COMUNE DI BALDISSERO Torinese

Regione Piemonte – Città Metropolitana di Torino

Progetto Esecutivo per la messa in sicurezza dello smottamento su strada comunale Bellavista civ. 20 – 22
Ordinanza Sindacale contingibile ed urgente n. 17 del 18.06.2020

Relazione Geologica

Il Responsabile Unico del procedimento

Il Progettista incaricato

Allegato 5

geol. Giuseppe Genovese geol. Pietro Campantico geol. Giorgio Toselli

genovese & associati

Regione Piemonte

Comune di Baldissero Torinese

Progetto per i lavori di messa in sicurezza dello smottamento avvenuto su strada Comunale Bellavista all'altezza del civico 20-22

RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA, SISMICA E DI COMPATIBILITA' IDROGEOLOGICA

ai sensi L.R. 45/89 - D.M.11/03/88 - D.M.17/01/18

26 giugno 2020

ORDINE GEOLOGI REGIONE PIEMONTE * ALBO PROFESSIONALE * GIUSEPPE GENOVESE GEOLOGO A.P. SEZ. A N. 192

geol. Giuseppe Genovese

genovese & associati - geologia & ambiente
via Camogli 10, 10134 Torino - tel./fax 0113199507 – genovese@genoveseassociati.it - p.iva 07282110019

INDICE

1. PREMESSA E SCOPO DEL LAVORO 2
2. GEOMORFOLOGIA E ANALISI DEL DISSESTO 4
3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO 5
4. COMMENTO ALLE PROVE IN SITO 6
5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA 7
5.1 UNITA' 1 9
5.2 UNITA' 2 9
6. CARATTERIZZAZIONE SISMICA 11
Strumentazione utilizzata e stendimento effettuato 14
Risultati dell'indagine MASW 15
6.1 VALUTAZIONE DELLA VERIFICA A LIQUEFAZIONE 18
7. VERIFICHE DI STABILITA' 19
7.1 SCOGLIERA DI MASSI 19
7.2 TERRE RINFORZATE 22
8. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE 29

ALLEGATI

- Corografia (scala 1: 10.000)
- Stralcio del Foglio 156 "Torino Est" della Carta Geologica d'Italia - scala 1:50.000 del Progetto CARG
- Planimetria generale dell'area con ubicazione delle indagini effettuate
- Certificati prove penetrometriche dinamiche
- Indagine sismica

1. PREMESSA E SCOPO DEL LAVORO

Con Ordinanza Sindacale contingibile urgente n°17 del 18/06/2020 l'Amministrazione Comunale di Baldissero Torinese ha conferito al geol. Giuseppe Genovese, dello studio **Genovese & Associati – Geologia & Ambiente**, l'incarico di supporto geologico per la redazione del "**progetto per i LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA DELLO SMOTTAMENTO AVVENUTO SU STRADA COMUNALE BELLAVISTA ALL'ALTEZZA DEL CIVICO 20-22**".

In seguito alle forti piogge della notte e del primo mattino del 8/9 giugno u.s. si è verificato il dissesto che ha determinato il franamento del pendio sottoscarpa e del ciglio stradale lato Sud di strada Bellavista, in fregio ai civici numeri 20-22, circa 30 metri a valle del bivio con strada Antica di Baldissero.

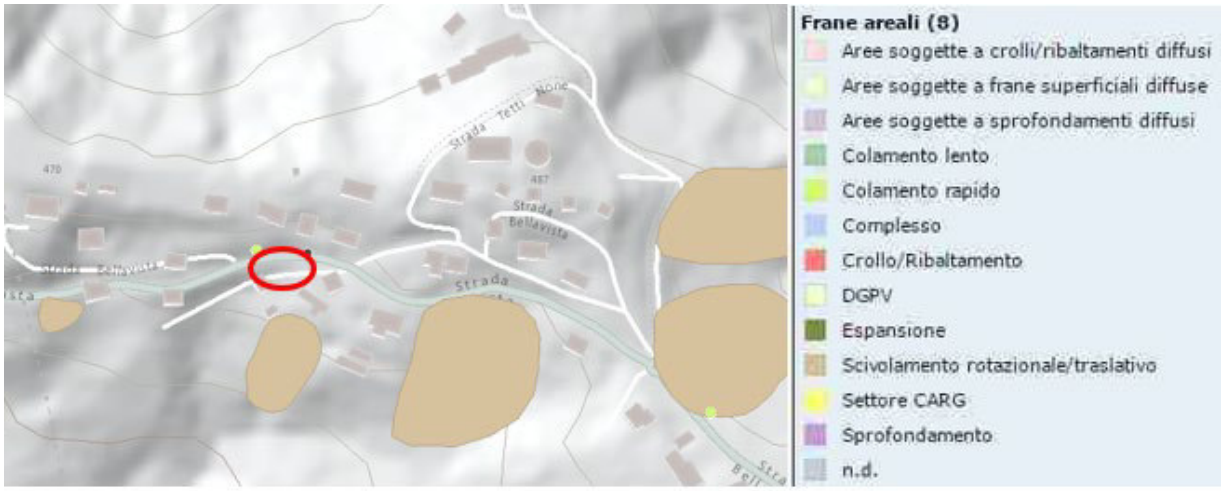
L'intervento si localizza in area sottoposta a vincolo idrogeologico (**L.R. 45 del 9/08/89**). A parere dello scrivente trattasi di intervento peraltro **escluso dall'autorizzazione** per le aree sottoposte a vincolo idrogeologico rientrando nelle casistiche individuate all'Art.11 comma 2 della stessa L.R. n°45/89 e più precisamente

nelle *"opere destinate a rimuovere imminenti pericoli di pubblica e privata incolumità o di interruzione di pubblico servizio"*.

I risultati dei rilievi e delle indagini geognostiche eseguite sono in accordo a quanto prescritto dal **D.M. 11/03/88** *"Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno, delle terre e delle opere di fondazione"* e dal **D.M. 17 /01/18** *"Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni".*

Nel "**PIANO stralcio per l'ASSETTO IDROGEOLOGICO** (**PAI**) - Interventi sulla rete idrografica e sui versanti - redatto dall'Autorità di Bacino del Fiume Po ai sensi della Legge 18 maggio 1989, n.183, art.17, comma 6-ter, ed Adottato con deliberazione del Comitato Istituzionale n.18 in data 26.04.2001" non sussistono perimetrazioni e/o segnalazioni riguardanti il settore territoriale in oggetto.

Nelle banche dati regionali dei progetti IFFI/SIFRAP - Sistema Informativo dei fenomeni FRAnosi in Piemonte e RERCOMF – REte Regionale Controllo Movimenti Franosi curati da ARPA PIEMONTE il dissesto in esame si colloca in un generale contesto collinare caratterizzato da "scivolamenti rotazionali/traslativi" con stato di attività variabile da quiescente ad attivo/riattivato/sospeso.



Estratto da SIFRAP - Sistema Informativo dei fenomeni FRAnosi in Piemonte

Sulla base della **D.G.R. n. 6-887 del 30 dicembre 2019**, *OPCM 3519/2006. Presa d'atto e approvazione dell'aggiornamento della classificazione sismica del territorio della Regione Piemonte, di cui alla D.G.R. del 21 maggio 2014, n. 65- 7656*, il territorio comunale di Baldissero Torinese ricade in **zona 3**.

L'attività d'indagine si è esplicata con l'effettuazione di:

- raccolta ed organizzazione dei dati geologici e stratigrafici esistenti;
- rilevamento geolitologico e geomorfologico dell'area interessata dal dissesto in esame e del concentrico più prossimo ad essa;
- esecuzione di n.3 prove penetrometriche dinamiche continue.
- per la caratterizzazione sismica del sedime si è inoltre proceduto ad una indagine con metodologie geofisiche mediante una prospezione attiva tipo MASW per il calcolo del parametro Vseq (velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, parametro di riferimento per la classificazione sismica dei suoli secondo il D.M. 17/01/18) e una prospezione sismica passiva con il metodo HVSR di Nakamura per l'eventuale rilevazione di frequenze di risonanza naturali.

2. GEOMORFOLOGIA e ANALISI del DISSESTO

Il tratto stradale in esame si localizza lungo la strada Comunale Bellavista nel settore che si snoda lungo l'alto versante della valle di Rivodora, in prossimità della cresta spartiacque con la valle del rio Crivella, tributaria della Valle del rio Maggiore di Castiglione Torinese.

Si è trattato di un dissesto rototraslazionale che ha interessato un fronte di circa 13 metri: ai due lati della frana il ciglio stradale si presenta però vistosamente fessurato per circa ulteriori 5 metri portando a circa 25 metri complessivi il fronte instabile. La porzione di ripa sottoscarpa franata è scivolata per circa 3,5 metri in modo uniforme, senza evidenti smembramenti e colate come evidenziato dalla omogenea presenza della copertura vegetale, adagiandosi sulla sottostante strada antica di Baldissero, poco a valle della sua immissione su strada Bellavista, ostruendone di fatto completamente la sede.

Il fronte complessivo dell'area di movimento è di circa 13 metri ma anche per 4÷5 metri a valle e 6÷7 metri a monte, lungo la strada, sono presenti fessurazioni e cedimenti del manto che ne evidenziano lo stato di incipiente instabilità che si estende fino a quasi la mezzeria della carreggiata.

Il pendio di sottoscarpa interessato dal dissesto è costituito da limo e sabbia sciolta frammisti a terra, ciottoli e blocchi per uno spessore variabile tra 1,5÷2,0 m nel settore di monte (lato est del dissesto) e 3,0÷4,0 m nel settore di valle (lato ovest del

dissesto). Al di sotto è presente un substrato marnoso-siltoso alterato e sfatto nella sua porzione corticale.

3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Il settore d'intervento si inserisce all'interno del contesto geologico-strutturale riferibile al fianco settentrionale della Collina di Torino, costituita da un'antiforme con l'asse di cerniera circa coincidente con la linea di cresta collinare ed il fianco occidentale immergentesi al di sotto della pianura torinese. L'anticlinale si è impostata in una serie sedimentaria costituita da depositi marini di età terziaria (estesa dall' Oligocene inferiore al Miocene) depostasi nell' antico Bacino Ligure-Piemontese.

Il settore in esame si localizza lungo il fianco Sud-Est dell'antiforme collinare, in prossimità della zona di cerniera, ed è caratterizzato da un andamento generale degli strati mediamente disposti a franapoggio-traverpoggio, più o meno inclinati del pendio, con inclinazione variabile da 30° a 50°, ed immersione media verso Sud, Sud-Est.

Nel dettaglio l'area si sviluppa all'interno delle alternanze oligo-mioceniche composte da orizzonti siltoso-argillosi e arenaceo-conglomeratici più o meno cementati, riferibili alla *"Formazione di Antognola"*, come riportato nella cartografia ufficiale di riferimento rappresentata dalla Carta Geologica d'Italia, Foglio n°56 (Torino), a scala 1:100.000.

Anche nel Foglio 156 "Torino Est" della Carta Geologica d'Italia - scala 1:50.000 del Progetto CARG curato dall'Arpa Piemonte, dall'Università di Torino e dal C.N.R., l'area in esame è inserita in corrispondenza del Membro marnoso-siltoso della Formazione di Antognola (ANT_1), costituito da marne siltose brune e grigie a stratificazione mal distinta, con intercalazioni di arenarie giallastre in strati gradati e laminati.

Nel settore adiacente al sito d'indagine, prossimo alla dorsale collinare spartiacque, il substrato terziario è a luoghi ricoperto da depositi quaternari costituenti il riempimento di ampie depressioni allungate modellate dai corsi d'acqua tributari, sospese di alcune decine di metri rispetto agli attuali fondovalle (la relativa cartografia è allegata a fondo testo).

4. COMMENTO ALLE PROVE IN SITO

Per l'espletamento della seguente relazione e per la parametrizzazione meccanica dei terreni interessati dal dissesto sono state realizzate n°3 prove penetrometriche dinamiche continue, eseguite lungo il ciglio stradale di strada Bellavista immediatamente a valle del coronamento (lato ovest, prova DPM1), subito a monte dello stesso (lato est, prova DPM2) e in corrispondenza della porzione compresa tra la nicchia di distacco e il corpo di accumulo (prova DPM3), come da immagini seguenti:

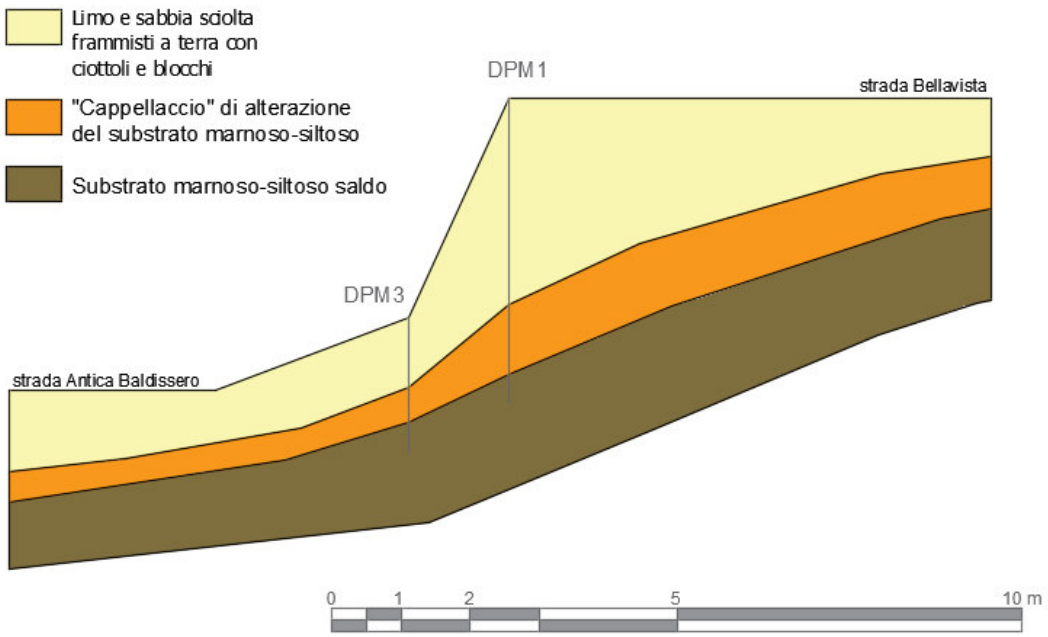
Prova DPM1

Prova DPM2

Prova DPM3

Come anticipato, i riscontri penetrometrici e l'osservazione diretta del sedime hanno messo in luce una situazione stratigrafica rappresentata dalla presenza di un orizzonte superficiale costituito da limo e sabbia sciolta frammisti a terra con ciottoli e blocchi per uno spessore variabile tra 1,5÷2,0 m nel settore di monte (lato est, prova DPM2) e 3,0÷4,0 m nel settore di valle (lato ovest, prova DPM1) e un sottostante substrato marnoso-siltoso alterato e sfatto nella sua porzione corticale ("cappellaccio di alterazione"). La prova DPM3 eseguita immediatamente a valle della nicchia di distacco, nella sua porzione centrale, ha incontrato la porzione superficiale alterata del substrato terziario a partire da circa 1,5 m di profondità.

