

S.S. 38 - LOTTO 4: VARIANTE DI TIRANO DALLO SVINCOLO DI STAZZONA (COMPRESO) ALLO SVINCOLO DI LORETO (CON COLLEGAMENTO ALLA DOGANA DI POSCHIAVO)

**S.S. 38 - LOTTO 4: NODO DI TIRANO -
TRATTA "A" (SVINCOLO DI BIANZONE - SVINCOLO LA GANDA)
E TRATTA "B" (SVINCOLO LA GANDA - CAMPONE IN TIRANO),
AI SENSI DEL PROTOCOLLO D'INTESA DEL 05/11/2007**

PROGETTO ESECUTIVO

 <p>STUDIO CORONA</p>	 <p>ING. RENATO DEL PRETE</p>	<p>ING. RENATO DEL PRETE</p>	 <p>Arch. Nicoletta Frattini</p>	 <p>Ing. Gabriele Incecchi</p>
	<p>Ing. Renato Vaira (Ordine degli Ingg. di Torino e Provincia n° 4663 W)</p>	 <p>Prof. Ing. Matteo Ranieri</p>	<p>SETAC Srl Servizi & Engineering Trasporti Ambiente Costruzioni</p> <p>Prof. Ing. Luigi Monterisi</p>	<p>ARKE' INGENGERIA s.r.l.</p> <p>Ing. Gioacchino Angarano</p>

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO	RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE	GEOLOGO	IL COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE
Dott. Ing. Giancarlo LUONGO	 <p>Ing. Valerio BAJETTI</p>	 <p>Dott. Geol. Francesco AMANTIA SCUDERIP</p>	 <p>Ing. Gaetano RANIERI</p>

HC01	OPERE D'ARTE MAGGIORI - GALLERIE NATURALI		
	GN01 - GALLERIA NATURALE IL DOSSO		
	Caratterizzazione geotecnica - Relazione tecnica		

CODICE PROGETTO	NOME FILE	REVISIONE	SCALA:
PROGETTO LIV. PROG. N. PROG.	HC01_P01GN01OSTRE01_A.dwg		
M 1 3 2 4 E 1 8 0 1	CODICE ELAB. P 0 1 G N 0 1 O S T R E 0 1	A	

C					
B					
A	EMISSIONE	FEBBRAIO 2019	ING. G. SODERO	PROF. ING. VITTORIO RANIERI	ING. VALERIO BAJETTI
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

SOMMARIO

1	PREMESSA E QUADRO GEOLOGICO	2
1.1	Inquadramento geografico	2
1.2	Litologia e assetto tettonico	2
1.2.1	Caratteri litologici delle formazioni rocciose del Sistema Grosina Tonale (Australpino Superiore)	2
1.3	Geomorfologia e depositi quaternari	3
1.3.1	Caratteri litologici delle coltri di copertura	3
1.4	Geologia di previsione	4
1.4.1	Imbocco lato Sondrio (imbocco W) tra le pk 5+140 e 5+270	4
1.4.2	Tratto della pk 5+270 alla pk 6+048.26	4
1.4.3	Imbocco lato Bormio (imbocco E) tra le pk 6+048.26 e pk 6+118.26	4
1.5	Idrogeologia	4
1.5.1	Complessi idrogeologici	5
1.5.2	Prove di permeabilità	5
1.5.3	Rilievi piezometrici	5
1.5.4	Censimento dei punti d'acqua	6
1.5.5	Modello idrogeologico di riferimento	6
2	INDAGINI GEOGNOSTICHE E RISULTATI OTTENUTI	7
2.1	Indagini in sito	8
2.1.1	Sondaggi geognostici	8
2.1.2	Prospezioni geofisiche	14
2.2	Prove in sito	14
2.2.1	Prove penetrometriche SPT	14
2.2.2	Prove di permeabilità	15
2.2.3	Prove dilatometriche	16
2.3	Prove di laboratorio	17
2.3.1	Prove di laboratorio su terreni	17
2.3.2	Prove di laboratorio su rocce	19
3	QUADRO GEOTECNICO E GEOMECCANICO	31
3.1	Criteri di classificazione tecnica degli ammassi rocciosi	31
3.2	Criteri di caratterizzazione geomeccanica	31
3.3	Caratterizzazione dei terreni e degli ammassi rocciosi	33
3.3.1	Galleria naturale: classificazione geomeccanica, parametri fisici, di resistenza e deformazione	33
3.3.2	Imbocchi e tratto in materiale sciolto della galleria naturale	38
4	PARAMETRI DI PROGETTO	50
4.1	Imbocchi e tratto in materiale sciolto della galleria naturale	50
4.2	Ammasso roccioso	51
5	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	53
5.1	Normative, raccomandazioni, linee guida	53
5.2	Bibliografia	53

1 PREMESSA E QUADRO GEOLOGICO

La presente relazione è parte integrante del Progetto esecutivo della S.S. 38 Lotto 4 Nodo di Tirano Tratta A (Svincolo di Bianzone-Svincolo La Ganda) e Tratta B (Svincolo La Ganda-Campone in Tirano).

Nel presente documento vengono analizzate le caratteristiche geotecnico-geomeccanico dei terreni e degli ammassi rocciosi interessati dal tracciato lungo la tratta dove è prevista la realizzazione della galleria naturale “Il Dosso”.

1.1 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

La Galleria naturale “Il Dosso” è ubicata a SE del Comune di Tirano al piede del versante orografico sinistro del Fiume Adda.

In corrispondenza degli imbocchi verranno realizzate due brevi tratte in artificiale. Lo scavo della galleria naturale interesserà dapprima i depositi morenici, nelle due tratte in corrispondenza degli imbocchi e quindi avverrà all’interno del substrato roccioso di natura metamorfica a tetto del quale si trova un esteso terrazzo morfologico ricoperto da depositi morenici. La copertura massima riferita in chiave di calotta è di 90.0 m circa.

1.2 LITOLOGIA E ASSETTO TETTONICO

La Galleria naturale “Il Dosso” è ubicata a nord della Linea del Tonale, di età ercinica e ripresa durante la strutturazione della catena alpina; pertanto lungo il suo sviluppo interesserà le formazioni rocciose del Sistema Grosina-Tonale, appartenente alle unità Austroalpine superiori.

Tale sistema è costituito da gneiss e micascisti, a grana media, a due miche con prevalenza della biotite (**Gneiss del Monte Tonale**) e da micascisti e filladi muscovitici (**Micascisti della Cima Rovaia**). Frequenti sono inoltre le intercalazioni di pegmatiti, apliti ed anfiboliti (**Anfiboliti gabbriche del Motto della Scala e Pegmatiti**) talora associate a calcari cristallini e calciferi.

Riconducibili al sistema del Tonale sono le due faglie ritenute presunte ed evidenziate nel profilo geomeccanico della galleria, la cui direzione è subortogonale all’opera.

1.2.1 CARATTERI LITOLGICI DELLE FORMAZIONI ROCCIOSE DEL SISTEMA GROSINA TONALE (AUSTRALPINO SUPERIORE)

Gneiss del Monte Tonale

La formazione degli Gneiss del Monte Tonale presenta una scistosità ben riconoscibile e immerge, in maniera pressochè continua, verso SW ed è costituita da micascisti e gneiss, a grana media, a due miche con prevalenza della biotite.

In genere la formazione presenta un basso grado di alterazione e fratturazione, mentre se interessata da motivi tettonici è intensamente fratturata ed alterata.

Micascisti della Cima Rovaia

La formazione dei Micascisti è costituita da filladi e micascisti a due miche a grana medio fine con prevalenza della muscovite. La roccia è da mediamente a intensamente scistosa e in genere è moderatamente fratturata mentre in zona di faglia è fortemente fratturata e alterata.

Anfiboliti gabbriche del Motto della Scala

Questi termini sono intrusi e incassati all’interno degli Gneiss del Monte Tonale e sono caratterizzati da una grana minuta e presentano una colorazione grigio-verdastra. Il contatto con la roccia

incassante non è ben visibile a causa dell'intensa copertura vegetale presente in zona ma sembra essere marcato da un cambio giaciturale.

Pegmatiti

Questi termini intrusi nella formazione degli Gneiss del Monte Tonale. Sono costituiti da quarziti di colore biancastro ed in genere presentano un grado di fratturazione maggiore dei termini incassanti denotando, quindi, un comportamento mediamente più fragile.

1.3 GEOMORFOLOGIA E DEPOSITI QUATERNARI

La porzione di versante all'interno del quale si sviluppa l'opera sotterranea non è soggetta a dissesto idrogeologico e non presenta situazioni particolari di pericolosità in atto o potenzialmente attivabili nel corso degli scavi.

La dinamica morfologica è limitata a tre impluvi sede di corsi d'acqua instabili, in erosione laterale attiva e caratterizzati da intensi fenomeni erosivi di fondo, tuttavia tali corsi d'acqua, trovandosi a quote notevolmente superiori a quelle dell'opera, ossia non in corrispondenza delle tratte d'imbocco, non verranno interessati dalle lavorazioni.

Per quanto concerne la geomorfologia dell'area in studio si evidenzia che il terrazzo morfologico localizzato al piede del versante sul quale sorge il nucleo abitato denominato Dosso è di origine glaciale ed è coperto da depositi morenici che hanno inclinazioni ($20^{\circ}\div 30^{\circ}$) inferiori a quelle medie del versante ($45^{\circ}\div 70^{\circ}$).

Il loro spessore (lungo il tracciato della galleria) raggiunge il valore massimo in prossimità dei due imbocchi, attestandosi sui 30-35 m, e va riducendosi man mano che le coperture sulla galleria aumentano, mentre nella parte centrale della galleria il contatto tra coltre morenica di copertura e substrato roccioso si trova sempre a quote superiori rispetto alla calotta della galleria stessa.

Nell'area prossima all'imbocco artificiale lato Bormio il tracciato interesserà anche i depositi di conoide, che si sono originati dalla confluenza del torrente della Valchiosa con la valle principale.

1.3.1 CARATTERI LITOLOGICI DELLE COLTRI DI COPERTURA

I depositi quaternari di copertura affiorano diffusamente nell'area e sono costituiti da materiali clastici a granulometria prevalentemente grossolana; tali depositi si differenziano in base alla loro origine: glaciale (**Depositi morenici**) e gravitativa (**Depositi di conoide**).

Morene

I depositi morenici sono costituiti da depositi caotici e costituiscono i resti di antichi ghiacciai non più attivi nell'area. Da un punto di vista granulometrico sono caratterizzati da una forte eterometria e in prevalenza si rinvengono ghiaie sabbiose con ciottoli a spigoli vivi con livelli e lenti più limoso-sabbiose e trovanti litici di dimensioni variabili fino a metriche.

La potenza di questi depositi è variabile ed in genere compresa fra pochi metri fino ad un massimo di circa 30-35 m.

Il tracciato della galleria intercetterà i depositi morenici per un tratto di circa 130-170 m a partire dalla sezione di imbocco in naturale lato Sondrio (la galleria risulta completamente scavata in depositi morenici per circa 50 m e interseca per i restanti 80-120 m gli gneiss che lentamente dal piano di fondazione dell'arco rovescio si intestano sino in calotta) e per un tratto pari a circa 70 m a partire dalla sezione di imbocco in naturale lato Bormio.

Depositi di conoide

I depositi di conoide si formano in generale allo sbocco dei corsi d'acqua secondari nella valle principale quando il rio perde la sua energia e deposita il trasporto torbido. I depositi di conoide in

questione rappresentano gli accumuli depositatisi alla confluenza del torrente della Valchiosa con la valle principale.

Questi depositi sono costituiti da materiali eterometrici prevalentemente ghiaie sabbiose in scarsa matrice fine con ciottoli da sub-spigolosi a sub-arrotondati, localmente si possono incontrare trovanti litici di dimensioni metriche.

La potenza di questi depositi è variabile e compresa fra pochi metri fino ad un massimo di circa 10-15 m.

I depositi di conoide verranno incontrati dal tracciato della galleria per un tratto di circa 30 m in corrispondenza della parte terminale dell'imbocco artificiale lato Bormio e non interesseranno gli scavi della galleria naturale.

1.4 GEOLOGIA DI PREVISIONE

In base alle risultanze delle varie campagne d'indagine geognostiche condotte si ritiene che l'opera sarà scavata in naturale all'interno dei depositi morenici appartenenti alla formazione delle Morene nei tratti a partire dai due imbocchi verso l'interno e delle litologie gneissiche appartenenti alla formazione degli Gneiss del Monte Tonale nel tratto centrale della galleria.

Lungo le due tratte di imbocco realizzate in artificiale verranno coinvolti i terreni di copertura appartenenti alla formazione delle Morene, con riferimento all'imbocco lato Sondrio, ed i depositi di copertura appartenenti alla formazione delle Morene e dei Depositi di conoide nella zona in corrispondenza dell'imbocco lato Bormio.

Nel seguito si descrive con maggiore dettaglio la geologia di previsione che verrà intercettata dal tracciato della galleria in oggetto.

1.4.1 IMBOCCO LATO SONDRIO (IMBOCCO W) TRA LE PK 5+140 E 5+270

La realizzazione delle opere di imbocco lato Sondrio e lo scavo della galleria naturale interesseranno i depositi morenici per un tratto di circa 130 m (pk 5+270) a partire dalla sezione di attacco in naturale. A partire dalla pk 5+270 circa si prevede che gli gneiss lentamente dal piano di fondazione dell'arco rovescio si intestano sino in calotta fino a considerare che lo scavo possa interessare interamente i termini del basamento cristallino appartenenti agli Gneiss del Monte Tonale.

