



SOCIETA' ITALIANA
 TRAFORO AUTOSTRADALE DEL FREJUS
 Sede legale: fraz. San Giuliano, 2 - 10059 Susa (TO)



MUSINET ENGINEERING S.p.A.
 Cso Svizzera, 185
 10149 TORINO
 Tel. +39 011 5712411
 Fax. +39 011 5712426
 E-mail info@musinet.it
 PEC musinet@legalmail.it

Gruppo SITAF

P.I.Iva 08015410015
 Cap. Soc. E. 520.000 i.v.
 Cod. fis.e Reg. Imprese
 TO 08015410015
 R.E.A. Torino 939200

T4 TRAFORO AUTOSTRADALE DEL FREJUS

INTERVENTI DI RIMODELLAMENTO MORFOLOGICO E MESSA IN SICUREZZA DEL VERSANTE IN COMUNE DI BARDONECCHIA

PROGETTO DEFINITIVO Sito Melezet

SITAF S.p.A.
 per approvazione
 Il Direttore Tecnico
 (Dott. Ing. Massimo BERTI)

SITAF SpA
 per approvazione
 Il Direttore Generale
 (Dott. Ing. Bernardo MAGRI)

Relazione geologico e forestale ex L.R. 45/89

Scala -	0377_110_12_D26EG002.5_0	Gennaio 2013
---------	--------------------------	--------------

2					
1					
0	Gen 2013	Emissione	Tekne	TRI	GIO
REV	DATA	DESCRIZIONE	RED.	VER.	APP.

Attività di Supporto Specialistico TEKNE Dott. Ing. Livio Martina Dott. Geol. Mauro Bugnano Dott. For. Roberto Cagna	
--	--

Il Responsabile del progetto
 MUSINET ENGINEERING S.p.A.
 Dott. Arch. Corrado Giovannetti

N° TAVOLA
2.5

Questo disegno e' di proprieta' riservata della MUSINET ENGINEERING S.p.A.; ne e' vietata la riproduzione anche parziale, nonche' la presentazione a terzi senza esplicita autorizzazione.L'inosservanza e' perseguibile ai termini di legge.

SITAF S.p.A.

**SOCIETA' ITALIANA
TRAFORO AUTOSTRADALE DEL FREJUS**

T4: TRAFORO AUTOSTRADALE DEL FREJUS

**INTERVENTI DI RIMODELLAMENTO MORFOLOGICO
E MESSA IN SICUREZZA DEL VERSANTE
IN COMUNE DI BARDONECCHIA**

SITO MELEZET

PROGETTO DEFINITIVO

**RELAZIONE GEOLOGICA E FORESTALE
EX L.R. 45/89**

INDICE

1	PREMESSA.....	3
2	INQUADRAMENTO DELL'OPERA NEGLI STRUMENTI DI PIANIFICAZIONE E NORMATIVI VIGENTI	4
2.1	PIANIFICAZIONE URBANISTICA.....	4
2.2	VINCOLI TERRITORIALI ED AMBIENTALI.....	5
2.2.1	VINCOLO PAESAGGISTICO.....	5
2.2.2	VINCOLO IDROGEOLOGICO.....	6
2.2.3	ALTRI VINCOLI.....	6
3	CARATTERISTICHE DEL PROGETTO	7
3.1	FINALITÀ DELL'OPERA.....	7
3.2	ALTERNATIVE DI PROGETTO	8
3.3	CARATTERISTICHE DEL PROGETTO	9
3.4	CANTIERIZZAZIONE E CRONOPROGRAMMA.....	11
3.5	INTERVENTI DI RECUPERO E MITIGAZIONE	12
4	INQUADRAMENTO GEOLOGICO.....	13
4.1	DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO	13
4.2	ASSETTO GEOLITOLOGICO REGIONALE	15
4.3	ASSETTO GEOMORFOLOGICO LOCALE	15
4.4	CARATTERIZZAZIONE DI DETTAGLIO DEL SITO DI INTERVENTO	16
4.5	FENOMENI DI PERICOLO DA VALANGA	17
4.6	ANALISI FENOMENI DI CADUTA MASSI	19
4.7	SIMULAZIONE CADUTA MASSI	19
4.7.1	RISULTATI.....	20
4.8	SIMULAZIONE ROCK AVALANCHE.....	23
4.8.1	RISULTATI.....	24
4.9	INDAGINI GEOFISICHE.....	25
4.10	INDAGINI GEOGNOSTICHE.....	26
4.11	ANALISI DI LABORATORIO	26
4.12	INTERPRETAZIONE GEOLOGICO-STRATIGRAFICA DEI DATI GEOGNOSTICI	27
4.13	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE.....	29
4.13.1	TERRENO DI FONDAZIONE	29
4.13.2	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI UTILIZZATI PER LA COSTRUZIONE DEL VALLO PARAMASSI.....	30
4.13.3	MODELLO GEOTECNICO	30
4.14	VERIFICHE DI STABILITA'	31
4.14.1	IMPOSTAZIONI CONCETTUALI DEL PROBLEMA E MODELLO DI CALCOLO... ..	32
4.15	RISULTATI DELLE ANALISI DI STABILITÀ	35
4.16	CALCOLO CAPACITÀ PORTATE E CEDIMENTI	39
4.17	PRESCRIZIONI IN FASE ESECUTIVA	41
4.18	CONCLUSIONI GEOLOGICHE.....	43
4.19	CONCLUSIONI GEOTECNICHE.....	44
5	INQUADRAMENTO VEGETAZIONALE E USO DEL SUOLO	46
6	INQUADRAMENTO PEDOLOGICO.....	49
7	ANALISI DELLE INTERFERENZE.....	52
7.1	TAGLIO PIANTE ED INTERFERENZE CON LA VEGETAZIONE ED IL SUOLO	52
7.2	VOLUMI DI SCAVO E RIPORTO	53
8	ALLEGATI.....	54

1 PREMESSA

La presente relazione geologica e forestale è riferita ai lavori di realizzazione di un vallo paramassi in località Sacro Cuore della frazione Melezet, in comune di Bardonecchia (TO).

La necessità di realizzare queste opere è divenuta urgente ed indifferibile anche in seguito alla frana di crollo verificatasi in data 21 maggio 2010, in cui un elevato numero di massi anche di grandi dimensioni staccatosi dal soprastante versante delle Rocce del Rouas, superando e travolgendo le opere di difesa preesistenti, ha invaso l'area al piede del versante, spingendosi fino sul ciglio sinistro della Dora di Melezet, invadendo la strada provinciale, aree pertinenziali e demolendo/danneggiando fabbricati esistenti, ponendo così in serio rischio l'incolumità pubblica.

La realizzazione di un vallo paramassi in località Sacro Cuore della frazione Melezet, in comune di Bardonecchia (TO), ha la funzione di proteggere gli insediamenti abitativi e le infrastrutture esistenti (Strada Provinciale n. 216) dal rischio di frane di crollo dal versante montano soprastante, nonché di restituire alla destinazione urbanistica prevista dal PRGC (residenziale) un'area su cui è attualmente preclusa l'edificabilità a causa del predetto rischio di frana.

Musinet ha poi conferito incarico allo studio Tekne di Martina e Associati di espletare attività di supporto specialistico alla progettazione degli interventi.

In merito al vincolo idrogeologico, oggetto del presente elaborato, le opere in progetto comportano, in estrema sintesi:

- trasformazione, di uso del suolo di superfici boscate o a prato per una superficie complessiva di 2.43 ha, di cui 1.66 ha in vincolo e 0.77 non in vincolo; l'intervento interesserà inoltre ulteriori 0.55 ha di superfici sterili.
- movimentazione di circa 24'450 mc di materiale inerte, di cui circa 51'500 mc di scavo di fondazione o per la preparazione del piano di posa del rilevato e circa 193'000 mc di riporto per la formazione del vallo.

La trasformazione di uso del suolo avrà carattere, per la massima parte, temporaneo in quanto si procederà al rimboschimento delle superfici interessate dai lavori.

Detti interventi ricadono nella fattispecie di cui all' art 2 comma 1 lett b della L.R. 45/89 "interventi con valori di area o di volume superiori ai limiti indicati nella categoria a)", ovvero interventi ed attività che comportino modificazione o trasformazione d'uso del suolo su aree superiori a cinquemila metri quadrati o per volumi di scavo superiori a duemilacinquecento metri cubi.

Viste le caratteristiche dimensionali dell'opera, in merito a superficie di intervento e volumi di materiale movimentato, il rilascio dell'autorizzazione risulta essere di competenza regionale, ai sensi dell'art. 63 della l.r. 44/00, modificato con la l.r. 30/2009.

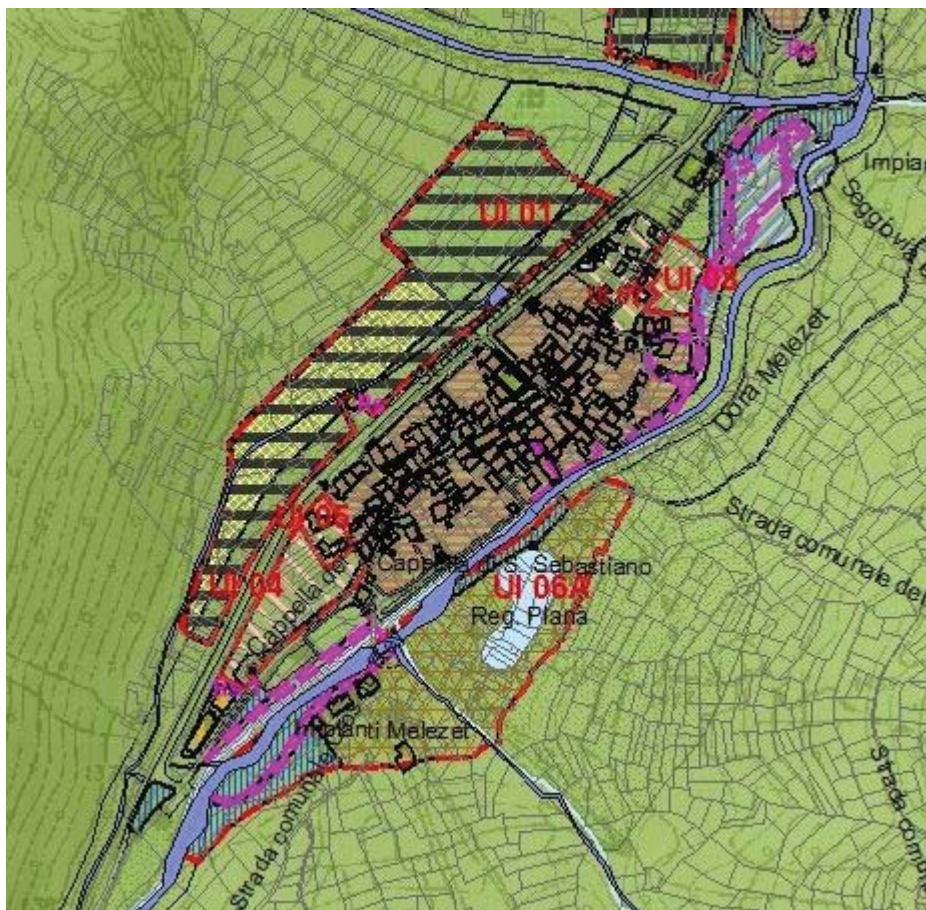
2 INQUADRAMENTO DELL'OPERA NEGLI STRUMENTI DI PIANIFICAZIONE E NORMATIVI VIGENTI

2.1 PIANIFICAZIONE URBANISTICA

In base al PRGC vigente Variante generale di adeguamento al PAI ai sensi dell'art. 18 delle NTA del Piano stralcio dell'Assetto idrogeologico l'area di intervento ricade nei seguenti azzonamenti:

- area classificata come AGRICOLA area Agricola E" normata dall'art. 22 delle NTA
- area classificata come STR-ES "Strade destinate alla viabilità esistente" normata dall'art 30 delle NTA e soggette a vincolo FR "aree e fasce di rispetto" normate dagli artt. 36-37-38-39 delle NTA
- area classificata come C "zone di espansione residenziale" normata dagli artt. 13 e 19 delle NTA, soggetta a vincolo A_INEDI "Area ad edificazione non attuabile per ragioni di natura geologica ed idrogeologica ai sensi dell'art. 35.1", ed individuata come Unità di Intervento del P.R.G. U101

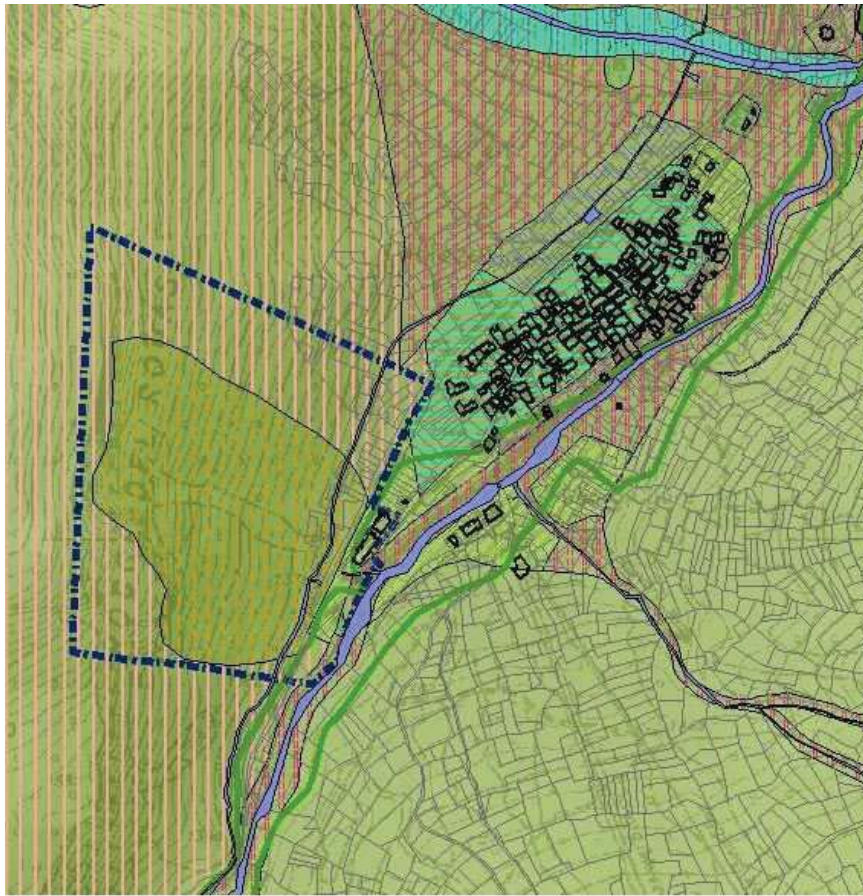
Si riporta uno stralcio della cartografia di piano desunta dal webgis rimandando per un inquadramento più esteso alla tavola in allegato.



Sotto il profilo della classificazione della pericolosità idrogeologica le aree di intervento sono così classificate:

- aree classificate in Classe geologica IIIA3 normate dall'art. 35 delle NTA

- aree classificate in Classe geologica IIIB2 normate dall'art. 35 delle NTA
- area di salvaguardia Melezet-Sacro Cuore normata dall'art. 38.18 delle NTA



2.2 VINCOLI TERRITORIALI ED AMBIENTALI

2.2.1 VINCOLO PAESAGGISTICO

Il territorio oggetto di intervento risulta vincolato ai sensi del D.Lgs 42/2004 "Codice dei beni culturali e del paesaggio, ai sensi dell'articolo 10 della legge 6 luglio 2002, n. 137" ed in particolare rientra nella fattispecie di vincolo di cui ai seguenti articoli:

- artt. 136-141 e 157 del D.lgs 42/04 in quanto tutto il territorio comunale risulta essere inserito negli "elenchi compilati ai sensi della legge 29 giugno 1939, n. 1497" in forza del D.M. 21.02.1953.
- art. 142 comma 1:
 - c) " i fiumi, i torrenti, i corsi d'acqua iscritti negli elenchi previsti dal testo unico delle disposizioni di legge sulle acque ed impianti elettrici, approvato con regio decreto 11 dicembre 1933, n. 1775, e le relative sponde o piedi degli argini per una fascia di 150 metri ciascuna" in quanto ricadente all'interno della fascia dei 150 m dal T. Dora di Melezet;
 - h) le aree assegnate alle università agrarie e le zone gravate da usi civici

- “g) i territori coperti da foreste e da boschi, ancorché percorsi o danneggiati dal fuoco, e quelli sottoposti a vincolo di rimboschimento, come definiti dall'articolo 2, commi 2 e 6, del decreto legislativo 18 maggio 2001, n. 227”.

2.2.2 VINCOLO IDROGEOLOGICO

Il territorio oggetto di intervento ricade all'interno della perimetrazione delle aree sottoposte a vincolo per scopi idrogeologici ai sensi della L.R. 45/89 (R.D. 30/12/1923 n.3267).

2.2.3 ALTRI VINCOLI

L'area ricade nel Sito di Importanza Comunitaria (SIC) IT1110049 “Les Arnaud e Punta Quattro Sorelle” tutelata dalle Direttive Comunitarie 92/43CEE “Habitat” e 79/104CEE “Uccelli”.

3 CARATTERISTICHE DEL PROGETTO

3.1 FINALITÀ DELL'OPERA

La necessità di realizzare il vallo oggetto del presente progetto è divenuta urgente ed indifferibile anche in seguito alla frana di crollo verificatasi in data 21 maggio 2010, in cui un elevato numero di massi anche di grandi dimensioni staccatosi dal soprastante versante delle Rocce del Rouas, superando e travolgendo le opere di difesa preesistenti, ha invaso l'area al piede del versante, spingendosi fino sul ciglio sinistro della Dora di Melezet, invadendo la strada provinciale, aree pertinenziali e demolendo/danneggiando fabbricati esistenti, ponendo così in serio rischio l'incolumità pubblica.

Tali fenomeni di crollo sono storicamente noti e già oggetto di approfondimenti e studi specialistici fin dagli anni '70, data dalla quale si sono registrati, o meglio sono ricordati, un certo numero di eventi significativi, talora gravi, di crollo di porzioni di roccia dal pendio soprastante, con interessamento della S.P. 216 e di settori circostanti dove sono presenti anche edifici turistici.

L'evento del maggio 2010 ha coinvolto un volume di roccia stimato di almeno 2000 m³, i cui elementi sono arrivati alla sede stradale della S.P. ed hanno gravemente danneggiato alcune infrastrutture. Tutti gli edifici posti alla base del pendio, così come la stessa viabilità provinciale che collega la bassa valle alla Valle Stretta ed al Colle della Scala, sono in questo momento in una condizione di grave pericolo latente e pertanto inagibili per Ordinanza Sindacale.

A seguito di tale evento, l'Amministrazione Comunale di Bardonecchia, con determina n. 185 del 20 settembre 2010, ha affidato al Consorzio Forestale Alta Valle Susa l'incarico per la redazione di uno studio geomeccanico del versante sinistro del Torrente Dora di Melezet.

Il CFAVS a sua volta ha dato incarico alla Dott. Geol. Laura Turioni, appartenente al Consiglio Nazionale delle Ricerche, Istituto di Ricerca per la Protezione Idrogeologica di Torino, della redazione dell' *“Analisi storica e geomorfologica del versante sinistro del torrente Dora di Melezet interessato dalla frana del 21 maggio 2010”*, e al Dott. Geol. Dario Fontan di Sea Consulting srl di Torino, della *“Relazione geologica e simulazioni numeriche”*.

Nell'ambito di tale contesto il Comune di Bardonecchia con lettera prot. n.13674 del 10/10/2011, ha comunicato a SITAF S.p.A., soggetto proponente dell'opera " T4 Traforo del Fréjus: Galleria di Sicurezza diametro 8 m" , che, a seguito di una ricognizione del territorio comunale , sono state rilevate una serie di criticità afferenti soprattutto alla viabilità (provinciale) e alla sicurezza e incolumità pubblica, chiedendo a SITAF di *“valutare la possibilità di riutilizzo del predetto materiale (in toto o in parte), previo accertamento delle caratteristiche di idoneità tecnico-ambientali dello stesso, per la costruzione di opere “individuate nella stessa lettera”*, in linea peraltro con le indicazioni in merito da parte di Regione Piemonte e Provincia di Torino circa l'opportunità di proseguire nell'iter per il riutilizzo del materiale in ambiti vicini all'area di intervento perseguendo l'obiettivo principale della minimizzazione del trasporto del materiale;

Il Comune di Bardonecchia, con delibera del C.C. n° 28 del 12/09/2012, recepiva e confermava la lettera d'intenti prot. n.13674 del 10/10/2011 individuando le aree critiche per le quali chiedeva a SITAF di valutare la possibilità di riutilizzo dello smarino della Galleria di Sicurezza del T4;

Il Comune di Bardonecchia, con delibera del C.C. n° 37 del 07/11/2012 approvava il protocollo d'intesa tra Regione Piemonte, Provincia di Torino, Comune di Bardonecchia e SITAF s.p.a. in ordine allo stoccaggio dello smarino dell'opera *“T4 Traforo del Frejus – Galleria di Sicurezza”*. In tale documento vengono confermati gli interventi previsti, che nello specifico sono:

- Messa in sicurezza dell'area a monte dell'abitato di Melezet e della SP 216 del Melezet (loc. Sacro Cuore), mediante la costruzione di un idoneo vallo paramassi;
- Miglioramento del tracciato della strada Bardonecchia-Rochemolles, attraverso il rimodellamento morfologico di parte del tracciato;

SITAF, recependo le istanze del Comune di Bardonecchia, ha predisposto appositi studi di fattibilità in merito alla possibilità di riutilizzo dello smarino per la realizzazione degli interventi indicati; è quindi stato predisposto uno specifico studio relativo alla costruzione di un vallo paramassi in loc. Sacro Cuore.

La realizzazione di un vallo paramassi in località Sacro Cuore della frazione Melezet, in comune di Bardonecchia (TO), ha la funzione di proteggere gli insediamenti abitativi e le infrastrutture esistenti (Strada Provinciale n. 216) dal rischio di frane di crollo dal versante montano soprastante, nonché di restituire alla destinazione urbanistica prevista dal PRGC (residenziale) un'area su cui è attualmente preclusa l'edificabilità a causa del predetto rischio di frana.

Musinet ha poi conferito incarico allo studio Tekne di Martina e Associati di espletare attività di supporto specialistico alla progettazione degli interventi.

3.2 ALTERNATIVE DI PROGETTO

Nel citato studio di fattibilità predisposto dal CFAVS, a seguito all'evento franoso del maggio 2010, sono state individuate diverse alternative progettuali di intervento.

Tale studio contempla le seguenti alternative:

Alternativa 1 Assenza di interventi

Alternativa 2 Completamento dell'argine esistente

Monitoraggio strumentale in parete delle principali lame e del pilastro

Mantenimento dell'attuale argine provvisorio e della viabilità provvisoria

Alternativa 3 Completamento dell'argine esistente

Monitoraggio strumentale in parete

Mantenimento dell'attuale argine in terra e della viabilità provvisoria

Ancoraggio della scaglia a ferro di lancia e della placca

Alternativa 4 Completamento dell'argine esistente

Monitoraggio strumentale in parete

Mantenimento dell'attuale viabilità provvisoria

Ancoraggio della scaglia a ferro di lancia e della placca

Realizzazione di nuovo argine in terre armate lungo m 270 sul sedime della SP

Alternativa 5 Completamento dell'argine esistente

Monitoraggio strumentale in parete

Ancoraggio della scaglia a ferro di lancia e della placca

Realizzazione di nuovo argine in terre armate lungo m 270 sul sedime della SP

Realizzazione di galleria stradale a protezione della SP

Alternativa 6 Realizzazione di nuovo argine in terra al piede del versante lungo 650 ml

Realizzazione di opere complementari (raccolta acque, drenaggi, deviazione bealera irrigua e acquedotto)

Deviazione parziale della SP 216

E' stata prescelta l'alternativa 6, di seguito illustrata.

3.3 CARATTERISTICHE DEL PROGETTO

Gli studi geologici propedeutici alla progettazione del vallo paramassi hanno fornito i parametri gli elementi di ingresso necessari per la definizione della tipologia ed il dimensionamento dell'opera.

Il vallo paramassi in località Sacro Cuore a Melezet consiste nell'elevazione di un rilevato in terra composto dallo smarino proveniente dallo scavo della galleria di sicurezza del tunnel del Frejus T4, della lunghezza di 650 ml e per complessivi 192.890,40 mc di materiale.

Tale rilevato è previsto in sinistra orografica del T. Dora di Melezet e si estende tra il piede del versante e la strada provinciale SP216 poco a monte del concentrico di Melezet.

Il rilevato avrà una sezione trapezia e si immergerà con gradonature sul versante di massimo 2,00 m di altezza composte di strati di massimo 0,50 m di altezza. Avrà altezza lato monte di 6 m e lato valle DI circa 20 m; in testa sarà largo 3,00 m e alla base avrà una larghezza variabile da 15 a 40 m.

La scarpata del rilevato lato di monte è eseguita con terre rinforzate a 70°. Le terre rinforzate sono costituite da moduli di 0,60 m di altezza e 4,00 m di larghezza per un'altezza complessiva massima della scarpata di 6,00 m.

Sempre lato monte è prevista la realizzazione di una pista della larghezza compresa tra 4,00-5,00 m con funzione di accesso per opere di manutenzione al vallo e di contenimento di materiale lapideo franato. Sul lato di monte della pista è prevista la posa di una canaletta drenante costituita da un cassonetto di ghiaia vagliata al cui interno è collocata una tubazione drenante Ø 315 mm.

La scarpata di valle ha una pendenza i 32° compatibile in assoluta sicurezza con la stabilità della scarpata.

