

AUTOSTRADA VALDASTICO

A31 NORD

1° LOTTO

Piovene Rocchette - Valle dell'Astico

PROGETTO DEFINITIVO

CUP	G21B1 30006 60005
WBS	B25.A31N.L1
COMMESSA	J16L1

COMMITTENTE



FUNZIONE PROGETTO VALDASTICO

CAPO COMMESSA
PER LA PROGETTAZIONE
Dott. Ing. Pier Mauro Masoli

PRESTATORE DI SERVIZI:
CONSORZIO RAETIA



RAPPRESENTANTE: Dott. Ing. Alberto Scotti

RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE
TRA LE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:
Technical S.p.A. Dott. Ing. Andrea Renso



PROGETTAZIONE:

Il Responsabile: Ing. G. Cassani
Il Geologo: Dott. Geol. F. Pennino



ELABORATO: SVILUPPO PROGETTUALE CONSEGUENTE ALLE INDICAZIONI MIBAC E RV
Geotecnica e geomeccanica
Relazione geotecnica e geomeccanica

Progressivo	Rev.
22 05 05 001 00	00

Rev.	Data	Descrizione	Redazione	Controllo	Approvazione	SCALA:
00	LUGLIO 2019	PRIMA EMISSIONE	ROCKSOIL	A.AMADI	M.GATTI	NOME FILE: J16L1_22_05_05_001_0101_OPD_00.doc
						CM. PROGR. FG. LIV. REV.
						J16L1_22_05_05_001_0101_OPD_00

INDICE

1	INTRODUZIONE	2
2	DOCUMENTAZIONE E INDAGINI DI RIFERIMENTO	3
3	DESCRIZIONE DELLA SOLUZIONE “E” DI TRACCIATO	4
4	INQUADRAMENTO GEOLOGICO	5
4.1	ASSETTO STRUTTURALE DELLA VALDASTICO	6
4.1.1	<i>Faglie di carattere regionale</i>	7
4.2	ASSETTO GEOLOGICO-GEOMORFOLOGICO E STRUTTURALE LUNGO IL TRACCIATO (SOLUZIONE “E”)	7
4.2.1	<i>Affinamento ricostruzione geologica in seguito a risultanze sondaggio integrativo S1Dint (2018)</i>	8
4.2.2	<i>Tratto da pk 0+000 – pk 4+650 circa dell’asse principale (e bretelle di collegamento)</i>	9
4.2.3	<i>Tratto da pk 4+650 a pk 11+220 circa</i>	14
5	CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA-GEOMECCANICA	16
5.1	CRITERI DI CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI	17
5.1.1	<i>Prova penetrometrica dinamica SPT (Standard Penetration Test)</i>	21
5.1.2	<i>Densità relativa</i>	25
5.1.3	<i>Angolo di resistenza al taglio</i>	28
5.1.4	<i>Modulo elastico</i>	32
5.2	CRITERI DI CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA DELLE FORMAZIONI ROCCIOSE	41
5.2.1	<i>Generalità</i>	41
5.2.2	<i>Valutazione del parametro RMR d’ammasso secondo Bieniawsky 1989</i>	41
5.2.3	<i>Criteri di rottura</i>	44
5.2.4	<i>Caratteristiche di deformabilità</i>	48
6	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	50
7	CLASSIFICAZIONE GEOMECCANICA	51
7.1	Gruppi geomeccanici	51
7.2	Caratterizzazione geomeccanica dei gruppi geomeccanici	57
7.2.1	<i>Caratteristiche della matrice</i>	57
7.2.2	<i>Calcolo del GSI (Geological Strength Index)</i>	58
7.2.3	<i>Sintesi dei parametri geomeccanici</i>	58
8	PROFILI GEOTECNICO - GEOMECCANICI	64
9	CONCLUSIONI	72

1 INTRODUZIONE

A seguito delle prescrizioni emerse sul 1° lotto del Progetto Definitivo “Autostrada Valdastico A31 nord, 1° lotto Piovene Rocchette - Valle dell'Astico” ed in particolare

- alla *lettera prot. 26419 del 16 ottobre 2018* del Ministero dei Beni e delle Attività Culturali (MiBAC) - Soprintendenza Archeologica Belle Arti e Paesaggio per le Province di Verona, Rovigo e Vicenza (SABAP) in tema di usi civici e di verifica di ottemperanza;
- alle *prescrizioni da n° 1 a n° 6 dell'Allegato A* alla DGR della Regione del Veneto (RV) n° 1959 del 21 dicembre 2018 relativa alla compatibilità ambientale;

sono state elaborate delle soluzioni alternative, rispetto al PD, per il tratto autostradale ricadente nel comune di Cogollo del Cengio (VI), brevemente descritte nel seguente elenco:

- **Soluzione A:** modifica del tracciato autostradale rispetto al progetto definitivo e parzializzazione dello svincolo di Cogollo;
- **Soluzione B:** modifica del tracciato autostradale rispetto al progetto definitivo e svincolo di Cogollo completo di tutte le manovre;
- **Soluzione C:** tracciato autostradale e svincolo di Cogollo come da progetto definitivo con l'aggiunta della copertura delle rampe di svincolo mediante gallerie artificiali;
- **Soluzione D:** modifica del tracciato autostradale (nel corridoio del progetto definitivo) con abbassamento livelletta autostradale e parzializzazione dello svincolo di Cogollo;
- **Soluzione E:** modifica del tracciato autostradale (nel corridoio del progetto definitivo) con abbassamento livelletta autostradale ed eliminazione dello svincolo di Cogollo.

Un'analisi di maggior dettaglio in merito allo studio delle diverse soluzioni e delle rispettive caratteristiche è riportata nella specifica Relazione Illustrativa *J16L1-220100001-0101-OPD*, realizzata per la documentazione di Fase 1 a riscontro delle prescrizioni formalizzate dal MiBAC e dalla Regione Veneto.

A seguito degli incontri in data 3 aprile 2019 presso il MiBAC e in data 9 maggio 2019 presso il MATTM, è prevalso il gradimento per una scelta orientata alla Soluzione E.

Oggetto della presente “*Relazione Geotecnica e Geomeccanica*” è fornire un inquadramento geotecnico - geomeccanico degli ammassi coinvolti nello scavo e/o fondazioni delle opere a progetto e fornire gli elementi per il dimensionamento delle opere stesse, evidenziando eventuali modifiche sostanziali apportate rispetto al Progetto Definitivo.

2 DOCUMENTAZIONE E INDAGINI DI RIFERIMENTO

Considerando che il tracciato della soluzione E risulta sostanzialmente coincidente con il tracciato di PD rilevandosi solo un abbassamento della livelletta di valore massimo pari a 20m circa, la documentazione e le indagini di riferimento rimangono quelle di PD. Per un elenco ed una descrizione dettagliata di tali documenti, si rimanda pertanto alle Relazioni ed elaborati grafici di PD.

In particolare si rimanda alla Relazione Geomeccanica di PD per una descrizione dettagliata dei dati geotecnici e geomeccanici desunti dall'analisi di tutte le indagini eseguite.

Rispetto alla fase di PD risulta effettuato, con riferimento al tratto in esame, un sondaggio integrativo "S1Dint". L'esame delle risultanze di tale sondaggio integrativo (la cui documentazione è riportata in ALLEGATO 1 alla Relazione Geologica), ha comportato un lieve affinamento nella ricostruzione dei contatti geologici tra le formazioni, come verrà di seguito illustrato.

3 DESCRIZIONE DELLA SOLUZIONE “E” DI TRACCIATO

La soluzione “E”, segue lo stesso corridoio del progetto definitivo, con leggeri scostamenti planimetrici, ma si differenzia per un approfondimento della livelletta autostradale, dell’ordine di 20m, al fine di massimizzare i tratti in galleria.

Inoltre nella soluzione “E” viene eliminato, rispetto alla soluzione di PD, lo svincolo di Cogollo.

Per facilitare le relazioni tra la valle e l’autostrada A31, a compensazione dell’eliminazione dello svincolo di Cogollo del Cengio, si ipotizza la realizzazione di un collegamento extraurbano tra la SP 350 a sud di Cogollo del Cengio e la SP 349 a Piovene Rocchette in corrispondenza dello svincolo autostradale esistente omonimo. Tale collegamento avviene mediante una cosiddetta bretella, (il cui tracciato è suddiviso in “bretella 1” e “bretella 2”, come illustrato negli elaborati planimetrici di seguito riportati).

Con riferimento D.M. 05-11-2001 “*Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade*” la bretella sopra citata presenta sezione tipo C1, quindi una corsia per senso di marcia, e collega il casello di Piovene Rocchette con la SP 350 con uno sviluppo di circa 2,4 km.

Per una valutazione degli aspetti geologici, idrogeologici, geotecnici e geomeccanici correlati alla soluzione “E” individuata, sono stati redatti nuovi profili geologici e geotecnico-geomeccanici, sia lungo l’asse autostradale (profilo soluzione E, carreggiata Nord, da pk 2+000 circa a pk 11+220 circa) sia lungo le bretelle di collegamento sopra citate.

Il tracciato planimetrico della soluzione “E” nonché delle bretelle di collegamento è stato inoltre riportato sulla cartografia geologica del PD ed illustrato in ALLEGATO 2 alla Relazione Geologica emessa contestualmente al presente documento.

Con riferimento agli elaborati grafici sopra citati, si descrivono nel seguito, oltre ad un breve inquadramento geologico generale dell’area, i principali aspetti geotecnici-geomeccanici relativi alla soluzione “E” individuata.

4 INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Come estesamente descritto nella “Relazione geologico-geomorfologica”, la successione stratigrafica affiorante nell’area interessata dalle opere a progetto è rappresentata da formazioni rocciose di età compresa tra il Triassico medio ed il Cretaceo inferiore, ovvero fra le vulcaniti ladiniche poste al letto della Dolomia Principale lungo la valle dell’Astico e la Maiolica sugli altopiani di Asiago e Tonezza, con coperture quaternarie continentali riconducibili essenzialmente a depositi glaciali, fluviali, fluvio glaciali e di versante.

In sintesi, la sequenza litologico-stratigrafica che interessa il tracciato autostradale è così rappresentata, dalla formazione più antica alla più recente:

- Vulcaniti indifferenziate, riolitico-dacitiche, affioranti nella Valdastico in lembi isolati; la loro genesi è collegata a colate sottomarine, sono fortemente fratturate e/o alterate e localmente possono presentare fenomeni di argillificazione. La loro età è ascrivibile all’acme vulcanico del Ladinico superiore.
- Dolomia principale che affiora estesamente nella Valdastico ed interessa il 90% del tracciato autostradale. E’ costituita da dolomie chiare, da grigio a biancastre, ben stratificate, lo spessore varia da 500 a 600 metri circa. L’età è ascrivibile al Carnico superiore nella parte basale della sequenza ed al Retico nella parte superiore.
- Gruppo dei Calcari grigi, costituito da sequenze di calcari micritici. Gli strati hanno colore prevalentemente grigio, grigio-bruno o nocciola, talora bianco avorio o più raramente su toni rosati. La successione è ben stratificata. L’età del gruppo dei calcari grigi è da attribuire al Lias medio ed inferiore. Lo spessore complessivo della formazione nell’area dell’altopiano di Folgaria e della Vigolana meridionale è stimato attorno ai 330 metri circa. Questa litologia non interseca mai il tracciato autostradale perché si sviluppa nella porzione superiore dei versanti che delimitano gli altopiani strutturali dell’area di studio.

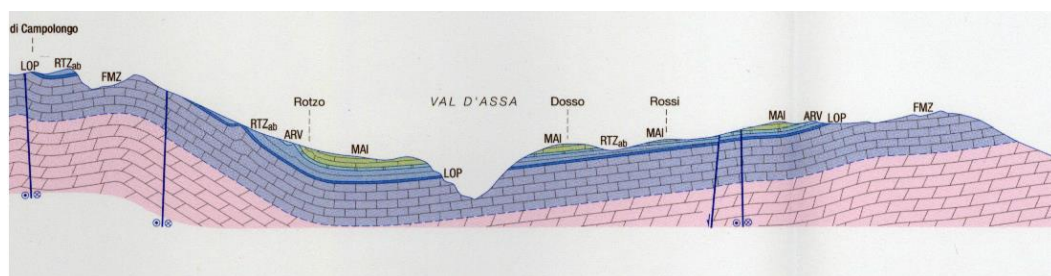


Figura 1 – Sezione geologica dell’altopiano della Valdastico e sequenza litologica caratteristica (tratto da “Carta Geologica d’Italia 1:50000, Regione Veneto, foglio 082 Asiago”); la sezione si trova all’incirca parallela al tracciato di progetto nella parte che si estende dalla galleria Cogollo fino all’imbocco nord della galleria Pedescala, in sinistra idrografica del T.Valdastico.

4.1 ASSETTO STRUTTURALE DELLA VALDASTICO

L'area di studio rappresenta la porzione meno deformata del Sudalpino, risultando priva di significative strutture compressive. In particolare è evidente la separazione del settore posto a nord della linea della Valsugana, caratterizzato dalla diffusa presenza di vulcaniti, da quello posto a sud, dove prevalgono litologie calcaree e sono sostanzialmente assenti le vulcaniti.

L'assetto strutturale è strettamente legato alle fasi di rifting che hanno portato alla formazione della catena alpina e suddivisibili nelle 3 fasi:

- fase eoalpina (Cretaceo): avvicinamento della placca europea e del promontorio africano detto Adria. La crosta oceanica europea va in subduzione rispetto a quella africana;
- fase mesoalpina (Eocene – Oligocene): scomparsa dell'oceano ligure – piemontese e collisione delle due placche con conseguente ispessimento crostale. Si sviluppa una struttura a doppia vergenza: le Alpi vere e proprie con vergenza europea e le Alpi meridionali o Sudalpino con vergenza verso sud;
- fase neoalpina (Miocene – Attuale): sviluppo della catena alpina nord e sud vergente.

I due domini sono separati dalla Linea Insubrica o Lineamento Periadriatico, che si sviluppa dal Piemonte fino alla Slovenia. Le principali deformazioni hanno termine nel Pliocene.

La val d'Astico è caratterizzata dalla presenza di ampi piegamenti che presentano una direzione all'incirca E-W, concorde al lineamento della Valsugana. In particolare si ricorda:

- l'anticlinale del M.Lisser che termina ad oriente in Valsugana;
- la sinclinale di Gallio, susseguente a sud alla sovrastante anticlinale, lunga oltre 30 Km.

Questi ampi piegamenti sono spezzettati da faglie trasversali sub verticali, a carattere prevalentemente trascorrente. Il fascio di faglie con direzione compresa tra N10°E e N25°W rappresenta la riattivazione, durante il Neogene, delle strutture tettoniche distensive mesozoico – paleogeniche, come faglie di svincolo. Appartengono a questo sistema di faglie:

- faglia della val di Centa;
- faglia di Posina;
- faglia del passo della Vela;
- faglia Masetti – Tonezza del Cimone.

L'intero sistema di pieghe e faglie è dislocato da un fascio di faglie verticali trascorrenti sinistre, con direzione N45°W, di cui la più importante è la faglia Schio – Vicenza. Questo fascio di faglie rappresenta una svincolo cinematico tra il settore a SW dei monti Lessini poco deformato e quello a NE bassanese a strutturazione più complessa.

A nord di Arsiero sono stati individuati alcuni elementi strutturali con direzione circa N – S, caratterizzati da scarpate rocciose a forte risalto morfologico. Strutture con risalto analogo sono individuabili a sud – est di Settecà e presso Lastebasse – Busatti.

Ne deriva che sono presenti principalmente 4 famiglie di lineamento con andamento:

- E – W di tipo valsuganese trasversale alla val d’Astico;
- N10°E e N25°W faglia val di Centa;
- N45°W di tipo scledense;
- N – S probabilmente riconducibile alla linea Trento – Cles.

La cartografia geologica allegata a questo progetto riporta i lineamenti morfo – strutturali, che sono stati individuati tramite foto – interpretazione. Le direzioni di questi lineamenti rispecchiano in linea di massima le quattro direzioni suddette.

4.1.1 Faglie di carattere regionale

Sulla base delle informazioni bibliografiche, di quelle raccolte durante i rilievi di superficie nonché delle risultanze della fotointerpretazione, delle indagini geofisiche, (sismiche e magnetotelluriche) e geognostiche (sondaggi), si segnala la presenza nell’area di interesse, di alcune faglie di importanza regionale attraversate dal tracciato, indicate come *“faglie principali”* nella carta geologica e nei profili geologici-geomeccanici di progetto e distinte da altre faglie di minore persistenza, classificate come *“faglie secondarie”*, comunque presenti e evidenziate negli elaborati progettuali.

In particolare si segnala nel tratto in esame, (da pk 2+000 a pk 11+200 circa), l’intercettazione di *“faglie principali”* nelle seguenti tratte della Galleria Cogollo:

- pk 8+500 ÷ 8+700 circa e pk 11+100 ÷ 11+200 circa

Come indicato nei profili geomeccanici di progetto, la presenza di un sistema di faglie con direzione sub-parallela al tracciato (faglie trascorrenti orientate circa NO-SE e sub-parallele alla linea Schio – Vicenza – appartenenti al sistema scledense), potrebbe far sì che il maggior grado di fratturazione/alterazione degli ammassi, generalmente correlato alla vicinanza con le zone di faglia, possa interessare il tracciato delle opere in sotterraneo anche per tratti superiori rispetto alle progressive sopra indicate.

4.2 ASSETTO GEOLOGICO-GEOMORFOLOGICO E STRUTTURALE LUNGO IL TRACCIATO (SOLUZIONE “E”)

Nel presente paragrafo si riporta una descrizione dell’interazione opere terreni con riferimento al tracciato di progetto nella soluzione “E” prescelta (progressive riferite alla canna Nord) ed agli elaborati prodotti in supporto al presente testo che sono la “Cartografia

geologica, geomorfologica ed idrogeologica” in ALLEGATO 2, i “Profili geologici” e i “Profili geotecnico - geomeccanici” emessi contestualmente alla presente Relazione, cui si deve far riferimento per maggiori dettagli.

4.2.1 Affinamento ricostruzione geologica in seguito a risultanze sondaggio integrativo S1Dint (2018)

Nella Relazione Geologica di PD, a cavallo della progressiva 5+300 circa, sulla base delle indicazioni desumibili dalle indagini geognostiche indirette condotte nell’area, (tomografia sismica TSD02bis), era segnalata la probabilità che l’intercettazione del substrato roccioso in galleria potesse avvenire prima della pk 5+600 indicata nei profili geologici di PD, ma già alla pk 5+250 circa. Nella Relazione stessa era inoltre evidenziata la possibilità che potesse essere più arretrata, anche la progressiva di intercettazione in galleria del contatto Dolomia/Vulcaniti.

Al fine di consentire un affinamento di maggiore dettaglio in merito agli aspetti sopra indicati, è stato eseguito (nell’estate 2018), un sondaggio integrativo, denominato S1Dint.

Il sondaggio S1Dint, eseguito alla pk 5+320 circa, ha intercettato il substrato roccioso ascrivibile alla Formazione della Dolomia Principale, intorno alla quota 322 m s.l.m. circa.

In base a tali evidenze, nei profili geologici emessi contestualmente alla presente, è stata affinata sia la posizione del contatto detrito / substrato roccioso, sia la posizione del contatto Dolomia / Vulcaniti, che risultano entrambi ubicati a progressive inferiori rispetto alla ricostruzione geologica di PD.

Come si evince dai profili allegati, risulta pertanto ridotta, rispetto alla configurazione di PD, l’estensione del tratto previsto all’interno delle Vulcaniti e per contro ampliata l’estensione del tratto previsto all’interno della Dolomia Principale. Tale aspetto non comporta sostanziali variazioni dal punto di vista geomeccanico, risultando le Formazioni sopra citate caratterizzate da parametri geomeccanici sostanzialmente simili, (per le quali si è previsto in entrambi i casi una modalità di scavo con TBM a fronte “aperto”), ad eccezione di una maggiore abrasività delle Vulcaniti, rispetto alla Dolomia, emersa dalle prove di laboratorio eseguite ed illustrate in dettaglio nella Relazione Geomeccanica di PD.

4.2.2 Tratto da pk 0+000 – pk 4+650 circa dell'asse principale (e bretelle di collegamento)

Partendo dalla fine dell'attuale autostrada A31 a Piovene Rocchette i primi 2.800 m circa di tracciato si sviluppano prevalentemente in scavo nei depositi fluvioglaciali ed alluvionali terrazzati granulari.

La carta geologica permette di osservare come la profonda forra dell'Astico sia scavata entro gli stessi depositi fluvioglaciali, che evidenziano condizioni di sostanziale stabilità anche in presenza di scarpate di altezza pluridecimetrica e di pendenze molto accentuate (fino a pareti subverticali). Ciò è dovuto alle buone caratteristiche dei materiali, sottoposti peraltro a pressioni enormi in epoca geologicamente recente (come testimoniato anche da *tension cracks* riscontrate durante i rilievi) e caratterizzati da un grado di cementazione difficilmente quantificabile dovuto alle acque d'infiltrazione.

Localmente nella forra, non in asse stradale, alle quote più basse affiora il substrato roccioso, in forma di Dolomia Principale o Calcari Grigi.

Le scarpate dei tratti in trincea (a monte del casello di Piovene Rocchette) ricadono nei medesimi materiali e sono sagomate con pendenze spesso anche nell'ordine di 1/1, che risultano stabili, a dimostrazione delle buone caratteristiche geotecniche a breve e lungo termine dei depositi fluvioglaciali.