1.4.2 TRATTO DELLA PK 5+270 ALLA PK 6+048.26

In questa tratta lo scavo interesserà i litotipi del basamento cristallino appartenenti agli Gneiss del Monte Tonale. Per un breve tratto compreso tra le pk 5+490 e 5+510 è previsto il superamento di una zona di faglia caratterizzata da un'intensa fratturazione ed alterazione della litologia gneissica.

1.4.3 IMBOCCO LATO BORMIO (IMBOCCO E) TRA LE PK 6+048.26 E PK 6+118.26

Dalla pk 6+048.26 si prevede che lo scavo possa interessare almeno per una parte della sezione i depositi morenici fino alla sezione di attacco in naturale lato Bormio, per un totale di circa 70 m di galleria in morena.

Le opere di imbocco lato Bormio interesseranno prevalentemente i depositi morenici e per un breve tratto finale anche i depositi di conoide.

1.5 IDROGEOLOGIA

Da un punto di vista idrogeologico la zona di interesse è caratterizzata dalla presenza di terreni abbastanza eterogenei per caratteristiche granulometriche e di permeabilità.

1.5.1 COMPLESSI IDROGEOLOGICI

Sulla base dei valori di permeabilità ottenuti dalle prove eseguite in sito nelle campagne geognostiche del 2002 e del 2009, del carattere granulometrico e sedimentologico delle singole litofacies, dello stato di fratturazione dei termini del basamento cristallino e sulla base di dati disponibili nella letteratura scientifica con riferimento alla zona di interesse, sono stati distinti due complessi idrogeologici:

II. Depositi quaternari (morene – conoidi – frane);

IV. Rocce di basamento cristallino.

Complesso idrogeologico II - Depositi quaternari (morene – conoidi – frane)

Questo complesso idrogeologico affiora diffusamente sui versanti della galleria ed è costituito in prevalenza da depositi ghiaioso-sabbiosi grossolani e sabbie limose. Tali depositi sono caotici e la loro messa in posto è legata a diversi agenti quali ghiacciai, movimenti in massa e depositi tipo debris flow.

La permeabilità del complesso è di tipo primario per porosità e varia da media ad alta in funzione della granulometria prevalente e del grado di addensamento.

Complesso idrogeologico IV – Rocce di basamento cristallino

Questo complesso è costituito da tutti i termini di basamento cristallino ascrivibili al sistema Grosina Tonale (gneiss, micascisti, filladi). Tali litotipi sono caratterizzati da una scistosità abbastanza pervasiva e da un grado di fratturazione variabile; tali caratteristiche influiscono sul grado di permeabilità di questo complesso che varia da basso a medio, in condizioni di fratturazione standard, ad alto nelle zone intensamente fratturate.

La permeabilità del complesso è di tipo secondario per fratturazione.

1.5.2 PROVE DI PERMEABILITÀ

Nella campagna di indagine del 2002, con riferimento alla zona interessata dalla galleria, è stata eseguita n. 1 prova di permeabilità. Nella Tabella che segue si riporta il sondaggio in cui è stata eseguita la prova unitamente al valore di permeabilità misurata ed alla litologia di riferimento.

Anno	Piezometro	Profondità [m]	Prova	K [m/s]	Formazione	Litologia
2002	SP12	10	Lefranc (CV)	1.32E-06	Morene	Ghiaia

Tabella 1 - Prove di permeabilità tipo Lefranc (Carico Variabile, Carico Costante) realizzate in sito nelle campagne geognostiche 2002 e 2009.

Per i litotipi che non sono stati indagati con prove in sito, i valori di permeabilità sono stati desunti da dati di letteratura scientifica.

1.5.3 RILIEVI PIEZOMETRICI

Lungo il tracciato interessato dalla galleria è stato messo in opera n. 1 piezometro a tubo aperto (campagna geognostica del 2002).

Nella Tabella che segue si riportano le quote relative alla soggiacenza della falda presente nel substrato roccioso e rilevata attraverso il piezometro SP12, finestrato nel tratto in corrispondenza della profondità dell'opera sotterranea.

Piezometro	Quota [m s.l.m.]	Soggiacenza [m]	
		23/05/2002	28/11/2002
SP12	540.77	50.45	30.70

Tabella 2 - Risultati del monitoraggio piezometrico.

Analizzando i risultati delle misurazioni nel sondaggio SP12 si nota come la superficie della piezometrica sia stata rilevata all'interno del substrato roccioso. Ciò porta a ritenere che lo schema generale di circolazione idrica sotterranea del versante in oggetto risulti fortemente condizionato dall'assetto strutturale del substrato roccioso, caratterizzato da superfici di scistosità ad elevata inclinazione e dalla presenza di zone ad elevata fratturazione che favoriscono l'infiltrazione in profondità delle acque di scorrimento sub-superficiale. A tale proposito si sottolinea che alcuni impluvi che solcano il versante a monte della località Dosso non mostrano segni di circolazione idrica superficiale, denotando l'infiltrazione in profondità delle acque.

1.5.4 CENSIMENTO DEI PUNTI D'ACQUA

La galleria in esame sottende alcune sorgenti, in parte rilevate nella campagna geognostica del 2002 ed alcune individuate durante i rilevamenti effettuati per la presente fase progettuale.

Nella Tabella che segue sono elencati i punti censiti con i valori di portata e con l'indicazione del tipo di utilizzo. Nella Carta idrogeologica sono indicate le ubicazioni di tali punti.

Anno	Descrizione	Comune	Quota [m s.l.m.]	Portata [l/s]	Note
2002	Sorg 12	Tirano	740	4.8	Esclusa dalla rete idrica
2002	Sorg 13	Tirano	690	4.8	Esclusa dalla rete idrica
2002	Sorg 14	Tirano	670	4.8	Esclusa dalla rete idrica
2009	Sorgenti valle dei Bui	Tirano	576	< 1	Fontana abbeveratoio

Tabella 3 - Elenco delle sorgenti censite durante le campagne geognostiche del 2002 e del 2009 sottese dalla galleria.

Il punto d'acqua individuato in località il Dosso (valle dei Bui), lungo la via dei castagneti, sembra essere una derivazione del rio ed è utilizzata a scopo irriguo.

1.5.5 MODELLO IDROGEOLOGICO DI RIFERIMENTO

Sulla base della caratterizzazione dei terreni affioranti, della loro suddivisione in complessi idrogeologici, dei dati di piezometria e del censimento dei punti d'acqua, è possibile tracciare un modello idrogeologico di riferimento per lo scavo della galleria.

Il modello idrogeologico di riferimento individuato distingue diversi tipi di circolazione idrica:

GN01- CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA RELAZIONE TECNICA

- 1- una falda in roccia che si imposta lungo zone di intensa fratturazione connesse con zone di ricarica poste a monte. Queste fasce di fratturazione, essendo molto permeabili, costituiscono una via di deflusso preferenziale per le acque di ruscellamento che si infiltrano nel basamento; inoltre, le rocce di basamento sono caratterizzate da una scistosità a reggipoggio piuttosto pervasiva che favorisce l'infiltrazione in profondità delle acque di ruscellamento superficiale;
- 2- una falda non residente a carattere stagionale che si può impostare al contatto tra il poco permeabile basamento cristallino e le più permeabili coperture quaternarie, durante i periodi a più elevata piovosità o durante lo scioglimento delle nevi.

La realizzazione della galleria molto probabilmente interferirà sia con la falda stagionale che con la falda in roccia. In particolare:

- 1- nelle tratte in cui lo scavo avviene a basse coperture, a ridosso del contatto tra i depositi quaternari ed il basamento cristallino si potranno avere ridotte manifestazioni idriche in galleria (condizione di fronte secco-umido), soprattutto, nelle stagioni piovose o durante lo scioglimento delle nevi;
- 2- nel tratto centrale di galleria ove lo scavo è previsto nel basamento cristallino che, come affermato in precedenza, presenta un grado di permeabilità variabile da basso, nelle normali condizioni di fratturazione, ad alto, in zone intensamente fratturate. Questo comporta che nelle zone poco fratturate non si prevedono manifestazioni idriche importanti (condizione di fronte secco-umido), mentre nelle zone di faglia o ad intensa fratturazione, se collegate ad una zona di ricarica in superficie, sono possibili manifestazioni idriche al limite fra la condizione di fronte bagnato e gli stillicidi.

Al fine di quantificare con maggior precisione la portata delle acque drenate in fase costruttiva e di esercizio della galleria e di poterne ricostruire l'interferenza con le falde sotterranee e con le sorgenti superficiali sarà necessario determinare la permeabilità dell'ammasso roccioso sia in condizioni massive che di intensa fratturazione, attraverso prove di permeabilità in roccia lungo perforazioni di sondaggio. Si dovrà verificare inoltre l'eventuale esistenza di una circolazione profonda delle acque secondo linee di deflusso ad andamento regolare, oppure se il reticolo fessurativo (caratterizzato principalmente da piani di scistosità con giacitura a reggipoggio) che governa la permeabilità degli ammassi rocciosi non consente una continuità nel deflusso delle acque profonde evidenziando quindi l'esistenza di acquiferi indipendenti con piezometriche a andamento irregolare.

Il versante ai piedi del quale si sviluppa l'opera sotterranea è sede di sorgenti. Alcune di esse, in parte anche captate per approvvigionamento idropotabile, drenano le acque circolanti all'interno dei depositi glaciali di copertura di maggior spessore in corrispondenza del contatto con il substrato lapideo meno permeabile. Altre sorgenti risultano invece impostate in corrispondenza di zone più fratturate del substrato lapideo.

2 INDAGINI GEOGNOSTICHE E RISULTATI OTTENUTI

Al fine di desumere i parametri necessari per la caratterizzazione geotecnico-geomeccanica dei terreni e degli ammassi rocciosi interessati dalle opere in progetto, sono state effettuate le indagini in sito e in laboratorio descritte nei paragrafi successivi, di cui si riportano contestualmente i risultati.

2.1 INDAGINI IN SITO

2.1.1 SONDAGGI GEOGNOSTICI

Lungo il tracciato della galleria nelle campagne geognostiche del 2002 e del 2009 sono stati realizzati in totale n. 5 sondaggi geognostici a carotaggio continuo, di cui quattro ad inclinazione verticale (SP12, S5, S6, S7) ed uno suborizzontale (SO2). Oltre a questi, ai fini esclusivi della caratterizzazione dell'ammasso roccioso gneissico, si è considerato anche il sondaggio SP11, che pur essendo ubicato a monte della galleria, ha interessato il substrato roccioso stesso.

Campagna geognostica del 2002

- SP11 (q=480.81 m s.l.m. - L=50.0 m);
- SP12 (q=540.77m s.l.m. - L=80.0 m);
- SO2 (q=504.34m s.l.m. - L=50.0 m).

Campagna geognostica del 2009

- S5 (q=507.61 m s.l.m. - L=22.0 m);
- S6 (q=495.83 m s.l.m. - L=30.0 m);
- S7 (q=573.27 m s.l.m. - L=65.0 m).

Nel seguito si riportano le stratigrafie schematiche dei sondaggi in questione, le indicazioni relative alla piezometrica, i valori del RQD misurati per ogni metro di carota (con indicazione del valore medio e dello scarto quadratico medio "Sqm" di quest'ultimo parametro, per tutto lo sviluppo del sondaggio) e le note relative allo stato di fratturazione e al grado di alterazione dei materiali recuperati.

SP 11	
Profondità	Litologia
0 ÷ 13m	Ghiaia media grossolana sabbiosa, la frazione limosa aumenta con la profondità; presenza di ciottoli poligenici.
13 ÷ 50m	Miscascisti filladici: roccia scistosa a grana fine in cui si riconoscono muscovite, livelli quarzoso feldspatici e talvolta clorite.
Profondità piezometrica: 44.30m (maggio 2002).	
JRC: valore medio = 12-14.	
Note: i piani di frattura, laddove l'indice RQD è più elevato, risultano serrati, privi di riempimento, debolmente alterati (locali patine di ossidazione); dove il RQD è più basso le fratture sono presenti sia lungo la scistosità che lungo piani obliqui rispetto quest'ultima. Il grafico sottostante evidenzia che lungo la verticale di SP 11, alle quote della galleria (20m÷35m) l'ammasso è intensamente fratturato.	
Tabella 4 - Stratigrafia sondaggio SP11 (campagna geognostica del 2002).	

