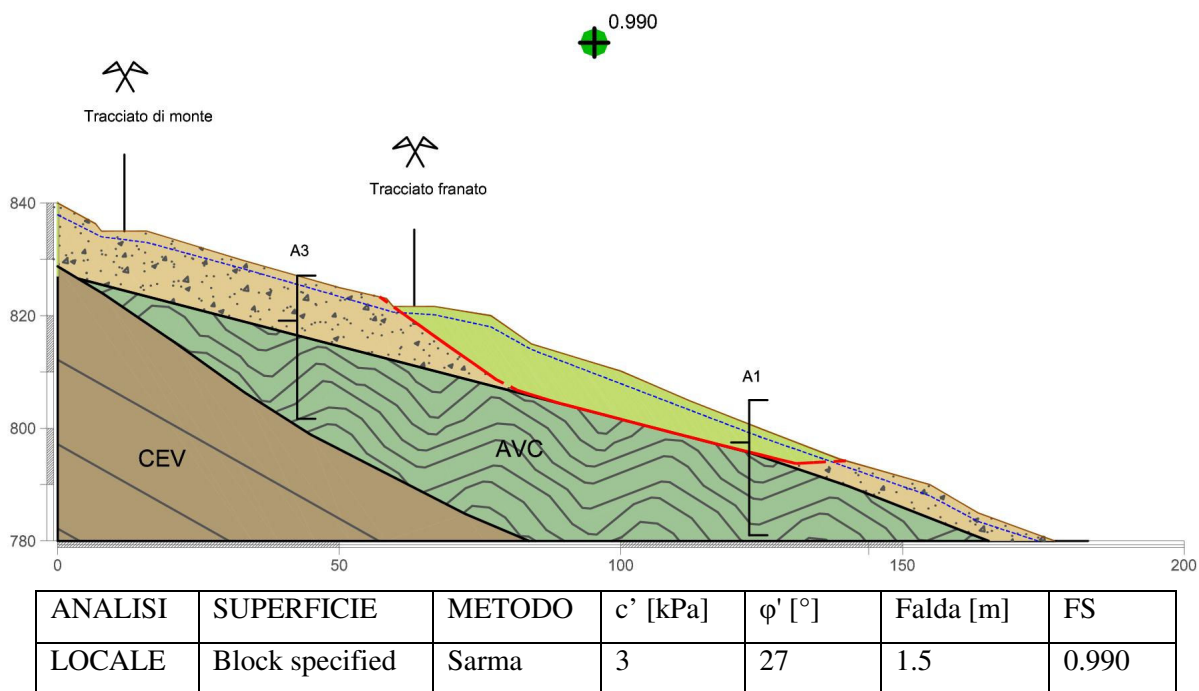


L'analisi globale indica in definitiva per terreno e falda i seguenti parametri: 3kPa di coesione,  $29^\circ$  di angolo di attrito, falda a 1.5 m da p.c.

### Block specified

L'analisi locale con M&P individua equilibrio limite ( $FS = 0.991$ ) su una superficie molto simile a quella ricercata automaticamente, superficie a blocchi appoggiata sul substrato, un po' meno estesa a valle.

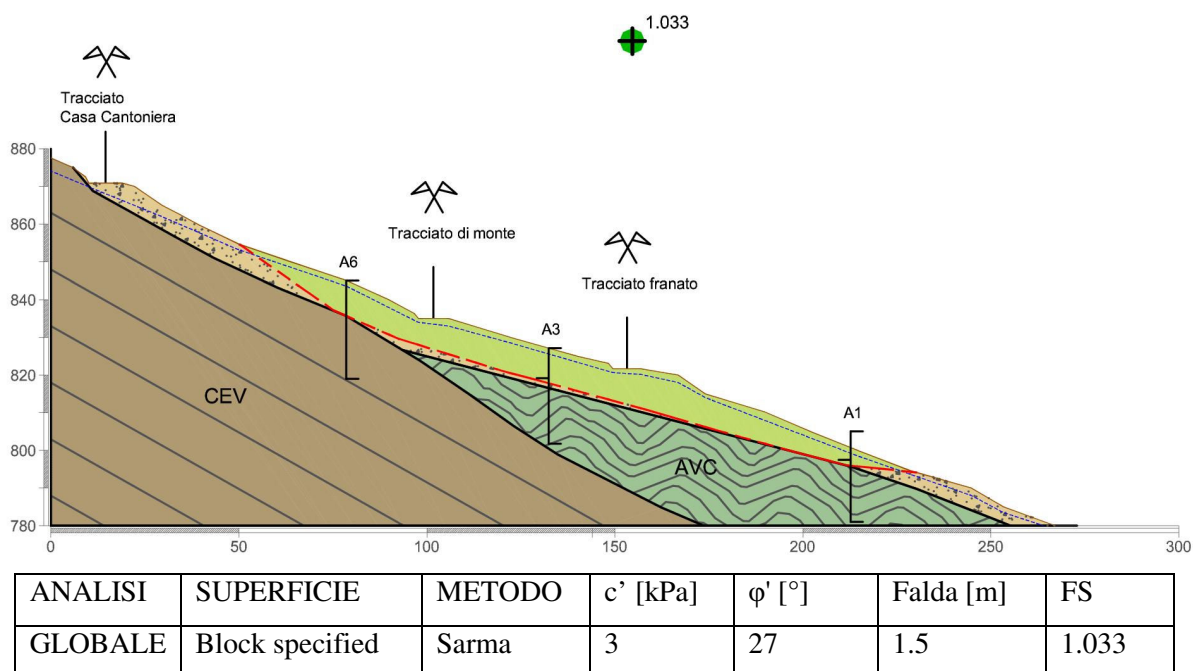
Janbu inaspettatamente sovrastima il fattore di sicurezza, restituendo  $FS = 0.970$ , il Corps individua  $FS = 1.006$ , L-K  $FS = 0.966$ , Sarma  $FS = 0.990$ . Le superfici sono identiche a M&P, a parte L-K che al piede fa penetrare la superficie di scivolamento nel substrato del Biola, risultato inaccettabile alla luce delle letture inclinometriche sul foro A1.



L'analisi locale conferma quindi per terreno e falda i parametri di partenza: 3kPa di coesione, 27° di angolo di attrito, falda a 1.5 m da p.c.

L'analisi globale con M&P individua equilibrio limite (FS = 1.030) su una superficie a blocchi costituita da un blocco centrale molto esteso, solo in parte appoggiato sul piano di strato del Biola, e a monte e a valle da due blocchi più piccoli, di congiungimento alla superficie. In questo caso è migliore la congruenza con la lettura inclinometrica A1 (differenza inferiore ai 2 m).

Janbu individual FS = 1.018, il Corps FS = 1.021, L-K FS = 1.025, Sarma 1.033. Il Corps individua una superficie a più blocchi, completamente appoggiata allo strato, L-K più sollevata, Sarma una superficie a 3 blocchi molto più coerente con l'inclinometro A1.

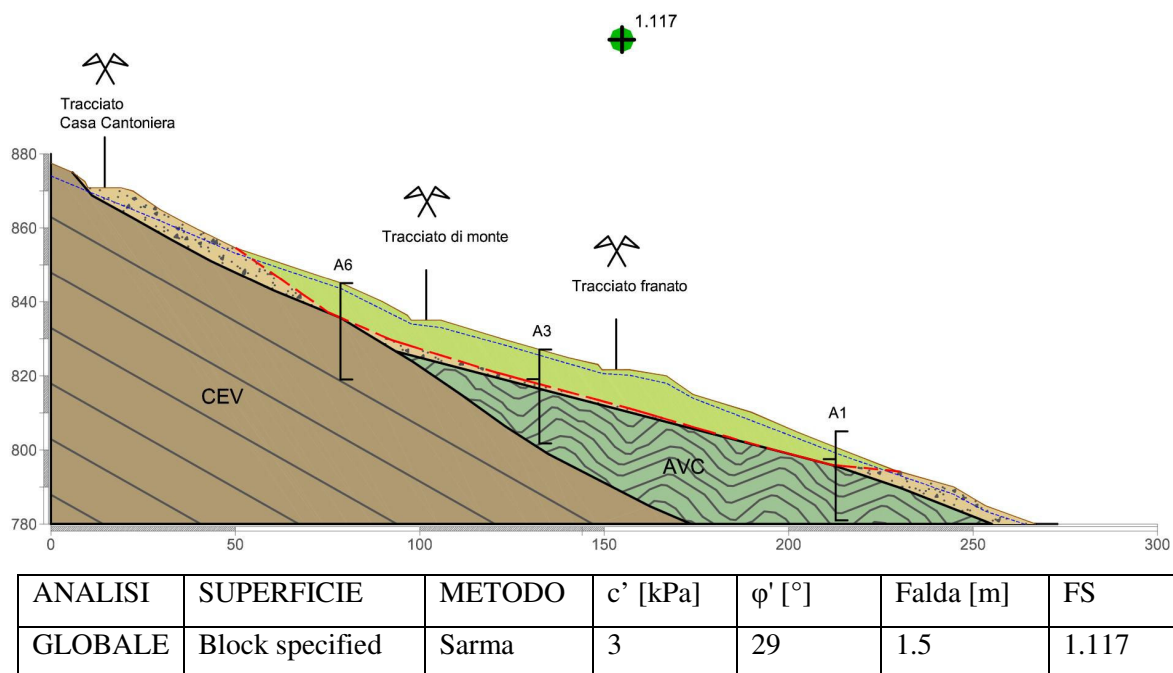


La configurazione parametri terreno-falda considerata nell'analisi dell'intero versante risulta quindi insoddisfacente, dovendo ricercare  $FS = 1.100$ .

Considerando l'analisi con Sarma, si ritrovano le condizioni ricercate alzando l'angolo di attrito a  $28-29^\circ$ , con superficie immutata.

In alternativa abbassando la falda a 2,5 m da p.c., con superficie che diventa però più schiacciata sul piano di strato.

Il metodo M&P conferma numericamente il FS restituito da Sarma, ma individua geometrie meno aderenti al dato inclinometrico.



L'analisi globale indica in definitiva per terreno e falda i seguenti parametri: 3kPa di coesione,  $29^\circ$  di angolo di attrito, falda a 1.5 m da p.c.

## Sintesi delle analisi effettuate

ANALISI	SUPERFICIE	METODO	c' [kPa]	$\phi'$ [°]	Falda [m]	FS	figura	
GLOBALE	Entry&Exit opt	M&P	3	27	1.5	1.030	X	
		Janbu	3	27	1.5	1.020		
			Corps II	3	27	1.5	1.020	
			L-K	3	27	1.5	1.031	
			Sarma	3	27	1.5	1.031	
			M&P	3	27	2.5	1.120	
			Sarma	3	27	2.5	1.122	
			M&P	3	29	1.5	1.122	X
			Sarma	3	29	1.5	1.116	
		Block specified	M&P	3	27	1.5	1.030	
			Janbu	3	27	1.5	1.018	
			Corps II	3	27	1.5	1.021	
			L-K	3	27	1.5	1.025	
			Sarma	3	27	1.5	1.033	
			M&P	3	27	2.5	1.118	
			Sarma	3	27	2.5	1.133	
			M&P	3	29	1.5	1.112	
			Sarma	3	29	1.5	1.117	X
	LOCALE	Autolocate	M&P	3	27	1.5	0.991	X
		Entry&Exit opt	M&P	3	27	1.5	1.030	X
Janbu			3	27	1.5	1.020		
			Corps II	3	27	1.5	1.020	
			L-K	3	27	1.5	1.031	
			Sarma	3	27	1.5	1.031	
		Block specified	M&P	3	27	1.5	0.991	
			Janbu	3	27	1.5	0.970	
			Corps II	3	27	1.5	1.006	
			L-K	3	27	1.5	0.966	
		Sarma	3	27	1.5	0.990	X	

Tabella 40 - Tabella di sintesi delle analisi di stabilità effettuate.

## Scelta dei parametri

Per la scelta dei parametri del terreno prendiamo in considerazione le ultime verifiche riportate, evidenziate nella tabella riassuntiva, che restituiscono superfici di scivolamento particolarmente coerenti con quanto indicato dai dati a disposizione, sia su scala locale che su scala globale.

In particolare diamo rilievo all'**analisi locale** caratterizzata da superficie a blocchi, metodo Sarma, parametri 3 kPa e 27°, falda a 1,5 m da p.c.; e all'**analisi globale** caratterizzata da superficie a blocchi, metodo Sarma, parametri 3 kPa e 29°, falda a -1,5 m da p.c.

Da una mediazione dei risultati di queste due analisi, otteniamo per il nostro pendio la seguente configurazione parametri terreno-falda:

- coesione (efficace) della coltre detritica: 3 kPa
- angolo di attrito(efficace) della coltre detritica: 28°
- profondità falda: 1,5 m.

Tale configurazione risulta perfettamente coerente con l'analisi al Pendio Illimitato sviluppata inizialmente, ritenuta per il caso in oggetto particolarmente verosimile e significativa.

## **Analisi di sensitività**

Il range di variazione dei parametri considerato nelle analisi di stabilità effettuate risulta ridotto, a causa del fatto che si sono individuate già in prima battuta le condizioni e le geometrie ricercate.

Risulta per questo opportuno valutare la sensibilità dell'analisi nei confronti della variazione di coesione e angolo di attrito del terreno, al fine di osservare quale tra i due parametri risulti più rilevante, e di valutare l'eventuale necessità di studiare configurazioni alternative a quelle analizzate.

Anche per le analisi di sensitività utilizziamo SLOPE/W, che contiene tra i suoi strumenti un algoritmo apposito per lo sviluppo di studi di questo tipo, descritto nel Paragrafo 5.2.2.

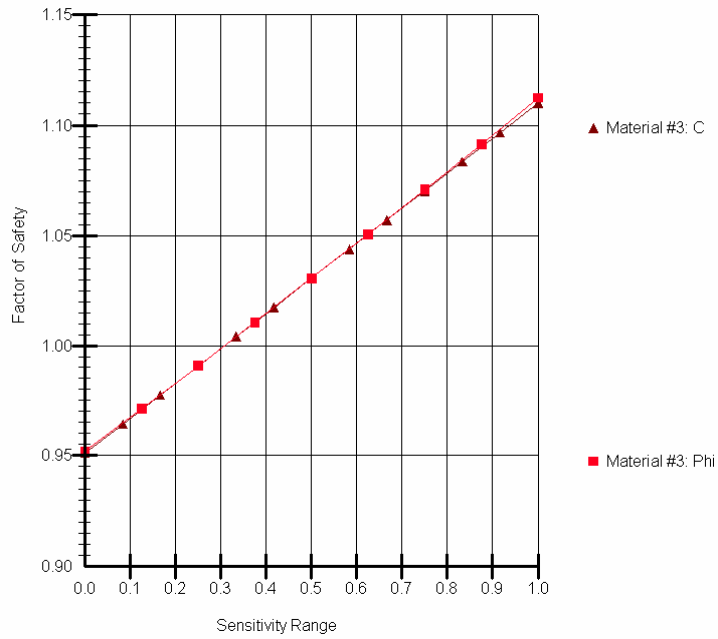
Consideriamo come valori medi per i parametri geotecnici della coltre detritica quelli individuati in definitiva dalle analisi di stabilità: 3 kPa e 28°.

Facciamo variare la coesione in un range di 6 kPa, quindi da 0 a 6 kPa, mentre l'angolo di attrito in un range di 4°, quindi da 26 a 30°; per le analisi di sensitività sulla coesione verrà considerato angolo di attrito costante pari al valor medio  $\phi' = 28^\circ$ , mentre per le analisi sull'angolo di attrito una coesione pari a  $c' = 3$  kPa.

Utilizziamo la modellizzazione sviluppata nelle analisi di stabilità più significative, caratterizzata da superficie di rottura a blocchi, falda a 1.5 m da p.c., metodo di calcolo Sarma.

Per quanto riguarda le **analisi locali**, ritroviamo una sensitività pressoché identica nei confronti di coesione e angolo di attrito:

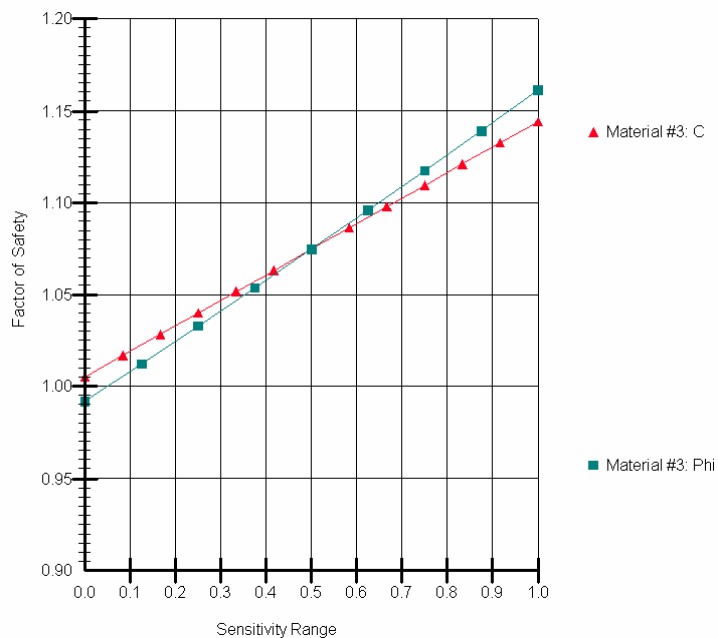
Sensitivity Data



ANALISI	SUPERFICIE	METODO	$c'$ [kPa]	$\phi'$ [°]	Falda [m]
LOCALE	Block specified	Sarma	0 - 6	26 - 30	1.5

Per quanto riguarda le **analisi globali**, ritroviamo invece una maggiore sensibilità nei confronti dell'angolo di attrito, seppure l'andamento rimanga simile.

Sensitivity Data



ANALISI	SUPERFICIE	METODO	$c'$ [kPa]	$\phi'$ [°]	Falda [m]
GLOBALE	Block specified	Sarma	0 - 6	26 - 30	1.5

Osserviamo nel caso locale come la variazione di 1 kPa in coesione determini una variazione del fattore di sicurezza di 0.027, mentre la variazione di 1° in angolo di attrito ne determini una variazione di 0.040.

Di conseguenza per mantenerci allo stato limite potremmo variare coesione e angolo di attrito nel rapporto 3/2 (ad esempio calando  $c'$  a 0 kPa e aumentando  $\phi'$  a 30°).

Osserviamo nel caso globale invece come la variazione di 1 kPa in coesione determini una variazione del fattore di sicurezza di 0.023, mentre la variazione di 1° in angolo di attrito ne determini una variazione di 0.042.

Di conseguenza in questo caso, per mantenerci allo stato limite, potremmo variare coesione e angolo di attrito in un rapporto prossimo a 2 (ad esempio calando  $c'$  a 1 kPa e aumentando  $\phi'$  a 29°).

Possiamo individuare come possibili “configurazioni estreme” dei parametri del terreno le seguenti combinazioni:

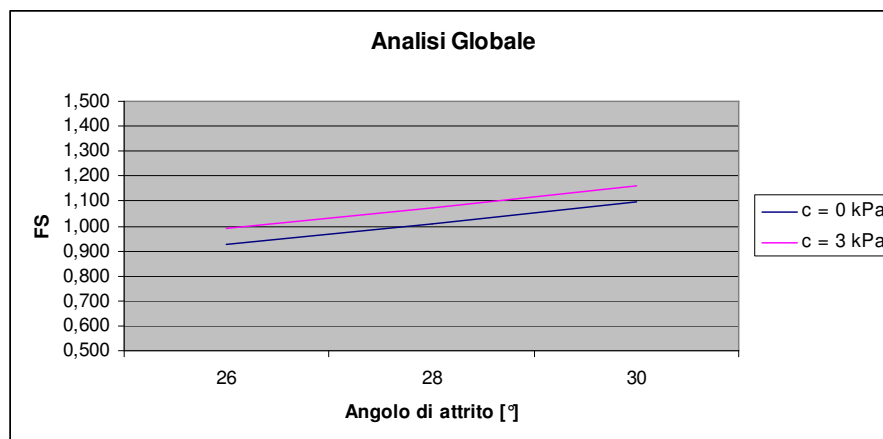
- $c' = 0-1$  kPa e  $\phi' = 29-30^\circ$
- $c' = 4-5$  kPa e  $\phi' = 26-27^\circ$

La scelta effettuata dei parametri di coesione e angolo di attrito più appropriati (3 kPa e 28°), alla luce delle analisi di sensitività, risulta in definitiva accettabile.

Essi risultano infatti valori centrali negli intervalli di variabilità attesi, e una loro ridotta differenza non comporta modificazioni significative sul coefficiente di sicurezza.

In particolare per quanto riguarda la coesione, difficile da stimare, una sua oscillazione tra 0 e 3 kPa porta a una variazione del fattore di sicurezza inferiore a 0.07-0.08, variabilità che non pregiudica la validità dell’analisi.

Riportiamo per completezza i risultati di un’analisi di sensitività svolta manualmente, facendo variare l’angolo di attrito tra 26 e 30° a coesione costante pari a 0 o 3 kPa:





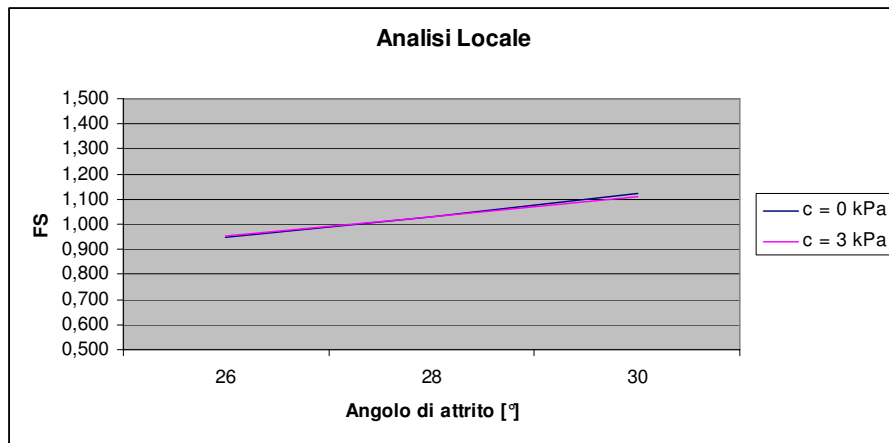


Figura 157 - Grafici elaborati dalle analisi di sensitività al Pendio Indefinito.

L'**analisi globale** conferma quanto restituito dall'algoritmo di sensitività di Slope, mentre l'**analisi locale** mostra addirittura una sostanziale indipendenza del fattore di sicurezza nei confronti della coesione.

Questo attribuisce ulteriore valore alle considerazioni appena illustrate.

### 5.3.3 Sintesi e conclusioni

Dalle analisi di stabilità emergono, per il pendio in questione, valori di resistenza decisamente elevati, con particolare riferimento all'angolo di attrito residuo del terreno, che si attesta attorno ai 28°.

Come riportato nella trattazione teorica relativa al comportamento dei terreni, le argille sovraconsolidate mostrano in condizioni drenate un comportamento che vede lo sviluppo di elevate resistenze per sforzi normali e deformazioni ridotti (determinato dal contributo della coesione), ma un successivo decadimento della resistenza al crescere delle deformazioni (determinato dalla perdita del contributo coesivo e dalla riduzione dell'angolo di attrito a causa di fenomeni di dilatanza e isoorientazione); mediamente gli angoli di attrito di picco e critico si attestano attorno ai 30°, ma essi decadono a valori residui compresi al di sotto dei 15-20°.

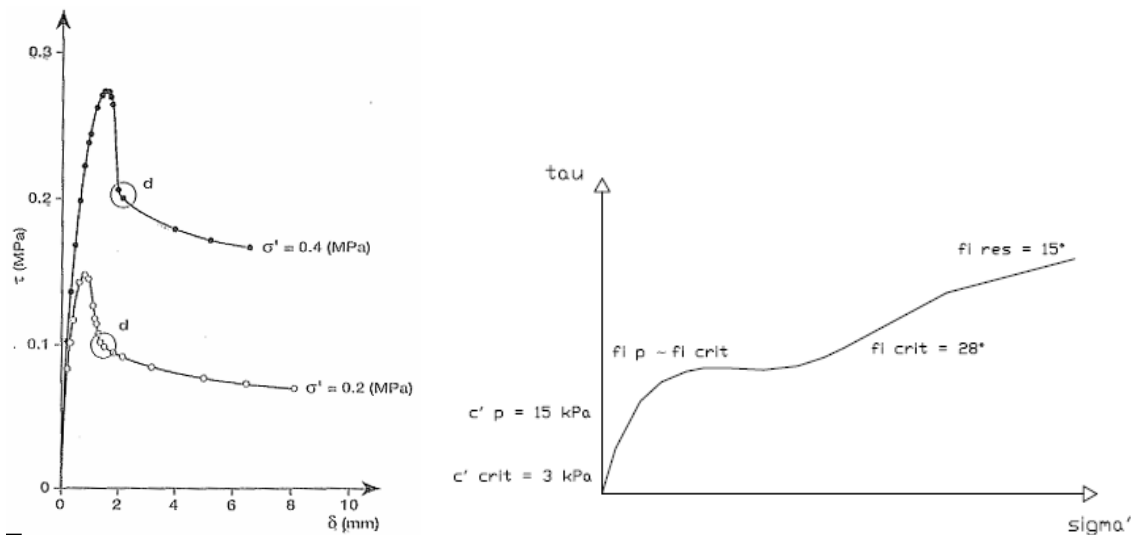


Figura 158 . Grafici relativi al comportamento delle argille sovraconsolidate in condizioni drenate.

Nelle condizioni analizzate, di equilibrio limite in un versante interessato da evidenti deformazioni, ci aspetteremmo valori dei parametri del terreno prossimi allo stato residuo, e quindi vicini ai 15°; in realtà le back analysis appena descritte restituiscono valori decisamente superiori, evidenziando un ridotto scadimento della resistenza anche a seguito di movimenti rilevanti.