Attorno alla pk 1+000 l'Astico viene scavalcato per mezzo del viadotto Piovene, lungo circa 190 m. Qui il corso d'acqua ha profondamente inciso il materasso alluvionale fluvioglaciale per un'altezza superiore a 50 - 60 m portando in affioramento, su ambo le sponde, depositi ghiaioso sabbiosi molto addensati con matrice limosa inglobanti ciottoli e blocchi di dimensioni nell'ordine di circa 1 – 2 mc. Questa conformazione, come dimostrano anche *back analysis* condotte sulle scarpate naturali, si dimostra stabile ammettendo la presenza di una coesione che le operazioni di carotaggio non permettono di apprezzare.

In tale contesto per il viadotto è stata prevista una soluzione a stampella con fondazioni su pozzo in corrispondenza delle stesse stampelle, per meglio sopportare i carichi imposti, e su pali di grande diametro per spalle e pile laterali.

Nei livelli superiori i rilievi di campagna mostrano la presenza di orli di terrazzo fortemente cementati aventi spessore di pochi metri e continuità laterale pluridecаметrica.



Figura 2 Orli di terrazzo cementati nei depositi fluvioglaciali e glaciali

La foto di Figura 3 è stata scattata in corrispondenza della superficie di scivolamento delle frana per erosione al piede posta accanto alla spalla 1 del viadotto Piovene, e permette di osservare un terreno fondamentalmente ghiaioso sabbioso, con cenni di stratificazione, inglobante ciottoli, massi e alcuni orizzonti ben cementati.



Figura 3 - La superficie di frana accanto al viadotto Piovene permette di osservare più chiaramente la natura del materiale inglobante frammenti ciottoli, massi e orizzonti superficiali ben cementati

Superato il viadotto il tracciato prosegue in trincea ed all'interno dei depositi fluvioglaciali risolvendo l'interferenza della SP 350 con la galleria artificiale S. Agata 1 posta fra le pk 2+050 – 2+150 circa (lunghezza 100 m).

Dopo un breve tratto all'aperto fra le pk 2+150 e pk 2+280 circa ha inizio il tratto in artificiale della galleria S. Agata 2 (Carreggiata Sud) o Cogollo-S Agata 2 (Canna Nord).

In presenza di materiali sciolti e stante, come sopra esposto, la possibile presenza di orizzonti cementati e di massi, le opere di sostegno degli scavi sono cautelativamente previste con paratie di pali.

Fra le pk 2.800 – 4+650 circa (imbocco sud galleria Cogollo in carreggiata Sud) sono cartografati depositi glaciali riferibili alla morena frontale del ghiacciaio dell'Astico testimoniati da ghiaie e sabbie in matrice limoso argillosa inglobanti pezzame eterogeneo fra cui blocchi e massi di grandi dimensioni, quota parte dei quali attribuibili alla paleofrana della Gruma posta attorno alla pk 3+200 circa.

In corrispondenza di questo tratto il tracciato relativo alla soluzione "E" si sviluppa in galleria.

In particolare, la configurazione propria della soluzione "E", determina l'allungamento della galleria naturale S. Agata 2 (di circa 1.500 m che in Progetto Definitivo erano previsti in parte in artificiale – lato sud- ed in parte risultavano ascrivibili all'area di svincolo lato nord) ed anche della galleria Cogollo (che vede arretrare il suo imbocco verso sud di circa 300 m); in tale configurazione il tratto all'aperto, che in carreggiata sud separa le due gallerie, ("S. Agata 2" e "Cogollo"), si riduce a soli 180 m circa, mentre in carreggiata nord, seppur con un tratto a esigue coperture, diviene possibile realizzare un'unica galleria naturale (denominata "Cogollo - S. Agata 2"), della lunghezza complessiva di circa 8.900 m. Inoltre, nella tratta a minima copertura, sarà prevista anche una piccola finestra che metta in collegamento la canna Nord con la carreggiata Sud all'esterno. Dal profilo longitudinale della galleria si evince una forma "a corda molle", con minimo di quota intorno alla pk 4+600 della canna Nord, proprio in corrispondenza della finestra di collegamento sopra citata che fungerà pertanto,

(oltre che da by-pass carrabile), anche da via preferenziale per lo smaltimento delle acque di piattaforma e di drenaggio della canna Nord stessa.

Con riferimento al profilo geologico in asse tracciato della Canna Nord, emesso contestualmente alla presente Relazione, le coperture in questo tratto sono variabili da un massimo di circa 60 m a valori minimi, per i tratti in naturale, nell'ordine di 5÷10m circa. Le artificiali sono realizzate con scavi provvisionali aventi pendenza 1/1 o, nelle sezioni d'imbocco e laddove le altezze sono maggiori, con paratie di pali.

La galleria naturale sarà interamente scavata in ghiaie e sabbie limose di origine glaciale, con limitate intercalazioni limoso argillose e possibili trovanti, mediante adozione della TBM in modalità EPB.

Geologicamente fino alla pk 2+800 sono cartografati depositi fluvioglaciali terrazzati ghiaioso sabbiosi con matrice limosa, spesso stratificati, da molto addensati a debolmente cementati; da qui in avanti depositi glaciali. Al di là della diversa genesi le condizioni granulometriche e tessiture dei due depositi sono sostanzialmente simili e difficilmente distinguibili; ad un più attento esame i depositi glaciali mostrano un maggior contenuto di fine, maggiore plasticità e più diffusa presenza di massi, anche di grandi dimensioni. Tale ultima caratteristica rilevata dai sondaggi eseguiti in asse progettuale può essere messa in relazione con l'accumulo di frana della Gruma.

Il substrato roccioso, costituito prevalentemente dalla Dolomia Principale, rimane a profondità tale da non essere interessato dai lavori di scavo, affiorando solo, e non diffusamente, lungo la profonda forra dell'Astico.

L'abbassamento della livelletta, rispetto alla soluzione di PD, determina, da un punto di vista tecnico-costruttivo:

- un arretramento verso sud dell'imbocco della Galleria Cogollo rispetto alla configurazione di PD, ed un conseguente allungamento della lunghezza della galleria di circa 300 m da scavarsi all'interno dei depositi granulari glaciali e fluvio-glaciali, il cui scavo però ben si presta all'utilizzo di una EPB;
- un incremento sostanziale delle coperture in corrispondenza del centro abitato di Casale prossimo all'imbocco Sud, con la riduzione dei rischi di subsidenze indotte;
- il sottoattraversamento della SP 350 in prossimità dell'imbocco sud (canna sud) con coperture non inferiori al diametro di scavo, che potrebbero rendere

cautelativamente necessari propedeutici interventi di consolidamento dalla superficie mediante jet-grouting a cavallo della carreggiata stradale.

- Interventi di consolidamento con jet-grouting dalla superficie si rendono probabilmente necessari anche in ulteriori tratti caratterizzati da coperture $\leq 10\text{m}$ circa, in presenza di depositi detritici (come ad es. intorno alla pk 4+500 della canna nord e pk 2+600 di entrambe le carreggiate).
- Il lieve abbassamento della livelletta nella soluzione "E", rispetto alla soluzione di PD, comporta un arretramento di circa 500m della progressiva in cui gli scavi iniziano ad intercettare la falda (ad esempio in canna Nord, pk 4+800 piuttosto che 5+300 della soluzione di PD). In tale tratto lo scavo è previsto con TMB in modalità EPB e pertanto, per quanto riguarda l'inibizione del drenaggio delle acque di falda indotto dallo scavo della galleria si potrà contare sui medesimi accorgimenti già previsti in PD per la fase di scavo della galleria Cogollo all'interno dei materiali detritici (inibizione del drenaggio offerto dalla pressione al fronte e rivestimenti definitivi impermeabili).

Per quanto riguarda la possibilità di re-impiego dei materiali di scavo, gli scavi previsti in questo tratto andranno ad interessare materiali fondamentalmente granulari di buona/ottima qualità ampiamente riutilizzabili per i lavori.

Data la vocazione prevalentemente agricola dell'area le indagini eseguite hanno evidenziato la presenza di uno spessore di terreno vegetale nell'ordine di circa 40 – 50 cm. Ne consegue che il progetto ha previsto uno spessore di scotico di 20 cm seguito da ulteriori 30 cm di bonifica; questo materiale sarà accantonato sul posto e utilizzato a copertura delle scarpate e più in generale nelle opere a verde.

Nell'immediata adiacenza del tracciato autostradale, parallelamente al tratto sopra descritto compreso tra le pk 0+000 e 4+650 dell'asse principale, si sviluppano le due bretelle di collegamento extraurbano, tra la SP 350 a sud di Cogollo del Cengio e la SP 349 a Piovene Rocchette, il tracciato delle quali si sviluppa pertanto nel medesimo contesto geologico (cfr Profili e carte geologiche in allegato).

In particolare, il tracciato della bretella 1 si sviluppa interamente all'aperto, nel tratto meridionale, interessato dalla presenza dei depositi fluvioglaciali e alluvionali terrazzati. Il torrente Astico viene scavalcato per mezzo di un viadotto adiacente a quello lungo il tracciato autostradale e con caratteristiche costruttive sostanzialmente simili.

Il tracciato della bretella 2 prevede anche un tratto in galleria, di cui 640m circa in Galleria Artificiale e 1113m circa in Galleria naturale, prevalentemente da realizzarsi con metodo di scavo tradizionale, all'interno dei depositi glaciali precedentemente citati, riferibili alla morena frontale del ghiacciaio dell'Astico testimoniati da ghiaie e sabbie in matrice limoso argillosa inglobanti pezzame eterogeneo fra cui blocchi e massi di grandi dimensioni, quota parte dei quali attribuibili alla paleofrana della Gruma.

La quota della falda rimane circa 20m inferiore, rispetto alla livelletta delle bretelle di collegamento.

Interventi di consolidamento dalla superficie

Tali interventi, mediante jet – grouting, sono previsti nei tratti caratterizzati da coperture \leq 10m circa, in presenza di depositi detritici incoerenti o scarsamente coerenti, sia nei tratti previsti con scavo meccanizzato (Galleria Cogollo-Sant'Agata 2 canna Nord e Galleria Sant'Agata 2 canna Sud), sia nei tratti previsti con scavo in tradizionale (Galleria Naturale Bretella 2).

Per i dettagli esecutivi dei trattamenti colonnari si rimanda alle relazioni e elaborati grafici di PD, che descrivono le modalità e la sequenza di realizzazione delle colonne oltre che i parametri esecutivi (pressione, volumi, caratteristiche miscela) progettualmente previsti al fine di consentire di raggiungere adeguati diametri delle colonne e caratteristiche di resistenza del terreno consolidato; (come previsto in progetto tali parametri dovranno essere verificati e tarati mediante specifico campo prova).

Per una descrizione delle caratteristiche geotecniche attese per il terreno consolidato si rimanda alla Relazione Tecnica e di Calcolo di PD della Galleria Sant'Agata 2.

4.2.3 Tratto da pk 4+650 a pk 11+220 circa

Le coperture per la Galleria Cogollo sono comprese tra un minimo di 4÷5m circa nelle zone di imbocco, ad un massimo di 1000m nel tratto centrale.

Come evidenziato nella cartografia geologica e nei profili, il tratto della Galleria prossimo all'imbocco Sud della carreggiata Sud è ubicato all'interno di rilevanti spessori di coltri detritiche, (Alluvioni/Detriti di versante), in considerazione dei quali si sono previste opere di imbocco caratterizzate da pali di grande diametro.

Anche il primo tratto di galleria naturale, fino a pk 5+250 circa, è previsto all'interno di coltri detritiche/alluvionali, in corrispondenza delle quali alcuni piezometri, segnalano la presenza di livelli di falda superiori rispetto alla quota calotta della galleria.

Sulla base delle indicazioni desumibili dalle indagini geognostiche, S1D int e (tomografia sismica), l'intercettazione del substrato roccioso in galleria è prevista già alla pk 5+250 circa, più arretrata rispetto alla ricostruzione geologica di PD, in cui si prevedeva tale contatto a pk 5+600 circa.

Oltre la pk 5+250 circa lo scavo è intestato all'interno del substrato roccioso, inizialmente caratterizzato, (in base alle indicazioni emerse dai sondaggi), dalla Formazione delle Vulcaniti) e successivamente, a partire dalla pk 6+300 circa, dalla Dolomia Principale.

Considerando il relativamente maggiore grado di permeabilità previsto per la Dolomia Principale, nei confronti delle sottostanti Vulcaniti (che potrebbero costituire, in tal senso, un "acquiclude") è possibile che nella zona di contatto tra Dolomia e Vulcaniti si verifichino venute d'acqua in galleria.

Come indicato nei profili geologici e geomeccanici, nel corso dello scavo della Galleria Cogollo è prevista l'intercettazione di faglie o zone di fratturazione, circa alle pk (5+900, 7+200, 7+500, 7+750, 8+500-8+600, 9+100, 9+600, 10+200, 10+400, 11+180).

Per tali zone di faglia/fratturazione sono state analizzate le condizioni di rischio, sia dal punto di vista geomeccanico, sia dal punto di vista idrogeologico, classificate tenendo conto della rilevanza della faglia intercettata ("principale" o "secondaria").

Si segnalano in particolare, tra quelle sopra citate, le faglie a pk 8+500÷8+600 e 11+180 circa, classificate come faglie principali.

Per quanto riguarda le analisi dei fattori di rischio geomeccanico e idrogeologico ed alla gestione degli stessi, legate alle zone di faglia si rimanda anche alle rispettive Relazioni di PD ed ai profili geologici e geomeccanici emessi contestualmente alla presente.

Come indicato nella carta geologica e nei profili geomeccanici di progetto, la presenza di un sistema di faglie con direzione sub-parallela al tracciato della Galleria Cogollo (faglie trascorrenti orientate circa NO-SE appartenenti al sistema scledense), potrebbe far sì che il maggior grado di fratturazione/alterazione degli ammassi, generalmente correlato alla

vicinanza con le zone di faglia, possa interessare il tracciato delle opere in sotterraneo anche per tratti superiori rispetto alle progressive sopra indicate.

Un ulteriore fattore di rischio da tenere in considerazione per la Galleria Cogollo è legato alle condizioni di copertura, come di seguito descritto:

- Un lungo tratto iniziale, (da inizio tratta, pk 4+650 a pk 5+250 circa), è interessato, oltre che dalla presenza di materiale detritico, da coperture ridotte, comprese tra 5m e 50m, con la presenza di edifici in superficie. Fino alla pk 5+500 circa le coperture salgono gradualmente rimanendo comunque inferiori a 100m, per poi salire rapidamente quando la galleria si intesta francamente all'interno dell'ammasso roccioso.
- Nel tratto interno, compreso tra le pk 6+400 e pk 8+700 circa, caratterizzato per contro da coperture medio-elevate, comprese tra 600m e 1000m è segnalato un rischio legato a possibili fenomeni di "spalling".

In considerazione della presenza di una zona di faglia nel tratto prossimo all'imbocco Nord della Galleria Cogollo e di una lieve copertura detritica si è prevista, per tale zona di imbocco, una paratia berlinese.

Per questo settore la ricostruzione del modello geologico è stata eseguita sulla base dei rilievi in sito e delle indagini. Le informazioni ottenute sono congruenti tra loro ed hanno consentito una ricostruzione del sottosuolo sufficientemente accurata. Le locali incertezze sui contatti tra le vulcaniti ed il detrito di versante e/o tra vulcaniti e dolomia non influenza le modalità di scavo previste per la tratta in esame (meccanizzato) ed in particolare non influenza le caratteristiche della TBM prescelta.

Infine i possibili effetti indotti dallo scavo saranno tenuti sotto controllo mediante la fase di monitoraggio secondo i concetti espressi nel documento progettuale "Relazione tecnica e di calcolo – Galleria Cogollo", elaborato di PD, cod. J16L1-070204001-0101-OPD-01), in cui sono contenute analisi del bacino di subsidenza e valutazioni del pericolo di danno agli edifici all'interno della fascia di possibile "risentimento" delle operazioni di scavo per effetto del "volume perso".

5 CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA-GEOMECCANICA

I criteri di interpretazione delle indagini geotecniche, descritti nei successivi paragrafi, tengono conto del fatto che lungo il tracciato in esame sono stati rinvenuti fondamentalmente rocce sedimentarie (dolomia principale e calcari grigi) da mediamente ad intensamente fratturate, localmente, in corrispondenza della zona di imbocco sud della galleria Cogollo sono state osservate rocce vulcaniche (andesiti) da mediamente a molto fratturate. Nella parte meridionale del tracciato, a morfologia sub-pianeggiante si rileva la presenza di Depositi Galciali, fluvio glaciali e Depositi detritici, costituiti da elementi lapidei prevalentemente dolomitici in una matrice sabbioso-ghiaiosa.

La caratterizzazione geotecnica / geomeccanica ha tenuto conto dell'analisi delle seguenti indagini:

- sondaggi geotecnici con prelievo di campioni indisturbati e rimaneggiati;
- prove di permeabilità Lefranc e Lugeon in foro;
- prove dilatometriche in foro con dilatometro da roccia;
- prove di laboratorio su provini di roccia prelevati nei fori di sondaggio;
- stendimenti di sismica a rifrazione;
- rilievi geostrutturali su alcuni affioramenti rocciosi rappresentativi.

Si rimanda alla Relazione Geomeccanica di PD per una descrizione dettagliata dei dati geotecnici e geomeccanici desunti dall'analisi di tutte le indagini eseguite.

A livello generale, dal punto di vista dei criteri di caratterizzazione geotecnica e geomeccanica si distinguono tre tipologie di materiale:

- Depositi superficiali a grana medio-fine (elementi lapidei in matrice sabbioso-ghiaiosa);
- rocce sedimentarie (dolomia principale)
- rocce vulcaniche (andesiti).

L'individuazione del tipo di materiale, e quindi la scelta del metodo di interpretazione, è fatta principalmente sulla base:

- della descrizione stratigrafica e geomeccanica dei sondaggi;
- delle prove di laboratorio sui campioni di terreno e sulle carote di roccia.

5.1 CRITERI DI CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI

La parte meridionale del tracciato, ove è prevista la Realizzazione della Galleria Naturale Sant'Agata 2 (con metodo di scavo meccanizzato) e la Galleria Naturale della Bretella 2, (con metodo di scavo tradizionale) attraversa una morfologia sub-pianeggiante costituita da un deposito misto di natura glaciale, fluvio-glaciale e alluvionale sovraconsolidato. A ridosso dei rilievi montuosi il tracciato attraversa detriti di versante.

Tali depositi detritici di versante sono stati riscontrati in corrispondenza delle zone di imbocco Sud della Galleria Cogollo (canna Sud):

- I nuovi sondaggi eseguiti, S7D ed S7Dbis, hanno rilevato spessori di coltri detritiche superiori a 40m,





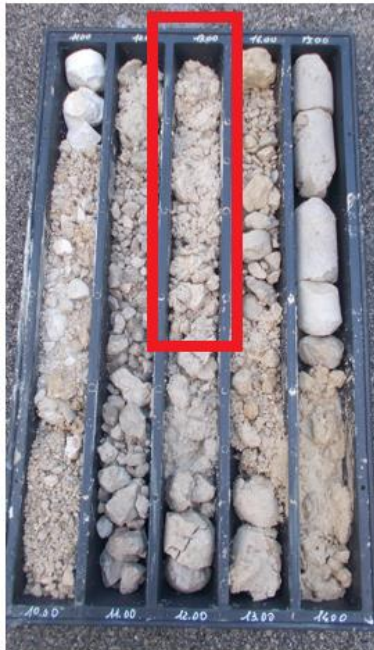
Figura 4 - Sondaggio S7D – imbocco sud galleria Cogollo canna Sud

Dal sondaggio S7Dbis sono stati estratti 5 campioni a diverse profondità: i 3 più superficiali si riferiscono allo strato detritico, il quarto ad un sottile strato di passaggio limo sabbioso ed il quinto alla formazione della vulcanite. I due sondaggi più superficiali restituiscono un peso di volume naturale compreso tra i 22 e i 23kN/m³, mentre il terzo mostra un valore intorno ai 21kN/m³, essendo prossimo alla zona alterata in corrispondenza del passaggio alla vulcanite.

Sondaggio	Campione	Profondità	Classificazione USCS	Contenuto d'acqua W	Peso di volume naturale γ_n	Peso Specifico G_s	Limiti di Atterberg			Composizione granulometrica			
							LL	LP	IP	Ghiaia	Sabbia	Limo	Argilla
n°	n°	m		%	kN/m ³	Mg/m ³	%	%	%	%	%	%	%
S7Dbis	CR1	12.50-13.00	GM	7.64	22.93	2.69	11.0	N.P.	N.P.	48.72	33.17	11.93	6.18
S7Dbis	CR2	31.00-31.50	GM-GC	7.57	22.29	2.77	17.1	12.60	4.5	39.54	35.48	16.72	8.27
S7Dbis	CR3	44.00-44.50	GC	9.89	20.96	2.72	22.0	13.0	9.0	41.73	21.43	19.41	17.43
S7Dbis	CR4	50.00-50.50	ML-CL	12.62	19.94	2.65	22.4	15.9	6.6	3.54	27.09	30.55	38.81
S7Dbis	CR5	56.30-57.00	ML-CL	14.21	19.13	2.58	37.3	24.6	12.7	5.53	31.83	30.00	32.64

Prove di laboratorio

Dall'analisi granulometrica risulta che il detrito di versante è costituito principalmente da ghiaia (40-50% del totale) con una buona percentuale di matrice sabbiosa.