A conferma dell'approfondimento di tale substrato procedendo verso la direzione di valle di strada Bellavista, questo è stato osservato in affioramento in corrispondenza della porzione orientale (di monte) della nicchia di distacco (foto a lato →), mentre in quella occidentale (di valle) sono presenti solo alcuni piccoli frammenti marnoso-siltosi al piede della nicchia.



Sezione geologica rappresentativa dell'area in esame

5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Le proprietà meccaniche delle rocce tenere (marne, siltiti ecc.), qual è il substrato in esame, sono intermedie tra quelle di una "roccia" e quelle delle "terre".

Il confine tra "*rocce tenere*" e "*terre consistenti*" è piuttosto impreciso. Dal punto di vista strettamente geologico la definizione del limite rocce tenere e terre consistenti non riveste particolare importanza. Questa distinzione è invece fondamentale nel campo dell'ingegneria geotecnica, al fine di comprendere se lo studio del comportamento di tali materiali debba essere condotto facendo riferimento alle leggi della Meccanica delle Terre o delle Rocce. Di fatto non esiste un limite netto che separi i due campi, esistono comunque alcuni criteri di indirizzo all'approccio più

consono, che consentono di delimitare entro ambiti ragionevoli la discrezionalità delle scelte.

La classificazione ingegneristica di tali ammassi è basata essenzialmente sulla resistenza a compressione uniassiale; esistono in letteratura diverse classifiche. In particolare in questo lavoro si fa riferimento alle classifiche proposte dall'ISRM[1] (1978), dalla Società Geologica di Londra (1970) e da Bieniawski (1973).

Nel presente studio la successiva determinazione dei parametri geomeccanici dell'ammasso da usare nel calcolo strutturale è stata determinata tramite correlazioni empiriche dalle classificazioni di Barton (1974) e di Bieniawski (1976) sulla base dei dati di qualità dell'ammasso (RQD) effettuati all'interno di sondaggi geognostici eseguiti lungo strada Bellavista poco a monte del tratto in esame, delle risultanze del rilievo geo-strutturale effettuato sugli scarsi affioramenti del substrato reperiti in un areale circoscritto al settore d'intervento (essenzialmente lungo la scarpata stradale di controripa e lungo la nicchia di distacco), utilizzando inoltre i risultati di prove geomeccaniche (prove pressiometriche e prove di compressione monoassiale ad espansione laterale libera) effettuate in area poco distale su campioni simili a quelli rappresentativi dell'area d'intervento.

In considerazione delle finalità del presente lavoro si è ritenuto corretto definire *"una stratigrafia geotecnica"* cercando di individuare materiali con comportamento meccanico simile e di utilizzare per essi parametri rappresentativi di una situazione "media" e piuttosto conservativa.

Si possono pertanto individuare due unità, con differenti caratteristiche geologico-geotecniche:

- **Unità 1**, con scarsa consolidazione e valenza geotecnica, costituita dal riporto del sottofondo stradale, dalla coltre detritico-colluviale.
- **Unità 2**, marna siltosa (con locali possibili livelli siltoso-sabbiosi o siltoso-ghiaiosi) del substrato saldo, rinvenibile a partire da circa 2,0 m di profondità nel settore medio-orientale del fronte di frana e a partire da circa 4,5 m nel settore occidentale. L'unità 2 è anticipata da un orizzonte a maggiore alterazione e fratturazione ("cappellaccio"), rinvenuto con spessore pari a ~1 m a monte (DPM1) e pari a 0,5 m verso valle (DPM3).

[1] Società Internazionale di Meccanica delle Rocce

5.1 UNITA' 1

Con questo orizzonte si intende caratterizzare la coltre superficiale costituita da materiali di natura eterogenea, prevalentemente sabbioso-limosa con subordinata ghiaia e ciottoli, a cui va inoltre associato lo strato più superficiale, alterato e fratturato, del substrato litoide marnoso-siltoso, costituito da limi addensati grigio-nocciola passanti a silts marnosi fogliettati. Dal punto di vista geotecnico questo orizzonte di transizione, costituente il cappellaccio alterato e disgregato del substrato siltoso-marnoso può essere comunque assimilato a materiale sciolto con i caratteri di un limo sabbioso-argilloso addensato. Tale unità è caratterizzabile attraverso i seguenti parametri geotecnici caratteristici:

γ_n = peso di volume naturale = 1800 kg/m^3
ϕ'_p = angolo di resistenza al taglio di picco = 30°
c' = coesione efficace = 0,00 kg/cm^2
E = modulo di deformabilità = 24 Mpa

5.2 UNITA' 2

Questo litotipo costituisce la componente principale del substrato ed affiora diffusamente nel corpo collinare.

Utilizzando un valore medio ottenuto da prove di compressione monoassiale effettuate su rocce analoghe (Q_u = 4 MPa), questo litotipo è definibile come "roccia tenera" facendo riferimento alle classifiche proposte dall'ISRM[2] (1978), dalla Società Geologica di Londra (1970) e da Bieniawski (1973).

La caratterizzazione geomeccanica della marna e del relativo "cappellaccio" sono state ricavate, tramite correlazioni empiriche, dalle classificazioni di Barton e Bieniawski.

Il metodo di Bieniawski comporta la determinazione di un *Rock Mass Rating* (**RMR**) che consente l'attribuzione dell'ammasso ad una delle cinque classi di qualità previste.

Il **RMR** deriva dalla somma dei pesi attribuiti ai seguenti parametri:

- Resistenza alla compressione della roccia
- Indice di qualità RQD
- Spaziatura delle discontinuità
- Caratteristiche delle discontinuità
- Condizioni di flusso idrico e di pressione neutra
- Rapporto tra discontinuità ed orientazione dell'opera

[2]Società Internazionale di Meccanica delle Rocce

Nel caso specifico il totale ottenuto [**RMR** = **15** (substrato) e **10** (cappellaccio) = V classe] testimonia di un ammasso roccioso di qualità pessima. Il metodo elaborato da Barton, Lien e Lunde (1974) consente la determinazione dell'ammasso roccioso attraverso la valutazione del coefficiente **Q** (Quality Index), per $Q = (RQD/J_n) \cdot (J_r/J_a) \cdot (J_w/SRF)$

dove:

RQD = Indice di qualità dell'ammasso roccioso
J_n = Funzione del numero di famiglie di discontinuità
J_r = Funzione della scabrezza delle discontinuità
J_a = Funzione dell'alterazione delle superfici di discontinuità
J_w = Funzione delle condizioni di flusso idrico
SRF = Funzione dello stato tensionale dell'ammasso

In questo caso il valore di **Q** è pari a **1,5** (Classe V) e caratterizza l'ammasso come "scadente".

Per la determinazione dei parametri geomeccanici fondamentali caratteristici (angolo di attrito "ϕ" - coesione "c" - coesione non drenata "c_u" e modulo di Deformabilità in sito "Ed") si è fatto uso delle correlazioni empiriche ottenibili dalle classificazioni di Barton e Bieniawski. Per l'angolo di attrito "ϕ" di ammasso per Barton:

$$\phi_A = arc\tan(J_r/J_a) = 36{,}8$$

oppure in Bieniawski : $\phi_A = 0{,}5 \cdot RMR + 5 = 10$

per la coesione "c" si utilizza la seguente correlazione (Bieniawski):

$$c = 5 \cdot RMR = 50 \text{ kPa}$$

Una cauta determinazione del modulo di deformabilità dai valori **RMR** può essere ricavata dalla relazione proposta da Serafim & Pereira:

$$E_d = 10^{(RMR-10)/40} = 1{,}0\ GPa$$

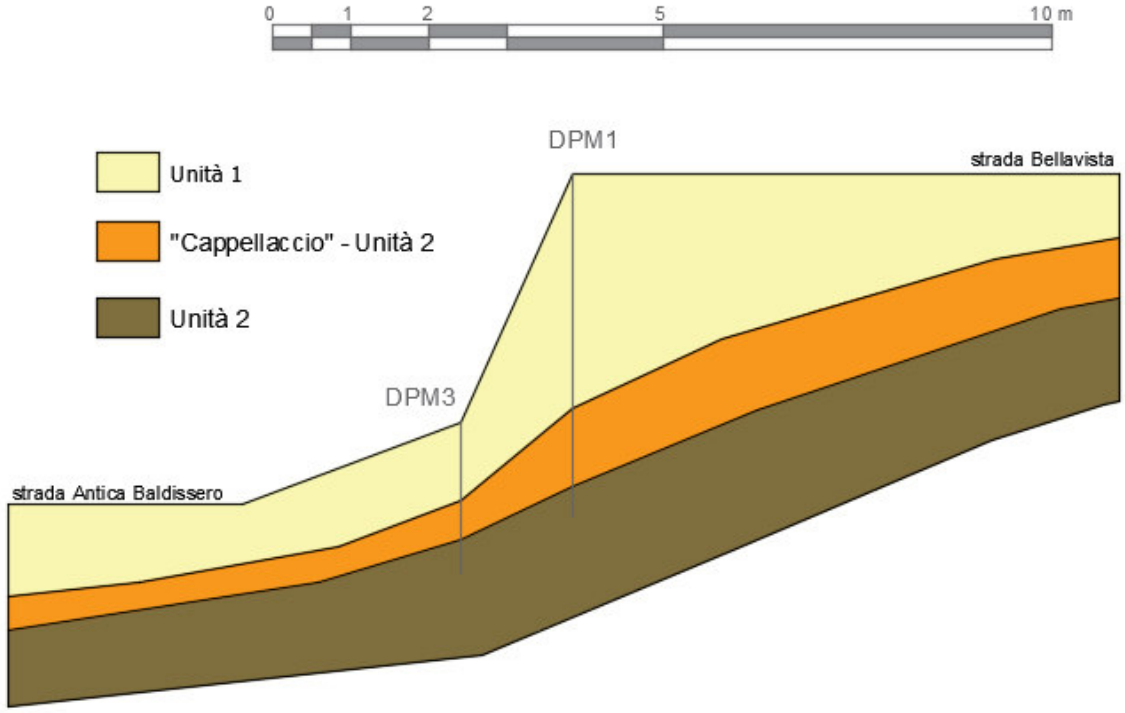
La caratterizzazione geomeccanica delle "rocce tenere" mediante l'utilizzo diretto delle suesposte correlazioni, sviluppate essenzialmente per litotipi francamente litoidi, risulta spesso problematico. È quindi necessario definire i parametri geotecnici da utilizzare nella progettazione anche attraverso esperienze dirette nella progettazione in litotipi con caratteristiche analoghe. I parametri del substrato marnoso siltoso saldo dell'Unità 2 e del relativo cappellaccio sono stati quindi cautelativamente definiti come segue:

Cappellaccio

γn = peso di volume naturale = 2000 kg/m^3
ϕ' = angolo di resistenza al taglio = 25° (cautelativo)
c = coesione = 0,050 kg/cm^2
cu = Qu/2 = coesione non drenata = 1,0 kg/cm^2
E = modulo di deformabilità = 1,0 Gpa

Unità 2 (substrato saldo)

γn = peso di volume naturale = 2000 kg/m^3
ϕ' = angolo di resistenza al taglio = 25° (cautelativo)
c = coesione = 0,50 kg/cm^2
cu = Qu/2 = coesione non drenata = 2,0 kg/cm^2
E = modulo di deformabilità = 1,0 Gpa



Sezione del modello geotecnico (più cautelativo) adottato per le considerazioni esposte nei paragrafi seguenti.

6. CARATTERIZZAZIONE SISMICA

Come anticipato, il piano di indagini ha previsto la realizzazione di una prova MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) finalizzata ad ottenere i valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio (V_{Seq}), parametro di riferimento per la classificazione sismica dei suoli secondo il D.M. 17/01/18) e una prospezione sismica passiva con il metodo HVSR di Nakamura: si illustrano nel seguito le metodologie adottate ed i risultati ottenuti.

PROSPEZIONE SISMICA ATTIVA MASW

Cenni teorici sull'analisi multicanale delle onde superficiali (MASW)

Nella maggior parte delle indagini sismiche per le quali si utilizzano le onde compressive, più di due terzi dell'energia sismica totale generata viene trasmessa nella forma di onde di Rayleigh, la componente principale delle onde superficiali.

Ipotizzando una variazione di velocità dei terreni in senso verticale, ciascuna componente di frequenza dell'onda superficiale ha una diversa velocità di propagazione (chiamata velocità di fase) che, a sua volta, corrisponde ad una diversa lunghezza d'onda per ciascuna frequenza che si propaga: questa proprietà si chiama dispersione.

Sebbene le onde superficiali siano considerate rumore per le indagini sismiche che utilizzano le onde di corpo (riflessione e rifrazione), la loro proprietà dispersiva può essere utilizzata per studiare le proprietà elastiche dei terreni superficiali.

La costruzione di un profilo verticale di velocità delle onde di taglio (Vs), ottenuto dall'analisi delle onde piane della modalità fondamentale delle onde di Rayleigh è una delle pratiche più comuni per utilizzare le proprietà dispersive delle onde superficiali. Questo tipo di analisi fornisce i parametri fondamentali comunemente utilizzati per valutare la rigidezza superficiale, una proprietà critica per molti studi geotecnici.