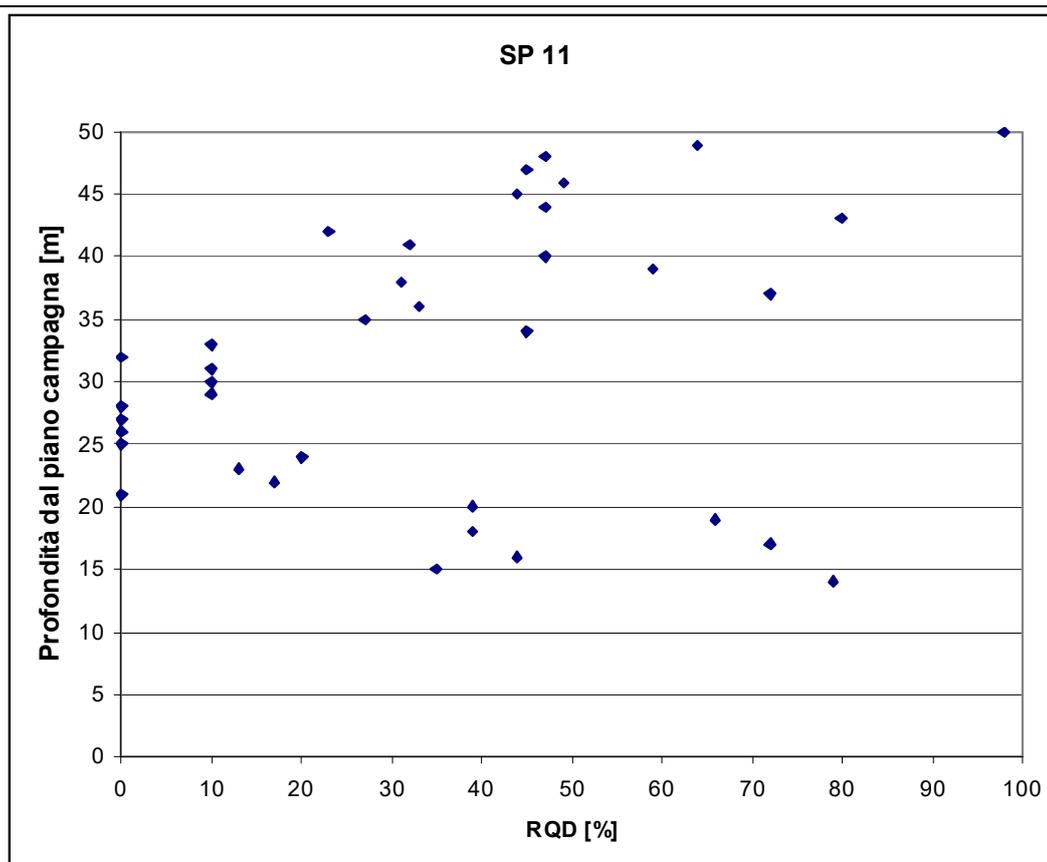


Figura 1 - Valori di RQD misurati per il sondaggio SP11 (campagna geognostica del 2002).

- RQD medio: 35.32%
- Sqm: 26.45

SP 12	
Profondità	Litologia
0 ÷ 33 m	Ghiaia media grossolana sabbiosa, debolmente limosa con ciottoli poligenici.
33 ÷ 36 m	Ciottoli e blocchi poligenici
36 ÷ 80 m	Micascisti filladici-cloritici con intercalazioni di quarziti micacee grigie.
Profondità piezometrica: 50.45m ()maggio 2002	
JRC: valore medio = 12-14.	
Note: i piani di frattura, laddove l'indice RQD è più elevato, risultano serrati, privi di riempimento, debolmente alterati (locali patine di ossidazione); dove il RQD è più basso le fratture sono presenti sia lungo la scistosità che lungo piani obliqui rispetto quest'ultima.	
Tabella 5 - Stratigrafia sondaggio SP12 (campagna geognostica del 2002).	

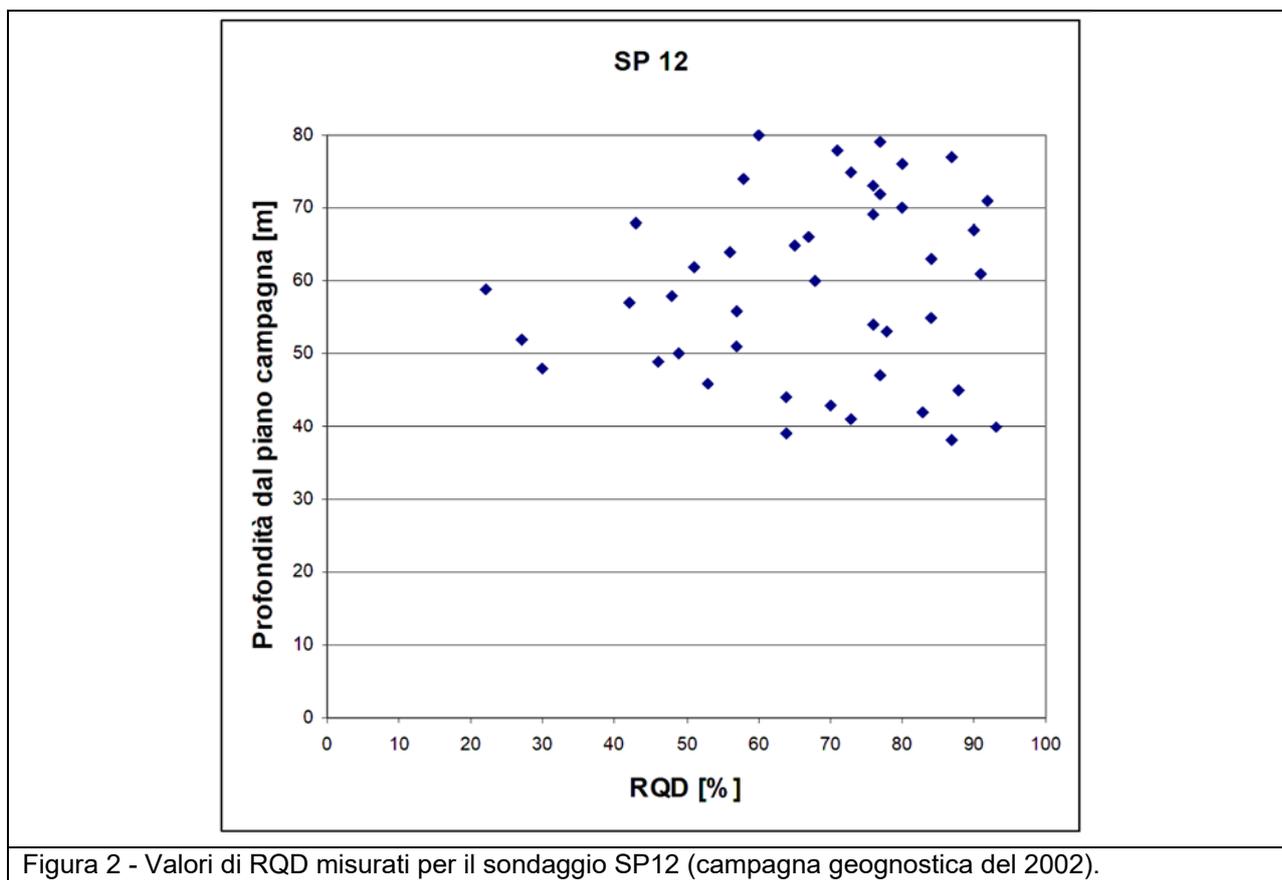


Figura 2 - Valori di RQD misurati per il sondaggio SP12 (campagna geognostica del 2002).

- RQDmedio: 67.21 %
- Sqm: 18.14

GN01- CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA RELAZIONE TECNICA

SO 2	
Profondità	Litologia
0 ÷ 7 m	Ghiaia sabbiosa debolmente limosa con clasti di roccia.
7 ÷ 50 m	Alternanza di micascisti a granati e gneiss.
Note: le fratture sono presenti sia lungo la scistosità che lungo piani obliqui rispetto quest'ultima; presenza di patine di ossidazione. Il sondaggio è suborizzontale e durante il suo approfondimento non c'è stata uscita d'acqua dal boccaforo.	
Tabella 6 - Stratigrafia sondaggio SO2 (campagna geognostica del 2002).	

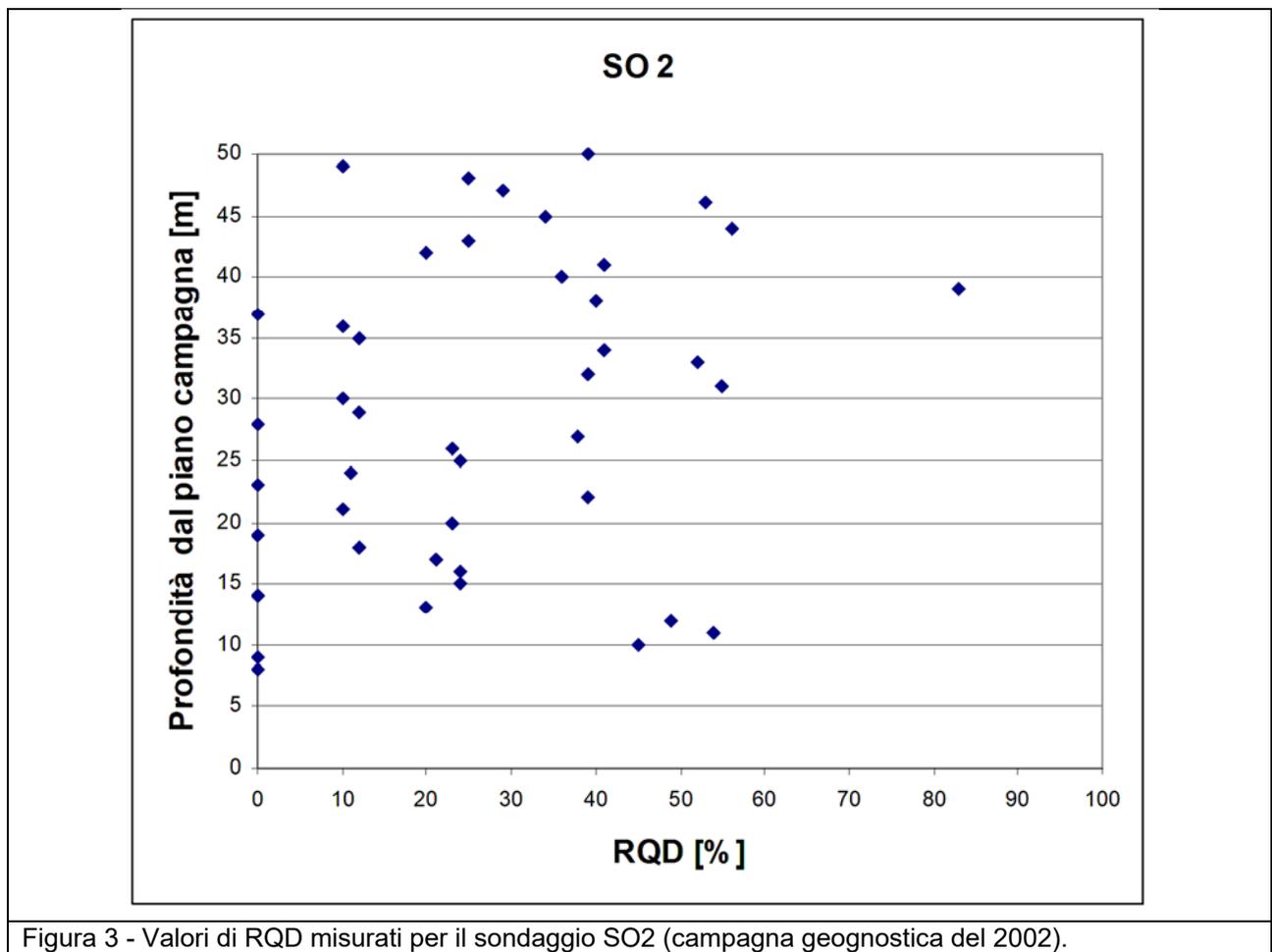
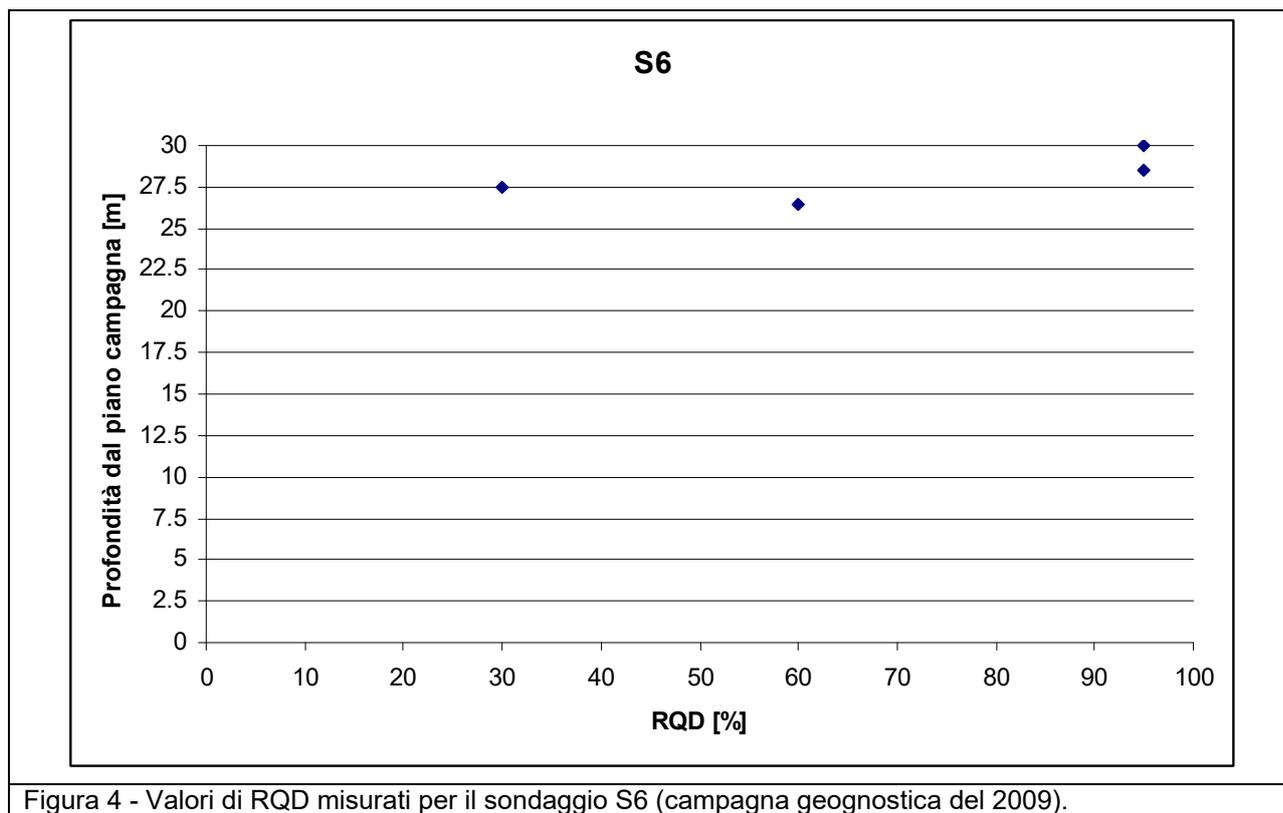


Figura 3 - Valori di RQD misurati per il sondaggio SO2 (campagna geognostica del 2002).