Tale comportamento risulta caratteristico di particolari terreni argillosi, come dimostrano gli studi specifici sviluppati da **Lupini et al (1981)**, riportati nel Capitolo 1.

Il mantenimento di angoli di attrito elevati anche in stato residuo è attribuibile a terreni argillosi caratterizzati da una ridotta frazione in argilla (CF inferiore al 30%), e da una bassa plasticità (PI inferiore al 20%):

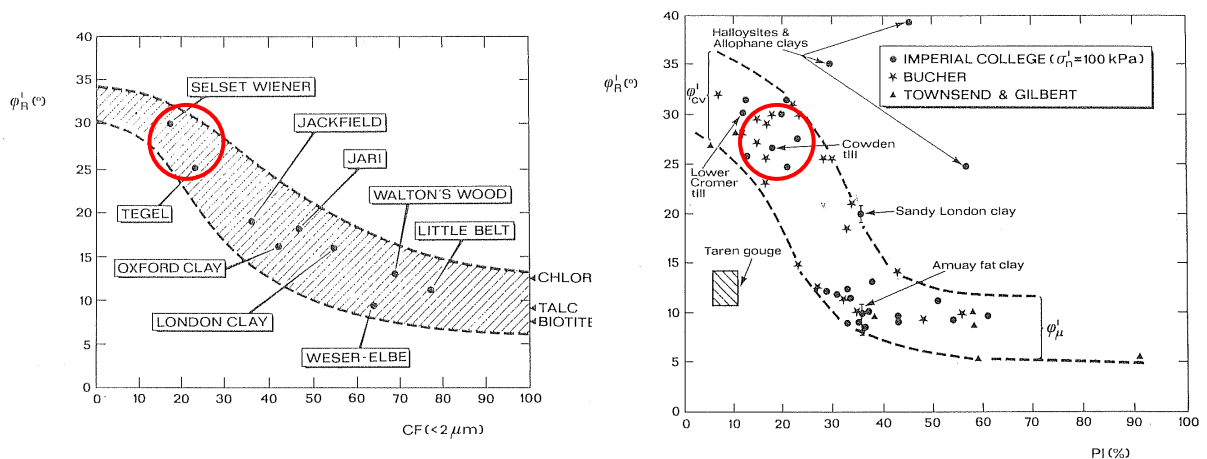


Figura 159 - Abacchi di correlazione tra angolo di attrito residuo, e mineralogia o indice di plasticità del terreno, proposti da Skempton(1964) e Lupini et al.(1981).

Tali terreni sviluppano la resistenza residua attraverso un *comportamento prevalentemente turbolento*, caratterizzato da una mobilitazione caotica delle particelle arrotondate (sabbiose) e dall'assenza di isoorientazione da parte delle particelle allungate (argillose); la mancanza di

una orientazione preferenziale in corrispondenza della superficie di scivolamento fa sì che la resistenza si mantenga su valori significativamente elevati.

Riportiamo di seguito un interessante grafico sperimentale inerente gli studi di Lupini, riferito a test su suoli naturali:

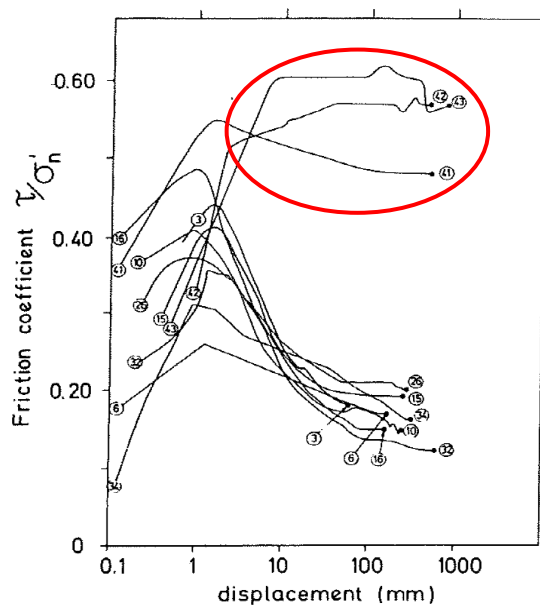


Figura 160 - Resistenza mostrata a successivi stati deformativi dai provini di terreno considerati negli studi di Lupini et al. (1981)

Il grafico conferma come il comportamento medio dei terreni argillosi veda una caduta di resistenza a seguito di elevate deformazioni; si hanno però casi particolari, come lo è quello in questione, in cui il terreno mantiene resistenza al taglio elevata anche in tali condizioni.

Nell'ambito degli studi raccolti da Lupini, particolarmente aderenti al caso delle argilliti di Ponte Biola risultano i terreni analizzati da Townsend e Gilbert, argille scistose dure: dal grafico che correla la resistenza residua all'indice di plasticità osserviamo come tali terreni mostrino, per basse plasticità, valori dell'angolo di attrito residuo compresi tra i 25 e i 30°, molto vicini a quelli che abbiamo ritrovato nelle analisi.

Possiamo quindi individuare le possibili motivazioni del comportamento singolare delle argilliti del complesso del Ponte Biola nella loro natura mineralogica, e in particolare nella loro struttura.

Le argilliti del Biola appaiono molto compatte, pur mostrando un'evidente scistosità e scagliosità, che attribuisce loro bassa plasticità; la struttura appare quindi caratterizzata da particelle direzionate parallelamente tra loro, apprezzabili ad occhio nudo, mediamente dure e consistenti, che si sfaldano preferenzialmente lungo certe direzioni. Lo sfaldamento di questo complesso avviene generalmente a seguito di saturazione del terreno, e quindi di eventi meteorici.

## 5.4 Verifiche di stabilità secondo Normativa Tecnica delle Costruzioni (NTC) 2008

### 5.4.1 Verifiche in condizioni statiche

#### Caratterizzazione del problema

Consideriamo per il pendio la caratterizzazione utilizzata nelle analisi di stabilità, sviluppate nelle condizioni operative; a partire da esse ci portiamo in *condizioni di progetto* applicando su azioni, parametri e resistenze le prescrizioni indicate dalla normativa di riferimento, il DM 14/01/2008.

Nello specifico, la normativa indica per la verifica di sicurezza agli stati limite ultimi (SLU) l'utilizzo dell'Approccio 1 - Combinazione 2:

$$A2 + M2 + R2$$

Per le verifiche in oggetto, i coefficienti parziali peggiorativi a noi utili risultano:

CARICHI	EFFETTO	A2
Variabili	Favorevole	0.0
	Sfavorevole	1.3

PARAMETRO	GRANDEZZA	M2
Angolo di attrito	$\tan \varphi'$	1.25
Coesione efficace	$c'$	1.25
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	1.0

RESISTENZA	R2
Resistenza	1.1

Tabella 41 - Coefficienti parziali peggiorativi utilizzati nelle verifiche statiche.

Sottolineiamo come in sede di verifica consideriamo il contributo del traffico stradale, modellizzato come sovraccarico variabile distribuito, di entità 20 kPa.

Il contributo della falda risulta invariato rispetto alle condizioni operative.

Applicando a carichi e parametri i coefficienti individuati otteniamo la seguente configurazione di progetto:

#### Azioni

- Carico variabile stradale (sfavorevole): 20 kPa

$$\gamma_a = 1.3$$

$$\text{Carico variabile stradale di progetto: } 1.3 \times 20 \text{ kPa} = 26 \text{ kPa}$$

#### Parametri

- Angolo di attrito dell'orizzonte detritico: 28°

$$\gamma_p = 1.25 \text{ (da applicare a } \tan \varphi')$$

Angolo di attrito di progetto dell'orizzonte detritico:  $\arct(\tan 28^\circ / 1.25) = 23.0^\circ$

- Coesione efficace dell'orizzonte detritico: 3 kPa

$$\gamma_p = 1.25$$

Coesione efficace di progetto dell'orizzonte detritico:  $3 \text{ kPa} / 1.25 = 2.4 \text{ kPa}$

- Peso dell'unità di volume:  $19.5 \text{ kN/m}^3$

$$\gamma_p = 1.00$$

Peso operativo dell'unità di volume di terreno:  $1.00 \times 19.5 \text{ kN/m}^3 = 19.5 \text{ kN/m}^3$

### **Resistenza**

- $\gamma_r = 1.1$

## **Parametri e procedimento di analisi**

Utilizziamo per le verifiche i modelli elaborati nella analisi di stabilità considerati più attendibili, quindi sia per l'**analisi locale** che per l'**analisi globale superficie a blocchi e Metodo Sarma**.

Le verifiche di stabilità restituiranno fattori di sicurezza  $FS < 1$ , in quanto le condizioni di progetto risultano più gravose di quelle operative (considerate nelle analisi di stabilità), nelle quali il pendio si trovava già in condizioni di equilibrio limite.

Le alternative da valutare al fine di perseguire la stabilizzazione del pendio saranno due: l'inserimento di una forza stabilizzante o l'abbattimento della falda.

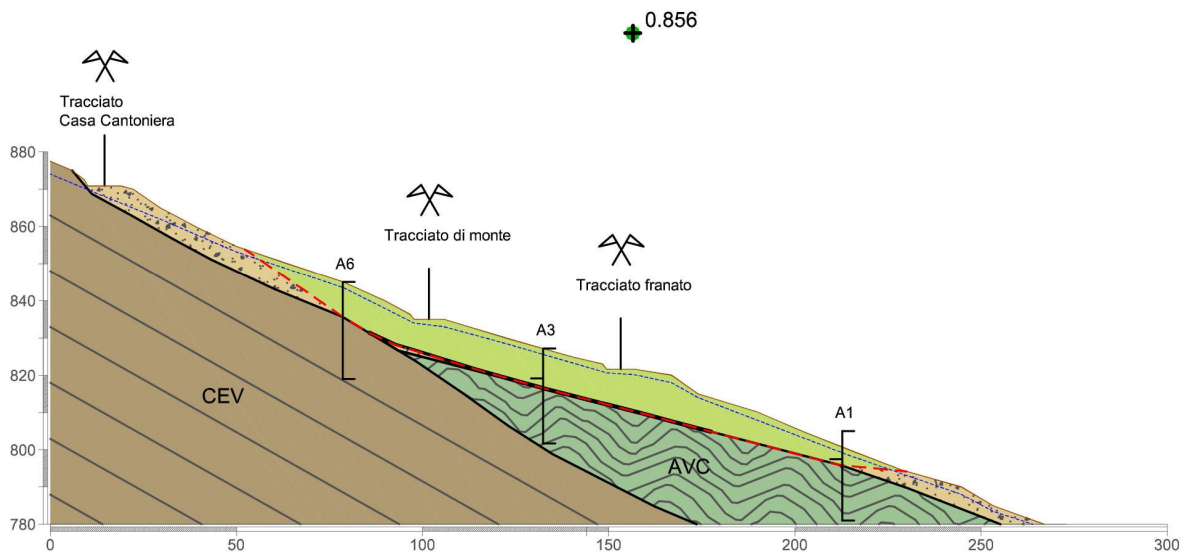
Inseriremo una forza stabilizzante in corrispondenza del rilevato stradale, che simuli la presenza di un'opera di sostegno: ricercheremo il modulo della forza necessario a determinare equilibrio limite, tenendo però conto del coefficiente peggiorativo sulla resistenza  $\gamma_r$ : in definitiva ricercheremo quindi la forza stabilizzante da applicare per ottenere un fattore di sicurezza  $FS = 1.1$ .

In alternativa abbasseremo il livello di falda, in modo da diminuire le pressioni interstiziali nel terreno, simulando la presenza di opere di drenaggio: ricercheremo l'entità dell'abbattimento della falda necessario ad ottenere un fattore di sicurezza pari a quello indicato sopra.

## **Verifiche**

Per la **verifica globale** non è chiaro il comportamento del sovraccarico stradale, che potrebbe giocare a favore o contro la stabilità dell'intero pendio; effettuiamo quindi due distinte analisi, in presenza e assenza di sovraccarico, osservando quella più onerosa.

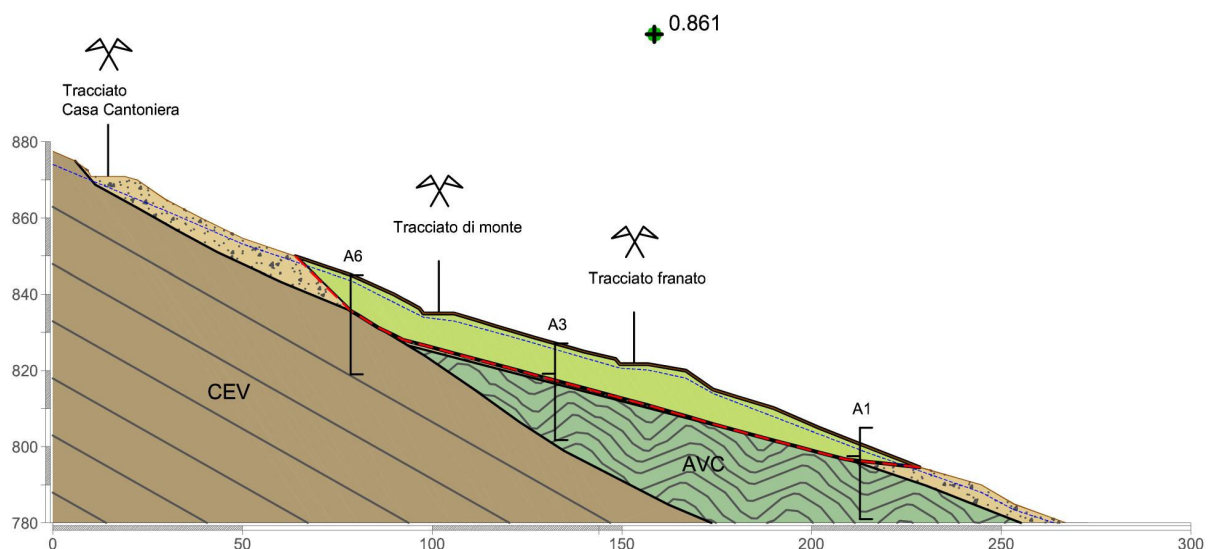
L'analisi con Sarma, inserendo sovraccarico, fornisce FS = 0.862, mentre non inserendolo fornisce FS = 0.856: consideriamo quindi una configurazione senza sovraccarico, seppure la differenza sia minima.



VERIFICA	SUPERFICIE	METODO	c' [kPa]	$\phi'$ [°]	Falda [m]	FS
GLOBALE	Block specified	Sarma	2.4	23	1.5	0.856

Come previsto il risultato della verifica fornisce una situazione ampiamente instabile, confermata anche da M&P che restituisce FS = 0.861.

Le superfici di scivolamento individuate dai due metodi sono simili, anche se in questo caso è M&P a discostarla maggiormente dal piano di strato, riducendone inoltre l'estensione a monte di circa 10 m rispetto a Sarma.



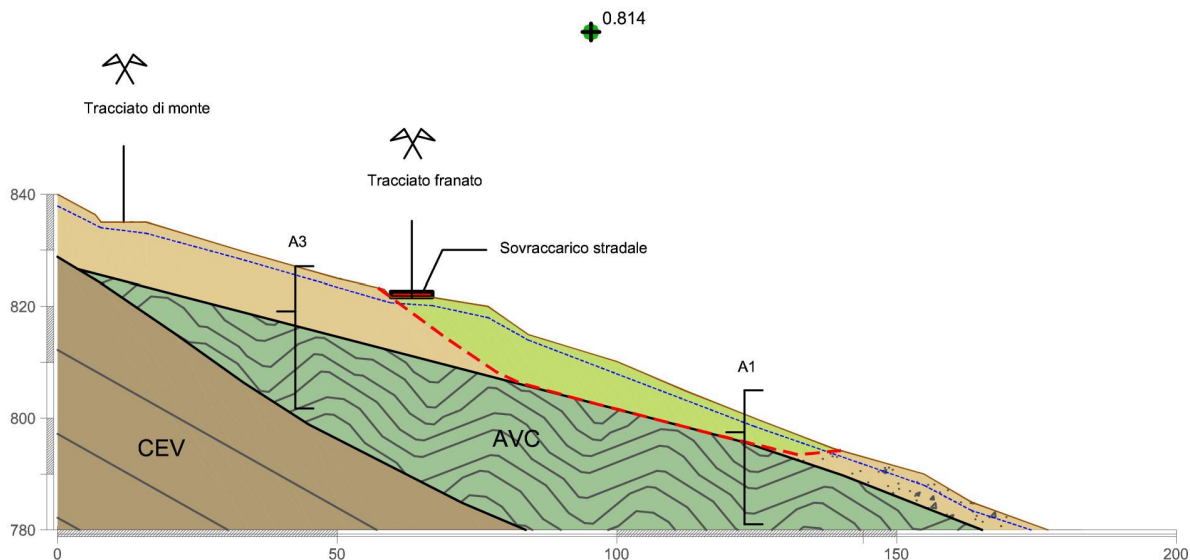
VERIFICA	SUPERFICIE	METODO	c' [kPa]	$\phi'$ [°]	Falda [m]	FS
GLOBALE	Block specified	M&P	2.4	23	1.5	0.861

Per la **verifica locale** il carico stradale è chiaramente instabilizzante, quindi lo inseriamo al di sopra del tracciato, aggravato dal coefficiente  $\gamma_a$ .

L'analisi con Sarma fornisce  $FS = 0.814$ , confermata da M&P ( $FS = 0.815$ ).

La situazione in questo caso è ovviamente più gravosa di quella dell'intero pendio, in accordo con quanto già osservato nelle analisi di stabilità, e rispecchiante la realtà.

Le superfici di scivolamento individuate dai due metodi sono in questo caso identiche.



VERIFICA	SUPERFICIE	METODO	$c'$ [kPa]	$\phi'$ [°]	Falda [m]	FS
LOCALE	Block specified	Sarma	2.4	23	1.5	0.814

### Ricerca della forza stabilizzante (valutazione del deficit di spinta)

L'ultimo step delle verifiche di stabilità consiste nella ricerca della forza da applicare al pendio che permetta il raggiungimento di un adeguato coefficiente di sicurezza, scelto a livello progettuale; in questo caso si ritiene accettabile un coefficiente  $FS = 1.1$ , determinato dall'applicazione del coefficiente  $\gamma_r = 1.1$ , secondo normativa.

Tale verifica è condotta al fine di poter valutare la fattibilità di un intervento di stabilizzazione, e di determinarne la tipologia e le caratteristiche progettuali.

Nella specifico, ci troviamo ad inserire nel modello una forza suborizzontale, diretta verso monte, in grado di trattenere la porzione instabile del versante: un metodo comunemente usato e riconosciuto per la modellizzazione di una forza di questo tipo è quello dell'inserimento, nella geometria del pendio, di uno spessore di larghezza unitaria dotato di una certa coesione non drenata fittizia  $c_u^*$ .

Il contributo della coesione fittizia inserita, diretta tangenzialmente sulla superficie di scivolamento, equivale infatti a quello di una forza di trattenimento applicata dall'esterno da un'eventuale opera meccanica; il modulo della forza è per la precisione pari alla coesione moltiplicata per la lunghezza del tratto di superficie di scivolamento compresa nello spessore fittizio (per superfici non troppo inclinate la forza risulta approssimativamente  $c_u^* \cdot 1$  m).



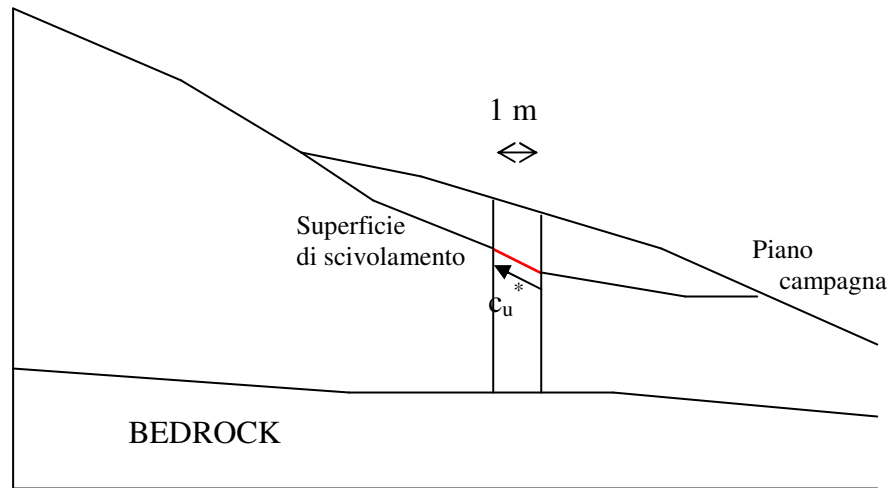


Figura 161 - Schematizzazione metodo di inserimento di una forza stabilizzante in un'analisi di stabilità.

$$F[kN / m] = c_u^* [kN / m^2] \frac{1[m]}{\cos \beta}$$

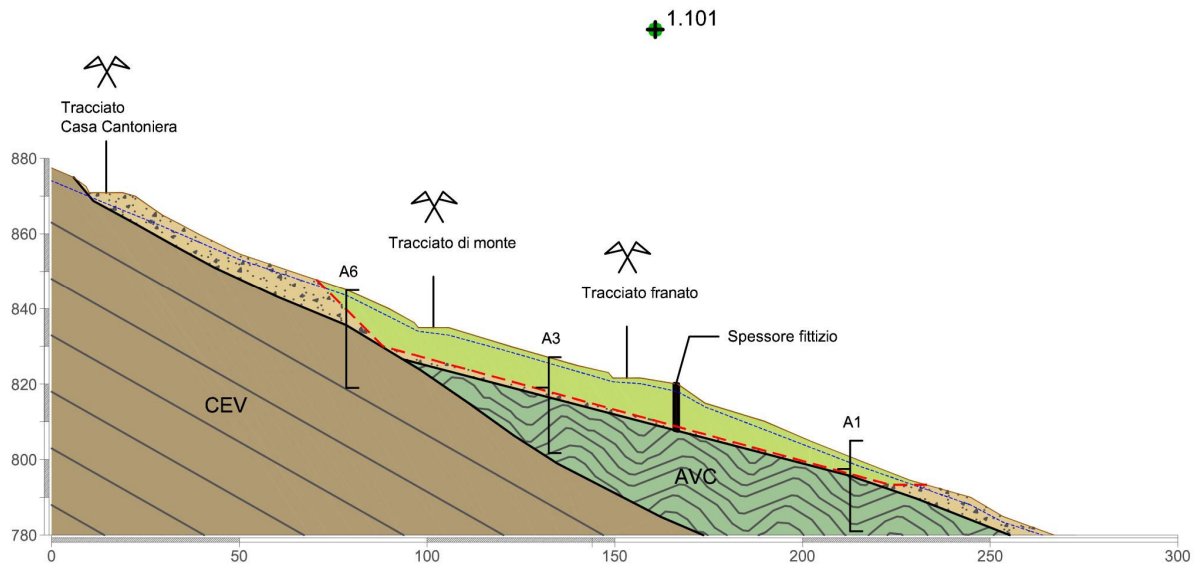
La forza individuata, come si può notare, è una forza equivalente per metro di sviluppo dell'opera.

Per le verifiche ipotizziamo di voler ripristinare il pendio allo stato antecedente l'evento, riprofilando il versante in corrispondenza del corpo principale di frana; di conseguenza consideriamo la geometria iniziale del versante, e non quella attuale (decurtata della porzione franata).

Per la **verifica globale**, come in precedenza non consideriamo sovraccarico stradale perché stabilizzante; svolgendo l'analisi utilizzando il metodo Sarma, per superficie a blocchi, si individua un fattore di sicurezza  $FS = 1.101$  applicando immediatamente a valle del rilevato uno spessore dotato di coesione  $c_u^* = 1500$  kPa.

Di conseguenza per la stabilizzazione dell'intero pendio risulta necessaria una forza equivalente per metro di sviluppo dell'opera pari a circa 1500 kN/m; per la precisione, tenendo conto della pendenza della superficie di scivolamento (di poco inferiore a quella del versante, quindi circa  $15^\circ$ ), otteniamo 1550 kN/m.

La superficie individuata è perfettamente coerente con quelle delle precedenti analisi e verifiche globali.

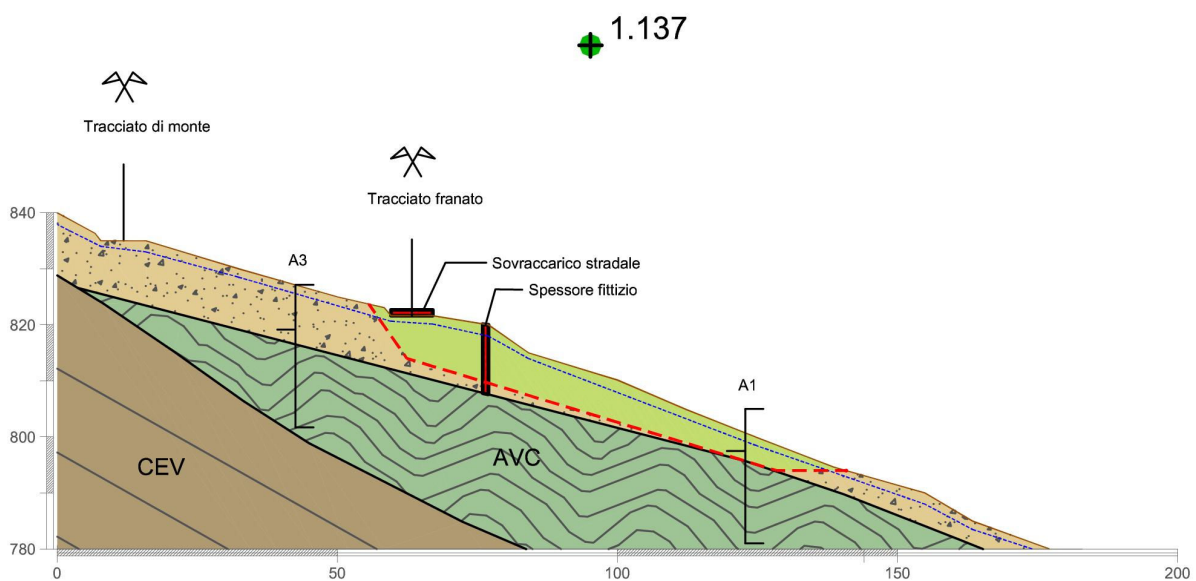


VERIFICA	SUPERFICIE	METODO	$c'$ [kPa]	$\phi'$ [°]	Forza [kN/m]	Falda [m]	FS
GLOBALE	Block specified	Sarma	2.4	23	1550	1.5	1.101

Per la **verifica locale**, consideriamo sovraccarico stradale perché instabilizzante; svolgendo l'analisi utilizzando il metodo Sarma, per superficie a blocchi, si individua un fattore di sicurezza  $FS = 1.137$  applicando immediatamente a valle del rilevato uno spessore dotato di coesione  $c_u^* = 800$  kPa.