CR1**CR2****CR3**

La caratterizzazione geotecnica è stata definita mediante l'analisi delle prove in situ (SPT e prove di permeabilità Lefranc) e dall'esame delle prove di laboratorio eseguite (granulometrie e peso di volume).

Di seguito si riporta la tabella di sintesi delle prove di permeabilità eseguite nei fori di sondaggio, per la sintesi delle prove di laboratorio sui terreni a grana fine si veda quanto descritto nella Relazione geotecnica di PD (documento J16L1-030801001-0101-OPD-00 e per le prove SPT si veda quanto elaborato e descritto nel seguito della presente Relazione).

Lefranc			
Sondaggio	Prof. Prova (m)	K (m/sec)	Litologia di prova
S2D	13,5-14,0	5,92*10-6	ghiaia grossolana, sub-arrotondata
S4D	13,0-13,5	1,74*10-6	ghiaia grossa e media
S5D	22,0-22,5	2,27*10-6	sabbia media limosa
S6D	17,0-17,5	1,64*10-8	ghiaia fine e media
S7D	32,5-33,2	4,783*10-6	ciottoli e ghiaia
	44,5-45,2	4,741*10-6	ciottoli e ghiaia
S12D	4,5-6,0	1,79*10-4	ghiaia eterometrica
S13D	4,5-6,0	1,83*10-4	ghiaia eterometrica
S15D	4,5-5,0	3,847*10-4	trovanti e ciottoli
S16D	5,0-5,7	1,225*10-4	trovanti e ciottoli
S17D	4,5-5,0	2,448*10-4	trovanti e ciottoli
PZD5	0,0-1,0	7,214*10-5	trovanti e ciottoli, paleofrana
PZD6	0,0-1,0	1,446*10-4	trovanti e ciottoli, paleofrana

Prove di permeabilità di tipo Lefranc

Più in generale, la caratterizzazione geotecnica dei terreni presenti lungo i tracciati è stata ottenuta mediante l'analisi delle informazioni deducibili da:

- raccolta e analisi delle stratigrafie dei sondaggi eseguiti nelle campagne di indagini geognostiche svolte;
- interpretazione ed analisi delle prove in sito e di laboratorio eseguite su campioni di terreno, indisturbato e non, prelevati nei sondaggi a carotaggio continuo;
- confronto dei risultati ottenuti dalla caratterizzazioni di materiali simili in contesti analoghi in aree diverse.

I dati disponibili sono stati suddivisi in funzione dell'unità litostratigrafiche di appartenenza; di seguito si riportano, dopo una sintetica descrizione delle prove e delle modalità interpretative, i grafici dei risultati in funzione della profondità.

5.1.1 Prova penetrometrica dinamica SPT (Standard Penetration Test)

Sono state eseguite numerose prove penetrometriche dinamiche del tipo SPT.

Come noto, l'interpretazione delle prove penetrometriche richiede la normalizzazione dei valori misurati (N_{SPT}) in base a:

- rendimento del dispositivo di battitura
- pressione litostatica verticale efficace (σ'_{vo} [Kg/cm²])

E' stato assunto un rendimento tipico del ER = 60 %, che normalizzato al valore del 60 % fornisce:

$$N_{SPT(60)} = N_{SPT} * (ER/60) = 1.00 N_{SPT}$$

La correzione relativa allo sforzo verticale efficace alla profondità di prova è stata eseguita in base alle seguenti relazioni:

$$N'_{SPT(60)} = C_N * N_{SPT(60)}$$

dove:

$$C_N = 1 / \sigma'_{vo}{}^n \quad (n = 0.5 \text{ Liao \& Whitman, 1985}).$$

Per il trattamento sistematico dei dati è stato implementato un foglio di calcolo, che partendo da una serie di dati di input (valore misurato N_{SPT} , profondità della prova, quota

della falda, peso di volume del terreno, percentuale di rendimento della macchina), permette di ottenere i valori normalizzati $N_{SPT(60)}$ e $N'_{SPT(60)}$.

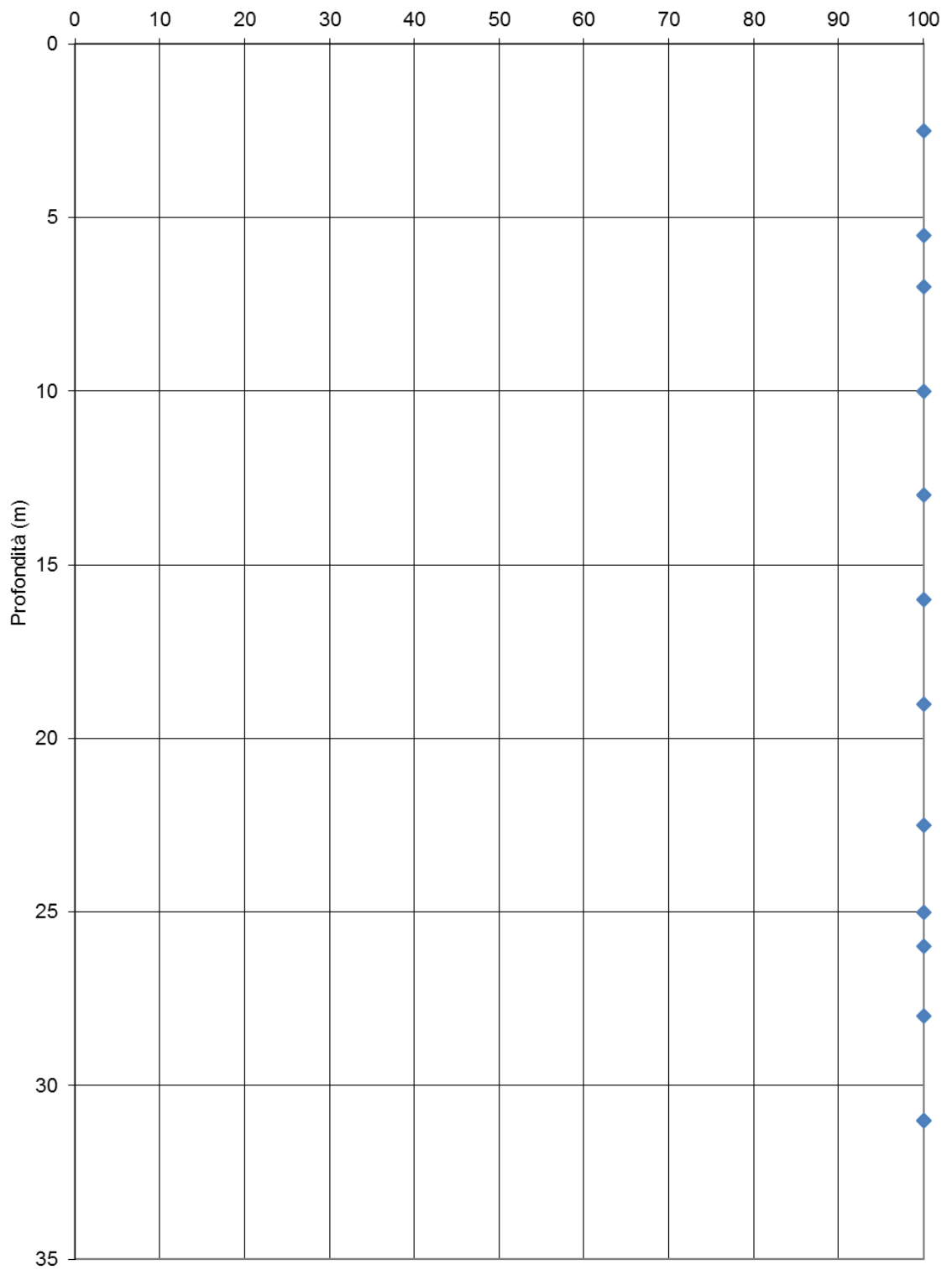
Sullo stesso foglio di calcolo i valori normalizzati vengono riportati in un unico diagramma. Questo permette di individuare in una visione di insieme un eventuale trend tipico della resistenza alla penetrazione del terreno, o al contrario significative variazioni della stessa lungo il tracciato.

Successivamente i valori vengono utilizzati per ricavare, tramite le numerose correlazioni empiriche proposte in letteratura e scelte in base alla tipologia di terreno a cui sono riferite, i valori di densità relativa, angolo di attrito e modulo elastico. La maggior parte delle correlazioni passa attraverso la determinazione della densità relativa del materiale per giungere ai parametri geotecnici, mentre altre vi giungono direttamente tramite il valore di SPT.

Si riporta di seguito il grafico della distribuzione verticale dei valori di $N'_{SPT(60)}$ in funzione della profondità.

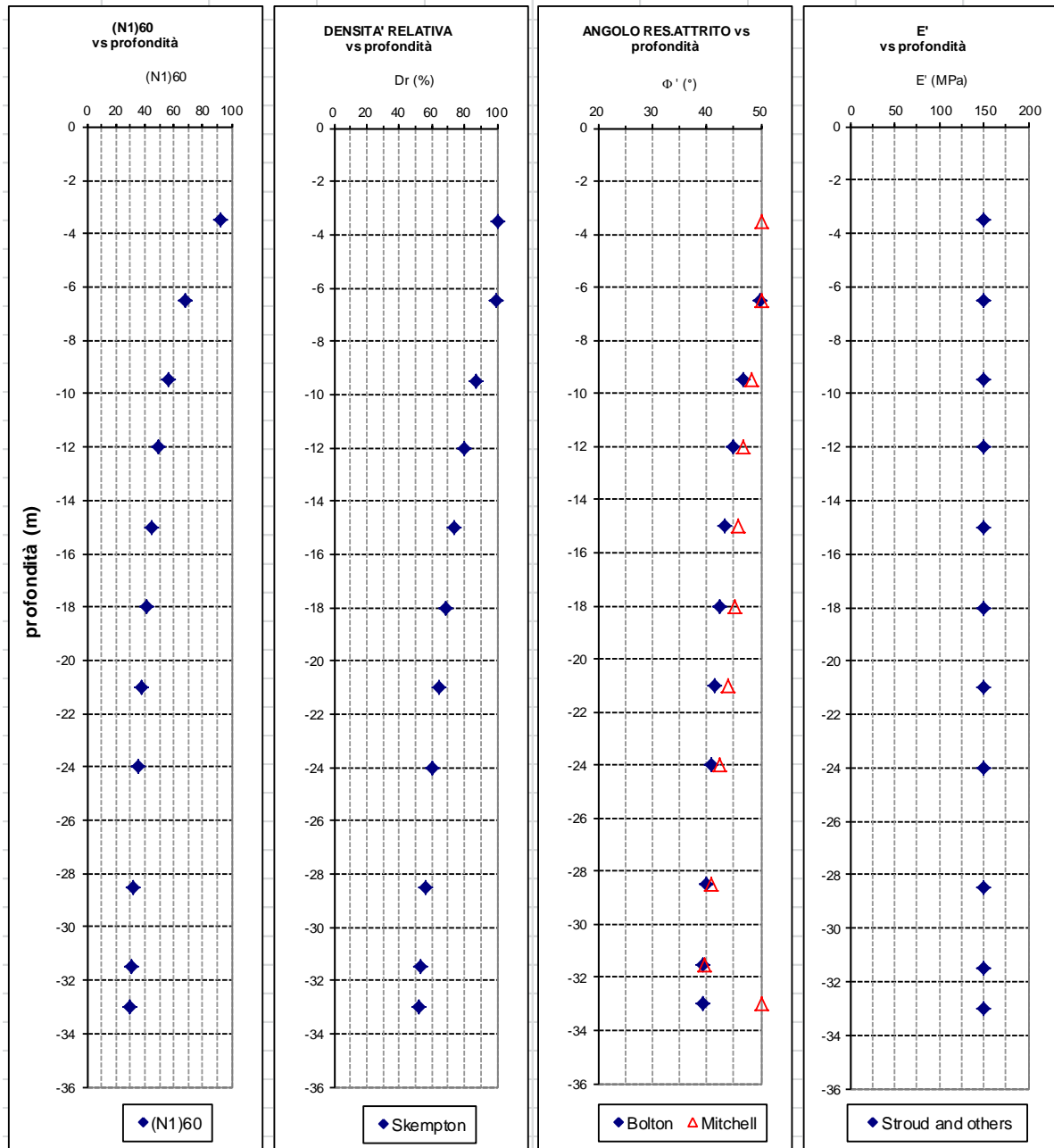
Quasi la totalità delle prove è andata a rifiuto.

N'SPT - Detrito di versante



La caratterizzazione del deposito detritico che interessa il tratto di esecuzione della Galleria Sant'Agata 2 e della Galleria Naturale Bretella 2 è stata condotta prevalentemente sulla base dei risultati delle prove SPT eseguite fino ad una profondità di 30 m nei dintorni della galleria, dal momento che la natura del materiale non consente campionamenti rappresentativi per l'esecuzione di prove di laboratorio. Le prove SPT sono generalmente a rifiuto, il che indica chiaramente un deposito addensato e sovraconsolidato, dalle caratteristiche omogenee sia lateralmente che in profondità.

A titolo di esempio nella seguente figura sono riportati i risultati delle prove SPT eseguite nel sondaggio 4D eseguito intorno alla pk 3+500 – 3+600 circa, all'interno dei Depositi glaciali e fluvioglaciali. .



Sondaggio 4D – Interpretazione delle prove SPT eseguite in foro

5.1.2 Densità relativa

Essendo in presenza di terreni sabbiosi e ghiaiosi, si ritiene opportuno utilizzare i valori ottenuti con la correlazione di Bazaraa (1967) per il calcolo della *densità relativa* (Dr).

La formula per calcolare la densità relativa varia in funzione della tensione verticale efficace (σ'_v):

$$Dr = \sqrt{\frac{Nspt}{20 \cdot (1 + 4.1 \cdot \sigma'_v)}}$$

per $\sigma'_v \leq 0.732 \text{ Kg/cm}^2$

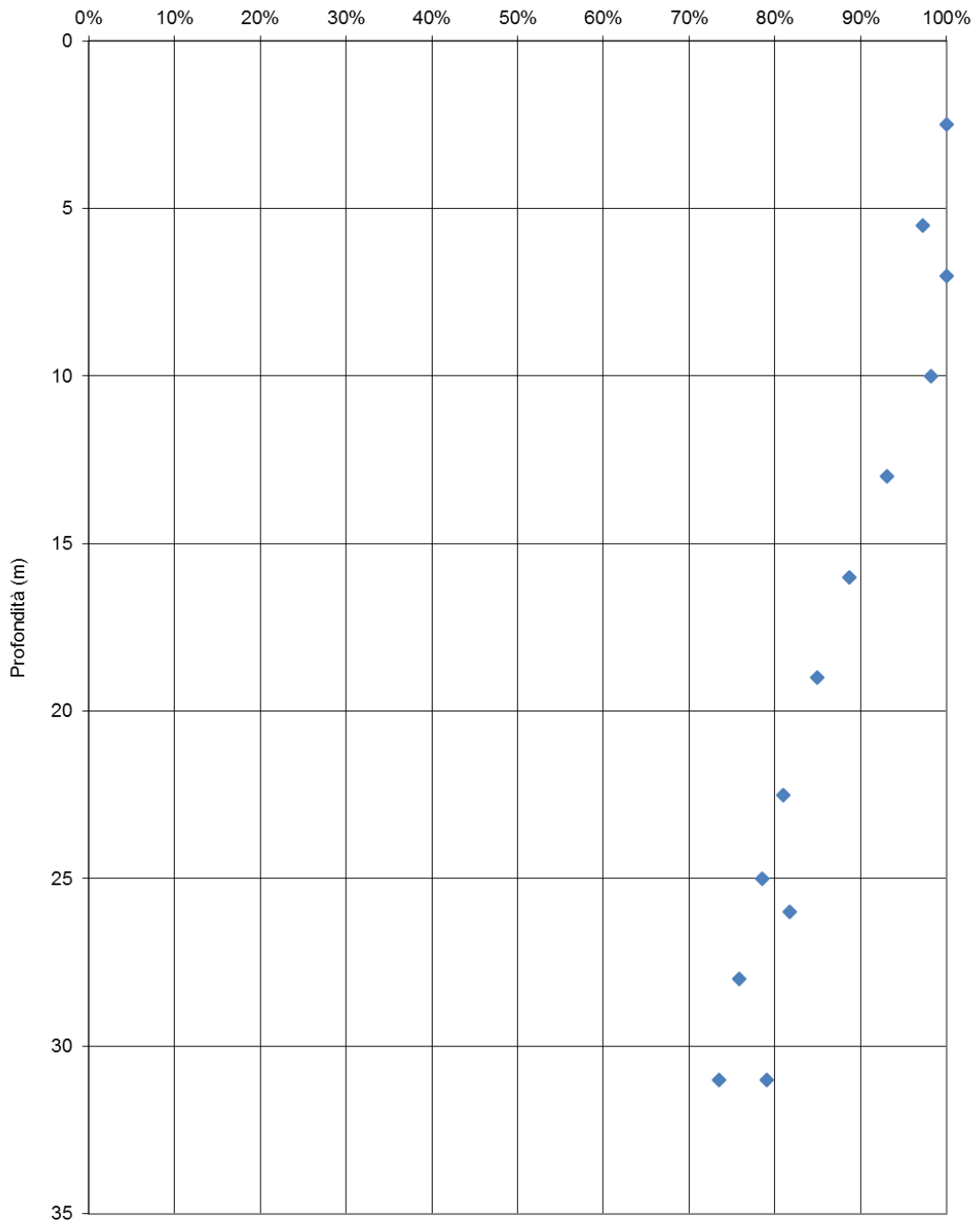
per $\sigma'_v > 0.732 \text{ Kg/cm}^2$

$$Dr = \sqrt{\frac{N_{spt}}{20 \cdot (3.24 + 1.024 \cdot \sigma'_v)}}$$

Nelle seguenti grafici sono riportati i valori ottenuti in funzione della profondità per ciascuna unità litostratigrafica.

La densità relativa risulta decrescente con la profondità poiché nella formulazione al numeratore N_{spt} è quasi sempre pari a 100, mentre al denominatore lo sforzo verticale efficace cresce, andando quindi a ridurre la Dr .

Dr (%) - Bazaraa (1967)
Detrito di versante



5.1.3 Angolo di resistenza al taglio

Vi sono due tipologie di correlazioni, quelle dirette, ovvero che pongono in correlazione diretta il numero N_{spt} misurato con l'angolo d'attrito interno (ϕ), e quelle indirette, ovvero il valore dall'angolo d'attrito interno viene ricavato dalla densità relativa a sua volta ricavata come visto dal numero N_{spt} . Tra le due tipologie è da preferirsi la prima poiché si riduce l'approssimazione dovuta al doppio passaggio delle correlazioni indirette.

Tra le correlazioni note in letteratura, sono state prese in considerazione quella di Schmertmann (indiretta) e quelle di Peck Hanson & Thornburn e Shioi & Fukuni – Japanese National Railway (dirette).

Schmertmann (1978)

Propone la correlazione riportata nella figura seguente tra D_R e ϕ in funzione delle caratteristiche granulometriche del terreno, particolarmente indicata per le sabbie e le ghiaie.

In forma analitica secondo le seguenti equazioni:

$$1 - \Phi = 28 + 0,14 D_R$$

$$2 - \Phi = 31,5 + 0,10 D_R$$

$$3 - \Phi = 34,5 + 0,10 D_R$$

$$4 - \Phi = 38 + 0,08 D_R$$

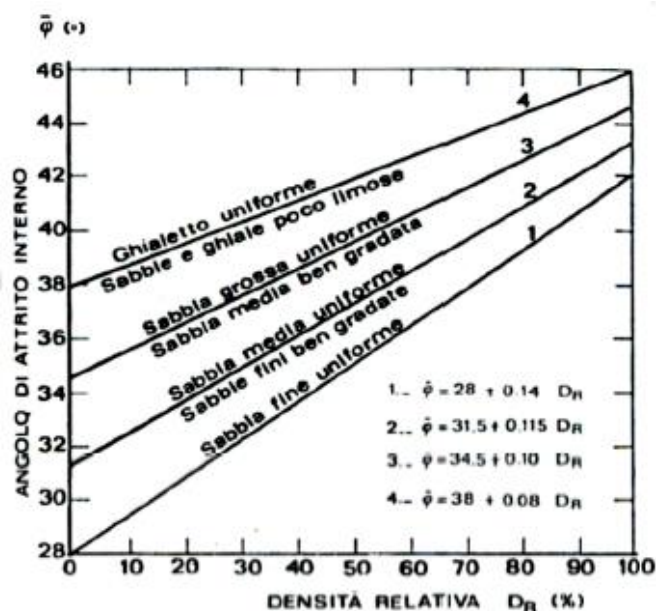


Figura 5 Correlazione tra D_R e ϕ in funzione della granulometria (SCHMERTMANN, 1978)

In questo caso è stata utilizzata la densità relativa ottenuta con il metodo di Bazaraa.

Peck Hanson & Thornburn (1974)

Questa correlazione è molto utilizzata nei paesi anglosassoni, è valida per tutti i tipi di terreno; il valore dell'angolo di attrito interno viene calcolato direttamente dal valore di N_{spt} secondo la seguente formula:

$$\Phi (^{\circ}) = 27,2 + 0,28N_{spt}$$

Shioi & Fukuni (1982) – Japanese National Railway

Questo metodo è valido per sabbie medie – grosse e sabbie ghiaiose, possibilmente per profondità superiori a 8 – 10 m sopra falda e 15 m sotto falda.