- RQDmedio: 26.49 %
- Sqm: 19.65

S5	
Profondità	Litologia
0 ÷ 2.5 m	Sabbia fine con ghiaia metaforfica e radi ciottoli.
2.5 ÷ 5.0 m	Ghiaia metamorfica grossolana in abbondante matrice limo-sabbiosa.
5.0 ÷ 11.2 m	Sabbia da fine (fino a 6.3 m) a media a grossolana localmente debolmente limosa e ghiaia con numerosi ciottoli.
11.2 ÷ 14.2 m	Limo e sabbia di colore bruno-grigio scuro e ghiaia con radi ciottoli metamorfici.
14.2 ÷ 15.4 m	Sabbia da fine a media, limosa, con ghiaia metamorfica.
15.4 ÷ 22.0 m	Ghiaia metamorfica con radi ciottoli metamorfici in abbondante matrice sabbio-limosa.
Tabella 7 - Stratigrafia sondaggio S5 (campagna geognostica del 2009).	

S6	
Profondità	Litologia
0 ÷ 7.5 m	Sabbia fine con ghiaia metamorfica e radi ciottoli, localmente debolmente limosa.
7.5 ÷ 12.0 m	Ghiaia metamorfica da angolare a subarrotondata con alcuni ciottoli, sabbia e limo.
12.0 ÷ 14.8 m	Sabbia da media a grossolana e limo con ghiaia ed alcuni ciottoli metamorfici.
14.8 ÷ 15.5 m	Ghiaia e ciottoli angolari metamorfici in matrice debolmente sabbio-limosa.
15.5 ÷ 16.3 m	Blocco metamorfico.
16.3 ÷ 20.0 m	Ghiaia e numerosi ciottoli metamorfici con sabbia media e limo.
20.0 ÷ 21.1 m	Sabbia da media a grossolana limosa con ghaia e radi ciottoli metamorfici.
21.1 ÷ 21.7 m	Blocco metamorfico.
21.7 ÷ 23.8 m	Limo e sabbia da media a grossolana con ghiaia e radi ciottoli metamorfici.
23.8 ÷ 25.0 m	Ghiaia e radi ciottoli metamorfici con sabbia da fine a media.
25.0 ÷ 26.5 m	Alternanza di ciottoli e blocchi metamorfici con ghaia metamorfica e sabbia grossolana debolmente limosa.
26.5 ÷ 30.0 m	Roccia: micascisto, paragneiss, scisto quarzifero con presenza di noduli di quarzo.
Tabella 8 - Stratigrafia sondaggio S6 (campagna geognostica del 2009).	



- RQDmedio: 70.00 %
- Sqm: 31.36

S7	
Profondità	Litologia
0 ÷ 2.5 m	Sabbia fine e ghiaia metamorfica con rari ciottoli.
2.5 ÷ 7.0 m	Ghiaia e ciottoli metamorfici in matrice di sabbia grossolana limosa.
7.0 ÷ 65.0 m	Roccia: scisto quarzifero con intercalazioni di micascisto, paragneiss e anfibolite.

Tabella 9 - Stratigrafia sondaggio S7 (campagna geognostica del 2009).

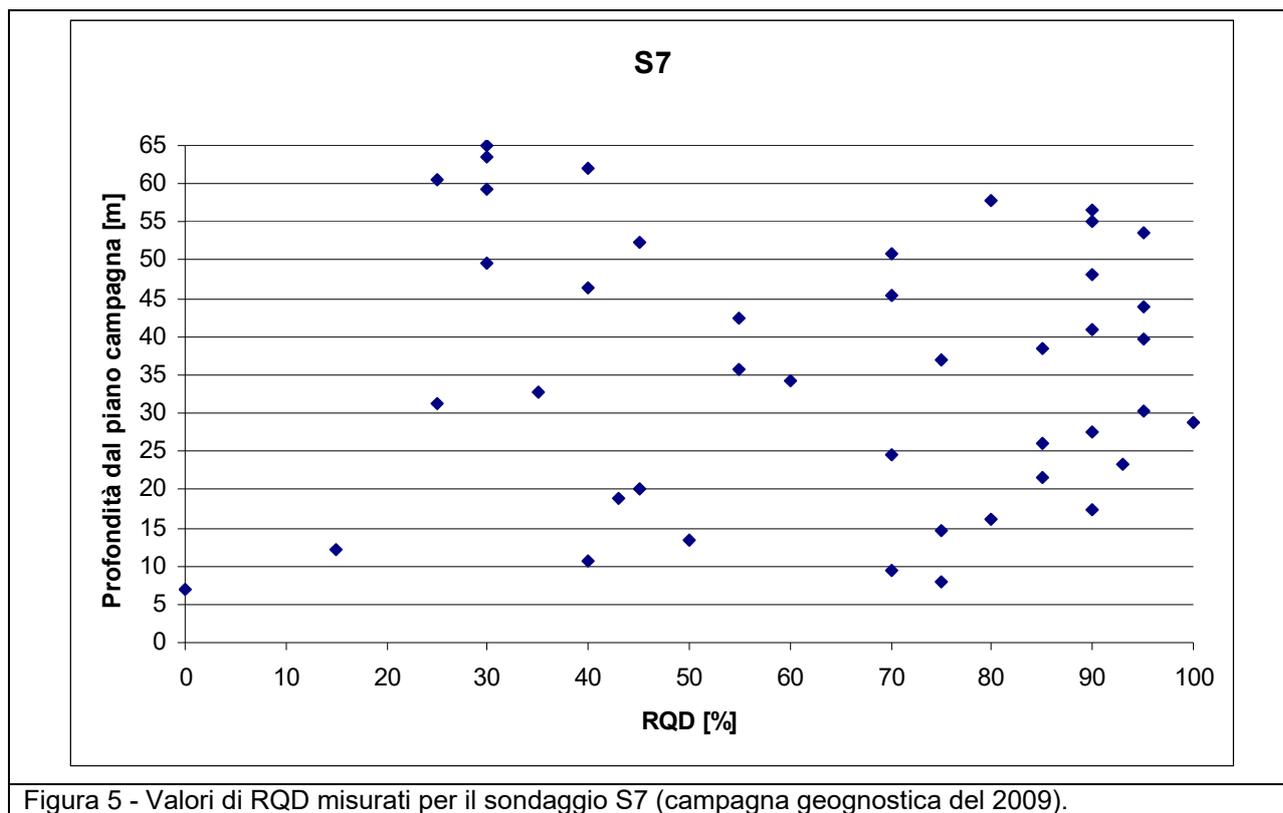


Figura 5 - Valori di RQD misurati per il sondaggio S7 (campagna geognostica del 2009).

- RQDmedio: 63.40 %
- Sqm: 27.01

2.1.2 PROSPEZIONI GEOFISICHE

Al fine di individuare con continuità la profondità alla quale si trova il tetto del substrato roccioso di origine metamorfica lungo il tracciato dell'opera sotterranea sono state effettuate delle prospezioni sismiche a rifrazione. Nello specifico, nella campagna geognostica del 2002, sono state effettuate n°5 linee sismiche (denominate L.S. 08, 17, 18, 19, 20), di lunghezza pari a 110 m ciascuna, mentre nell'ambito della campagna geognostica del 2009 sono state eseguite n°4 linee sismiche (denominate L.S. 1, 2, 9, 10), di lunghezza pari a 120 m ciascuna.

Sono stati individuati tre intervalli di velocità delle onde elastiche longitudinali (onde P) ai quali, in relazione alle stratigrafie ottenute attraverso le perforazioni di sondaggio, corrispondono i seguenti tre materiali:

- $350 < VP < 450$ m/s terreno di copertura sciolto;
- $900 < VP < 1200$ m/s terreno di copertura addensato;
- $VP > 2500$ m/s substrato roccioso.

2.2 PROVE IN SITO

2.2.1 PROVE PENETROMETRICHE SPT

Nel corso delle perforazioni dei sondaggi SP12 (Anno 2002), S5 e S6 (Anno 2009) sono state eseguite prove penetrometriche dinamiche del tipo SPT (Standard Penetration Test).

- SP 12: n° 10 prove realizzate a profondità di 1.5 m, 8.5 m, 10.5 m, 13.5 m, 16.5 m, 19.5 m, 22.5 m, 25.5 m, 28.5 m, 31.5 m;
- S5: n° 2 prove realizzate a profondità di 3.0 m, 6.0 m;
- S6: n° 2 prove realizzate a profondità di 3.0 m, 6.0 m.

2.2.2 PROVE DI PERMEABILITÀ

Nei depositi di copertura indagati tramite il sondaggio SP12 è stata eseguita n. 1 prova di permeabilità Lefranc alle profondità di 10 m. La prova è stata eseguita a carico variabile.

I risultati della prova in questione sono riportati nella seguente tabella e nel successivo grafico.

SP 12 – profondità 10 m	
Tempi [sec]	Abbassamenti [cm]
30	116
60	194
90	245
120	280
150	303
180	319
240	336
360	347
480	349
600	349
720	349
840	349

Tabella 10 - Risultati prova di permeabilità Lefranc eseguita nel sondaggio SP12.

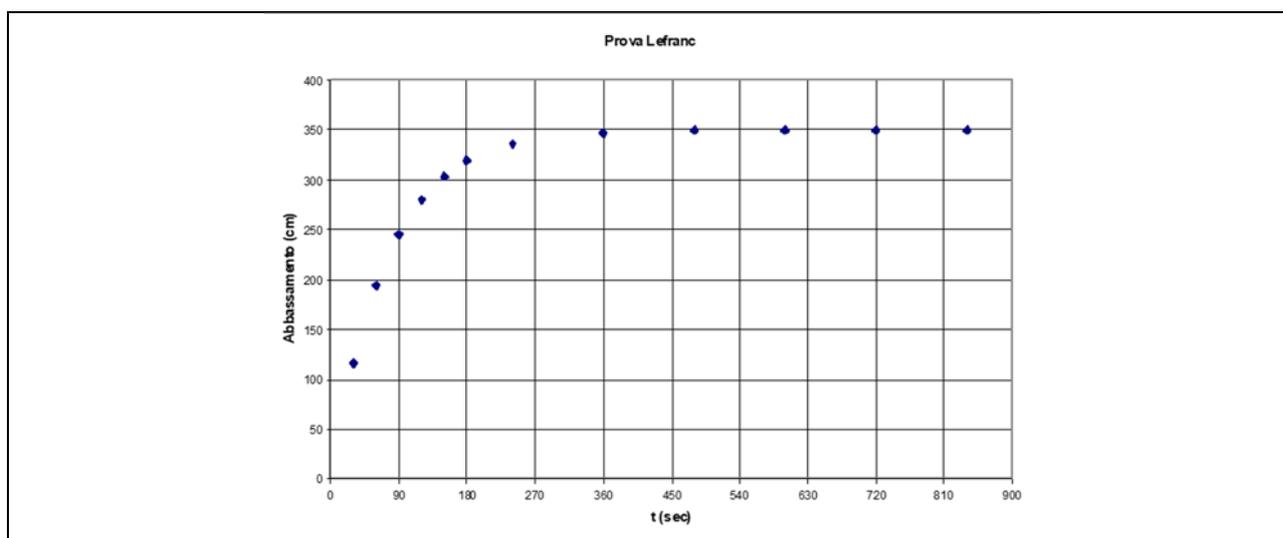


Figura 6 - Grafico con i risultati della prova di permeabilità Lefranc eseguita nel sondaggio SP12.

Il valore medio di permeabilità ottenuto per i depositi morenici è $K = 1.32 \cdot 10^{-6}$ m/sec.

2.2.3 PROVE DILATOMETRICHE

Nel corso delle perforazioni sono state eseguite alcune prove dilatometriche in roccia, attraverso le quali sono stati ottenuti i valori di Modulo elastico (EE) e di Modulo di deformazione (ED) che vengono riportati nel seguito.

Nello specifico all'interno dei sondaggi SP11, SP12, SO2 sono state realizzate n. 3 prove dilatometriche (Anno 2002), mentre nei sondaggi S6 e S7 sono state eseguite n. 3 prove dilatometriche (Anno 2009). Di seguito si riportano le risultanze ottenute dalle prove menzionate.

Sondaggio	Profondità [m]	Litologia	ED [MPa]	EE [MPa]
SP11	42.2	Scisti	4845	9502
SP12	69.5	Scisti	5523	11282
SO2	31	Scisti	4342	9890
S6	30	Scisti	661	934
S7	45	Scisti	832	897
S7	55	Scisti	1848	2143
Valore medio			3008.5	5774.7
Sqm			2147.9	4931.0

Tabella 11 - Risultati prove dilatometriche eseguite nei sondaggi SP11, SP12, SO2, S6 e S7

2.3 PROVE DI LABORATORIO

2.3.1 PROVE DI LABORATORIO SU TERRENI

Dai sondaggi SO2, S5, S6 e S7 sono stati prelevati alcuni campioni dei depositi di copertura sui quali sono state eseguite alcune analisi di laboratorio. Con riferimento al sondaggio SO2 (Anno 2002) sono state eseguite le seguenti analisi:

- apertura del campione rimaneggiato;
- analisi granulometrica per setacciatura;
- analisi granulometrica per sedimentazione;
- determinazione dei limiti di liquidità e di plasticità.