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

Per ottenere un profilo Vs bisogna produrre un treno d'onde superficiali a banda larga e registrarlo minimizzando il rumore.

Una molteplicità di tecniche diverse sono state utilizzate nel tempo per ricavare la curva di dispersione, ciascuna con i suoi vantaggi e svantaggi.

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

Quando si generano le onde piane della modalità fondamentale delle onde di Reyleigh, vengono generate anche una molteplicità di tipi diversi di onde. Fra queste le onde di corpo, le onde superficiali non piane, le onde riverberate (back scattered) dalle disomogeneità superficiali, il rumore ambientale e quello imputabile alle attività umane.

Le onde di corpo sono in vario modo riconoscibili in un sismogramma multicanale. Quelle rifratte e riflesse sono il risultato dell'interazione fra le onde e l'impedenza acustica (il contrasto di velocità) fra le superfici di discontinuità, mentre le onde di corpo dirette viaggiano, come è implicito nel nome, direttamente dalla sorgente ai ricevitori (geofoni).

Le onde che si propagano a breve distanza dalla sorgente sono sempre onde superficiali. Queste onde, in prossimità della sorgente, seguono un complicato comportamento non lineare e non possono essere trattate come onde piane.

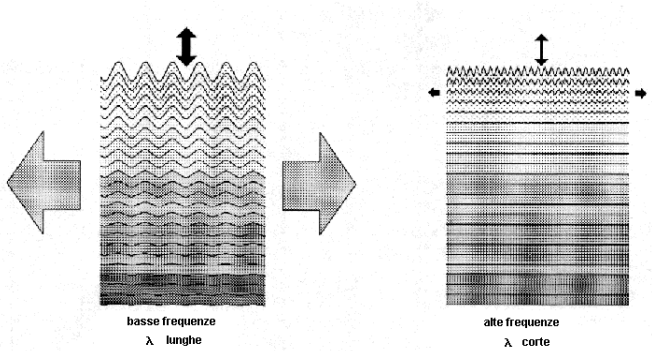
Le onde superficiali riverberate (back scattered) possono essere prevalenti in un sismogramma multicanale se in prossimità delle misure sono presenti discontinuità orizzontali quali fondazioni e muri di contenimento. Le ampiezze relative di ciascuna tipologia di rumore generalmente cambiano con la frequenza e la distanza dalla sorgente. Ciascun rumore, inoltre, ha diverse velocità e proprietà di attenuazione che possono essere identificate sulla registrazione multicanale grazie all'utilizzo di modelli di coerenza e in base ai tempi di arrivo e all'ampiezza di ciascuno.

La scomposizione di un campo di onde registrate in un formato a frequenza variabile consente l'identificazione della maggior parte del rumore, analizzando la fase e la frequenza dipendentemente dalla distanza dalla sorgente. La scomposizione può essere quindi utilizzata in associazione con la registrazione multicanale per minimizzare il rumore durante l'acquisizione. La scelta dei parametri di elaborazione così come del miglior intervallo di frequenza per il calcolo della velocità di fase, può essere fatto con maggior accuratezza utilizzando dei sismogrammi multicanale. Una volta scomposto il sismogramma, una opportuna misura di coerenza applicata nel tempo e nel dominio della frequenza può essere utilizzata per calcolare la velocità di fase rispetto alla frequenza.

La velocità di fase e la frequenza sono le due variabili (x; y), il cui legame costituisce la curva di dispersione. E' anche possibile determinare l'accuratezza del calcolo della curva di dispersione analizzando la pendenza lineare di ciascuna componente di frequenza delle onde superficiali in un singolo sismogramma: in questo

caso MASW permette la miglior registrazione e separazione ad ampia banda ed elevati rapporti S/N.

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



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

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

Strumentazione utilizzata e stendimento effettuato

L'indagine sismica è stata eseguita in corrispondenza di strada Antica di Baldissero, immediatamente a valle del tratto coinvolto dal dissesto.

L'acquisizione è stata effettuata con un sismografo GEA24 dotato di convertitore analogico/digitale integrato con un computer portatile su cui è installato un apposito

programma che gestisce la visualizzazione, l'analisi e la memorizzazione delle forme d'onda registrate.

I geofoni utilizzati possiedono una frequenza di risonanza pari 4,5 Hz con distorsione inferiore allo 0,2%.

L'energizzazione è stata ottenuta con massa battente da 4 Kg su piastra metallica in alluminio; per l'innesco (trigger) si è utilizzato un geofono collegato connesso via cavo direttamente al sismografo.

Per l'acquisizione dei dati di campo è stato realizzato uno stendimento geofonico di lunghezza pari a 23 m, posizionando n°24 geofoni con un interasse di 1 m. Sono stati individuati 2 punti di energizzazione all'estremità dello stendimento, distanti 2 m dall'estremità dello stesso.

Per ogni punto di energizzazione sono stati generati 8 impulsi sismici.

Risultati dell'indagine MASW

In allegato a fondo testo sono riportati i risultati della prova MASW: nei riquadri in alto sono riportati, da sinistra verso destra, il sismogramma acquisito, lo spettro velocità di fase-frequenze con rappresentazione della curva di dispersione sperimentale (punti rossi e azzurri) e il grafico di dettaglio della suddetta curva; nei riquadri in posizione mediana sono invece riportati, da sinistra verso destra, lo spettro di dispersione dell'energia sismica con confronto tra la curva di dispersione sperimentale e quella calcolata mediante il processo di inversione (linea continua rossa), il grafico riportante i diversi profili di velocità delle onde di taglio calcolati con individuazione di quello con fattore di disadattamento minimo (in nero) ed, infine, un grafico della sismografia ad esso correlata; in basso è invece riportata, a titolo indicativo, una tabella che riassume una stima dei principali moduli geotecnici dei diversi strati sismici di terreno individuati, effettuata sulla base delle Vs calcolate e dei parametri di densità (ρ) e coefficiente di Poisson (v) – assunti a priori nella modellazione – mediante le seguenti correlazioni:

- Modulo di deformazione al taglio:

$$G = \rho \cdot V_s^2$$

- Modulo edometrico:

$$E_d = \rho \cdot V_p^2$$

- Modulo di compressibilità volumetrica:

$$M_0 = \rho \cdot (V_p^2 - \frac{4}{3} V_s^2)$$

- Modulo di Young:

$$E = 2 \cdot \rho \cdot V_s^2 (1 + \nu)$$

Dal profilo di velocità delle onde di taglio si può dunque ricavare il valore di Vs_{10}, Vs_{20} e così via, e quindi anche il valore di Vs_{30}, quest'ultimo ovviamente alla profondità di 30 m.

In basso a destra è riportato il valore del parametro Vs_{eq} calcolato utilizzando la stratigrafia Vs e la formula

$$V_{S,eq} = H / [(\Sigma_{i=1,N}) h_i / V_i]$$

Dove H è la profondità del substrato sismico (Vs>800 m/s), hi e Vi indicano lo spessore (in m) e la velocità delle onde di taglio (m/s) dello strato i-esimo, per un totale di N strati presenti fino al substrato sismico. Per depositi, tuttavia, con profondità H del substrato superiore a 30 m, la Vs_{eq} è definita dal parametro Vs_{30} ottenuto ponendo H=30 m nell'espressione generale.

Come illustrato nella suddetta tavola a fondo testo, il valore di **Vs_{eq}** ottenuto tramite la prova MASW effettuata è risultato pari a **586 m/s** a partire dal piano campagna.

In riferimento al D.M. 17 Gennaio 2018 "*Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni*", la suddetta stratigrafia e le caratteristiche geotecniche consentono di inquadrare il sedime nell'ambito della **categoria di profilo stratigrafico del suolo di fondazione di tipo B** *"Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s."*.

Nei paragrafi seguenti si è proceduto ad inserire i fattori correttivi per l'azione sismica, tenendo in considerazione la "pericolosità sismica di base" del sito in esame: la pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa (a_g) in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale. Considerato che l'area in esame è posta in Zona 3 della D.G.R. n. 6-887 del 30 dicembre 2019, con categoria topografica T2 e sottosuolo di categoria B, i parametri da introdurre nei calcoli - considerando lo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) - sono i seguenti:

- a_g = accel. orizz. max attesa su sito di riferimento rigido = 0,048 g
- Ss = amplificazione stratigrafica = 1,20
- St = amplificazione topografica = 1,20
- a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito = 0,673 m/s^2
- β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione max. attesa al sito = 0,200
- Kh = coefficiente per le azioni sismiche orizzontali = 0,014
- Kv = coefficiente per le azioni sismiche verticali = 0,007

PROSPEZIONE SISMICA PASSIVA HVSR

Cenni metodologici e risultati ottenuti

La metodologia sismica HVSR (Horizontal to Vertical Spectrum Ratio) misura il rumore sismico ambientale che è presente ovunque sulla superficie terreste, ed è prodotto dai fenomeni atmosferici (onde oceaniche, microterremoti, vento) e dall'attività antropica.

Il rumore sismico ambientale viene anche chiamato microtremore in quanto costituito da oscillazioni di piccolissima ampiezza se confrontate con quelle associate ai terremoti.

La denominazione di sismica passiva dipende dal fatto che il rumore non viene generato artificialmente, come nelle energizzazione della sismica attiva, ma è presente naturalmente.

In qualsiasi luogo pianeggiante sono sempre presenti delle vibrazioni associate alle onde oceaniche con dei picchi a 0,14 e 0,07 Hz. A questo comportamento spettrale di "fondo", sempre presente in varia forma, e soggetto a scarsissima attenuazione, si sovrappongono le sorgenti locali dovute alle attività antropiche (traffico, macchinari ecc.) e naturali. L'effetto di queste sorgenti locali è soggetto ad attenuazioni quanto maggiori all'aumentare della frequenza e dovute all'assorbimento anelastico associato all'attrito interno delle rocce e dei terreni.

La metodologia HVSR è stata introdotta da Nakamura (1989) per la determinazione delle frequenze di risonanza dei terreni e la stima dell'amplificazione sismica locale, elementi di grande utilità per l'ingegneria sismica.

La frequenza fondamentale di risonanza (F) dello strato di terreno n è data dalla formula:

$$Fn = Vs/4\ h$$

in cui Vs è la velocità media delle onde S nello strato N ed h è lo spessore.

Teoricamente questo effetto è sommabile cosicché la curva HVSR mostra come massimi relativi le frequenze di risonanza dei vari strati. Questo, insieme ad una stima delle velocità è in grado di fornire previsioni sullo spessore h degli strati.

Viceversa, nota la stratigrafia è teoricamente possibile fornire una valutazione approssimativa della velocità delle onde S nei singoli strati.

I risultati (grafici) allegati a fondo testo, sono stati ottenuti mediante impiego di un geofono triassiale ed elaborati con apposito software: il segnale dei velocimetri (3) è acquisito in sito per un tempo t, e digitalizzato a 16 bit con due linee di preamplificatori.

Per ciascuna delle 3 componenti del moto, il software esegue le seguenti elaborazioni:

- divide il tracciato acquisito in finestre di lunghezza L;
- elimina il trend da ciascuna finestra;
- fa il "pad" di ciascuna finestra con degli zero;
- calcola la trasformata di Fourier (FFT) per ciascuna finestra;
- calcola lo spettro di ampiezza per ciascuna finestra;
- liscia lo spettro di ogni finestra secondo opportuno smoothing;
- calcola il rapporto spettrale H/V ad ogni frequenza, per ciascuna finestra.

La funzione HVSR finale è data dalle media degli HVSR di ciascuna finestra.

L'indagine eseguita non ha evidenziato picchi di risonanza alle frequenze significative dal punto di vista ingegneristico.

6.1 VALUTAZIONE DELLA VERIFICA A LIQUEFAZIONE

Secondo quanto previsto dall'art. 7.11.3.4.2 delle NTC del D.M. 17 Gennaio 2018, la verifica a liquefazione non risulta necessaria in quanto - con riferimento al punto 1 dell'articolo sopra citato - l'accelerazione massima attesa al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) risulta minore di 0,1 g.

7. VERIFICHE DI STABILITA'

Al fine di fornire precise indicazioni per la progettazione ed il corretto dimensionamento delle opere di contenimento sui volumi di terra potenzialmente instabili e sull'entità delle spinte agenti, sono state effettuate due verifica di stabilità del pendio per due differenti ipotetiche configurazioni di progetto che, per la ricostruzione del tratto franato del rilevato sottoscarpa di strada Bellavista, prevedono:

1. la realizzazione di un'opera deformabile costituita da un muro costituito da elementi lapidei di grandi dimensioni (scogliera di massi);
2. la realizzazione di un rilevato in terra rinforzata.

In entrambi gli scenari progettuali, le verifiche di stabilità sono state eseguite lungo una sezione tipo tenendo conto della situazione stratigrafica peggiore emersa dalle indagini, ovvero la presenza del substrato saldo a partire da circa 4 metri di profondità al di sotto della carreggiata di strada Bellavista e a -1,0 m c.ca dal sedime di strada Antica di Baldissero.

7.1 SCOGLIERA DI MASSI

Il piano d'imposta dell'opera dovrà essere realizzato previo sbancamento del terreno geotecnicamente scadente fino a raggiungere il substrato saldo (posto a circa 1,0 m di profondità).

Il corpo della scogliera proposto è stato ipotizzato con dimensione dei massi parzialmente in diminuzione procedendo dalla base verso il tetto della struttura.

Si è pertanto proceduto ad effettuare una valutazione della stabilità del pendio comprensivo dell'opera in progetto; allo scopo è stato utilizzato un programma di calcolo della *Geostru* (Slope) basato sulla ricerca della superficie di rottura critica caratterizzata da una configurazione geometrica predefinita: è un programma per l'analisi di stabilità dei pendii in terra e in roccia con i metodi dell'Equilibrio Limite (Fellenius, Bishop, Janbu, Bell, Sarma, Spencer, Morgenstern e Price) e il metodo DEM (Elementi discreti) che consente di analizzare sia superfici di rottura circolari che di forma generica, in presenza di falda, sisma e terreno pluristratificato.