In corrispondenza del tratto compreso tra le sezz. 4 e 12, per complessivi 80 ml, è prevista la realizzazione di un'opera di sostegno della scarpata che consente di ridurre l'impronta a terra sul rilevato, trattasi di terre rinforzate di altezza massima 6,00 m avente analoghe caratteristiche di quelle lato monte.

Per l'intera lunghezza del vallo lato valle è prevista la realizzazione di un nucleo a granulometria selezionata per filtro rovescio con funzione drenante avente sezione trapezia di 7,50 m alla base, 1,50 m alla sommità e altezza 2,00 m. Tale nucleo drenante sarà ricoperto di materiale terroso e quindi non sarà visibile. Al piede del rilevato è posta una canaletta prefabbricata a sezione trapezoidale in cls con sottostante cassonetto riempito con ghiaia e contenente una tubazione drenante Ø 315 mm.

In corrispondenza delle sezz. 4-8, laddove il piede del vallo è sostenuto dalla terra rinforzata, il nucleo drenante diventa uno strato drenante largo 8,00 di cui i 5,00 m con spessore di 0,30 m e i 3,00 esterni con sezione trapezia. Sarà costituito di ciottoli con diametro variabile compreso tra 10 e 30 cm e ingloberà la tubazione drenante Ø 315 mm.

Il progetto del vallo paramassi comprende la realizzazione di opere complementari: un sistema di drenaggio, la raccolta acque superficiali, la deviazione di una bealera irrigua e di una tubazione dell'acquedotto, lo spostamento della S.P. 216.

Sistema di drenaggio e di raccolta acque superficiali

Per l'intera lunghezza del vallo lato valle è prevista la realizzazione di un nucleo a granulometria selezionata per filtro rovescio con funzione drenante avente sezione trapezia di 7,50 m alla base, 1,50 m alla sommità e altezza 2,00 m. Tale nucleo drenante sarà ricoperto di materiale terroso e quindi non sarà visibile. Al piede del rilevato è posta una canaletta prefabbricata a sezione trapezoidale in cls con sottostante cassonetto riempito con ghiaia e contenente una tubazione drenante Ø 315 mm.

In corrispondenza delle sezz. 4-8, laddove il piede del vallo è sostenuto dalla terra rinforzata, il nucleo drenante diventa uno strato drenante largo 8,00 di cui i 5,00 m con spessore di 0,30 m e i 3,00 esterni con sezione trapezia. Sarà costituito di ciottoli con diametro variabile compreso tra 10 e 30 cm e ingloberà la tubazione drenante Ø 315 mm.

Sul lato di monte della pista è prevista la posa di una canaletta drenante costituita da un cassonetto di ghiaia vagliata al cui interno è collocata una tubazione drenante Ø 315 mm.

Sulla scarpata di valle è prevista la realizzazione di un sistema di raccolta delle acque superficiali costituito da canalette ad embrice in cls, larghe 40 cm e profonde 15 cm, abbinate a palificate semplici poste a valle degli embrici, disposte a lisca di pesce per una lunghezza complessiva di circa 2240 m. Il sistema di raccolta acque confluisce in canalette di raccolta poste secondo la linea di massima pendenza che recapitano le acque alla canaletta al piede.

Lo scarico finale avviene in 3 punti con scarico nel T. Dora di Melezet con tubazioni in cls Ø 800 mm di lunghezza rispettiva di 25, 35, 146 m.

Deviazione della bealera irrigua e della tubazione irrigua

Il vallo in progetto interferisce con una bealera irrigua che corre al piede del versante per addurre acqua ai campi coltivati della conoide del Rio Fosse. Si prevede lo spostamento della bealera che avverrà attraverso la realizzazione di una vasca di carico in cls con delle dimensioni di 4,90 m x 2,70 m in pianta e di 2,35 m di altezza con un setto interno di 1,00 m. Alla vasca confluirà la tubazione irrigua esistente e dalle due camere fuorisciranno, controllati da 2 paratoie, la tubazione di scarico Ø 315 mm PEAD e la tubazione irrigua Ø 215 PEAD PN10. Questa correrà lungo il piede del rilevato per tutta la lunghezza dello stesso fino a rilasciare le acque nel tracciato attuale della bealera con un pozzetto 1.20 m x 1.20 m x 1.20 m.

Si prevede altresì di deviare la tubazione acquedotto esistente con la posa di una tubazione Ø 215 PEAD PN10.

Spostamento della S.P. 216

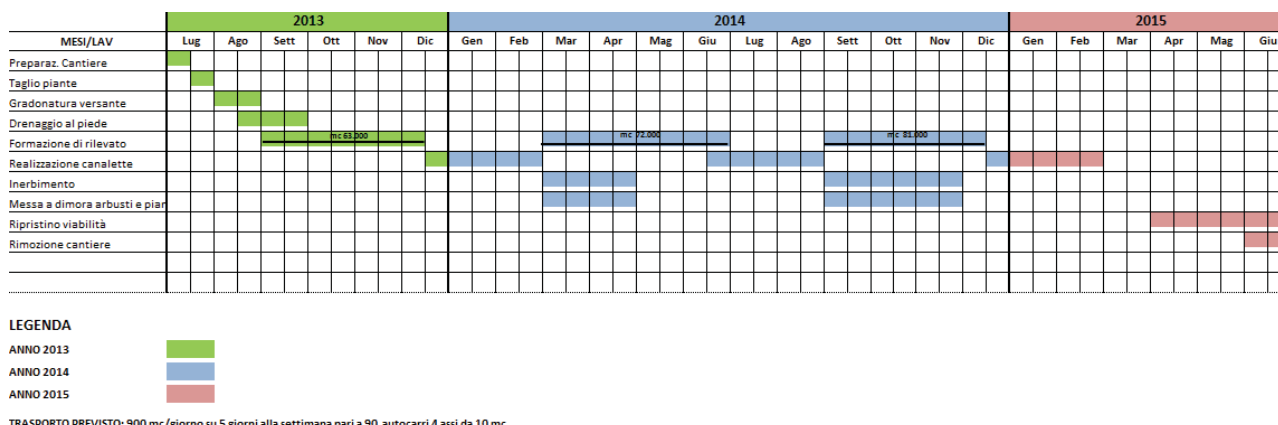
Tra le sezz. 7 e 24 è necessario traslare verso valle di massimo 7 m un tratto di circa 260 m dell'attuale tracciato della S.P. 216.

Si provvederà quindi alla formazione del nuovo asse stradale con un pacchetto costituito da 30 cm di fondazione in misto stabilizzato, 15 cm di tout venant, 4 cm di binder e 3 cm di tappetino d'usura per una larghezza di 10 m circa.

Il tracciato stradale attualmente chiuso al traffico verrà riaperto e verrà ricostituito il tappetino di usura.

3.4 CANTIERIZZAZIONE E CRONOPROGRAMMA

Si prevede che la realizzazione del vallo si sviluppi su un arco temporale di 2 anni in cui i movimenti terra si completeranno entro il 2014. Il cronoprogramma lavori tiene conto della necessità di sospendere i lavori nei periodi di maggiore affluenza turistica cioè nei mesi di luglio ed agosto e da metà dicembre a fine febbraio. In relazione all'eventuale fermo biologico si ritiene prioritario completare l'opera di messa in sicurezza in tempi più brevi rispetto al prolungamento degli stessi; ciò anche in relazione al fatto che l'area interessata dai lavori è contigua all'abitato quindi già ampiamente esposta ad attività antropiche.



La realizzazione del vallo avverrà per 3 lotti di intervento studiati in modo da realizzare prioritariamente quelle opere che consentono una riduzione del rischio per i recettori antropici maggiormente esposti. Il lotto 1 comprende la realizzazione del vallo dalla sez. 12 a fine intervento (a valle) per un'altezza pari alla metà di quella di progetto del vallo. Questo è l'intervento che consente di ridurre il rischio alle abitazioni. Successivamente si procederà alla realizzazione del lotto 2 che prevede il completamento fino al raggiungimento delle altezze di progetto del vallo già realizzato con il lotto 1. Il lotto 3 prevede la realizzazione del tratto di vallo da inizio intervento (monte) alla sezione 12. Le opere di completamento verranno realizzate compatibilmente con l'avanzamento dei lavori di movimento terra. Le opere di recupero verranno realizzate in parte in funzione dell'avanzamento lavori e in parte al termine degli stessi. L'inerbimento verrà eseguito parallelamente ai movimenti terra di realizzazione dei lotti, nel rispetto della stagionalità; verrà poi completamente rieseguito al termine dei lavori. Ciò consente di stabilizzare la superficie del substrato tempestivamente, di rinverdire il paramento del vallo, con indubbi vantaggi estetico-percettivi, di apportare sostanza organica e biomassa al substrato favorendo l'aumento di fertilità dello stesso anche in funzione del futuro attecchimento delle piantine. Al termine dei lavori si procederà poi al rimboscimento; si è escluso il rimboscimento per lotti al fine di non danneggiare i giovani impianti.

L'accesso alle aree questo avviene agevolmente tramite la SP 216. Verrà realizzata poi la pista di accesso all'area di intervento su sedime del vallo costruito in pronto intervento. Il cantiere si svilupperà poi secondo il tracciato del vallo con un'occupazione laterale prevista in circa 10 m.

Al termine dei lavori è previsto il recupero delle superfici interessate dai lavori; se agricole (prati) si procederà al ripristino dell'uso ante-operam. Per la SP 216 è previsto il ripristino mediante fresatura e rifacimento del tappetino di usura, nel tratto dall'innesto sulla SS 335 al sito di intervento.

3.5 INTERVENTI DI RECUPERO E MITIGAZIONE

Il vallo verrà completamente rivegetato.

La scarpata di monte in terra rinforzata verrà inerbita a mezzo idrosemina potenziata.

Sulla scarpata di valle si prevede di realizzare dei moduli, profondi 1,00 m alti 0,50 m distanziati tra di loro 2,00 m, di terreno costituito da smarino miscelato con 1/3 del volume con compost di qualità con funzione ammendante e fertilizzante per un quantitativo di 0,1 mc/mq di superficie.

In tali moduli si prevede la messa a dimora delle piantine.

L'intera superficie della scarpata di valle verrà rimboschita con *Pinus sylvestris* con densità di 2500 piante/ha.

Alla base della scarpata di valle tra le sezz. 28 e 42 è prevista la realizzazione di un filare misto di *Acer pseudoplatanus* e *Fraxinus excelsior* posti a dimora con sesto 3 ml.

4 INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Il settore di intervento risulta localizzato nel territorio comunale di Bardonecchia, alla testata del bacino della Dora Riparia e del suo ramo vallivo laterale sinistro formato dalla Dora di Bardonecchia, più precisamente in sinistra idrografica rispetto al Torrente Dora di Melezet (detto anche Rio di Valle Stretta), a monte della località omonima nei pressi della antica cappelletta del Sacro Cuore.

La valle del T. Melezet si sviluppa a monte dell'abitato di Bardonecchia, dapprima orientata all'incirca NNE-SSW, successivamente, dopo una brusca deviazione di circa 90°, in direzione NW fino alle pendici del Monte Tabor in territorio francese. Tali orientazioni risultano corrispondere a quelle di principali sistemi di discontinuità strutturale di importanza regionale (faglie e contatti tettonici).

Essa rappresenta una delle quattro incisioni vallive principali, insieme a quelle dei valloni di Rochemolles, della Rho e del Frejus, che costituiscono la testata del sottobacino della Dora di Bardonecchia, importante affluente di sinistra della Dora Riparia nella alta Val di Susa, in cui va ad immettersi in corrispondenza dell'abitato di Oulx.

Il settore di interesse appare localizzato in sinistra idrografica della Dora di Melezet, coinvolgendo le pareti rocciose delle Rocce del Rouas e le associate falde detritiche poste alla base del pendio, oltre al settore di fondovalle di natura alluvionale torrentizia su cui sono presenti la S.P. 216, l'antica strada comunale Bardonecchia–Melezet, ed il settore attualmente edificato posto a monte della Cappella del Sacro Cuore.

Tale settore, compreso tra la base del pendio in sinistra idrografica ed il greto del torrente, corrisponde ad un settore di fondovalle di origine alluvionale, che si raccorda piuttosto bruscamente con il versante laddove termina la falda detritica derivante dal progressivo disfacimento della soprastante parete rocciosa.

Il settore che sarà sede dell'intervento di protezione nei confronti dei fenomeni di caduta massi corrisponderà appunto alla fascia di raccordo posta alla base della falda detritica, coinvolgendo nella sua porzione NE il settore a tergo della S.P. 216 e nella porzione SW, a monte delle villette residenziali, la stessa sede stradale ed il pianoro di natura alluvionale, in assenza di un adeguato spazio disponibile alla base del pendio detritico-roccioso.

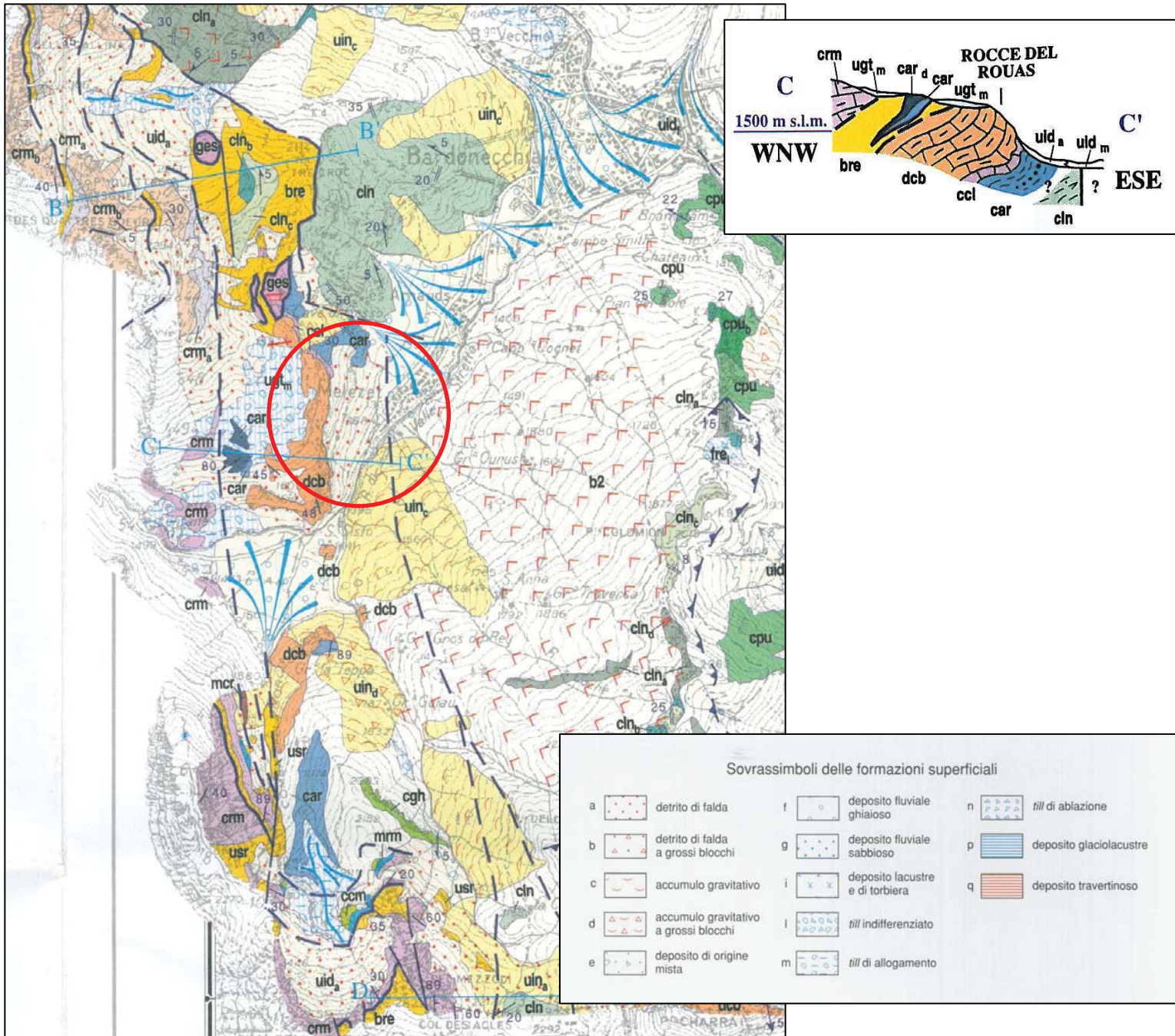
4.1 DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

Per la redazione della presente relazione si è fatto ricorso, oltre a rilievi e prove dirette di terreno, ad un'analisi multitemporale di fotografie aeree ed al seguente materiale bibliografico:

- “Analisi storica e geomorfologica del versante sinistro del torrente Dora di Melezet interessato dalla frana del 21 maggio 2010” redatto dalla Dott.sa Laura Turconi, e “Relazione geologica e simulazioni numeriche” redatta dal Dott. Geol. Dario Fontan di Sea Consulting srl di Torino, nell'ambito delle proposte di intervento condotte a cura del Consorzio Forestale Alta Valle Susa - gennaio 2011;
- Allegati geologici della Nuova Variante di PRGC, redatti dal Dott. Geol. E. Zanella e dal Dott. Geol. P. Leporati;
- Carta geologica d'Italia in scala 1:50.000, Foglio 153 Bardonecchia;
- Studio “Interventi di protezione contro la caduta massi in loc. Sacro Cuore a Melezet”, redatto dal Dott. Geol. E. Zanella nel giugno 1999.

Come si può osservare dai documenti bibliografici raccolti e dalle osservazioni dirette, l’area in oggetto ricade in uno stretto fondovalle alluvionale di forma triangolare compreso tra l’unghia di un vasto, potente e antico accumulo di paleofrana in destra idrografica, completamente formato e stabilizzato, e una estesa falda di detrito in sinistra idrografica proveniente dalla parete in roccia soprastante delle Rocce del Rouas (dorsale meridionale delle Quattro Sorelle).

Verso valle, questo modesto fondovalle alluvionale formato dalla Dora di Melezet appare costretto e sbarrato dall’ampio apparato di conoide alluvionale e di deiezione generato dal rio Fosse, proveniente dalla bastionata rocciosa in fortissimo dissesto idrogeologico presente in sinistra orografica, a valle (in direzione Nord) del settore di maggiore interesse per il presente studio.



Carta geologica d’Italia in scala 1:50.000 - Foglio 153 Bardonecchia, con sezione C-C'

4.2 ASSETTO GEOLITOLOGICO REGIONALE

La porzione di territorio alpino sottesa dal bacino idrografico della Dora Riparia - Dora di Bardonecchia e dai suoi rami minori affluenti, al cui interno è localizzata l'area oggetto del presente studio, corrisponde all'areale di affioramento d'una potente pila di rocce metamorfiche di età Mesozoica, appartenenti al gruppo litologico del cosiddetto "Complesso dei Calcescisti con Pietre Verdi" (recentemente distinta localmente in Unità tettonostratigrafica del Lago Nero), avente un assetto strutturale locale grossomodo monoclinale, ma in realtà rappresentato da una struttura costituita da una sinclinale coricata, con piano assiale immergente verso WNW.

Ad est, la formazione dei calcescisti si sovrappone a bancate d'altre rocce "cristalline" (dolomie e quarzoscisti) del Mesozoico inferiore (Trias), che a loro volta avviluppano l'ellissoide gneissico di età pre-secondaria del gruppo montuoso dell'Ambin.

Verso ovest (ovvero in corrispondenza del settore di maggiore interesse ai fini del presente studio), i calcescisti s'immergono sotto un fascio di pieghe fagliate ad assi orientati NNW-SSE, costituite da litotipi triassici prevalentemente calcareo-dolomitici con al nucleo delle strutture anticlinali terreni filladico-arenaceo-conglomeratici del Paleozoico Superiore, attraverso contatti di tipo tettonico.

Nel settore di interesse, al di sotto di una copertura quaternaria di tipo detritico ed alluvionale di consistente spessore, il substrato roccioso costituito dalla formazione dei calcescisti si immerge verso ovest al di sotto delle formazioni di tipo calcareo dolomitico costituenti la parete rocciosa da cui avviene il distacco.

La formazione più sviluppata è quella del Trias medio-superiore, rappresentata dal termine "dolomia passante a calcareo magnesiaco": la dolomia si ritrova fossilifera, grigia, a tessitura microgranulare, in banchi potenti (facies brianzonese), oppure con tessitura subsaccaroide, netta stratificazione, di colore chiaro, con giunti a spalmature micacee e con passaggi a calcescisti (facies piemontese), in ogni caso fittamente reticolata da litoclasti calcitiche.

Spesso le dolomie includono lenti di anidrite e di gessi, saccaroidi, candidi, intorno alle quali la roccia è trasformata in carniola, brecciata, cariata, d'aspetto tufaceo e di colore rossastro. Banchi di gessi e carnioli risaltano per la loro vistosa colorazione (e per la loro degradazione superficiale) sulle pareti della Valle Stretta e alla testata della Val Melezet.

Alla sommità della serie stratigrafica triassica (Retico) compare un sottile livello di calcari più o meno magnesiaci, talora brecciati, fossiliferi, con giunti a spalmature ocracee (banchi nel passaggio dolomia-calcescisto nell'alta Val Melezet).

Concordano, stratigraficamente, con queste formazioni mesotriassiche quelle del Trias inferiore, con litotipi rappresentati da quarziti subsaccaroidi a sottili e distanziati letti muscovitici paralleli, localmente passanti alla base ad anageniti (a facies brianzonese).

Come si osserva per tutto il fianco destro della Valle Stretta, alle quarziti triassiche sottostanno direttamente le formazioni terrigene del Permo-Carbonifero, che vengono a giorno planimetricamente intercalate in due larghe fasce parallele, orientate in senso NW-SE.

4.3 ASSETTO GEOMORFOLOGICO LOCALE

La geomorfologia di questo settore montano, originariamente tipica di un ambiente che subì in epoche passate una fase di intenso modellamento glaciale, con genesi di forme meno aspre e blandamente ondulate ancora riconoscibili sugli alti versanti, presenta in corrispondenza delle aste torrentizie i caratteri di un evidente e marcato ringiovanimento, con formazione di profonde incisioni erosionali delimitate da scarpate subverticali, interrotte saltuariamente da incisioni minori che si sviluppano con direzione perpendicolare rispetto all'asta torrentizia principale ed isolano ristrette dorsali e speroni rocciosi.

La struttura profonda del settore circostante a quello strettamente di interesse risulta rappresentata, dal punto di vista geologico, da un basamento roccioso costituito in destra orografica da litotipi afferenti al cosiddetto "Complesso dei Calcescisti con Pietre Verdi", cioè da calcescisti o calcemicascisti, mentre in sinistra orografica sono invece presenti esclusivamente litotipi calcareo-dolomitici triassici, in facies brianzonese.

In sinistra il versante esposto verso est appare estremamente scosceso ed aspro, a formare alte pareti verticali laddove la roccia calcareo-dolomitica è più competente, interessato globalmente da fenomeni di crollo e di collasso gravitativo di porzioni più o meno notevoli di roccia, svincolate dai giunti di fratturazione esistenti. Nell'attivazione di questi fenomeni uno dei fattori predisponenti è sicuramente l'azione crioclastica, per cui i momenti più pericolosi risultano essere statisticamente quelli preinvernali e primaverili, ovvero quando il ghiaccio va a sciogliersi all'interno delle fratture svincolando di fatto le "saldature" invernali.

Alla base del versante la morfologia della falda detritica si raccorda gradualmente con la fascia subpianeggiante del fondovalle alluvionale del T. Melezet, costituita da sedimenti sabbioso-ghiaioso-conglomeratici localmente rielaborati in superficie dall'attività antropica.

Il deposito alluvionale è legato a fenomeni di alluvionamento torrentizio del fondovalle con processi di trasporto di massa fino a vere e proprie lave torrentizie (debris flows), che vengono innescate in concomitanza di eventi meteorici importanti, non necessariamente eccezionali, in un contesto idrodinamico ed idrogeologico di carattere prevalentemente erosionale. Si assiste così al verificarsi di successive e molteplici pulsazioni deposizionali, con formazione di accumuli di sedimenti anche molto consistenti ben presto nuovamente incisi ed asportati dalla successiva azione erosiva dei torrenti, caratterizzati da profili di fondo in forte disequilibrio (soprattutto alla testata) e con una elevata energia.

4.4 CARATTERIZZAZIONE DI DETTAGLIO DEL SITO DI INTERVENTO

Le pareti rocciose sovrastanti la S.P. 216 nel settore di interesse sono costituite da bancate calcareo-dolomitiche fortemente tettonizzate e fratturate, immergenti mediamente ad alto angolo verso W, che generano pareti e bastionate sub-verticali in evidente dissesto di tipo gravitativo essenzialmente per fenomeni di crollo e ribaltamento.

Alla base delle pareti rocciose esposte è presente una estesa falda di detrito generatasi in conseguenza dei fenomeni di dissesto, di spessore plurimetrico alla base del pendio, che si estende e si innalza per circa 150-200 m circa fin sotto le prime pareti rocciose e si interdigita alla base del pendio con i depositi di origine alluvionale del fondovalle.

I crolli, concentrati in alcuni settori più dissestati, di porzioni di roccia di varia dimensione hanno dato luogo alla formazione di estese falde alla base delle pareti ma anche di ripidi canaloni che interrompono la continuità della parete rocciosa. Si riscontra così la presenza di placche, lastroni, pilastri monolitici talora solo precariamente legati alle pareti incassanti e facile preda degli agenti disgregatori naturali, in primis i citati fenomeni crioclastici, ma anche le intense piogge.