Per i sondaggi S5, S6 e S7 (Anno 2009) sono state eseguite le seguenti analisi:

- descrizione del campione rimaneggiato e caratteristiche generali;
- analisi granulometrica per setacciatura;
- analisi granulometrica per sedimentazione.

Nelle Tabelle seguenti si riportano schematicamente i valori dei parametri ottenuti.

SONDAGGIO		SO2
		C1
Profondità [m]		2.00
Peso specifico dei grani [kN/m ³]		-
Granulometria [%]	ghiaia	37.72
	sabbia	44.18
	limo	13.48
	argilla	4.63
Limite liquidità (WL) [%]		20.5
Indici di uniformità	UC	150.0
	d60	1.80
	d10	0.012
Tabella 12 - Risultati prove di laboratorio sui campioni di terreno appartenenti al sondaggio SO2.		

SONDAGGIO		S5	S5	S5	S5	S5
		CR1	CR2	CR3	CR4	CR5
Profondità [m]		2.5-3.0	8.5-9.0	14.5-15.0	16.5-17.0	21.5-22.0
Granulometria [%]	ghiaia	49	55	29	56	64
	sabbia	32	36	51	30	27
	limo	15	9	16	13	9
	argilla	5	0	4	0	0
	d60	4.6	4.6	1.2	5.9	6.2
	d50	1.7	2.7	0.65	3.2	4.0

Tabella 13 - Risultati prove di laboratorio sui campioni di terreno appartenenti al sondaggio S5.

SONDAGGIO		S6	S6	S6
		CR1	CR2	CR3
Profondità [m]		3.5-4.0	9.5-10.0	20.0-20.5
Granulometria [%]	ghiaia	22	58	62
	sabbia	44	28	30
	limo	28	14	6
	argilla	5	0	0
	d60	0.36	7.9	10
	d50	0.18	3.9	5.2

Tabella 14 - Risultati prove di laboratorio sui campioni di terreno appartenenti al sondaggio S6.

SONDAGGIO		S7	S7
		CR1	CR2
Profondità [m]		2.0-2.5	5.5-6.0
Granulometria [%]	ghiaia	44	58
	sabbia	35	31
	limo	17	11
	argilla	4	0
	d60	3.0	6.4
	d50	1.2	3.3

Tabella 15 - Risultati prove di laboratorio sui campioni di terreno appartenenti al sondaggio S7.

2.3.2 PROVE DI LABORATORIO SU ROCCE

Campagna geognostica 2002

Il substrato roccioso interessato dallo scavo della Galleria "Il Dosso" è stato analizzato tramite prove di resistenza a compressione monoassiale (r.c.m.) e triassiale (r.c.t.) con rilievo delle deformazioni per la determinazione dei parametri elastici (sondaggi SO2, SP11, SP12):

Sondaggio	Campione/ provino	Profondità [m]	Litologia	Inclinazione scistosità / asse provino	r.c.m. [MPa]	r.c.t.
SO 2	L1/ieb6	10	gneiss micaceo granatifero in facies milonitica (deformazioni duttili)-inalterato-non fratturato	35°÷45°	28.80 rottura lungo scistosità	
	L2/ieb15	31	gneiss micaceo-granatifero in facies milonitica (deformazioni duttili)-inalterato-non fratturato	45°÷55°		*
	L3/ieb1	37	gneiss biotitico-anfibolitico in facies milonitica (deformazioni duttili) 2 fratture verticali ossidate	60°÷70°	42.80 rottura lungo fratture	
	L4/ieb19	49	gneiss anfibolitico-inalterato-non fratturato	25°÷30°		*

Tabella 16 - Risultati prove di laboratorio sui campioni di roccia appartenenti al sondaggio SO2.

Sondaggio	Campione/ provino	profondità [m]	litologia	inclinazione scistosità / asse provino	r.c.m. [MPa]	r.c.t.
SP 11	L1/ieb10	21	gneiss prasinitico a struttura milonitica (deformazioni duttili)-inalterato-una frattura principale parallela ai piani di scistosità e 2 discontinuità secondarie discordanti rispetto la scistosità	30°÷40°	15.60 rottura lungo frattura parallela ai piani di scistosità	
	L2/ieb11	34	scisto prasinitico a struttura milonitica (boudine)-inalterato-presenza di discontinuità random	25°÷30°	11.22 rottura lungo scistosità	
	L3/ieb24	39	gneiss prasinitico-inalterato-4 fratture serrate e discordanti	30°÷35°		*

	L4/ieb22	44	scisto dioritico-anfibolitico-struttura massiccia debolmente scistosa-inalterato-2 fratture inclinate 30° e 60° rispetto asse verticale provino	/		*
--	----------	----	-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	---	--	---

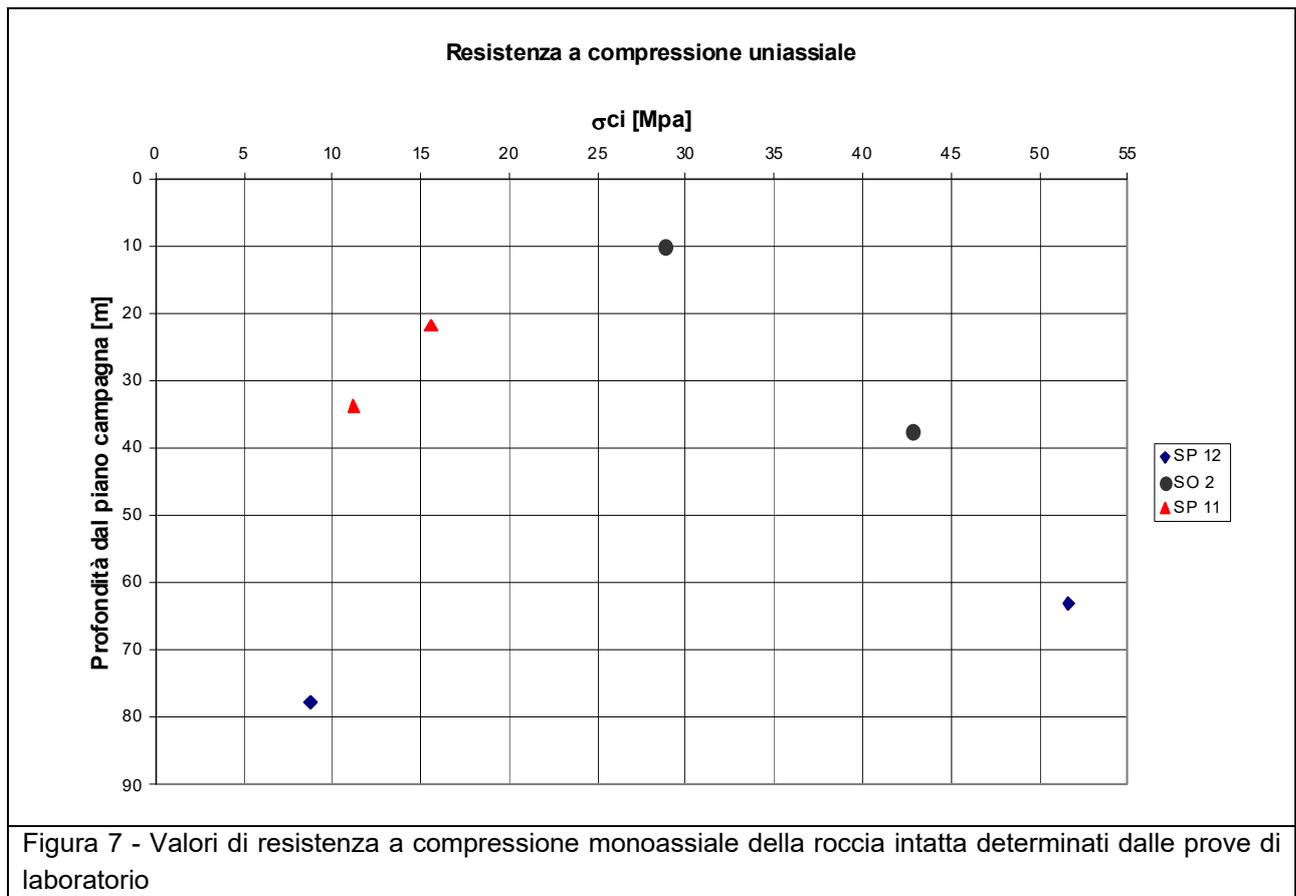
Tabella 17 - Risultati prove di laboratorio sui campioni di roccia appartenenti al sondaggio SP11.

Sondaggio	Campione/provino	Profondità [m]	Litologia	Inclinazione scistosità / asse provino	r.c.m. [MPa]	r.c.t.
SP 12	L2/ieb4	63	gneiss prasinitico a struttura milonitica (strutture di flusso)	10°÷15°	51.64 rottura subparallela alla scistosità	
	L1/ieb21	53	quarzo-micascisto a struttura milonitica (strutture di flusso)-inalterato-2 fratture	10°÷15°		*
	L3/ieb23	71	gneiss quarzoso-micaceo-inalterato-nonfraturato	30°÷35°		*
	L4/ieb8	77	quarzo-micascisto a struttura milonitica (strutture di flusso)-inalterato-2 fratture	25°÷30°	8.76 rottura lungo scistosità e fratture	

Tabella 18 - Risultati prove di laboratorio sui campioni di roccia appartenenti al sondaggio SP12.

Per tutti i campioni esaminati, unitamente ai valori di resistenza, è stato misurato anche il valore del peso di volume naturale (γ_n).

Nelle prove di compressione sono stati misurati i valori dei Moduli elastico EE (o tangente) e di deformazione (ED) (o secante), nonché i corrispettivi valori del rapporto di Poisson ν_t (tangente) e ν_s (secante). Di seguito si riportano i grafici relativi ai risultati delle diverse prove e l'indicazione sia dei valori medi che degli scarti quadratici medi (Sqm) dei diversi parametri misurati.



- σ_{ci} media : 26.47 MPa
- S_{qm} : 17.71 MPa

A fronte dell'elevata dispersione dei risultati si evidenzia che i valori inferiori di resistenza ($\sigma_{ci} < 25$ MPa) sono influenzati dalla presenza di piani di discontinuità preesistenti; tali risultanze pertanto non possono essere considerate rappresentative della resistenza di matrice, ma possono piuttosto essere riferite a una resistenza intermedia tra quella del materiale roccia e quella d'ammasso.

A fronte di ciò si riporta di seguito il valore medio di σ_{ci} (ed il relativo S_{qm}) determinato considerando unicamente i valori di resistenza superiori a 25 MPa.

- σ_{ci} media : 41.08 MPa
- S_{qm} : 11.51 MPa

GN01- CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA RELAZIONE TECNICA

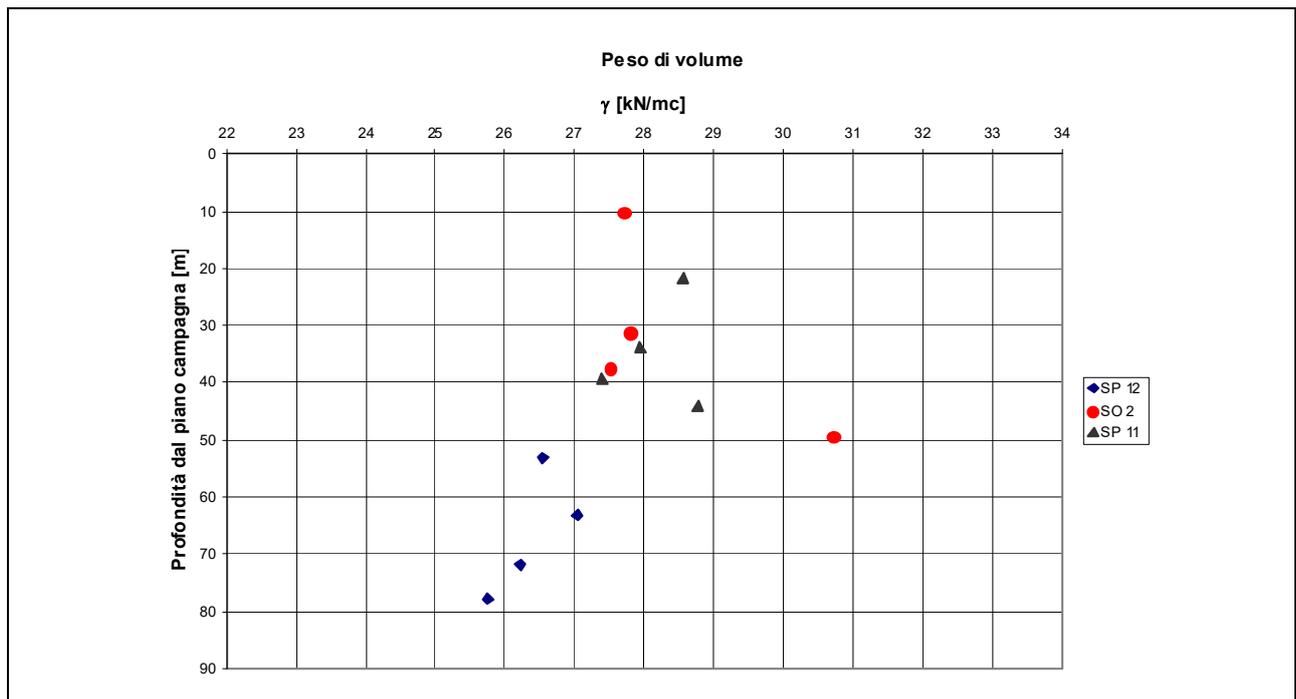


Figura 8 - Valori del peso di volume naturale determinati dalle prove di laboratorio.