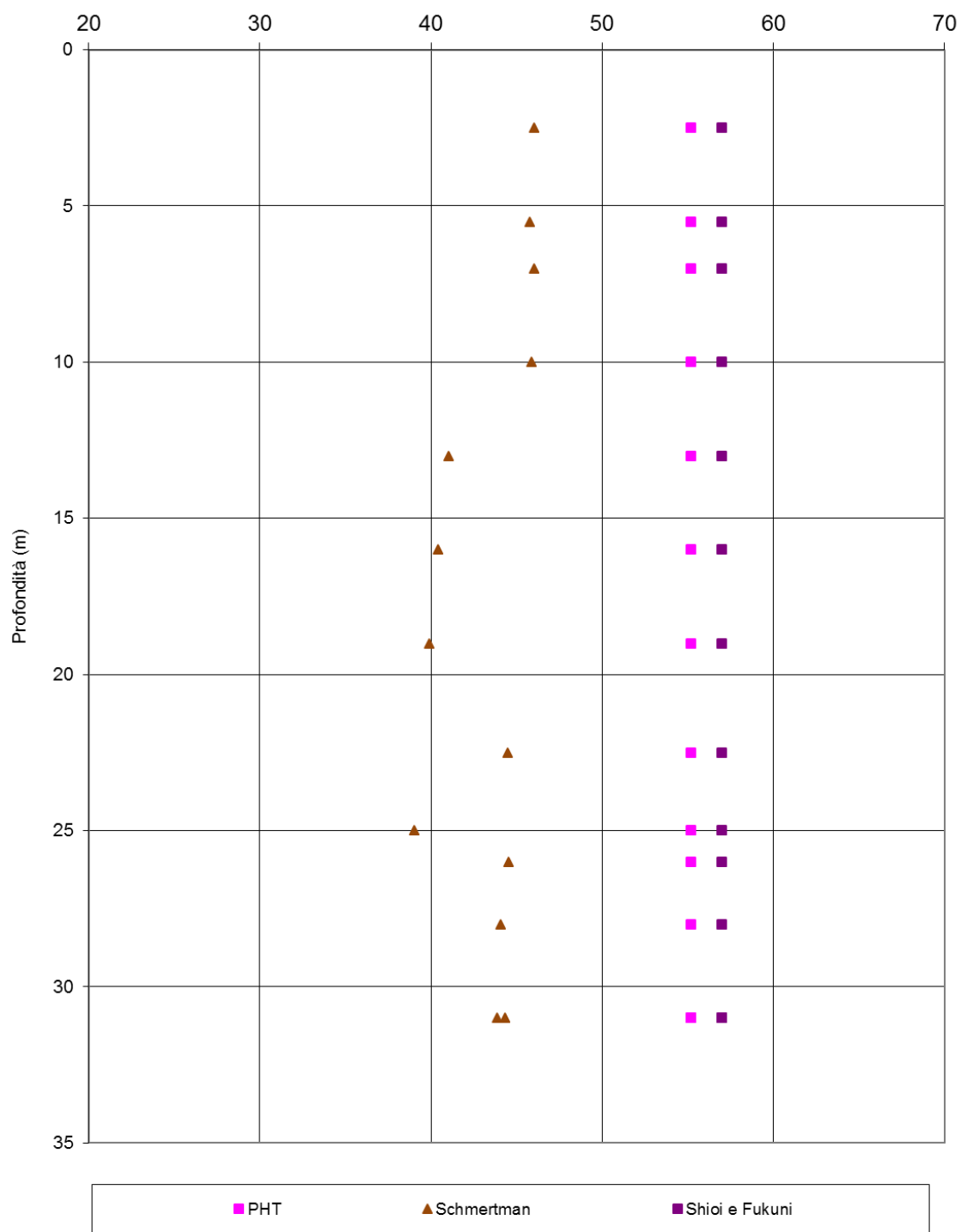
L'angolo d'attrito interno viene calcolato direttamente dal numero di colpi N_{spt} con la seguente formula:

$$\Phi = 0.3N_{spt} + 27$$

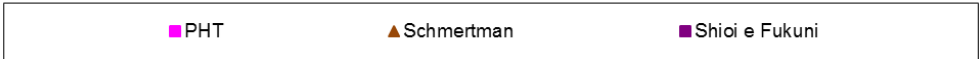
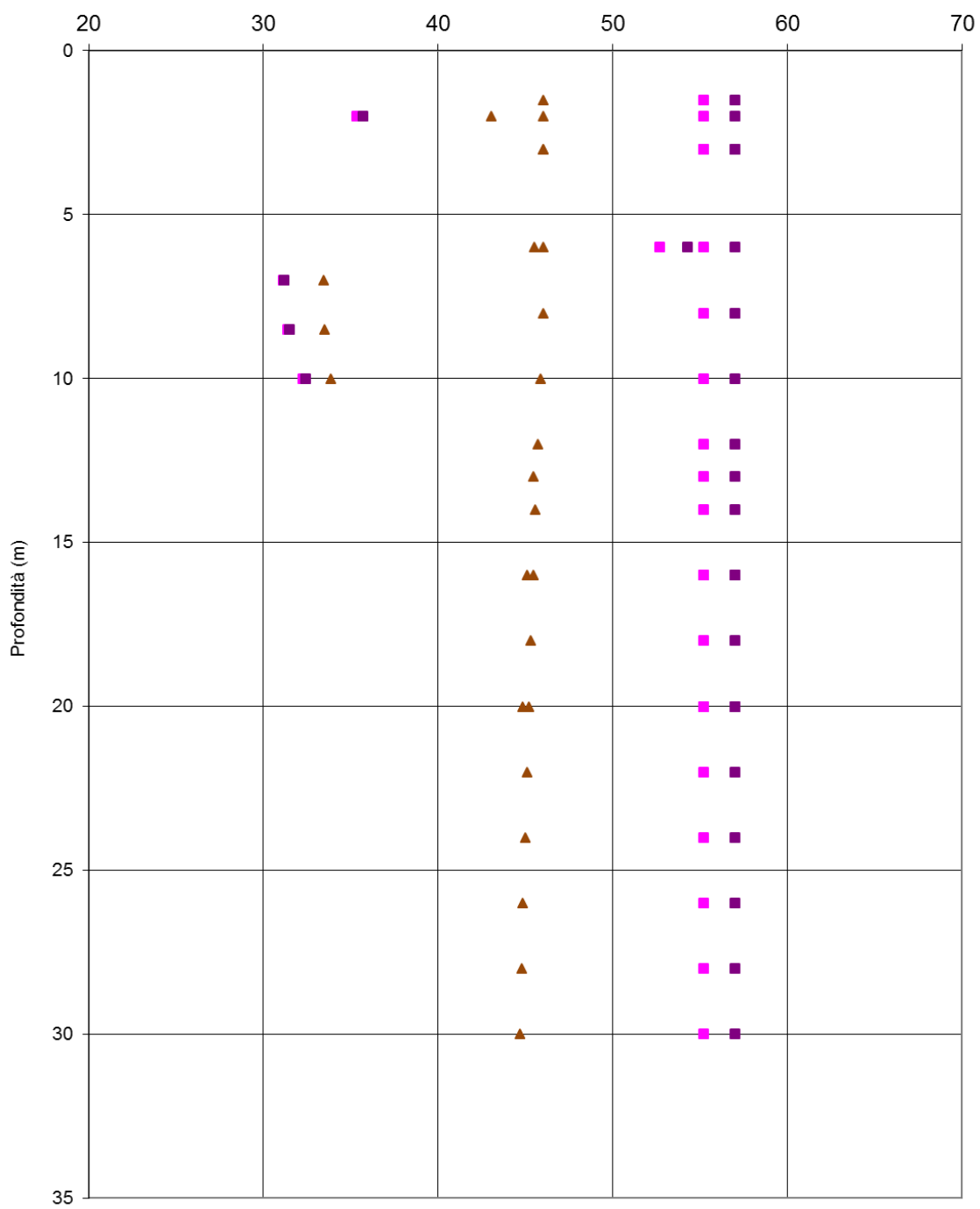
Nelle figure seguenti si riportano i valori dell'angolo d'attrito per ciascuna unità litostratigrafica, calcolati con le relazioni sopra esposte, diagrammati in funzione della profondità.

Tutte le formulazioni dipendono da N_{spt} , che è risultato per la maggior parte delle volte pari a 100. Per i calcoli si assume Φ pari a 35° per i primi 10m e pari a 37° per profondità maggiori.

Φ' (°) - Detrito di versante



Φ' (°) - Paleofrana



5.1.4 Modulo elastico

Anche per il modulo elastico esistono in letteratura numerose correlazioni empiriche in funzione della granulometria o del grado di addensamento. Tra tutte quelle note in letteratura sono state utilizzate quelle di D'Appolonia et al. (1970), Jamiolkowski et al. (1988), Straud (1988) e Berardi Lancellotta (1991).

Sono stati inoltre determinati i moduli anche dalle prove sismiche.

D'Appolonia et al. (1970)

Questa correlazione è valida per le sabbie con ghiaia e per le sabbie sovraconsolidate. La correlazione calcola il modulo elastico senza considerare l'influenza della pressione efficace, portando così ad una diminuzione del valore di E con la profondità. Le formule utilizzate sono le seguenti:

$$\text{Per sabbia e ghiaia NC} \quad E \text{ (MPa)} = 0,756 \cdot N'spt(60) + 18,75$$

$$\text{Per sabbia SC} \quad E \text{ (MPa)} = 1,043 \cdot N'spt(60) + 36,79$$

Jamiolkowski et al. (1988)

Questa correlazione calcola il modulo elastico corrispondente a tensioni dell'ordine del 25% di quelle a rottura, in funzione della densità relativa Dr e di Nspt

$$\text{Per terreni NC} \quad E \text{ (MPa)} = (10,5 - 3,5 \cdot Dr) \cdot Nspt$$

$$\text{Per terreni SC} \quad E \text{ (MPa)} = (52,5 - 35 \cdot Dr) \cdot Nspt$$

Straud (1988)

Questa correlazione è utilizzata per le sabbie, ghiaie e le argille. Il modulo elastico è calcolato in funzione del valore di Nspt con la seguente formula:

$$E \text{ (MPa)} = (0,136 \cdot Nspt - 0,00107 \cdot Nspt^2 + 1,503) \cdot Nspt$$

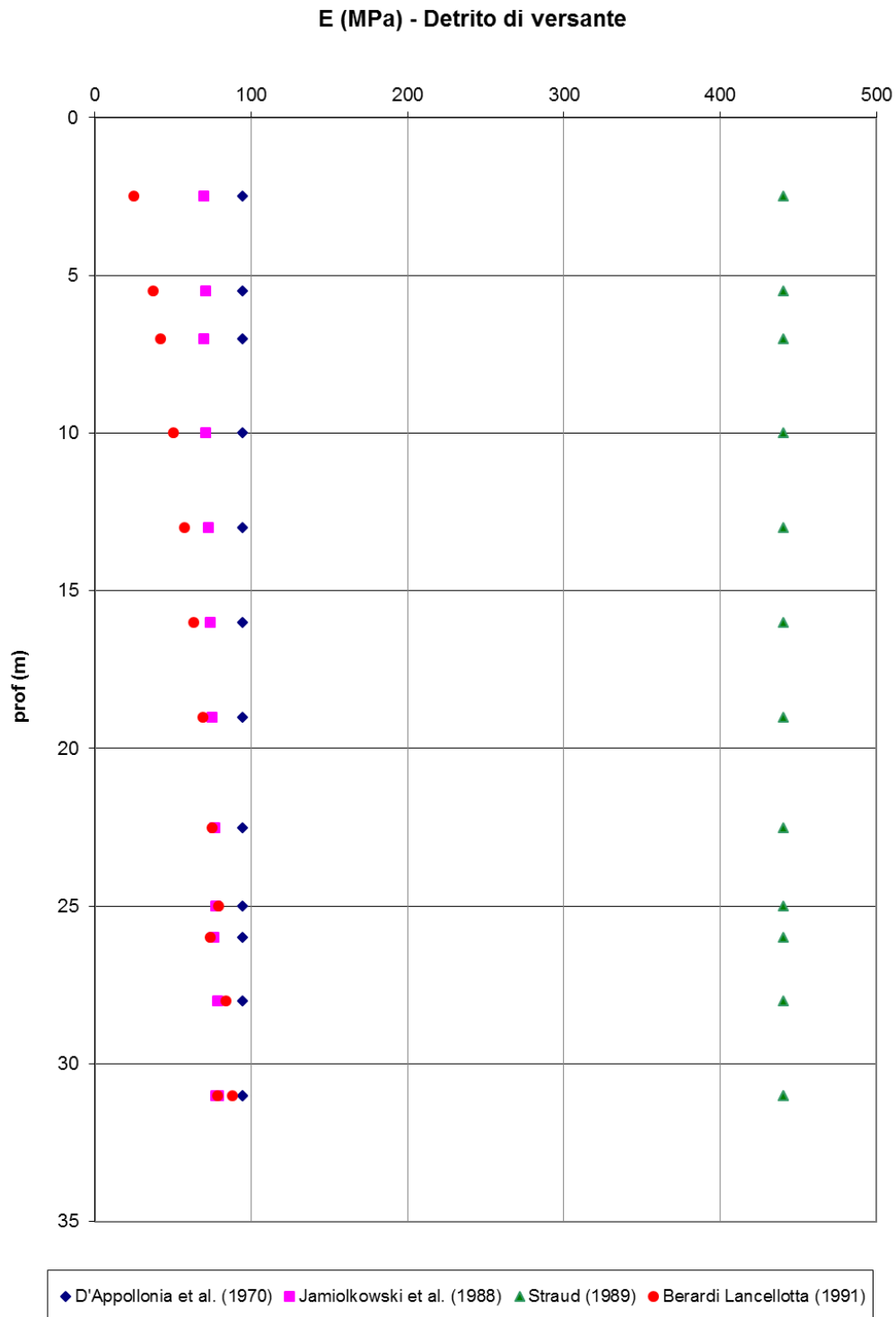
Berardi e Lancellotta (1991)

Questa correlazione calcola il modulo elastico a piccole deformazioni E_0 in funzione della densità relativa Dr e della tensione efficace verticale, secondo la seguente formula:

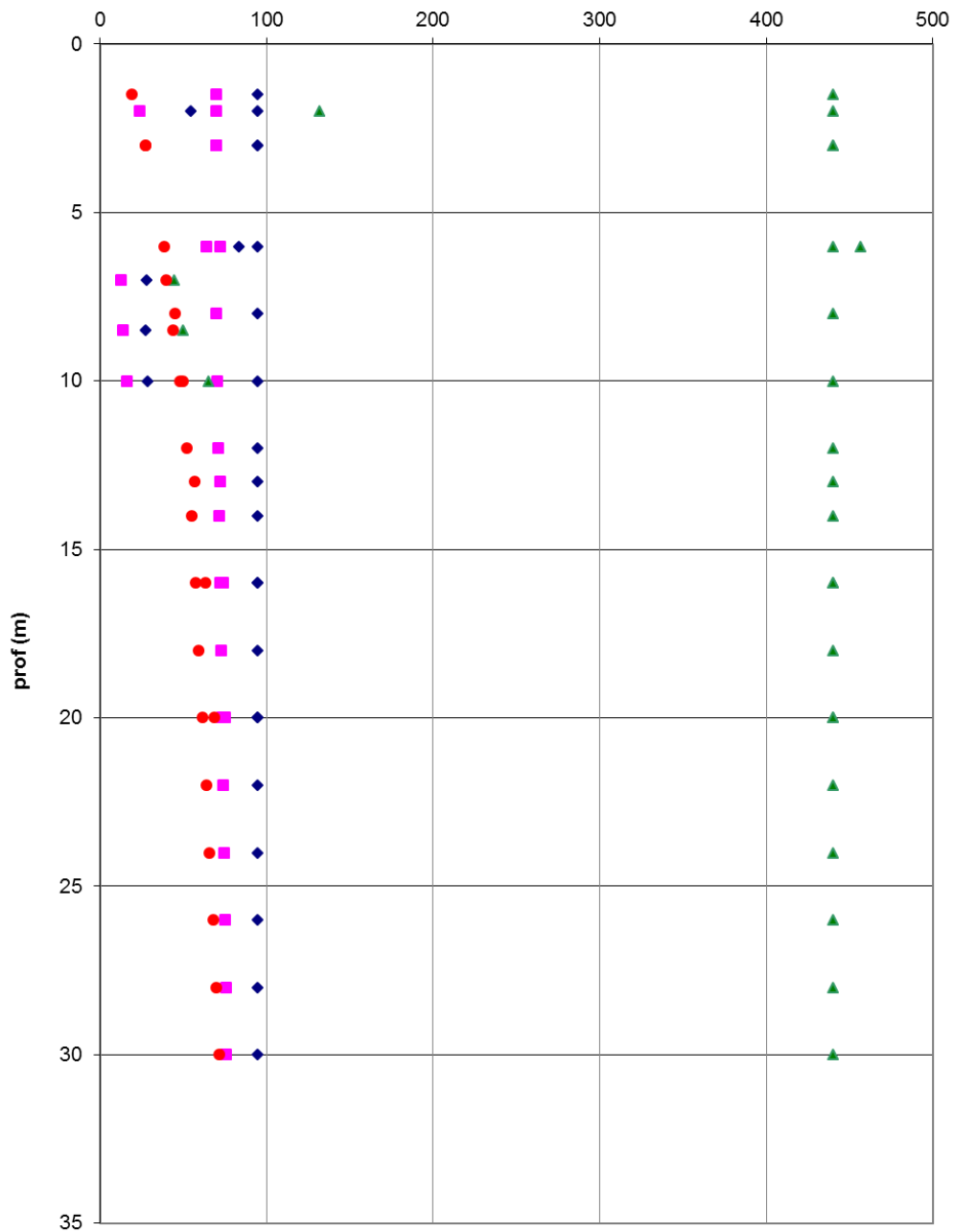
$$E_0 = (100 + 9 \cdot Dr) \cdot 0,1 \sqrt{\sigma'_{vo}} \quad \text{con } E_0 = \text{modulo elastico a piccole deformazioni (MPa)}$$

Si assume come modulo di Young "operativo" E un valore pari ad 1/3 di quello iniziale.

Nelle figure seguenti vengono riportati i valori di modulo elastico per ciascuna unità litostratigrafiche ottenuti con le correlazioni sopra esposte, diagrammati in funzione della profondità.



E (MPa) - Paleofrana



◆ D'Appollonia et al. (1970) ■ Jamiolkowski et al. (1988) ▲ Straud (1989) ● Berardi Lancellotta (1991)

Modulo elastico da prove sismiche

Con riferimento ai risultati delle prove sismiche condotte in corrispondenza degli imbocchi, dai valori di v_p registrati per la formazione detritica è possibile stimare il valore del modulo elastico di partenza E_0 , attraverso le seguenti correlazioni:

$$v_s = v_p / \sqrt{\frac{1-\nu}{0.5-\nu}} \quad G_0 = \frac{\gamma}{9.81} \cdot v_s^2 \quad E_0 = G_0 \cdot 2 \cdot (1+\nu)$$

Come risulta dalle figure seguenti, si ottengono moduli elastici E_0 rapidamente crescenti con la profondità. Valori di v_p inferiori ai 1000m/s si registrano nei primi 5m di profondità e si superano i 2000m/s generalmente nei primi 20-30m, all'aumentare del grado di addensamento del materiale grossolano.

Dai valori di G_0 e E_0 (legati linearmente) si ricava il modulo operativo E , di norma assunto pari a 1/5 o 1/10 di quello iniziale. Per le opere analizzate, si prende E pari ad 1/10 di E_0 , considerando deformazioni a taglio pari a 0.1%.