Le verifiche in condizioni di progetto sono normate del paragrafo 6.8.2. delle NTC 2018, che indica come le verifiche agli stati limite ultimi (SLU) devono essere effettuate, in condizioni statiche, secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle

6.2.I, 6.2.II e 6.8.I. che vanno a ridurre i valori delle azioni, dei parametri geotecnici e della resistenza del materiali, simulando cautelativamente le condizioni di progetto.

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

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti G_2 (1)	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

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

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tab. 6.8.I - *Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo*

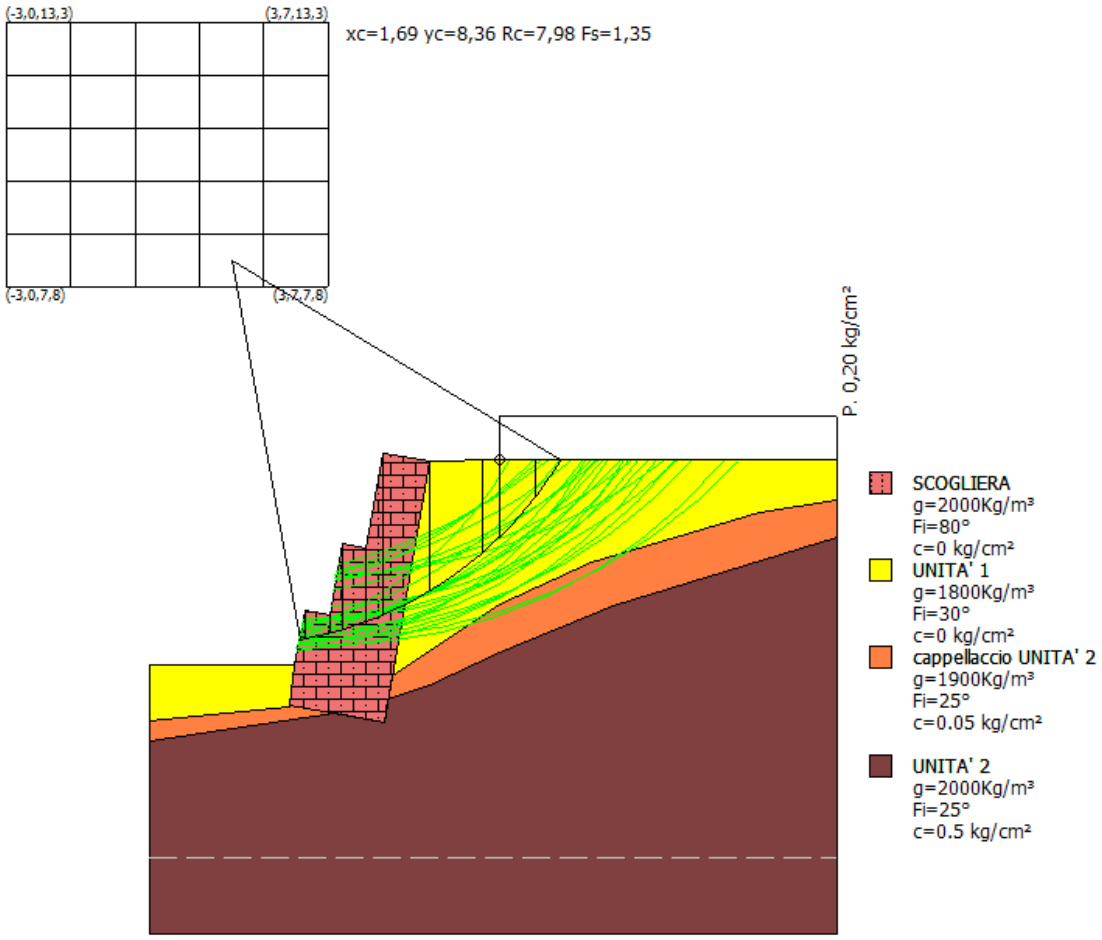
COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

Secondo quanto previsto dalla medesima normativa al paragrafo 7.11.4., le verifiche in condizioni sismiche sono state effettuate ponendo invece pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto calcolate con un coefficiente parziale pari a $\gamma_R = 1,2$.

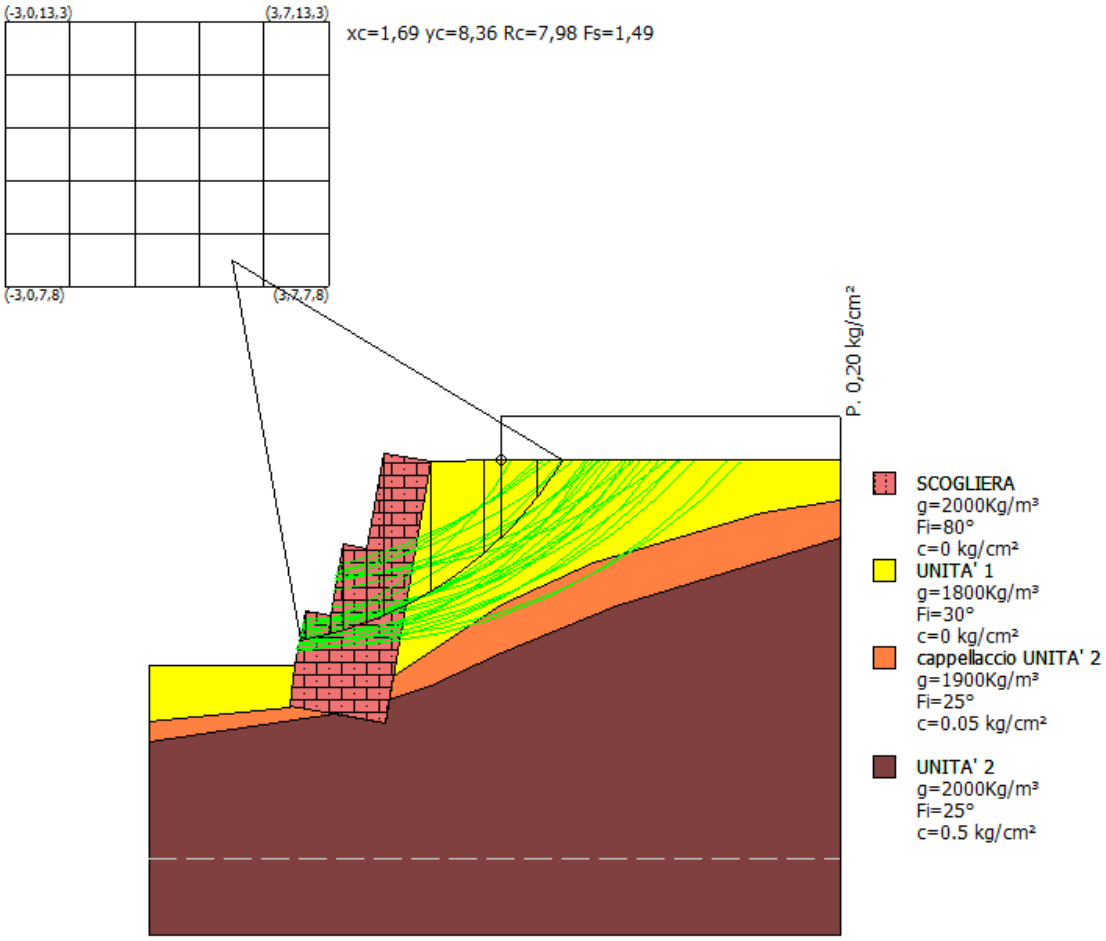
Come anticipato, le verifiche di stabilità sono state effettuate lungo una sezione tipo tracciata in corrispondenza della situazione stratigrafica peggiore emersa dalle indagini, ovvero la presenza del substrato saldo a partire da circa 4 metri di profondità al di sotto della carreggiata di strada Bellavista e a -1,0 m c.ca dal sedime di strada Antica di Baldissero, e tenendo conto della presenza del rilevato stradale di strada Baldissero e del relativo traffico veicolare (simulato mediante l'applicazione di un sovraccarico pari a 0,2 kg/cm^2). Allo scopo è stato impiegato il programma di calcolo della *Geostru* (Slope), utilizzando il Metodo di Janbu.

La stabilità è verificata quando il valore numerico è uguale o superiore a 1; la normativa geotecnica richiede anch'essa un fattore di sicurezza minimo pari all'unità, lasciando al professionista la scelta eventuale di un valore superiore.

Le verifiche di stabilità eseguite per la sezione rappresentativa della configurazione di progetto, sia in condizioni statiche che in condizioni sismiche così come richiesto dal D.M. 17/01/2018, **hanno fornito adeguati valori del Fattore di Sicurezza Fs>1,0 lungo tutte le curve ipotizzate**.



VERIFICA DI STABILITÀ: CONDIZIONI STATICHE



VERIFICA DI STABILITÀ: CONDIZIONI SISMICHE

7.2 TERRE RINFORZATE

Analogamente alla scogliera di massi, il piano d'imposta delle terre rinforzate dovrà essere realizzato previo sbancamento del terreno geotecnicamente scadente fino a raggiungere il substrato saldo (posto a circa 1,0 m di profondità).

Le terre rinforzate rappresentano una soluzione costruttiva "deformabile", almeno in parte realizzabile con il materiale sussistente in sito, al netto di eventuali opportune correzioni al fine di ottenere un fuso granulometrico ascrivibile alle classi AASHTO A1, A2. Le terre rinforzate consentono di profilare la scarpata secondo un angolo di scarpa anche superiore a 70°, evitando la realizzazione di strutture di contenimento rigide e consentendo un migliore inserimento ambientale.

Nello specifico, il corpo in terra rinforzata avrebbe sviluppo lineare di circa 20÷25 m, sarà costituito da un unico gradone di altezza pari a 5,4 m e inclinazione 70°. **Tale corpi rilevato di neoformazione con la tecnica della terra rinforzata**

deve essere adeguatamente immorsato all'interno dell'UNITÀ 2 (substrato roccioso).

Si riporta nel seguito la verifica della stabilità ed il dimensionamento delle terre rinforzate in progetto, nonché una descrizione di un rilevato in terra rinforzata.

7.2.1 Verifica di stabilità della terra rinforzata

Per la corretta progettazione di una terra rinforzata, le verifiche interne che devono essere condotte sono sfilamento, scorrimento e resistenza a trazione. Per le prime due vengono dimensionate delle lunghezze efficaci tali da sviluppare delle forze di attrito in grado di contrastare la forza di trazione indotta nei rinforzi, in modo tale da garantire un assegnato fattore di sicurezza. La verifica della resistenza a trazione consiste invece nel dimensionare la sezione del rinforzo in modo tale da avere delle tensioni indotte inferiori a quella ammissibile.

Oltre alle verifiche interne è necessario effettuare la verifica dell'opera nei confronti di potenziali superfici di rottura: le verifiche effettuate sono *Tieback* e *Compound analysis*.

La *Tieback analysis* consiste in un'analisi di stabilità interna: è utile per stabilire se la resistenza a trazione di ogni rinforzo è sufficiente ad assicurare la terra rinforzata da possibili collassi interni dovuti al peso proprio e ai sovraccarichi. Essa pertanto assicura contro eventuali scorrimenti lungo superfici che affiorano sulla faccia della terra rinforzata. La capacità di resistenza a trazione del rinforzo è valutata in modo da stabilire se l'ancoraggio dello stesso nel terreno è tale da evitare il collasso per scorrimento lungo la potenziale superficie di rottura. L'analisi *Tieback* è effettuata con i metodi classici della stabilità dei versanti; è stato utilizzato il medesimo programma di calcolo della *Geostru* (Slope), di cui sopra, basato sulla ricerca della superficie di rottura critica caratterizzata da una configurazione geometrica predefinita.

La *Compound analysis* consiste in una analisi di stabilità composta; la capacità dei rinforzi di sviluppare la loro resistenza dipende dalla loro resistenza allo sfilamento e, quindi, dal loro ancoraggio in una zona stabile. Tuttavia per le superfici di scorrimento più profonde e/o passanti per il piede della scarpata, tali resistenze possono essere ridotte e quindi provocare un'instabilità. Quindi si rende necessaria un'analisi di stabilità che permetta di stabilire se la lunghezza dei primi n rinforzi è tale da non causare movimento lungo le superfici di scorrimento di cui sopra. Si tratta sicuramente di una verifica conservativa che però garantisce la stabilità traslazionale e rotazionale dell'intero complesso.

Nella progettazione di una terra rinforzata bisogna infine effettuare delle verifiche globali: la stabilità dell'opera viene verificata nel suo insieme considerandola come un corpo rigido, e risulta assicurata quando è verificata la sicurezza a ribaltamento, scorrimento e carico limite.

- verifica a ribaltamento: il ribaltamento è rappresentato dalla possibile rotazione dell'opera rispetto al punto di valle. L'azione che determina il ribaltamento è data dalla componente orizzontale della spinta della terra più eventuali azioni esterne; l'azione stabilizzante è data dalla componente verticale della spinta della terra, dal peso proprio dell'opera. L'azione stabilizzante rappresentata dall'azione della spinta passiva delle terre non viene presa in considerazione. In termini analitici la verifica a ribaltamento si esprime con la condizione che il momento stabilizzante (Ms), rispetto al centro di rotazione, non sia inferiore al momento indotto dalle forze ribaltanti (Mr), rispetto al centro di rotazione. La sicurezza di questo equilibrio è assicurata con un dovuto coefficiente di sicurezza;
- verifica a scorrimento: lo scorrimento dipende dalla possibilità che le forze parallele al piano di contatto tra fondazione e terreno siano superiori alle forze di attrito terreno-fondazione. La forza che determina lo scorrimento (T) è la componente orizzontale della spinta più eventuali sovraccarichi, mentre la forza che si oppone allo scorrimento è data dalla risultante delle forze normali (N) al piano di contatto moltiplicate per il coefficiente di attrito. Il coefficiente di attrito (f) è la tangente dell'angolo di attrito fondazione-terreno. In generale varia tra la metà dell'angolo di attrito per i terreni coerenti ed il valore dell'angolo di attrito per i terreni coerenti. In termini analitici si esprime con: N*f>Fs*T ove Fs è il grado di sicurezza;
- verifica a carico limite: si effettua confrontando la tensione normale massima sul piano di posa della fondazione con la tensione limite di rottura del terreno. Si ritiene verificata questa condizione se il rapporto tra la tensione limite e la tensione massima è superiore ad un prefissato fattore di sicurezza.