Di conseguenza per la stabilizzazione del rilevato risulta necessaria una forza equivalente per metro di sviluppo dell'opera pari a circa 800 kN/m; per la precisione, tenendo conto della pendenza della superficie di scivolamento otteniamo 830 kN/m.

Anche in questo caso la superficie individuata è perfettamente coerente con quelle delle precedenti analisi e verifiche locali.



VERIFICA	SUPERFICIE	METODO	$c'$ [kPa]	$\phi'$ [°]	Forza [kN/m]	Falda [m]	FS
LOCALE	Block specified	Sarma	2.4	23	830	1.5	1.137

I contributi richiesti risultano ovviamente molto diversi per le due differenti scale di stabilizzazione; sarà necessario valutare l'entità dell'azione esercitabile da una certa opera meccanica, e confrontarla con quelle richieste.

## Ricerca dell'abbattimento di falda stabilizzante

Alternativa all'inserimento di una forza esterna che colmi il deficit di spinta sul versante è quella dell'abbattimento della falda, intervento che permette la diminuzione delle pressioni interstiziali, l'aumento degli sforzi efficaci e quindi l'incremento della resistenza al taglio del terreno; in questo modo, a parità di tensioni mobilitate, il fattore di sicurezza aumenta.

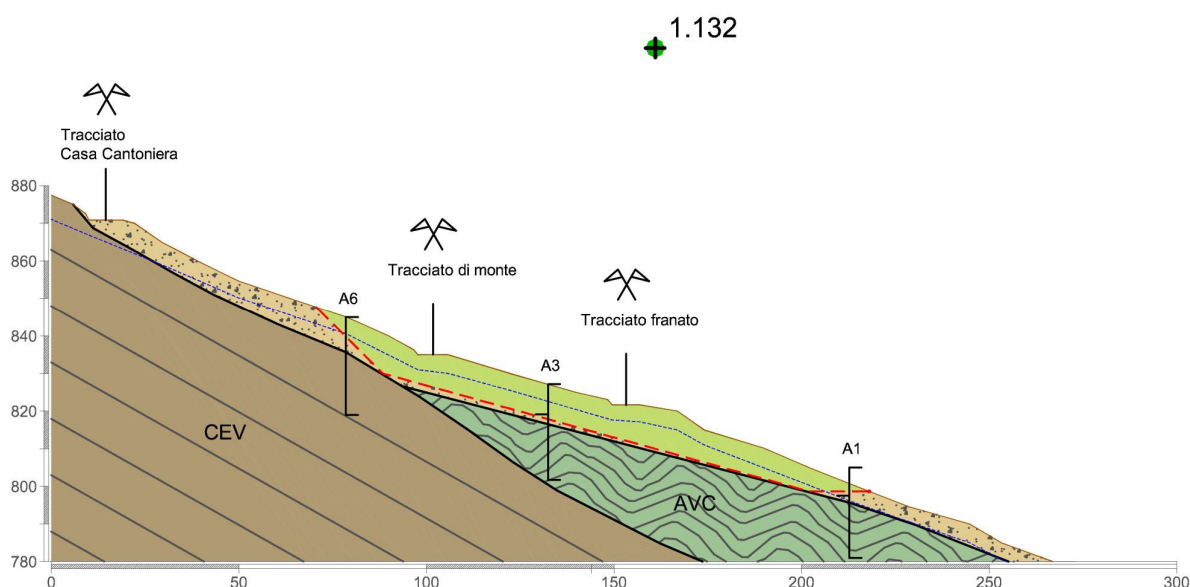
Il contributo positivo determinato dall'abbattimento della falda modella quello determinato dall'inserimento di opere di drenaggio profondo all'interno del pendio.

Anche in questo caso per le verifiche ipotizziamo di voler ripristinare il pendio allo stato antecedente l'evento, riprofilando il versante in corrispondenza del corpo principale di frana; di conseguenza consideriamo la geometria iniziale del versante, e non quella attuale.

Per la **verifica globale**, come in precedenza non consideriamo sovraccarico stradale perché stabilizzante; svolgendo l'analisi utilizzando il metodo Sarma, per superficie a blocchi, si individua un fattore di sicurezza  $FS = 1.132$  abbattendo di 3 m l'altezza della falda.

Di conseguenza per la stabilizzazione dell'intero pendio risulta necessario portare la falda a 4,5 m da p.c.

La superficie individuata è perfettamente coerente con quelle delle precedenti analisi e verifiche globali

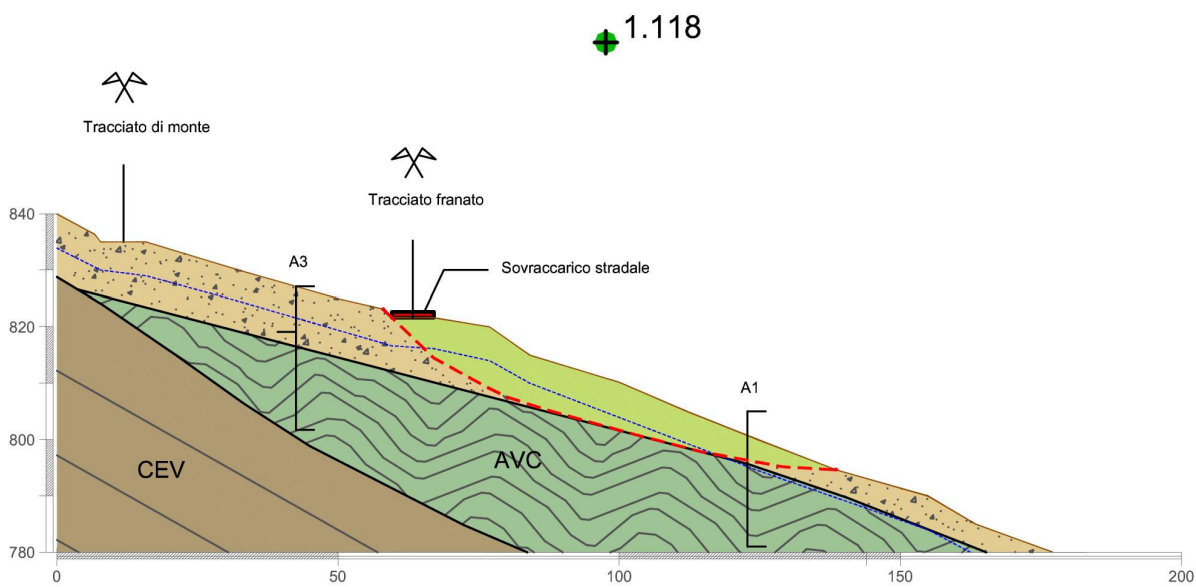


VERIFICA	SUPERFICIE	METODO	c' [kPa]	$\phi'$ [°]	Falda [m]	FS
GLOBALE	Block specified	Sarma	2.4	23	4.5	1.132

Per la **verifica locale**, consideriamo sovraccarico stradale perché instabilizzante; svolgendo l'analisi utilizzando il metodo Sarma, per superficie a blocchi, si individua un fattore di sicurezza  $FS = 1.118$  abbattendo di 4 m l'altezza della falda.

Di conseguenza per la stabilizzazione del rilevato risulta necessario portare la falda a 5,5 m da p.c., abbattimento maggiore di quello richiesto per l'intero versante.

La superficie individuata è perfettamente coerente con quelle delle precedenti analisi e verifiche locali.



VERIFICA	SUPERFICIE	METODO	$c'$ [kPa]	$\phi'$ [°]	Falda [m]	FS
LOCALE	Block specified	Sarma	2.4	23	5.5	1.118

## 5.4.2 Verifiche in condizioni sismiche non drenate

### Caratterizzazione del problema

Consideriamo per il pendio, anche in questo caso, la caratterizzazione utilizzata nelle analisi di stabilità, portandoci in *condizioni di progetto* mediante l'applicazione su azioni, parametri e resistenze delle prescrizioni indicate dalla normativa di riferimento, il DM 14/01/2008.

Nello specifico, la normativa indica per la verifica di sicurezza allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) l'utilizzo dell'approccio:

M2 + R2

Per le verifiche in oggetto, i coefficienti parziali peggiorativi a noi utili risultano:

PARAMETRO	GRANDEZZA	M2
Resistenza al taglio non drenata	$c_u$	1.4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	1.0

RESISTENZA	R2
Resistenza	1.1

Tabella 42 - Coefficienti parziali peggiorativi utilizzati nelle verifiche sismiche non drenate.

Prendiamo la resistenza al taglio non drenata indicata nella relazione geologica, ricavata da prove con Pocket Penetrometer su carote estratte dai sondaggi. Nella relazione vengono individuati due orizzonti di detrito, a coesione variabile tra i 50-120 kPa e 120-150 kPa; consideriamo mediamente una coesione di 100 kPa, più vicina a quella dello strato più superficiale.

Valutiamo se considerare il contributo del traffico stradale, modellizzato come sovraccarico variabile distribuito di entità 20 kPa, a seconda che sia o meno a favore della stabilità.

Prendiamo il livello di falda contemplato nelle back analysis.

Applicando a carichi e parametri i coefficienti individuati otteniamo la seguente configurazione di progetto:

#### **Azioni**

- Carico variabile stradale (sfavorevole): 20 kPa

$$\gamma_a = 1.0$$

$$\text{Carico variabile stradale di progetto: } 1.0 \times 20 \text{ kPa} = 20 \text{ kPa}$$

#### **Parametri**

- Coesione non drenata dell'orizzonte detritico: 100 kPa

$$\gamma_p = 1.4$$

$$\text{Coesione non drenata di progetto dell'orizzonte detritico: } 100 \text{ kPa} / 1.4 = 71.4 \text{ kPa}$$

- Peso dell'unità di volume:  $19.5 \text{ kN/m}^3$

$$\gamma_p = 1.00$$

$$\text{Peso operativo dell'unità di volume di terreno: } 1.00 \times 19.5 \text{ kN/m}^3 = 19.5 \text{ kN/m}^3$$

#### **Resistenza**

- $\gamma_r = 1.1$

Per quanto riguarda la determinazione del contributo sismico, ricerchiamo dapprima l'azione sismica di progetto, e successivamente calcoliamo i coefficienti sismici necessari al calcolo delle forze orizzontale e verticale da inserire nelle verifiche.

Per la determinazione dell'accelerazione massima attesa in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale  $a_g$ , e dei coefficienti stratigrafico e topografico  $S_s$  e  $S_t$ , utilizziamo il foglio di calcolo fornito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici:

### FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE:  LATTITUDINE:

Ricerca per comune

REGIONE: Piemonte PROVINCIA: Torino COMUNE: Agliè

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Controllo sul reticolo

Sito esterno al reticolo

Interpolazione su 2 nodi

Interpolazione corretta

Interpolazione

superficie rigata

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

---

### FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) -  $V_N$   info

Coefficiente d'uso della costruzione -  $c_U$   info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) -  $V_R$   info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) -  $T_R$  info

Stati limite di esercizio - SLE	SLD - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="45"/>
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="75"/>
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="712"/>
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="1462"/>

Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametri azione

LEGENDA GRAFICO

--- □ --- Strategia per costruzioni ordinarie

--- ■ --- Strategia scelta

Strategia di progettazione



Griglia principale dell'asse dei valori

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

---

### FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato  info

Risposta sismica

Categoria di sottosuolo  info

Categoria topografica  info

$S_k = 1,369$   $C_C = 1,585$  info

$h_T = 0,000$   $S_T = 1,000$  info

(In questo sito, l'altezza rilevata topografica)

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE)

Smorzamento  $\xi$  (%)   $\gamma = 1,000$  info

Spettro di progetto inelastico (SLU)

Fattore  $q_s$   Regol. in altezza  info

Compon. verticale

Spettro di progetto

Fattore  $q_v$    $\gamma = 0,667$  info

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta

Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta



— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1,  $\xi = 5\%$ )

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Figura 162 - Foglio di calcolo fornito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici per l'individuazione dell'azione sismica di progetto.

Nelle tre fasi di caratterizzazione dell'azione di progetto, in particolare, indichiamo:

- coordinate del sito in questione
- vita nominale 50 anni, in riferimento alla categoria 2 di costruzione (“*opera infrastrutturale di importanza normale*”)
- coefficiente di utilizzo 1.5, in riferimento alla classe III di uso (“*reti viarie non ricadenti in classe IV*”, in quanto strada extraurbana secondaria)
- stato limite di salvaguardia della vita (SLV)
- categoria di sottosuolo C (“*depositi di terreni a grana fine mediamente consistenti...*”)

– categoria topografica T2 (“pendii con inclinazione media maggiore di 15°”)

Il foglio di calcolo fornisce i seguenti parametri di progetto:

$$a_g = 0.231 \cdot g$$

$$S_s = 1.369$$

$$S_t = 1.000$$

L'azione sismica di progetto, ossia l'accelerazione massima attesa al sito, risulta quindi:

$$a_{\max} = S_s \cdot S_t \cdot a_g = 1.369 \cdot 1.000 \cdot 0.231 \cdot g = 0.316 \cdot g$$

Per il calcolo dei coefficienti sismici rimane da individuare il coefficiente di riduzione  $\beta_s$  di tale accelerazione, sulla base della categoria di sottosuolo e del valore di  $a_g$ :

$$\beta_s = 0.28$$

I coefficienti sismici orizzontale e verticale risultano in definitiva:

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{\max}}{g} = 0.28 \cdot \frac{0.316 \cdot g}{g} = 0.088$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h = \pm 0.5 \cdot 0.088 = \pm 0.044$$

Effettueremo le verifiche sismiche considerando separatamente la presenza di forza statica equivalente verticale diretta verso il basso e diretta verso l'alto, individuando la situazione più gravosa.

Verificheremo la stabilità del pendio, tenendo conto del coefficiente peggiorativo sulla resistenza  $\gamma_r$ : in definitiva richiederemo quindi un fattore di sicurezza  $FS > 1.1$ .

## Parametri e procedimento di analisi

Utilizziamo per le verifiche sismiche non drenate gli stessi metodi utilizzati in precedenza, Sarma e M&P, considerando però una ricerca automatica della superficie di scivolamento.

Affianchiamo a queste verifiche altre ottenute considerando i modelli utilizzati per le verifiche statiche (sostituendo ovviamente la coesione non drenata ai parametri drenati).

## Verifiche

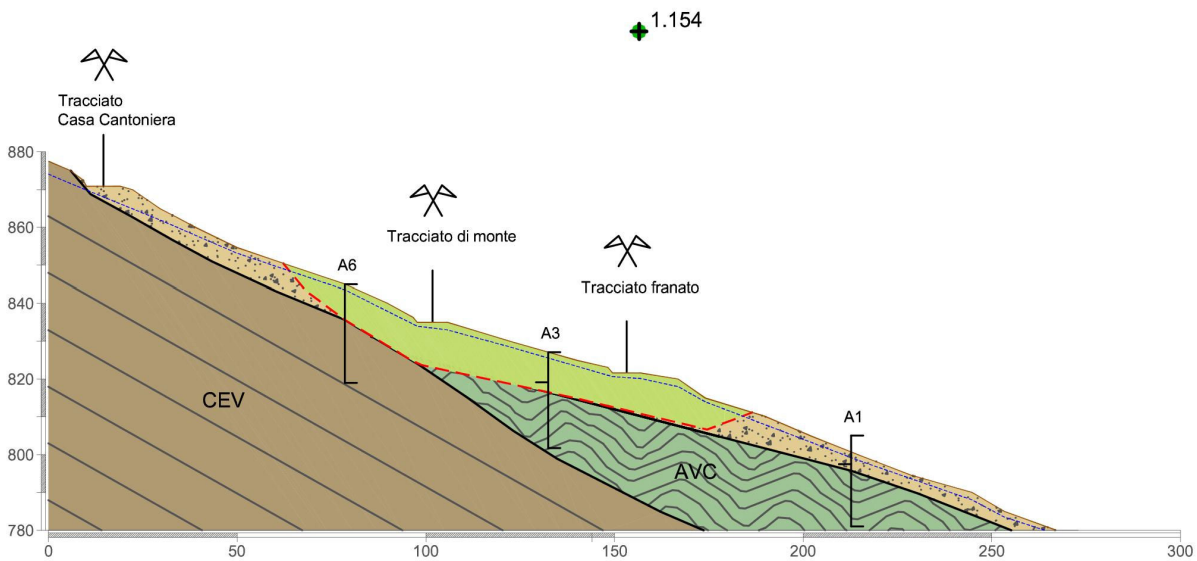
Per la **verifica globale** non consideriamo il sovraccarico stradale, in quanto pressoché trascurabile e comunque a favore della sicurezza.

La ricerca automatica della superficie critica con Sarma fornisce  $FS = 1.154$  in presenza di forza verticale diretta verso il basso, e  $FS = 1.236$  in presenza di forza verso l'alto.

Le superfici di rottura critiche risultano identiche, poggiate sui substrati di base, ed estese dal pendio sovrastante il tracciato di monte alla zona immediatamente a valle del rilevato franato; rispetto alle superfici ottenute dalle verifiche statiche, queste ultime risultano meno estese a



valle (circa 30 m), e più aderenti ai substrati nella zona di sovrascorrimento delle argilliti sulle arenarie, pur ricalcandone in gran parte l'andamento.



VERIFICA	SUPERFICIE	METODO	$c_u$ [kPa]	Falda [m]	$k_h$	$k_v$	FS
GLOBALE	Autolocate	Sarma	71.4	1.5	0.088	+0.044	1.154

L'analisi a blocchi con Sarma fornisce i medesimi risultati, sia in termini di coefficienti di sicurezza che di geometria delle superfici di scivolamento.

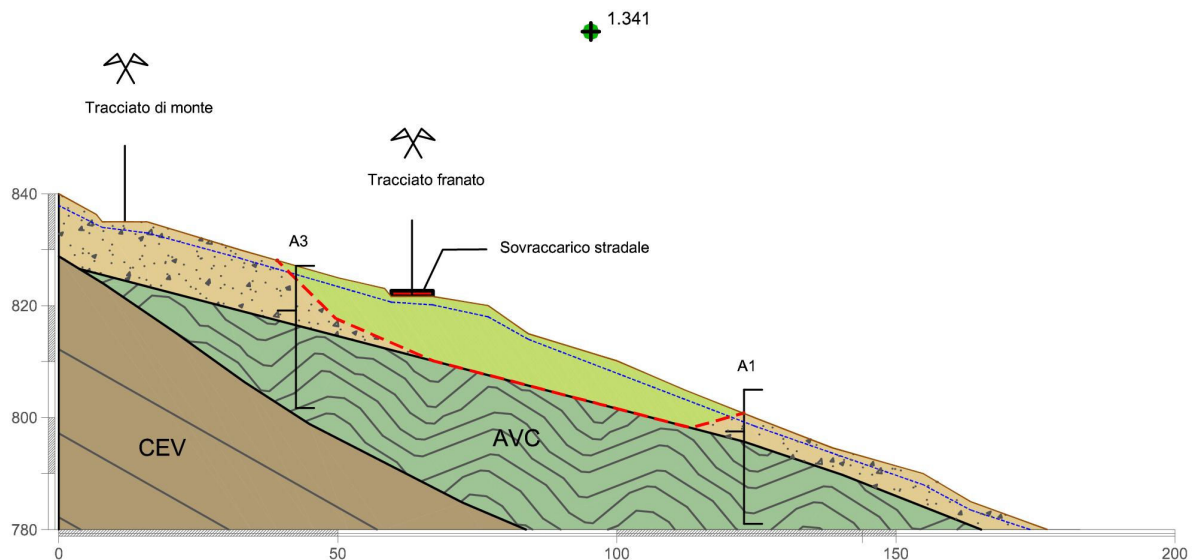
La ripetizione di entrambe le analisi con M&P conferma quanto ottenuto da Sarma.

L'intero versante risulta quindi stabile in condizioni sismiche già in assenza di interventi di consolidamento.

Per la **verifica locale** consideriamo il carico stradale, in quanto rilevante e instabilizzante, e lo inseriamo al di sopra del tracciato senza alcuna amplificazione.

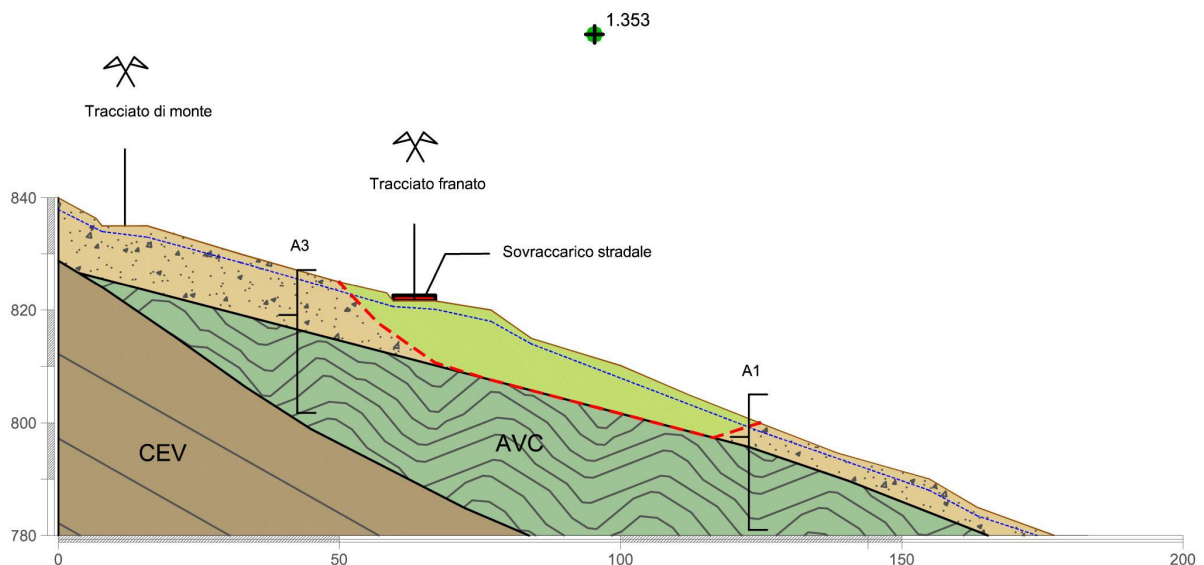
La ricerca automatica della superficie critica con Sarma fornisce  $FS = 1.341$  in presenza di forza verticale diretta verso il basso, e  $FS = 1.421$  in presenza di forza verso l'alto.

Le superfici di rottura critiche risultano simili, entrambe poggiate sul substrato di base di argilliti, ed estese approssimativamente dall'inclinometro A3 all'inclinometro A1; la superficie relativa alla forza diretta verso l'alto, risulta più estesa dell'altra, soprattutto verso monte (circa 10 m).



VERIFICA	SUPERFICIE	METODO	$c_u$ [kPa]	Falda [m]	$k_h$	$k_v$	FS
LOCALE	Autolocate	Sarma	71.4	1.5	0.088	+0.044	1.341

L'analisi a blocchi con Sarma fornisce gli stessi risultati in termini di coefficienti di sicurezza, mentre l'estensione delle superfici di scivolamento risulta più contenuta a monte rispetto a quella delle due ottenute con la precedente analisi.



VERIFICA	SUPERFICIE	METODO	$c_u$ [kPa]	Falda [m]	$k_h$	$k_v$	FS
LOCALE	Block specified	Sarma	71.4	1.5	0.088	+0.044	1.353

La ripetizione delle analisi con M&P conferma quanto ottenuto da Sarma.

Anche la porzione locale di pendio in corrispondenza del rilevato risulta quindi stabile in condizioni sismiche già in assenza di interventi di consolidamento.

## 5.4.2 Verifiche in condizioni sismiche drenate

### Caratterizzazione del problema

Consideriamo la medesima caratterizzazione del pendio utilizzata nelle precedenti verifiche drenate, utilizzando il seguente approccio da normativa DM 14/01/2008:

M2 + R2

Per le verifiche in oggetto, i coefficienti parziali peggiorativi a noi utili risultano:

PARAMETRO	GRANDEZZA	M2
Angolo di attrito	$\tan \phi'$	1.25
Coesione efficace	$c'$	1.25
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	1.0

RESISTENZA	R2
Resistenza	1.1

Tabella 43 - Coefficienti parziali peggiorativi utilizzati nelle verifiche sismiche drenate.

A differenza delle verifiche drenate, ovviamente, consideriamo i parametri efficaci al posto della coesione non drenata, così come ottenuti dalle back analysis.