Vp [m/s]	Vs [m/s]	γ [kN/m ³]	G ₀ [MPa]	ν	E ₀ [MPa]	E [MPa]
500	267	23	167	0.3	435	44
1000	535	23	670	0.3	1742	174
1500	802	23	1507	0.3	3919	392
2000	1069	23	2679	0.3	6967	697

Tabella 1 – Stima del modulo elastico E dalle v_p

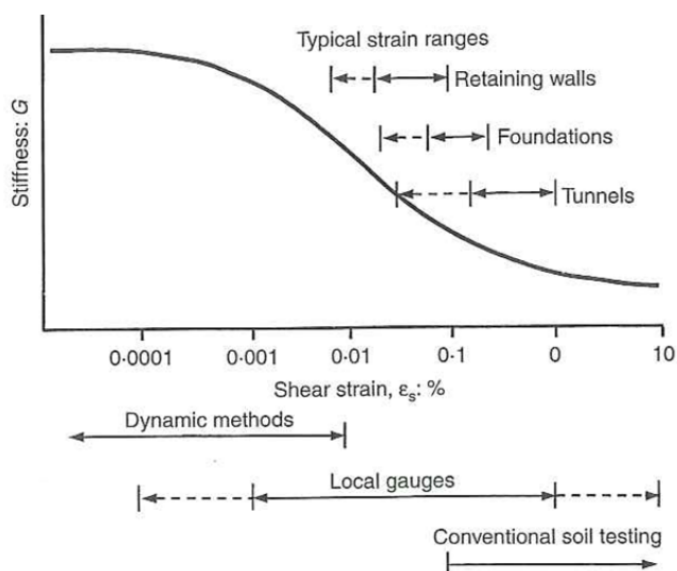


Figura 6 - Range tipici delle deformazioni a taglio per differenti tipi di strutture e range di applicazione di differenti tecniche di indagine

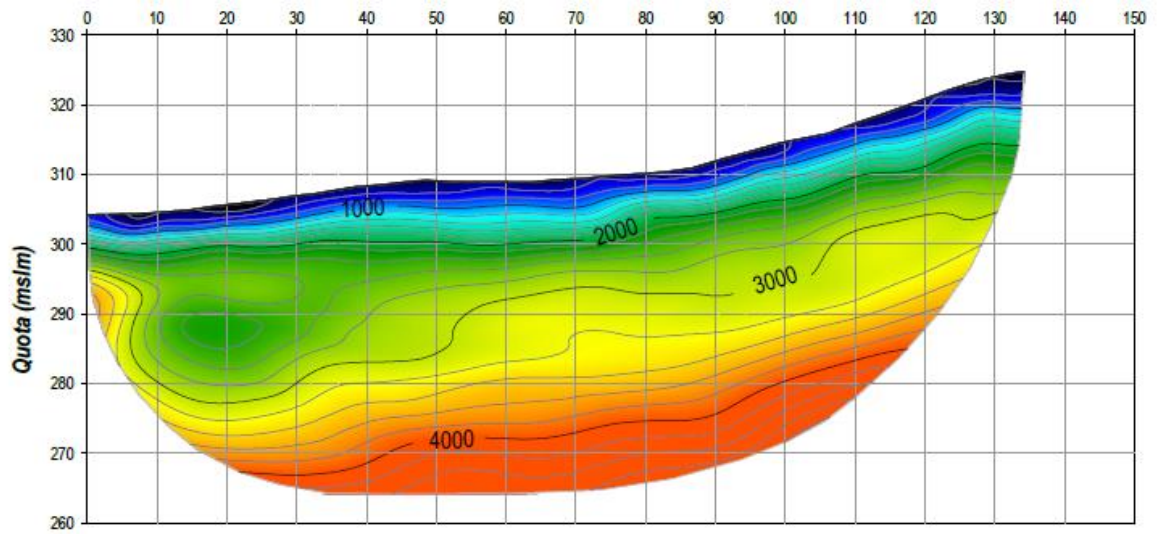


Figura 7 - Sismica a rifrazione – Linea TSD1 – Imbocco Cogollo Sud

Tomografia sismica a rifrazione

Velocità P (m/sec)
Sezioni di rilievo

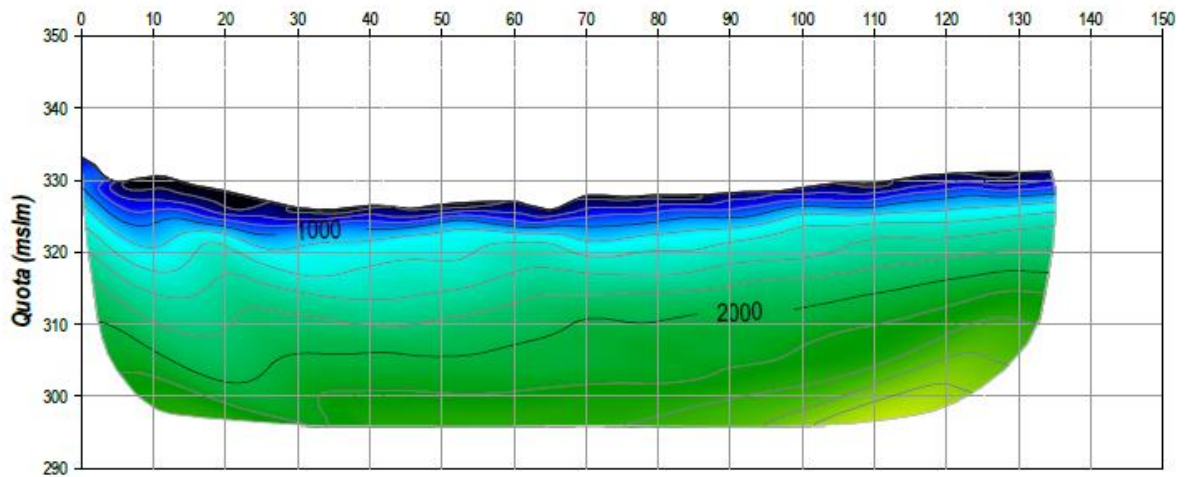
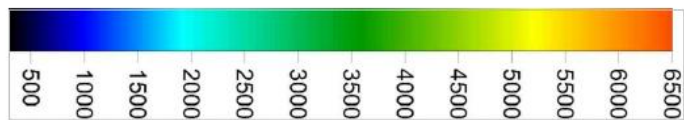


Figura 8 - Sismica a rifrazione – Linea TSD2 – Imbocco Cogollo Sud

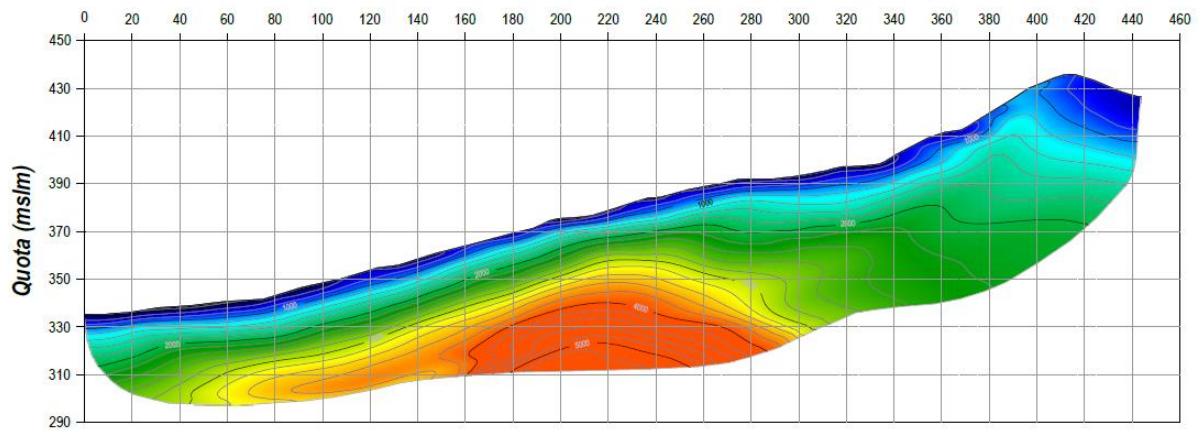


Figura 9 - Sismica a rifrazione – Linea TSD2bis – Imbocco Cogollo Sud

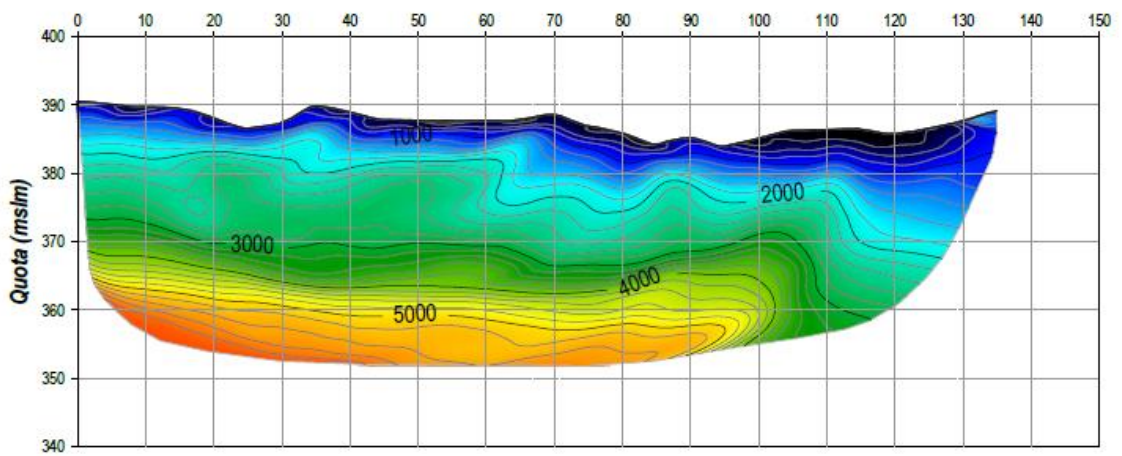


Figura 10 Sismica a rifrazione – Linea TSD3 – Imbocco Cogollo Nord

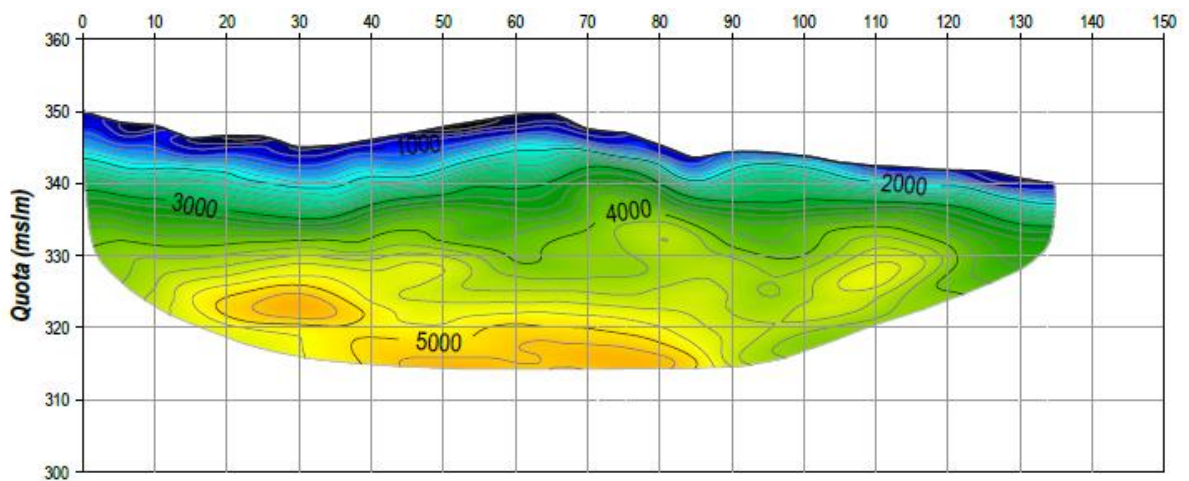


Figura 11 - Sismica a rifrazione – Linea TSD4 – Imbocco Cogollo Nord

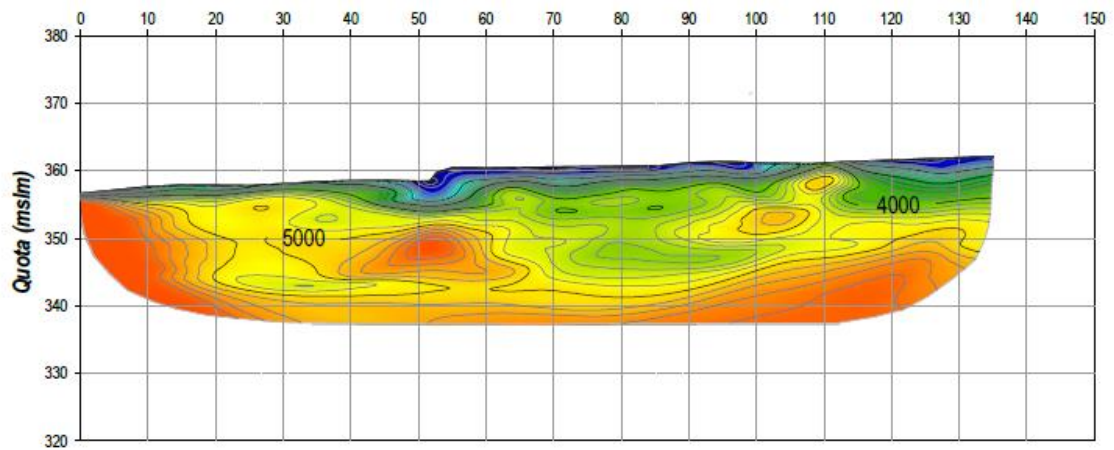


Figura 12- Sismica a rifrazione – Linea TSD4bis – Imbocco Pedescala Sud

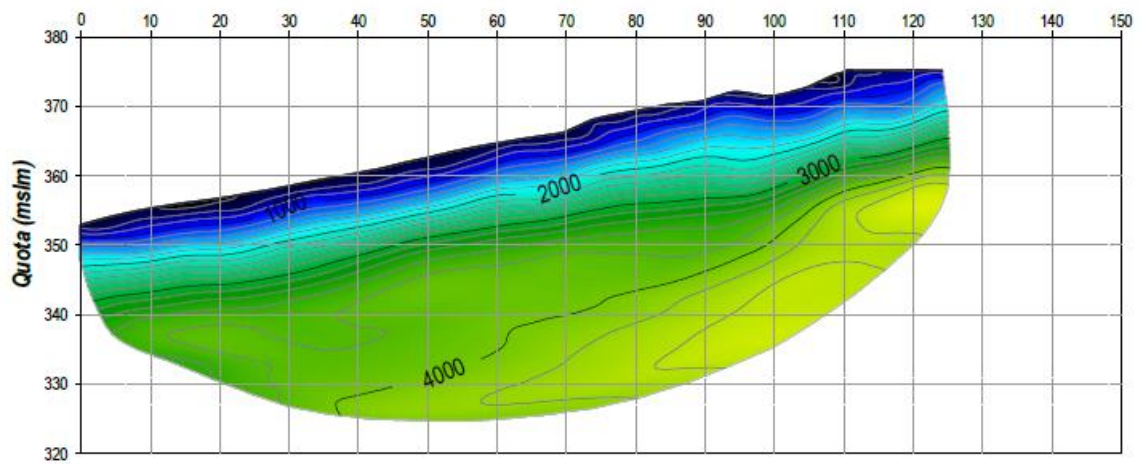


Figura 13 - Sismica a rifrazione – Linea TSD5 – Imbocco Pedescala Sud

Nella figura seguente si riporta un confronto tra i valori di modulo elastico ottenibili con le sismiche a rifrazione ed il modulo elastico dalla formula di Berardi e Lancellotta, che sottostima notevolmente E , nonostante si sia assunto cautelativamente $E=1/10 E_0$.

TSD1							
Profondità	Vp [m/s]	Vs [m/s]	γ [kN/m ³]	G ₀ [MPa]	ν	E ₀ [MPa]	E [MPa]
0	500	267	23	167	0.3	435	44
5	1000	535	23	670	0.3	1742	174
7	1500	802	23	1507	0.3	3919	392
10	2000	1069	23	2679	0.3	6967	697
20	3000	1604	23	6029	0.3	15675	1567

TSD2							
Profondità	Vp [m/s]	Vs [m/s]	γ [kN/m ³]	G ₀ [MPa]	ν	E ₀ [MPa]	E [MPa]
0	500	267	23	167	0.3	435	44
5	1000	535	23	670	0.3	1742	174
12	1500	802	23	1507	0.3	3919	392
20	2000	1069	23	2679	0.3	6967	697
40	2500	1336	23	4187	0.3	10885	1089

TSD2bis							
Profondità	Vp [m/s]	Vs [m/s]	γ [kN/m ³]	G ₀ [MPa]	ν	E ₀ [MPa]	E [MPa]
0	500	267	23	167	0.3	435	44
7	1000	535	23	670	0.3	1742	174
14	1500	802	23	1507	0.3	3919	392
20	2000	1069	23	2679	0.3	6967	697
30	2500	1336	23	4187	0.3	10885	1089
40	3000	1604	23	6029	0.3	15675	1567

Berardi e Lancellotta				
Profondità	Dr	γ [kN/m ³]	E ₀ [MPa]	E [MPa]
1	1	23	52	5
5	1	23	117	12
10	1	23	165	17
20	1	23	234	23
40	1	23	331	33

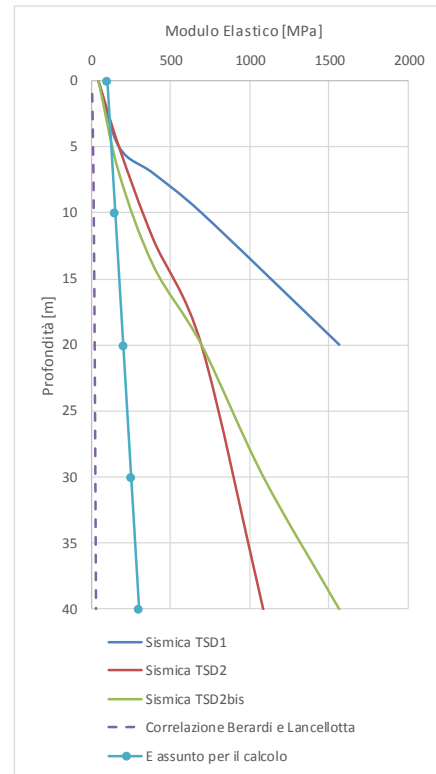


Figura 14 - Comparazione tra i moduli elastici ottenuti da prova sismica e da correlazione di letteratura

Per questo motivo, per i calcoli si assume un modulo elastico che, partendo da 100MPa, cresce inizialmente di 50MPa ogni 10m di profondità per i primi 50m (per cogliere il comportamento del materiale nelle zone di imbocco) e successivamente di 100MPa ogni 10m (per le grandi profondità, dove il materiale tende ad avere grado di cementazione via via crescente).

Come si vede in figura seguente, il modulo elastico di calcolo a 100m di profondità risulta pari a 850MPa, rimanendo inferiore ai 1500MPa che si ottengo da $V_p=3000\text{m/s}$ nella prova TSD2bis nella zona in cui la copertura detritica è massima.

E assunto per il calcolo

Profondità	E [MPa]
0	100
10	150
20	200
30	250
40	300
50	350
60	450
70	550
80	650
90	750
100	850
110	950
120	1050

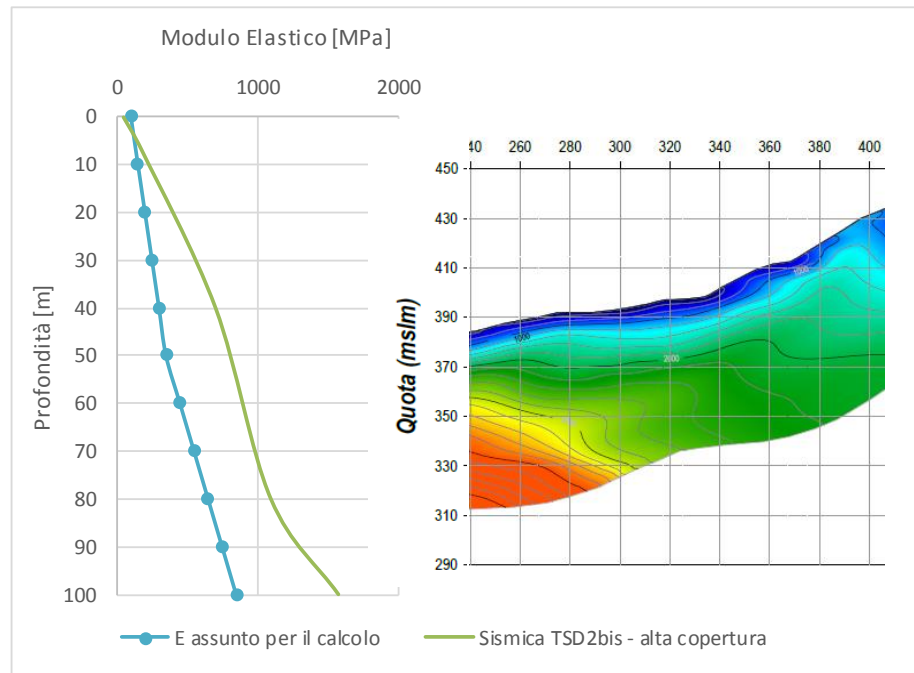


Tabella 2 – Variabilità del modulo

Considerando gli elevati valori di moduli elastici ottenuti dalle indagini sismiche a grande profondità, derivanti dalle significative velocità $v_p > 3000$ m/sec, si è tenuto conto di un corrispondente livello crescente di cementazione introducendo una coesione di 50kPa in corrispondenza della massima copertura detritica all'imbocco Cogollo Sud (125m).

5.2 CRITERI DI CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA DELLE FORMAZIONI ROCCIOSE

5.2.1 Generalità

La caratterizzazione geomeccanica delle formazioni rocciose presenti è stata realizzata facendo riferimento alla classificazione dell'ammasso roccioso proposta da Bieniawski (1989), allo schema concettuale di mezzo continuo (omogeneo o stratificato) e ai criteri di rottura proposti e aggiornati da Hoek & Brown a partire dal 1980.