Le verifiche di stabilità sono state effettuate lungo una sezione tipo, tenendo conto – come per la scogliera – della presenza della soprastante strada Bellavista e del relativo traffico veicolare (simulato mediante l'applicazione di un sovraccarico pari a 0,2 kg/cm^2):

terra rinforzata: Gradone di altezza pari a 5,4 m, lunghezza minima dei teli pari a 4,0 m, con un angolo di 70°.

Per quanto concerne le geogriglie da utilizzare, la norma armonizzata UNI EN 13251 *"Geotessili e prodotti affini – Caratteristiche richieste per l'impiego nelle costruzioni di terra, nelle fondazioni e nelle strutture di sostegno"* riporta solo i requisiti minimi di prodotto ai fini della sua marcatura CE, tra cui la resistenza a trazione a breve termine, ma non descrive le modalità di determinazione della resistenza a trazione di progetto (anche detta resistenza a trazione a lungo termine LTDS, *Long Term Design Strength)* ovvero della stima dei fattori di riduzione (RF - *Reduction Factor)*, necessari ai fini della progettazione delle opere in terra rinforzate con geosintetici, per ottenere il valore di resistenza a trazione di progetto (LTDS).

In assenza di una norma italiana che stabilisca come calcolare il valore di LTDS e dei fattori di riduzione (RF) si rimanda a normative estere come ISO/TR 20432 *"Guidelines to the determination of long-term strength of geosynthetics for soil reinforcement"* in accordo a norme nazionali ASTM e GGR-TRI.

I fattori riduttivi utilizzati nei calcoli per la verifica della terra rinforzata sono i seguenti:

RFCR: Fattore di riduzione per gli effetti del comportamento viscoso a 114 anni, detto anche Creep = 1,42;

RFID: Fattore di riduzione per gli effetti del danneggiamento meccanico in fase di installazione; per ghiaia sabbiosa = 1,04;

RFD: Fattore di riduzione per gli effetti di durabilità = 1,15.

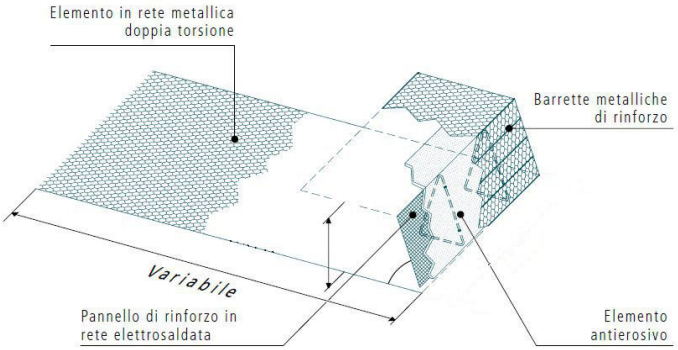
Prevedendo l'utilizzo di una geogriglia con resistenza a trazione non inferiore a 80 kN nelle verifiche è stato introdotto un valore pari a 47,11 KN/m derivante da 80/(1,42x1,04x1,15).

Le verifiche sono state effettuate in ottemperanza a quanto richiesto dal D.M. 17/01/2018.

Tutte le verifiche effettuate con differenti famiglie di curve, considerando una lunghezza minima dei teli pari a 4,0 m, un risvolto di 1,5 m, hanno fornito adeguati valori del Fattore di Sicurezza lungo tutte le curve ipotizzate.

Per i relativi output si rimanda ai documenti in allegato.

7.2.2 Specifiche tecniche per la realizzazione della terra rinforzata



Nell'ipotesi di sistemazione della scarpata mediante terra rinforzata, l'opera sarà costituita da geogriglia con resistenza a trazione non inferiore a 80 kN: il paramento rinforzato sarà costituito da strati di rinforzo (geo-griglie) tra loro impilati e riempiti da terreno costipato.

Lungo tutto il fronte di sviluppo gli strati di rinforzo saranno equi spaziati di m 0,60, con lunghezza di ancoraggio come precedentemente riportato, risvolto anteriore di m 1,5 e angolo di scarpa ß ≤ 70°; la base di tale struttura di rinforzo dovrà essere immorsata entro il substrato dell'UNITÀ 2 al fine di garantire un'adeguata base d'imposta. La tipologia e l'equi spaziatura della geogriglia, costante per tutto lo sviluppo dell'intervento, garantirà l'uniformità nella posa ed un migliore aspetto estetico.

Per un più celere inerbimento della facciata dei rilevati e per minimizzare l'attività erosiva delle acque ruscellanti, la porzione di concio in corrispondenza della facciata dovrà essere realizzata con terreno di coltivo inserendo inoltre, in aderenza al risvolto della geogriglia, ed internamente ad essa, una biostuoia tessuta a maglia aperta. Sulla facciata dovrà inoltre essere effettuata una semina a spaglio con essenze erbacee tipiche di questa porzione di collina.

Per il drenaggio del pendio, lungo il contatto a tergo delle terre rinforzate si dovrà prevedere la posa di tubi drenanti fessurati in PVC (∅=16 cm). Le acque intercettate dovranno essere convogliate e adeguatamente smaltite.

7.2.3 Modalità di posa in opera della terra rinforzata

Le geogriglie, preventivamente tagliate in pezzi di lunghezza idonea [considerando le lunghezze del piano di ancoraggio, l'altezza dello strato = m 0,60 (con ß ≅ 70°) e la lunghezza del risvolto anteriore = m 1,5], vengono posate orizzontalmente e su di esse viene steso e compattato il terreno di riempimento; il terreno viene compattato mediante cilindratura fino a raggiungere una riduzione volumetrica ≅ 10% rispetto al soffice.

Per la realizzazione degli strati si suggerisce la posa di una casseratura permanente in rete elettrosaldata sagomata.

In corrispondenza alla facciata dell'opera, in ciascun strato le geogriglie sono quindi risvoltate e fissate con picchetti al terreno già compattato. La porzione di concio in corrispondenza della facciata dovrà essere realizzata con terreno di coltivo inserendo inoltre in aderenza al risvolto della geogriglia, ed internamente ad essa, una biostuoia tessuta a maglia aperta composta al 100% di fibra di juta biodegradabile per facilitare e velocizzare i tempi di rinverdimento della facciata.

7.2.4 Verifica di stabilità globale del versante

Si procede nel seguito ed effettuare le verifiche di stabilità globale del pendio comprensivo delle terre rinforzate. Allo scopo è stato utilizzato il programma di calcolo della *Geostru* (Slope) precedentemente descritto.

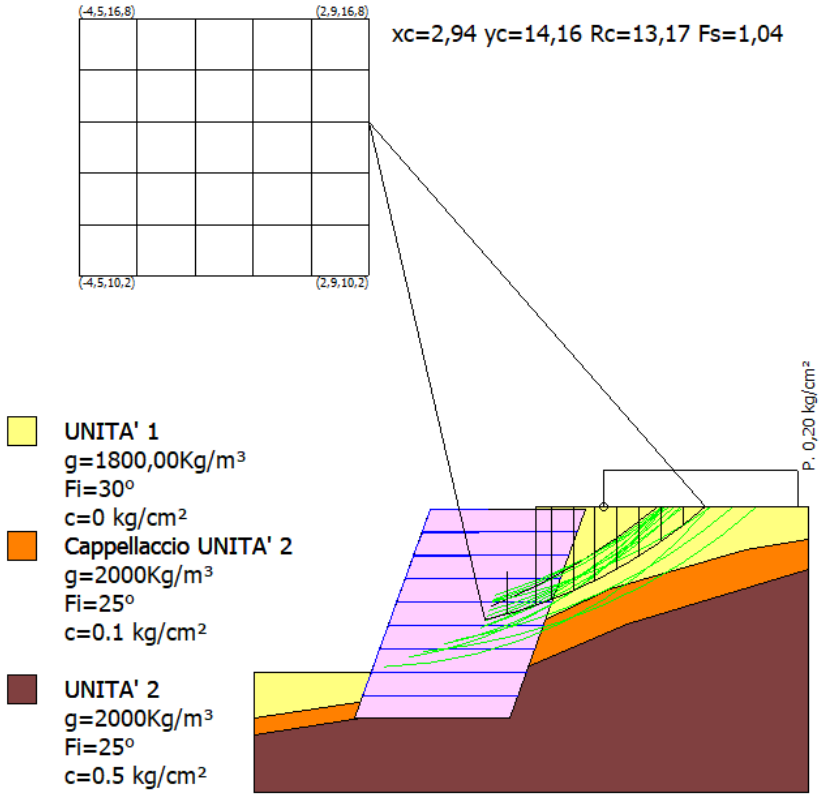
Le verifiche in condizioni di progetto sono state eseguite in ottemperanza al D.M. 17/01/2018 (analogamente a quanto indicato per l'ipotesi di scogliera rocciosa), in condizioni statiche, secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, e in condizioni sismiche ponendo invece pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto calcolate con un coefficiente parziale pari a y_R = 1,2.

Come anticipato, le verifiche di stabilità sono state effettuate lungo una sezione tipo tenendo conto della presenza di strada Bellavista e del relativo traffico veicolare (simulato mediante l'applicazione di un sovraccarico pari a 0,2 kg/cm^2).

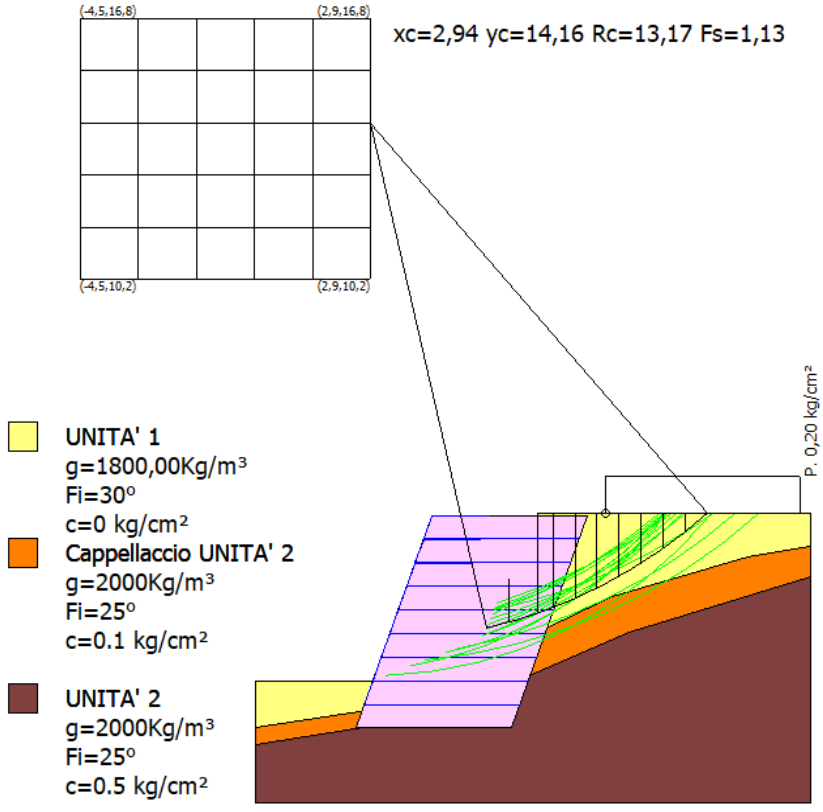
La stabilità è verificata quando il valore numerico è uguale o superiore a 1; la normativa geotecnica richiede anch'essa un fattore di sicurezza minimo pari all'unità, lasciando al professionista la scelta eventuale di un valore superiore.

Le verifiche di stabilità eseguite per la sezione rappresentativa della configurazione di progetto, sia in condizioni statiche che in condizioni sismiche così come richiesto dal D.M. 17/01/2018, **hanno fornito adeguati valori del Fattore di Sicurezza Fs>1,0 lungo tutte le curve ipotizzate**.

Anche in questo caso, per i relativi output si rimanda ai documenti in allegato.



VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE: CONDIZIONI STATICHE



VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE: CONDIZIONI SISMICHE

8. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Il dissesto che ha interessato il ciglio di valle di strada Bellavista presso i civici 20 e 22 ha sia pur marginalmente coinvolto anche la mezzeria di valle della strada dove si osservano fessurazioni e cedimenti del manto stradale che non lasciano dubbi sul progressivo coinvolgimento nel dissesto della carreggiata stradale in assenza di un immediato intervento di consolidamento e messa in sicurezza.