Inoltre un elemento attivante i fenomeni di crollo può essere rappresentato dalle scosse sismiche, in grado di innescare il superamento della soglia di equilibrio delle precarie condizioni limite dei volumi rocciosi instabili. Non bisogna infatti considerare che il contesto locale risulta caratterizzato da una notevole attività neotettonica.

In corrispondenza del settore sovrastante gli esistenti edifici residenziali-turistici, interessato dal fenomeno parossistico del 2010, si riscontrano le condizioni geomorfologiche più preoccupanti, con possibilità di futuro innesco anche di crollo di porzioni elevate di roccia.

Il pendio, a partire dalla S.P. e fin sotto la barriera rocciosa, è costituito da un cono detritico attualmente non più boscato (contrariamente a quanto si osserva sulle fotografie scattate in

precedenza) il cui apice si insinua fin sotto un primo salto di roccia presente verso q. 1525. Da tale salto ha preso origine in crollo in massa avvenuto a maggio 2010.

Al di sopra di questo settore si apre una sorta di angusto anfiteatro a fondo roccioso molto ripido e ricoperto da placche di detrito di falda, chiuso da pareti subverticali con lastre e pilastri di roccia in posizione precaria.

Tutta la massa rocciosa si presenta in condizioni di intensa fratturazione e alterazione superficiale, soprattutto sul fianco destro dell'anfiteatro e al fondo, dove si ha la presenza di un grande monolito verticale. Nella formazione di volumi rocciosi instabili gioca un ruolo l'orientazione dei principali sistemi di discontinuità ed in particolare un fascio di giunti di faglia orientati concordemente all'orientazione del versante.

La genesi dell'anfiteatro è evidentemente legata ad un susseguirsi di frane di crollo nella porzione rocciosa sovrastante il primo salto di roccia, con scarico ai piedi di questo e formazione del cono sottostante fino alla base del pendio.

L'intensa fratturazione della compagine rocciosa se da un lato determina un facile attacco da parte degli agenti disagregatori dall'altro comporta però una frammentazione molto spinta delle porzioni rocciose coinvolte nel crollo, con formazione di abbondante detrito a pezzatura medio-piccola e pochi blocchi di volume superiore e 1-2 m³.

Ciò è direttamente riscontrabile dall'esame del materiale costituente il cono detritico e dalle tracce ancora individuabili sul terreno di fenomeni di crollo avvenuti anche in epoca recente.

La massima parte dei blocchi appare arrestata alla base del pendio mentre un numero subordinato di elementi lapidei risulta avere storicamente superato la strada.

Un altro settore che appare in grave dissesto è posto a monte del precedente, nel tratto dove attualmente sono presenti le recenti terre rinforzate costruite dalla Provincia di Torino a difesa della sede stradale, dove è presente un profondo canalino di scarico alimentato da pareti in roccia fortemente fratturate e degradate; una di queste fenditure attraversa il piccolo bacino di alimentazione in direzione all'incirca parallela all'esposizione principale del versante, isolando geometricamente una grossa porzione di roccia che comprende anche il settore di distacco precedentemente descritto.

Tale incisione, come si vedrà nel seguito, risulta essere sicuramente una delle direttrici di caduta massi preferenziale, unitamente al settore già oggetto del distacco avvenuto nel maggio 2010.

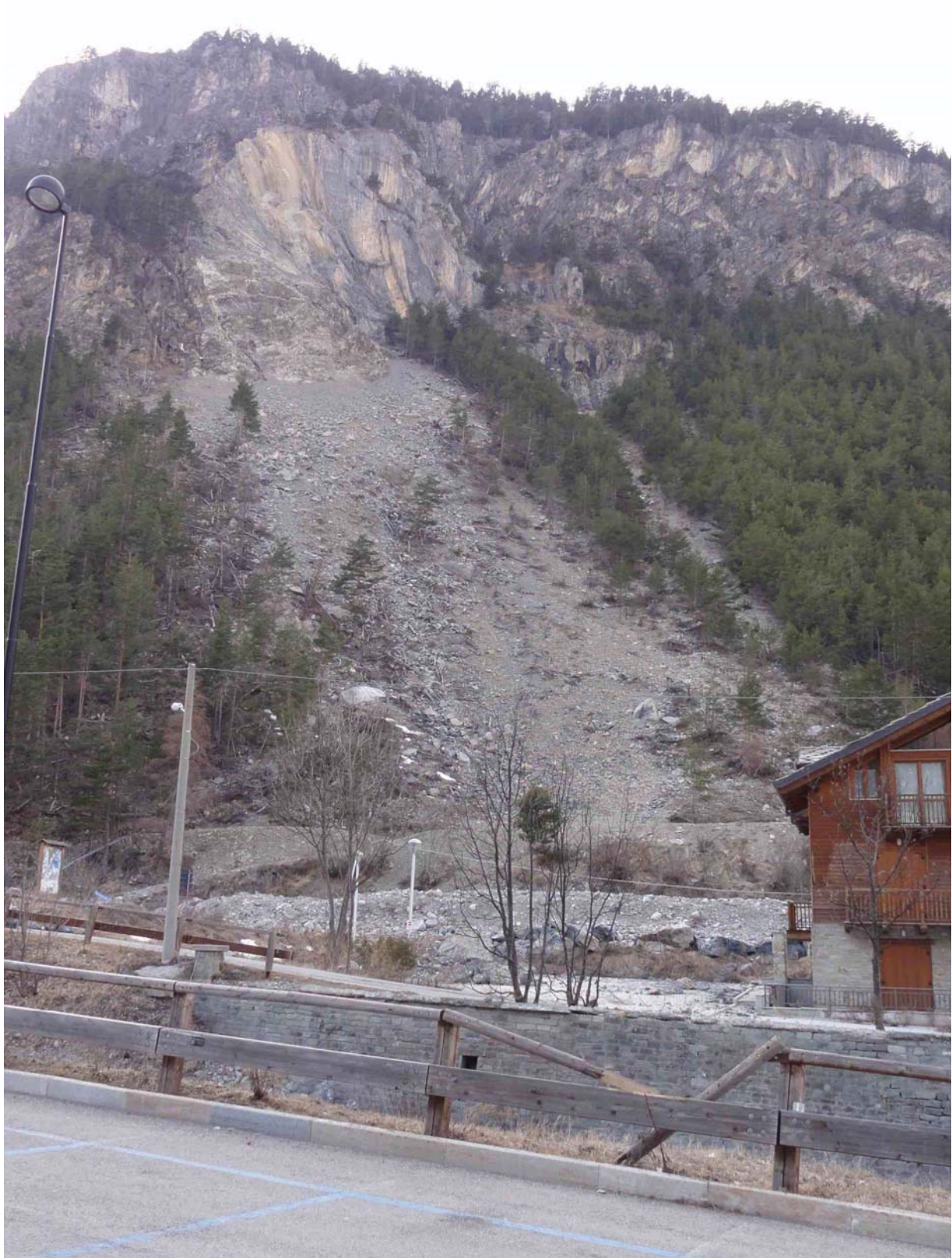
4.5 FENOMENI DI PERICOLO DA VALANGA

La ricerca della documentazione bibliografica esistente sull'argomento relativamente all'area oggetto di intervento ha evidenziato l'assenza di fenomeni valanghivi storicamente noti.

La Carta delle Valanghe in scala 1:25.000 facente parte delle indagini geomorfologiche a supporto della Variante Generale di PRGC di Bardonecchia, redatta dai Dott. Geol. E. Zanella e P. Leporati, non segnala infatti l'esistenza di alcuna fenomenologia di questo tipo in corrispondenza dell'area in cui è previsto il PEC, e nemmeno in un intorno significativo, come si può osservare nello stralcio cartografico allegato a fine testo.

Tale documento ufficiale è stato prodotto tenendo conto delle fonti scientifiche esistenti, che per l'area di interesse sono rappresentate dalla "Carta di localizzazione probabile delle valanghe" della REGIONE PIEMONTE e dall'"Archivio storico-topografico delle valanghe italiane" (Provincia di Torino) a cura di Capello C.F.

Si evidenzia, in ogni caso, che l'opera in progetto ha una funzione di protezione anche nei confronti di tali tipologie di fenomeni.



Settore interessato dal crollo maggio 2010

4.6 ANALISI FENOMENI DI CADUTA MASSI

La presente analisi parte dalle recenti analisi geologiche prodotte a seguito dell'evento di dissesto del maggio 2010, estendendo le necessarie valutazioni sulle condizioni di pericolosità e rischio a tutta la porzione di versante denominato "Rocce del Rouas" nel tratto compreso tra le ultime abitazioni di Melezet, e la stretta morfologica posta a valle di Pian del Colle, all'incirca dove ora terminano le terre armate realizzate con lo scopo di proteggere la viabilità provinciale, al fine di fornire le necessarie indicazioni al progettista e valutare la validità ed efficacia dell'opera in progetto.

Deve infatti essere innanzitutto osservato che l'evento del 2010 ha mobilitato volumi di roccia di dimensioni ben superiori a quelle previste nelle simulazioni utilizzate per il dimensionamento delle barriere paramassi e degli argini preesistenti all'evento.

Considerando la storia dei fenomeni di instabilità della parete delle Rocce del Rouas, è stata ipotizzata negli studi anzidetti una possibile evoluzione dei processi gravitativi con distacchi lungo l'intera estensione della parete (da Pian del Colle a Melezet) di massi di medie dimensioni e di fenomeni parossistici di rock avalanche.

Le verifiche condotte hanno pertanto ipotizzato sia distacchi di blocchi singoli, possibilmente anche di elevate dimensioni, le cui traiettorie sono state studiate con appositi software in 2D e 3D, ma anche fenomeni di crollo in massa di porzioni di parete rocciosa, analizzati mediante metodologia 3D, processi che appaiono coerenti con il particolare contesto geologico strutturale che verrà illustrato nel seguito.

Per maggiori dettagli si rimanda comunque alla relazione geologica e di simulazione caduta massi, allegata al presente progetto.

4.7 SIMULAZIONE CADUTA MASSI

Lo studio in oggetto, redatto con la collaborazione specialistica della Società AG3 srl, Spin Off dell'Università di Torino presso il Dipartimento di Scienze della Terra, prende innanzitutto spunto dalla perizia di SEA Consulting di Torino, eseguita a seguito della frana del 2010, in quanto la zona oggetto dello studio è la stessa e le finalità, in ultima analisi, risultano anche le medesime.

A tal scopo si è partiti dalla verifica, con metodi e strumenti diversi da quelli utilizzati nello studio precedente, per ricostruire oltre alla situazione verificatasi nel 2010 anche una potenziale instabilità generalizzata sul tratto di strada attualmente dismessa dalla Provincia. Tutto ciò al fine di dimensionare le necessarie opere di mitigazione dal rischio di caduta massi ed in particolare per il dimensionamento di un vallo e rilevato paramassi a protezione della strada e delle abitazioni.

L'assunzione dei dati della perizia SEA a nome del collega Dario Fontan si è resa tanto più necessaria in quanto le tempistiche per la realizzazione dello studio geologico e dello stesso progetto (mese di dicembre 2012) non hanno permesso un sopralluogo diretto dei luoghi sede dell'innesco delle cadute massi, e, pertanto, le dimensioni dei massi potenzialmente instabili e le loro localizzazioni sono state desunte solo da dati fotografici, di letteratura e da speditivi sopralluoghi compiuti all'inizio del mese di dicembre 2012, quando già il terreno risultava parzialmente coperto da neve e di difficile ispezione.

Pertanto sono stati presi per buoni da suddetta relazione gli studi inerenti la definizione del blocco potenzialmente instabile di riferimento, la sua posizione e lo studio dei punti di arresto. Da tale base, con strumenti differenti, sono stati ricalcolati i tragitti più probabili percorsi dai potenziali massi instabili e si sono verificate le conclusioni del suddetto studio.

A questo punto i parametri desunti per questa sezione di taratura sono stati estrapolati al resto del versante attraverso l'analisi di 14 traiettorie. Per ognuna sono stati definiti i punti di arresto, le

altezze dei rimbalzi e le energie in gioco, il tutto al fine di dimensionare correttamente le opere di protezione.

Lo studio è stato impostato su un'analisi di tipo probabilistico, dimensionando le opere sul concetto del rischio residuo. Per scelta, si è deciso di dimensionare tutte le opere sul 99,5% della popolazione analizzata (attivando sempre 1000 cadute), tagliando la coda dello 0,5%, assunzione che rappresenta le situazioni decisamente più improbabili, caratterizzate da valori decisamente superiori alla norma.

4.7.1 RISULTATI

Lo studio della caduta massi bidimensionale è stato inizialmente impostato su 14 sezioni, definite sulla base dei possibili punti di distacco e sui relativi tracciati ipotetici. Dopo una prima serie di ipotesi, si è proceduto sistematicamente su 7 sezioni (quelle dispari) in quanto il pendio non mostrava particolari conformazioni ed era possibile ipotizzare delle traiettorie essenzialmente rettilinee senza alterare sostanzialmente il risultato dell'analisi.

Sistematicamente sono stati utilizzati sempre gli stessi tipi di materiali desunti dalla back analysis e sempre le stesse probabilità di presa in riferimento ai vari parametri in gioco: dimensioni del blocco, variabilità del profilo topografico, R_n , R_t , coef. di attrito. In ogni simulazione sono stati "buttati" 1000 massi ed individuate le relative traiettorie: inoltre sono stati forniti come output anche le distanze diagrammate dei punti di arresto, le altezze di rimbalzo e le energie cinetiche dei blocchi in corrispondenza del rilevato di progetto. Infine sono state diagrammate anche gli involucri delle energie cinetiche raggiunte dai blocchi sull'intero tragitto.

Tutte le analisi sono riportate in allegato alla relazione geologica di progetto.

Ogni scheda (di 4 pag cad.) contiene:

1. tabulato con settaggio del modello, materiali utilizzati, punti di distacco e caratteristiche del masso;
2. traccia della sezione con materiali utilizzati;
3. traiettorie dei 1000 massi della simulazione;
4. grafico dei punti di arresto;
5. grafico delle altezze immediatamente a monte dell'opera in progetto;
6. grafico con le energie cinetiche sulla paratia interna del rilevato;
7. grafico con l'involuppo delle energie cinetiche durante l'intera traiettoria.

Per ogni sezione sono state fatte più simulazioni, ipotizzando vari punti di partenza: sono state scelte sempre le ipotesi più pessimistiche, quelle cioè in cui i massi raggiungevano le distanze maggiori.

Qui di seguito si riporta le seguenti tabelle schematiche, in cui si riportano il n. di blocchi che si fermano in corrispondenza del vallo di progetto prima e dopo la sua realizzazione, nonché le energie cinetiche in gioco sempre in questo punto rispettivamente con i valori più comuni (probabilità entro il 98% della popolazione) e con valori di probabilità ancora statisticamente significativi (< 99%) ma decisamente poco probabili. Da questi risultati si possono desumere le seguenti considerazioni:

- In tutte le situazioni il vallo riduce sostanzialmente il numero di blocchi che possono raggiungere strada e abitazioni, fino a raggiungere un rischio residuo massimo pari al 2,2% del numero totale di massi proiettati sulla sez. 7;
- Lungo le sezioni 3-4 e 7 esiste un rischio residuo che comunque è inferiore al 95% indicato negli Eurocodici in materia;

- In tutti i casi i punti di arresto dopo la realizzazione del vallo corrispondono ad una accorciamento della traiettoria, talvolta in modo sostanziale (sez. 5-7-9-11 e 13);
- Le energie di impatto sulla parete interna del rilevato paramassi in genere si attestano a valori inferiori ai 4000 kJ (98% della popolazione);
- Non è possibile però escludere che massi ad elevata energia e bassa probabilità di accadimento (meno dell' 1% delle simulazioni) impattino sul lato interno del rilevato, con energie in gioco anche superiori ai 10.000 kJ (in particolare sez. 3-5 e 7).

n. sez.	Distanza Progr. Vallo [m]	n. blocchi attuale	n. blocchi progetto	Max arresto attuale [m]	Max arresto progetto [m]	E kin del 98% massi [kJ]	E kin del 99% massi [kJ]
1	/	/	/	244	244	250	250
3	245	323	9	280	277	2.800	9.200
5	350	749	2	419	415	3.750	11.250
7	325	491	22	420	374	1.250	8.750
9	410	441	0	465	401	3750	3750
11	460	306	0	520	456	2875	3.375
13	435	244	0	482	429	4050	4.350

Tabella 5 – Riassunto delle simulazioni di caduta massi.

Da tutto questo se ne deduce che la tipologia di opera paramassi è l'unica proponibile. Con le dimensioni di progetto assicura un notevole miglioramento della sicurezza di strada ed abitazioni, riducendo di molto i massi che potenzialmente possono colpire target sensibili. Non è comunque possibile indicare la zona come esente completamente da un rischio residuo di caduta massi, in quanto traiettorie non comuni e blocchi con volumi superiori di molto alla moda potrebbero scavalcarlo e giungere fino alle opere antropiche.

L'impiego del modulo r.droka ha permesso un'ulteriore verifica di efficacia del sistema di difesa passiva proposto. Il principale risultato è rappresentato dalle mappe di energia e velocità nelle condizioni attuali e di progetto proposte nelle tavole allegate.

I dati di ingresso sono i medesimi utilizzati per le simulazioni allo stato attuale: un angolo zenitale di 35° (ϕ), un peso del blocco di 27.000 kg, le coordinate di 4 punti di distacco e un fattore correttivo di 0,9.

I risultati mostrano come il vallo determini una netta diminuzione della propagazione verso valle dei blocchi rispetto allo stato attuale. Pur essendo confermata una pericolosità residua nel settore meridionale dell'area di studio dovuta alla possibilità di superamento del vallo da parte di alcuni massi, le energie e le velocità in gioco diminuiscono in misura significativa.

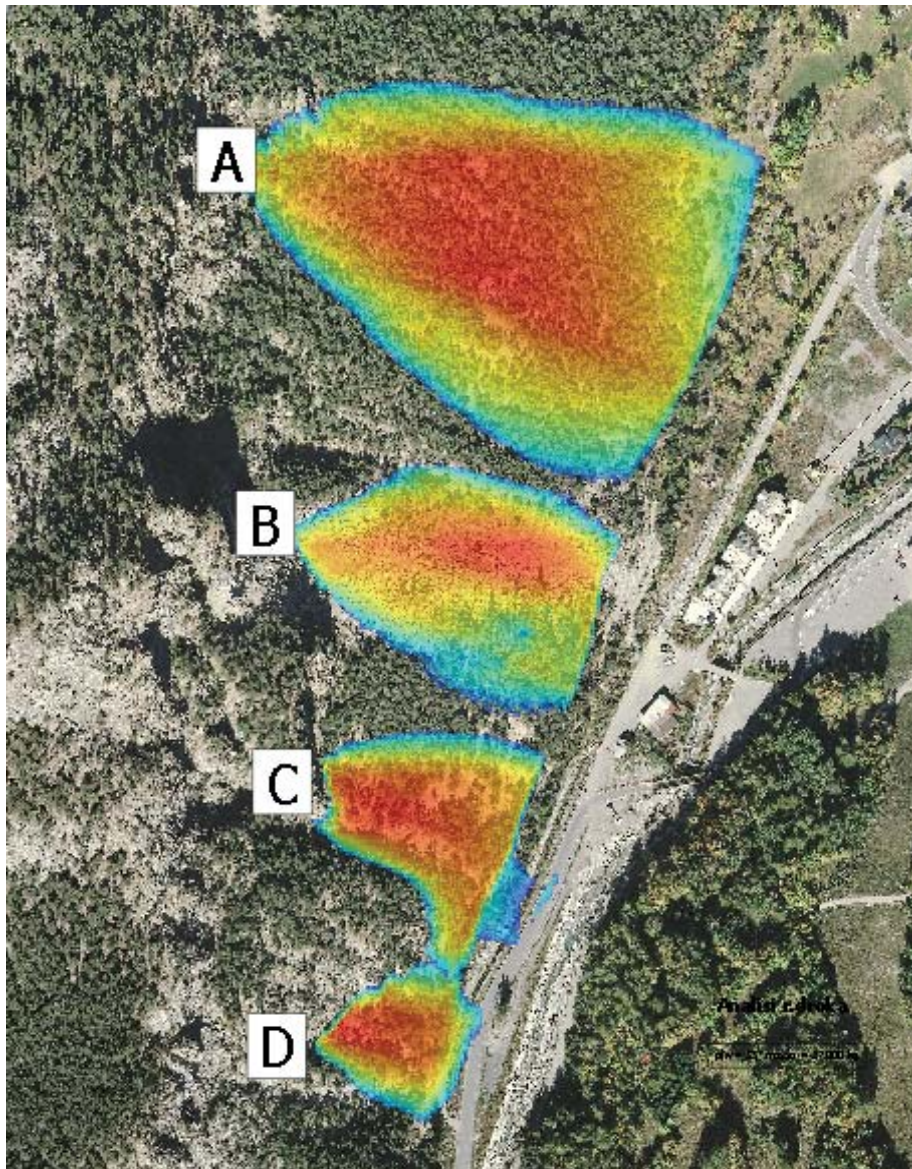


Figura 14: I punti di distacco utilizzati. Aree di invasione in presenza del vallo

Di seguito si riporta un grafico che mostra l'andamento dell'energia lungo una sezione (area sorgente C) sia allo stato attuale (colore blu) che in presenza del rilevato (colore rosso). In quest'ultimo profilo si vede una drastica diminuzione delle energie in prossimità della strada e si può notare l'influenza dell'opera sull'inviluppo delle energie. Il valore di energia cinetica massimo in corrispondenza del vallo si attesta nel range tra 3.000 kJ e 4.000 kJ ed è in linea con i risultati delle analisi condotte in campo bidimensionale.

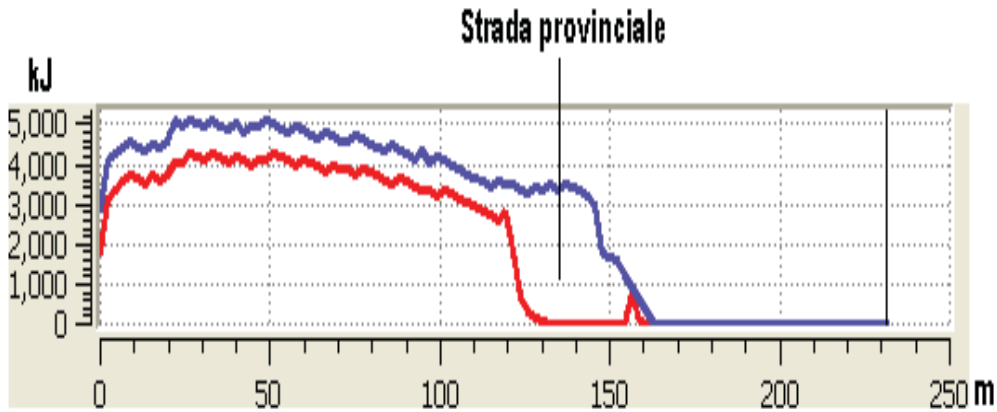
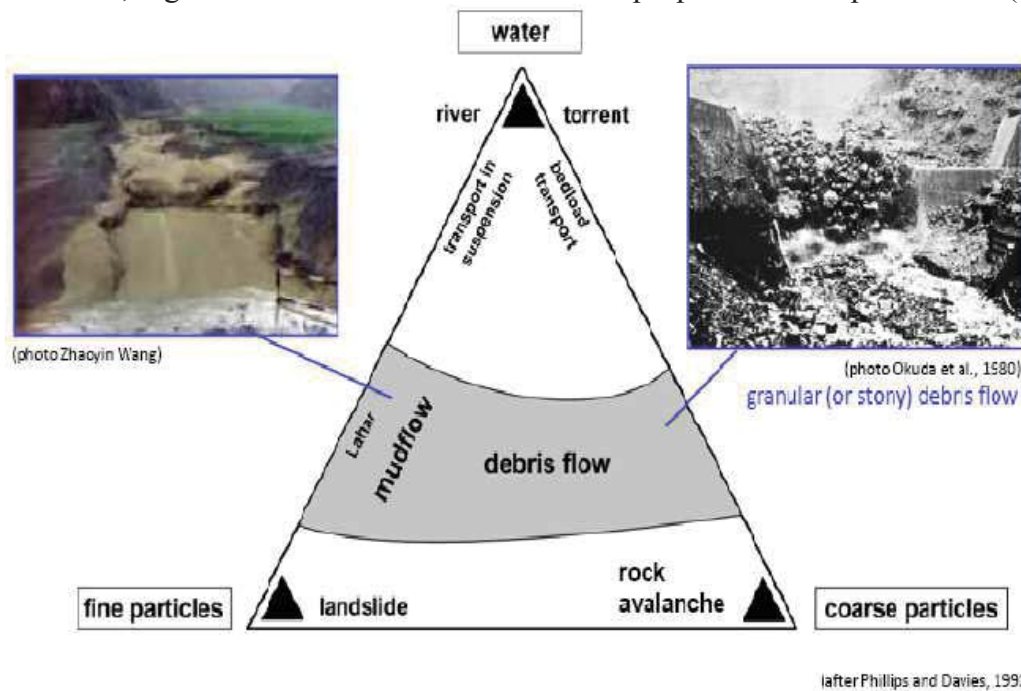


Figura 15: Andamento dell'energia cinetica lungo il profilo in presenza del vallo (rosso) o allo stato attuale (blu)

4.8 SIMULAZIONE ROCK AVALANCHE

Oltre all'analisi quantitativa dei fenomeni di caduta massi è stato effettuato anche uno studio riguardante l'eventualità che dalle pareti rocciose in oggetto possano staccarsi masse di roccia di maggiori dimensioni, possibilità peraltro suggerita dai rilievi geologici che è stato possibile eseguire nel mese di dicembre 2012, oltre che segnalata negli studi precedenti riguardanti l'evento 2010. Anche questa sezione è stata realizzata con la collaborazione specialistica della Società AG3 srl, Spin Off dell'Università di Torino presso il Dipartimento di Scienze della Terra.