Applicando a carichi e parametri i coefficienti individuati otteniamo la seguente configurazione di progetto:

#### Azioni

- Carico variabile stradale (sfavorevole): 20 kPa

$$\gamma_a = 1.0$$

$$\text{Carico variabile stradale di progetto: } 1.0 \times 20 \text{ kPa} = 20 \text{ kPa}$$

#### Parametri

- Angolo di attrito dell'orizzonte detritico:  $28^\circ$

$$\gamma_p = 1.25$$

$$\text{Angolo di attrito di progetto dell'orizzonte detritico: } \arctan(\tan 28^\circ / 1.25) = 23.0^\circ$$

- Coesione efficace dell'orizzonte detritico: 3 kPa

$$\gamma_p = 1.25$$

$$\text{Coesione efficace di progetto dell'orizzonte detritico: } 3 \text{ kPa} / 1.25 = 2.4 \text{ kPa}$$

- Peso dell'unità di volume: 19.5 kN/m<sup>3</sup>

$$\gamma_p = 1.00$$

$$\text{Peso operativo dell'unità di volume di terreno: } 1.00 \times 19.5 \text{ kN/m}^3 = 19.5 \text{ kN/m}^3$$

#### Resistenza

- $\gamma_r = 1.1$

Per quanto riguarda la determinazione del contributo sismico, vale la trattazione riportata nelle precedenti verifiche non drenate.

Anche in questo caso verificheremo la stabilità del pendio, tenendo conto del coefficiente peggiorativo sulla resistenza  $\gamma_r$ , richiedendo quindi un fattore di sicurezza  $FS > 1.1$ .

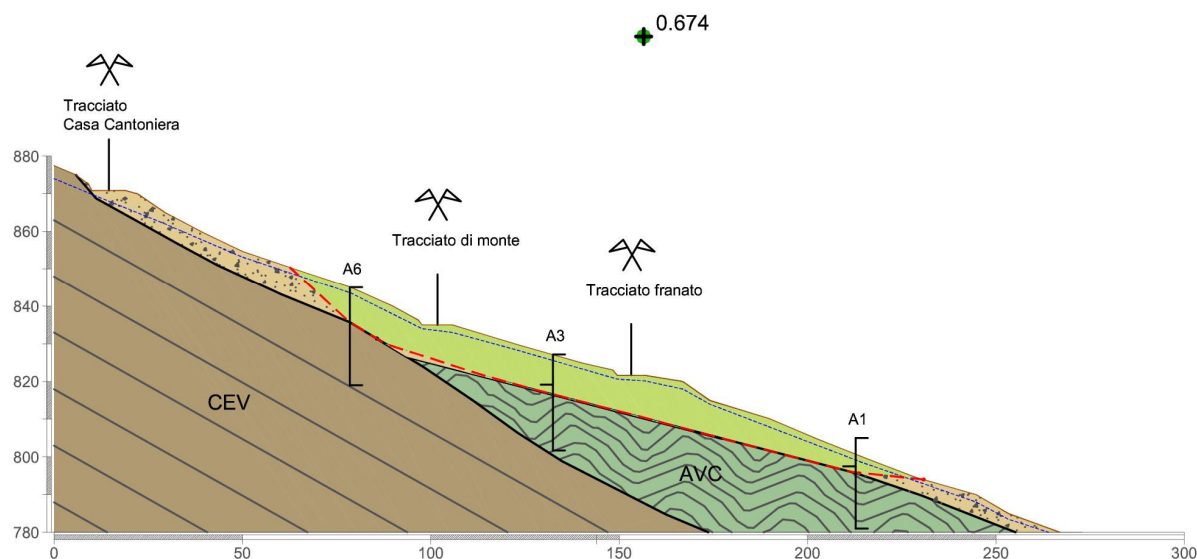
## Parametri e procedimento di analisi

Utilizziamo per le verifiche sismiche drenate gli stessi metodi utilizzati nelle precedenti verifiche, Sarma e M&P, considerando sia ricerca automatica della superficie di scivolamento che superfici a blocchi.

## Verifiche

Per la **verifica globale**, che non considera il sovraccarico stradale, l'analisi più significativa risulta quella elaborata con il metodo di Sarma, imponendo superficie critica a blocchi: ritroviamo per essa un fattore di sicurezza  $FS = 0.674$  in presenza di forza verticale diretta verso il basso.

La superficie di rottura risulta abbastanza diversa rispetto al caso delle verifiche non drenate, in quanto decisamente più estesa, soprattutto verso valle; sottolineiamo però come questo risultato lo si ottenga imponendo superficie a blocchi, impostazione che forza quindi i margini della massa instabile. La superficie risulta sempre in gran parte appoggiata sui substrati sottostanti.



VERIFICA	SUPERFICIE	METODO	$c'$ [kPa]	$\phi'$ [°]	Falda [m]	$k_h$	$k_v$	FS
GLOBALE	Block specified	Sarma	2.4	23	1.5	0.088	+0.044	0.674

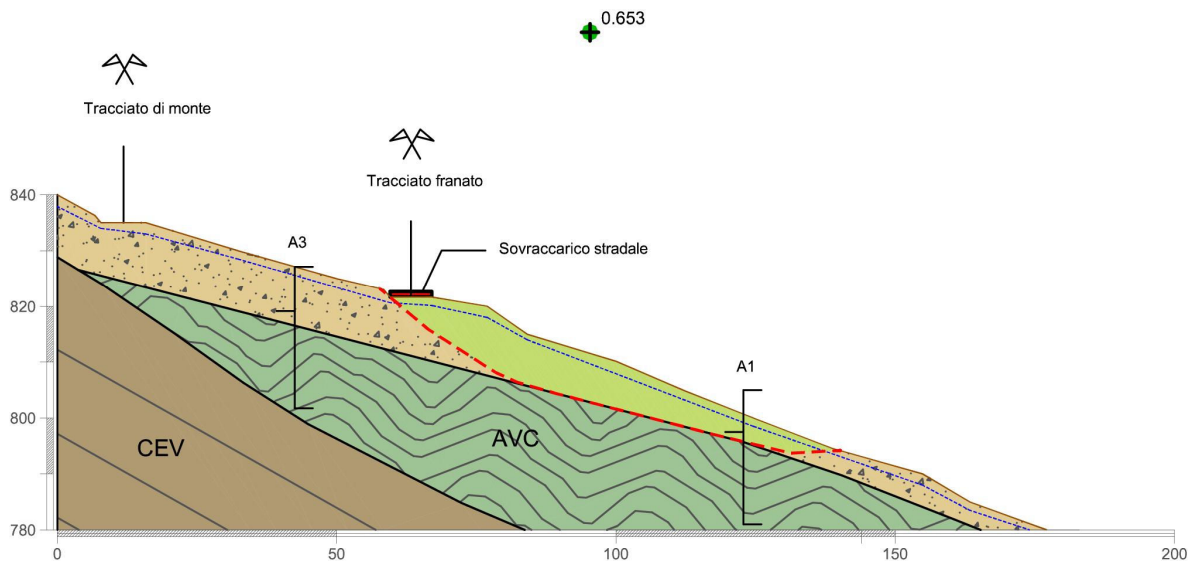
In questo caso l'intero versante risulta quindi ampiamente instabile, risultato che si discosta notevolmente da quello fornito dalle analisi in condizioni non drenate.

Per la **verifica locale**, che considera il carico stradale, utilizziamo sempre il metodo di Sarma, osservando in partenza un'analisi con ricerca automatica della superficie di scivolamento.

La superficie critica individuata senza porre vincoli restituisce un fattore di sicurezza  $FS = 0.654$ , e una superficie che comprende solo parzialmente il rilevato stradale franato.

Da un'analisi imponendo superficie a blocchi, emerge un fattore pressoché identico, mentre una superficie un po' più estesa a monte, che arriva a comprendere l'intera strada.

Riportiamo nel seguito questa seconda analisi, nella quale osserviamo la solita giacitura del piano di scivolamento al di sopra del substrato argillitico.



VERIFICA	SUPERFICIE	METODO	$c'$ [kPa]	$\phi'$ [°]	Falda [m]	$k_h$	$k_v$	FS
LOCALE	Block specified	Sarma	2.4	23	1.5	0.088	+0.044	0.653

Anche la porzione locale di pendio in corrispondenza del rilevato risulta quindi ampiamente instabile in condizioni drenate, con valori di sicurezza relativamente simili a quelli dell'intero pendio.

### 5.4.3 Sintesi e conclusioni

Le **verifiche di stabilità statiche** sviluppate, come previsto inizialmente, restituiscono condizioni di instabilità per il pendio in esame, a causa del peggioramento dei parametri operativi del terreno verso valori di progetto.

Le analisi globale e locale individuano fattori di sicurezza molto vicini tra loro, attestati mediamente sul valore  $FS = 0.830$ , mentre l'entità degli interventi necessari ad una stabilizzazione del pendio risultano significativamente diversi per le due scale del problema.

Nello specifico, un consolidamento attraverso opere di sostegno richiederebbe a livello del rilevato una forza stabilizzante pari a 830 kN/m, mentre per l'intero pendio un contributo quasi doppio, pari a 1550 kN/m.

L'ipotesi alternativa di un consolidamento tramite l'abbattimento dell'altezza di falda mostra invece la necessità di un intervento più importante su scala locale, per la quale è richiesto di contenere l'altezza piezometrica sotto i 5.5 m da piano campagna, mentre per la stabilizzazione dell'intera area appare sufficiente un abbassamento della falda fino a 4.5 m dalla superficie topografica.

In definitiva tali verifiche forniscono quindi utili informazioni nell'ottica di una valutazione delle ipotesi di intervento sul versante in esame; la soluzione più opportuna, visti i rilevanti contributi richiesti per interventi di un'unica tipologia, appare quella di affiancare opere di sostegno e opere di drenaggio, ipotesi che permetterebbe di raggiungere più facilmente margini di sicurezza maggiori, nonché di intervenire in maniera più omogenea sui diversi fattori di instabilità del versante.

Appare invece evidente come le **verifiche di stabilità sismiche** restituiscano risultati discutibili, a causa della loro distanza tra il caso delle condizioni non drenate e quello delle condizioni drenate.

L'analisi delle *condizioni non drenate* effettuata alle tensioni totali individua un fattore di sicurezza superiore all'unità sia su scala locale che su scala globale, attestato mediamente sul valore  $FS = 1.200$ . Tale analisi sembra sovrastimare la stabilità del pendio, in quanto appare poco verosimile che il terreno sottoposto all'azione sismica risulti più stabile rispetto al terreno in condizioni statiche, per le quali si è individuato  $FS \sim 0.830$ . Questa difformità è probabilmente dovuta in primo luogo all'imprecisione nella schematizzazione alle tensioni totali, che spesso restituisce un valore molto elevato per la resistenza non drenata del terreno; in secondo luogo rimane il fatto di non considerare una penalizzazione di tale parametro in presenza di sollecitazioni cicliche, e il trascurare il contributo instabilizzante delle eventuali sovrappressioni interstiziali.

L'analisi delle *condizioni drenate* effettuata alle tensioni efficaci risulta al contrario decisamente penalizzante, restituendo sia su scala locale che su scala globale un fattore di sicurezza circa pari a  $FS = 0.660$ .

In questo caso il risultato è ovviamente più coerente con l'analisi statica, ma appare fin troppo sfavorevole, soprattutto in virtù del fatto che quella ottenuta è una soluzione a svantaggio della sicurezza, in quanto trascura gli stessi elementi citati nel caso delle analisi non drenate (penalizzazione dei parametri e sovrappressioni).

In definitiva, osservando nel complesso le verifiche sismiche non siamo in grado di restituire una sintesi verosimile dei risultati, troppo diversi tra loro; in questo caso l'esame delle due condizioni estreme di comportamento del terreno, non drenate e drenate, porta per svariati motivi a informazioni poco utili. Si ritiene di conseguenza opportuno riportare un approfondimento a riguardo, per giungere a una valutazione più attendibile della stabilità del terreno in condizioni sismiche.

## Approfondimento delle modalità di analisi di condizioni sismiche

Soffermiamoci innanzitutto a descrivere il fenomeno sismico e la sua modellazione.

Il sisma è un fenomeno che provoca l'applicazione sul terreno di sollecitazioni di breve durata, ma estremamente variabili, nel tempo e nello spazio, in modulo, direzione e verso; ciò rende senza dubbio complessa l'analisi della risposta del terreno, che può risultare anch'essa variabile nel corso di un terremoto, nonché diversa da punto a punto.

Il terreno può in buona parte rispondere in condizioni drenate, e in questo caso risulterebbe corretta l'applicazione del carico sismico a parametri drenati. Ma l'azione sismica può provocare l'insorgere di condizioni non drenate, locali o estese: in questo caso una giusta modellizzazione vedrebbe l'applicazione del carico sismico a parametri drenati, e la risposta del terreno in condizioni non drenate.

Un altro elemento importante da tenere in considerazione negli studi sismici, è come la risposta del terreno possa risultare differente a seconda del suo stato deformativo, e quindi del livello di resistenza che è in grado di mettere in gioco.

Considerando un terreno argilloso, ad esempio, in assenza di deformazioni pregresse (terreno intatto) il materiale è in grado di mettere in gioco resistenze di picco; nel corso di un terremoto esso può però accumulare deformazioni tali da compromettere la propria resistenza, fino alla ricaduta su valori critici o residui. Al contrario, in presenza di superfici di rottura preesistenti, il terreno si trova già in condizioni residue, e quindi offre una resistenza di questo tipo per tutto il corso del terremoto, nonché nel periodo post-sismico.

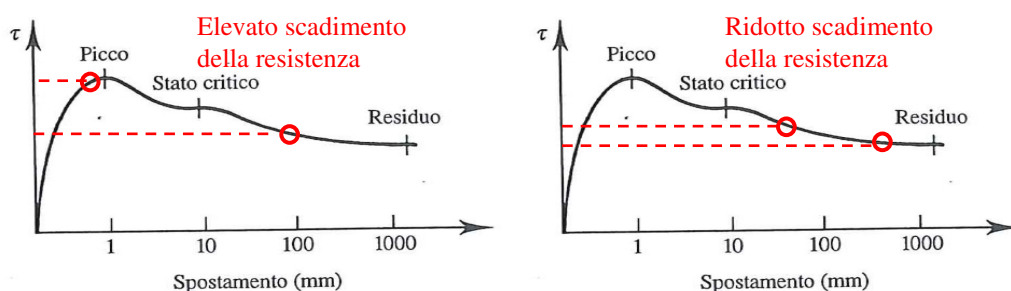


Figura 163 - Comportamento di terreni argillosi intatti e deformati in presenza di sisma.



Appare chiaro come per descrivere un fenomeno complesso come quello sinteticamente delineato i metodi pseudostatici non siano idonei e soddisfacenti, limitandosi a valutare un momentaneo equilibrio su conci, “rigidamente” caratterizzati da precisi parametri, e sottoposti a una costante azione statica, che dovrebbe rappresentare l’azione sismica.

Tali metodi considerano l’insorgere di spostamenti indotti dal sisma, e la conseguente possibilità di una variazione della resistenza del terreno durante e dopo un terremoto, attraverso il semplice inserimento del coefficiente  $\beta_s$ , già descritto nello specifico nella sezione teorica. La definizione di questo coefficiente è proprio basata sull’equivalenza tra metodo pseudostatico e metodo degli spostamenti, per fissati valori di soglia delle deformazioni.

Questo accorgimento, di per sé prezioso, in svariati casi non risulta però sufficiente a correggere una tipologia di analisi che ha insiti nel suo approccio evidenti limiti e inadeguatezze.

Il **Metodo degli Spostamenti**, rispetto a quello contemplato fino a questo punto, risulta più accurato e appropriato al problema in esame.

Esso è basato sul confronto tra spostamenti indotti dal sisma e spostamento critico per il pendio in questione; restituisce quindi anche in questo caso un coefficiente di sicurezza, variabile però da punto a punto:

$$FS = \frac{s_{\max}}{s_{\text{amm}}}$$

L’elemento di maggiore interesse rimane comunque l’entità dello spostamento previsto  $s_{\max}$ , sulla base del quale è possibile fare valutazioni di sicurezza in relazione al pendio e alle opere presenti al suo interno.

La massa di terreno potenzialmente instabile viene assimilata in questo caso ad un corpo rigido, che può muoversi rispetto alla parte stabile lungo una superficie di scorrimento; l’accelerazione sismica è ipotizzata costante nello spazio, mentre le resistenze costanti nel tempo.

Il presente metodo consiste nel calcolo dello spostamento  $s$ , lungo la superficie di scivolamento, che si genera nel momento in cui l’accelerazione sismica  $a(t)$  supera l’accelerazione critica  $a_{\text{crit}}$  sopportabile dal terreno, funzione dei suoi parametri di resistenza:

$$a(t) > a_{\text{crit}} \quad \rightarrow \quad s > 0$$

Tale stima avviene mediante una doppia integrazione dei tratti di funzione  $a(t)$  eccedenti  $a_{\text{crit}}$ , procedura che permette di ottenere la grandezza spostamento passando per la grandezza velocità.

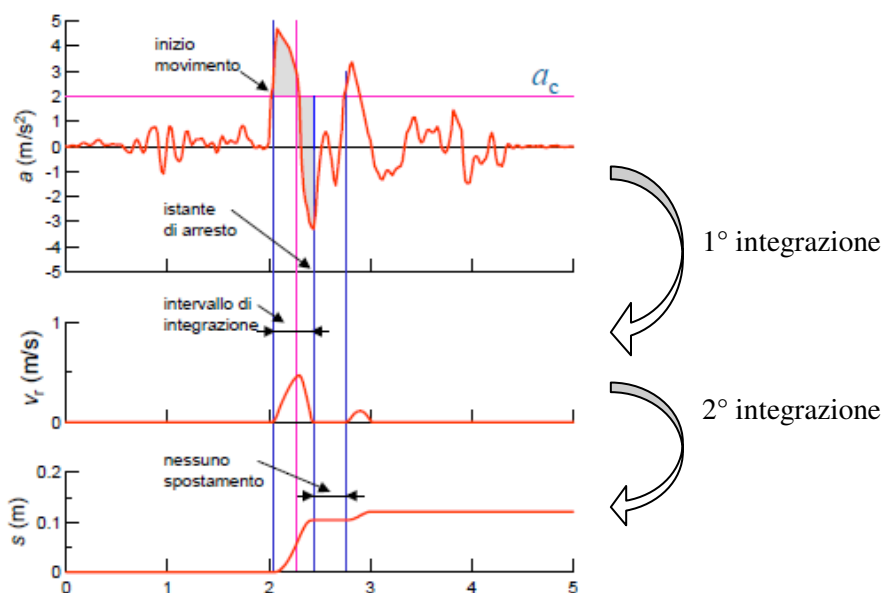


Figura 164 - Ottenimento dello spostamento indotto da un sisma per doppia integrazione dell'accelerazione sismica.

Accanto alla valutazione dello spostamento indotto dal sisma, è poi possibile individuare un valore limite di deformazione, ammissibile per il pendio e per le opere presenti, con il quale poterlo confrontare. A riguardo esistono innumerevoli indicazioni, fornite da enti, associazioni e istituti di ricerca: riportiamo nel seguito la tabella di stima dello spostamento ammissibile proposta dallo Stato dell'Alaska (Idriss 1985).

	livello di danno	spostamento (cm)
V	irrelevante	< 3
IV	modesto	15
III	moderato	30
II	elevato	90
I	catastrofico	300

Figura 165 - Indicazioni relative alla scelta dello spostamento massimo ammissibile per un pendio, proposto dallo Stato dell'Alaska (Idriss 1985).

Nella pratica il metodo degli spostamenti viene spesso applicato mediante approcci semplificati, che considerano per il sisma grandezze rappresentative, e individuano lo spostamento massimo atteso mediante relazioni empiriche.

Citiamo nel presente elaborato il Metodo di Newmark, utilizzato nel seguito per una revisione delle analisi sismiche: tale metodo analizza il comportamento dei pendii sulla base di valutazioni d'equilibrio, al pari dei metodi pseudostatici, ma si discosta poi da essi focalizzando l'attenzione sulla ricerca degli spostamenti indotti nel terreno.

La massa potenzialmente instabile viene equiparata ad un blocco posto su un piano inclinato, che all'instaurarsi di condizioni di instabilità inizia a muoversi, accelerato da una certa forza che non risulta bilanciata dalla resistenza del terreno.

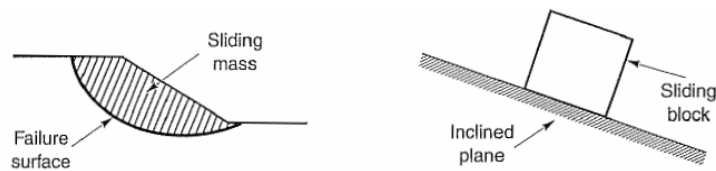


Figura 166 - Schematizzazione della massa instabile secondo Newmark.

Newmark considera nello specifico l'equilibrio alla traslazione sul piano di scivolamento, esprimendo le condizioni del pendio attraverso un *fattore di sicurezza dinamico*  $FS_d$ : in esso il contributo sismico è schematizzato attraverso una forza orizzontale proporzionale al peso della massa instabile, come da approccio pseudostatico:

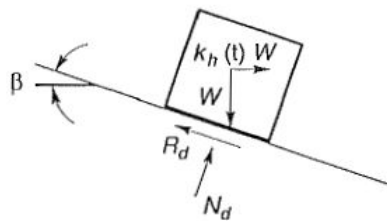


Figura 167 - Schematizzazione delle condizioni di equilibrio dinamico secondo Newmark.

In piena generalità, considerando terreno coesivo con presenza di falda, l'espressione del fattore risulta la seguente, data dal rapporto tra la resistenza offerta dal terreno e quella mobilitata sul pendio in presenza di sisma:

$$FS_d = \frac{C' + [(W - U) \cos \beta - k_h \cdot W \sin \beta] \tan \varphi'}{W \sin \beta + k_h W \cos \beta}$$

Il presente metodo è basato sull'individuazione del valore del coefficiente sismico  $k_h$  che determina condizioni di equilibrio limite, rendendo unitario il fattore di sicurezza; tale valore è definito *yield coefficient* (coefficiente di cedimento)  $k_y$ , ed individua l'omonima accelerazione (*yield acceleration*)  $a_y$ , che se superata induce deformazioni sul pendio.

$$a_y = k_y \cdot g$$

Newmark, analizzando impulsi sismici rettangolari, ha definito la seguente relazione empirica per il calcolo dello *spostamento massimo* generato da un sisma:

$$d_{\max} = \frac{v_{\max}^2}{2 \cdot a_y} \frac{a_{\max}}{a_y}$$

Essa è funzione di parametri dell'azione sismica di progetto, individuabili sulla base delle indicazioni della normativa già descritte nella sezione teorica: *accelerazione e velocità massime attese al sito*, oltre all'accelerazione di cedimento appena definita.

Questa semplice espressione consente quindi di risolvere in maniera molto più speditiva un calcolo complesso come la doppia integrazione descritta in precedenza; Newmark, a tal proposito, ha inoltre elaborato abachi, nei quali la risoluzione risulta ancora più immediata:

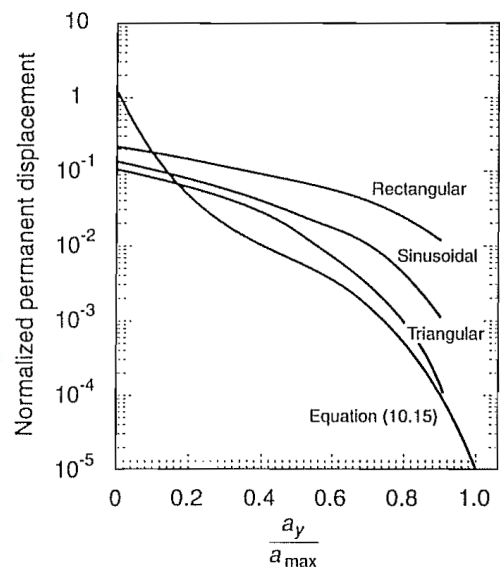
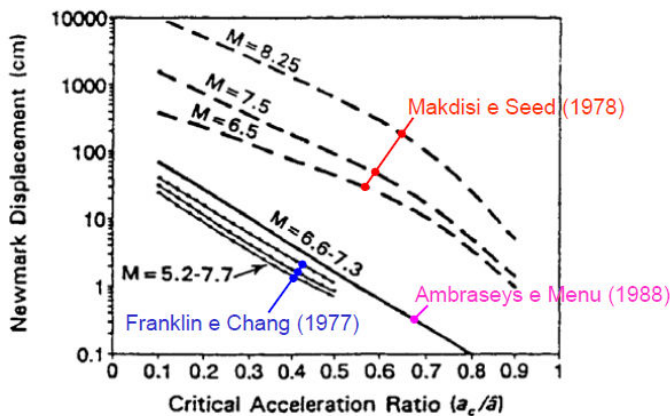


Figura 168 - Abachi di calcolo dello spostamento indotto da un sisma, proposti da Newmark.

In questi grafici lo spostamento indotto è individuato rispettivamente in funzione del tipo di impulso considerato, e della magnitudo dell'evento sismico:

Sottolineiamo in conclusione come questo approccio, sebbene sia più accurato di quello utilizzato nelle precedenti verifiche, risulti molto influenzato dall'individuazione dell'accelerazione di cedimento e dell'accelerogramma di riferimento, parametri che sono comunque frutto di schematizzazioni semplificative.

## Verifiche sismiche con il Metodo agli Spostamenti

A conclusione dell'approfondimento relativo alle modalità di analisi delle verifiche sismiche si ritiene opportuno riportare sinteticamente una sua applicazione al caso in esame, con lo scopo di ottenere risultati significativi per questo tipo di analisi che, con l'approccio pseudostatico, non ha fornito esiti utili.

Consideriamo per il pendio in questione una schematizzazione simile a quella utilizzata per l'analisi di stabilità al Pendio Indefinito: consideriamo però un blocco in scivolamento di dimensioni finite, ricavate approssimativamente sulla base dei risultati delle analisi di stabilità all'Equilibrio Limite. Nel fare questo appare immediatamente opportuna la necessità di dividere il problema su due scale di analisi, come fatto in precedenza.

Per la modellizzazione dell'azione sismica facciamo riferimento alla trattazione appena riportata, che vede l'inserimento di forza orizzontale proporzionale al peso della massa instabile, come da approccio pseudostatico.