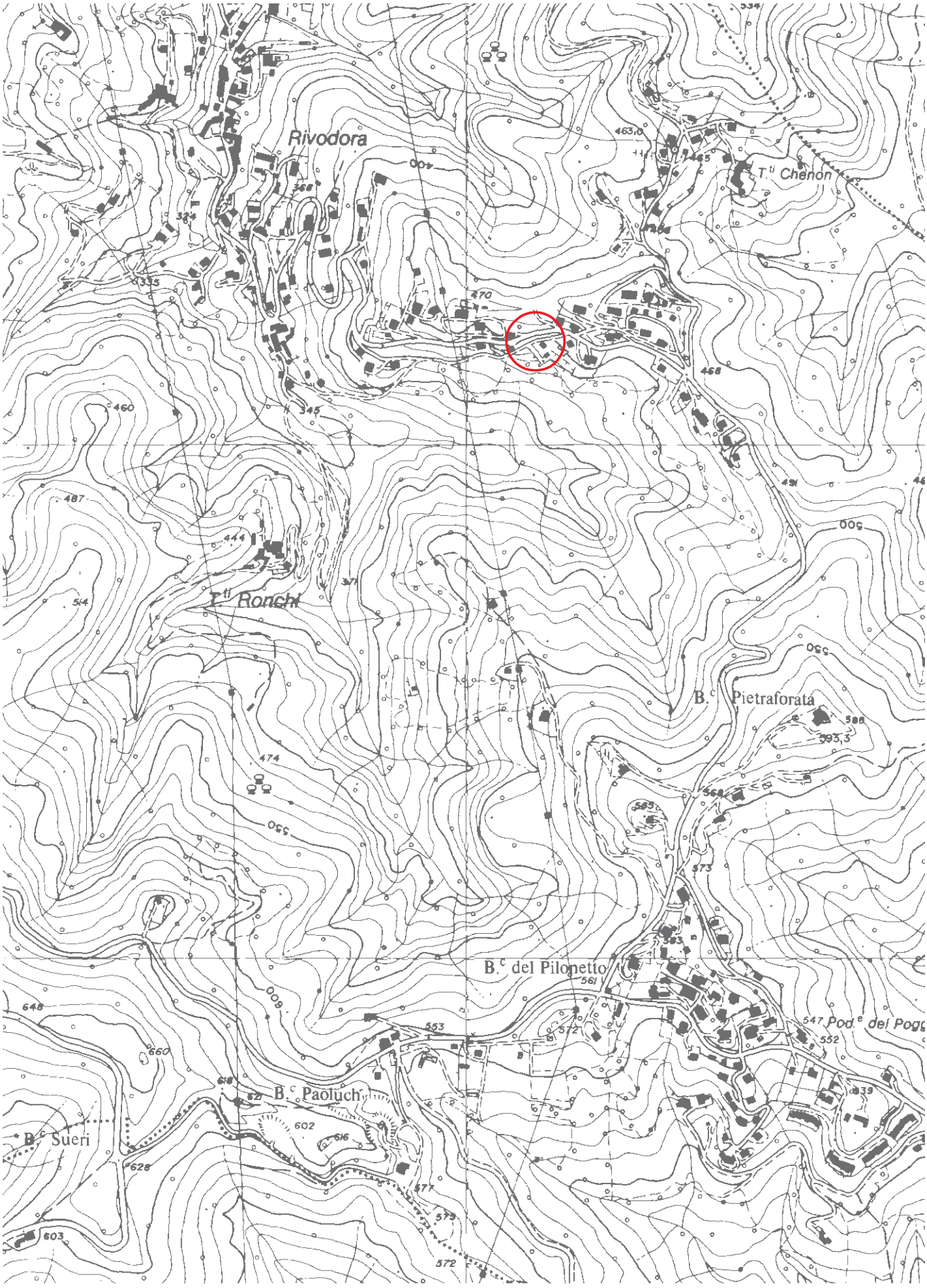
Un sollecito intervento è altresì auspicabile per evitare, in caso di ulteriore aggravamento del dissesto, il coinvolgimento del muro controripa ed i soprastanti fabbricati civili presenti immediatamente a monte della strada.

Le analisi svolte ai punti precedenti hanno permesso di individuare le principali linee di intervento per il consolidamento e la sistemazione definitiva del ciglio di valle della banchina di strada Bellavista presso i civici numeri 20 e 22.

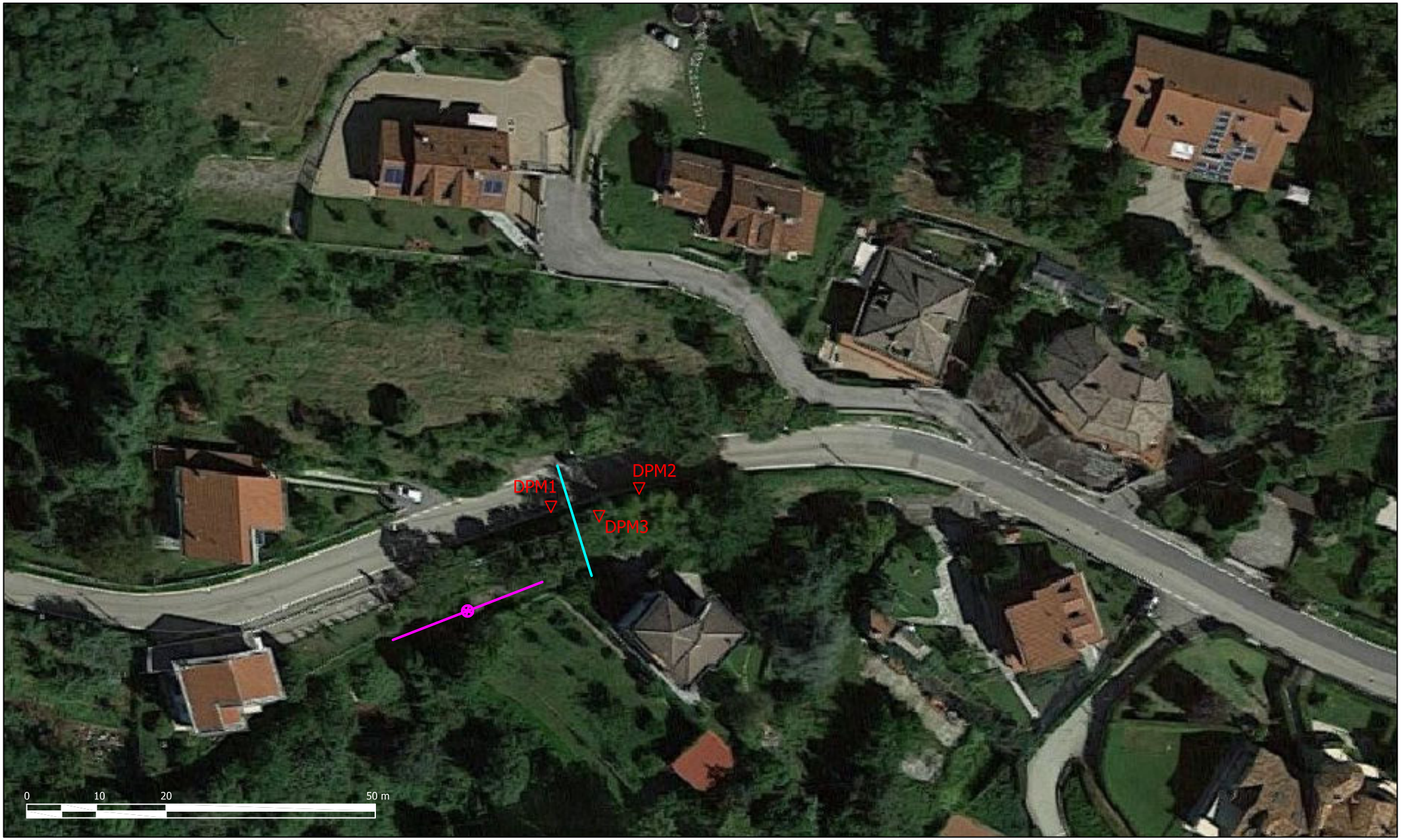
Sulla base dei rilievi eseguiti e delle indagini condotte in sito è stato possibile pervenire a una definizione dettagliata dell'assetto litostratigrafico e dei parametri geotecnici dei terreni presenti, individuando nella realizzazione di un'opera deformabile costituita da una scogliera di massi costituita da elementi lapidei di grandi dimensioni o da una terra rinforzata, due possibili soluzioni alternative d'intervento.

Sulla base delle considerazioni suesposte lo scrivente attesta la fattibilità geologica e geotecnica degli interventi in progetto e la loro compatibilità con l'assetto idrogeologico della pendice collinare trattandosi di opere a basso impatto ambientale e finalizzate alla stabilizzazione di un dissesto in atto.

Torino lì, 26 giugno 2020 dott. geol. Giuseppe Genovese



COROGRAFIA GENERALE - scala 1:10.000 -
Estratto da Carta Tecnica Regionale - sezione n°156100



DPM1 Prove penetrometriche

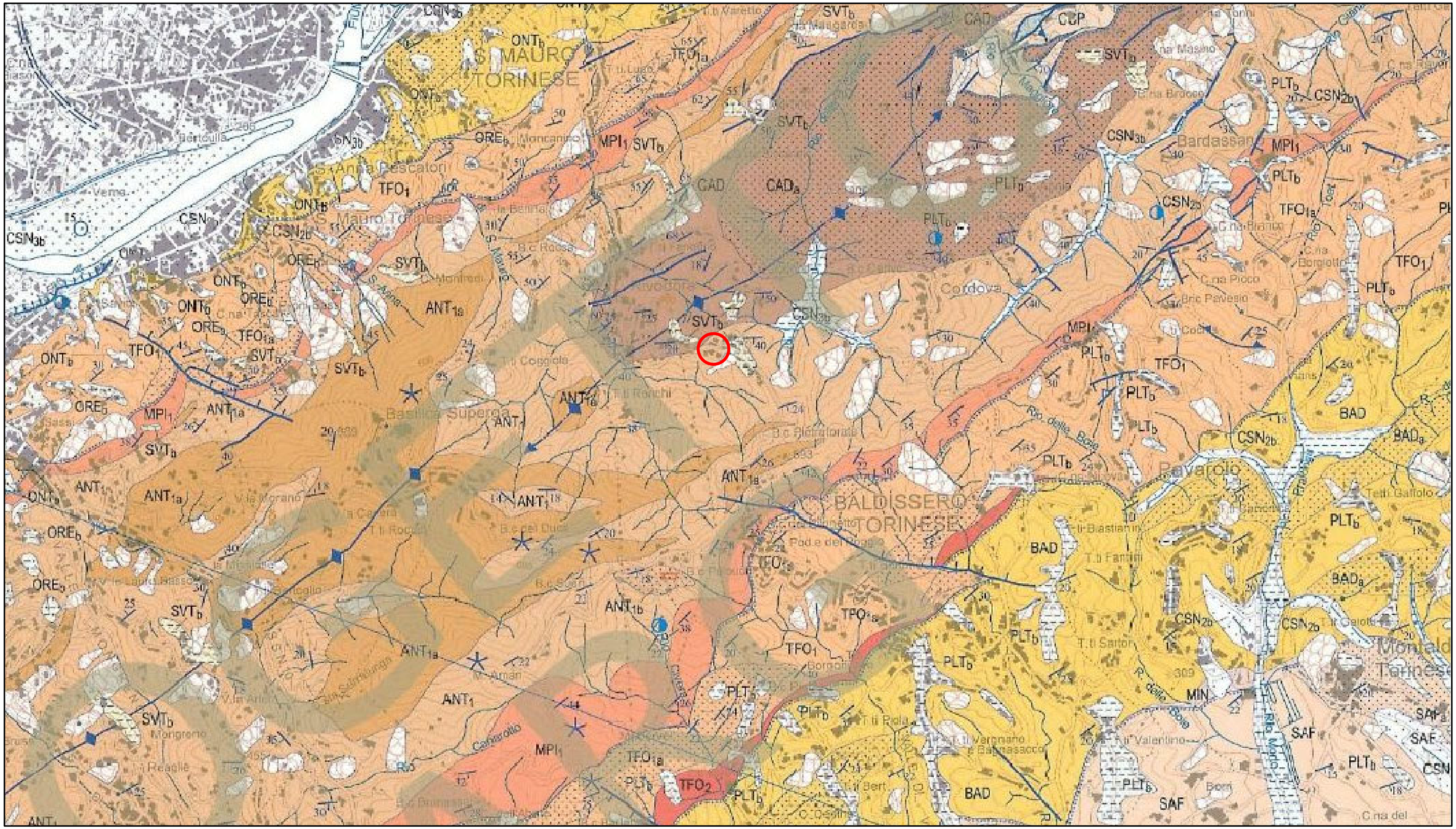
Indagine MASW

Acquisizione HVSR

traccia sezione geologica

PLANIMETRIA GENERALE DELL'AREA CON UBICAZIONE DELLE INDAGINI EFFETTUATE

CARTA GEOLOGICA D'ITALIA ALLA SCALA 1:50.000 - FOGLIO TORINO EST



(non in scala)

Formazione di Antognola

ANT_7

Membro arenaceo-conglomeratico (ANT_7): arenarie giallastre bioturbate con intercalazioni di arenarie conglomeratiche e di paraconglomerati. *AQUITANIANO*