In particolare:

- 1 - Il parametro **RMR** "Rock Mass Rating" verrà stimato sulla base di quanto descritto nel **paragrafo 5.2.2**; il parametro **GSI** (Geological Strength Index) verrà valutato con la seguente espressione (vedi Sjoberg, 1997):

$$GSI = RMR_{89} - 5$$

- 2 - L'inviluppo delle resistenze dell'ammasso roccioso in condizioni "undisturbed" o "disturbed" verrà valutato sulla base di quanto riportato in Brown & Hoek (1988), Hoek & Brown (1988), Hoek, Kaiser & Bawden (1995), Hoek et al (2002) (vedi il **paragrafo 5.2.3**).
- 3 Le caratteristiche di deformabilità dell'ammasso roccioso verranno stimate sulla base di quanto riportato nel paragrafo 5.2.4

5.2.2 Valutazione del parametro RMR d'ammasso secondo Bieniawsky 1989

Per ogni litotipo il parametro RMR'89 viene stimato in accordo a quanto proposto in Bieniawski (1989), ovvero come somma dei seguenti indici:

- Resistenza alla compressione semplice della roccia intatta

Classe	R	σ_c (MPa)	is 50 PLT		Coeff.
Medio alta		> 250	> 10		15
Alta	44-58	110-250	4-10		10-15
Medio - alta	32-43	60 - 110	2-4		6-10
Moderata	12-31	20 - 60	1-2		3-6
Bassa	<12	10-20	<1		2-3
Molto bassa	0	<10			1

- Qualità della roccia RQD

Qualità	%	s (cm)*	Coeff.
Eccellente	90-100	>19	18-20
Buona	75-90	10,9-19	15-18
Discreta	50-75	6-10,5	10-15
Bassa	25-50	3,5-6	6-10
Molto bassa	<25	<3,5	3-6

- Spaziatura delle discontinuità

		Fam. 1	Fam. 2	Fam. 3	Fam. 4	Coeff.
Molto larga	> 1,8 m					20
Larga	0.6 - 1,8 m					12-19
Moderata	20 - 60 cm					8-12
Stretta	8-20 cm					6-8
Molto stretta	< 8 cm					5

- Condizioni delle discontinuità

		Fam. 1	Fam. 2	Fam. 3	Fam. 4	Coeff.
PERSISTENZA	Molto bassa	< 1m (0-10%)				6
	Bassa	1-3m (10-25%)				4
	Media	3-10m (25-50%)				2
	Alta	10-20m (50-100)				1
	Molto alta	> 20 m (100%)				0
x = si estende oltre la parte visibile - r = termina in roccia - d = termina contro un'altra discontinuità						
APERTURA	molto chiusi	nessuna				6
	chiusi	< 0.1 mm				5
	moderat. aperti	0.1 - 1.0 mm				4
	aperti	1 - 5 mm				1
	molto aperti	> 5 mm				0
RUGOSITA'	molto rugose	16-18 18-20				6
	rugose	12-14 14-16				5
	legg. rugose	8-10 10-12				3
	piane	4-6 6-8				1
	levigate	0-2 2-4				0
RIEMPIMENTO	Nessuno					6
	compatto < 5mm					5
	Compatto > 5mm					3
	Sciolto < 5mm					1
	sciolto > 5mm					0
ALTERAZIONE	Non alterata					6
	Leggermente alterata					5
	Moderatamente alterata					3
	Altamente alterata					1
	Suolo residuale					0

- Condizioni idriche dell'ammasso

R5 - CONDIZIONI IDRICHE AMMASSO					
Condizioni generali		Venute d'acqua per 10 m di lunghezza (l/min)	σ_w/σ_h	Coeff.	
Asciutta		nessuna	0	15	
Umida		<10	<0.1	10	
Bagnata		10-25	0,1-0,2	7	
Stillicidio		25-125	0,2-0,5	4	
Venute		>125	>0,5	0	

- Correzione per l'orientazione

R6 - CORREZIONE PER L'ORIENTAZIONE					
Immersione		Inclinazione	Coeff.		
parallela all'asse galleria	reggipoggio	45-90		0	
		20-45		-2	
	franapoggio	45-90		-5	
		20-45		-10	
perpendicolare all'asse galleria		45-90		-12	
		20-45		-5	
Qualsiasi		<20		-5	

- Determinazione del valore RMR d'ammasso secondo Bieniawsky 1989

RMR - BIENIAWSKI (1989)					
PARAMETRI				COEFF.	
Resistenza roccia intatta			R1		
Rock Quality Designation (R.Q.D.)			R2		
Spaziatura discontinuità			R3		
Condizioni delle discontinuità			R4		
Presenza di acqua nella roccia			R5		
Compensazione orientazione			R6		
RMR					

Il valore del parametro RMR ottenuto ci consente di definire la classe d'ammasso secondo Bieniawski (1989).

CLASSE DI BIENIAWSKI				
I ottima	II buona	III discreta	IV scadente	V molto scad.
100-81	80-61	60-41	40-21	< 20

La definizione del GSI sarà definita seconda la seguente correlazione:

$$\text{GSI} = \text{RMR base (secco)} - 5 =$$

Tendenzialmente nella valutazione di RMR'89 (RMR in dry conditions) utilizzato per la caratterizzazione geomeccanica degli ammassi:

- Non si terrà conto dell'indice che descrive qualitativamente l'orientamento più o meno favorevole delle discontinuità (incluse quelle dovute alla stratificazione) rispetto alle opere da realizzare; ove rilevante/possibile tale aspetto verrà messo in conto nella definizione del modello geometrico da utilizzare nelle analisi di progetto.
- L'indice legato alla presenza dell'acqua verrà assunto pari a quello associabili a condizioni "dry". Gli effetti della presenza dell'acqua verranno messi in conto nella definizione del modello geotecnico-geomeccanico da utilizzare nelle analisi di progetto.

5.2.3 Criteri di rottura

In accordo a quanto riportato in Brown & Hoek (1988), Hoek & Brown (1988) e Hoek, Kaiser & Bawden (1995) (vedi anche Sjoberg, 1997), Hoek et al. (2002) l'ammasso roccioso verrà descritto per ogni litotipo dal seguente criterio di rottura:

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_c \cdot \left(m_b \cdot \frac{\sigma_3'}{\sigma_c} + s \right)^\alpha$$

essendo:

$$m_b = m_i \cdot e^{\frac{\text{GSI}-100}{28-14 \cdot D}}$$

$$s = e^{\frac{\text{GSI}-100}{9-3 \cdot D}}$$

D = 0 per "undisturbed rock masses"

D = 1 per "disturbed rock masses"

$$\alpha = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \cdot \left(e^{\frac{-\text{GSI}}{15}} - e^{\frac{-20}{3}} \right)$$

GSI = RMR'89 - 5

RMR'89 = vedi il paragrafo

m_i = coefficiente relativo alla roccia intatta

σ_1' = tensione principale efficace maggiore

σ_3' = tensione principale efficace minore

σ_c = resistenza alla compressione semplice della roccia intatta.

Nell'applicazione del criterio di rottura sopra riportato valgono le seguenti precisazioni:

1. In generale, per ogni litotipo il coefficiente m_i verrà valutato sulla base dei risultati di prove triassiali su provini di roccia intatta e di un criterio di rottura analogo a quello dell'ammasso roccioso, con $GSI = 100$. In mancanza di dati sperimentali si farà riferimento a quanto riportato ad una serie di valori di letteratura come riferimento, riportati nella tabella seguente.

Rock type	Class	Group	Texture			
			Coarse	Medium	Fine	Very fine
SEDIMENTARY	Clastic		Conglomerates* (21 ± 3)	Sandstones 17 ± 4	Siltstones 7 ± 2	Claystones 4 ± 2
			Breccias (19 ± 5)		Greywackes (18 ± 3)	Shales (6 ± 2) Marls (7 ± 2)
	Non-Clastic	Carbonates	Crystalline Limestone (12 ± 3)	Sparitic Limestones (10 ± 2)	Micritic Limestones (9 ± 2)	Dolomites (9 ± 3)
		Evaporites		Gypsum 8 ± 2	Anhydrite 12 ± 2	
		Organic			Chalk 7 ± 2	
METAMORPHIC	Non Foliated		Marble 9 ± 3	Hornfels (19 ± 4) Metasandstone (19 ± 3)	Quartzites 20 ± 3	
	Slightly foliated		Migmatite (29 ± 3)	Amphibolites 26 ± 6		
	Foliated**		Gneiss 28 ± 5	Schists 12 ± 3	Phyllites (7 ± 3)	Slates 7 ± 4
IGNEOUS	Plutonic	Light	Granite 32 ± 3 Granodiorite (29 ± 3)	Diorite 25 ± 5		
		Dark	Gabbro 27 ± 3 Norite 20 ± 5	Dolerite (16 ± 5)		
	Hypabyssal		Porphyries (20 ± 5)		Diabase (15 ± 5)	Peridotite (25 ± 5)
	Volcanic	Lava		Rhyolite (25 ± 5) Andesite 25 ± 5	Dacite (25 ± 3) Basalt (25 ± 5)	Obsidian (19 ± 3)
		Pyroclastic	Agglomerate (19 ± 3)	Breccia (19 ± 5)	Tuff (13 ± 5)	

* Conglomerates and breccias may present a wide range of m_i values depending on the nature of the cementing material and the degree of cementation, so they may range from values similar to sandstone to values used for fine grained sediments.

** These values are for intact rock specimens tested normal to bedding or foliation. The value of m_i will be significantly different if failure occurs along a weakness plane.

Tabella 3: Valori di riferimento della costante m_i della roccia intatta in base al tipo di roccia (i valori indicati tra parentesi sono stimati) (Hoek, Kaiser e Bawden, 1995)

2. L'applicazione di criteri di rottura analoghi per la roccia intatta e per l'ammasso roccioso, ove l'unica differenza è rappresentata dai valori di GSI, implica che, per $m_i = 10$, il rapporto tra la resistenza a trazione e la resistenza a compressione semplice della roccia intatta, è pari a $\cong 1/m_i$.
3. In presenza di ammassi rocciosi caratterizzati da marcata eterogeneità, ovvero da alternanza di strati competenti e di strati con caratteristiche geotecniche più scadenti, il valore di GSI valutato sulla base di RMR₈₉ verrà messo a confronto anche con quello stimabile sulla base della carta proposta da Hoek et al. (1998) e da Marinos & Hoek (2000) per formazioni flyshoidi.

Alla resistenza alla compressione semplice σ_c ed al coefficiente m_i della roccia intatta verranno inoltre assegnati valori "pesati" in base a quanto sotto riportato:

Tipo di ammasso	Criterio di valutazione di σ_c e di m_i
A e B	Valori relativi al litotipo più competente
C	Valori del litotipo più competente ridotti del 20% e pieni valori del litotipo di caratteristiche più scadenti
D e E	Valori del litotipo più competente ridotti del 40% e pieni valori del litotipo di caratteristiche più scadenti
F	Valori del litotipo più competente ridotti del 60% e pieni valori del litotipo di caratteristiche più scadenti
G	Valori del litotipo di caratteristiche più scadenti
H	Valori del litotipo di caratteristiche più scadenti

Ammassi rocciosi eterogenei – Criteri di valutazione di σ_c e di m_i (Hoek et al., 1998; Marinos & Hoek, 2000)

4. In accordo a Sjoberg (1997), ai termini "undisturbed" e "disturbed" verrà attribuito un significato legato anche alle modalità di utilizzo dei parametri di resistenza nelle analisi ingegneristiche; in particolare:
 - Il criterio di rottura relativo alle "undisturbed rock masses" rappresenta la resistenza di picco dell'ammasso roccioso quando esso si trova in condizioni di pre-rottura.
 - Il criterio di rottura relativo alle "disturbed rock masses" rappresenta la resistenza media disponibile lungo superfici di scivolamento critiche in condizioni di incipiente rottura; ricorrendo a terminologie proprie della meccanica dei terreni tale resistenza può essere denominata "softened".

Sotto tali presupposti, nei casi rappresentati da situazioni non caratterizzate da dissesti progressivi o in atto, si opererà come segue:

- In analisi di stabilità o di interazione terreno-struttura eseguite con metodi ove non è possibile riprodurre il comportamento “strain softening” si farà riferimento ai parametri dell’ammasso relativi alle condizioni “disturbed”;
 - In analisi di stabilità o di interazione terreno-struttura condotte con metodi in grado di riprodurre la caduta di resistenza tra condizioni di picco e condizioni “softened” verranno presi come riferimento sia il criterio di rottura relativo alle condizioni “undisturbed” che quello relativo alle condizioni “disturbed”. Verranno inoltre ipotizzate diverse leggi di degrado dei parametri di resistenza, fra cui quella che contempla una repentina caduta di resistenza dalle condizioni di picco a quelle “softened”.
5. I criteri di rottura espressi in termini di tensioni efficaci principali σ_1' e σ_3' possono essere trasformati in termini di tensioni di taglio τ e di tensioni efficaci normali alla superficie di rottura σ_n' . A tale proposito valgono le seguenti equazioni:

$$\frac{\delta\sigma_1'}{\delta\sigma_3'} = 1 + \alpha \cdot m_b \cdot \left(\frac{m_b \cdot \sigma_3'}{\sigma_c} + s \right)^{\alpha-1}$$

$$\sigma_n' = \frac{\sigma_1' + \sigma_3'}{2} - \frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2} \cdot \frac{\frac{\delta\sigma_1'}{\delta\sigma_3'} - 1}{\frac{\delta\sigma_1'}{\delta\sigma_3'} + 1}$$

$$\tau = (\sigma_1' - \sigma_3') \cdot \frac{\sqrt{\frac{\delta\sigma_1'}{\delta\sigma_3'}}}{\frac{\delta\sigma_1'}{\delta\sigma_3'} + 1}$$

6. L’involuppo di rottura in termini di tensioni di taglio τ e di tensioni efficaci normali alla superficie di rottura σ_n' verrà interrotto per valori di σ_n' negativi (trazione) inferiori a 0 kPa; in corrispondenza di valori di σ_n' negativi (trazione) le resistenze al taglio saranno assunte pari a 0 kPa (“tension cut off”).

5.2.4 Caratteristiche di deformabilità

I moduli iniziali di taglio (G_{o1}) e di Young (E_{o1}), corrispondenti alle pressioni efficaci geostatiche medie p_o' , possono essere ricavati dai valori delle velocità delle onde di taglio V_s utilizzando le seguenti equazioni:

$$G_{o1} = \frac{\gamma_t}{9,81} \cdot (V_s)^2 \quad (\text{kPa})$$

$$E_{o1} = G_{o1} \cdot 2 \cdot (1 + \nu')$$

essendo:

γ_t = peso di volume naturale del terreno in kN/m³

ν' = rapporto di Poisson del terreno = 0,15 ÷ 0,20

V_s = velocità di propagazione delle onde di taglio in m/sec.

La velocità di propagazione delle onde di taglio V_s può essere ricavata direttamente dalle prove geofisiche down hole.

I moduli iniziali di taglio (G_o) e di Young (E_o), corrispondenti alle pressioni efficaci medie generiche p' , possono essere ricavati dalle seguenti espressioni:

$$G_o = G_{o1} \cdot \left(\frac{p'}{p_o'} \right)^{0.3} \quad (\text{kPa})$$

$$E_o = G_o \cdot 2 \cdot (1 + \nu') \quad (\text{kPa})$$

I moduli di Young “operativi” E_{op} dell’ammasso roccioso, utilizzabili in analisi con modelli costitutivi elastico-lineari o elastico-lineari-plastici, possono essere stimati sulla base delle seguenti espressioni (Bieniawski, 1978; Serafim & Pereira, 1983; Hoek et al., 2002):

$$E_{op} = 2000 \cdot GSI - 100000 \quad \text{per } GSI > 55$$

$$E_{op} = 1000 \cdot \left(1 - \frac{D}{2} \right) \cdot \sqrt{\frac{\sigma_c}{100}} \cdot 10^{(GSI-10)/40} \quad \text{per } 10 < GSI < 55 \text{ e per } \sigma_c < 100 \text{ MPa.}$$

essendo:

D = coefficiente di disturbo, variabile tra 0 e 1.

Ove non diversamente specificato, dal lato della sicurezza, nel caso dei fronti di scavo (sostenuti e non) e di fondazioni dirette verranno adottati i seguenti valori di D:

Fondazioni dirette, rilevati, fronti di scavo non sostenuti o sostenuti in modo passivo $\Rightarrow D = 1$;

Fondazioni a pozzo e fronti di scavo sostenuti in modo attivo $\Rightarrow D = 0.5$.

I moduli valutati con le espressioni sopra indicate si intenderanno riferiti alle tensioni efficaci geostatiche; quelli relativi alle tensioni efficaci correnti verranno scalati utilizzando le stesse espressioni indicate per i moduli iniziali.

6 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

La parametrizzazione geotecnica assegnata ai depositi detritici che interessano le opere è indicata nel profilo geotecnico - geomeccanico. La seguente tabella sintetizza i principali parametri:

Parametri	Depositi fluvioglaciali e alluvionali terrazzati	Depositi glaciali	Detrito di versante
Peso di volume γ (KN/m ³)	19-20	20-23	22-23
c (MPa)	0 – 0.005	0 – 0.005	0.0 – 0.05
Φ (°)	40-42	40-42	35-37
E (GPa)	0.04 – 0.15	0.10-0.15	0.1-1.0
Coeff. Poisson (ν)	0.3	0.3	0.25-0.30

Tabella 4 – Parametri geotecnici depositi superficiali

Di seguito si richiamano in particolare le caratteristiche geotecniche assegnate al deposito detritico che interessa lo scavo della galleria naturale all'interno dei Depositi Quaternari, con riferimento alla Relazione Geotecnica di PD.

Dalle analisi granulometriche eseguite in sede di progettazione si evince che la composizione media è: ghiaia 40-60%, sabbia 20-30%, limo 10-20% ed argilla circa 7-10%. Il materiale non è plastico o a modesta plasticità con limite di liquidità 20-25 ed indice di plasticità compreso fra 5 e 10.

Il deposito è costituito da terreno granulare in matrice limosa, prevalentemente si tratta di ghiaie e sabbie limose con dispersi frammenti e blocchi litoidi. Nel complesso si tratta di depositi da moderatamente a molto consistenti, con un possibile e locale debole grado di cementazione.

Galleria S. Agata e Galleria Naturale Bretella 2 – Parametri geotecnici deposito granulare		
Peso di volume γ	kN/m ³	20
Coesione c	KPa	5
Angolo di attrito ϕ	(°)	40
Modulo elastico E	MPa	150
Modulo di Poisson ν	-	0.30
Permeabilità k	m/s	5E-6

Tabella 5: Parametrizzazione geotecnica deposito granulare

7 CLASSIFICAZIONE GEOMECCANICA

Sulla base dei dati raccolti, scaturiti dai rilievi strutturali, dalle colonne stratigrafiche ricavate dai sondaggi è stato possibile effettuare una suddivisione dell'ammasso roccioso in 6 differenti gruppi geomeccanici (gruppi 1A, 1B, 2A, 2B, 3A e 3B).

I principali fattori considerati per l'individuazione di tali gruppi sono:

- Criteri litologici (composizione mineralogica e petrografica, grado di alterazione, eventuale presenza di acqua)
- Criteri strutturali (caratteristiche delle strutture di separazione, indice RDQ, intensità della foliazione, intensità della tettonizzazione come ad esempio la presenza di struttura a pieghe fino alla microscala)
- Criteri litomeccanici (con riferimento ad una prima valutazione delle proprietà fisiche, di resistenza e deformabilità).

7.1 Gruppi geomeccanici

L'analisi di dettaglio delle carote dei sondaggi eseguiti in dolomia, S9D, S10D, S11D, ha consentito di discretizzare tratte con caratteristiche di fratturazione omogenea e, conseguentemente valori di RMR e di GSI omogenei.

Di seguito si riporta il dettaglio dell'analisi dei tre sondaggi, eseguita tratta per tratta.