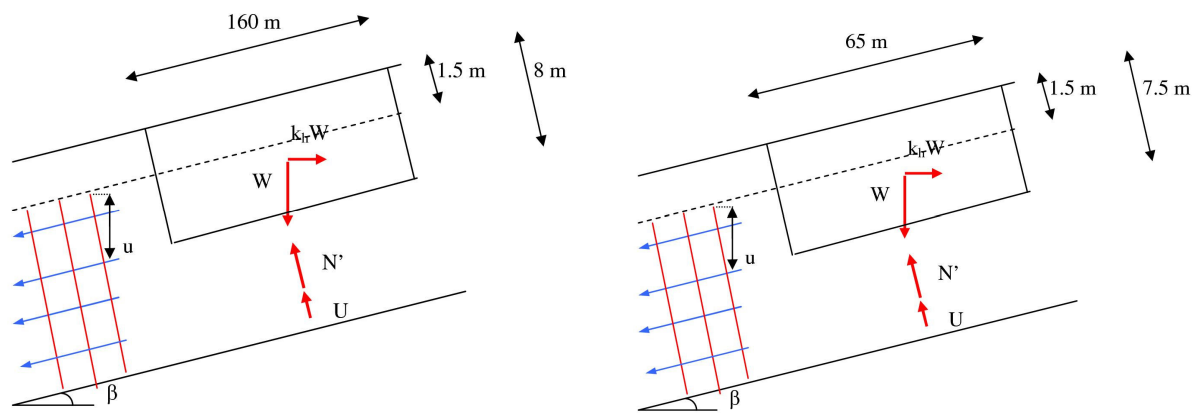


Figura 169 - Schematizzazione dell'analisi agli spostamenti secondo Newmark per il pendio in esame, su scala globale e locale.

Consideriamo per la caratterizzazione geotecnica e idrogeologica del pendio i parametri individuati nelle back analysis, che risultano:

- coesione (efficace) della coltre detritica: 3 kPa
- angolo di attrito(efficace) della coltre detritica: 28°
- profondità falda: 1,5 m.

Nelle analisi consideriamo condizioni consolidate drenate, valutando la stabilità del pendio in presenza di filtrazione parallela al piano campagna.

L'espressione utilizzata per il calcolo del coefficiente di sicurezza dinamico è la seguente, già illustrata in precedenza:

$$FS_d = \frac{C' + [(W - U) \cos \beta - k_h \cdot W \sin \beta] \tan \varphi'}{W \sin \beta + k_h W \cos \beta}$$

Inserendo opportunamente al suo interno i diversi contributi, in termini di peso del blocco in scivolamento, coesione e angolo di attrito mobilitati, pressioni interstiziali sviluppate in falda, e ponendo il fattore di sicurezza uguale all'unità otteniamo i seguenti *yield coefficients* per le due analisi, globale e locale:

$$k_{y, glob} = 0.774 \text{ per l'intera area instabile}$$

$$k_{y, loc} = 0.776 \text{ per l'area instabile al di sotto del rilevato stradale.}$$

Otteniamo di conseguenza una *yield acceleration* mediamente attestata sul valore:

$$a_y = 0.775 \cdot g$$

Gli altri parametri necessari alla risoluzione del problema sono l'*accelerazione* e la *velocità massime attese al sito*, ottenute entrambe mediante la caratterizzazione dell'azione sismica di progetto indicata dalla normativa NTC 2008:

$$a_{max} = S_s \cdot S_t \cdot a_g = 0.316 \cdot g$$

$$v_{\max} = 0.16 \cdot a_{\max} \cdot T_c = 0.16 \cdot 0.316g \cdot 0.287s = 0.142 \frac{m}{s}$$

dove  $T_c$  è il periodo relativo al primo tratto dello spettro di accelerazione del sisma di progetto.

Applicando infine la relazione empirica di Newmark, otteniamo per lo *spostamento massimo atteso* il seguente valore:

$$d_{\max} = \frac{v_{\max}^2}{2 \cdot a_y} \frac{a_{\max}}{a_y} = 0.054cm$$

Tale risultato mostrerebbe minimi spostamenti al suolo in condizioni sismiche, ampiamente ammissibili sia per la stabilità del versante che delle opere in esso contenute; un valore così modesto appare però poco plausibile, probabilmente da riverificare attraverso una più approfondita parametrizzazione del problema.

## 5.5 Revisione delle Analisi di stabilità

La raccolta dei primi dati emersi dalla Campagna geognostica 2009 ha permesso una revisione delle analisi effettuate sul pendio, caratterizzato fino a questo punto sulla base dei risultati delle precedenti indagini e studi.

Particolarmente utili, ai fini di una migliore descrizione geometrica del pendio, risultano le informazioni stratigrafiche desunte dai sondaggi a carotaggio continuo realizzati, richiamate qui sotto: esse hanno permesso di correggere la sezione geologica costruita in precedenza, appianando le principali incertezze che la caratterizzavano.

<b>I1</b>		<b>I4</b>		<b>I5</b>	
<b>Profondità [m]</b>	<b>Unità</b>	<b>Profondità [m]</b>	<b>Unità</b>	<b>Profondità [m]</b>	<b>Unità</b>
0.00-8.00	Coltre	0.00-3.20	Coltre	0.00-7.80	Coltre
8.00-10.0	BIO alterato	3.20-25.0	BIO	7.80- ?	BIO
10.0-20.0	BIO			? - .40.0	CEV

Tabella 44 - Stratigrafie desunte dai nuovi sondaggi realizzati all'interno della Campagna Geognostica 2009.

Importanti sono inoltre le letture piezometriche effettuate sui primi strumenti installati, ai fini di una verifica dell'attendibilità della profondità di falda individuata nelle back analysis; riportiamo anche queste ultime in principio del presente paragrafo.

	<b>A5</b>	<b>P2</b>	<b>P3</b>
<b>Data</b>	<b>Lecture</b>	<b>Lecture</b>	<b>Lecture</b>
17-11-2009	-	4.00	2.80
02-12-2009	< 7.00 (coltre) 4.20 (substrato)	3.00	1.90

Tabella 45 - Letture piezometriche effettuate nei primi mesi della Campagna Geognostica 2009.

### 5.5.1 Correzione della sezione geologica

Per quanto riguarda la sezione geologica del versante in esame, i risultati della nuova campagna hanno innanzitutto permesso di chiarire le incertezze relative al vecchio sondaggio A6: dall'osservazione delle sole foto delle cassette risultava poco chiaro se il substrato incontrato fosse quello argillitico di Ponte Biola o quello arenaceo di Cervarola, e si era optato per la seconda ipotesi, nonostante la relazione fornita dai sondatori indicasse il contrario.

La stratigrafia desunta nel sondaggio I4, confermata da quella dell'I1, ha evidenziato la presenza sotto la coltre detritica di un orizzonte molto spesso di substrato argillitico, spinto oltre la profondità di sondaggio (25 m). Di conseguenza è apparsa sbagliata l'ipotesi fatta in precedenza, che considerava il ritrovamento di substrato arenaceo nel sondaggio A6.

E' alla luce di questo risultato che nel corso delle indagini si è deciso di ricercare in foro le arenarie di Monte Cervarola spingendo il sondaggio I5 a maggiori profondità, attestate intorno ai 40 m; ma ciò non è stato possibile in tempi utili all'attività di tirocinio.

Le informazioni desunte sono comunque state sufficienti per rivedere l'andamento stratigrafico in corrispondenza del tratto di monte del tracciato di variante, dove era ubicato il suddetto sondaggio A6: qui è apparso opportuno considerare, al di sotto della coltre detritica, la presenza di substrato argillitico fino ad elevata profondità, spostando quindi il passaggio dalle argilliti alle arenarie decisamente più in basso.

Le stratigrafie dei sondaggi I4 e I5, a ridosso della sezione di interesse, hanno poi fornito interessanti informazioni relative allo spessore di coltre detritica presente, risultato localmente inferiore rispetto a quanto atteso. Soprattutto nel sondaggio I4 il substrato argillitico si è attestato a ridotte profondità, inferiori ai 4 m, fattore che ha reso opportuno l'innalzamento del passaggio dalla coltre alle argilliti, che in precedenza presentava al contrario un approfondimento rispetto alle adiacenze. In generale sottolineiamo come tale confine stratigrafico appaia decisamente ondulato nella direzione trasversale alla sezione in esame.



Alla luce delle presenti indicazioni, si è proceduto in una revisione globale della sezione, che in definitiva è risultata importante.

Partendo da monte, svincolati dalla scorretta informazione desunta dal sondaggio A6, si è considerato per le arenarie una immediata immersione al di sotto delle argilliti fin dal punto di sovrascorrimento, acquisendo così maggiore coerenza con quanto indicato dalla carta geologica; per l'inclinazione locale della giacitura del substrato si è preso il valore rilevato in sito, di poco inferiore ai 35°, valore che consente di non intersecare la colonna stratigrafica del foro A6.

Rimanendo sull'orizzonte di Monte Cervarola, il suo andamento verso valle è stato poi disegnato prevedendo una certa ondulazione, localizzata al di sotto dei sondaggi I4, I1 e A3, in corrispondenza dei quali ci si aspetterebbe il rinvenimento di tale substrato a profondità di poco superiori a quelle di fondo foro; quest'ultima considerazione in virtù del fatto che sul ricongiungimento di monte tra tracciato di variante e tracciato storico, a solo un centinaio di metri di distanza dalla zona dei sondaggi, le arenarie risultano in evidente affioramento.

Il tetto del substrato di Monte Cervarola si interrompe infine all'altezza della faglia, con una inclinazione ipotetica decisamente ridotta, giunta attorno ai 15°.

Per quanto riguarda invece il tetto delle argilliti di Ponte Biola, in virtù delle correzioni appena descritte, si è intervenuti modificandone l'andamento soprattutto nella parte alta del versante. La presenza di tale substrato è stata inserita fino all'altezza del tracciato della Casa Cantoniera, e il suo andamento verso valle è stato ricostruito sulla base dei sondaggi a disposizione, vecchi e nuovi; primo tra tutti il più volte citato A6, nel quale il livello superiore delle argilliti si attesta a 9.30 m di profondità, e successivamente gli importanti I4 e I1, che hanno indicato localmente una minore copertura detritica, e quindi la presenza di una gobba nel tetto argillitico.

Nella porzione di valle del versante il confine stratigrafico tra copertura detritica e complesso di Ponte Biola appare invece sostanzialmente invariato rispetto alla precedente sezione, vista l'assenza di nuove informazioni a riguardo.

La nuova sezione, nel suo complesso, risulta in definitiva significativamente modificata nella parte alta del versante rispetto alla precedente, mentre nella porzione di valle la ricalca completamente.

Possiamo però osservare come il confine tra coltre detritica e substrato appaia per lo più invariato, fatta eccezione per poche zone del pendio stesso.

Riportiamo in conclusione un'immagine della nuova sezione geologica elaborata.

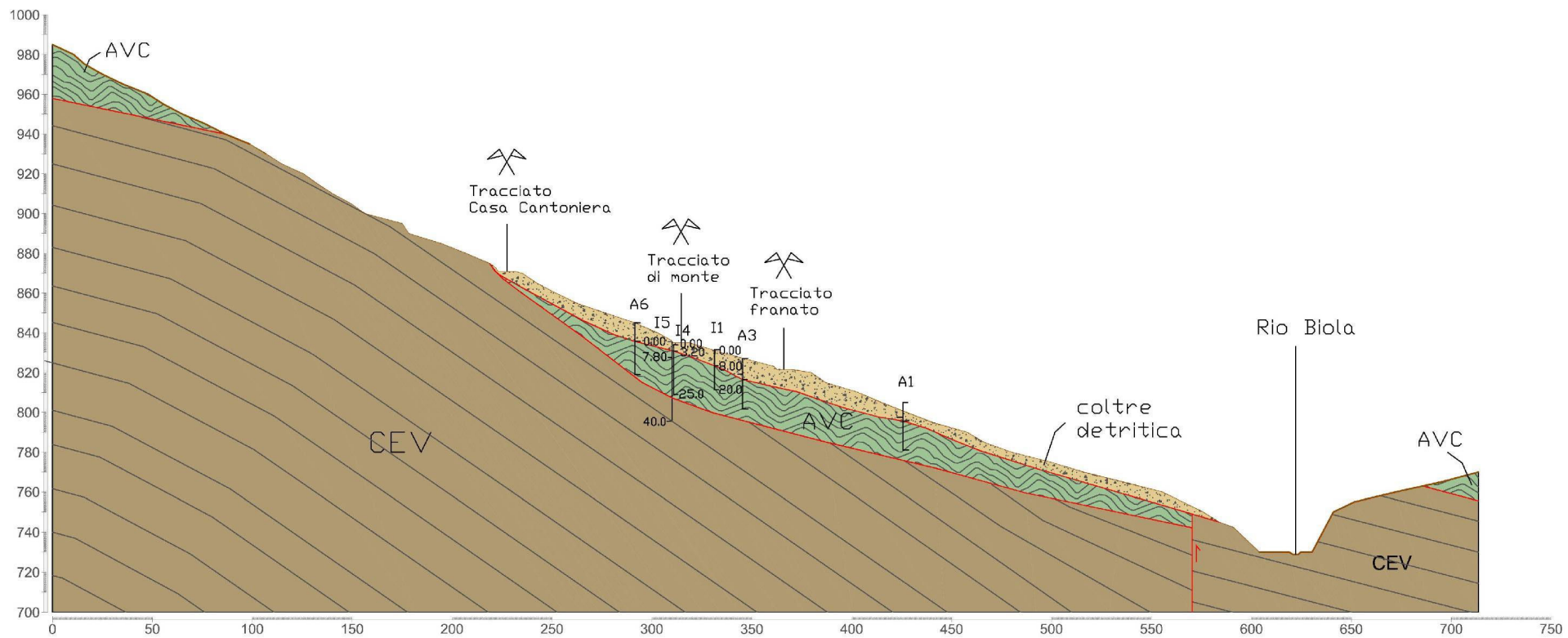


Figura 170 - Sezione geologica elaborata a fine tirocinio, alla luce dei primi risultati della Campagna Geognostica 2009.



## 5.5.2 Analisi sulla nuova sezione

Ai fini delle analisi di stabilità in esame per il presente studio, l'informazione geometrica portata dalla sezione geologica che appare più rilevante è indubbiamente la profondità alla quale ritroviamo il substrato, qualunque esso sia, al di sotto della coltre detritica (in altre parole lo spessore della coltre detritica stessa).

Le analisi descritte in precedenza hanno infatti restituito, sia su scala locale che su scala globale, corpi di frana compresi all'interno della coltre, e superfici di scivolamento appoggiate proprio sul confine stratigrafico coltre-substrato, e in questo senso influenzate notevolmente dalla caratterizzazione geometrica del pendio.

La nuova sezione, come già descritto in precedenza, risulta significativamente modificata nella parte alta del versante, dove è stato ridisegnato più in profondità il substrato di Monte Cervarola, e inserito sul suo tetto uno spessore di argilliti di Ponte Biola.

Possiamo però osservare come il confine tra coltre detritica e substrato risulti sostanzialmente invariato, fatta eccezione per la zona in cui nella precedente sezione era stato ricollocato il sovrascorrimento delle argilliti sulle arenarie.

Apprezziamo qualitativamente queste osservazioni nella seguente figura, che riporta in verde i confini stratigrafici individuati nella prima sezione elaborata, mentre in rosso quelli rivisti alla luce delle nuove indagini; si è inoltre evidenziata in giallo l'area di maggiore scostamento tra le due sezioni a confronto.

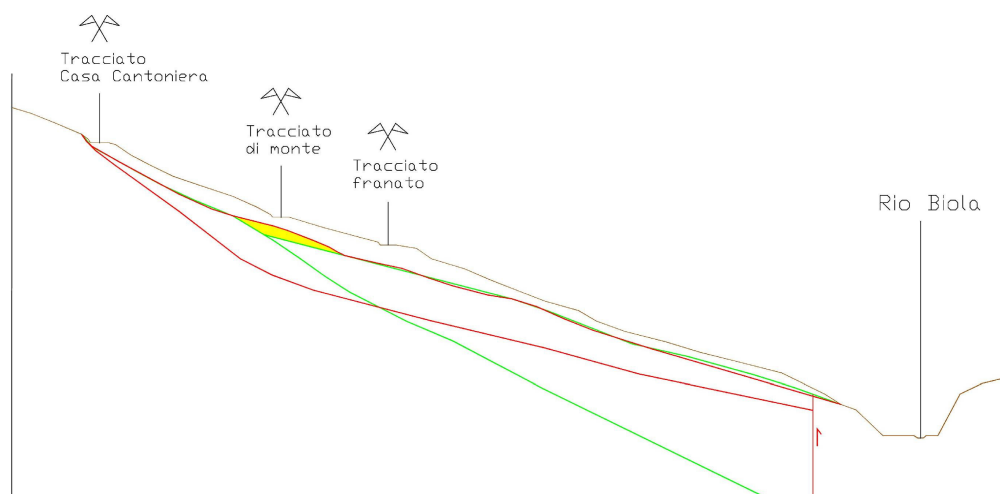


Figura 171 - Confronto geometrico tra le sezioni elaborate nel corso dell'attirocinio.

Come appare evidente dall'immagine, all'altezza del tracciato di monte del tratto di variante ritroviamo nella nuova sezione un substrato fino a 5 m meno profondo di quanto ipotizzato in precedenza; in termini di volumi coinvolti, si stima attorno ai 180 m<sup>3</sup> la quantità di coltre detritica in eccesso considerata negli studi.

Per quanto riguarda le analisi e le verifiche di stabilità, possiamo innanzitutto sottolineare come la rilevante differenza evidenziata tra le due sezioni non influenzi in minima parte gli studi su **scala locale**, per i quali la geometria del substrato appare invariata: al di sotto del rilevato franato ritroviamo infatti lo stesso substrato alla stessa profondità in entrambe le sezioni

Le analisi su **scala globale** risentono invece maggiormente della variazione apportata nella geometria del pendio: le superfici di scivolamento si estendono infatti all'interno della zona corretta, e di conseguenza ne appaiono in parte influenzate.

Osserviamo però come la maggioranza delle analisi globali effettuate individuassero già una superficie che localmente rimaneva al di sopra della gobba della vecchia sezione, vista l'inverosomiglianza, nel nostro caso, di una massa instabile con uno spigolo accentuato in quella zona.

Effettuando analisi speditive sulla nuova sezione, le differenze sia in termini di geometria delle superfici che di fattori di sicurezza risultano per questo motivo molto ridotte, e ciò restituisce in definitiva una invariata validità anche agli studi globali riportati in precedenza.

Concludiamo considerando la revisione della **profondità di falda** dedotta in back analisi alla luce delle nuove letture piezometriche, che risulta di poco inferiore a quelle rilevate: le analisi hanno infatti restituito una falda a -1.50 m da piano campagna in condizioni di equilibrio limite, mentre le letture, in particolare sul piezometro P3 in asse frana, hanno evidenziato un livello piezometrico attestato attorno ai 2.00 m in periodo piovoso.

Tenendo conto del fatto che le analisi replicavano le condizioni di crollo del rilevato, e quindi condizioni di forte saturazione per l'intero pendio in esame, questa differenza appare accettabile, confermando quindi la validità di quanto ottenuto anche per quel che riguarda la profondità di falda.

**CAPITOLO 6**  
**IPOTESI DI INTERVENTO**

# Premessa

Gli elementi conoscitivi forniti dal riesame di dati storici, dalle indagini geognostiche seguite nel periodo di tirocinio, e dallo studio dei fenomeni di instabilità in atto, hanno permesso di valutare i possibili interventi da realizzarsi sull'area, conferendo un risvolto fortemente applicativo al percorso sviluppato.

In questo frangente ci si è soffermati innanzitutto sugli scenari di consolidamento: da un lato il ripristino del tracciato di variante interrotto, richiedente un vero e proprio consolidamento del versante instabile; dall'altro la sistemazione del tracciato storico riaperto, anch'esso esigente una serie di interventi.

Alla luce delle rilevanti criticità individuate sull'area, si è poi deciso di allargare la presente indagine all'identificazione di scenari di intervento alternativi al consolidamento, quali la realizzazione di un nuovo tracciato di by-pass per la zona in questione: si è individuato un primo percorso che attraversa il Rio Biola su di un viadotto posto più a valle dell'attuale ponte, evitando le formazioni geologiche problematiche, e un secondo sviluppato in galleria, in grado di operare il medesimo by-pass spingendosi al di sotto dei versanti presenti sulla destra dell'odierno percorso.

Le soluzioni riportate all'interno del presente capitolo vogliono rappresentare un utile punto di partenza per studi di intervento futuri, nei quali poter sviluppare ad un livello tecnico e progettuale gli spunti applicativi proposti.

## ***6.1 Ipotesi di consolidamento***

### **6.1.1 Consolidamento del tracciato di variante**

Nell'ottica di un consolidamento del tracciato in frana, le analisi di stabilità effettuate nel corso dell'attività di tirocinio hanno individuato importanti indicazioni relativamente alle tipologie e all'entità degli interventi richiesti per una stabilizzazione del pendio.

Nello specifico, si sono valutati i deficit di resistenza previsti nel terreno, da colmare attraverso l'inserimento di opere di sostegno e drenaggio.

In termini di contributi di sostegno, per la stabilizzazione del rilevato risulta necessaria una forza equivalente per metro di sviluppo dell'opera pari a circa 830 kN/m, mentre per la stabilizzazione dell'intero pendio una forza pari a circa 1550 kN/m.



In termini di riduzione delle pressioni interstiziali, per la stabilizzazione del rilevato risulta necessario abbassare la falda fino a una profondità di 5,5 m da p.c., mentre per la stabilizzazione dell'intero pendio risulta sufficiente portarla a 4,5 m da p.c.

La validità di queste analisi è stata verificata anche a seguito della raccolta dei nuovi dati, forniti dalle indagini geognostiche in corso: essi hanno permesso di giungere ad una più corretta caratterizzazione stratigrafica del versante, che non ha però modificato significativamente i risultati ottenuti in precedenza.

La natura dei terreni, la morfologia e l'idrogeologia del versante, e le caratteristiche geotecniche dei materiali hanno poi evidenziato la necessità di intervenire nella regimazione delle acque superficiali.

Per il consolidamento del tratto in frana del tracciato di variante appare in definitiva opportuno intervenire mediante:

- opere di sostegno
- opere di drenaggio profondo e superficiale
- opere di protezione superficiale.

Alla luce delle indicazioni raccolte, si è potuto osservare come per la stabilizzazione del pendio in esame appaiano adeguate le opere individuate dalla En.Ser. S.r.l., a livello preliminare, nell'ambito dei precedenti studi geotecnici risalenti al periodo 2001-2003.

Esse prevedevano la realizzazione di cordoli di sostegno su pali, disposti sui due livelli del tracciato di variante, e di un sistema di pozzi drenanti strutturali, collegati da microdreni suborizzontali e trincee drenanti. I cordoli su pali erano stati dimensionati per sopportare una spinta del terreno pari a 900 kN/m, valore superiore a quello individuato in sede di verifiche di stabilità; il sistema drenante era invece stato concepito ai fini di garantire una significativa riduzione del livello di falda e delle pressioni interstiziali nel terreno, fattori rilevanti per la sua instabilizzazione.

Dell'insieme di opere previste si ritengono sufficienti quelle per il consolidamento dell'area in frana studiata, mentre le restanti, preventive nei confronti di una ulteriore instabilità che sarebbe presente nelle sue adiacenze, appaiono da verificare alla luce della prosecuzione del monitoraggio inclinometrico.

Per il consolidamento del tratto in frana del tracciato di variante si individuano quindi i seguenti interventi:

- 2 cordoli di sostegno su pali, tirantati
- 3 allineamenti di pozzi strutturali, collegati a microdreni suborizzontali, e trincee drenanti.

Riportiamo in principio una planimetria delle opere individuate:

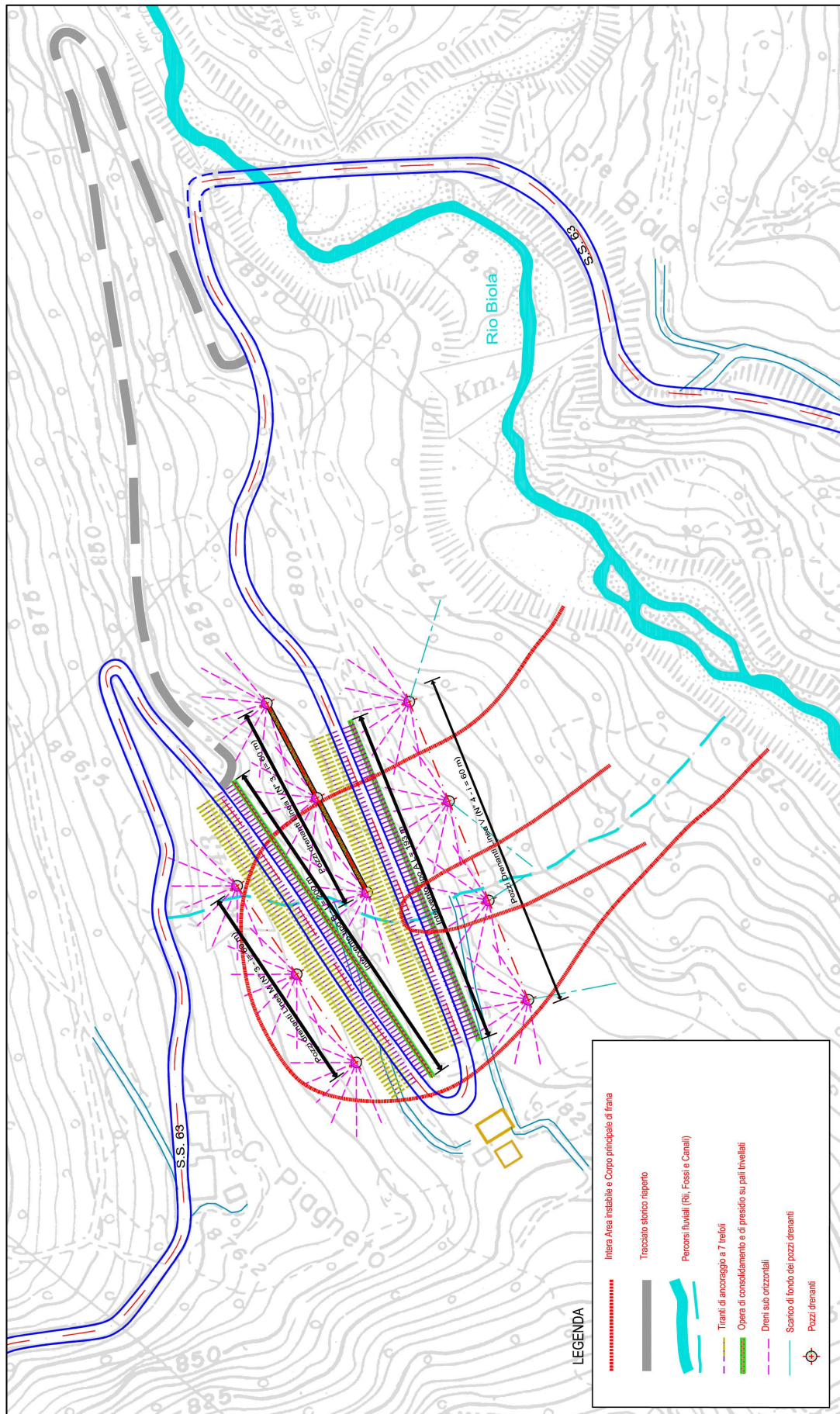


Figura 172 - Planimetria delle opere individuate.