ANT_{1b}

ANT_{1a}

ANT_1

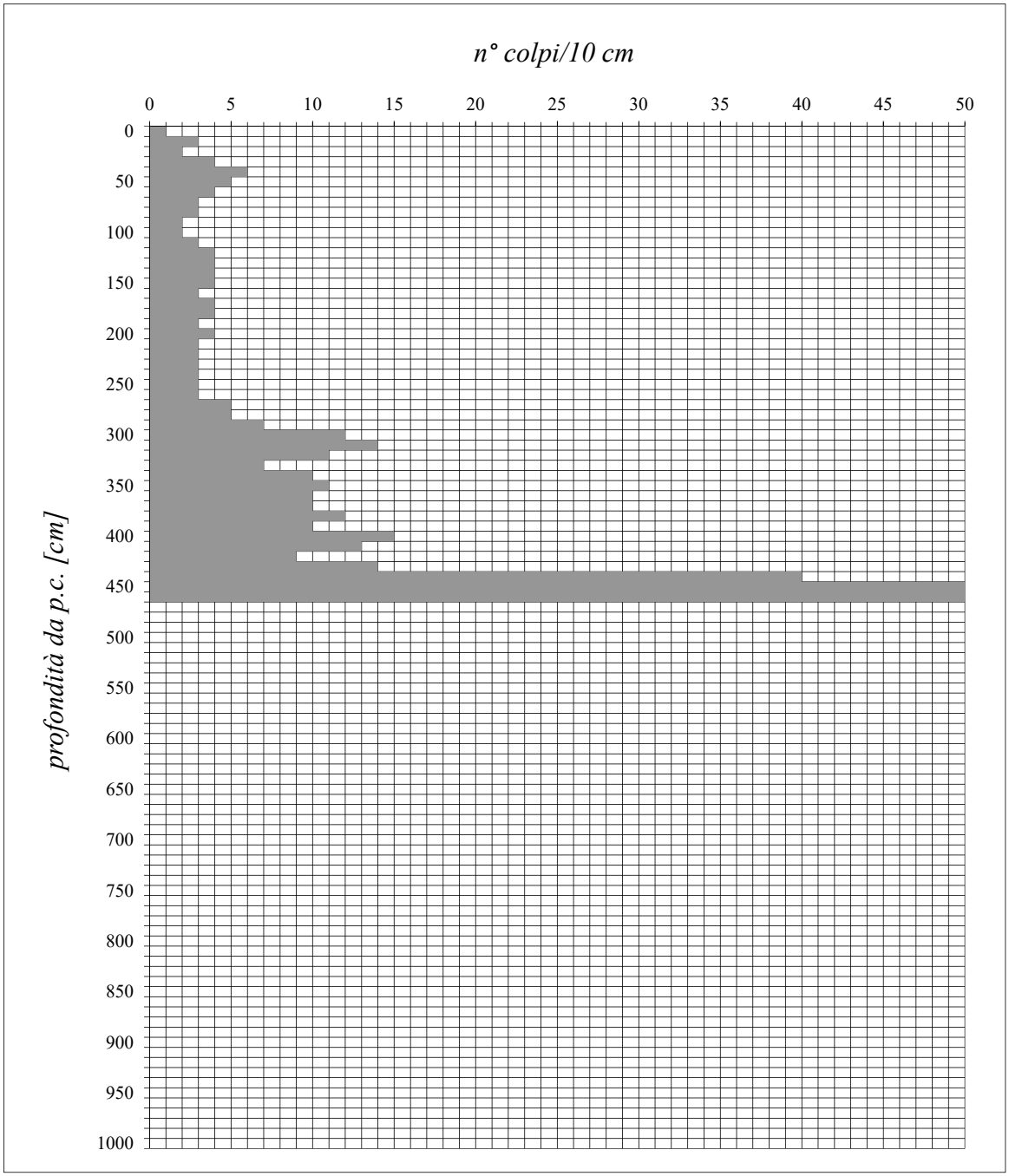
Membro marnoso-siltoso (ANT_1): marne siltose brune e grigie bioturbate, a stratificazione mal distinta, con intercalazioni di arenarie giallastre in strati gradati e laminati (Rivodora), di spessore 10-100 cm. Associazione a foraminiferi planctonici a *Catapsydrax dissimilis*, *Paragloborotalia opima opima*, *Paragloborotalia pseudokugleri*, *Globigerinoides primordius*. A SW di Rivodora, sono presenti tre corpi a geometria lenticolare (ANT_{1a}) costituiti da paraconglomerati a matrice arenacea con clasti prevalentemente serpentinitici e da microconglomerati in strati gradati e laminati ricchi di macroforaminiferi (M. Aman). A Superga questi corpi mostrano il massimo spessore. Al Bric Palouch è presente un corpo conglomeratico di spessore pluridecametrico contenente clasti centimetrico-decimetrici di serpentiniti, metagabbri, radiolariti e marmi (ANT_{1b}). *OLIGOCENE SUP. - AQUITANIANO*

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
Penetrometro dinamico medio-leggero italiano PAGANI DPM 20-30

prova n° : **DPM1** *data :* **22/06/2020**

località : **Baldissero T.se, strada Bellavista n°20÷22**

quota inizio : **p.c. attuale** *falda :* **non rilevata**



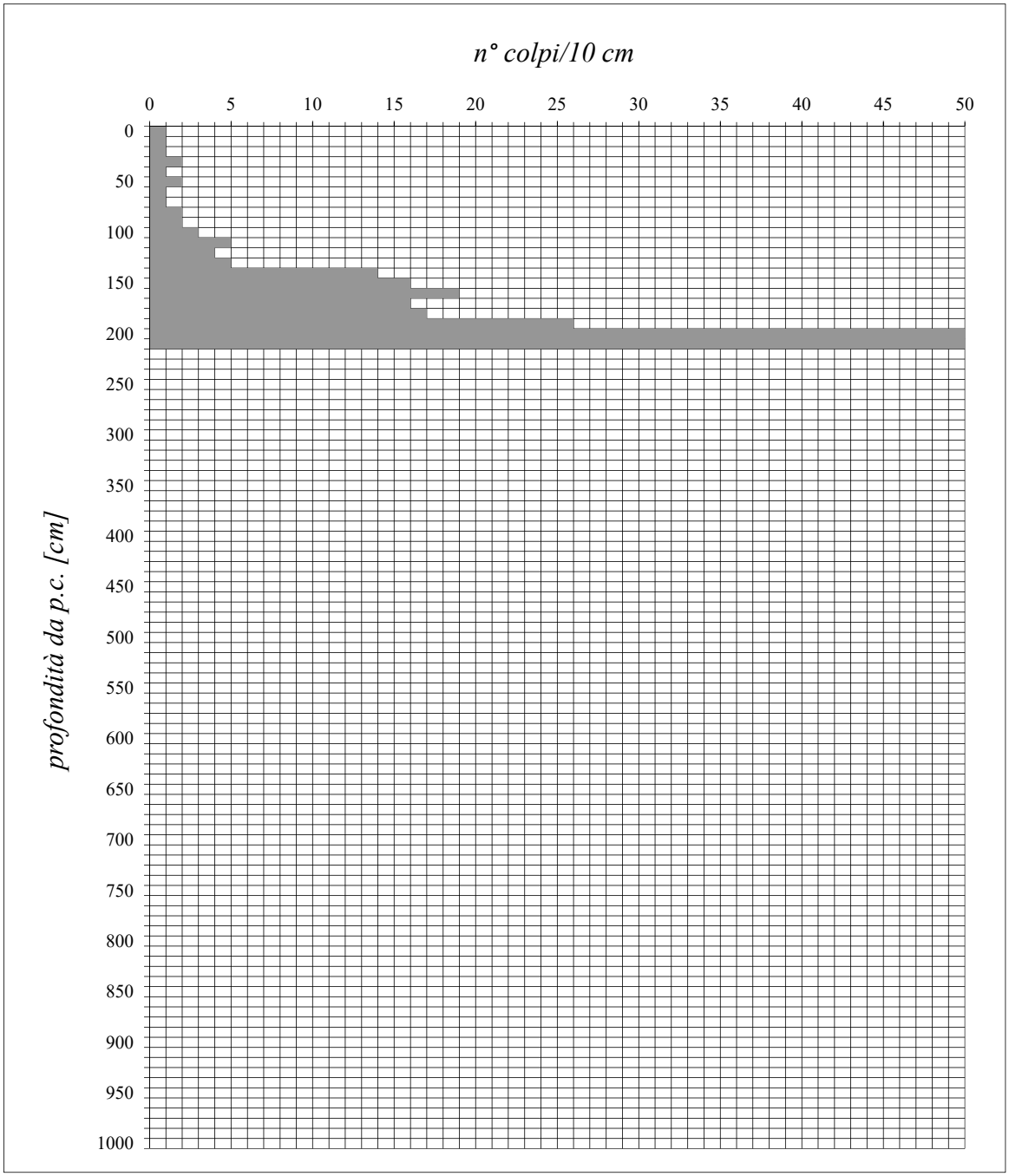
Massa battente [Kg]	altezza di caduta [m]	Area di base della punta conica [cmq]	lungh.asta = m 1,0 Peso asta = 2,93 kg/m
30	0,2	10	coeff. teorico di energia Bt = Q/Qspt = 1,00

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
Penetrometro dinamico medio-leggero italiano PAGANI DPM 20-30

prova n° : **DPM2** *data :* **22/06/2020**

località : **Baldissero T.se, strada Bellavista n°20÷22**

quota inizio : **p.c. attuale** *falda :* **non rilevata**



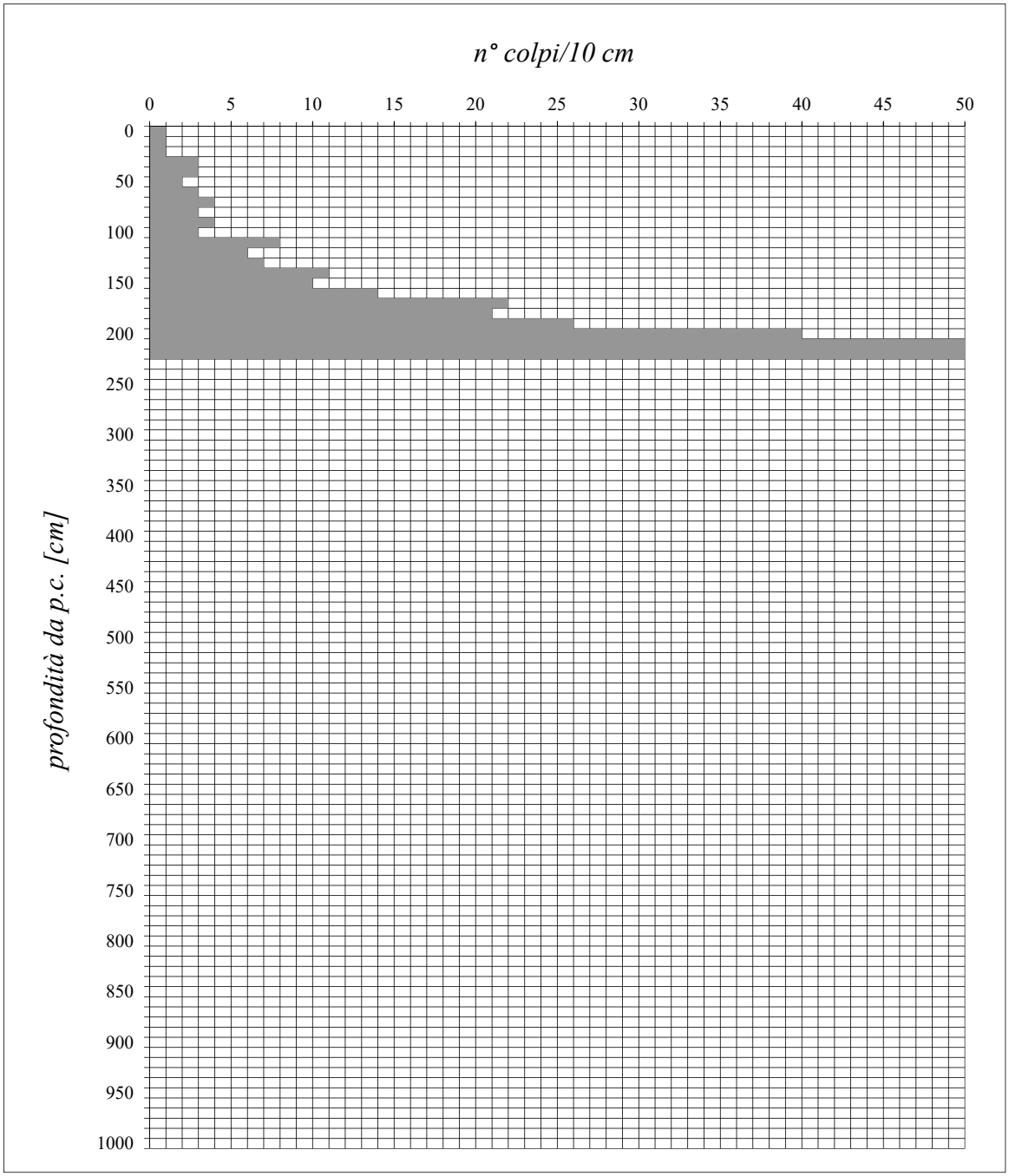
Massa battente [Kg]	altezza di caduta [m]	Area di base della punta conica [cmq]	lungh.asta = m 1,0 Peso asta = 2,93 kg/m
30	0,2	10	coeff. teorico di energia Bt = Q/Qspt = 1,00

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
Penetrometro dinamico medio-leggero italiano PAGANI DPM 20-30

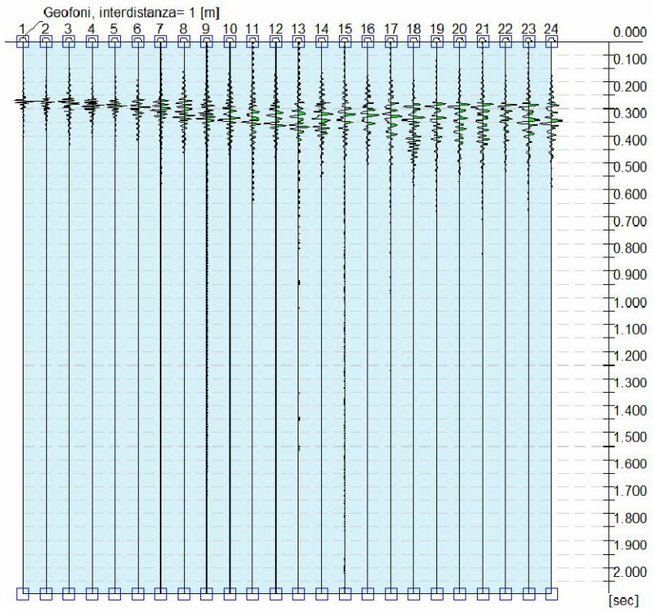
prova n° : **DPM3** *data :* **22/06/2020**

località : **Baldissero T.se, strada Bellavista n°20÷22**

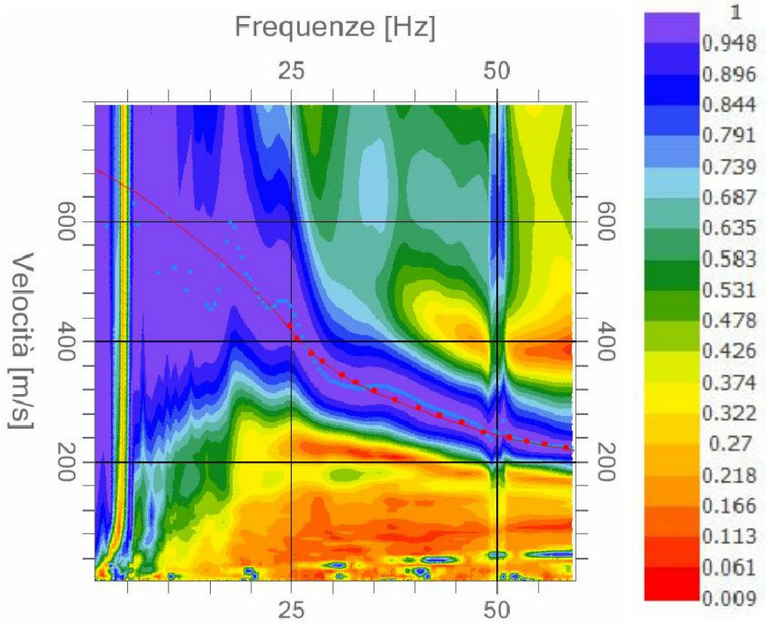
quota inizio : **p.c. attuale** *falda :* **non rilevata**