Uno degli scenari presi in considerazione è quello del distacco in massa di un considerevole volume di roccia e della successiva propagazione verso valle (runout). Ipotizzando che la presenza di acqua sia ridotta e che non vi sia frazione fine, il processo gravitativo può essere inquadrato come quello del rock avalanche, seguendo lo schema di classificazione proposto da Phillips e Davies (1991).



Schema delle tipologie principali di flussi detritici

Il modello di simulazione impiegato è basato sul codice MassMov2D.

Hungr & Evans (1996), sulla base dell'analisi a ritroso di 23 valanghe di roccia con il modello di tipo continuo bi-dimensionale DAN, stabiliscono che le simulazioni che utilizzano le relazioni reologiche attritiva e Bingham sovrastimano sistematicamente le velocità osservate, mentre la reologia Voellmy è la più adeguata sia per la stima delle velocità che per quella relativa a lunghezza e spessore dei depositi. A partire da queste considerazioni e sulla base di analisi condotte in contesti geologici e geomorfologici analoghi la Voellmy è stata scelta come reologia per le simulazioni.

I parametri di ingresso sono stati stimati mediante back analysis dell'evento 2010 attraverso una procedura trial and error. In seguito sono state eseguite le analisi ipotizzando differenti volumetrie di distacco ed impiegando una base cartografica riferita alla condizione attuale e allo stato di progetto.

4.8.1 RISULTATI

Le simulazioni con il codice MassMov2d (v0.91) forniscono elementi quantitativi e soggettivi per la previsione degli effetti di un crollo in massa in termini di spessore, massimo avanzamento e velocità. Il codice implementa equazioni che simulano lo spandimento in massa, non è in grado di simulare i meccanismi di avanzamento tipici dei crolli (rimbalzo, rotolamento, scivolamento) trattati da codici lumped mass, né l'effetto combinato delle due tipologie di propagazione.

Negli ultimi anni la letteratura scientifica vede una costante crescita del numero di pubblicazioni sull'uso, il confronto e lo sviluppo di nuovi codici di calcolo per l'analisi del runout; l'interesse scientifico per la materia è vivo ed in continua evoluzione. L'importanza delle simulazioni di runout in ambito applicativo è chiara: permettono di prevedere la propagazione del materiale e di definire differenti scenari di pericolosità e di rischio nel territorio esaminato. Al momento i principali limiti riguardano l'incertezza dei dati di ingresso. Le prove sperimentali sono rare e la back analysis è l'unico strumento per la taratura dei parametri in grado di fornire una base di partenza sufficientemente solida. Si evidenzia che non necessariamente il comportamento reologico di due differenti meccanismi di rottura nella stessa area sarà il medesimo.

L'impostazione del problema è avvenuta ricorrendo ad una reologia di tipo Voellmy, per la quale era disponibile un numero maggiore di casi studio per la stima dei parametri. Il meccanismo di rottura ipotizzato è stato quello del rock avalanche, ipotizzando l'assenza di acqua. Si è tuttavia consapevoli che le volumetrie tipicamente coinvolte in un rock avalanche superano abbondantemente le centinaia/migliaia di metri cubi e si attestano intorno al milione di metri cubi. Nel caso in esame i volumi massimi sono di 10.500 mc e sarebbe forse più corretto classificare il processo più genericamente come crollo.

Prima di procedere alla taratura del codice sono stati generati i modelli digitali del terreno (DEM), la base cartografica ha permesso di mantenere un buon grado di dettaglio, con un passo delle celle di 2x2 metri. La terna di parametri che influenza in maniera più significativa il risultato è costituita dall'angolo di attrito basale, dall'angolo di attrito interno e dal coefficiente di turbolenza. Dopo alcuni tentativi sono stati scelti i valori che hanno meglio approssimato quanto avvenuto nel 2010.

Le simulazioni hanno considerato due differenti punti di distacco. Il primo coincide con il settore di versante interessato dall'evento 2010, in questo caso il volume della frana è stato posto pari a 3.400 mc e a 10.500 mc. Nel caso di distacco di 3.400 mc il vallo è in grado di contenere l'intero flusso detritico, mentre nel caso più catastrofico di 10.500 mc viene evidenziata la potenziale fuoriuscita di materiale per il superamento della capacità di invaso del rilevato in due punti. I volumi che si propagano oltre il rilevato sono in ogni caso ridotti e anche limitate sono le velocità del flusso a valle dell'opera.

Il secondo punto di distacco si trova nel settore meridionale dell'area di studio, dove è presente un canale morfologico attivo; qui è stata ipotizzata una volumetria di 2.000 mc. In questo caso l'area disponibile per la deposizione del flusso è molto più limitata, a causa delle condizioni di maggiore

acclività del pendio, e si assiste allo sversamento di materiale sulla viabilità sia nelle condizioni attuali che in presenza del rilevato. L'opera, tuttavia, riduce sensibilmente lo spessore del deposito finale e le energie in gioco.

Sulla base di quanto ottenuto, si ritiene che gli interventi in progetto contribuiscano a ridurre significativamente la pericolosità dell'area di studio rispetto a crolli in massa poiché determinano, in linea generale, una riduzione dei volumi e dell'avanzamento verso valle del flusso detritico.

Per quanto riguarda la zona di distacco 1, i risultati suggeriscono l'opportunità di introdurre opere di difesa passive aggiuntive atte a contrastare eventuali sversamenti di materiale non interamente trattenuto dal vallo nel caso di distacco di 10.500 mc. In alternativa si può anche pensare di procedere ad un'azione di disaggio preventivo delle masse instabili più voluminose, a seguito di valutazioni di terreno più dettagliate al momento non possibili.

Nel caso della zona di distacco 2 si ritiene opportuno un approfondimento volto a definire gli effettivi volumi instabili mobilizzabili in massa.

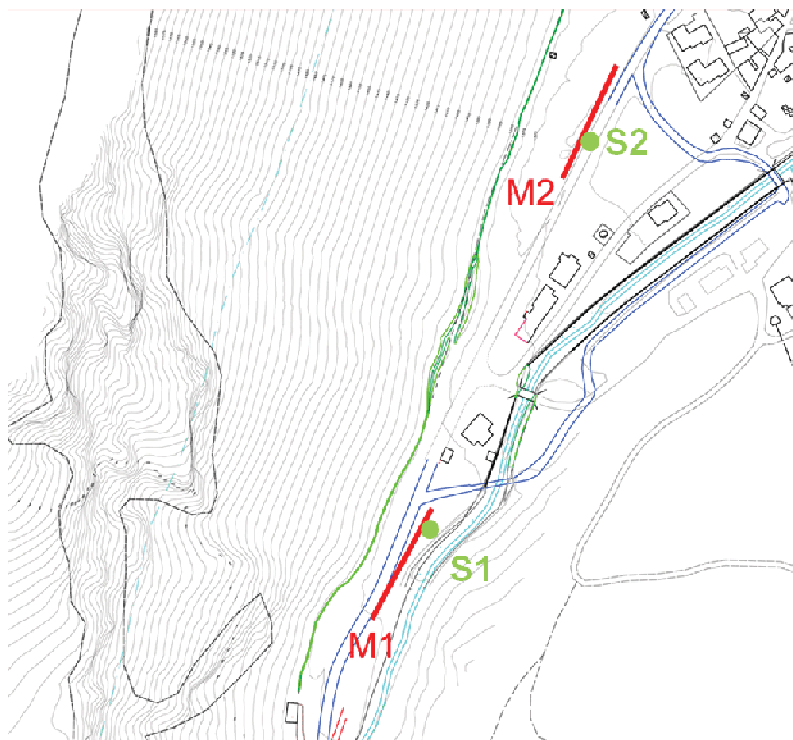
In senso generale può inoltre essere ipotizzabile installare un sistema di monitoraggio in continuo in parete.

4.9 INDAGINI GEOFISICHE

Per la caratterizzazione sismica del sito sono state eseguite delle prove geofisiche finalizzate alla definizione del comportamento dei terreni ed all'accertamento della eventuale presenza e profondità del substrato nell'area di interesse.

Le prove hanno evidenziato eccellenti caratteristiche del terreno di appoggio e l'assenza di substrato nei primi 30 m dal p. c.. almeno in corrispondenza dei siti di indagine posti sul fondovalle.

La relativa relazione tecnica di dettaglio delle indagini eseguite è allegata alla Relazione Geotecnica, parte integrante del progetto.



Ubicazione degli stendimenti eseguiti (M1, M2) e dei sondaggi eseguiti per il medesimo cantiere (S1, S2).

4.10 INDAGINI GEOGNOSTICHE

Ai fini della caratterizzazione litologico-stratigrafica, geotecnica e idrogeologica dei terreni di appoggio della nuova opera, sono stati effettuati 2 sondaggi a carotaggio continuo con prove SPT, in due punti ubicati in due aree significative dell'intervento laddove consentito dalle disponibilità delle aree e dalle possibilità di accesso, vista anche la presenza di neve al momento delle perforazioni.

I risultati dei due sondaggi, effettuati nei giorni 7/10 dicembre 2012, sono riportati per esteso negli allegati della relazione geotecnica.

Da tali prove si evince la presenza di uno spessore di materiale di riporto costituente la Strada Provinciale ed il terrapieno a lato del T. Melezet.

Al di sotto è presente terreno naturale in netta prevalenza di natura ghiaioso-sabbiosa con abbondanti ciottoli, dotati di buone caratteristiche geomeccaniche; nel sondaggio S2 si osserva peraltro la presenza di uno strato di circa 2 metri alla profondità di circa 8-10 dal p.c., costituito da limo debolmente sabbioso-ghiaioso, da poco a moderatamente addensato.

La falda acquifera appare posizionata, come peraltro avviene frequentemente in questi contesti vallivi, a quote decisamente inferiori rispetto alla quota di fondoalveo del torrente (10-15 m circa dal p.c.) che scorre, soprattutto rispetto al sondaggio S1, a modesta distanza.

Le prove SPT hanno evidenziato valori discreti intorno ai 30/40 colpi/piede, indicando un materiale dotato generalmente di buoni parametri geotecnici e discreto addensamento.

4.11 ANALISI DI LABORATORIO

Per ipotizzare le caratteristiche geotecniche dello smarino derivante dallo scavo meccanizzato con TBM della prevista galleria di sicurezza del Traforo del Frejus, che sarà utilizzato per la costruzione del nuovo vallo paramassi, sono state effettuate analisi di laboratorio, da parte della Ditta Tecno Piemonte, su un campione di terreno proveniente dagli analoghi scavi già effettuati sul lato francese della galleria.

Sul materiale sciolto in oggetto sono state eseguite analisi granulometriche e prove di resistenza al taglio diretto con scatola di Casagrande.

La componente grossolana dei terreni è stata vagliata mediante setacciatura, fino al setaccio A.S.T.M. n° 200, corrispondente al diametro di 0,074 mm. Il passante al setaccio n° 200, ovvero la componente fine costituita da limo ed argilla, dopo un'opportuna preparazione, è stata analizzata per sedimentazione, in modo da poter separare la porzione limosa da quella argillosa. La metodologia utilizzata è quella indicata nella norma ASTM D422 – 2002.

Nel rapporto, riportato in allegato, sono esposti i risultati delle prove eseguite. Dal fuso granulometrico si evince che il terreno analizzato è essenzialmente sabbioso-ghiaioso, la componente fine (limo + argilla) è inferiore al 10%. La classificazione UNI 10006 di tale campione di terreno risulta essere A1-a. Le prove di taglio indicano un valore di angolo di resistenza al taglio pari a 38° e una coesione efficace di 2 kPa.

Tale assunzione, che è alla base delle scelte progettuali relative alla struttura del rilevato paramassi, dovrà essere oggetto di completa revisione e verifica al momento della disponibilità reale del materiale proveniente dallo scavo della galleria lato Italia, al fine di certificare l'effettiva fattibilità realizzativa dell'opera con il materiale disponibile.

4.12 INTERPRETAZIONE GEOLOGICO-STRATIGRAFICA DEI DATI GEOGNOSTICI

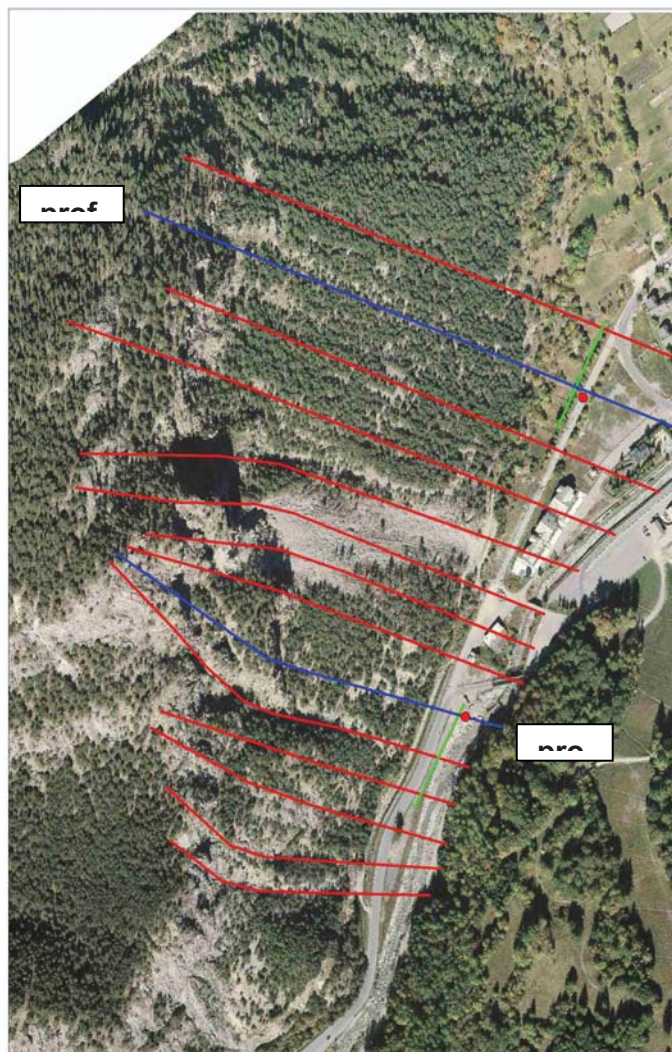
I dati precedentemente descritti relativi alle indagini eseguite sono stati utilizzati per la ricostruzione del modello geologico locale, che può essere sinteticamente rappresentato attraverso i due profili di seguito riportati.

Questi profili sono stati eseguiti in corrispondenza delle tracce 6 e 13, già utilizzate per le verifiche riportate nella relazione geologica allegata, che appaiono particolarmente significative e caratteristiche dei due settori tipo dell'intervento in progetto, e lungo le quali sono posizionate le indagini eseguite.

Come si può osservare dai disegni, i depositi detritici di falda si interdigitano alla base del pendio con i depositi alluvionali di fondovalle deposti dal T. Dora di Melezet; a monte del ponte sono presenti in posizione superficiale materiali di riporto potenti circa 2.5-3 m, mentre a valle del ponte è presente solo il rilevato stradale provinciale.

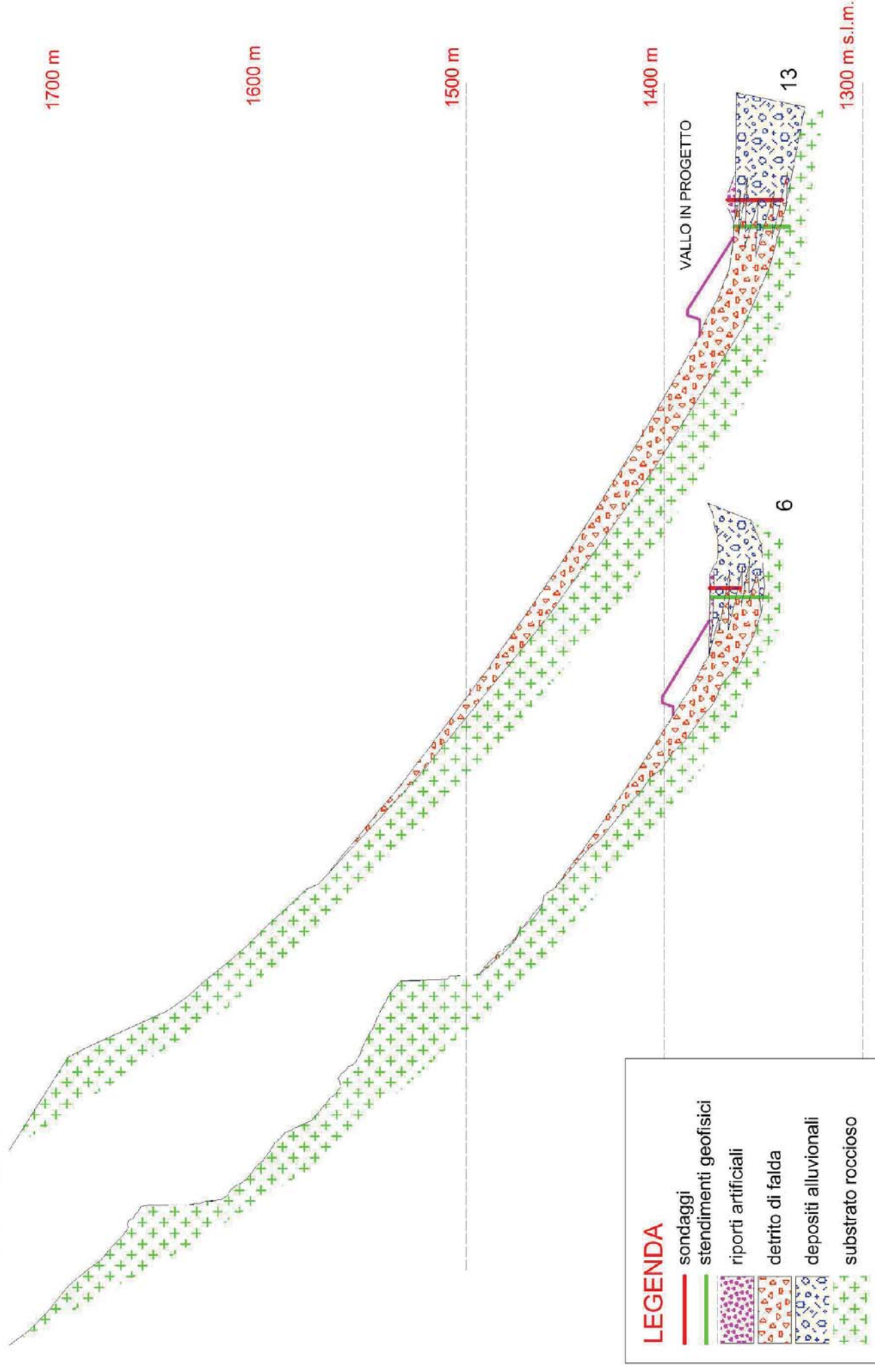
Il materasso alluvionale presenta un significativo spessore, superiore ai 30 metri nei settori indagati; l'insieme della copertura quaternaria tende comunque ad assottigliarsi procedendo verso il pendio.

Appare comunque impossibile, allo stato attuale delle conoscenze, individuare il passaggio laterale tra le facies alluvionali e quelle detritiche, anche se i sondaggi realizzati, posti come detto a valle della prevista opera, indicano la netta prevalenza di depositi alluvionali.









PROFILI GEOLOGICI INTERPRETATIVI
TRACCE 6 - 13

SCALA 1:2.500



LEGENDA

-  sondaggi
-  stendimenti geofisici
-  riporti artificiali
-  detrito di falda
-  depositi alluvionali
-  substrato roccioso

4.13 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE

In corrispondenza del settore di intervento il fondovalle appare costituito da depositi alluvionali connessi alla dinamica torrentizia del T. Melezet, che si interdigitano lateralmente, ovvero verso il margine ovest, con i depositi detritici della falda posta alla base del pendio.

Ai fini della caratterizzazione litologico-stratigrafica, geotecnica e idrogeologica dei terreni di appoggio della nuova opera, sono stati effettuati 2 sondaggi a carotaggio continuo con prove SPT, in due punti ubicati in due aree significative dell'intervento laddove consentito dalle disponibilità delle aree e dalle possibilità di accesso, vista anche la presenza di neve al momento delle perforazioni.

Sono inoltre state raccolte tutte le informazioni disponibili derivanti dalla bibliografia scientifica sull'argomento o di conoscenze dirette in siti a caratteristiche geologiche analoghe.

L'esame stratigrafico del terreno messo in luce dai sondaggi ha consentito di definire che, al di sotto di terreno di riporto o di una sottile coltre di terreno agrario, si hanno depositi di materiale detritico e/o-alluvionale in netta prevalenza grossolano, ad elementi eterometrici da angolosi ad arrotondati o subarrotondati, con matrice ghiaioso-sabbiosa prevalente.

Dalle prove effettuate si evince in dettaglio la presenza di uno spessore di materiale di riporto costituente la Strada Provinciale ed il terrapieno a lato del T. Melezet.

Al disotto è presente terreno naturale in netta prevalenza di natura ghiaioso-sabbiosa con abbondanti ciottoli, dotati di buone/discrete caratteristiche geomeccaniche; nel sondaggio S2 si osserva peraltro la presenza di uno strato di circa 2 metri alla profondità di circa 8-10 dal p.c., costituito da limo debolmente sabbioso-ghiaioso, da poco a moderatamente addensato. Si ricorda a tale proposito che l'indagine S2 è posta a valle del rilevato in progetto, al passaggio con i depositi alluvionali; per questo motivo si ritiene che tale livello tenda a chiudersi verso monte, e comunque la sua presenza dovrà essere verificata a cantiere aperto.

La falda acquifera appare posizionata, come peraltro avviene frequentemente in questi contesti vallivi, a quote di soggiacenza intorno a 10-11 m dal p.c., pertanto decisamente inferiori rispetto alla quota di fondo alveo del torrente, che scorre, soprattutto rispetto al sondaggio S1, a modesta distanza.

Le prove SPT hanno evidenziato valori intorno ai 30/50 colpi/piede, indicando un materiale dotato generalmente di buoni parametri geotecnici e discreto addensamento. Preme ancora ricordare che le prove Spt su terreni granulari grossolani hanno valore indicativo, non essendoci dati bibliografici che individuino una correlazione tra i valori di Spt e l'angolo di attrito.

4.13.1 TERRENO DI FONDAZIONE

Si tratta di detrito di falda anche a grossi blocchi derivante dal progressivo disfacimento della parete rocciosa soprastante, interdigitato alla base del versante, con depositi alluvionali della Dora di Melezet, come evidenziato nei profili geologici in precedenza riportati.

Sulla base di quanto sopra, per il terreno su cui poggerà il rilevato paravalanghe sono stati stimati i seguenti parametri geotecnici:

DEPOSITI DETRITICI O ALLUVIONALI:

- γ = peso di volume naturale = 20 kN/m³
- c' = coesione efficace = 0 kPa, a favore di sicurezza

- φ'_p = angolo di resistenza al taglio di picco (da Spt) = $40^\circ/45^\circ$
- φ'_{cv} = angolo di resistenza al taglio utilizzato (a favore di sicurezza) = 35°

Nelle successive verifiche di stabilità, vista l'incertezza nella reale composizione dei terreni presenti al di sotto dell'impronta della prevista opera, non indagati direttamente viste le attuali condizioni di inaccessibilità, verrà assunto cautelativamente un valore di resistenza di taglio a volume costante di 35° .

4.13.2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI UTILIZZATI PER LA COSTRUZIONE DEL VALLO PARAMASSI

E' previsto che l'opera di protezione sia costruita mediante utilizzo de materiale di smarino derivante dallo scavo della prevista galleria di sicurezza del tunnel del Frejus.

Si tratta di un materiale di tipo sabbioso-ghiaioso, derivante dalla macinazione dei litotipi incontrati dalla macchina perforatrice di tipo TBM.

Per caratterizzare preliminarmente tali materiali, in assenza del materiale finale non ancora disponibile, è stato analizzato in laboratorio un campione di terreno proveniente dagli analoghi scavi già effettuati sul lato francese della galleria.

Le analisi di laboratorio, riportate negli allegati a fine testo, hanno indicato le seguenti caratteristiche:

- γ = peso di volume naturale = 18 kN/m^3
- c' = coesione non drenata = 2 kPa
- φ'_p = angolo di resistenza al taglio di picco (da prova di laboratorio) = 38°

4.13.3 MODELLO GEOTECNICO

Le differenti unità geologiche che sono state riconosciute nell'area in esame e che saranno interessate dagli interventi in progetto vengono nel seguito definite dal punto di vista del comportamento meccanico seguendo un criterio geotecnico. È stato quindi possibile discriminare le seguenti unità geotecniche nell'area sulla base dei valori di resistenza, deformabilità e permeabilità che manifestano:

- Unità A: depositi detritico-alluvionali.
- Unità B: ammasso roccioso alterato e degradato;
- Unità C: bedrock stabile costituito da litotipi calcarei fratturati.

La definizione dei parametri di resistenza meccanica delle unità A é avvenuta a partire dalla ricerca bibliografica di settore. Il quadro emerso è stato ulteriormente approfondito mediante il confronto con i risultati di alcune prove in sito (penetrometrie dinamiche SPT) effettuate nell'area di studio a valle dell'opera. I valori proposti rientrano nel campo di variabilità di terreni analoghi per quanto concerne il fuso granulometrico.