SONDAGGIO S9D

		2B		3A				1A				3A			
SONDAGGIO S9D		DOLOMIA													
Profondità da m		a m		Profondità da m		a m		Profondità da m		a m		Profondità da m		a m	
		6,70 10,40		10,40 12,70		12,70 17,30		17,30 19,50				19,50 20,30			
RESISTEN	57 MPa	R1	6	67 MPa	R1	7	47 MPa	R1	5,5	67 MPa	R1	7	47 MPa	R1	5,5
RQD * %	23	R2	6	85	R2	16,5	7	R2	4	83	R2	16	3	R2	3,5
SPAZIATU	20-60 cm	R3	8	0,6-1,8 m	R3	12	8-20 cm	R3	6	0,6-1,8 m	R3	12	8-20 cm	R3	6
DISCONTINUITA'		R4	5		R4	18		R4	8		R4	18		R4	8
ACQUA *	asciutto	R5	15	asciutto	R5	15	asciutto	R5	15	asciutto	R5	15	asciutto	R5	15
RMR BASE=		40		68,5		38,5		68				38			
GSI		35		63,5		33,5		63				33			
		1A		3A		1A		3A		1A		1A			
Profondità da m		a m		Profondità da m		a m		Profondità da m		a m		Profondità da m		a m	
		20,30 23,30		23,30 27,00		27,00 31,50		31,50 32,00				32,00 40,00			
67 MPa	R1	7		47 MPa	R1	5,5		67 MPa	R1	7		47 MPa	R1	7	
70	R2	14		9	R2	4		77	R2	15		5	R2	3,5	
0,6-1,8 m	R3	12		8-20 cm	R3	6		8-20 cm	R3	6		8-20 cm	R3	12	
	R4	13			R4	8			R4	5			R4	18	
	R5	15		asciutto	R5	15		asciutto	R5	15		asciutto	R5	15	
		61				38,5				67				35	
		56				33,5				62				30	

SONDAGGIO S10D

2A		1B		2B		1B		1A		1B		2A			
SONDAGGIO S10D DOLOMIA		Profondità da m a m		Profondità da m a m		Profondità da m a m		Profondità da m a m		Profondità da m a m		Profondità da m a m			
1,80		3,50		3,50		3,80		4,70		6,40		8,30			
RESISTE 99 MPa R1		9		85 MPa R1		8,5		99 MPa R1		9		85 MPa R1		8,5	
ROD * % 50 R2		10		5 R2		3,5		80 R2		12		90 R2		17,5	
SPAZIATI 20-60 cm R3		8		8-20 cm R3		6		20-60 cm R3		8		20-60 cm R3		8	
DISCONTINUITA' R4		8		8-20 cm R4		6		8-20 cm R4		13		20-60 cm R4		13	
ACQUA asciutto R5		15		asciutto R5		15		asciutto R5		15		asciutto R5		15	
RMR BASE=		50		41		57		63,5		53		46			
GSI		45		36		52		58,5		48		41			
Profondità da m a m		Profondità da m a m		Profondità da m a m		Profondità da m a m		Profondità da m a m		Profondità da m a m		Profondità da m a m			
9,30		12,75		12,75		13,00		23,10		26,90		29,30			
113 MPa R1		10		85 MPa R1		8,5		113 MPa R1		10		85 MPa R1		8,5	
75 R2		14,5		5 R2		3,5		70 R2		14		5 R2		3,5	
8-20 cm R3		6		8-20 cm R3		6		8-20 cm R3		6		8-20 cm R3		6	
R4		13		R4		13		R4		13		R4		13	
asciutto R5		15		asciutto R5		15		asciutto R5		15		asciutto R5		15	
58,5		46		58		39,5		66		39		53,5		41	
53,5		41		53		34,5		61		34		45		45	
Profondità da m a m		Profondità da m a m		Profondità da m a m		Profondità da m a m		Profondità da m a m		Profondità da m a m		Profondità da m a m			
29,50		35,40		35,40		37,70		40,00		37,70		40,00			
113 MPa R1		10		99 MPa R1		9		113 MPa R1		10		85 MPa R1		8,5	
80 R2		16		50 R2		10		70 R2		14		5 R2		3,5	
20-60 cm R3		8		20-60 cm R3		8		20-60 cm R3		8		8-20 cm R3		6	
R4		19		R4		19		R4		19		R4		18	
asciutto R5		15		asciutto R5		15		asciutto R5		15		asciutto R5		15	
68		61		66		63		56		61		63		56	

SONDAGGIO S11D

SONDAGGIO S11D DOLOMIA		1B		3A		1A		2B		1B					
Profondità da m a m		Profondità da m a m		Profondità da m a m		Profondità da m a m		Profondità da m a m		Profondità da m a m					
4,00		4,60		4,60		5,35		7,30		10,00					
RESISTE 24 MPa R1		3,5		84 MPa R1		8,5		24 MPa R1		6		84 MPa R1		8,5	
ROD * % 5 R2		3,5		88 R2		17		5 R2		16		80 R2		4,5	
SPAZIATI 8-20 cm R3		6		20-60 cm R3		8		8-20 cm R3		6		0,6-1,8 m R3		12	
DISCONTINUITA' R4		5		8-20 cm R4		8		0,6-1,8 m R4		18		8-20 cm R4		18	
ACQUA asciutto R5		15		asciutto R5		15		asciutto R5		15		asciutto R5		15	
RMR BASE=		33		56,5		35,5		69,5		44,5		58			
GSI		28		51,5		30,5		64,5		39,5		53			
Profondità da m a m		Profondità da m a m		Profondità da m a m		Profondità da m a m		Profondità da m a m		Profondità da m a m		Profondità da m a m			
18,20		18,50		18,50		19,20		23,60		24,10		25,20			
24 MPa R1		6		54 MPa R1		6		84 MPa R1		8,5		24 MPa R1		6	
0 R2		3		60 R2		12		98 R2		19		50 R2		10	
8-20 cm R3		6		20-60 cm R3		8		0,6-1,8 m R3		12		20-60 cm R3		6	
R4		4		R4		13		R4		18		R4		12	
asciutto R5		15		asciutto R5		15		asciutto R5		15		asciutto R5		15	
34		54		72,5		34		49		71		29		44	
29		49		67,5		29		44		66		38		64,5	
Profondità da m a m		Profondità da m a m		Profondità da m a m		Profondità da m a m		Profondità da m a m		Profondità da m a m		Profondità da m a m			
25,80		27,50		27,50		28,00		28,00		31,00		33,60			
24 MPa R1		6		84 MPa R1		8,5		54 MPa R1		6		84 MPa R1		8,5	
13 R2		4		80 R2		16		43 R2		9		53 R2		18	
20-60 cm R3		6		0,6-1,8 m R3		12		20-60 cm R3		6		8-20 cm R3		6	
R4		12		R4		18		R4		18		R4		4	
asciutto R5		15		asciutto R5		15		asciutto R5		15		asciutto R5		15	
43		69,5		48		71,5		34,5		72,5		38		64,5	
38		64,5		43		66,5		29,5		67,5		36,40		35,60	
Profondità da m a m		Profondità da m a m		Profondità da m a m		Profondità da m a m		Profondità da m a m		Profondità da m a m		Profondità da m a m			
36,40		38,50		38,50		40,40		40,50		40,50		41,10		45,00	
24 MPa R1		6		84 MPa R1		8,5		24 MPa R1		6		84 MPa R1		8,5	
5 R2		3,5		70 R2		13,5		5 R2		3,5		80 R2		17,5	
8-20 cm R3		6		20-60 cm R3		8		8-20 cm R3		6		0,6-1,8 m R3		12	
R4		4		R4		13		R4		13		R4		18	
asciutto R5		15		asciutto R5		15		asciutto R5		15		asciutto R5		15	
34,5		58		34,5		48		71		29,5		53		66	
29,5		53		29,5		43		66		43		29,5		66	

L'analisi eseguita sui sondaggi combinata ai dati ottenuti dai rilievi strutturali, ha consentito di definire i seguenti 6 gruppi geomeccanici:

	GSI	
	Gruppo geomeccanico 1A	55
Gruppo geomeccanico 1B	45	55
Gruppo geomeccanico 2A	40	45
Gruppo geomeccanico 2B	35	40
Gruppo geomeccanico 3A	25	35
Gruppo geomeccanico 3B	<25	

Per il dettaglio dei rilievi geostrutturali si farà riferimento all'elaborato di PD J16L1_03_05_01_003_0101_OPD_00, che descrive e riporta tutti i dati del rilievo, la posizione e la documentazione fotografica.

Rilievi geostrutturali eseguiti

			GSI	GRUPPO
RG01	Dolomia	50-75	56,5	1A
RG02	Dolomia	75-90	64	1A
RG03	Dolomia	50-75	49	1B
RG04	Dolomia	75-90	68	1A
RG05	Vulcaniti	50-75	56	1A
RG06	Dolomia	50-75	59,5	1A

Gruppo geomeccanico 1A

L'ammasso (in dolomia principale o vulcaniti) presenta buone proprietà geomeccaniche. L'RQD è mediamente maggiore del 60-75%; si individuano chiaramente la superficie di strato regolarmente spaziata ed almeno due differenti sistemi di discontinuità principali. Le superfici dei giunti sono prive di alterazione.

Documentazione fotografica del tratto di sondaggio S10D rappresentativo del gruppo geomeccanico 1A.



Gruppo geomeccanico 1B

L'ammasso (in dolomia principale o vulcaniti) presenta da buone a medie proprietà geomeccaniche. L'RQD è mediamente maggiore del 50-60%; si individua sempre la superficie di strato regolarmente spaziata. Le superfici dei giunti sono in genere prive di alterazione.

Documentazione fotografica del tratto di sondaggio S10D rappresentativo del gruppo geomeccanico 1B.



Gruppo geomeccanico 2A

L'ammasso (in dolomia principale o vulcaniti) mostra discrete proprietà geomeccaniche. L'RQD presenta valori medi di 30-40%; la superficie di strato ed i sistemi di discontinuità sono fratturati, mediamente alterati.

Documentazione fotografica del tratto di sondaggio S10D rappresentativo del gruppo geomeccanico 2A.



Gruppo geomeccanico 2B

L'ammasso (in dolomia principale o vulcaniti) mostra da discrete a scadenti proprietà geomeccaniche. L'RQD presenta valori medi di 10-25%; la superficie di strato ed i sistemi di discontinuità sono molto fratturati e alterati.

Documentazione fotografica del tratto di sondaggio S9D rappresentativo del gruppo geomeccanico 2B.



Gruppo geomeccanico 3A

L'ammasso (in dolomia principale o vulcaniti) mostra scadenti proprietà geomeccaniche. L'RQD presenta valori medi di 5-10%; la superficie di strato ed i sistemi di discontinuità sono intensamente fratturati e alterati.

L'ammasso (in dolomia principale o vulcaniti) che ricade in questo gruppo appartiene a zone particolarmente fratturate e/o tettonizzate o alterate e mostra proprietà geomeccaniche da scadenti a molto scadenti.

Documentazione fotografica del tratto di sondaggio S9D rappresentativo del gruppo geomeccanico 3A.



Gruppo geomeccanico 3B

L'ammasso (in dolomia principale o vulcaniti) mostra da scadenti a pessime proprietà geomeccaniche. L'RQD presenta valori dello 0%; la superficie di strato ed i sistemi di discontinuità sono intensamente fratturati e alterati.

I materiali che ricadono in questo gruppo geomeccanico appartengono a zone particolarmente fratturate e/o tettonizzate o alterate, sono caratterizzati da proprietà geomeccaniche da scadenti a molto scadenti e assimilabili ad un detrito.

Documentazione fotografica del tratto di sondaggio S8D rappresentativo del gruppo geomeccanico 3B.



In sintesi:

- Il Gruppo 3A e 3B possono essere considerati rappresentativi del comportamento dell'ammasso roccioso delle zone a bassa copertura o in corrispondenza di importanti strutture geologiche (es. faglie, nuclei di pieghe, sovrascorrimenti, ecc.), e, nel caso del gruppo 3B, come specificato, i terreni possono essere assimilati ad un detrito
- i Gruppi 1A ed 1B, al contrario, possono essere considerati rappresentativi delle condizioni migliori d'ammasso roccioso
- infine i Gruppi 2A e 2B possono essere considerati rappresentativi delle caratteristiche medie dell'ammasso roccioso.

7.2 Caratterizzazione geomeccanica dei gruppi geomeccanici

7.2.1 Caratteristiche della matrice

Per l'interpretazione delle prove geomeccaniche di laboratorio si è fatto riferimento al criterio non lineare di Hoek e Brown. La legge di resistenza di Hoek e Brown è curvilinea ed è caratterizzata da elevati valori di angolo di attrito istantaneo ai bassi livelli di confinamento, in accordo con le osservazioni sperimentali sui materiali rocciosi e sul comportamento degli scavi in roccia. La resistenza di picco del materiale roccioso viene definita dall'equazione:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + (m_i \sigma_{ci} \sigma_3 + \sigma_{ci}^2)^{0.5} \quad [1]$$

dove σ_1 e σ_3 sono rispettivamente le tensioni principali massima e minima.

Il parametro σ_{ci} rappresenta la resistenza a compressione monoassiale del materiale roccioso intatto, mentre il parametro m_i è un parametro di resistenza del materiale intatto; entrambi i parametri sono direttamente determinabili attraverso l'interpretazione di prove di laboratorio. Disponendo infatti dei risultati di una di prove meccaniche di laboratorio, ovvero di n coppie di valori σ_1 e σ_3 , si può scrivere un equivalente numero di equazioni [1] e ricavare, attraverso un'analisi di regressione, le due incognite m_i e σ_{ci} .

Nel successivo paragrafo si riportano in sintesi i valori ottenuti per la litologia principale, dolomia e per la litologia secondaria, vulcaniti.

7.2.2 Calcolo del GSI (Geological Strength Index)

La classificazione della roccia può essere fatta considerando l'ammasso roccioso nella sua globalità, senza distinzione di matrice e discontinuità, usando il metodo degli indici di qualità.

Dei diversi metodi di classificazione presenti in letteratura, per il presente lavoro è stato scelto il concetto di GSI (Geological Strength Index) proposto da Hoek (1991).

Il parametro GSI quantifica lo stato strutturale di un ammasso roccioso e viene stimato utilizzando direttamente i ratings della classificazione di Bieniawski o, alternativamente, i parametri del Q-system di Barton. Esistono inoltre anche dei metodi speditivi proposti da Hoek per la stima del GSI mediante degli abachi e tenendo conto della natura litologica, strutturale e tessiturale dell'ammasso roccioso in esame.

La formula impiegata per ricavare il GSI scalando i valori di RMR è:

$$GSI = RMR - 5$$

Nel caso in esame, sulla base dell'esame di tutti i dati disponibili direttamente ottenuti nel corso delle indagini pregresse ed attuali, si è potuto assegnare i seguenti valori di GSI per i sei gruppi geomeccanici individuati:

	GSI	
	Gruppo geomeccanico 1A	55
Gruppo geomeccanico 1B	45	55
Gruppo geomeccanico 2A	40	45
Gruppo geomeccanico 2B	35	40
Gruppo geomeccanico 3A	25	35
Gruppo geomeccanico 3B	<25	

7.2.3 Sintesi dei parametri geomeccanici

Per la determinazione dei parametri di resistenza d'ammasso è stato seguito un criterio di confronto e incrocio dei valori ottenuti, secondo le seguenti procedure:

- determinazione per via sperimentale delle curve di resistenza intrinseca dei materiali rocciosi, attraverso l'interpretazione delle prove geomeccaniche di laboratorio; tutti i valori delle prove di laboratorio, resistenza a compressione

monoassiale, resistenza a trazione indiretta, prove triassiali, sono stati utilizzati per la determinazione dei due parametri relativi alla roccia intatta m_i e σ_c , mediante l'utilizzo del software *RocLab* utilizzando la funzione Lab Data (Rocscience)

- determinazione delle caratteristiche strutturali dell'ammasso roccioso attraverso il calcolo dell'indice GSI (Geological Strength Index), come descritto al precedente paragrafo;
- declassamento delle caratteristiche della matrice attraverso l'indice GSI e determinazione dei parametri d'ammasso.

L'elaborazione è stata eseguita mediante il software "Roclab", versione 1.031 di Rocscience.

Come dati di input sono stati utilizzati i parametri m_i , σ_c (rappresentativi caratteristici della roccia intatta) e *GSI* (rappresentativo delle caratteristiche d'ammasso).

Dati caratteristici della roccia intatta ottenuta con RocLab per la Dolomia

Calculate m_i , sigci from Lab Data

Lab Data

Number of Tests: 57

#	sig3 (MPa)	sig1 (MPa)
1	0	52.35
2	0	49.85
3	0	68.06
4	0	113.97
5	0	96.19
6	0	85.45
7	0	92.57
8	0	66.62
9	0	36.54
10	0	82.45
11	0	64.35
12	0	19.53
13	0	18.27
14	5	90.91
15	10	122.05

mi: 13.542 sigci: 88.814 MPa

Copy Paste Import...

* Copy data from your spreadsheet, and then press Paste to have it entered in the grid
 * Use Import to read data from a RocData file or a (comma or tab delimited) text file

Plot Mogi's Line Residuals: 185834.25

Apply OK Cancel

Dati caratteristici della roccia intatta ottenuta con RocLab per le Vulcaniti

Calculate m_i , $sigci$ from Lab Data

Lab Data

Number of Tests: 19

#	sig3 (MPa)	sig1 (MPa)
1	0	28.8
2	0	73
3	0	75.3
4	5	109.8
5	10	104.8
6	13	171.9
7	5	51.9
8	10	117.2
9	16	133.9
10	10	121.5
11	13	113.4
12	16	191.3
13	13	195.6
14	16	102.2
15	10	200.2

mi: 8.821 sigci: 73.184 MPa

Major principal stress (MPa)

Minor principal stress (MPa)

Plot Mogi's Line Residuals: 37031.299

Apply OK Cancel

* Copy data from your spreadsheet, and then press Paste to have it entered in the grid
 * Use Import to read data from a RocData file or a (comma or tab delimited) text file

Di seguito si riporta la sintesi dei valori ottenuti mediante l'elaborazione con il criterio di Hoek & Brown

DOLOMIA

GRUPPO 1A

parametri roccia intatta				Hoek-Brown criterion			E deformabilità	Copertura 0-50m		Copertura 50-250m		Copertura 250-500m		Copertura 500-750m		Copertura 750-1000m	
σ_{ci} [MPa]	m_i	E_i [MPa]	GSI	mb	s	a	E_{rm} [MPa]	c' [MPa]	ϕ [°]	c' [MPa]	ϕ [°]	c' [MPa]	ϕ [°]	c' [MPa]	ϕ [°]	c' [MPa]	ϕ [°]
88,814	13,542	50000	65	3,880	0,0205	0,502	31000	1,5	63	1,9	55	2,7	49	3,4	46	4,1	43
88,814	13,542	50000	55	2,715	0,0067	0,504	20000	0,8	63	1,3	53	2,1	47	2,7	43	3,3	41

GRUPPO 1B

parametri roccia intatta				Hoek-Brown criterion			E deformabilità	Copertura 0-50m		Copertura 50-250m		Copertura 250-500m		Copertura 500-750m		Copertura 750-1000m	
σ_{ci} [MPa]	m_i	E_i [MPa]	GSI	mb	s	a	E_{rm} [MPa]	c' [MPa]	ϕ [°]	c' [MPa]	ϕ [°]	c' [MPa]	ϕ [°]	c' [MPa]	ϕ [°]	c' [MPa]	ϕ [°]
88,814	13,542	50000	55	2,715	0,0067	0,504	20000	0,8	63	1,3	53	2,1	47	2,7	43	3,3	41
88,814	13,542	50000	45	1,899	0,0022	0,508	11100	0,5	61	1,0	51	1,7	44	2,3	40	2,8	38

GRUPPO 2A

parametri roccia intatta				Hoek-Brown criterion			E deformabilità	Copertura 0-50m		Copertura 50-250m		Copertura 250-500m		Copertura 500-750m		Copertura 750-1000m	
σ_{ci} [MPa]	m_i	E_i [MPa]	GSI	mb	s	a	E_{rm} [MPa]	c' [MPa]	ϕ [°]	c' [MPa]	ϕ [°]	c' [MPa]	ϕ [°]	c' [MPa]	ϕ [°]	c' [MPa]	ϕ [°]
88,814	13,542	50000	40	1,899	0,0022	0,511	11100	0,5	61	1,0	51	1,7	44	2,3	40	2,8	38
88,814	13,542	50000	40	1,589	0,0012	0,511	8000	0,4	61	0,9	50	1,5	43	2,1	39	2,6	36

GRUPPO 2B

parametri roccia intatta				Hoek-Brown criterion			E deformabilità	Copertura 0-50m		Copertura 50-250m		Copertura 250-500m		Copertura 500-750m		Copertura 750-1000m	
σ_{ci} [MPa]	m_i	E_i [MPa]	GSI	mb	s	a	E_{rm} [MPa]	c' [MPa]	ϕ [°]	c' [MPa]	ϕ [°]	c' [MPa]	ϕ [°]	c' [MPa]	ϕ [°]	c' [MPa]	ϕ [°]
88,814	13,542	50000	40	1,589	0,0012	0,511	8000	0,4	61	0,9	50	1,5	43	2,1	39	2,6	36
88,814	13,542	50000	35	1,329	0,0007	0,516	5600	0,3	59	0,8	48	1,4	41	1,9	37	2,3	34

GRUPPO 3A

parametri roccia intatta				Hoek-Brown criterion			E deformabilità	Copertura 0-50m		Copertura 50-250m		Copertura 250-500m		Copertura 500-750m		Copertura 750-1000m	
σ_{ci} [MPa]	m_i	E_i [MPa]	GSI	mb	s	a	E_{rm} [MPa]	c' [MPa]	ϕ [°]	c' [MPa]	ϕ [°]	c' [MPa]	ϕ [°]	c' [MPa]	ϕ [°]	c' [MPa]	ϕ [°]
88,814	13,542	50000	35	1,329	0,0007	0,516	5600	0,3	59	0,8	48	1,4	41	1,9	37	2,3	34
88,814	13,542	50000	25	0,930	0,0002	0,531	3000	0,2	56	0,6	44	1,1	38	1,5	34	1,9	31

GRUPPO 3B

parametri roccia intatta				Hoek-Brown criterion			E deformabilità	Copertura 50-250m	
σ_{ci} [MPa]	m_i	E_i [MPa]	GSI	mb	s	a	E_{rm} [MPa]	c' [MPa]	ϕ [°]
88,814	13,542	50000	25	0,930	0,0002	0,531	3000	0,6	44
88,814	13,542	50000	15	0,650	0,0001	0,561	1800	0,4	39

VULCANITI

GRUPPO 1A

parametri roccia intatta				Hoek-Brown criterion			E dformabilità	Copertura 0-50m		Copertura 50-250m		Copertura 250-500m		Copertura 500-750m		Copertura 750-1000m	
σ_{ci} [MPa]	m_i	E_i [MPa]	GSI	mb	s	a	E_{int} [MPa]	c' [MPa]	ϕ [°]	c' [MPa]	ϕ [°]	c' [MPa]	ϕ [°]	c' [MPa]	ϕ [°]	c' [MPa]	ϕ [°]
73.184	8,821	32500	65	2,527	0,0205	0,502	20500	1,5	58	1,8	50	2,4	44	2,9	41	3,4	38
73.184	8,821	32500	55	1,768	0,0067	0,504	13000	0,8	58	1,2	48	1,8	42	2,3	38	2,8	35

GRUPPO 1B

parametri roccia intatta				Hoek-Brown criterion			E dformabilità	Copertura 0-50m		Copertura 50-250m		Copertura 250-500m		Copertura 500-750m		Copertura 750-1000m	
σ_{ci} [MPa]	m_i	E_i [MPa]	GSI	mb	s	a	E_{int} [MPa]	c' [MPa]	ϕ [°]	c' [MPa]	ϕ [°]	c' [MPa]	ϕ [°]	c' [MPa]	ϕ [°]	c' [MPa]	ϕ [°]
73.184	8,821	32500	55	1,768	0,0067	0,504	13000	0,8	58	1,2	48	1,8	42	2,3	38	2,8	35
73.184	8,821	32500	45	1,237	0,0022	0,508	7000	0,5	57	0,9	46	1,4	39	1,9	35	2,3	32

GRUPPO 2A

parametri roccia intatta				Hoek-Brown criterion			E dformabilità	Copertura 0-50m		Copertura 50-250m		Copertura 250-500m		Copertura 500-750m		Copertura 750-1000m	
σ_{ci} [MPa]	m_i	E_i [MPa]	GSI	mb	s	a	E_{int} [MPa]	c' [MPa]	ϕ [°]	c' [MPa]	ϕ [°]	c' [MPa]	ϕ [°]	c' [MPa]	ϕ [°]	c' [MPa]	ϕ [°]
73.184	8,821	32500	45	1,237	0,0022	0,508	7000	0,5	57	0,9	46	1,4	39	1,9	35	2,3	32
73.184	8,821	32500	40	1,035	0,0013	0,511	5000	0,4	56	0,7	44	1,2	37	1,7	34	2,1	31

GRUPPO 2B

parametri roccia intatta				Hoek-Brown criterion			E dformabilità	Copertura 0-50m		Copertura 50-250m		Copertura 250-500m		Copertura 500-750m		Copertura 750-1000m	
σ_{ci} [MPa]	m_i	E_i [MPa]	GSI	mb	s	a	E_{int} [MPa]	c' [MPa]	ϕ [°]	c' [MPa]	ϕ [°]	c' [MPa]	ϕ [°]	c' [MPa]	ϕ [°]	c' [MPa]	ϕ [°]
73.184	8,821	32500	40	1,035	0,0013	0,511	5000	0,4	56	0,7	44	1,2	37	1,7	34	2,1	31
73.184	8,821	32500	35	0,866	0,0007	0,516	3500	0,3	55	0,7	43	1,1	36	1,5	32	1,9	29

GRUPPO 3A

parametri roccia intatta				Hoek-Brown criterion			E dformabilità	Copertura 0-50m		Copertura 50-250m		Copertura 250-500m		Copertura 500-750m		Copertura 750-1000m	
σ_{ci} [MPa]	m_i	E_i [MPa]	GSI	mb	s	a	E_{int} [MPa]	c' [MPa]	ϕ [°]	c' [MPa]	ϕ [°]	c' [MPa]	ϕ [°]	c' [MPa]	ϕ [°]	c' [MPa]	ϕ [°]
73.184	8,821	32500	35	0,866	0,0007	0,516	3500	0,3	55	0,7	43	1,1	36	1,5	32	1,9	29
73.184	8,821	32500	25	0,606	0,0002	0,531	2000	0,2	52	0,5	39	0,9	32	1,2	29	1,5	26

Per i dati di input della roccia intatta è stato utilizzato il valore rappresentativo (k) tra la “popolazione” di valori ottenuti analizzando le prove di laboratorio.