Per quanto riguarda le opere di sostegno, esse consistono in cordoli fondati su un doppio allineamento di pali trivellati ( $\Phi = 1000$  mm, lunghezza 15-18 m), accompagnato da tiranti ( $L = 30$  m), dello sviluppo lineare di circa 200 m.

Nello specifico, il cordolo previsto sul livello franato del corpo stradale (intervento A) consiste in un doppio allineamento di pali trivellati collegati in testa da un cordolo in c.a. di dimensioni 250 x 100 cm, con rialzo all'estremità di valle di altezza 60 cm e larghezza 50 cm; la struttura è inoltre vincolata mediante tiranti a trefoli la cui fondazione è ancorata nella formazione del substrato. L'opera è corredata da una canaletta semicircolare del diametro 500 mm posta alla base della scarpata di valle per la raccolta delle acque sulla piattaforma stradale e sulla scarpata stessa; una seconda canaletta semicircolare del diametro  $D = 800$  mm (o fosso trapezoidale rivestito) è prevista a bordo strada sul lato di monte della strada per la raccolta delle acque superficiali proveniente dal versante di monte.

Le principali caratteristiche geometriche degli elementi strutturali impiegati sono le seguenti:

- Pali Diametro pali  $\Phi = 1000$  mm

Lunghezza utile pali  $L_p = 18$  m

Passo pali, disposti a quinconce  $I_p = 2,5$  m

Interasse fra i due allineamenti di pali  $I_a = 1,2$  m

Numero di pali  $N_p = 154$

- Tiranti di ancoraggio Lunghezza totale tirante  $L_t = 30$  m;

Passo tiranti  $I_t = 2,5$  m;

Numero tiranti  $N_t = 76$

Il cordolo previsto sul livello di monte del tracciato di variante (intervento B) differisce dal precedente per lo sviluppo lineare, che risulta di circa 200 m, per le caratteristiche geometriche dei pali trivellati, in questo caso di lunghezza di 15 m, e per il bordo strada lato monte, sul quale è prevista la realizzazione di un muretto con cunetta tipo alla francese per la raccolta dell'acqua.

Entrambi gli interventi devono essere corredata dal parziale rifacimento del rilevato sul lato di valle, con posa di terreno vegetale per facilitare l'inerbimento, e dalla ricostituzione del corpo stradale, a partire dalla realizzazione del sottofondo stradale con stabilizzato.

Riportiamo nel seguito una sezione tipo dell'intervento A:



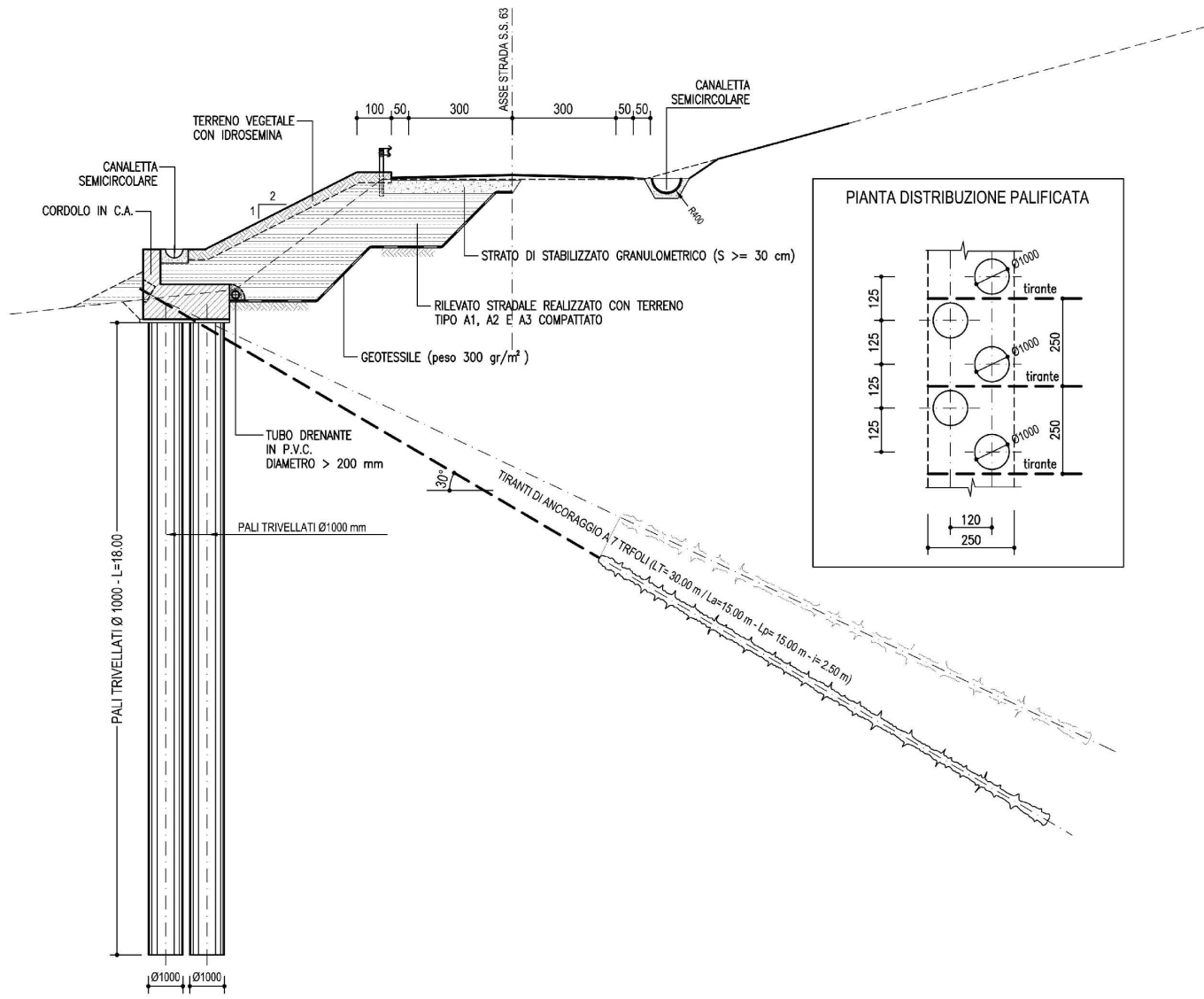


Figura 173 - Sezione tipo dell'intervento A, muro su pali tirantato



Per quanto riguarda le opere di drenaggio, esse consistono in 3 linee di pozzi drenanti, disposte parallelamente ai tratti di tracciato adiacenti al tornante, rispettivamente a monte (intervento M, 3 pozzi), a livello intermedio (intervento I, 3 pozzi), e a valle (intervento V, 4 pozzi) di tali tratti, collegate a microdreni suborizzontali; accanto ad esse si prevede la realizzazione di trincee drenanti.

I pozzi drenanti, di tipo strutturale, sono da realizzare mediante l'impiego di pali trivellati del diametro  $\Phi = 800$  mm, disposti lungo una circonferenza di diametro 4.80 m e lunghezza variabile da 12 a 14 m. I pali sono collegati in sommità da un cordolo in c.a. circolare, e da un soletta sempre in c.a. alla profondità di 10 m. I pozzi, a loro volta, sono collegati fra loro da uno scarico di fondo in PVC del diametro  $\Phi = 100$  mm, e ciascuno a tre livelli di microdreni suborizzontali, costituiti da 7 microdreni di lunghezza variabile tra i 30 e i 50 m, disposti a "raggiera" secondo un arco di circa  $180^\circ$ .

Accanto all'importante sistema di pozzi drenanti, si propone anche di realizzare una serie di trincee drenanti lungo il versante: per esse si prevede una sezione trapezia, con profondità 150÷200 cm e larghezza minima di 100 cm, materiale drenante di pezzatura 30÷70 mm, un tubo drenante in PVC fessurato del diametro non inferiore a 200 mm, e protezione garantita da un geotessile.

Riportiamo nel seguito una sezione tipo di pozzo drenante:





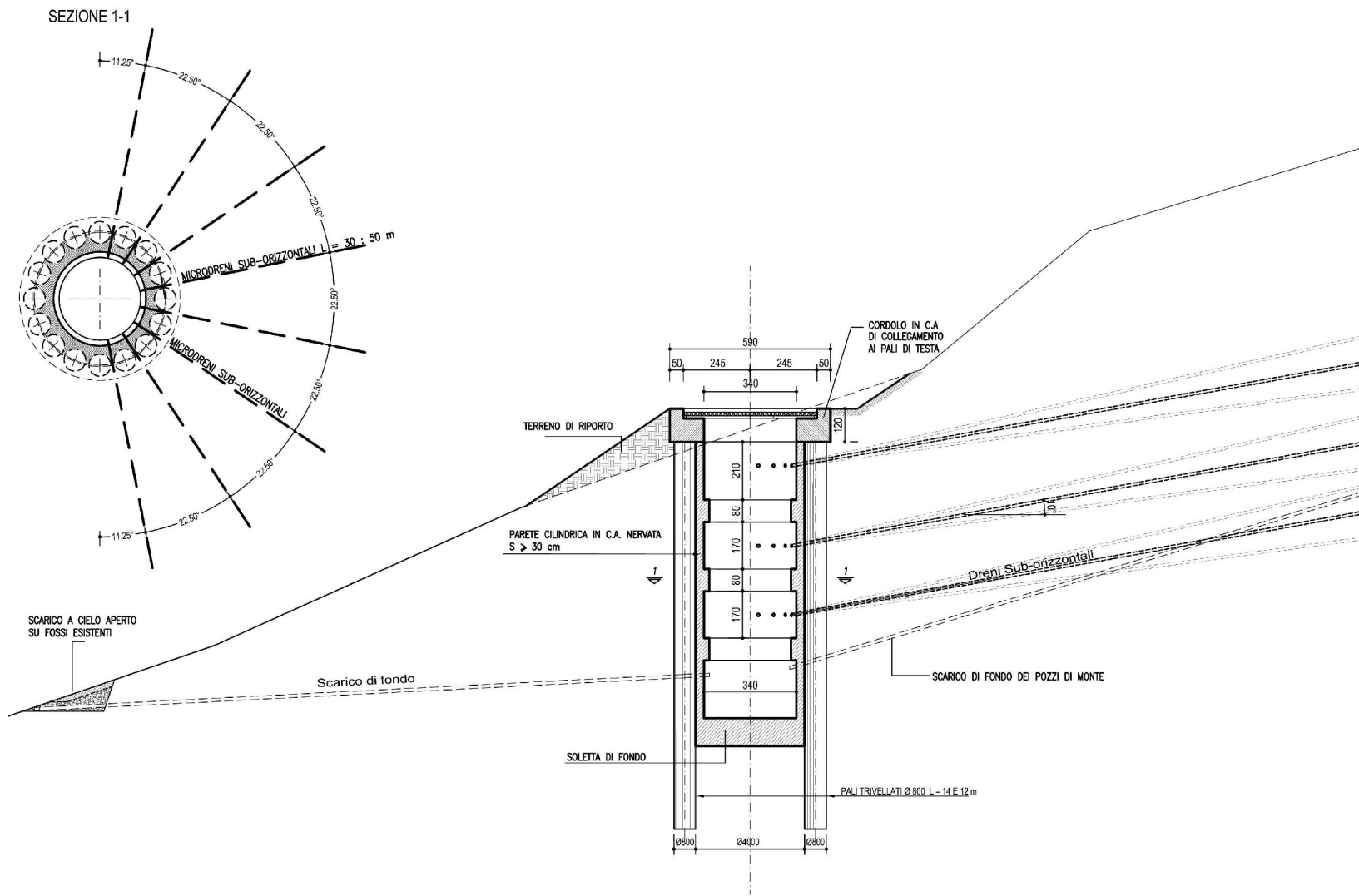


Figura 174 - Sezione tipo dell'intervento dei pozzi drenanti.



Interventi secondari di sistemazione superficiale sono opportuni su tutta l'area in esame: una regolarizzazione del terreno da realizzare nelle eventuali zone di compluvio esistenti, nell'area circostante le opere meccaniche di presidio e dei pozzi drenanti previsti; canalette, cunette e rivestimento dei fossi per la raccolta e lo smaltimento delle acque corrive superficiali e di drenaggio; ripristino della vegetazione nelle aree su cui si è intervenuto.

Gli interventi individuati risultano nel loro complesso importanti, sia dal punto di vista tecnico che del costo economico: relativamente a quest'ultimo aspetto, un computo estimativo dell'onere dei singoli interventi vede una cifra di 2.035.000 € richiesta per le opere di sostegno, e di 2.080.000 € per le opere di drenaggio, per un totale di 4.115.000 €.

Nel caso di un investimento di questo tipo, si renderebbe opportuno provvedere ad una sistemazione dell'intero tratto stradale di variante, lungo circa 650 m. L'“Autorità per la vigilanza sui lavori pubblici” indica per strade di tipo C1 un costo di realizzazione di 771,9 €/m, che possiamo decurtare del 10% alla cifra di 700 €/m per riferirci al caso di strada extraurbana secondaria di tipo C2; stimando il costo dei lavori di sistemazione pari a circa 1/3 di quelli di realizzazione, si individua una cifra di 151.000 € da aggiungere alla precedente, per un nuovo totale di **4.266.000 €**.

Un'ipotesi di intervento di questo tipo appare senza dubbio impegnativa, molto più di quanto non risulti la sistemazione del tracciato storico, descritta nel seguito; rispetto ad essa presenta però la prerogativa di un percorso più morbido e meno acclive, seppure impostato su una formazione geologica meno competente quali le argilliti di Ponte Biola.

Sottolineiamo inoltre come, rimanendo sui tracciati esistenti, è da tenere in conto un intervento manutentivo sul Ponte Biola, il quale se strutturalmente non ha problemi, necessita però di un adeguamento della piattaforma stradale e delle sue protezioni.

Assieme alla soluzione citata, il consolidamento del tratto di variante permane una delle ipotesi meno invasive dal punto di vista ambientale e paesaggistico, di tutt'altro impatto rispetto ad una possibile realizzazione di un nuovo tracciato sull'area in questione; a livello economico si attesta però su ordini di spesa più vicini a una soluzione di quest'ultimo tipo, con particolare riferimento a un eventuale tracciato su rilevato e viadotto.

## 6.1.2 Sistemazione del tracciato storico

Nell'ottica di una sistemazione del tracciato storico riaperto, i sopralluoghi svolti nel corso delle indagini e i rilievi geomeccanici effettuati sugli affioramenti rocciosi presenti in sito hanno fornito importanti indicazioni sulle condizioni del versante in oggetto e sui problemi di stabilità presenti.

Per quanto riguarda la formazione rocciosa sulla quale risulta inciso il tracciato, le arenarie di Monte Cervarola, nei rilievi si è riscontrato un significativo stato di fratturazione della roccia: tale elemento, se da un lato non preoccupa in termini di stabilità del versante perché il substrato risulta spesso e competente, dall'altro conferma come esso rappresenti una via preferenziale di scorrimento delle acque sub-superficiali e profonde del versante, come mostrato dal rinvenimento di abbondanti quantità di calcite nella maggior parte delle discontinuità. L'osservazione del tracciato stradale in periodi piovosi ha evidenziato l'instaurarsi di un evidente stato di ruscellamento sulla sua piattaforma, accompagnato da modesti franamenti di detriti rocciosi dalle pareti delle scarpate di monte.

Gli studi sulle macro-instabilità della parte alta del pendio hanno a loro volta mostrato una dinamica caratterizzata dal progressivo distacco di ampi fronti rocciosi dalle principali nicchie, accompagnati da fenomeni di ribaltamento e rotolamento verso valle di blocchi anche di dimensioni considerevoli. Tutto ciò desta preoccupazione, sia in termini di estensione del problema che di evidenze di evoluzione: il tracciato si colloca mediamente 250-300 m a valle dei fronti di distacco più avanzati, separato da essi da un versante forestato di pendenza media superiore a 25°, e già attualmente sono visibili massi di dimensioni anche metriche nelle vicinanze della sede stradale; inoltre la morfologia dell'area offre vie di rotolamento preferenziali per i blocchi instabili, quale l'impluvio già sede in passato di una importante colata detritica, che è arrivata a lambire il tornante più esterno e ha reso l'area poco forestata.

Alla luce di queste osservazioni, per la sistemazione del tracciato storico si richiedono una serie di interventi, finalizzati a:

- miglioramento della sede stradale
- protezione dal sopraggiungimento di materiali rocciosi
- smaltimento delle acque di piattaforma e di versante.

Per quanto riguarda il miglioramento della sede stradale, lunga in totale circa 750 m, in primo luogo è opportuno un allargamento della carreggiata, soprattutto in corrispondenza degli stretti tornanti presenti, accompagnato dall'inserimento di opere di sicurezza passiva quali guard rail e segnaletica stradale. Nonostante gli interventi di somma urgenza effettuati nel dicembre 2008 in vista della sua riapertura, attualmente il tracciato risulta infatti di

difficoltosa percorrenza, soprattutto per i mezzi pesanti: si riscontrano difficoltà funzionali, riconducibili alle sue dimensioni geometriche e alla sua acclività, e si osserva un notevole peggioramento delle condizioni del fondo stradale in corrispondenza di stagioni piovose e fredde.

La sede viabile deve poi essere protetta nei confronti del sopraggiungimento di materiale roccioso: per quanto riguarda quello di piccole dimensioni, proveniente dalle scarpate di monte, ciò può avvenire mediante riprofilatura degli affioramenti, e posa di reti metalliche a contatto con essi; il possibile arrivo di massi importanti dalle instabilità della parte alta del versante necessita invece di essere contenuto mediante la posa di barriere paramassi lungo tutto il rettilineo più a monte.

Si richiede infine l'inserimento di un adeguato sistema di raccolta e allontanamento delle acque di piattaforma e di versante: esso prevede la posa di canalette semicircolari o cunette tipo alla francese a bordo strada, sul lato di monte; eventuali fossi di guardia più a monte, sul medesimo lato della strada; pozzetti di raccolta, collegati a tombini idraulici in grado di sottopassare ciascuna sede stradale e scaricare le acque direttamente nei pressi della scarpata fluviale del Rio Biola.

Per quanto riguarda il dimensionamento delle opere, quali le barriere paramassi e le reti a protezione della scarpata, si ritiene opportuna la posa di barriere a montanti incernierati, che permettano la trattenuta di massi anche di dimensioni metriche attraverso un comportamento elastico: esse sono da installare a protezione del tracciato sopra al suo rettilineo di monte, per un tratto di circa 280 m; l'altezza individuata per tali opere è di 3,00 m.

Le reti risultano necessarie invece su gran parte del tracciato, per una lunghezza complessiva di circa 580 m: esse sono infatti da posare sulle scarpate a monte di ogni tratto (la strada è costituita da 3 tratti, intervallati da 2 tornanti), a diretto contatto con gli affioramenti rocciosi presenti; in questo caso individuiamo in un'altezza media di 5 m quella più opportuna.

La posa delle reti e delle barriere paramassi deve essere effettuata previa riprofilatura degli ammassi rocciosi affioranti.

Riportiamo in conclusione un riassunto delle opere individuate, con relativa planimetria:

- 1 livello di barriere paramassi a montanti incernierati, per una lunghezza di 280 m
- 3 livelli di reti metalliche di trattenuta, rispettivamente con sviluppo lineare di 300, 180 e 100 m, per una lunghezza totale di 580 m

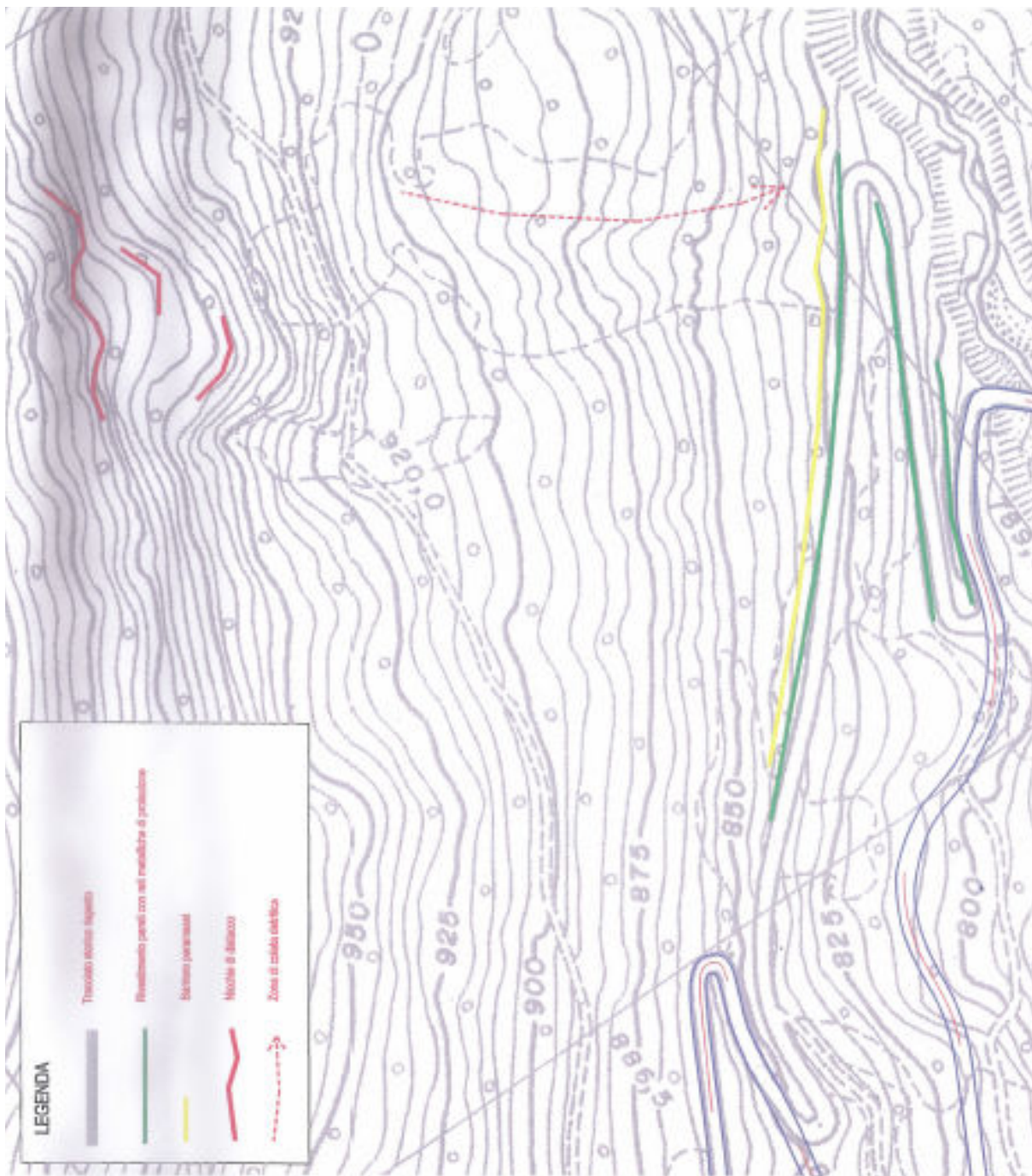


Figura 175 – Planimetria delle opere individuate.

Gli interventi individuati per il tracciato di variante risultano i meno impegnativi rispetto a quelli richiesti dalle altre ipotesi individuate.

Dal punto di vista economico, facendo riferimento al prezziario Anas, per la posa delle reti metalliche di protezione a pannelli con funi e bulloni (29,7 €/m<sup>2</sup>), sarebbero richiesti 86.000 €, mentre per l’inserimento delle barriere (265,5 €/m<sup>2</sup>) una cifra di 225.000 €, per un totale di 250.000 €. Per l’allargamento e l’adeguamento della sede stradale, anche in questo caso consideriamo un costo pari ad 1/3 di quello di realizzazione di una nuova strada (700 €/m, fonte “Autorità per la vigilanza sui lavori pubblici”), individuando così un onere di circa 175.000 €; accanto ad esso inseriamo una stima approssimativa dei lavori di riprofilatura degli



affioramenti rocciosi a bordo strada ( $19,5 \text{ €/m}^2$ ), pari a circa 54.000 €, che porta l'investimento complessivo ad una cifra di **540.000 €**.

A fronte di un indubbio risparmio economico, l'ipotesi della sistemazione del tracciato di variante mantiene come sostanziali elementi negativi la tortuosità che lo caratterizza, e l'esposizione a instabilità di complessa comprensione: a quest'ultimo riguardo, sono in corso studi finalizzati ad un approfondimento di tali problematiche, per cercare di definirne gli ordini di grandezza spaziali e temporali che ne caratterizzano l'evoluzione.