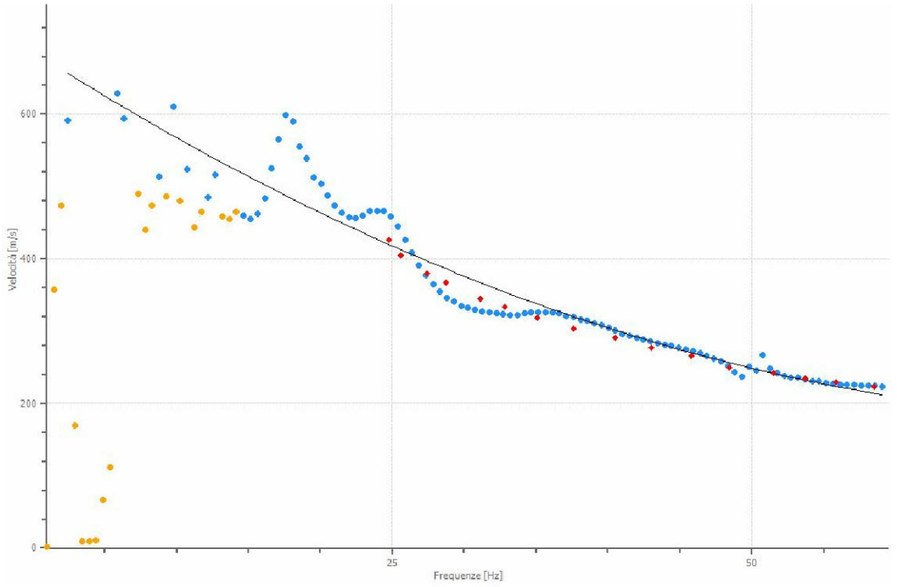
Massa battente [Kg]	altezza di caduta [m]	Area di base della punta conica [cmq]	lungh.asta = m 1,0 Peso asta = 2,93 kg/m
30	0,2	10	coeff. teorico di energia Bt = Q/Qspt = 1,00



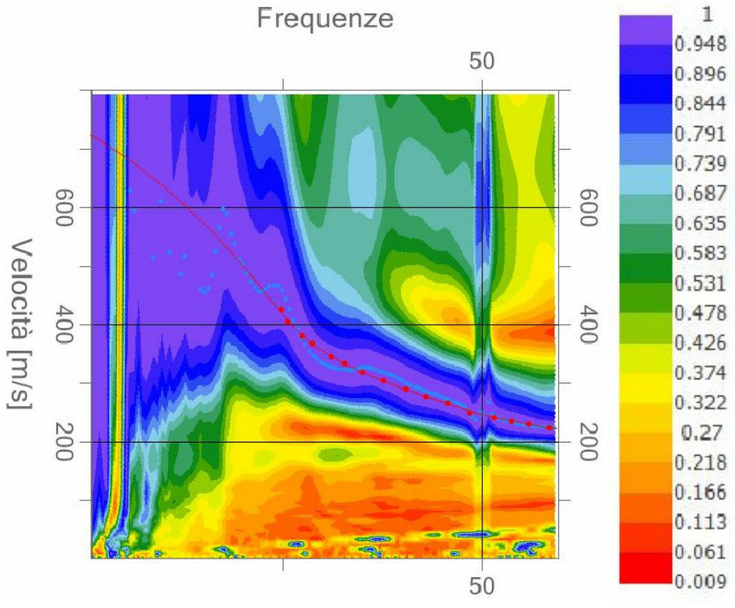
1. Sismogramma



2. Spettro velocità di fase-frequenze: curva di dispersione sperimentale

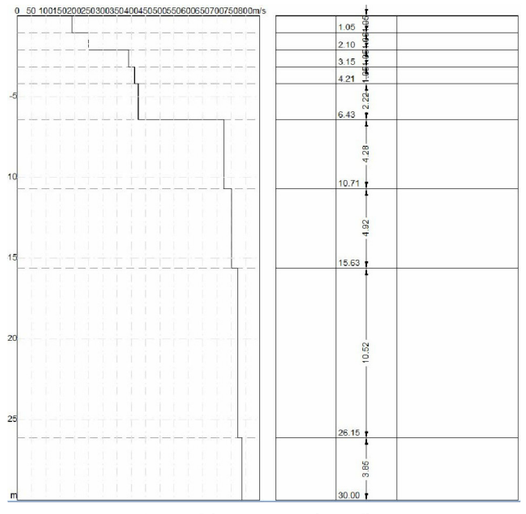


3. Curva di dispersione



4. Inversione: confrontro tra curva di dispersione calcolata (linea continua rossa) e curva di dispersione sperimentale

5. Profili di Vs: in nero, profilo con fattore di disadattamento minimo



6. Sismostratigrafia

	Profondità [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]	Vp [m/s]	Densità [kg/mc]	Coefficiente Poisson	G0 [MPa]	Ed [MPa]	M0 [MPa]	Ey [MPa]
1	1.05	1.05	192.16	359.49	1900.00	0.30	70.16	245.55	152.01	182.4
2	2.10	1.06	248.90	465.65	1900.00	0.30	117.71	411.98	255.04	306.0
3	3.15	1.05	390.61	730.77	1900.00	0.30	289.90	1014.64	628.11	753.7
4	4.21	1.05	411.26	769.40	1900.00	0.30	321.36	1124.75	696.27	835.5
5	6.43	2.22	423.02	791.39	1900.00	0.30	339.99	1189.97	736.65	883.9
6	10.71	4.28	724.69	1355.77	1900.00	0.30	997.83	3492.42	2161.97	2594.3
7	15.63	4.92	752.95	1408.65	1900.00	0.30	1077.18	3770.15	2333.90	2800.6
8	26.15	10.52	772.27	1444.78	1900.00	0.30	1133.15	3966.02	2455.15	2946.1
9	oo	oo	789.02	1476.13	1900.00	0.30	1182.86	4140.02	2562.87	3075.4

(N.B. densità e coefficiente di Poisson assunti a priori nella modellazione)

Vs_{eq}= 586 m/s

calcolata a partire dal p.c.

INDAGINE SISMICA ATTIVA

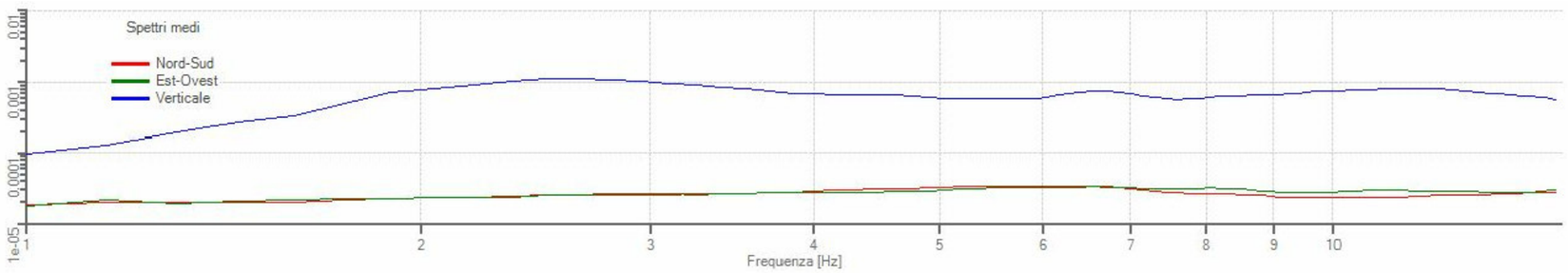
Baldissero T.se (TO) - strada Bellavista n°20 - 22

Metodologia MASW

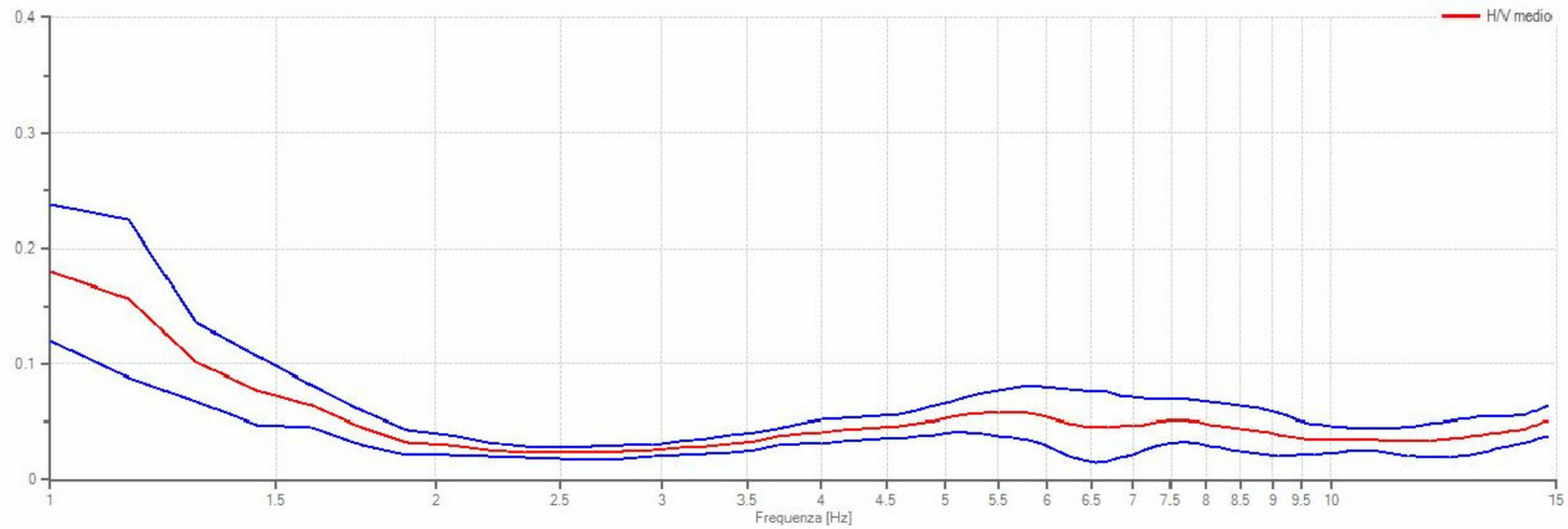
VELOCITA' DELLE ONDE S

giugno 2020

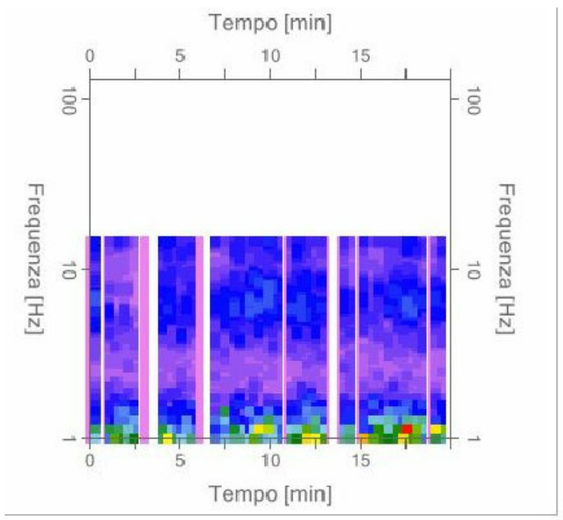
genovese & associati



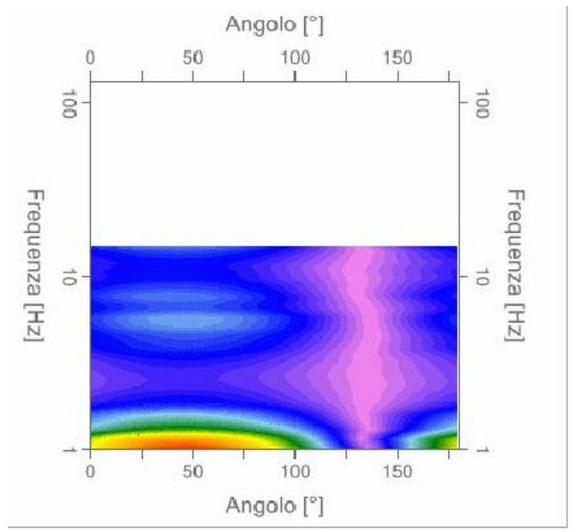
1. Spettri medi di frequenza per le tre direzioni



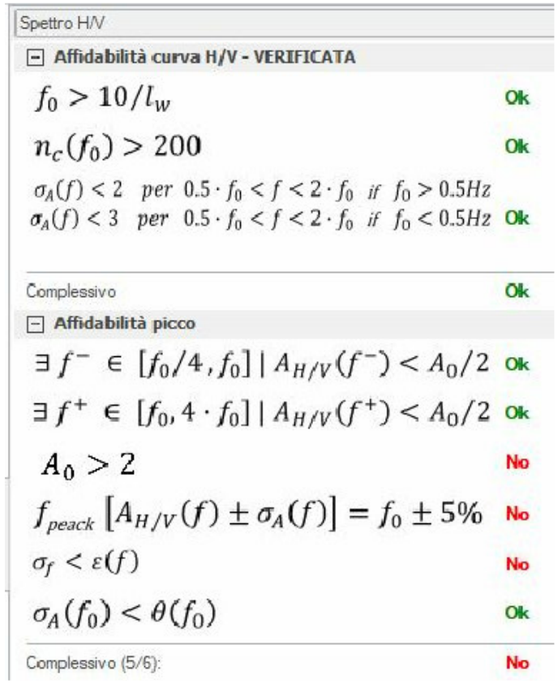
2. Rapporto spettrale H/V



3. Mappa di stazionarietà



4. Mappa di direzionalità



5. Criteri SESAME

Durata della registrazione: 20 min

Frequenza di campionamento: 125 Hz

Finestra di selezione: 20 sec

Assenza di picchi significativi alle frequenze di interesse ingegneristico.

INDAGINE SISMICA PASSIVA
Baldissero T.se (TO) - strada Bellavista n°20 - 22
Metodo Nakamura
SPETTRI DI FREQUENZA
giugno 2020 | genovese & associati