Per i dati di output si riportano sia i parametri ottenuti secondo il criterio di Hoek & Brown sia i valori ottenuti secondo Mohr-Coulomb alle differenti coperture previste lungo il tracciato delle gallerie.

Il criterio di Hoek e Brown è curvilineo ed è espresso in funzione degli sforzi principali σ_1 e σ_3 .

Per passare al criterio di rottura di Mohr – Coulomb, nel piano τ / σ , nel quale la resistenza dell’ammasso è espressa in termini di coesione c' ed angolo di resistenza al taglio ϕ' , occorre seguire una procedura di linearizzazione del criterio curvilineo mediante un principio di equivalenza espresso dalle seguenti formule (indicate dagli stessi Autori):

$$c' = \frac{\sigma_{ci} [(1+2a)s + (1-a)m_b \sigma'_{3n}] (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a) \sqrt{1 + (6am_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}) / ((1+a)(2+a))}}$$

$$\phi' = \sin^{-1} \left[\frac{6am_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}} \right] \quad \text{con } \sigma_{3n} = \sigma_{3\max} / \sigma_{ci}$$

La valutazione del modulo di deformabilità è stata eseguita utilizzando i dati ottenuti dalle prove triassiali eseguite in laboratorio sui provini di roccia ottenuti dai sondaggi; il valore rappresentativo (k) di E_i sul provino di roccia intatta è stato utilizzato come dato di input

nelle elaborazioni mediante il software “Roclab”, versione 1.031 di Rocscience,.

I valori ottenuti dalle n. 9 prove dilatometriche eseguite in foro di sondaggio (2 prove per le vulcaniti e 7 prove per la dolomia) sono confrontabili con i valori ottenuti dalle elaborazioni Roclab relativi ai gruppi geomeccanici 2B e 3A.

	Dilatometrica	Edef	E young	
Sondaggio	Prof. Prova (m)	Edef (MPa)	E young (MPa)	Litologia di prova
S8D	43	5941	9816	piroclastite riolitica
	53	2975	6588	piroclastite riolitica
S9D	32,6	930	3085	dolomia
	38,5	1977	3716	dolomia
S14D	138,5	1609	4840	dolomia
	142,5	1999	3930	dolomia
	146,5	4111	5503	dolomia
	150,5	1020	1878	dolomia
	159,5	4966	13035	dolomia

8 PROFILI GEOTECNICO - GEOMECCANICI

Nel presente capitolo vengono descritti i criteri che hanno portato alla redazione dei profili geomeccanici delle gallerie. In generale, secondo quanto previsto dall'approccio progettuale ADECO-RS, ogni profilo geomeccanico è stato composto dalle seguenti informazioni.

FASE CONOSCITIVA

Studio geologico

Le Formazioni geologiche individuate sono i Depositi Glaciali, Fluvioglaciali e Detriti di versante per il tratto meridionale del tracciato, a morfologia sub-pianeggiante, le Vulcaniti indifferenziate (andesiti-riloliti-daciti) nei primi 1000 m ca. della g. Cogollo e la Dolomia principale (dolomia) nel restante tratto della g. Cogollo. L'assetto strutturale è caotico nei Detriti, massivo nelle Vulcaniti e stratificato nella Dolomia principale. Sono state individuate zone di faglia (principalmente da aereofoto) principali e secondarie nelle quali è stata rappresentata la core zone e la damage zone estesa per 20 m a cavallo della core zone.

Studio idrogeologico

Sulla base delle prove di permeabilità sono state indicate le Classi di permeabilità delle formazioni come segue:

- Depositi glaciali, fluvioglaciali e Detriti di versante: $K = 10^{-4}/10^{-6}$ m/sec
- Vulcaniti indifferenziate: $K = 10^{-6}/10^{-8}$ m/sec
- Dolomia principale: $K = 10^{-6}/10^{-8}$ m/sec
- Faglie secondarie: $k = 10^{-6}/10^{-7}$ m/sec
- Faglie principali: $k = 10^{-5}/10^{-6}$ m/sec

Le condizioni idriche d'ammasso sono state considerate "bagnato" per i detriti di versante, da "asciutto" a "umido" per Le Vulcaniti e la Dolomia principale, da "bagnato" a "stillicidio" nelle faglie secondarie e da "stillicidio" a "venute" nelle faglie principali.

La stima degli afflussi in galleria risultata:

- Detriti di versante: $Q = 0-5$ l/sec
- Vulcaniti indifferenziate e Dolomia principale: $Q = 0-0.5$ l/sec
- Faglie secondarie: $Q = 0-5$ l/sec
- Faglie principali: $Q = 1-20$ l/sec

Il carico idraulico ipotizzato risulta:

- Detriti di versante: $H < 50$ m

- Vulcaniti indifferenziate e Dolomia principale: H < 50 m
- Faglie: H da < 50 m a > 50 m

Caratterizzazione geotecnica

Sono indicati, lungo il profilo geotecnico-geomeccanico, i seguenti parametri geotecnici assunti per gli ammassi interessati dal tracciato: Peso di volume, coesione, angolo d'attrito, Modulo di deformabilità, coefficiente di Poisson.

Caratterizzazione geomeccanica

RMR_{corretto} è stato ricavato a partire dal valore di RMR'89 (ricavato dagli stop geostrutturali e dalle carote di sondaggio come precedentemente descritto) assumendo un punteggio per l'acqua pari a 10 ("umidità") per le vulcaniti e la dolomia principale e pari a 4 ("stillicidi") per le zone di faglia; per l'orientazione delle discontinuità è stata assunta una correzione pari a -5 ("discreta"), considerando la bassa inclinazione delle discontinuità principali (stratificazione) mediamente inferiore a 20°.

Le Classi d'ammasso derivanti dai valori di RMRc sopra determinati sono risultate essere le seguenti:

- Vulcaniti indifferenziate e Dolomia principale: CLASSI III-IV
- Faglie secondarie: CLASSE IV
- Faglie principali: CLASSI IV-V

Per quanto riguarda l'assegnazione dei gruppi geomeccanici per le varie formazioni risulta:

- Vulcaniti indifferenziate e Dolomia principale: GRUPPI 1A-1B-2A GSI= 45-65
- Faglie secondarie: GRUPPI 2A-2B GSI= 35-45
- Faglie principali: GRUPPI 2A-2B-3A GSI= 25-45

Per quanto riguarda la parametrizzazione geomeccanica degli ammassi delle varie formazioni sono stati abbinati ai range di GSI suddetti le caratteristiche intrinseche della roccia intatta (m_i , σ_{ci} , E_i) e determinati i parametri geomeccanici secondo il criteri di Mohr-Coulomb (zone di faglia e detriti) e Hoek&Brown (vulcaniti e dolomia principale).

ANALISI DI RISCHIO

L'analisi del contesto geologico – stratigrafico, geomorfologico e tettonico dell'area di studio, sopra sintetizzato ed illustrato anche negli elaborati grafici di riferimento (cartografia di progetto, profili e sezioni geologiche), ha consentito una valutazione, qualitativa, dei possibili scenari di rischio connessi al particolare contesto in esame.

Al fine di consentire l'individuazione degli interventi tecnici e costruttivi finalizzati ad una corretta gestione di ciascun fattore di rischio si è adottata una metodologia di studio le cui fasi sostanziali sono di seguito descritte:

- Esame degli elaborati progettuali di riferimento e dei dati derivanti dalle indagini geognostiche pregresse e di quelle effettuate per il PD
- Sopralluoghi e rilievi geologici e geomeccanici
- Classificazione dei fattori di rischio geologici, geomorfologici e geomeccanici ed eventuali altre criticità individuate lungo il tracciato delle opere
- Caratterizzazione e circoscrizione di ciascun fattore di rischio secondo i criteri di seguito elencati:
 - o Analisi combinata della probabilità di accadimento e della relativa incidenza (danno) per ciascun fattore individuato lungo il tracciato delle gallerie.
 - o Attribuzione ad ogni aspetto analizzato, del grado di rischio (probabilità x danno= rischio: da molto basso (trascurabile) ad alto, utilizzando come base la matrice di seguito illustrata:

Impact	Likelihood				
	Rare	Unlikely	Possible	Likely	Almost certain
Catastrophic	moderate	moderate	high	critical	critical
Major	low	moderate	moderate	high	critical
Moderate	low	moderate	moderate	moderate	high
Minor	very low	low	moderate	moderate	moderate
Insignificant	very low	very low	low	low	moderate

La valutazione del rischio, condotta nel modo sopra illustrato, è stata definita per i seguenti aspetti principali:

La valutazione del rischio, condotta nel modo sopra illustrato, è stata definita per i seguenti aspetti principali:

Analisi di rischio legate alle caratteristiche dell'ammasso roccioso

- Instabilità del fronte e/o del cavo per la presenza di
 - o Materiale incoerente
 - o Zone tettonizzate
 - o Basse coperture
- Presenza di trovanti

- Fronte misto
- Deformazioni d'ammasso (convergenze/estrusioni)
- Fenomeni di subsidenza/interferenza con preesistenze di superficie
- Fenomeni di spalling
- Fenomeni di squeezing
- Fenomeni di swelling
- Cavità carsiche
- Presenza grisou

Analisi di rischio legate alla presenza di acqua

- Venute d'acqua significative
- Instabilità del fronte e/o del cavo per fenomeni di trasporto solido
- Impatto sulle risorse idriche
- Fenomeni carsici
- Fenomeni di dissoluzione
- Acque aggressive

Per quanto riguarda i fenomeni di “spalling” i possibili rischi sono stati valutati e descritti nella “Relazione Tecnica di Calcolo” della Galleria Cogollo (elaborato di PD J16L1_07_02_04_001_0101_OPD_00), a cui si rimanda per i dettagli.

L'analisi combinata della probabilità di accadimento e del relativo danno ha consentito di definire le seguenti quattro classi di rischio, rappresentate nei profili geologici e geomeccanici di progetto:

- Rischio trascurabile (rappresentato con il colore verde) – low, very low
- Rischio basso (rappresentato con il colore giallo) - moderate
- Rischio medio (rappresentato con il colore arancio) - high
- Rischio elevato (rappresentato con il colore rosso) – critical.

FASE DI DIAGNOSI

Utilizzando i dati di input della Fase conoscitiva, mediante i metodi di valutazione di stabilità del fronte (TAMEZ) e di comportamento tenso deformativo della cavità (Linee caratteristiche), è stato possibile giungere alla previsione del comportamento allo scavo del tunnel in assenza di interventi, secondo il metodo ADECO-RS.

Per le varie formazioni risulta:

- Depositi glaciali e fluvioglaciali, paleofrane e Detriti di versante: Fronte e cavo instabili, fenomeni deformativi elastoplastici.
- Vulcaniti indifferenziate e Dolomia principale: Fronte e cavo stabili, fenomeni deformativi elastici.
- Faglie: Fronte stabile a breve termine e cavo instabile, fenomeni deformativi elastoplastici.

FASE DI TERAPIA

Una volta caratterizzato il comportamento allo scavo degli ammassi in assenza di interventi è stato possibile definire gli interventi costruttivi necessari per realizzare le gallerie.

Interventi di consolidamento dalla superficie

Tali interventi, mediante jet – grouting, sono previsti nei tratti caratterizzati da coperture $\leq 10\text{m}$ circa, in presenza di depositi detritici incoerenti o scarsamente coerenti, sia nei tratti previsti con scavo meccanizzato (Galleria Cogollo-Sant'Agata 2), sia nei tratti previsti con scavo in tradizionale (Galleria Naturale Bretella 2).

Per i dettagli esecutivi dei trattamenti colonnari si rimanda alle relazioni e elaborati grafici di PD, che descrivono le modalità e la sequenza di realizzazione delle colonne oltre che i parametri esecutivi (pressione, volumi, caratteristiche miscela) che a parere del Progettista potranno consentire di raggiungere adeguati diametri delle colonne e caratteristiche di resistenza del terreno consolidato.

Per una descrizione delle caratteristiche geotecniche del terreno consolidato si rimanda alla Relazione Tecnica e di Calcolodi PD della Galleria Sant'Agata 2.

Interventi di impermeabilizzazione in avanzamento

Tali interventi, descritti in dettaglio nelle relazioni tecniche e di calcolo delle rispettive gallerie, sono stati previsti dove sono prevedibili importanti afflussi idrici con $Q \geq 10 \text{ l/sec}$ x ml di tunnel.

Queste condizioni sono prevedibili in corrispondenza delle core zone dei tratti di faglia principale e nel passaggio litologico tra vulcaniti e dolomia principale. Non essendo comunque certe nemmeno in tali contesti, tali interventi sono stati indicati con una linea tratteggiata nelle faglie principali, ad indicare l'eventualità del loro utilizzo.

Riempimento cavità

Tali interventi, descritti in dettaglio nelle relazioni tecniche e di calcolo delle rispettive gallerie, sono stati previsti visti i fenomeni di dissoluzione carsica che caratterizzano la formazione della Dolomia Principale, dimostrati dalla presenza in superficie di cavità che possono divenire vere e proprie grotte come è il caso del “Buso delle Banchette” che si trova in asse al tracciato della g. Pedescala attorno alla pk 12+250 ca.

Non potendo avere certezza né sulla densità, né sulla posizione, né tantomeno sulle dimensioni di tali cavità, tali interventi sono stati rappresentati come eventuali con una linea tratteggiata per l'intero sviluppo delle gallerie all'interno della Dolomia Principale.

Tipologie interventi (scavo in meccanizzato)

Sono stati indicati gli interventi relativi alle sezioni tipo di avanzamento, con riferimento a quella prevalente nei tratti geomeccanici omogenei individuati.

Per la galleria *Cogollo-Sant'Agata2* lo scavo procedendo da sud attraversa inizialmente depositi detritici e successivamente le formazioni rocciose delle vulcaniti e della dolomia. In ragione della variabilità dei materiali si è scelto di utilizzare una fresa scudata che possa lavorare a fronte chiuso nel primo tratto in detrito (dove tra l'altro sono previste interferenze abitative di superficie), con pressioni in camera di scavo comprese nel range 2-4 bar circa ed a fronte aperto nel restante tratto in roccia.

Il diametro di scavo sarà pari a 14.85. Lo spessore dei conci prefabbricati in C.A. sarà pari a 50 cm con un riempimento a tergo pari a 27.5 cm. Sono previste 2 tipologie di conci, il tipo “1” con calcestruzzo C35/45 e il tipo “2” con calcestruzzo C40/50 (per dettagli si rimanda a elaborati specifici e alla Relazione di Calcolo di PD).

Sistemi di impermeabilizzazione e drenaggio

Per quanto riguarda lo scavo in meccanizzato sono previsti 2 sistemi d'impermeabilizzazione, Tipo 1 e Tipo 2. La Tipo 1, prevista nei depositi detritici iniziali e nei tratti di roccia poco permeabile, però si differenzia dalla corrispondente in tradizionale poiché, in virtù della forma circolare dei rivestimenti a conci prefabbricati e del fatto che gli stessi sono in C.A. che possono gestire carichi idraulici fino a 6-7 bar, risulta essere full-round inibendo il drenaggio. La tipo 2 prevista nelle faglie principali, dove non si possono escludere carichi idraulici anche superiori, è full-round ma comunque dotata di tubi di raccolta acque con scarico impedito da valvole a tenuta, che si aprono solo al superamento di pressioni idrauliche significative ($\geq 6-7$ bar), allo scopo di preservare l'integrità statica dei rivestimenti definitivi.

By-Pass

Nel profilo geotecnico geomeccanico sono indicati i tratti in cui, sulla base della nuova configurazione relativa alla soluzione di tracciato "E", sono previsti i by-pass pedonali, carrabili, finestra di servizio etc.

Tipologie interventi (scavo in tradizionale)

Sezioni tipo

Nel tratto in esame, relativo allo studio della soluzione "E" di tracciato, con relative bretelle, l'unica galleria prevista con metodo di scavo in tradizionale è il tratto di 1113 m circa di galleria naturale relativo alla Bretella n° 2. Per la realizzazione di tale tratto, ricadente completamente all'interno di depositi glaciali o fluvioglaciali, è prevista l'adozione di sezioni di scavo preventivamente consolidate, (di tipo C1 similmente a quanto previsto in PD per la Galleria S. Agata 2), con interventi di consolidamento in jet grouting al nucleo-fronte ed al contorno, lanciati in avanzamento dal fronte di scavo e rivestimenti definitivi mantenuti vicino al fronte. Anche in questo caso, nelle tratte a ridotta copertura, (inferiore 10m circa), saranno da prevedersi consolidamenti lanciati verticalmente verso il basso, da piano campagna.

Sistemi di impermeabilizzazione e drenaggio

Per la galleria naturale bretella 2 è previsto un sistema di impermeabilizzazione full round, similmente a quanto era previsto in PD per la Galleria Sant'Agata 2.

FASE DI CONTROLLO

Allo scopo di verificare costantemente le condizioni geomeccaniche dell'ammasso in avanzamento e la sua risposta tenso-deformativa è stato previsto un articolato piano di monitoraggio.

In particolare, allo scopo di verificare o meno la presenza di significative venute d'acqua e/o cavità, sono state sistematicamente previste perforazioni a distruzione in avanzamento (vedi elaborati relativi). Inoltre, qualora le stesse evidenziassero presenze di cavità sono previsti approfondimenti d'indagine mediante sismiche in foro allo scopo di determinare i volumi e le geometrie delle cavità stesse. Per l'avanzamento in meccanizzato è previsto inoltre il sistema di rilevamento indiretto tipo BEAM, di cui la TBM è dotata.

Per i dettagli relativi alle fasi e modalità esecutive delle indagini in avanzamento sopra citate si rimanda alla Relazione Idrogeologica ed agli elaborati grafici di PD.

Per quanto riguarda il monitoraggio delle caratteristiche geomeccaniche degli ammassi sono previsti sistematici rilievi del fronte, mentre la risposta deformativa verrà monitorata mediante sistematiche misure di convergenza a 5 mire ed estensimetri multibase. Lo stato tensionale nei pririvestimenti e nei rivestimenti verrà controllato mediante apposita strumentazione (celle di carico e barrette estensimetriche). Per i sottoattraversamenti di zone a bassa copertura e con interferenze di superficie è stato infine previsto un monitoraggio di superficie ad hoc.

9 CONCLUSIONI

Oggetto della presente *Relazione Geotecnica e Geomeccanica* è l'inquadramento geotecnico-geomeccanico del settore interessato dalle opere infrastrutturali connesse alla soluzione di tracciato "E", comprese le correlate bretelle di collegamento (cfr. Nota introduttiva al CAPITOLO 1).

Dopo un breve illustrazione della documentazione di riferimento (CAPITOLO 2), si è proceduto alla descrizione della soluzione "E" di tracciato (CAPITOLO 3) e quindi ad un breve inquadramento geologico dell'area (CAPITOLO 4).

Nel CAPITOLO 5 sono stati illustrati i criteri adottati per la caratterizzazione geotecnica e geomeccanica dei materiali interessati dalle opere a progetto ed ai successivi CAPITOLO 6 e CAPITOLO 7 indicati i parametri, rispettivamente geotecnici e geomeccanici, assunti per le varie formazioni.

Il CAPITOLO 8 descrive i profili geotecnici e geomeccanici lungo il tracciato emessi contestualmente al presente documento.