Di fatto, le indagini indicano come si tratti di materiali essenzialmente granulari, con N_{spt} compreso fra 30 e 50 (qualche prova arriva anche al rifiuto) e che quindi possono essere classificati

come terreni addensati, con densità relativa di circa il 60-80%, per i quali è possibile ipotizzare un angolo d'attrito intorno a 40°-45°. Per le verifiche di stabilità, vista l'incertezza nella reale composizione dei terreni presenti al di sotto dell'impronta della prevista opera, non indagati direttamente viste le attuali condizioni di inaccessibilità, verrà assunto cautelativamente un valore di resistenza di taglio a volume costante di 35°.

L'assegnazione dei parametri geomeccanici alle unità B e C è stata effettuata attraverso il criterio di rottura di Hoek e Brown (2002), ricorrendo all'utilizzo del programma Roclab della Rocscience. Il metodo di calcolo ha fornito i valori di angolo di attrito, coesione e modulo elastico attraverso una classificazione parametrica dell'ammasso roccioso.

Preme evidenziare che a causa dell'estesa copertura alluvionale e per la conseguente assenza di affioramenti delle unità nelle immediate vicinanze dell'area in esame, non è stato possibile effettuare rilievi geostrukturali significativi. Al proposito sono stati utilizzati i risultati di una campagna di indagine eseguita su affioramenti ubicati a poca distanza dall'area di analisi e ritenuti significativi del contesto geologico e geotecnico in esame.

Sulla base delle sopracitate considerazioni, ecco i parametri utilizzabili per le suddette unità litotecniche (tab. 1 e 2):

PARAMETRI	SIMBOLO	UNITA'	Unità A
Angolo di attrito interno	φ	gradi	35
Coesione	c	kPa	0
Peso volume	γ	KNm ⁻³	20

Tabella 1. Parametri geotecnici per depositi detritici-alluvionali (unità A).

PARAMETRI	SIMBOLO	UNITÀ B	UNITÀ C	NOTE
Resistenza alla compressione uniassiale della roccia intatta	c_i	75 MPa	75 MPa	Considera l'influenza dell'anisotropia sulla resistenza globale
Peso volume	γ	24 KNm ⁻³	25 KNm ⁻³	Valore stimato in base a dati di letteratura
Geological strenght index	GSI	40	40	
Costante del materiale	mi	7	7	Determinato in base alla mineralogia
Fattore di disturbo	D	0,3	0	Non sono previsti scavi.
Coesione (MPa)	c	0,3	0,4	Ricavato utilizzando il criterio di rottura di Hoek-Brown per uno stato tensionale modesto, compatibile con quanto si può manifestare in sito
Angolo di attrito interno	φ	50	53	
Modulo di deformazione (MPa)	E	2128	3293	

Tabella 2. Parametri geotecnici assegnati all'ammasso roccioso (unità B e C).

4.14 VERIFICHE DI STABILITA'

Dopo avere definito le caratteristiche geologiche, geomorfologiche e idrogeologiche del fenomeno, aver approntato il modello geotecnico e definito l'azione sismica, si è proceduto alla verifica della stabilità del pendio nelle tre configurazioni più caratteristiche: a) rilevato con terra rinforzata lato monte e setto drenante al piede, b) idem senza setto drenante e c) sola terra rinforzata.

4.14.1 IMPOSTAZIONI CONCETTUALI DEL PROBLEMA E MODELLO DI CALCOLO

Il modello di calcolo è stato messo a punto in riferimento alla Teoria dell'Equilibrio Limite in campo bidimensionale, trascurando pertanto gli effetti tridimensionali.

Definito il grado di saturazione limite, cui corrisponde l'Equilibrio Limite del versante, ovvero l'instabilità incipiente, si è proceduto a dimensionare e verificare gli interventi di consolidamento.:

In accordo alle disposizioni Normative, il livello di sicurezza di un versante è espresso, in generale, come rapporto tra resistenza al taglio disponibile, presa con il suo valore caratteristico e lo sforzo di taglio mobilitato lungo la superficie di scorrimento effettiva o potenziale.

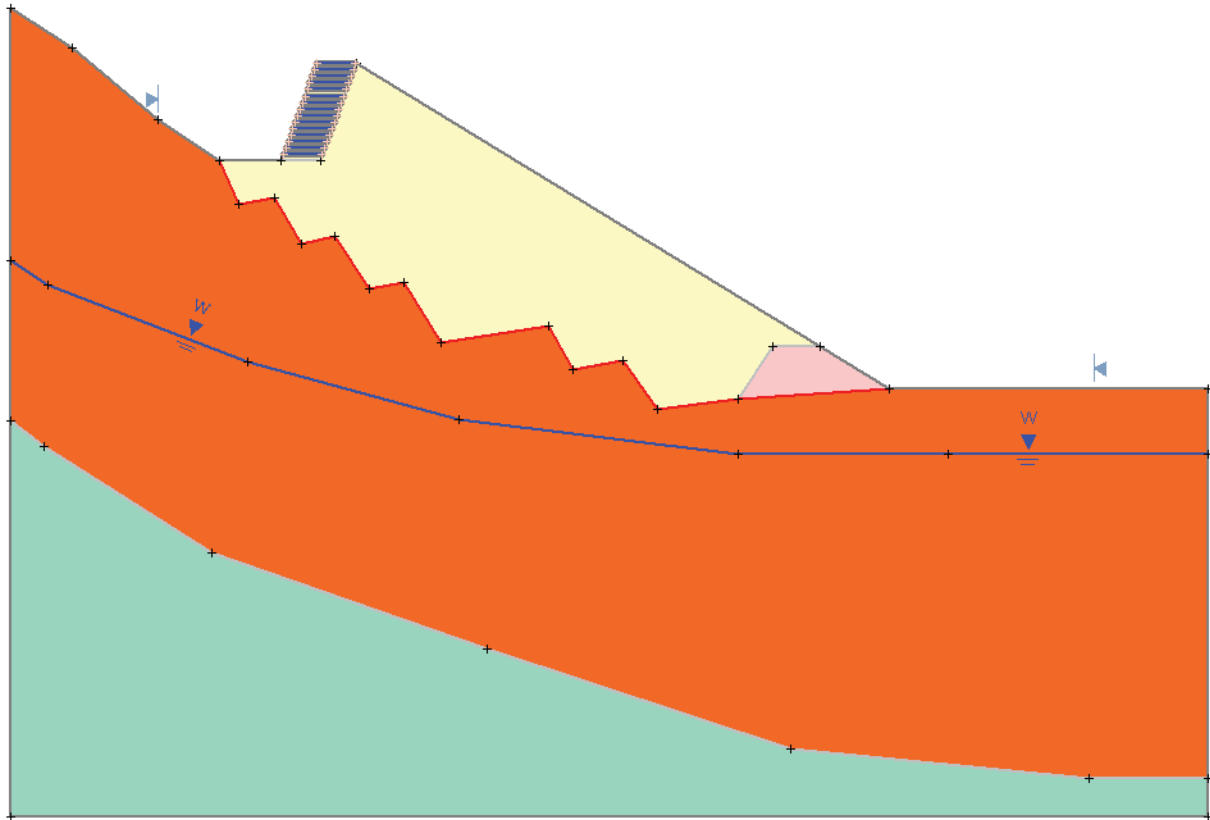
Per pendii naturali come quello in esame le NTC08 e le Istruzioni, non fanno riferimento ad alcun approccio, contraddicendo le indicazioni postulate dalla medesima normativa per quanto riguarda le verifiche globali e dei fronti di scavo. A fronte di tale situazione normativa, si è scelto di far riferimento ai principi dell'EC7 ed eseguire la verifica secondo l'Approccio Progettuale 1, Combinazione 2 (A2+M2+R2).

I parametri utilizzati per la quantificazione dell'azione sismica sono già stati introdotti nel paragrafo dedicato. Le analisi sono state condotte con il codice di calcolo Slide. Nel calcolo del fattore di sicurezza (FS) sono stati adottati due differenti metodi: Bishop e Janbu completo e Morgenster-Price.

Le analisi di stabilità sono state svolte facendo riferimento alla sezione trasversale cui corrisponde la sezione di massima pendenza del versante per simulare le seguenti situazioni morfologiche, geotecniche, idrogeologiche e progettuali.

In fig. 5 è riportato il modello geologico-tecnico utilizzato. Si è ipotizzato un substrato roccioso definito come indeformabile, una coltre detritica costituita dal deposito di versante, un rilevato realizzato con materiale di rinterro costipato e rinforzato sul lato di monte con terra rinforzata e verso valle drenato da un setto di materiale grossolano.

Nel dettaglio i parametri utilizzati sono elencati nella tabella. In particolare, in base ai dati delle indagini, il livello della falda è stato messo cautelativamente a -5 m dal p.c. (sebbene i dati dei sondaggi eseguiti indichino profondità superiori a 10-11 m dal p.c.) e si sono ipotizzati i terreni sovrastanti come drenati. Per i terreni naturali sono stati utilizzati dei parametri cautelativi, in quanto non è stato possibile testarli in laboratorio, per il materiale proveniente dallo smarino ed utilizzato per il rilevato sono stati utilizzati i valori di picco, ipotizzando un addensamento massimo degli stessi ed una disposizione in strati successivi di spessore max non superiore a 30-50 cm (tali condizioni dovranno essere adeguatamente verificate in fase esecutiva a cura della D.L.).



Modello concettuale utilizzato per le verifiche di stabilità. Legenda: giallo = rilevato, arancio = detrito di falda, azzurro = calcescisti, rosa = dreno, blu = terra rinforzata.

PROJECT SETTINGS

Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m³ Groundwater Method: Water Surfaces

ANALYSIS METHODS

- Bishop simplified
 - GLE/Morgenstern-Price with interslice force function: Half Sine
 - Janbu corrected
 Number of slices: 25 Tolerance: 0.005 Maximum number of iterations: 50
 Surface Options
 Surface Type: Non-Circular Path Search Number of Surfaces: 5000
 Pseudo-Random Surfaces: Enabled Convex Surfaces Only: Disabled
 Segment Length: Auto Defined Minimum Elevation: 1340.69
 Upper Angle: Auto Defined Lower Angle: Auto Defined

LOADING

Seismic Load Coefficient (Horizontal): 0.103

MATERIAL PROPERTIES

- Material: rilevato Strength Type: Mohr-Coulomb
 Unit Weight: 18 kN/m³; Cohesion: 2 kPa; Friction Angle: 38 degrees
 Water Surface: Water Table; Custom Hu value: 1
 - Material: detrito falda Strength Type: Mohr-Coulomb
 Unit Weight: 20 kN/m³; Cohesion: 0 kPa; Friction Angle: 35 degrees
 Water Surface: Water Table; Custom Hu value: 1
 - Material: bedrock Strength Type: Infinite strength
 Unit Weight: 25 kN/m³
 - Material: dreni Strength Type: Mohr-Coulomb
 Unit Weight: 20 kN/m³; Cohesion: 0 kPa; Friction Angle: 40 degrees
 Water Surface: None

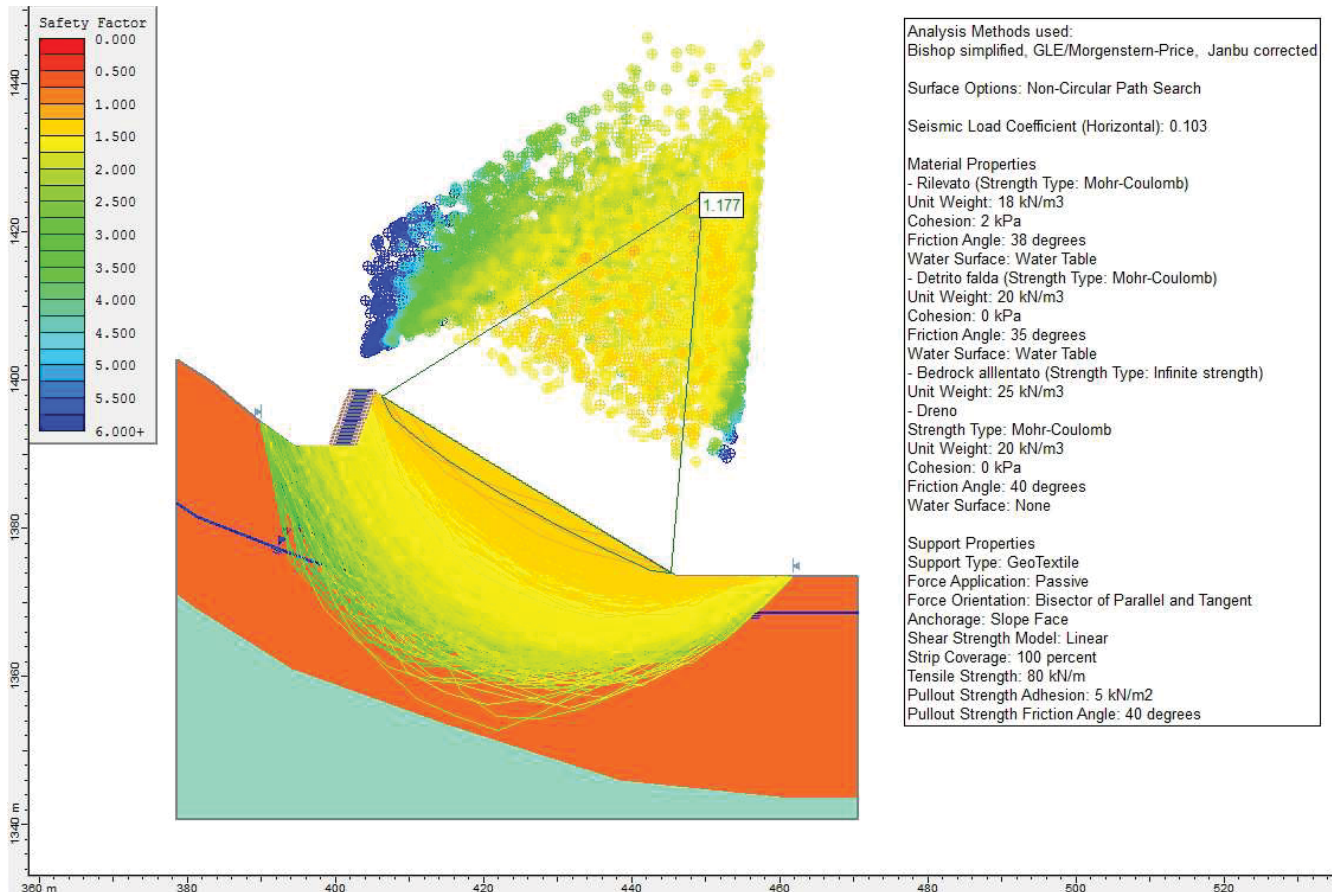
SUPPORT PROPERTIES

Support Type: GeoTextile
 Force Application: Passive Force Orientation: Bisector of Parallel and Tangent
 Anchorage: Slope Face Shear Strength Model: Linear
 Strip Coverage: 100 percent Tensile Strength: 80 kN/m
 Pullout Strength Adhesion: 5 kN/m² Pullout Strength Friction Angle: 40 degrees

Parametri utilizzati per le verifiche di stabilità

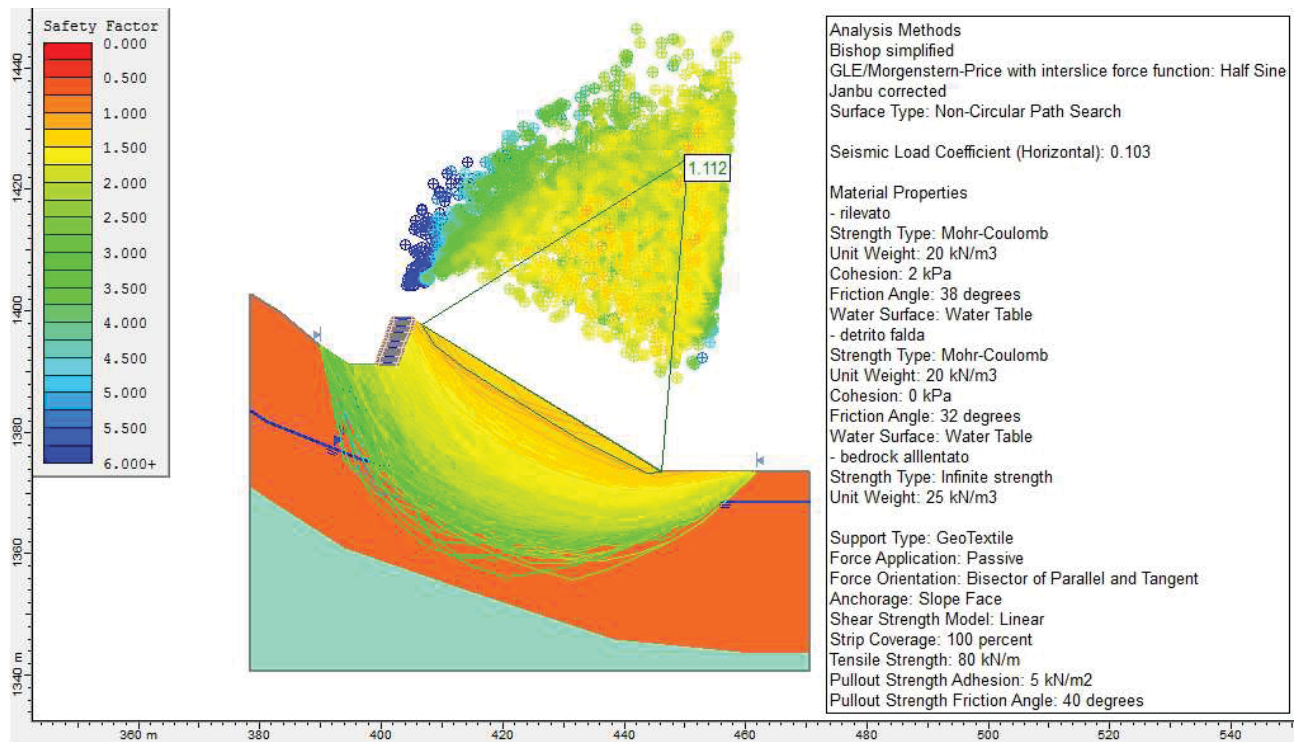
4.15 RISULTATI DELLE ANALISI DI STABILITÀ

In progressione, sono state prima verificate le condizioni di stabilità del pendio interessato dal rilevato paramassi nella versione più completa (terra rinforzata + sperone drenante). Si può osservare come la stabilità è sicuramente garantita, ottenendo valori per tutti i modelli utilizzati superiori ad 1,1. Va inoltre considerato che le superfici a minore fattore di sicurezza sono generalmente superficiali, mentre superfici che potenzialmente potrebbero instabilizzare tutto il rilevato (quelle profonde) hanno fattori di sicurezza anche superiori a 2.



Verifiche di stabilità rilevato con sperone drenante al piede

L'assenza del setto drenante al piede del vallo non modifica di fatto le condizioni di stabilità, che variano solo alla terza decimale, ma può giocare negativamente in caso di saturazioni d'acqua superficiali anche solo momentanee.

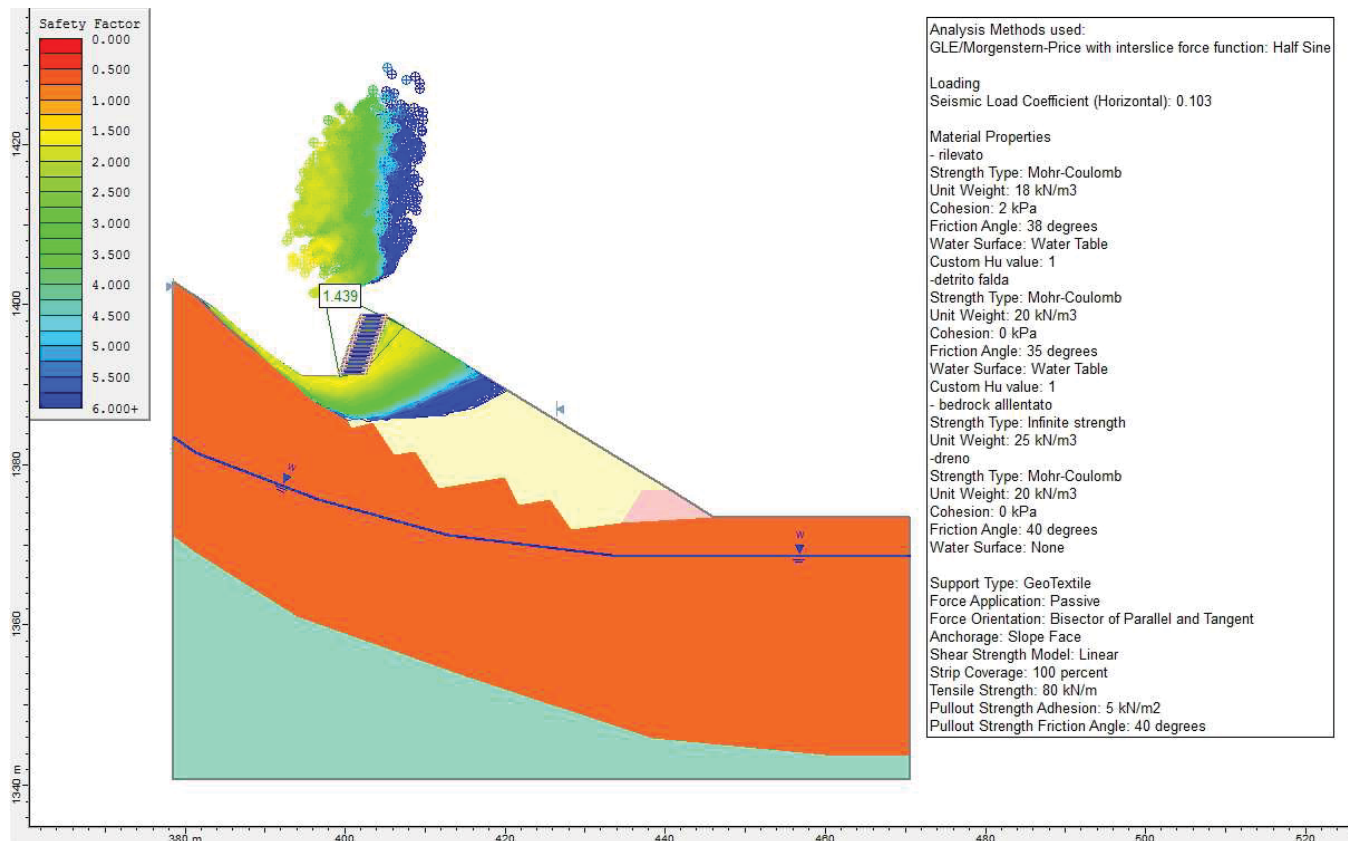


Verifiche di stabilità rilevato senza sperone drenante al piede

Come si può osservare dalle precedenti verifiche, la superficie di scivolamento più probabile, pur con coefficiente di sicurezza superiore a 1.1, è localizzata in prossimità del paramento esterno del rilevato. A questo proposito si rileva che gli interventi di recupero vegetazionale previsti, consistenti nel rinverdimento delle superfici, unitamente alla posa di un sistema di raccolta delle acque superficiali non può che garantire migliori condizioni di mantenimento nel tempo.

Dalle stesse verifiche è facilmente osservabile che le condizioni di stabilità della nuova opera sono direttamente proporzionali alle effettive qualità geotecniche del terreno di smarino, per cui il valore di angolo d'attrito deve essere obbligatoriamente uguale o molto prossimo a 38°.

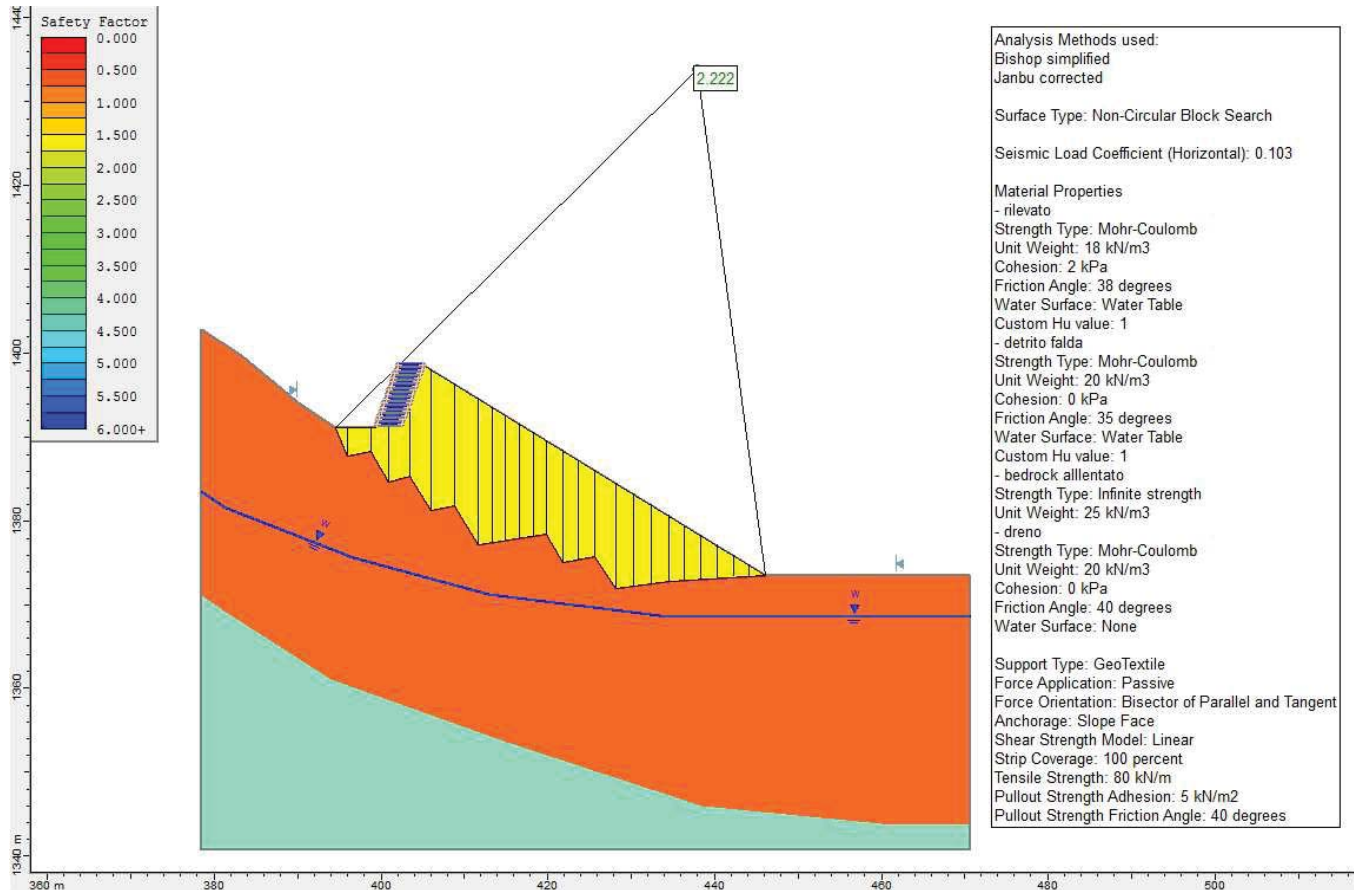
In ultima analisi, si è verificata la stabilità del complesso terra rinforzata-rilevato, ad integrazione delle analisi eseguite solo su quest'ultime. I parametri utilizzati sono stati sempre gli stessi e le verifiche confermano la stabilità dell'opera sia nel suo complesso che nel dettaglio della terra rinforzata.