Anche in questo caso è inoltre da tenere in conto un intervento manutentivo sul Ponte Biola, il quale se strutturalmente non ha problemi, necessita però di un adeguamento della piattaforma stradale e delle sue protezioni.

## **6.2 Individuazione di tracciati alternativi**

### **6.2.1 Tracciato su viadotto**

Nell'individuazione di un tracciato alternativo sull'area in esame, in grado di by-passare le importanti instabilità studiate, si è proceduto innanzitutto ricercando un percorso il più possibile aderente alla morfologia locale, nonostante la sua complessità.

Analizzando la carta a curve di livello di cui si disponeva si sono individuati i corsi d'acqua presenti nella zona e i rispettivi impluvi, i costoni più acclivi e i pendii meno ripidi, e tenendo conto parallelamente della geologia incontrata si è individuato come unico possibile tracciato da studiare un eventuale percorso che attraversi il Rio Biola più a valle dell'attuale ponte, e girando attorno all'altura presente a nord-est della località Piagneto, si ricongiunga alla strada statale del Cerreto all'altezza della Casa Cantoniera, immediatamente a monte del tratto instabile.

Primo passo dello studio è stata l'individuazione di adeguati punti di imbocco e di ricongiungimento per il nuovo tratto: essi risultano collocati ad una distanza in linea d'aria di 725 m, e rispettivamente a quote 785 e 885 m s.l.m.

Le caratteristiche del tracciato da studiare devono rispettare quelle previste per la strada statale del Cerreto, strada extraurbana secondaria di tipo C2: sulla base delle prescrizioni del **D.M. 5/11/2001** “**Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade**”, si è quindi imposta una pendenza media del 7%, condizione che richiede per le geometria del problema in esame una lunghezza del percorso di 1.430 m.

Lo studio del tracciolino (linea guida del percorso stradale) è apparso immediatamente problematico, in quanto la morfologia dell'area non permette il congiungimento dei due punti

scelti senza portarsi in elevazione rispetto al terreno: si è quindi inizialmente previsto un viadotto per l'attraversamento del Ponte Biola, e successivamente si è dovuto optare per un secondo viadotto di dimensioni inferiori per raccordare l'altura a nord-est della località Piagneto con il versante sottostante la casa Cantoniera.

Il tracciolino individuato è il seguente, e nonostante l'inserimento delle opere sopra citate esso appare caratterizzato da una rilevante tortuosità:

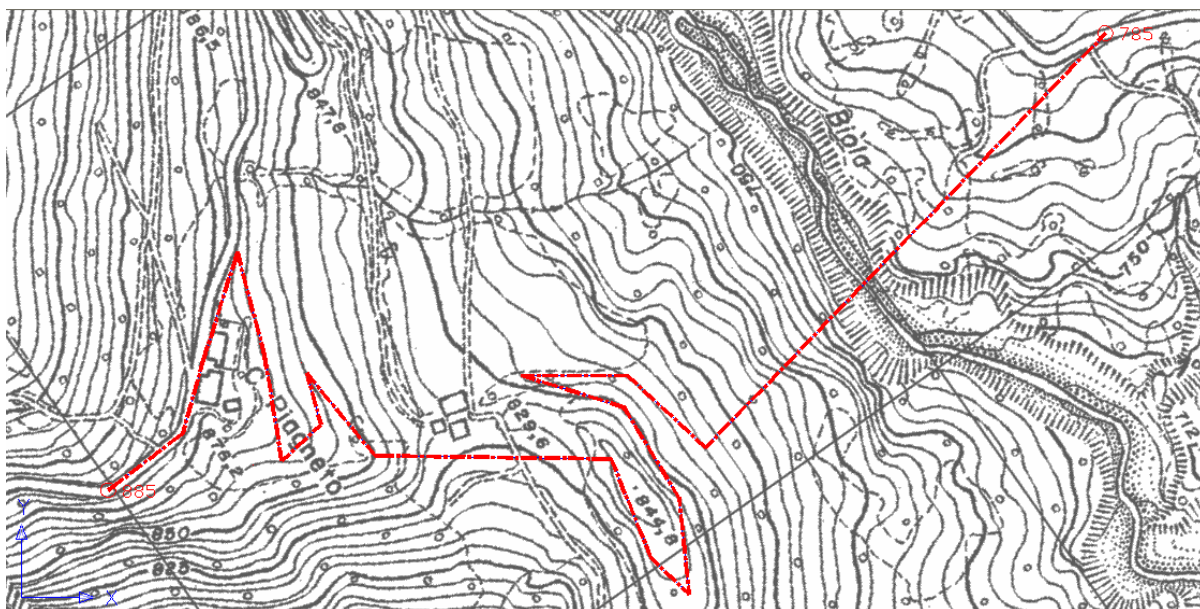


Figura 176 - Tracciolino individuato per il percorso su viadotto.

Lavorando su questa linea di guida, si è proceduto raccordandone i tratti e regolarizzandone l'andamento; questa fase richiede ancora una volta il rispetto delle prescrizioni previste dalla normativa per parametri quali la pendenza, già citata, e i raggi di curvatura dei tratti curvilinei. Per la tipologia di strada in questione, riguardo alle pendenze sono previsti superamenti del 7% in presenza di morfologie complesse e scoscese; riguardo ai raggi di curvatura, è indicato per essi un valore minimo di 118 m, ma anche in questo caso la tortuosità dell'area impone di considerare per i tornanti curvature fino a 20 m di raggio, valori comunque superiori a quelli dei tornanti presenti nei tracciati esistenti.

Dalla regolarizzazione del tracciolino si è così individuata la cosiddetta poligonale d'asse, e dal raccordo dei tratti di quest'ultima l'asse stradale definitivo.

Nel tracciato stradale si sono dovuti mantenere 3 tornanti, pur concepiti di dimensioni adeguate ad un traffico scorrevole, e disegnati in tratti dove le curve di livello tendono ad allargarsi. Si sono scelte 4 livellette, ossia tratti a pendenza costante, individuandone lunghezza e pendenza sulla base delle seguenti necessità: da un lato si è preferito mantenere cautelativamente una pendenza ridotta in corrispondenza del primo tornante, ricadente in prossimità dell'area in frana; sulla terza livelletta si poi cercato di ottimizzare il rapporto tra

sterri e riporti, preferendo comunque, nei limiti imposti dal problema geometrico, gli sterri ai riporti.

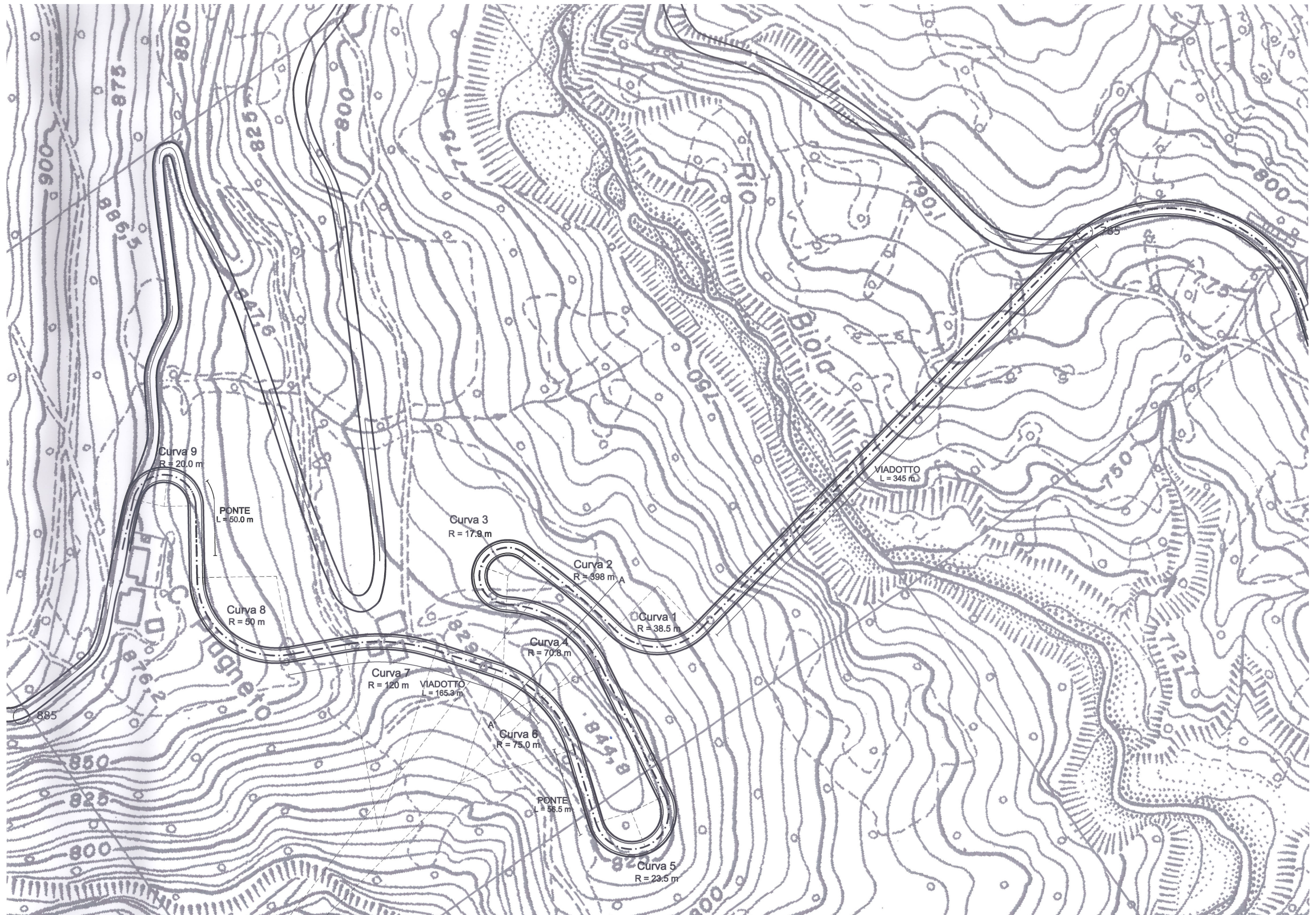
Alleghiamo nel seguito la planimetria del tracciato stradale delineato, accompagnato da un suo profilo altimetrico, consistente nel profilo longitudinale della sede stradale e del terreno in sua corrispondenza: la lunghezza totale individuata per il nuovo tratto è di 1.397 m (di cui gli ultimi 127 m su tracciato già esistente), con una pendenza media del 7,2 %.

Per la strada in esame, in planimetria sono state considerate le dimensioni della piattaforma indicate dalla normativa, che vedono per una strada extraurbana secondaria di tipo C2 due corsie di marcia a carreggiata unica di larghezza pari a 3,50 m, affiancate a margine da altrettante banchine larghe 1,25 m, per un totale di 9,50 m di piattaforma.

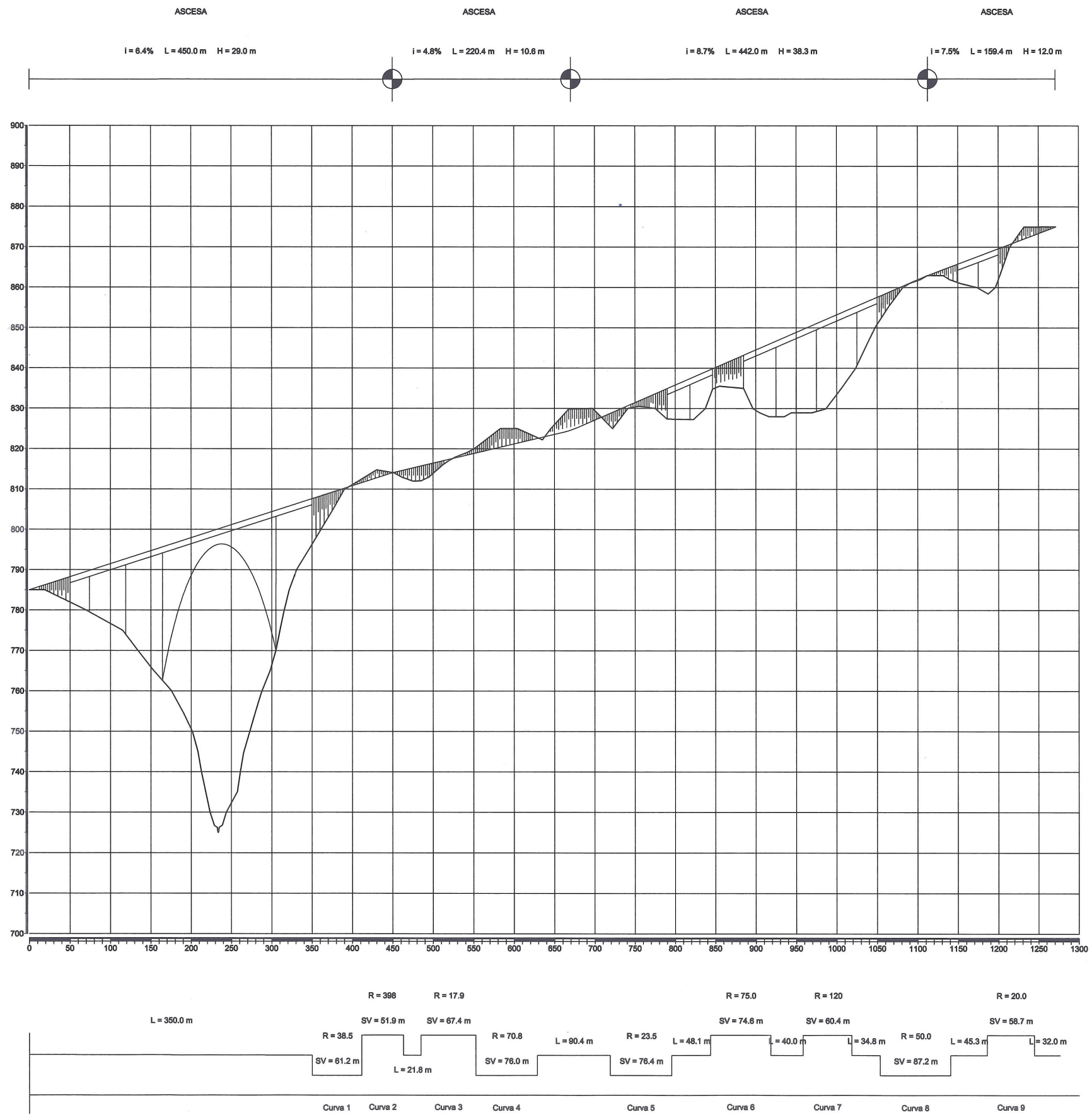
Osserviamo dalle figure come in definitiva risulti necessario inserire varie opere sul tracciato stradale: in primo luogo due viadotti di un certo rilievo. Il primo è un viadotto rettilineo, di 345 m di lunghezza, sostenuto da una imponente struttura centrale ad arco, affiancata da 3 campate secondarie; il secondo, di lunghezza 165 m, è invece impostato su un tratto in parte curvilineo, e risulta sostenuto da 3 pile travate. Accanto a tali opere è necessario anche l'inserimento di due ponti, di lunghezza rispettivamente 50 e 56 m, entrambi a doppia campata.











A corredo del presente studio, si è scelto di studiare una sezione del tracciato stradale individuato (sezione A-A'), in corrispondenza della quale si rilevavano condizioni geometriche problematiche per il versante: i tratti immediatamente a valle e a monte del primo tornante risultano infatti planimetricamente molto ravvicinati, e di conseguenza un dislivello anche ridotto da raccordare poteva risultare inaccettabile in termini di stabilità.

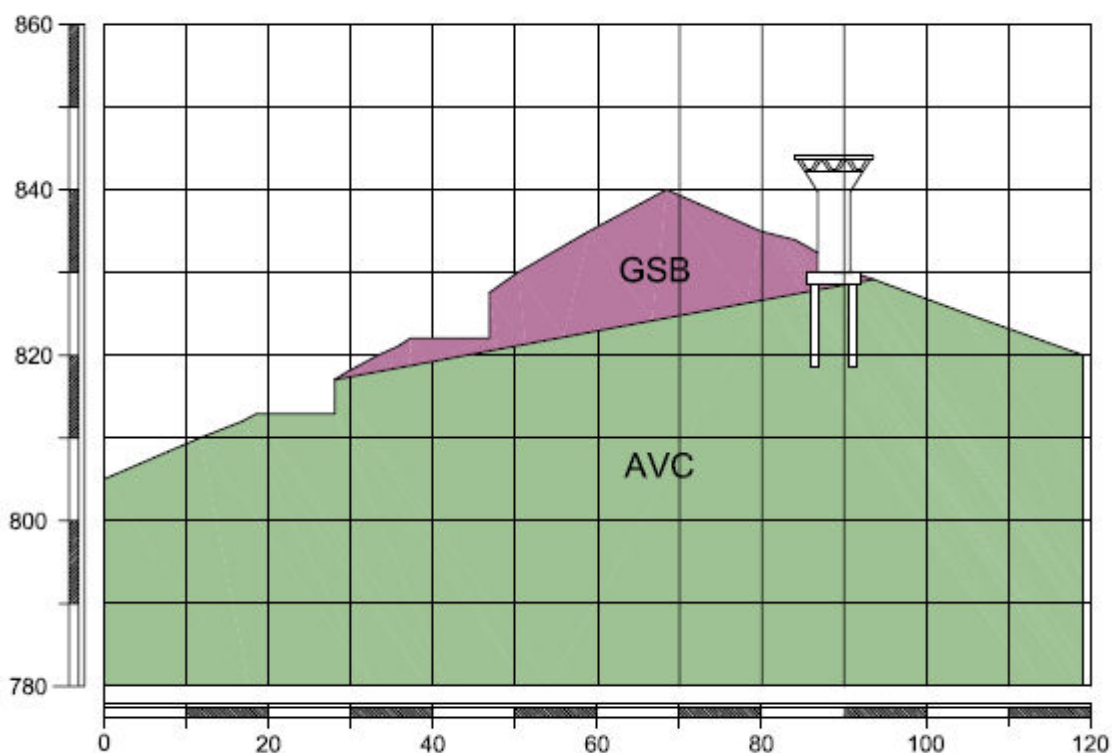


Figura 177 – Sezione A-A' del nuovo tracciato su viadotto.

Dalla sezione ricostruita emerge la necessità dell'inserimento di un ***muro di sostegno*** a monte del tratto stradale di valle, che risulta inciso nelle argilliti di Ponte Biola (AVC): il versante mostra infatti di per sé una significativa pendenza (attestata mediamente sui 24°), e l'introduzione del rilevato stradale comporta inevitabilmente un intervento di questo tipo.

Si è proceduto così nel dimensionamento di un muro di sostegno a mensola, secondo i criteri descritti nella sezione teorica (Par. 2.5.3 “Dimensionamento di un muro di sostegno”).

Per fare ciò è stato sviluppato un apposito foglio elettronico di calcolo, nel quale si sono inseriti, accanto ai criteri statici di dimensionamento, le prescrizioni imposte dalla **“Normativa Tecnica per le Costruzioni (NTC) 2008”**.

Le verifiche sviluppate per il muro di sostegno in questione sono:

- verifica a Scorrimento
- verifica della Capacità Portante
- verifica a Ribaltamento



Lo schema utilizzato per il muro è quello riportato nel seguito: si è trascurato il contributo delle pressioni interstiziali, ipotizzando di inserire un adeguato sistema di drenaggio a tergo del muro, e si sono prese in considerazione condizioni di spinta attiva, in base a quanto previsto per il caso in questione (terreno stabile, opera deformabile).

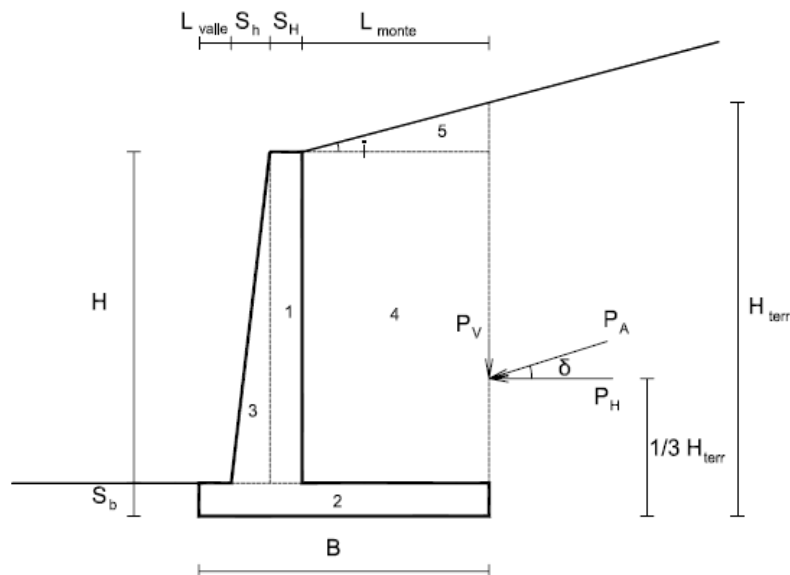


Figura 178 - Schema di verifica per muro di sostegno.

Dallo sviluppo delle verifiche non è stato possibile dimensionare un muro di sostegno in grado di sopportare le spinte in gioco: si rende necessaria infatti una altezza in elevazione considerevole, stimata sui 5,8 m, che comporta notevoli pressioni a tergo dell'opera; ciò in aggiunta alla situazione già gravosa, determinata dalle scarse caratteristiche geotecniche del terreno circostante. Il risultato è l'incapacità di raggiungere un coefficiente di sicurezza unitario nei confronti della verifica a scorrimento e di quella a capacità portante.

Si è così proceduto inserendo pali di fondazione nell'opera, sviluppando un nuovo dimensionamento, in questo caso di un **muro di sostegno su pali trivellati**.

I criteri seguiti sono sempre descritti nella sezione teorica (Par. 2.5.3 "Dimensionamento di un muro di sostegno"), e la metodologia la stessa del precedente dimensionamento, consistente nello sviluppo e utilizzo di un apposito foglio elettronico di calcolo.

Le verifiche analizzate per il muro di sostegno in questione sono:

- verifica a Compressione sulla palificata
- verifica a Trazione sulla palificata

Lo schema utilizzato per il muro è quello riportato nel seguito: si è trascurato anche in questo caso il contributo delle pressioni interstiziali, e si sono prese in considerazione condizioni di spinta litostatica, in base a quanto previsto per il caso in questione (terreno stabile, opera indeformabile).

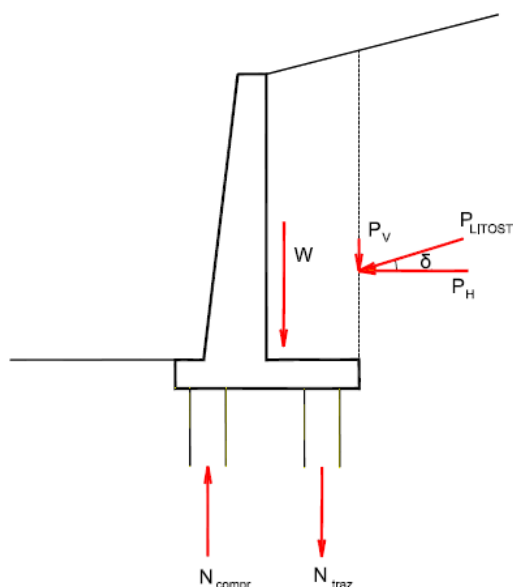
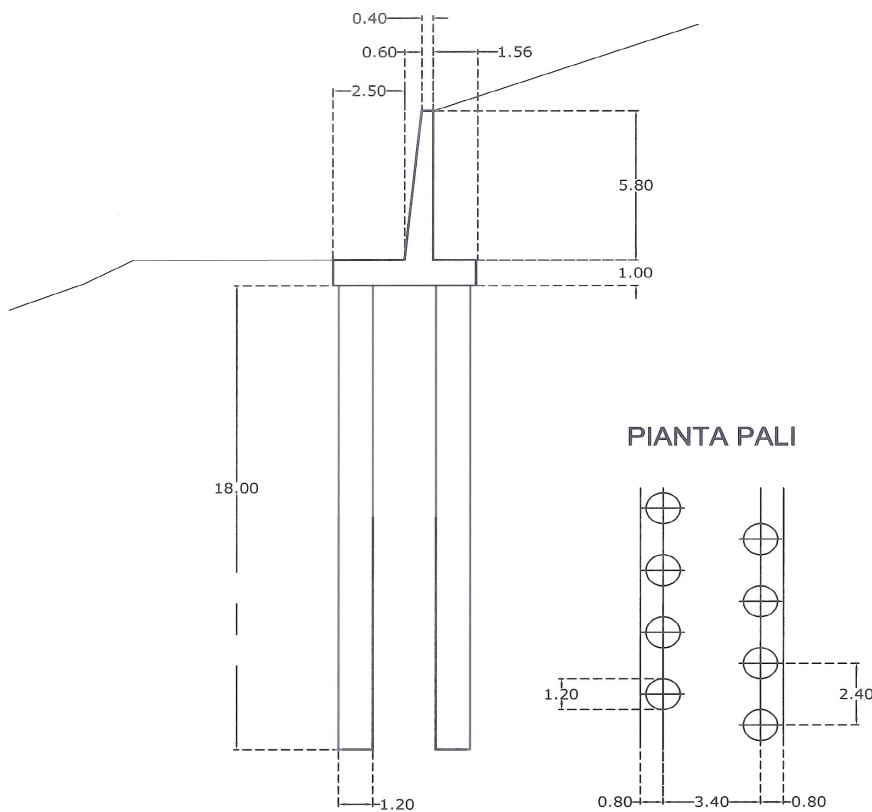


Figura 179 - Schema di verifica per muro su pali.

Dallo sviluppo delle verifiche è emerso un muro di sostegno fondato su pali di dimensioni considerevoli, sia in termini di struttura in elevazione che di pali di fondazione: per quanto riguarda la prima, accanto ai 5,8 m di altezza imposti dal profilo del versante, si è individuata una base dell'opera pari a 5,0 m; i pali richiesti hanno diametro del 1200 ( $\Phi = 1200$  mm), e lunghezza pari a 18,0 m, considerati disposti a quinconce con interasse di 2,4 m.