- γ_{medio} : 27.66 kN/m³
- S_{qm} : 1.31 kN/m³

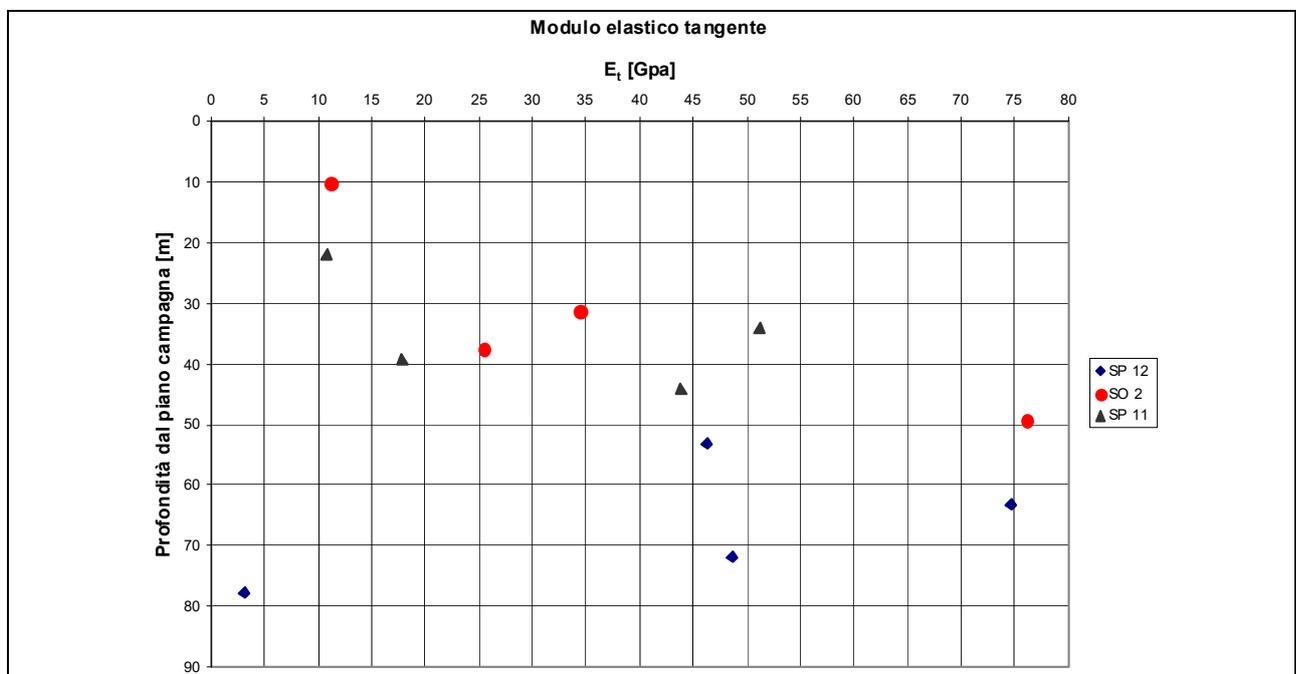


Figura 9 - Valori del modulo di elasticità tangente determinati dalle prove di laboratorio.

- E_t medio: 36.96 GPa
- S_{qm} : 24.19 GPa

GN01- CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA RELAZIONE TECNICA

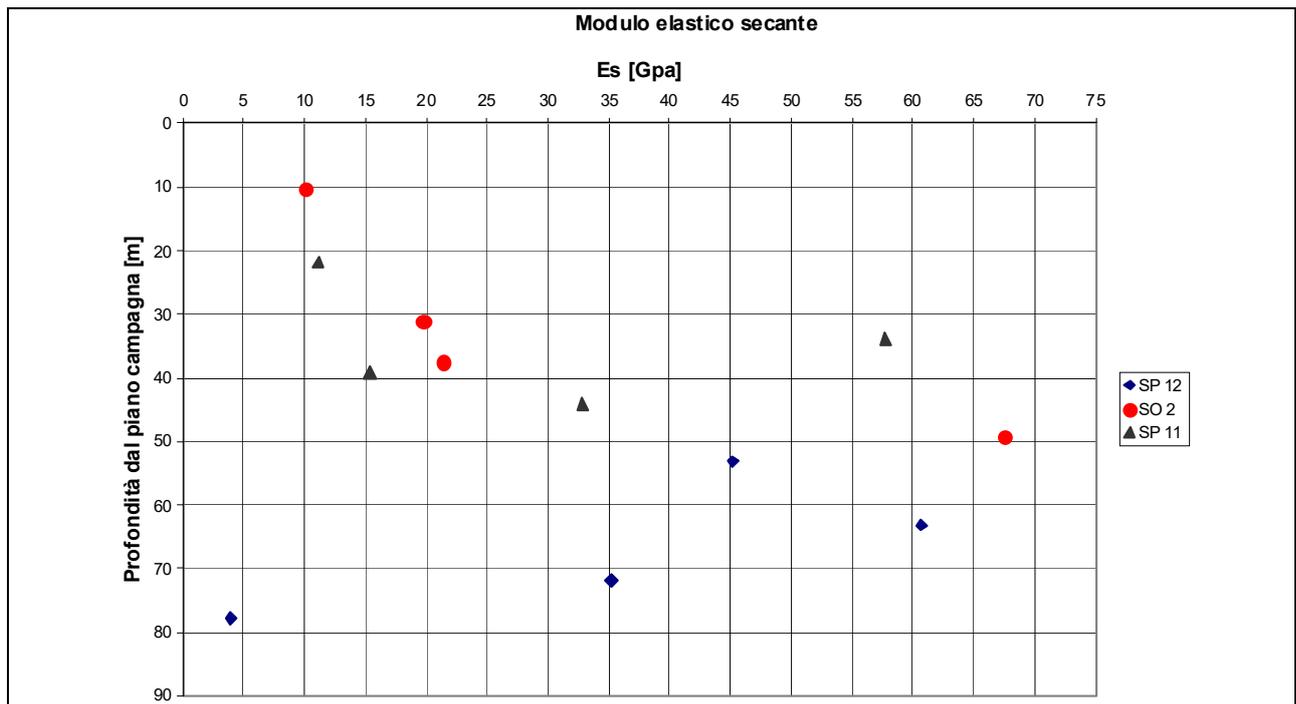


Figura 10 - Valori del modulo di elasticità secante determinati dalle prove di laboratorio.

- Es : 31.74 GPa
- Sqm : 17.71 GPa

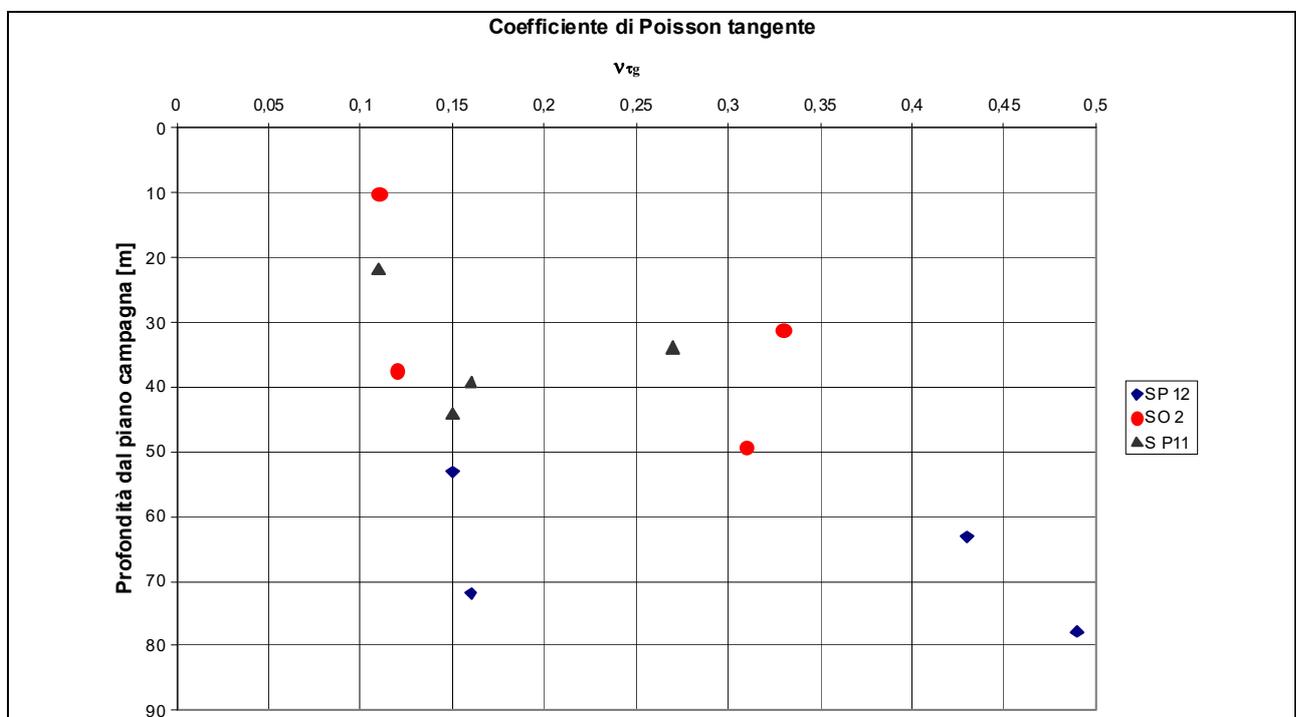
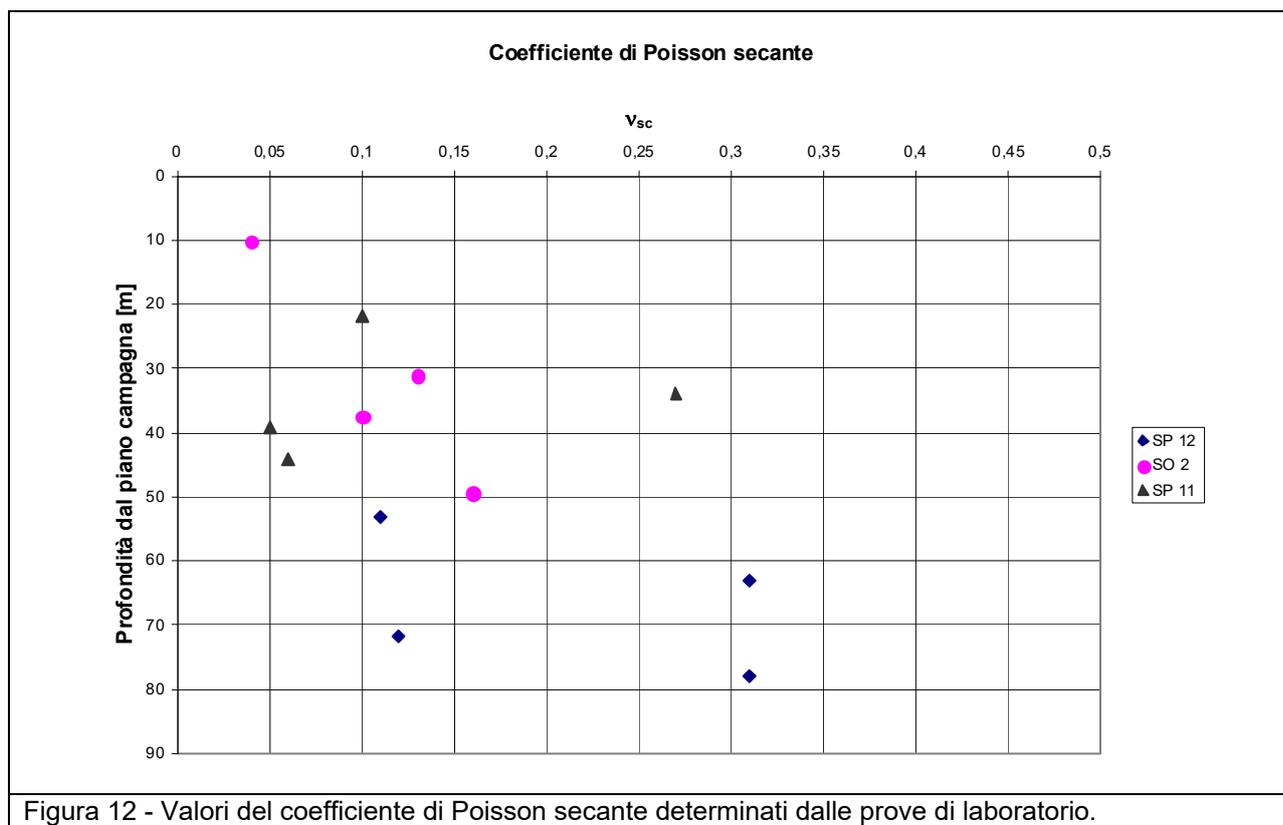


Figura 11 - Valori del coefficiente di Poisson tangente determinati dalle prove di laboratorio.

- vt medio: 0.232
- Sqm: 0.131



➤ ν_t medio: 0.146

➤ S_{qm} : 0.097

Campagna geognostica 2009

Sui campioni di roccia prelevati all'interno dei sondaggi S6 e S7 sono state eseguite prove di Point Load, oltre alla determinazione del peso di volume apparente.

Nel seguito si riportano le risultanze ottenute.

Dai valori dell'indice Is_{50} di Point Load si sono estrapolati i corrispondenti valori di resistenza a compressione monoassiale.