Verifiche di stabilità della terra rinforzata

Nei casi in cui il vallo è sostenuto al piede da terre rinforzate si è ritenuto non necessario procedere a verifiche in quanto l'opera di sostegno costituisce miglioramento rispetto ai casi in cui essa non è presente.

A titolo del tutto cautelativo, si è poi proceduto alla verifica dello scivolamento dell'intero rilevato sulla base di appoggio. Utilizzando sempre gli stessi parametri è stata imposta però come superficie di scivolamento proprio la base del rilevato, lungo quella che in figura è evidenziata come una linea rossa. Se ne deduce che, anche in questo caso, la struttura non ha problemi a superare le verifiche con FS maggiori addirittura a 2.



Verifica allo scivolamento del rilevato

4.16 CALCOLO CAPACITÀ PORTATE E CEDIMENTI

Sulla base dei dati a disposizione, nonostante le caratteristiche intrinseche di questi materiali non lasciano a ritenere probabili problemi di questo tipo, il rilevato è stato analizzato anche dal punto di vista della stabilità ai carichi imposti sulla superficie di base. Sono stati utilizzati due approcci: il primo utilizzando direttamente i dati delle SPT, il secondo utilizzando la tradizionale impostazione del carico ammissibile per fondazioni di tipo nastriforme.

Applicazione diretta di NSPT

Tenendo presente le limitazioni intrinseche della prova è stato naturale cercare di correlare le resistenze NSPT all'aspetto progettuale di interesse senza intermediazioni di sorta. La bibliografia suggerisce nel caso di fondazioni superficiali che

- se NSPT è alto (30÷50 colpi/30 cm) in genere non si ha necessità di indagini geotecniche più approfondite (terreno buono, poco cedevole);
- se N SPT è molto basso (1÷5 colpi/30 cm) in genere occorre passare alle fondazioni profonde o al miglioramento del terreno (terreno molto cedevole);
- nelle condizioni intermedie le correlazioni empiriche sono meno incerte se di diretta applicazione al problema in esame.

La SPT può quindi essere usata per;

- stima del cedimento delle fondazioni superficiali;
- calcolo della capacità portante delle fondazioni superficiali;
- valutazione del potenziale di liquefazione delle sabbie;
- calcolo della portata laterale e alla punta dei pali;
- previsione sulla possibilità di infissione di pali e palancole

In particolare, per la stima del cedimento delle fondazioni superficiali storicamente Terzaghi & Peck (1948) hanno fornito per primi un criterio cautelativo per la valutazione della portata ammissibile (q_a) e del cedimento (S) per fondazioni superficiali:

$$q_a = 10 \cdot \text{NSPT} \quad \text{quindi} \quad q_a = 10 \cdot 40 = 400 \text{ kPa}$$

$$S = 2 \cdot (q_a / \text{NSPT}) \quad S = 2 \cdot 400 / 40 = 20 \text{ mm}$$

dove: q_a è misurati in kPa; S è espresso in mm.

In queste formule non sono presenti le dimensioni del plinto che influenzano l'entità del cedimento.

Calcolo della capacità portante del terreno

Se applichiamo invece il dimensionamento proposta ad esempio da Terzaghi attraverso la classica equazione (con B = lunghezza fondazione nastriforme e D = profondità):

$$Q_{lim} = 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_g + c \cdot N_c + q \cdot N_q$$

dove q in assenza di sovraccarichi esterni alla fondazione può essere considerato pari a $\gamma \cdot D$

si ottiene:

$$Q_{lim} = 0.5 \cdot 18 \cdot 64.5 \cdot 100 + 0 + 0 = 58.050 \text{ kN/m}^2 \text{ o kPa}$$

Carichi trasmessi dal rilevato e confronto con i carichi ammissibili

Il calcolo è stato eseguito sulla sezione più impegnativa (la n. 9), ponendosi quindi nella situazione più cautelativa. Innanzitutto è stato calcolato il peso del rilevato, utilizzando i valori desunti dalle verifiche allo scivolamento. Dai dati della tabella seguente si ottiene un peso di 9.245 kN altrimenti espresso in 942.760 kg.

Ipotizzando che il carico si trasferisca al sottofondo come una fondazione di tipo nastriforme con una superficie di base pari alla lunghezza dell'interfaccia terreno/rilevato, si ottiene una superficie di 64.5 m che porta da una carico trasmesso alla fondazione di 143 kN/m² (1,46 kg/cm²).

In conclusione, il carico imposto dal manufatto (143 kPa) è di molto inferiore sia al valore empirico proposto da Peck (400 kPa) che al valore molto superiore ottenuto applicando l'equazione di Terzaghi.

Senza quindi ulteriori analisi è pertanto possibile affermare che il rilevato risulta verificato anche in termini di cedimenti (2 cm su un'opera in terra sono insignificanti) che di carico ammissibile.

N. concio	Peso concio [kN]	Peso concio [kg]
1,00	43,97	4.484,18
2,00	151,29	15.427,69
3,00	229,96	23.449,39
4,00	588,20	59.979,49
5,00	729,09	74.346,58
6,00	765,77	78.086,49
7,00	816,81	83.291,83
8,00	501,28	51.116,43
9,00	463,33	47.245,99
10,00	425,37	43.375,46
11,00	387,41	39.505,02
12,00	349,46	35.634,59
13,00	415,01	42.319,64
14,00	431,65	44.015,63
15,00	380,13	38.762,57
16,00	542,13	55.281,46
17,00	439,40	44.806,52
18,00	381,66	38.918,79
19,00	323,92	33.030,95
20,00	256,95	26.201,50
21,00	219,84	22.417,84
22,00	174,31	17.774,47
23,00	126,81	12.931,22
24,00	76,17	7.767,28
25,00	25,39	2.589,09
tot	9.245,32	942.760,08

Peso dei vari conci per il calcolo del peso del rilevato

4.17 PRESCRIZIONI IN FASE ESECUTIVA

I parametri geotecnici utilizzati nel presente studio dovranno essere oggetto di verifica in fase esecutiva ed a cantiere aperto. A questo scopo ad inizio lavori sarà possibile investigare adeguatamente il terreno di appoggio della nuova opera direttamente in corrispondenza dell'asse del manufatto, una volta che sarà presente una pista di cantiere nelle fasi di preparazione della superficie di contatto del rilevato con il terreno di fondazione.

Ultimata la preparazione del piano di posa dei rilevati dovranno eseguirsi almeno 3 carotaggi in corrispondenza dell'asse del rilevato, di profondità compresa tra 10 e 20 mt e possibilmente fino al raggiungimento del substrato, e si dovranno eseguire delle prove STP in foro o altro tipo di prove ritenute più adatte per avere conferma dei dati geotecnici assunti nel progetto.

Azione assolutamente indispensabile sarà volta ad accertare nel modo più accurato le effettive caratteristiche geotecniche del materiale di smarino che sarà utilizzato per la costruzione del rilevato, al momento solo ipotizzate sulla base di una sola analisi di laboratorio effettuata su

campione di terreno prelevato sul lato francese del tunnel già in corso di realizzazione, derivante dalla stessa metodologia di scavo tramite TBM. I parametri non potranno scendere significativamente al di sotto di quelli utilizzati nella presente analisi.

Allo scopo dovrà essere implementato un sistema di caratterizzazione e controllo iniziale e periodico, da effettuarsi sul materiale progressivamente scavato e temporaneamente stoccato nell'area di cantiere, al fine di verificare in itinere la permanenza delle condizioni di accettabilità dello stesso, sotto la supervisione della D.L. Tutti i monitoraggi avverranno in conformità a quanto previsto dal progetto esecutivo approvato.

La caratterizzazione geotecnica in corso d'opera del materiale già disponibile e di quello successivamente proveniente dallo scavo della galleria sarà effettuato al fine di accertare:

- la litologia onde evitare la messa in rilievo di litotipi non idonei (es. caratterizzati da curve granulometriche significativamente differenti e percentuale di fino superiore a quella caratteristica del campione di laboratorio preventivo analizzato);
- la presenza delle condizioni di accettabilità secondo la normativa vigente.

Si ricorda che questo materiale andrà classificato come terre e rocce da scavo e come tale dovrà essere trattato. In caso di presenza di serpentiniti potenzialmente asbestifere si dovrà procedere al campionamento e rilevamento dei parametri sul campo, alla preparazione dei campioni per i laboratori, alla analisi secondo la vigente normativa, al monitoraggio delle fibre aerodisperse.

I parametri geotecnici derivanti dai controlli (il prelievo sarà effettuato su accumuli di circa 5000mc separati ed utilizzabili solo dopo gli accertamenti) permetteranno di effettuare in continuo un controllo delle verifiche di stabilità effettuate inizialmente sul progetto esecutivo del rilevato.

I rilevati saranno oggetto di monitoraggio strumentale periodico sia durante la loro realizzazione sia successivamente attraverso la messa in opera di caposaldi per misure topografiche di precisione, ed esecuzione di verticali inclinometriche nonché la posa in opera di estensimetri e forme di monitoraggio dei rilevati che consentiranno di verificare:

- il normale assestamento per compattazione del materiale riportato in rapporto al progressivo accrescimento del rilevato;
- il suo esaurirsi nel tempo a lavori ultimati;
- la eventuale deformazione del rilevato rispetto alla geometria iniziale.

Prima dell'inizio della preparazione del piano di appoggio si prescrive innanzitutto di procedere ad una scoticatura del terreno superficiale, in particolare laddove costituito da terreno di riporto o di tipo vegetale poco consistente (quest'ultimo da accantonare ed utilizzare per il rinverdimento finale). A tale operazione seguirà una gradonatura della superficie di appoggio del rilevato, con pedate in leggera contropendenza (almeno 1/2 gradi) ed alzate non superiori a 1.5/2 m.

Lo stendimento del materiale di riporto dovrà avvenire in strati di spessore massimo 40/50 cm, con idonea rullatura al fine di ottenere la massima compattazione ottenibile; si dovrà comunque porre la massima attenzione nel non eccedere con la rullatura per non peggiorare le caratteristiche del materiale detritico disponibile, a composizione prevalente di tipo calcareo, conseguente a frantumazione dello scheletro in elementi più minuti.

Al fine di verificare la ottimale compattazione del materiale sarà necessario prevedere prove di tipo Proctor; tali prove serviranno per caratterizzare il materiale iniziale, per valutare in particolare le condizioni di umidità ideali ed il numero di rullate ottimale necessario, e dovranno essere ripetute, secondo le indicazioni della Direzione Lavori, ogni qualvolta venga osservata una variazione significativa delle caratteristiche fisiche del materiale di smarino, attraverso le necessarie periodiche prove di tipo granulometrico.

Nella preparazione della gradonatura di appoggio, su terreno naturale, ma anche nella disposizione degli strati di materiale di smarino successivi si prescrive l'esecuzione di prove su piastra. Queste analisi andranno effettuate a campione sull'intera lunghezza del rilevato in progetto, concentrando in particolare l'azione di prova nelle fasi iniziali della messa in posto; esse dovranno essere

effettuate ogni 4 passate di materiale di riporto, e non potranno essere in numero inferiore a 6 ogni ciclo di 4 strati, sull'intera lunghezza del vallo (ovvero circa 1 ogni 100 m). I valori di prova minimi accettabili per queste prove dovranno fare riferimento alla normativa vigente.

Un completo sistema di raccolta e di drenaggio delle acque superficiali meteoriche impedirà che le stesse possano infiltrarsi e peggiorare il comportamento geotecnico dei terreni naturali di appoggio e degli stessi di riporto. Il progetto prevede la realizzazione di una trincea drenante a monte del vallo, un canale di scolo a valle dell'opera e una serie di canalette di raccolta sulla superficie esterna del rilevato. Dovrà inoltre essere garantito lo smaltimento delle acque così convogliate verso il corso d'acqua, superando lo sbarramento rappresentato dalla sede della viabilità provinciale e comunale, e garantita un'azione di continua manutenzione del sistema nel tempo.

Per implementare ulteriormente tale sistema, prima di iniziare la costruzione del rilevato paramassi si procederà alla costruzione al piede di un filtro rovescio per evacuare eventuali acque d'infiltrazione che si dovessero raccogliere al piede. Il filtro rovescio sarà dotato al piede di un drenaggio realizzato in trincea con un tubo drenante $\phi 315$ mm immerso in ghiaia vagliata e protetto da un geotessile.

Alla fine delle operazioni di costruzione del vallo sarà effettuato il rivestimento dell'opera per garantire idonea rivegetazione e protezione nei confronti dei fenomeni erosivi superficiali connessi agli agenti meteorici.

4.18 CONCLUSIONI GEOLOGICHE

Riassumendo quanto sopra esposto, alla luce delle caratteristiche geologiche e geomorfologiche dell'area in esame e delle considerazioni esposte nella presente relazione in merito alla situazione di rischio connesso ai fenomeni di caduta massi, la realizzazione dell'opera di contenimento rappresentata da un vallo paramassi di grandi dimensioni appare essere una delle soluzioni migliori nel tentativo di ridurre in modo accettabile la pericolosità ed il rischio esistente.

I terreni di fondazione della futura opera appaiono mediamente caratterizzati da buoni parametri geotecnici, pertanto sono in grado di sostenere i carichi di progetto senza dare origine a cedimenti significativi in quanto di natura detritico-alluvionale grossolana.

Tenendo conto poi che l'opera è in grado di subire in modo accettabile fenomeni di progressiva compattazione dei depositi, mantenendo intatta la sua funzionalità, le verifiche di capacità portante effettuate suggeriscono la sussistenza di condizioni di sicurezza pur con l'utilizzo di parametri piuttosto cautelativi.

Dai sopralluoghi effettuati e sulla base delle condizioni geologiche e morfologiche, non è stata rilevata e non è prevedibile la presenza di acque di ruscellamento superficiale, così come non risultano presenti venute d'acqua dal sottosuolo. La falda acquifera è stata rinvenuta a profondità di circa 10-11 m dal p.c., almeno al momento dei rilievi effettuati nel mese di dicembre; nelle verifiche effettuate è stata comunque posta cautelativamente a -5 m dal p.c..

Il sistema di raccolta e di drenaggio delle acque superficiali meteoriche previsto nel progetto, acque la cui presenza è prevedibile in particolare in concomitanza del periodo primaverile ed autunnale, risulta idoneo ad impedire che le stesse possano infiltrarsi e peggiorare il comportamento geotecnico dei terreni naturali di appoggio e degli stessi di riporto.

L'assenza d'acqua nel terreno di appoggio, così come nello stesso rilevato, appare comunque cruciale per la stabilità dei riporti di terreno e delle scarpate, per cui deve essere il più possibile raccolta ed allontanata. Il progetto prevede peraltro la costruzione di una trincea drenante in corrispondenza dell'intero sviluppo del vallo, oltre a canalette di scolo sulla superficie del paramento esterno del rilevato.

Le verifiche di stabilità eseguite ai sensi della recente normativa sismica danno dei valori del fattore di sicurezza sempre superiori all'unità e pertanto possono essere definite come verificate, così come avviene per le opere in terra rinforzata.

Preliminarmente alla posa del nuovo rilevato si dovrà procedere all'asportazione del terreno vegetale superficiale, che verrà dapprima raccolto a parte e potrà essere successivamente ridistribuito per il recupero vegetazionale.

Particolare cura dovrà essere posta alla compattazione del materiale utilizzato per il terrapieno proveniente dalla smarino della galleria del Frejus.

Le verifiche effettuate con il presente studio geotecnico fanno riferimento a parametri relativi ad un'unica analisi geotecnica di laboratorio di materiali assimilabili provenienti dal lato francese dello scavo del tunnel.

L'assunzione di tali parametri è alla base delle scelte progettuali relative alla struttura del vallo; pertanto la caratterizzazione dei materiali di utilizzo e la loro corrispondenza con quelli assunti nel presente studio dovrà essere verificata al momento in cui sarà effettivamente disponibile il materiale proveniente dallo scavo della galleria lato Italia; le sue caratteristiche dovranno essere certificate tramite prelievo ed analisi di laboratorio su campioni di terreno da effettuare ogni 5.000 mc (come minimo) di smarino trasportato nel sito di cantiere. Il particolare il valore di resistenza al taglio non potrà essere inferiore a quello utilizzato per le presenti verifiche. Il valore di coesione dovrà essere a sua volta garantito con le operazioni di messa in posto e compattazione.

4.19 CONCLUSIONI GEOTECNICHE

Alla luce di quanto sopra esposto, sulla base delle caratteristiche geologiche e geomorfologiche dell'area in esame e delle considerazioni esposte nella presente relazione in merito alla situazione di rischio connesso ai fenomeni di caduta massi, la realizzazione dell'opera di contenimento rappresentata da un vallo paramassi di grandi dimensioni appare essere una delle soluzioni migliori, se non la più idonea tra quelle percorribili, nel tentativo di ridurre in modo accettabile la situazione pericolosità e di rischio esistente.

Le simulazioni effettuate per quanto concerne i processi di caduta massi indicano che l'opera rappresentata dal vallo paramassi determini una netta diminuzione della propagazione verso valle dei blocchi rispetto allo stato attuale. Pur essendo confermata una pericolosità residua nel settore meridionale dell'area di studio dovuta alla possibilità di superamento del vallo da parte di alcuni massi, le energie e le velocità in gioco diminuiscono in misura significativa, anche e soprattutto nel settore centrale coinvolto nel fenomeno parossistico del maggio 2010.

Per quanto concerne possibili, anche se statisticamente forse più rari, fenomeni di rock avalanche, in particolare considerando volumi di roccia molto elevati, fino ai 10.500 m³ come già ipotizzato nello studio precedente del dott. geol. Dario Fontan, le analisi effettuate del processo in 3D hanno evidenziato il permanere di condizioni di rischio residuo nei confronti delle infrastrutture poste a valle del rilevato, in particolare per quanto riguarda l'interessamento della S.P. 216.

Ulteriori modellazioni effettuate inserendo opere di protezione aggiuntive sulla testa del vallo in progetto hanno evidenziato il conseguimento di un livello di protezione ancora più efficace, in particolare nei confronti del settore a rischio più elevato, per cui si ritiene di poter suggerire una futura integrazione al presente progetto sulla base di ulteriori approfondimenti. In alternativa si potrà pensare di provvedere al disaggio preventivo di tali masse rocciose, prima della realizzazione del vallo.

I terreni di fondazione della futura opera, rappresentati da materiali detritici e depositi alluvionali granulari grossolani, appaiono caratterizzati da buoni parametri geomeccanici, pertanto risultano, sulla base delle indagini effettuate, in grado di sostenere i carichi di progetto senza dare origine a

cedimenti significativi, in particolare in considerazione della tipologia di opera prevista, che può subire in modo accettabile modesti fenomeni di progressiva compattazione dei sedimenti.

Le verifiche di stabilità confermano la fattibilità tecnica delle scelte progettuali, rimandando comunque ulteriori verifiche al momento della disponibilità reale del materiale da utilizzare per la realizzazione dell'opera. A questo proposito si rimanda integralmente la trattazione di questo argomento alla Relazione Geotecnica.

Raccomandazione generale necessaria risulta comunque la predisposizione di un adeguato sistema di drenaggio e scolo delle acque di precipitazione, utile in particolare in concomitanza del periodo primaverile ed autunnale, e di quelle connesse allo scioglimento delle nevi. La corretta gestione dell'acqua di scorrimento e infiltrazione appare infatti cruciale per la stabilità dei riporti di terreno e delle scarpate, per cui deve essere il più possibile raccolta ed allontanata in modo ottimale, evitando nel modo più assoluto situazioni di accumulo e ristagno sia a monte sia al piede del rilevato. Il progetto prevede peraltro la costruzione di una trincea drenante in corrispondenza dell'intero sviluppo del vallo, oltre a canalette di scolo sulla superficie del paramento esterno del rilevato ed alla base di esso.

Per quanto concerne gli aspetti connessi alla dinamica torrentizia, l'area di intervento interseca nella sua porzione superiore un tratto di fondovalle attivo, senza tuttavia modificare significativamente le condizioni di deflusso e possibilità di laminazione. Il T. Melezet appare regimato nel tratto in questione e delimitato da un'opera di protezione spondale in sinistra idrografica.

Per ogni approfondimento riguardante gli aspetti geologici in senso lato si rimanda integralmente alle relazioni geologica e geotecnica di progetto.

5 INQUADRAMENTO VEGETAZIONALE E USO DEL SUOLO

A livello di area vasta l'intervento interessa il versante sinistro della Dora di Melezet, a monte del concentrico di Bardonecchia. Dal punto di vista vegetazionale, a livello di area vasta, è stato analizzato il tratto di valle compreso tra Les Arnaud e Pian del Colle. Risulta evidente una netta differenza tra i due versanti, quello esposto ad est, in sinistra idrografica e su cui si sviluppa l'intervento, e quello esposto ad ovest, caratterizzato dalla presenza degli impianti sciistici; Il fondovalle, invece, presenta un'alternanza tra aree urbanizzate e prati o prato pascoli.

Il versante in destra presenta essenzialmente formazioni di larice, inframmezzate ai tracciati delle piste da sci, assimilabili a prato pascoli o praterie non utilizzate, fino alla quota di 1900 m circa, oltre prevale il larici-cembreto su rodoreto vacciniato, sempre inframmezzato dagli impianti sportivi.

In sinistra la situazione appare più articolata, sia per l'esposizione che per la morfologia e l'assenza di influenza antropica. Il piede del versante e, soprattutto, le superfici dei conoidi, a minor pendenza risultano caratterizzate da prato pascoli e prati sfalciati ai cui margini è evidente l'invasione da parte dell'acero frassineto. Appena a monte le pendenze si fanno più importanti e prevale la pineta endalpica basifila di pino silvestre, inframmezzata a rocce e macereti, con una struttura e tessitura estremamente variabili a causa dei caratteri microstazionali. A monte delle pareti del Ruas, da quota 1700 m circa, è presente un popolamento di pino uncinato, habitat prioritario, con sottobosco a rododendro.

Dal punto di vista delle funzioni del bosco, i popolamenti che si sviluppano lungo le pendici hanno funzione protettiva, mentre la parte basale del versante, a pendenza inferiore, assume la doppia funzione produttiva e protettiva.

Di seguito saranno analizzate le formazioni vegetali direttamente interessate dalle opere in progetto, riportando, nello specifico, i principali parametri dendrometrici dei popolamenti.

Acero tiglio frassineto di invasione

Nel caso in esame si tratta di giovani popolamenti di invasione, a netta prevalenza di acero e frassino, sviluppatasi su ex coltivi al margine della pineta o presenti in filari a ridosso della viabilità e delle aree urbanizzate. La struttura è quella tipica delle perticaie molto dense. In questo caso si tratta della variante ad acero di monte, con un sottobosco praticamente assente vista l'elevata densità del popolamento.

Vista la scarsa superficie interessata e le caratteristiche del popolamento non sono state effettuate aree di saggio. Da fonti bibliografiche sono stati desunti i seguenti parametri, utili a caratterizzare le formazioni.

Densità stimata (piante/ha)	2500
area basimetrica (mq/ha)	11.93
volume (mc/ha)	66.73

Pineta endalpica basifila di pino silvestre

Nel caso in esame si tratta di un popolamento di pino silvestre, in mescolanza con altre specie arboreo-arbustive presenti nello strato dominato e nel sottobosco, sviluppatosi in esposizione sud su substrato basico ed è situato nella parte basale del versante che, dalle pareti del Ruas, si raccorda con il fondovalle della Dora di Melezet. La struttura e la tessitura si presentano irregolari, a causa della presenza di materiale detritico anche a grossi blocchi che limita l'evoluzione del suolo e preclude la possibilità di evoluzione del popolamento pioniero che, pertanto, risulta essere stabile.

La rinnovazione è abbondante, soprattutto ove la tessitura risulta più irregolare e le aperture superiori.

La struttura della fustaia di pino silvestre risulta sostanzialmente monopiana, con abbondante rinnovazione.

Lo strato dominato è costituito da *acer opulifolium* e *fraxinus excelsior*, maggiormente abbondanti nella parte inferiore del popolamento, ove viene a contatto con l'acero frassinetto di invasione.