Riportiamo nel seguito una sezione tipo dell'opera dimensionata, con allegata una pianta che descrive la disposizione dei pali considerata:



Come per le precedenti soluzioni, si è cercato di effettuare una valutazione di un intervento di questo tipo, sicuramente più importante rispetto alle ipotesi di consolidamento dei tracciati esistenti.

Partendo da una valutazione economica, per i costi di realizzazione di un nuovo tracciato facciamo riferimento alle già citate indicazioni dell'“Autorità per la vigilanza sui lavori pubblici”: per i tratti in trincea o rilevato, consideriamo come in precedenza un costo pari a circa 700 €/m, mentre per i tratti su viadotto o ponte il documento indica per le strade di tipo C1 un onere di 8134,20 €/m, che decurtiamo del 10% a 7.400 €/m per riportarci al caso di strada tipo C2.

Considerando che il tracciato risulta impostato per 655 m su trincea/rilevato, e per i restanti 615 m su viadotto/ponte (dei quali per i 345 m del primo viadotto consideriamo un onere aumentato del 20%, vista l'imponenza dell'opera), si individua una cifra di circa 5.547.000 € per la sua realizzazione.

E' poi da tenere in conto il costo di opere quali il muro di sostegno progettato, che non si esclude possano rendersi necessarie da un'analisi più approfondita delle sezioni stradali. Per il muro su pali in questione, sommando gli oneri derivanti dalla posa in opera di calcestruzzo, armatura e cassetture della struttura in elevazione, e di quelli derivanti dalla realizzazione dei pali, si è individuata una cifra di 120.000 €, considerando un'estensione lineare dell'opera di 30 m.

Una prima e approssimativa stima dell'intera soluzione delineata individua quindi un investimento pari a circa **5.667.000 €**.

Dal punto di vista economico, la realizzazione di un tracciato di questo tipo appare indubbiamente molto impegnativa, ma tutto sommato dello stesso ordine di grandezza degli interventi richiesti per un consolidamento del tracciato di variante.

E' però da sottolineare l'impatto paesaggistico ed ambientale che una soluzione di questo tipo comporterebbe, unito agli altri fattori da tenere in conto per opere di questo rilievo, quali la concertazione sociale e politica, la renderebbe opportuna solo se inserita all'interno di una strategia di potenziamento dell'intero collegamento di valico.

Connotati positivi del presente tracciato sono senza dubbio la sua ricaduta su aree stabili, seppure in buona parte rappresentate dalle stesse argilliti di Ponte Biola, e la dolcezza del percorso, che presenta sì un paio di tornanti ma decisamente più larghi e sinuosi di quelli attualmente presenti.

## 6.2.1 Tracciato in galleria

Come ultima ipotesi di tracciato alternativo a quelli esistenti, concepibile sull'area in esame, si è individuato un percorso che si sviluppa interamente in galleria, in grado di by-passare le importanti instabilità studiate spingendosi al di sotto dei versanti presenti sulla destra dell'odierno percorso.

Tale soluzione è stata ovviamente studiata in estrema sintesi, vista la sua complessità.

Anche in questo caso primo passo dello studio è stata l'individuazione di adeguati punti di imbocco e di uscita per il nuovo tratto, collocati in zone stabili, preferibilmente a parete sub-verticale: essi risultano ad una distanza in linea d'aria di 857 m, e rispettivamente a quote 785 e 890 m s.l.m.

Si è definito un possibile tracciato per la galleria, tenendo principalmente conto della lunghezza richiesta per il rispetto delle pendenze stradali imposte dalla normativa: la pendenza massima ammissibile è fissata sul valore del 4%, condizione che richiede per le geometria del problema in esame una lunghezza del percorso di 2.625 m.

Si è inoltre fatta attenzione al rispetto delle indicazioni relative ai raggi di curvatura delle curve, e alla loro successione: in questo caso è stato possibile rispettare il raggio minimo di 118 m prescritto per strade extraurbane secondarie di tipo C2, e si è delineata la successione di curve e rettilinei tenendo presente dei rapporti di curvatura indicati nel relativo abaco, riportato al Par. 2.5.2 "Soluzioni alternative".

In conclusione è stata studiata una altimetria del percorso, per valutarne eventuali rinvenimenti a giorno.

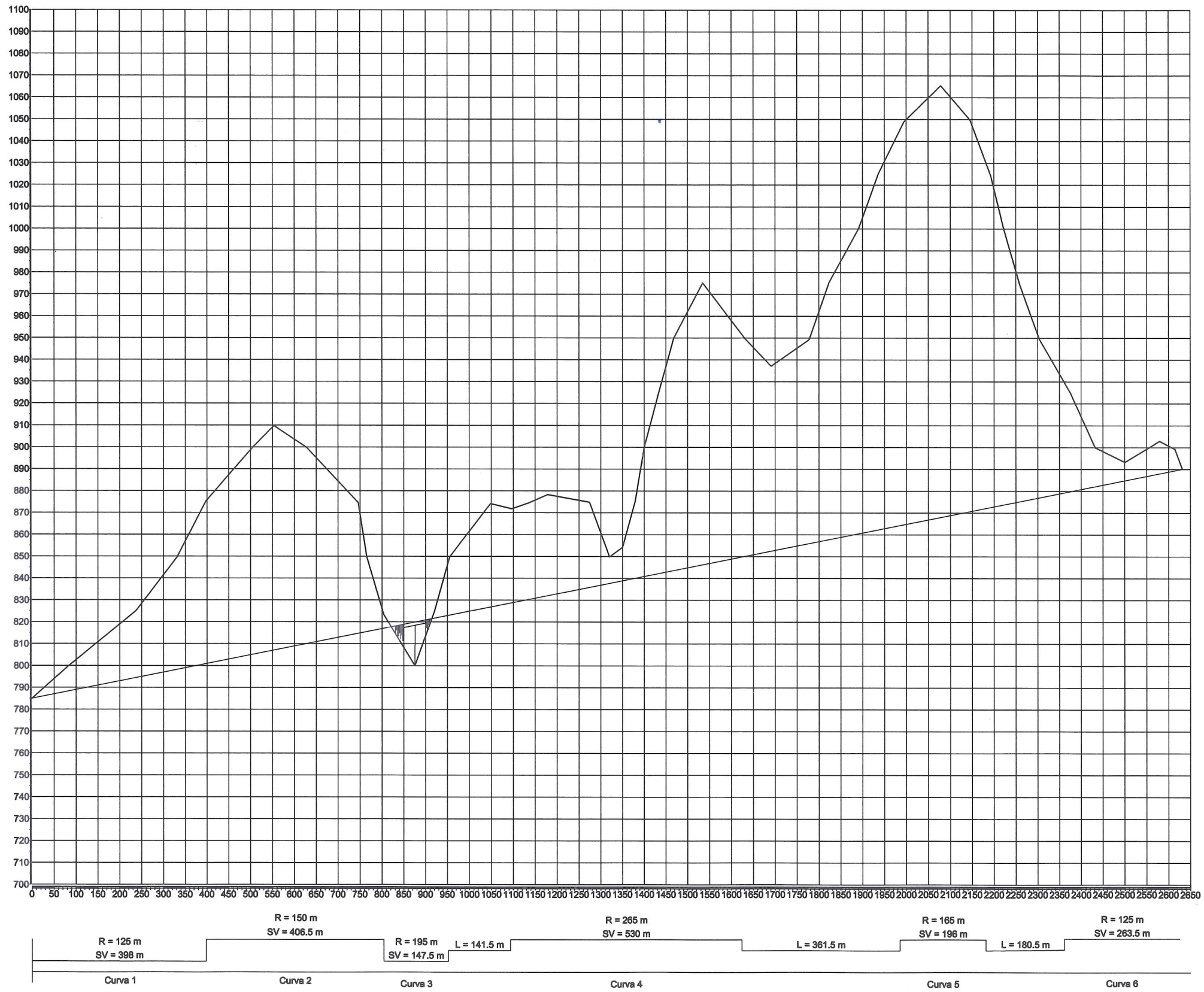








ASCESA  
*i* = 4.0% L = 2625 m H = 105 m





Osserviamo dalla figura come il tracciato in galleria risulti caratterizzato da un'unica livelletta, imposta sul 4% di pendenza richiamato in precedenza, e come si abbia un punto di rinvenimento a giorno: quest'ultimo elemento richiede l'inserimento di un piccolo ponte, ma tutto sommato risulta ben accetto perché permette una migliore ventilazione all'interno della galleria.

Sottolineiamo come per un'opera di questo rilievo si renderebbero indispensabili importanti rilievi geologici sui versanti interessati.

Anche in questo caso si è cercato di effettuare una valutazione dell'intervento, sebbene esso risulti di tutt'altro ordine di grandezza rispetto ai precedenti.

Partendo da una valutazione economica, per i costi di realizzazione facciamo riferimento alle già citate indicazioni dell'“Autorità per la vigilanza sui lavori pubblici”: per i tratti in galleria consideriamo un costo di 17.081 €/m, ottenuto come in precedenza decurtando del 10% quello indicato per strade di tipo C1.

Il calcolo individua una cifra prossima ai **45.000.000 €**, che colloca un'ipotesi di questo tipo su tutt'altro piano rispetto ai precedenti:

Si ripete inoltre quanto già detto per la precedente ipotesi riguardo all'impatto ambientale che una soluzione di questo tipo comporterebbe; i fattori di concertazione sociale e politica in questo caso risulterebbero ancora più rilevanti, come ancora più importante sarebbe la portata di una strategia di potenziamento dell'intero collegamento di valico richiesta per giustificare un'opera come questa.



# CONCLUSIONI

A partire dall'attività svolta nel periodo di tirocinio, la presente tesi si proponeva di approfondire i principali livelli conoscitivi caratterizzanti l'approccio alla problematica delle frane e dell'instabilità dei pendii: gli studi teorici inerenti la geotecnica e la meccanica delle rocce, e l'esame delle indagini e delle attività messe in atto per l'analisi dei movimenti franosi.

A tal proposito, il caso studio della frana del Cerreto è risultato particolarmente significativo: l'evento franoso in questione interessa un versante geologicamente e geomorfologicamente complesso, nel quale si rilevano problematiche di stabilità che coinvolgono sia orizzonti in terra che ammassi rocciosi; la natura e lo stato di degradazione dei terreni attribuisce inoltre notevole rilievo all'idrogeologia dell'area, che gioca un ruolo importante nell'innescare di nuove mobilitazioni. Tutto ciò rende il versante interessante dal punto geologico e ingegneristico, e la presenza di elementi e fattori così diversificati in un'area tutto sommato di dimensioni ridotte offre la possibilità di approfondire molteplici dei numerosi aspetti che caratterizzano il complesso problema dell'instabilità dei pendii.

Il primo risultato ottenuto, legato al percorso di tesi sviluppato, è stato l'approccio allargato impostato nei confronti della materia. Le conoscenze teoriche acquisite, estese dal comportamento dei terreni agli aspetti più concettuali delle indagini geognostiche e delle analisi di stabilità dei versanti, mi hanno fornito una visione globale della materia che la tesi stessa cerca di sintetizzare; le attività pratiche di sopralluogo, raccolta di dati ed osservazioni nel corso della campagna, ed analisi al computer hanno parallelamente reso possibile una preziosa applicazione di quanto affrontato a livello teorico, restituendogli concretezza e valore esperienziale. La vastità dei temi affrontati non ne ha impedita una conoscenza di dettaglio, raggiunta grazie alle specificità offerte dal caso studio in questione.

La raccolta di notizie storiche, e i sopralluoghi effettuati inizialmente sulla frana, hanno fornito gli elementi conoscitivi di partenza necessari alla comprensione delle problematiche presenti sul versante: si sono osservati da un lato il movimento franoso oggetto di studio, e dall'altro le macroinstabilità presenti sugli ammassi rocciosi della parte alta del medesimo pendio.

La parte centrale delle attività di tirocinio ha riguardato un'analisi approfondita dell'evento franoso del 2008, effettuata attraverso studi di stabilità del rilevato stradale crollato e della porzione di pendio circostante: sulla base delle informazioni raccolte sono state sviluppate back analysis, nelle quali si sono riprodotte le condizioni del versante al momento della mobilitazione; da esse è stato possibile ottenere indicazioni relative alle condizioni del

terreno, alle sue proprietà, nonché indicazioni sulle caratteristiche del movimento di versante stesso.

I risultati emersi evidenziano la presenza di argille dotate di elevato angolo di attrito residuo, prossimo al critico, elemento che ha lasciato spazio ad interessanti approfondimenti sul singolare comportamento di questi materiali. L'area in frana appare in generale in condizioni prossime all'equilibrio limite, e il principale elemento instabilizzante si individua nell'aumento delle pressioni interstiziali nel terreno, capace di dare luogo a riattivazioni come quella studiata; il rischio associato ad eventi sismici non risulta invece determinante in questi termini, comportando deformazioni ammissibili per la stabilità del versante e delle opere in esso contenuto.

Parallelamente a queste analisi, nel corso del tirocinio ho seguito da vicino i primi 4 mesi della campagna geognostica disposta, integrando in continuo i dati raccolti con quelli già disponibili: sono senz'altro emersi importanti risultati ai fini di una migliore caratterizzazione del versante in esame, ed è in questo frangente che ho inoltre potuto prendere parte alla delicata fase di adattamento delle indagini in corso d'opera, fondamentale per un loro adeguamento alle condizioni sito-specifiche incontrate.

Per quanto riguarda il movimento franoso in questione, emerge una perimetrazione planimetrica ed altimetrica coerente con quanto raccolto nelle precedenti indagini e mostrato dalle evidenze di frana sul pendio; una più corretta caratterizzazione stratigrafica vede invece in corrispondenza del corpo di frana spessori detritici molto variabili, e la presenza di un substrato argillitico di potenza considerevole. Viene infine sottolineato il rilievo che l'idrogeologia dell'area ha sul comportamento del versante, sul quale nel corso delle indagini si è registrato un aumento del trend deformativo proprio in corrispondenza di un periodo piovoso.

Le macro-instabilità della parte alta del pendio mostrano una dinamica caratterizzata dal progressivo distacco di ampi fronti rocciosi dalle principali nicchie, accompagnati da fenomeni di ribaltamento e rotolamento verso valle di blocchi anche di dimensioni considerevoli. Tutto ciò desta preoccupazione, sia in termini di estensione del problema che di evidenze di evoluzione: non sono prevedibili importanti eventi sul breve termine, ma scenari attendibili per il futuro non escludono il coinvolgimento del tracciato stradale a seguito dell'avvicinamento di porzioni instabili.

E' sulla base delle considerazioni emerse e dei risultati delle analisi sviluppate che ho proceduto nell'individuazione di ipotesi di intervento sull'area in esame: ho preso in considerazione in primo luogo il consolidamento del tracciato di variante interrotto e la sistemazione del tracciato storico riaperto, ma alla luce delle rilevanti criticità individuate sul

versante ho allargato la mia indagine all'identificazione di scenari di intervento alternativi, quali la realizzazione di un nuovo tracciato di by-pass per l'area in questione.

Nell'ottica di un consolidamento del tracciato in frana, le nuove indagini permettono di confermare l'adeguatezza delle opere indicate a seguito dei precedenti studi geotecnici: esse prevedono la realizzazione di due muri di sostegno su pali, sugli altrettanti livelli del tracciato di variante, e di un sistema di pozzi drenanti strutturali, collegati da microdreni suborizzontali e trincee drenanti. Tali opere garantirebbero sia la stabilità locale dei rilevati stradali che quella dell'intero versante, facendo fronte ai deficit di spinta individuati in sede di verifiche di stabilità, e permettendo una congrua riduzione delle sovrappressioni interstiziali. Un intervento di questo tipo appare in definitiva molto impegnativo dal punto di vista economico, sicuramente più di quanto richiesto per il vecchio percorso.

Per la sistemazione del tracciato storico si rendono necessari una serie di interventi finalizzati al miglioramento della sede stradale, alla sua protezione e allo smaltimento delle acque di piattaforma e versante. In primo luogo, è opportuno un allargamento della carreggiata, soprattutto in corrispondenza degli stretti tornanti presenti, accompagnato dall'inserimento di opere di sicurezza passiva quali guard rail e segnaletica stradale. La sede viabile deve poi essere protetta nei confronti del sopraggiungimento di materiale roccioso di piccole dimensioni dalle scarpate di monte, mediante riprofilatura degli affioramenti e posa di reti, e dal possibile arrivo di massi importanti dalle instabilità della parte alta del versante, mediante posa di barriere. Si richiede infine l'inserimento di un adeguato sistema di raccolta e allontanamento delle acque, fatto di cunette, pozzetti e tubi di convogliamento.

Come scenari di intervento alternativi al consolidamento dell'area in esame si sono invece individuati due possibili tracciati. Un primo che attraversa il Rio Biola su di un viadotto posto più a valle dell'attuale ponte, e si ricongiunge ad esso immediatamente a monte del tratto instabile, evitando le formazioni geologiche meno competenti. Un secondo in galleria, in grado di operare il medesimo by-pass spingendosi al di sotto dei versanti presenti sulla destra dell'odierno percorso.

Entrambe queste soluzioni appaiono tecnicamente complesse, ed economicamente molto più impegnative delle precedenti: solo la prima è confrontabile con l'ipotesi di consolidamento del tracciato di variante, di per sé già molto onerosa. Ciò, unito agli altri fattori da tenere in conto per opere di questo rilievo, quali l'impatto ambientale, la concertazione sociale e politica, rende tali interventi opportuni solo se inseriti all'interno di una strategia di potenziamento dell'intero collegamento di valico.

Quest'ultima parte, di valutazione e confronto dei possibili interventi, mi ha permesso di concludere ad un livello decisamente applicativo il percorso intrapreso inizialmente su un

piano teorico, e già sviluppato in termini pratici nell'ambito delle indagini, dell'elaborazione delle analisi e delle verifiche di stabilità. In questi frangenti ho avuto la possibilità di entrare nel merito dei criteri di progettazione proposti dalla nuova "Normativa Tecnica per le Costruzioni 2008", che hanno rivoluzionato l'approccio alle verifiche utilizzato prima della sua entrata in vigore.

# BIBLIOGRAFIA

- Agenzia Nazionale per la protezione dell'Ambiente, *Atlante delle opere di sistemazione dei versanti*, 2001
- Colombo, Colleselli, *Elementi di Geotecnica – Terza edizione*, Zanichelli, 2004
- Tanzini, *Fenomeni franosi e opere di stabilizzazione*, Floccovio Editore 2001
- Antonio Vallario, *Frane e Territorio*, Liguori Editore 1992
- Panizza, *Geomorfologia applicata*, La Nuova Italia Scientifica, 1988
- L.G. de Vellejo, *Geoingegneria*, Ed. Pearson Education Italia 2005
- Kramer, *Geotechnical Earthquake Engineering*, Ed. Prentice-Hall 1996
- Lancellotta, *Geotecnica - Terza edizione*, Zanichelli 2004
- Atkinson, *Geotecnica –*. McGraw-Hill 1997
- Gisotti, Benedini, *Il dissesto idrogeologico*, Carocci editore, 2000
- Casadio, Elmi C, *Il Manuale del Geologo*, Pitagora editrice Bologna, 1995
- En.ser S.r.l., *Individuazione delle soluzioni progettuali di sistemazione delle zone in frana tra i km 43+000 e 43+800 della Strada Statale n°63 del Valico del Cerreto – Relazione geologico-geotecnica*, 2003
- En.ser S.r.l., *Individuazione delle soluzioni progettuali di sistemazione delle zone in frana tra i km 43+000 e 43+800 della Strada Statale n°63 del Valico del Cerreto – Relazione tecnica illustrativa degli interventi*, 2003
- Lambe, Withman, *Meccanica dei terreni*, Flaccovio Editore 2005
- D.M. 14-01-2008, *Normativa Tecnica per le Costruzioni (NTC)*
- D.M. 05-11-2001, *Norme Tecniche per la Costruzione di Strade*
- A.G.I. (1977), *Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche*.
- *Rainfall-induced landslides*, dal workshop di Napoli del giugno 2009.
- Abramson, Lee, Sharma, Boyce, *Slope stability and stabilization methods*, John Wiley&Sons 1996
- Krahn, *Stability modeling with Slope/W*, Geo-Slope International Ltd. 2004
- Tesoriere, *Strade, ferrovie e aeroporti*, Ed. UTET 1998
- Lupini, Skinner e Vaughan, *The drained residual strenght of cohesive soils*, Geotechnique 1981





# RINGRAZIAMENTI

Ringrazio prima di tutto la En.Ser. S.r.l., ed in particolare il Professor Marchi, per la possibilità offertami di intraprendere il tirocinio portato avanti in questi mesi.

Un grazie particolare a Daniele e Gianluca, che mi hanno seguito da vicino nel corso di tutta l'esperienza di stage: per la passione trasmessa, l'attenzione riservata, e per il rapporto umano che non è mancato accanto all'interesse professionale condiviso. Essere seguito da un geologo e un ingegnere dinamici come voi è stato il massimo che potessi chiedere!

Ringrazio il Prof. Gottardi, per la disponibilità dimostrata, e per il contributo fornito sia durante l'esperienza di tirocinio che nel corso della stesura della tesi.

Ci tengo infine a ringraziare gli altri enti e società con cui mi sono trovato a collaborare nel corso dei sopralluoghi su al Cerreto: l'STB nelle persone del Dott. Truffelli e del Dott. Caputo, il Dipartimento di Scienze della Terra dell'Università degli Studi di Modena e Reggio Emilia, nelle persone del Dott. Corsini (già relatore della mia precedente tesi!) e del Dott. Ronchetti, la Subsoil S.r.l. di Reggio Emilia, nelle persone del Dott. Giorgini e del Dott. Cocchi.

Rimanendo nell'ambiente di lavoro, rivolgo un ringraziamento a tutti i colleghi della En.Ser.: dai compagni di ufficio, Andrea, Cristiano, Michele e Francesco, o Simone e Mattia, a seconda dei periodi!; agli altri di Bologna, Carlo, Stefano, Primo e Gianna; ai simpaticissimi geologi di Faenza, Stefano, Francesca e Walter, e a tutti gli altri faentini!

Un grazie a tutta la mia famiglia, mamma, papà e Paola... per i valori, primo fra tutti proprio quello della famiglia, che mi hanno trasmesso... e per l'amore che non mi hanno mai fatto mancare...

Te Paoletta, ti ringrazio anche come sorella, oltre che come "familiare"!... per il bel rapporto che siamo stati capaci di costruire (e tra fratelli non è scontato!...), e che curiamo di giorno in giorno, dedicandoci tempo e attenzioni...

Grazie alla famiglia allargata dei nonni e degli zii... anche quella veramente una seconda famiglia... grazie ai nonni per avermi cresciuto come un figlio, fino a questo traguardo, agli zii per il riferimento e l'esempio che rappresentano, alle cuginette per tutti i giochi, le coccole, e le chiacchiere che ci scambiamo... grazie veramente di cuore per tutto il vostro affetto...

E poi spazio agli amici...

Partendo dai compagni di studi, grazie a Nando e Silvia, "compagni di spedizione", con cui mi sono avventurato a Bologna... a Matti, che ho piacevolmente ritrovato dopo esserci un po' persi di vista durante la laurea triennale... a tutti gli altri, bolognesi, reggiani, modenesi,

romani, riminesi, e chi più ne ha più ne metta, che ho conosciuto o ritrovato in quella città così “aperta” che è Bologna.

Proseguendo coi compagni di adolescenza, un grazie a Giò, Tonino, Eli, Giulia, e Lucia... con ciascuno di voi continuo a condividere belle amicizie, che ho sentito rinnovarsi e crescere proprio in quest’ultimo periodo... e tutti assieme facciamo proprio un gruppo bello assortito!

Grazie ai Lustriforia Dismessi, gruppo musicale dalle cui ceneri sono nate le altre relazioni più strette che ho... grazie alla Shba, “repartara dentro” come me, e che avverto altrettanto vicina a me in tanti altri aspetti ... a Guido, con cui condivido un sacco di passioni, ultima fra tutte una bellissima esperienza di “fraternità”... e all’Anto, per le belle chiacchiere che riusciamo a scambiarci, appena un po’ fuori dai nostri vortici quotidiani.

Grazie a tutta la Comunità Capi in cui vivo il mio servizio, per me luogo di confronto, di crescita e di relazione... e a Giulio, importante riferimento per il gruppo, e guida spirituale e confidente per ciascuno.

Grazie anche agli altri ragazzi che ho avuto il piacere di conoscere ultimamente in parrocchia... agli “ACRini” Pesce, Pingu, Sara, Marco, ecc... con cui è stato bello allargare un po’ i propri orizzonti, e scoprirvi altre bellissime persone...

Rimanendo nelle comunità, grazie alla “comunità” dei Pallonari!, che ogni settimana mi permette di sfogarmi a dovere con l’immane calcetto settimanale... vi prego, non toglietelo mai!

E un po’ più seriamente, alla bella comunità di persone conosciute a Romena, con le quali ho condiviso un’esperienza veramente profonda e rinnovante...

Grazie veramente a tutte queste persone, e a tutte le altre, che mi scaldano il cuore con le loro amicizie, il loro affetto, i loro incontri, le loro parole...

Per te Silvia, esprimere un grazie a parole sarebbe comunque riduttivo, a maggior ragione in tre brevi righe... ma voglio ringraziarti per come riesci ad amarmi, per come riesci ad essere sempre al mio fianco, e a condividere con me tutto di noi... essere ancora così innamorati l’uno dell’altro dopo tanto tempo è un dono prezioso, che spero riusciremo a custodire per sempre.

E infine un grazie a Dio (che detta così sembra un po’ un’espressione gergale)... il perché sarebbe una questione un po’ lunga, ma tanto lui già lo sa...

Un abbraccio stretto stretto a tutti quanti...