Si è utilizzata la seguente correlazione, valida per ammassi metamorfici in analogia alla formazione in oggetto (Bruschi 2004):

$$- \sigma_{ci} = 17.307 * Is_{50}$$

GN01- CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA RELAZIONE TECNICA

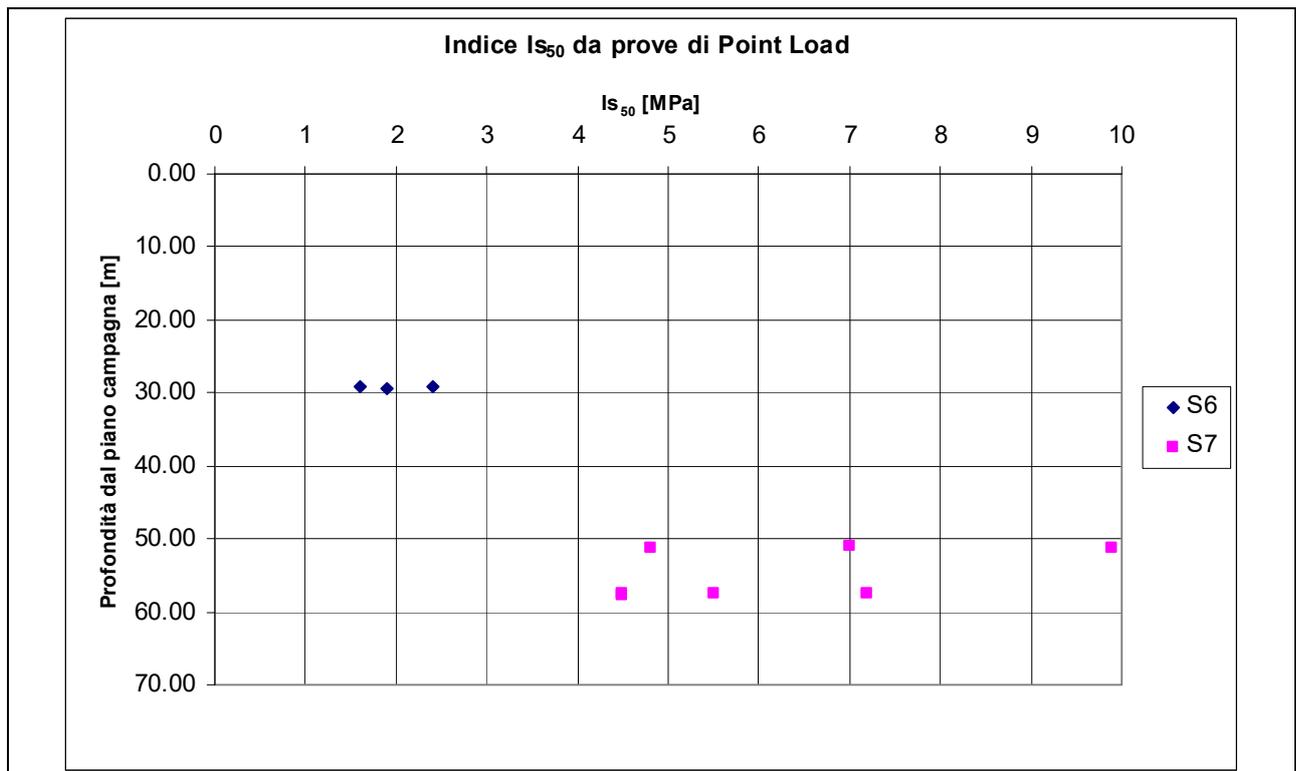


Figura 13 - Valori dell'indice I_{s50} determinati dalle prove di Point Load.

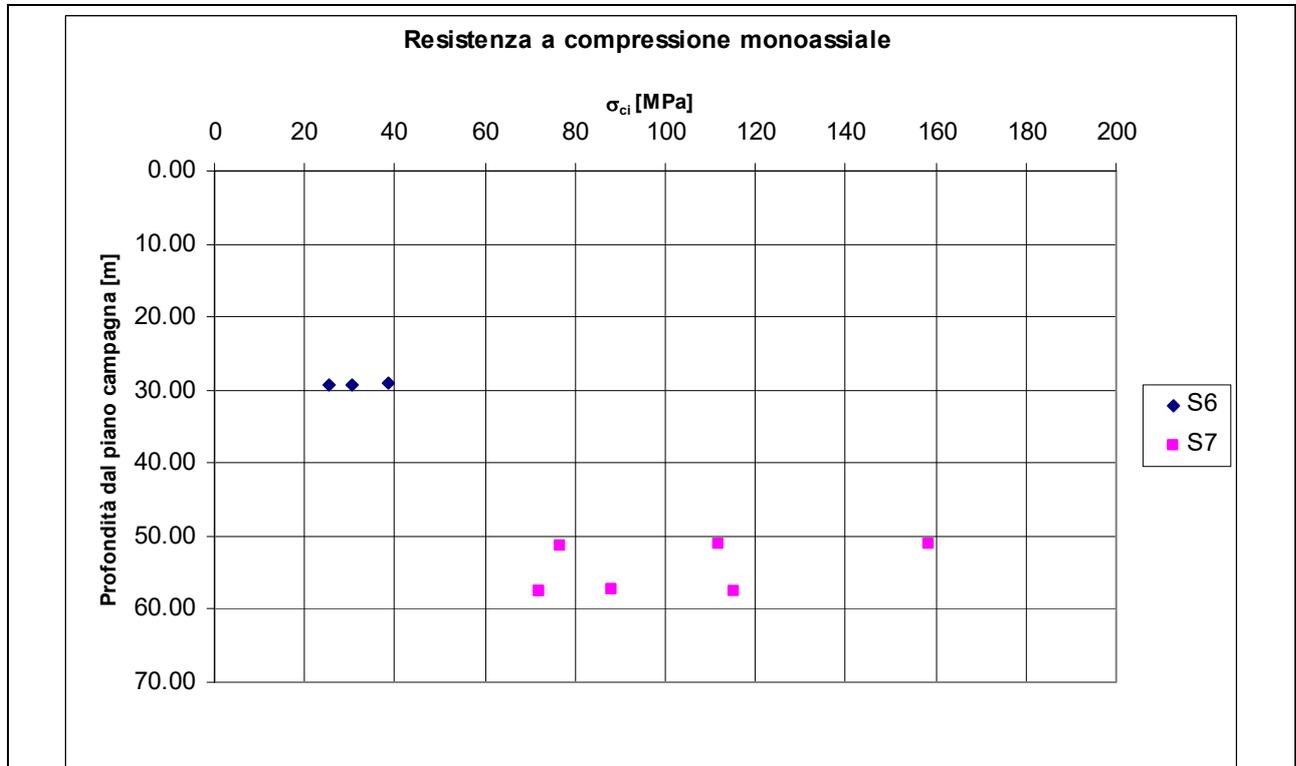


Figura 14 - Valori di resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta determinati dalle prove di Point Load.

GN01- CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA RELAZIONE TECNICA

Si riporta di seguito il valore medio di σ_{ci} (ed il relativo S_{qm}) determinato considerando unicamente i valori di resistenza superiori a 25 MPa.

- σ_{ci} media : 78.88 MPa
- S_{qm} : 41.83 MPa

Per la determinazione della resistenza a compressione semplice si dispone quindi delle seguenti prove:

- anno 2002 N° 24 prove, di cui:
 - N° 12 di resistenza monoassiale a compressione
 - N° 12 prove triassiali
- anno 2009 N°15 prove Poin Load

Sondaggio	Campione	Provino	Profondità (m)	Litologia	Peso di volume (kN/m³)	Condizione (*)	Compressione							Trazione (MPa)	Taglio diretto					Velocità onde sismiche		note							
							Uniaxiale		Triassiale		Moduli elastici		Fragge di Poisson			σ_c (MPa)	τ_p (MPa)	τ_t (MPa)	c (MPa)	ϕ (°)	V_p (m/s)		V_s (m/s)						
							σ_{c1} (MPa)	σ_{c2} (MPa)	σ_{c3} (MPa)	σ_{c4} (MPa)	E_1 (GPa)	E_2 (GPa)	ν_1		ν_2									ν_3					
SO1	L2	IEB2	7.0-7.30	gneiss micascio	27.60	A	28.76				37.30	32.10	0.44	0.25															
SO1	L6	IEB5	26.3-26.6	micascisto	27.37	A	27.76				40.79	43.05	0.23	0.23															
SO2	L1	IEB6	10.0-10.3	gneiss micascio	27.71	A	28.80				11.10	10.06	0.11	0.04															
SO2	L3	IEB1	37.3-37.7	gneiss micascio	27.51	A	42.80				25.46	21.46	0.12	0.10															
SP5	L1	IEB12	19.8-20.0	micascisto	26.56	A	21.31				52.17	47.48	0.25	0.26															
SP10	L1	IEB3	22.7-23.0	micascisto	27.66	A	49.52				30.39	24.80	0.25	0.13															
SP10	L2	IEB9	29.5-29.65	micascisto	25.05	A	19.39				8.34	7.53	0.20	0.13															
SP11	L1	IEB10	21.7-21.9	gneiss micascio	28.56	A	15.60				10.78	11.13	0.11	0.10															
SP11	L2	IEB11	33.8-34.0	micascisto	27.94	A	11.22				51.21	57.71	0.27	0.27															
SP12	L2	IEB4	63.0-63.3	gneiss micascio	27.05	A	51.64				74.70	60.67	0.43	0.31															
SP12	L4	IEB8	77.7-78.0	micascisto	25.76	A	8.76				3.09	3.98	0.49	0.31															
S4	L2	IEB7	11.7-12.0	micascisto	26.56	A	22.87				10.18	11.67	0.15	0.10															
SO1	L1	IEB13	4.0-4.40	gneiss micascio	27.28	A		65.63	1.50		37.53	36.60	0.65	0.35															
SO1	L6	IEB17	22.40	gneiss micascio	27.33	A		94.94	2.50		32.23	30.21	0.21	0.10															
SO1	L3	IEB14	12.3-12.5	gneiss micascio	27.52	A		77.76	3.50		30.43	30.84	0.44	0.19															
SO1	L4	IEB18	19.10	gneiss micascio	27.69	A		88.88	4.50		32.63	29.58	0.21	0.07															
SO1	L7	IEB16	33.2-33.6	micascisto	27.22	A		133.21	5.50		48.51	44.52	0.20	0.08															
SO1	L8	IEB20	39.6-40.0	gneiss micascio	27.58	A		102.72	6.50		49.74	44.17	0.32	0.17															
SP11	L3	IEB24	39.0-39.3	gneiss micascio	27.39	A		21.46	1.30		17.80	15.38	0.16	0.05															
SP11	L4	IEB22	44.0-44.3	micascisto	26.78	A		61.03	2.30		43.84	32.84	0.15	0.05															
SP12	L1	IEB21	53.0-53.2	micascisto	26.55	A		119.41	3.30		46.32	45.19	0.15	0.11															
SO2	L4	IEB19	49.2-49.5	gneiss micascio	30.72	A		287.11	4.30		76.15	67.57	0.31	0.16															
SP12	L3	IEB23	71.7-72.0	gneiss micascio	26.23	A		184.08	5.30		48.64	35.22	0.16	0.12															
SO2	L2	IEB15	31.0-31.3	gneiss micascio	27.80	A		79.02	6.30		34.44	19.75	0.33	0.13															

Tabella 19 – Prove su roccia (2002)

Sondaggio	Campione	Provino	Profondità		Peso di volume g (kN/m³)	Resistenza a Compressione Monoassiale MPa	Litologia	
			da m	a m				
SO.1	L2	IEB2	7,00	7,30	27,60	28,76	Gneiss	
SO.1	L6	IEB5	26,30	26,60	27,37	27,76	Micascisto	
SO.2	L1	IEB6	10,00	10,30	27,71	28,80	Gneiss	
SO.2	L3	IEB1	37,30	37,70	27,51	42,80	Gneiss	
SP.5	L1	IEB12	19,80	20,00	26,56	21,31	Micascisto	
SP.10	L1	IEB3	22,70	23,00	27,66	49,52	Micascisto	
SP.10	L2	IEB9	29,50	29,65	25,05	19,39	Micascisto	
SP.11	L1	IEB10	21,70	21,90	28,56	15,60	Gneiss	
SP.11	L2	IEB11	33,80	34,00	27,94	11,22	Micascisto	
SP.12	L2	IEB4	63,00	63,30	27,05	51,64	Gneiss	
SP.12	L4	IEB8	77,70	78,00	25,76	8,76	Micascisto	
S.4	L2	IEB7	11,70	12,00	26,56	22,87	Micascisto	
						Valore medio Gneiss	33,52	
						Valore medio Micascisto	22,98	

Tabella 20 – Prove di compressione uniassiale (2002)

GN01- CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA RELAZIONE TECNICA

sondaggio - campione	profondità (m)	prova eseguita	diametro medio D (mm)	altezza media H (mm)	peso di volume apparente γ (kN/m ³)	velocità onde p V (m/s)	resistenza di picco σ (MPa)	pressione di contenimento (MPa)	modulo tangente al 50% σ E_t (MPa)	Indice Point Load (MPa) I_p (psi)	N. certificato di prova
S3/C3	11.17 - 22.25	PL1	78.92	84.43	25.87					4.8	
S3/C3	11.25 - 11.33	PL1	78.93	80.61	25.95					5.6	
S3/C3	11.33 - 11.41	PL1	78.92	79.41	26.02					1.9	
S3/C3	11.49 - 11.57	PL1	78.92	84.30	25.98					4.4	
S3/C3	11.41 - 11.49	PL1	79.02	81.29	26.06					5.3	
S6/C5	29.03 - 29.11	PL1	78.75	89.83	27.18					2.4	
S6/C5	29.22 - 29.30	PL1	78.61	83.58	27.18					1.6	
S6/C5	29.30 - 29.38	PL1	78.71	84.51	27.13					1.9	
S7/C4	51.10 - 51.18	PL1	79.02	79.80	26.41					7.0	
S7/C4	51.18 - 51.26	PL1	79.01	78.68	26.45					9.9	
S7/C4	51.26 - 51.34	PL1	79.04	81.40	26.38					4.8	
S7/C5	57.42 - 57.50	PL1	79.16	80.76	26.40					5.5	
S7/C5	57.50 - 57.58	PL1	79.15	79.18	26.41					7.2	
S7/C5	57.58 - 57.66	PL1	79.18	77.36	26.32					4.5	
S7/C5	57.66 - 57.74	PL1	79.14	75.18	26.37					4.5	