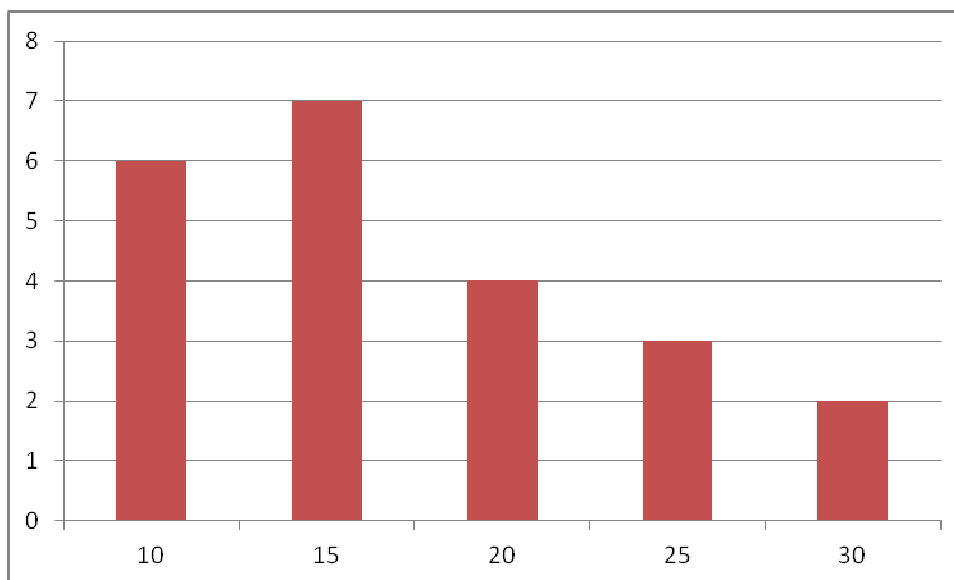
Lo strato arbustivo è composto da *Amelanchier ovalis*, *Sorbus aria*, *Juniperus communis*, *Rosa rubiginosa*.

Al fine di caratterizzare il popolamento è stata condotta un'area di saggio da cui risultano i seguenti parametri fisici e dendrometrici:

superficie dell'area di saggio	150 mq
pendenza media della stazione	25%
superficie ragguagliata	145 mq

Densità (piante/ha)	1517
area basimetrica (mq/ha)	37,9
area basimetrica media (mq)	0,025
diametro medio (cm)	18
altezza dell'albero di area basimetrica media (m)	9,8
altezza dominante (m)	12
provvigione (mc/ha)	245

Nel grafico è riportata la distribuzione diametrica per classi della fustaia di pino silvestre all'interno dell'area di saggio.



Prati stabili

Si tratta di superfici regolarmente sfalciate poste su suoli mediamente freschi e profondi e su pendenze moderate. Vista la stagione non è stato possibile effettuare un rilievo fitosociologico di dettaglio sufficiente alla caratterizzazione.

Dai dati bibliografici si ritiene che possano afferire formazioni a *Trisetum flavescens*, *tipiche delle praterie sfalciate del piano montano e subalpino, su suoli fertili, profondi e freschi. Specie di valida qualità, presente anche in praterie attualmente pascolate, spesso associata al Polygonum bistorta forma cotiche di elevato valore pastorale.*

6 INQUADRAMENTO PEDOLOGICO

Dal punto di vista pedologico, all'interno dell'area di intervento, sono individuabili due unità principali le cui caratteristiche ed evoluzione risultano fortemente condizionate dalla componente geomorfologica. Le due unità si sviluppano, infatti, una alle pendici dei ghiaioni e delle pareti del Ruas e l'altra sul conoide presente verso l'abitato di Bardonecchia.

L'unità che interessa la base del versante, nella zona di transizione tra il fondovalle alluvionale e le soprastanti pareti affiora all'unità 00154 della carta dei suoli a scala 1:250.000 della Regione Piemonte, di cui si riporta una sintesi.

Descrizione del paesaggio e della genesi dei suoli

Morfologia caratterizzata dalla presenza di versanti molto pendenti ed incisi, con evidente e continuo movimento di materiali per gravità. La litologia prevalente è rappresentata dai calcescisti. L'uso del suolo, a causa dell'instabilità dei versanti, è segnato dalla presenza di frequenti pietraie o affioramenti rocciosi che si alternano a praterie rupicole e a pascoli. Solo sporadicamente sono presenti aree a bosco all'interno delle quali è il larice a dominare.

Modello di distribuzione dei suoli

Le tipologie pedologiche appartenenti all'Ordine degli Inceptisuoli sono poste nelle porzioni più stabili e/o meno pendenti dei versanti.

Note

Si tratta di una Unità caratterizzata da una estrema eterogeneità pedologica, anche dovuta all'estensione altimetrica. oltre alle quattro tipologie principali è da segnalare la presenza di suoli calcarei o solo parzialmente decarbonatati e di suoli riferibili ai Typic Udorthent nelle parti dell'Unità poste alle quote inferiori.

In dettaglio, si tratta di entisuoli, classificabili come Typic Cryorthent dei versanti montani. I suoli dell'area di intervento afferenti a questa tipologia si presentano, nella massima parte dei casi estremamente superficiali, non riuscendo, a causa della pendenza accentuata e della dinamica del versante soprastante, soggetto a frequenti rilasci di materiale lapideo, a svilupparsi. La presenza di scheletro ed elementi litici non alterati risulta, infatti, molto abbondante. Nella porzione basale del versante, ove la deposizione prevale sull'erosione, il suolo assume una potenza superiore. Si riporta, di seguito, una sintesi della scheda di dettaglio della delimitazione.

Morfologia

Suoli tipici degli alti versanti alpini, caratterizzati da pendenze accentuate, da morfologie tipicamente influenzate dall'azione glaciale (relativamente recente) e da colluvio ed erosione. Spesso sono aree nelle quali è continua l'alternanza di pietraie ed affioramenti rocciosi con zone coperte da queste tipologie pedologiche. I materiali di partenza sono per la maggior parte da ascrivere a graniti, gneiss e micascisti, ma sono frequenti anche suoli acidificati su litologie di partenza quali "pietre verdi" e calcescisti. L'uso del suolo è per la quasi totalità dedicato ai pascoli (spesso utilizzabile solo dagli animali selvatici) ma, soprattutto alle quote inferiori, è presente anche il bosco con dominanza di larice e/o latifoglie di invasione.

Suolo

Suolo non evoluto in conseguenza delle condizioni climatiche estreme e della morfologia dei versanti; è caratterizzato da una profondità variabile in dipendenza del livello al quale si trova il contatto litico, che è comunque posto mediamente oltre i 60-70 cm. Il drenaggio è buono o moderatamente rapido, la disponibilità di ossigeno buona e la permeabilità moderatamente alta o alta. L'orizzonte superficiale è arricchito in sostanza organica anche se, come colori e spessore, non raggiunge - nella maggior parte dei casi - i requisiti di un epipedon umbrico o mollico; il colore è variabile da bruno giallastro scuro al bruno oliva, la tessitura da franco-sabbiosa a

franca, la reazione da fortemente acida a subacida. Gli orizzonti sottostanti hanno colore bruno, bruno giallastro scuro, fino a bruno oliva, grigio olivastro o grigio scuro, tessitura da franca, a sabbiosa e reazione da acida a subacida (neutra in alcune situazioni). Pietre sono di frequente molto abbondanti nel suolo, anche se in percentuali molto variabili da area ad area.

Note

Da segnalare che suoli di questo genere, evoluti su "pietre verdi", mostrano un parziale squilibrio chimico nel complesso di scambio che può condizionarne la fertilità e che nei suoli evoluti sui calcescisti può essere evidente la presenza di carbonato di calcio sui frammenti rocciosi anche se è assente nel suolo.

Cenni gestionali

E' una tipologia pedologica che, per le caratteristiche del suolo e per le morfologie sulle quali si situa, non può avere alcuna utilizzazione agraria. L'unico utilizzo possibile è il pascolo d'alta quota per animali d'allevamento o per i selvatici. Nelle aree meno elevate il bosco può affermarsi, soprattutto con latifoglie di invasione e con il larice. In questo caso si tratta di boschi da lasciare al libero sviluppo (funzione protettiva) senza ambizioni produttive.

Si tratta di suoli afferenti alla VII classe di capacità d'uso, ovvero suoli adatti unicamente al pascolo ed alla forestazione, che presentano limitazioni severissime, tali da mostrare difficoltà anche per l'uso silvo pastorale. Il principale fattore stazionale limitante è la pendenza (e1).

L'unità che interessa l'area di conoide, nella porzione nord est dell'intervento, afferisce all'unità 00091 della carta dei suoli a scala 1:250.000 della Regione Piemonte, di cui si riporta una sintesi.

Descrizione del paesaggio e della genesi dei suoli

Tipico paesaggio di conoide di fondovalle alpino, caratterizzato dalla classica forma a ventaglio con pendenze che, in alcuni punti, non sono trascurabili. I depositi sono di origine alluvionale-colluviale con elementi litici anche di grandi dimensioni. La provenienza è soprattutto riferibile a calcescisti ma sono anche presenti gneiss. L'uso del suolo è dominato da prati sfalciati ma sono frequenti le aree urbanizzate.

In dettaglio si tratta di mollisuoli, classificabili come Entic Hapludoll, profondi e calcarei, dei conoidi montani, di cui si riporta una sintesi della scheda della delimitazione.

Descrizione sintetica

Morfologia: questo suolo è diffuso su conoidi semipianeggianti o debolmente pendenti, che occupano parte delle aree di transizione tra i fondovalle montani e i soprastanti versanti. Sono originati da depositi derivanti in larga misura da alluvioni di rii laterali e, in parte, dal colluvio di materiali dall'alto. Le litologie di origine sono calcaree, l'uso del suolo è soprattutto caratterizzato da prati polifiti periodicamente sfalciati e, in minor misura, da boschi di invasione con maggior frequenza dei larici sulle altre specie.

Suolo

Suoli relativamente poco evoluti che hanno però nell'orizzonte superficiale un evidente accumulo di sostanza organica. Sono profondi, calcarei e, nella maggior parte dei casi, relativamente poco ghiaiosi; hanno drenaggio buono o moderatamente rapido, disponibilità di ossigeno buona e permeabilità da moderatamente elevata ad elevata. L'orizzonte superficiale ha colore da bruno grigiastro molto scuro a bruno scuro, tessitura franco-limosa o franco-sabbiosa e reazione da neutra ad alcalina. Gli orizzonti sottostanti hanno colori che dipendono in larga misura dai materiali litoidi di partenza, variano dal bruno grigiastro scuro, al bruno oliva all'oliva pallido, la tessitura è variabile da franco-limosa a sabbioso-franca e la reazione è subalcalina o alcalina.

Note

Sono suoli caratterizzati da spiccata variabilità. Possono esservi profili parzialmente decarbonatati ed altri molto più ricchi di scheletro rispetto alla descrizione tipo fornita.

Cenni gestionali

La posizione morfologica marginale, il clima e la pendenza sono i fattori maggiormente limitanti. Sono suoli non adatti ad un utilizzo agrario intensivo che possono però utilmente essere sfruttati per la produzione di foraggi di qualità. L'arboricoltura da legno è possibile ma anche in questo caso le limitazioni stagionali sono spesso troppo importanti. Se non utilizzati sono rapidamente invasi da frassini, aceri e larici.

Si tratta di suoli afferenti alla IV classe di capacità d'uso, ovvero suoli adatti all'agricoltura, che presentano limitazioni molto severe, tali da ridurre drasticamente la scelta delle colture e da richiedere accurate pratiche di coltivazione. Il principale fattore stagionale limitante è la pendenza (e1).

7 ANALISI DELLE INTERFERENZE

7.1 TAGLIO PIANTE ED INTERFERENZE CON LA VEGETAZIONE ED IL SUOLO

Nel presente paragrafo si è provveduto a quantificare le superfici oggetto di trasformazione d'uso ed il taglio piante necessario per la realizzazione dell'opera, si a livello di numero di esemplari abbattuti che di volume di legname ritraibile.

L'intervento ricade solo parzialmente in area soggetta a vincolo idrogeologico, si riporta di seguito la tabella riassuntiva delle superfici interessate dai lavori, comprese le occupazioni temporanee suddivisa per tipologia di uso del suolo e presenza del vincolo.

uso del suolo	sup (ha)		
	in vincolo	non in vincolo	totale
prato	0,47	0,24	0,71
pineta endalpica di pino silvestre	1,06	0,05	1,11
acero frassineto	0,13	0,48	0,61
rocce e macereti	0,42	0,00	0,42
urbanizzato/sterile	0,12	0,01	0,13
totale	2,20	0,78	2,98

uso del suolo	sup (ha)		
	in vincolo	non in vincolo	totale
prato	0,47	0,24	0,71
bosco	1,19	0,53	1,72
altro	0,54	0,01	0,55
totale	2,2	0,78	2,98

Applicando i parametri dendrometrici calcolati o stimati si ottengono i seguenti valori relativi al taglio piante:

	taglio piante area in vincolo		
	esemplari	area basimetrica (mq)	volume (mc)
pineta endalpica di pino silvestre	1600,0	40,1	259,7
acero frassineto	325,0	1,6	8,7
totale	1925,0	41,7	268,4
	taglio piante area non in vincolo		
	esemplari	area basimetrica (mq)	volume (mc)
pineta endalpica di pino silvestre	75	1,8925	12,25
acero frassineto	1200	5,7264	32,0304

totale	1275	7,6189	44,2804
---------------	-------------	---------------	----------------

Dal punto di vista pedologico l'intervento interessa per la maggior parte entisuoli o aree prive di suolo, quali ghiaioni ed infrastrutture esistenti, ed, in minor misura, mullisuoli.

Gli inceptisuoli si presentano, nella massima parte dei casi estremamente superficiali, non riuscendo, a causa della pendenza accentuata e della dinamica del versante soprastante, soggetto a frequenti rilasci di materiale lapideo, a svilupparsi. La presenza di scheletro ed elementi litici non alterati risulta, infatti, molto abbondante. Nella porzione basale del versante, ove la deposizione prevale sull'erosione, il suolo assume una potenza superiore. La parte dell'intervento che interessa l'apparato di conoide si svilupperà a carico di molli suoli, più evoluti, fertili e profondi dei precedenti. Per la quantificazione delle superfici di intervento si rimanda alle tabelle sopra allegata.

La realizzazione degli interventi comporterà l'eliminazione degli strati di suolo propriamente detti, che saranno interessati dal riporto di materiale. Si ritiene che L'impiego di compost e terra agraria per la messa a dimora degli esemplari arborei, il rimboschimento stesso e l'idrosemina delle superfici potranno consentire, sul nuovo rilevato, la ripresa della pedogenesi e la ricostituzione di un nuovo strato di suolo.

Come più avanti illustrato sarà necessario procedere allo scotico ed all'accantonamento del terreno in corrispondenza delle superfici ove sia presente un suolo propriamente detto.

7.2 VOLUMI DI SCAVO E RIPORTO

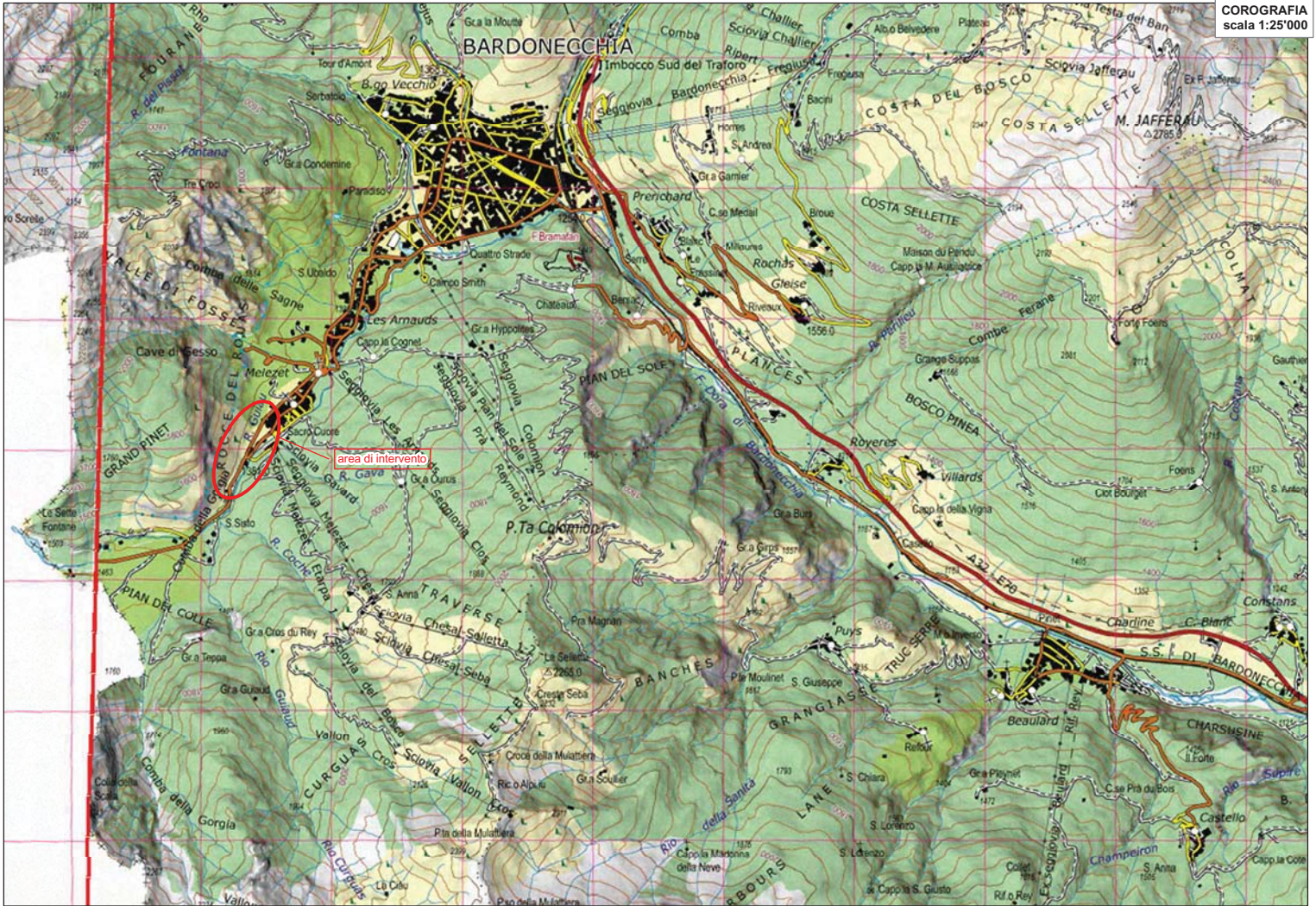
Dal punto di vista dei movimenti di materiale inerte si stima che:

- sarà necessario provvedere allo scavo di 51'500 mc per la realizzazione dei piani di posa del rilevato e le opere accessorie, quali la regimazione delle acque ed il nuovo tracciato della strada provinciale.
- verranno riportati 193'000 mc di materiale inerte per la realizzazione del vallo stesso

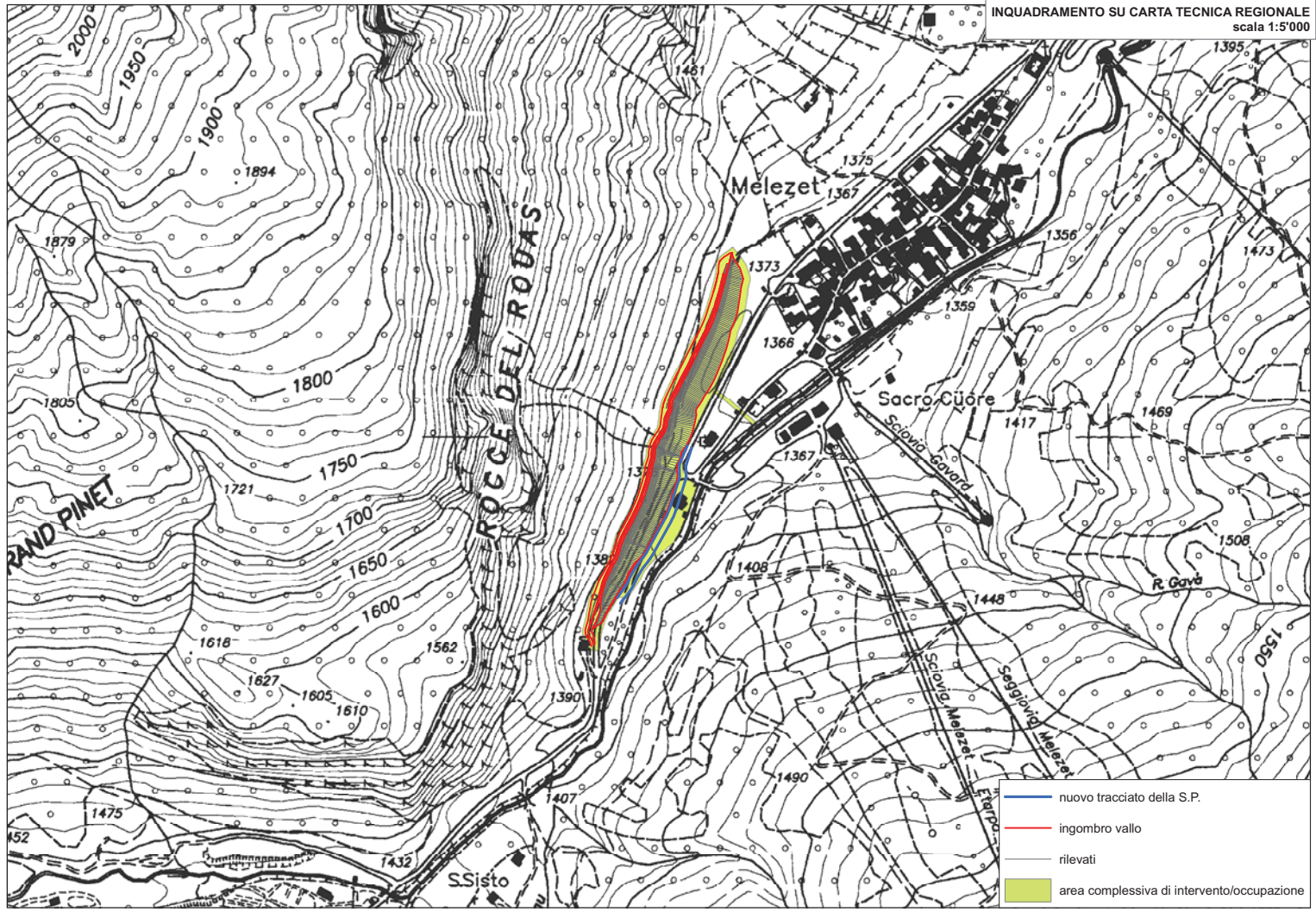
Complessivamente la movimentazione di materiale ammonta a 24'450 mc.

8 ALLEGATI

- COROGRAFIA
- INQUADRAMENTO SU CARTA TECNICA REGIONALE
- INQUADRAMENTO SU ORTOFOTO
- CARTA DEI VINCOLI
- SOVRAPPOSIZIONE DEL PROGETTO SU CARTA DEL VINCOLO
IDROGEOLOGICO DA PRGC
- INQUADRAMENTO SU PRGC (AZZONAMENTI)
- CARTA DELL'USO DEL SUOLO E DEI TIPI FORESTALI
- CARTA DELLA VEGETAZIONE RILEVATA NELL'AREA DI INTERVENTO
- CARTA DELLE DESTINAZIONI ED OBIETTIVI SELVICOLTURALI
- CARTA DEI SUOLI E DELLA CAPACITA' D'USO



INQUADRAMENTO SU CARTA TECNICA REGIONALE
scala 1:5'000

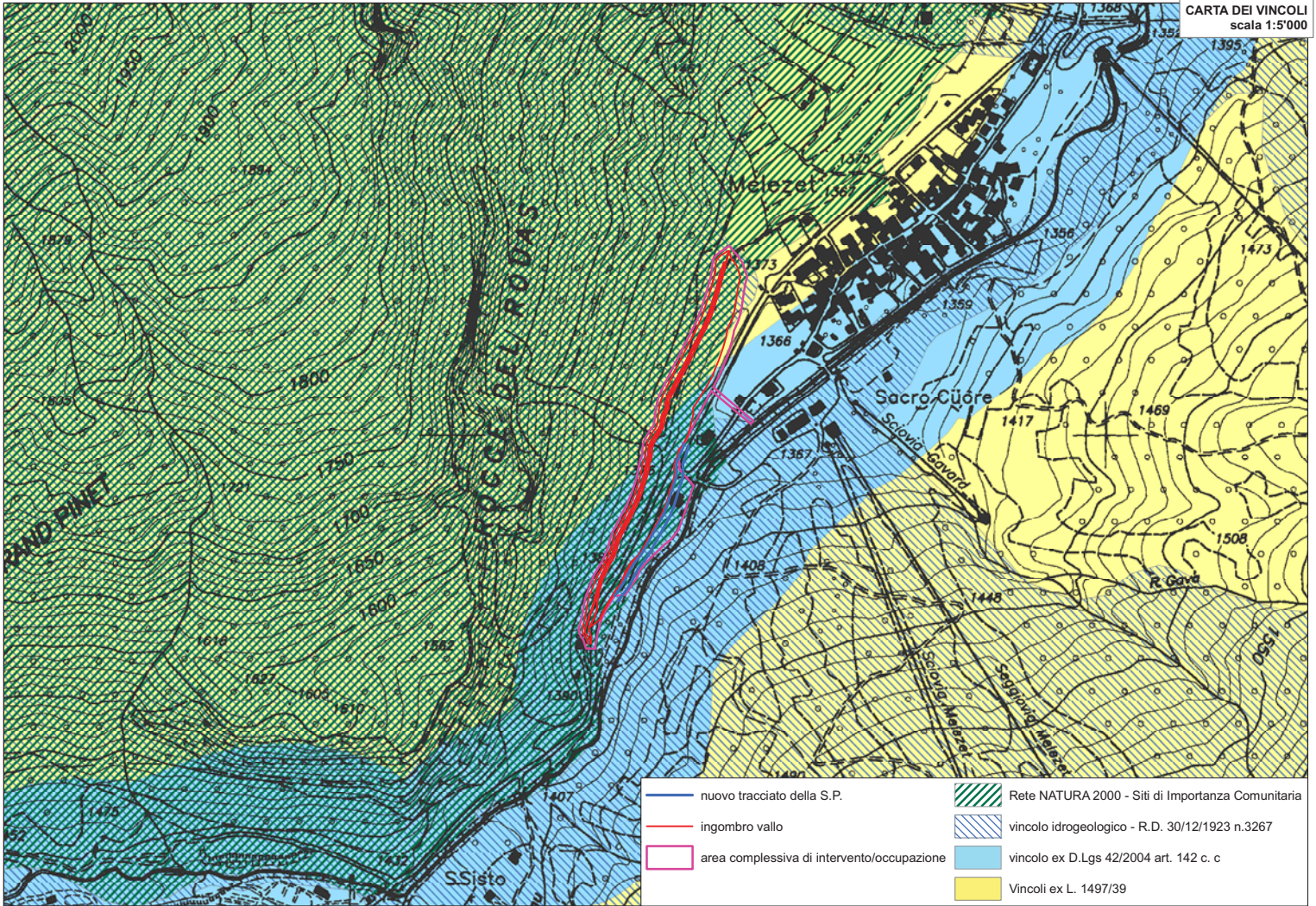


- nuovo tracciato della S.P.
- ingombro vallo
- rilevati
- area complessiva di intervento/occupazione

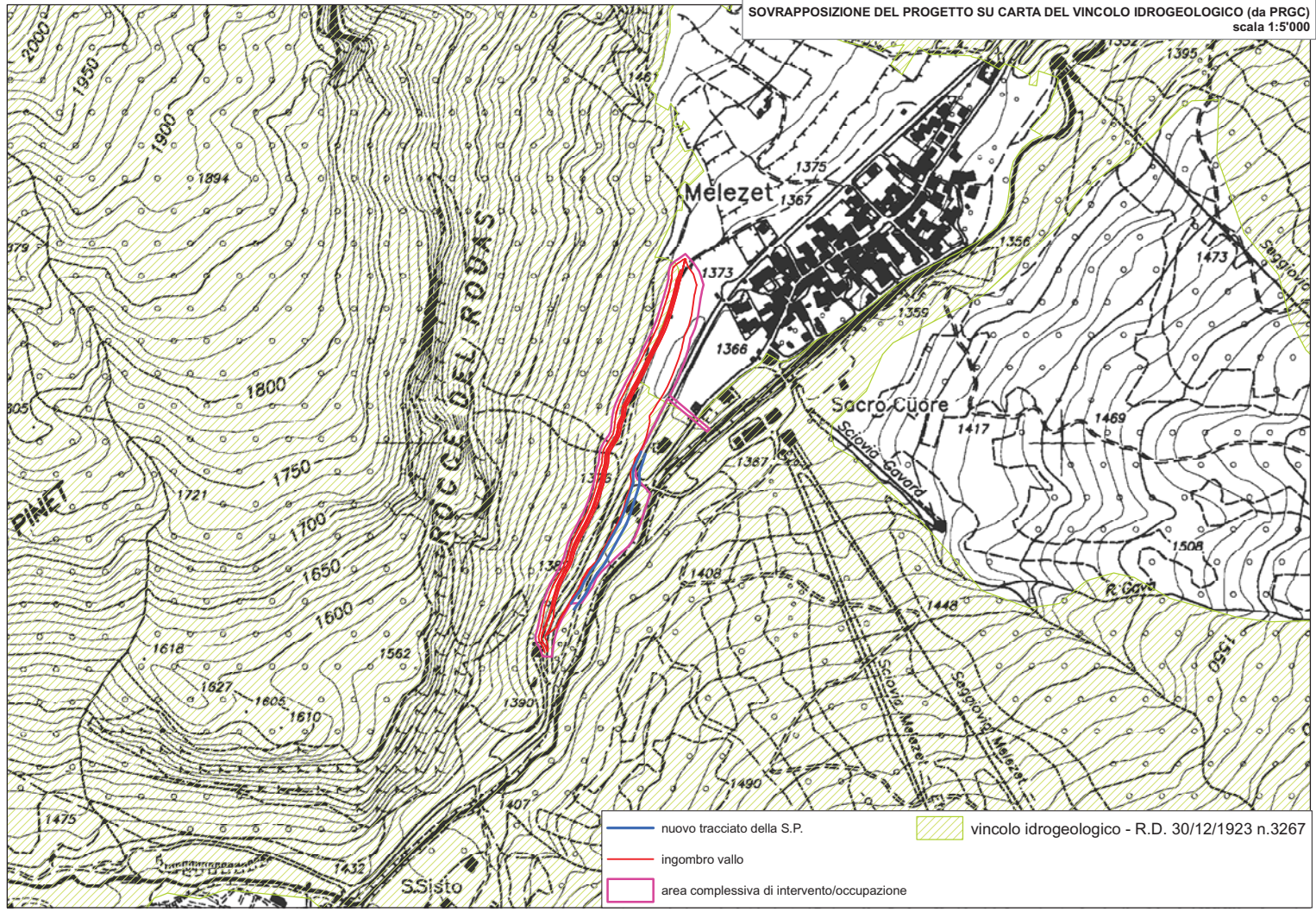
INQUADRAMENTO SU ORTOFOTO
scala 1:5'000



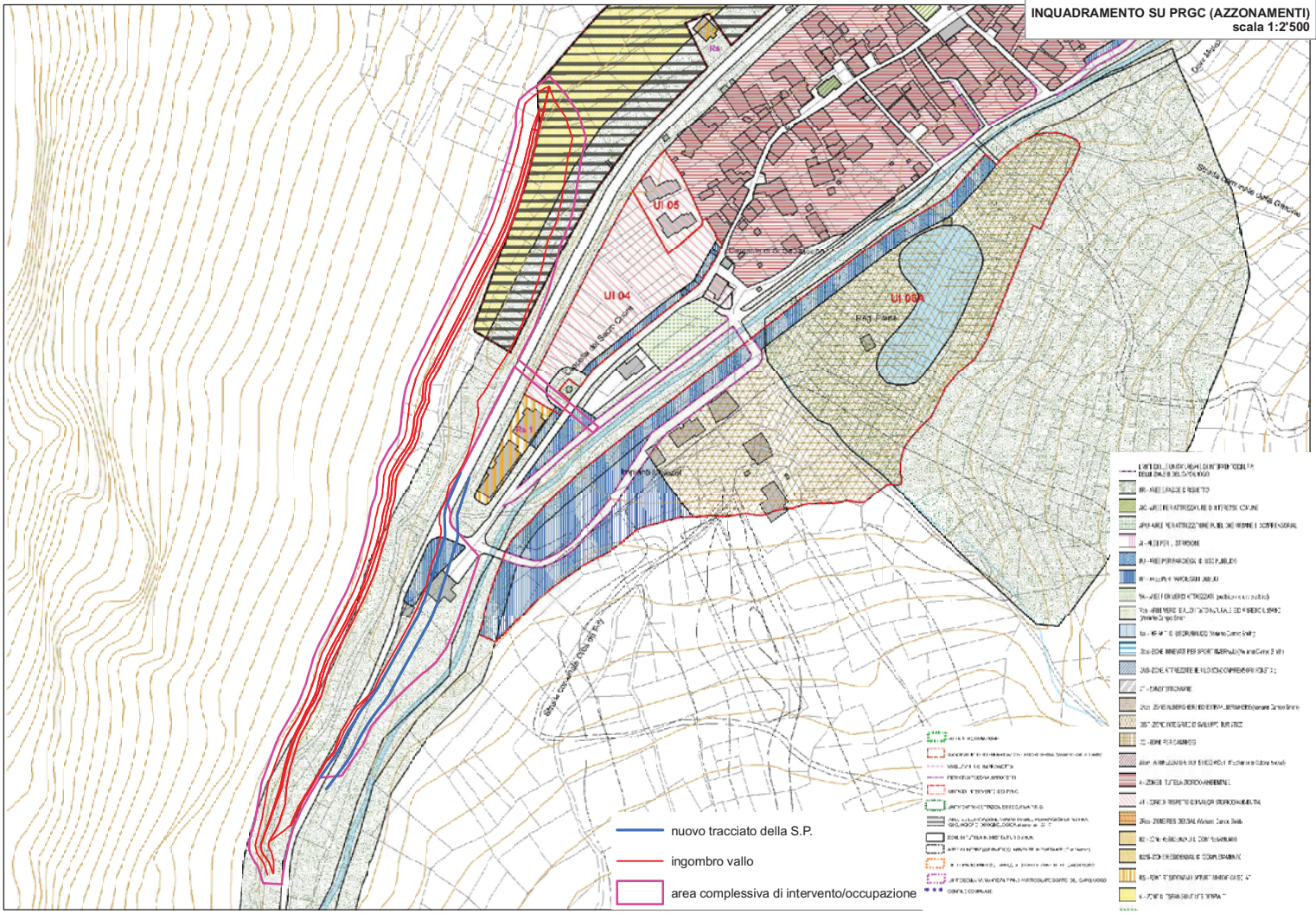
- nuovo tracciato della S.P.
- ingombro vallo
- area complessiva di intervento/occupazione



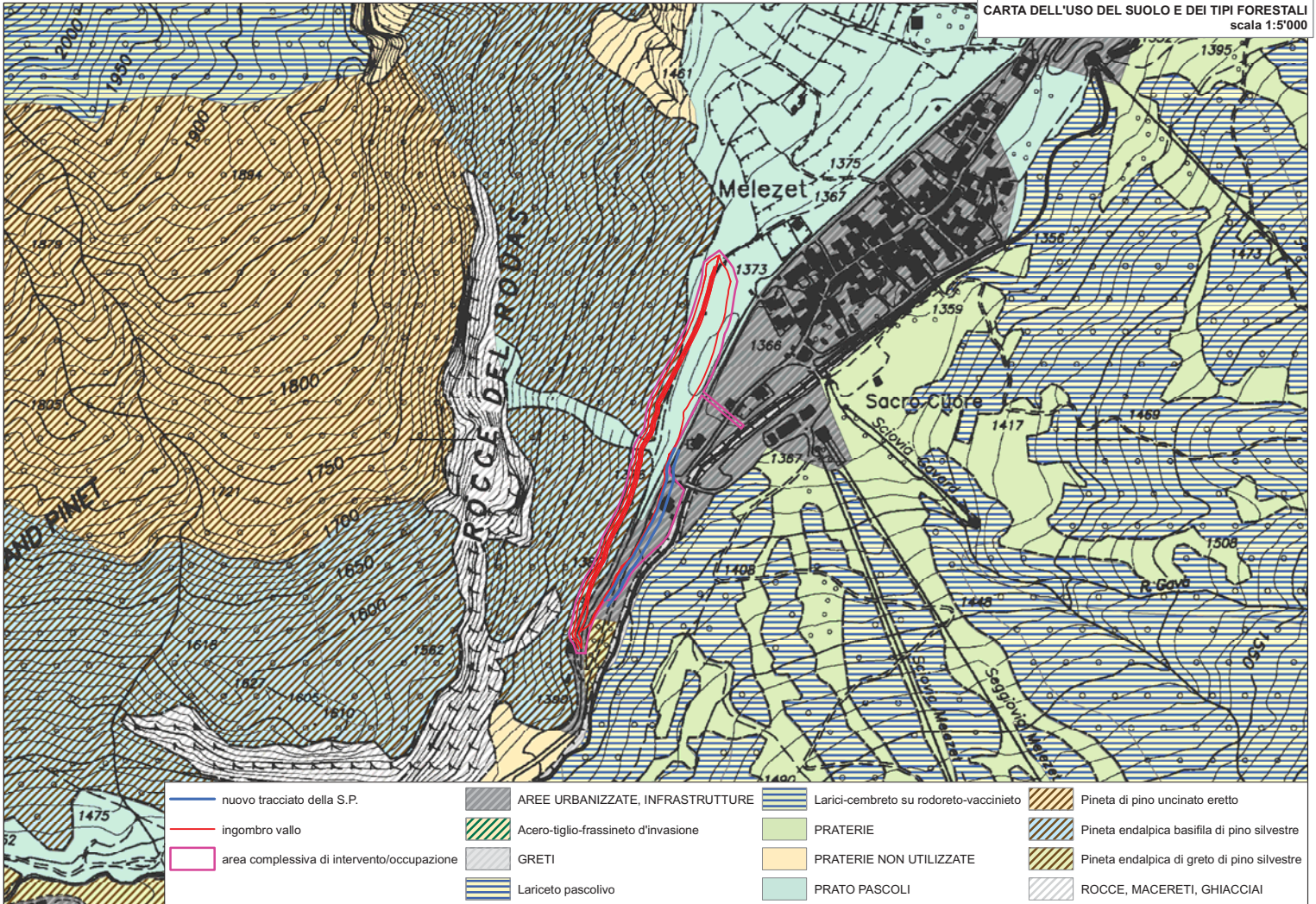
SOVRAPPOSIZIONE DEL PROGETTO SU CARTA DEL VINCOLO IDROGEOLOGICO (da PRGC)
scala 1:5'000



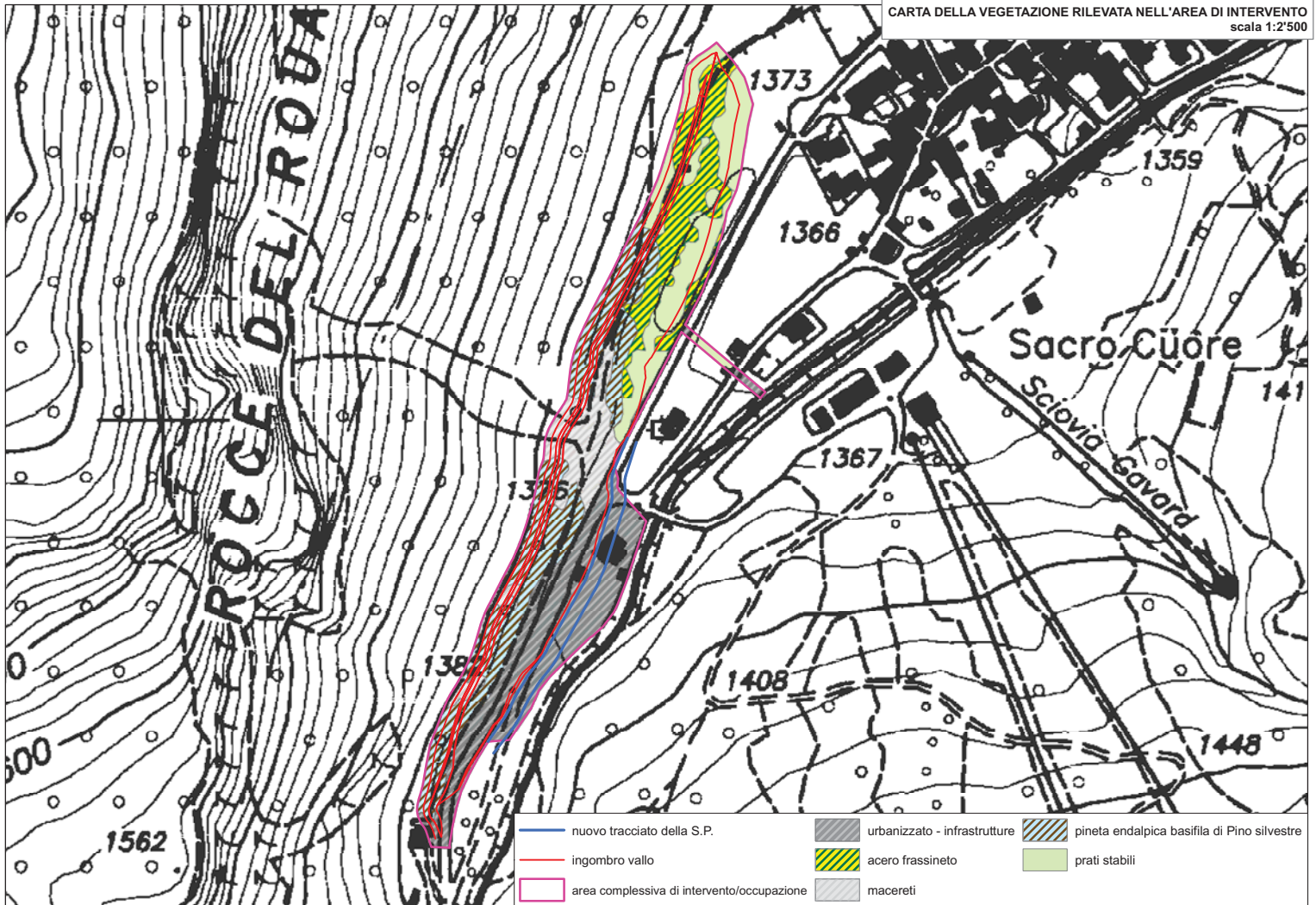
INQUADRAMENTO SU PRGC (AZZONAMENTI)
scala 1:2'500



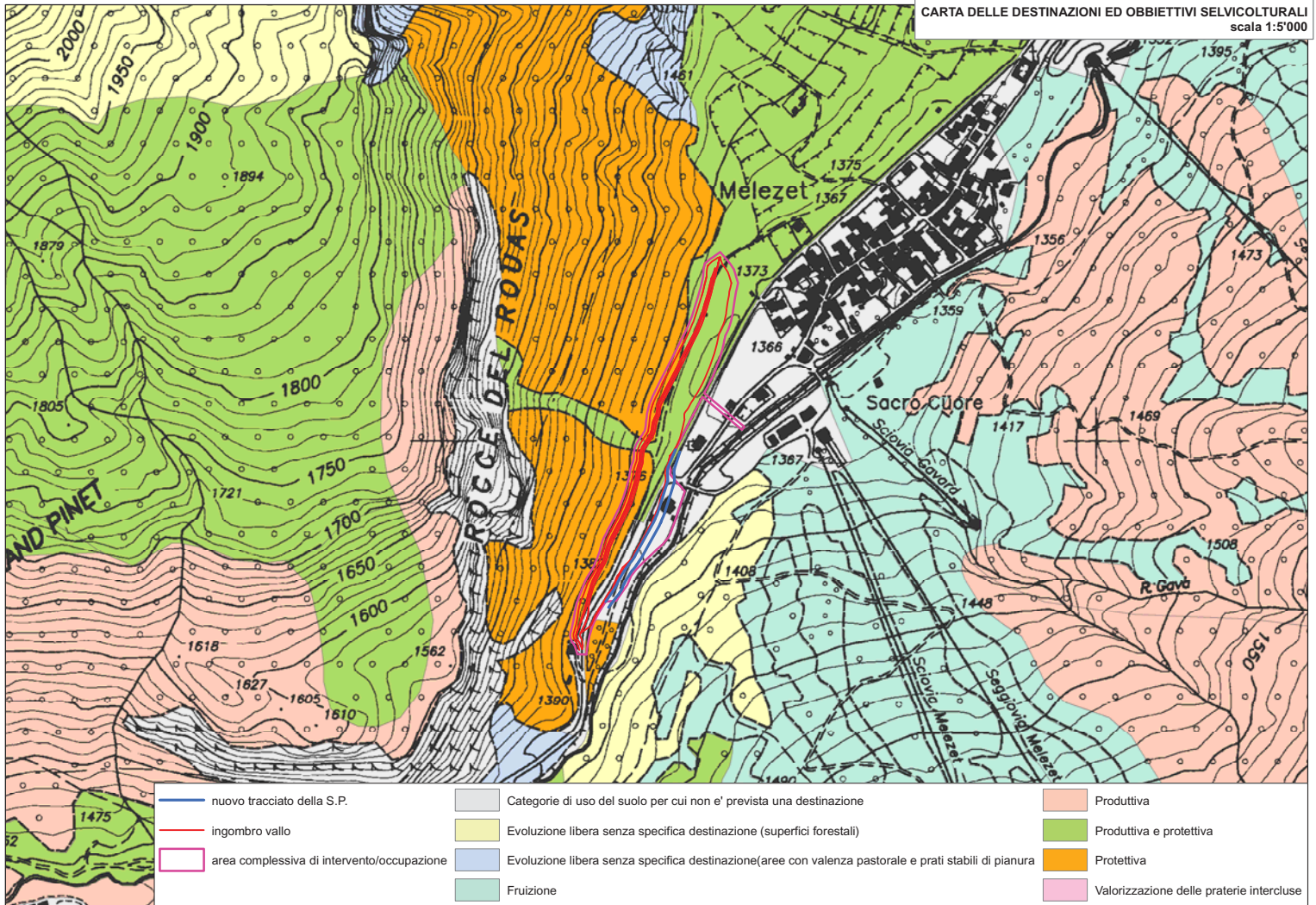
CARTA DELL'USO DEL SUOLO E DEI TIPI FORESTALI
 scala 1:5'000

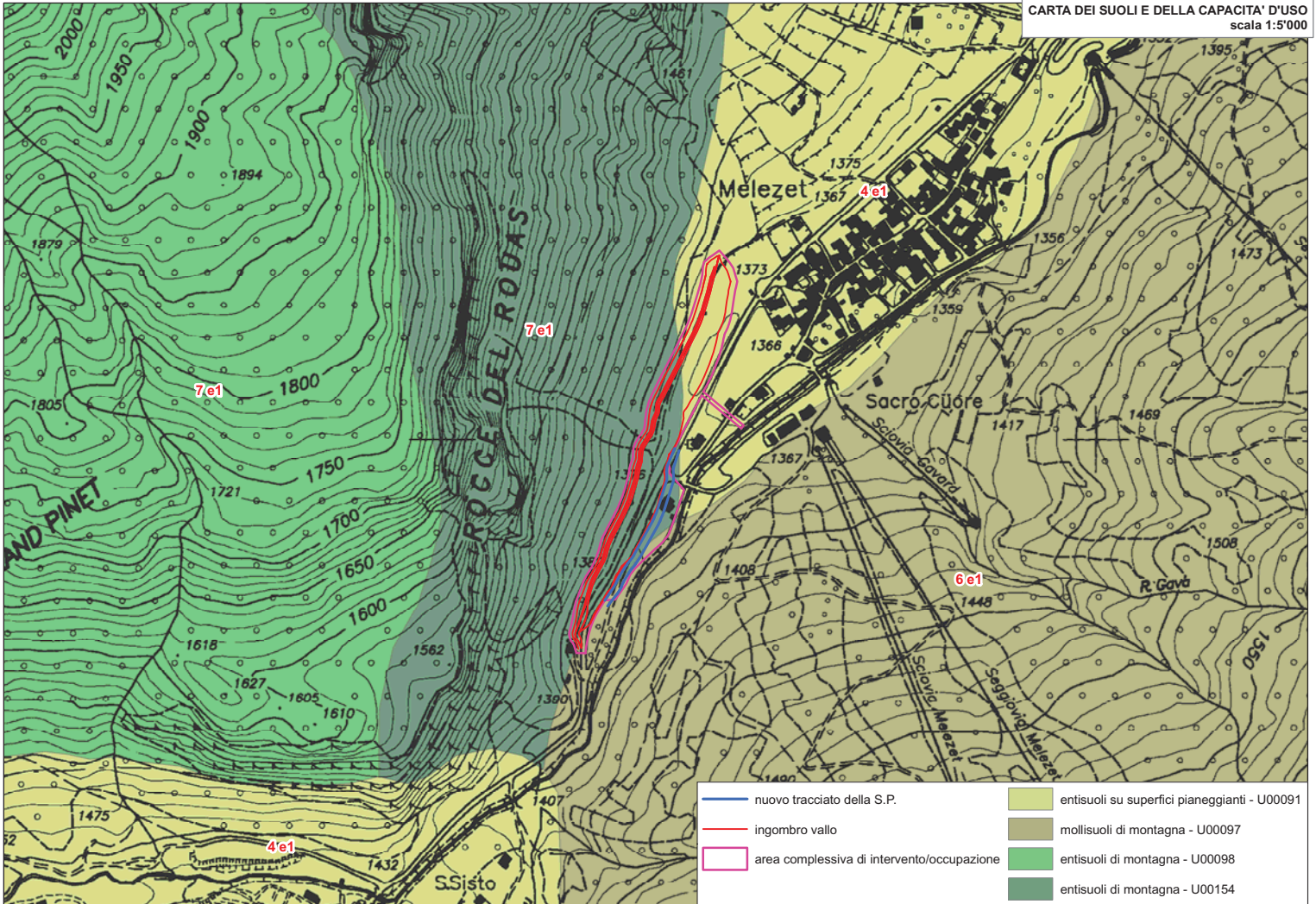






CARTA DELLA VEGETAZIONE RILEVATA NELL'AREA DI INTERVENTO
scala 1:2'500



CARTA DELLE DESTINAZIONI ED OBIETTIVI SELVICOLTURALI
 scala 1:5'000





- | | | | |
|---|--|---|--|
|  | nuovo tracciato della S.P. |  | entisuoli su superfici pianeggianti - U00091 |
|  | ingombro vallo |  | mollisuoli di montagna - U00097 |
|  | area complessiva di intervento/occupazione |  | entisuoli di montagna - U00098 |
| | |  | entisuoli di montagna - U00154 |