Tabella 21 – Prove Point Load (2009)

BRUSCHI A. (2004) espone una elaborazione della correlazione tra resistenza a compressione monoassiale e indice di resistenza anche in relazione alla litologia, proponendo i diagrammi per vari tipi di rocce, tra cui nella Figura 15 si riporta quella per rocce metamorfiche, da cui si ricava la relazione:

$$\sigma_c = 17,307 I_s$$

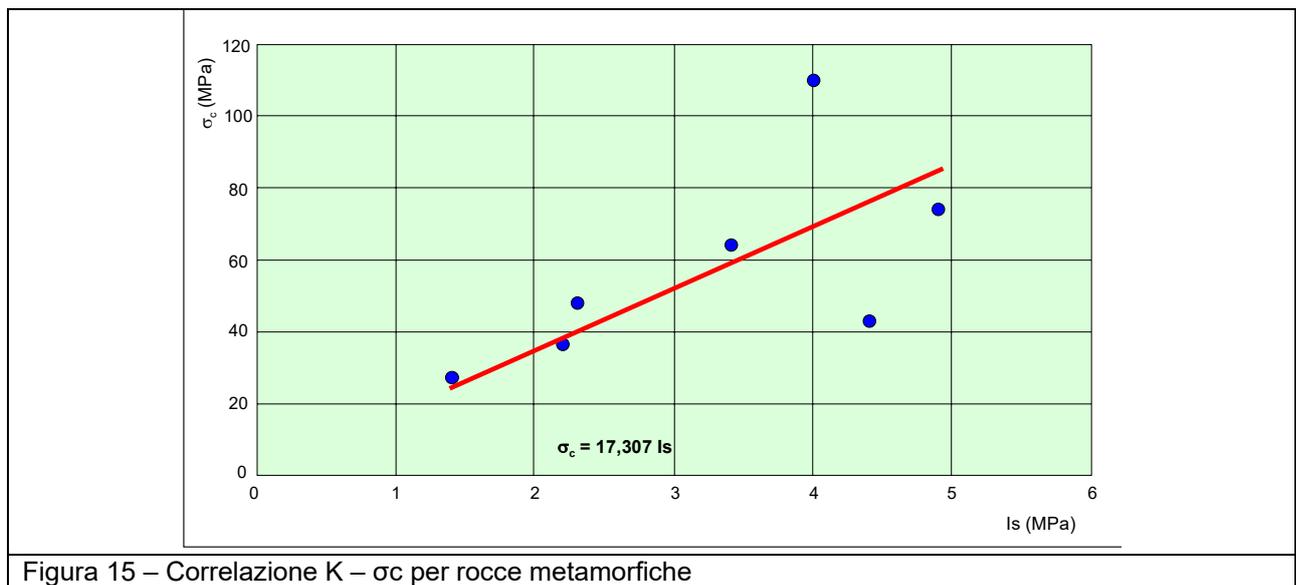


Figura 15 – Correlazione K – σ_c per rocce metamorfiche

Da quanto sopra riportato si può effettuare la correlazione per le prove Point Load, tenendo conto della litologia, con i dati riportati in Tabella 22.

Sondaggio	Campione	Profondità		Is	σ_c	Litologia
		da m	a m			
N°	N°			Mpa	Mpa	
S.3	C.3	11,17	22,25	4,80	83,07	Gneiss
S.3	C.3	11,25	11,33	5,60	96,92	
S.3	C.3	11,33	11,41	1,90	32,88	
S.3	C.3	11,49	11,57	4,40	76,15	
S.3	C.3	11,41	11,49	5,30	91,73	
S.6	C.5	29,03	29,11	2,40	41,54	Micascisto
S.6	C.5	29,22	29,30	1,60	27,69	
S.6	C.5	29,30	29,38	1,90	32,88	
S.7	C.4	51,10	51,18	7,00	121,15	Gneiss
S.7	C.4	51,18	51,26	9,90	171,34	
S.7	C.4	51,26	51,34	4,80	83,07	
S.7	C.5	57,42	57,50	5,50	95,19	
S.7	C.5	57,50	57,58	7,20	124,61	
S.7	C.5	57,58	57,66	4,50	77,88	
S.7	C.5	57,66	57,74	4,50	77,88	

Tabella 22 – Correlazione tra sc ed Is

Infine unificando i litotipi simili ed ordinando tutti i dati disponibili della resistenza a compressione monoassiale e delle prove Poin Load Test, si hanno i valori di cui alla Tabella 23.

Anno	Litologia	σ_c	
		MPa	Media (MPa)
2002	Gneiss	28,76	76,44
		28,80	
		42,80	
		15,60	
		51,64	
83,07			
96,92			
32,88			
76,15			
91,73			
121,15			
171,34			
83,07			
95,19			
124,61			
77,88			
77,88			
2002	Micascisto	27,76	26,29
		21,31	
		49,52	
		19,39	
		11,22	
8,76			
2009	Micascisto	22,87	
		41,54	
		27,69	
		32,88	

Tabella 23 – Valori di resistenza a compressione

Per lo studio della caratterizzazione della roccia lungo lo sviluppo della galleria, risultano significativi i seguenti valori di resistenza a compressione monoassiale con riferimento alle prove dirette del 2002 ed alle prove Prove Point Load Test del 2009.

SO.1	7.0M	28.76 MPa
SO.2	10M	28.80 MPa
SO.2 IMB. BORMIO	37M	42.80 MPa
SP11	21M	15.60 MPa
SP12 IMB. SONDRIO	63M	51.64 MPa

Tabella 24 – Valori significativi per Prove Dirette del 2002.

S3	22 m	83.07 MPa
S3	11 m	96.92 MPa
S3	11 m	32.88 MPa
S3	11 m	76.15 MPa
S3	11 m	91.73 MPa
S7	51 m	121.15 MPa
S7	51 m	171.34 MPa
S7	51 m	83.07MPa
S7	57 m	95.19 MPa
S7	57 m	124.61 MPa
S7	57 m	77.88 MPa
S7	57 m	77.88 MPa

Tabella 25 – Valori significativi per prove Point Load del 2009.

Nella tabella 25, la media dei valori dell'S7 è 107.3 MPa, che può essere considerato rappresentativo per le classi III di scavo con alto ricoprimento.

Escludendo i micascisti, che non vengono interessati direttamente dagli scavi della galleria, i valori rappresentativi delle compressioni monoassiali validi per gli Gneiss da utilizzare per la caratterizzazione dell'ammasso roccioso sono quelli seguenti.

- in classe IV lato SONDRIO (SP12) $\sigma_c = 51.64$ MPa;
- in classe III lato SONDRIO (S3) $\sigma_c = 83.07$ MPa;
- in classe IV faglia (no sondaggi) $\sigma_c = 70.00$ MPa (stimato);
- in classe V faglia (no sondaggi) $\sigma_c = 30.00$ MPa (stimato);
- in classe III (S7) $\sigma_c = 110.0$ MPa;
- in classe IV lato BORMIO (SO.2) $\sigma_c = 42.80$ MPa.

GN01- CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA RELAZIONE TECNICA

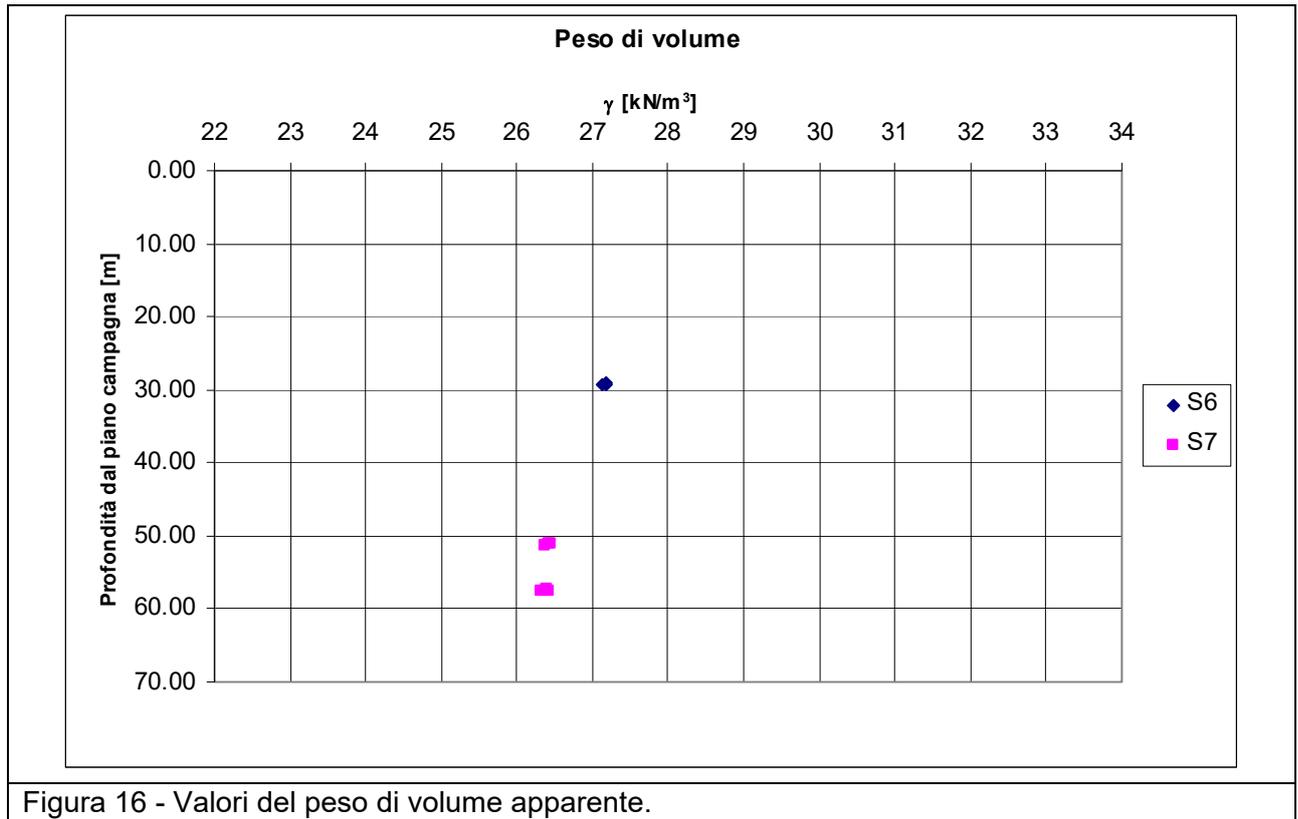


Figura 16 - Valori del peso di volume apparente.

γ_{medio} : 26.62 kN/m^3

S_{qm} : 0.37 kN/m^3

3 QUADRO GEOTECNICO E GEOMECCANICO

3.1 CRITERI DI CLASSIFICAZIONE TECNICA DEGLI AMMASSI ROCCIOSI

Gli ammassi rocciosi sono stati classificati facendo riferimento al Rock Mass Rating (RMR; 1972-1989) di Z.T.Bieniawski.

I parametri geomeccanici considerati, necessari per la determinazione del valore del RMR e della conseguente classe qualitativa dell'ammasso roccioso sono:

- R1: resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta;
- R2: percentuale di recupero modificata (Rock Quality Designation: RQD);
- R3: spaziatura tra i piani di discontinuità principali;
- R4: condizioni delle superfici di discontinuità;
- R5: condizioni idriche in sottoterraneo;
- R6: orientazione dei piani di discontinuità principali rispetto al tracciato di scavo.

Dalla somma del valore assunto per ciascuno dei sei parametri si ottiene il valore numerico del RMR, in funzione del quale all'ammasso roccioso viene assegnata una delle cinque classi geomeccaniche di Bieniawski.

3.2 CRITERI DI CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA

Il comportamento degli ammassi rocciosi fratturati è stato caratterizzato mediante l'utilizzo del modello costitutivo proposto da Hoek-Brown:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \cdot \left[\left(m_b \cdot \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} \right) + s \right]^a$$

ove:

- σ_1 : sforzo principale massimo applicato a rottura;
- σ_3 : sforzo principale minimo applicato a rottura;
- σ_{ci} : resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta;
- m_b ; s ; a : coefficienti dipendenti dalle caratteristiche dell'ammasso roccioso.

L'utilizzo del criterio di Hoek-Brown per la modellazione del comportamento degli ammassi rocciosi fratturati si basa su tre proprietà intrinseche degli stessi:

- σ_{ci} : resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta;
- m_i : costante di Hoek-Brown relativa alla roccia intatta;
- GSI: valore del Geological Strength Index relativo all'ammasso roccioso.

La resistenza di un ammasso roccioso fratturato dipende, quindi, dalle proprietà del materiale roccia intatto di cui è costituito e, attraverso il GSI, dalle differenti condizioni di fratturazione ed alterazione. Il valore del Geological Strength Index (GSI) deriva da quello del Rock Mass Rating (RMR), attraverso la relazione:

- $GSI = BMR - 5$

ove:

- $BMR = RMR$ calcolato considerando $R5 = 15$ e $R6 = 0$.

Questa relazione è applicabile per valori di GSI > 25, come per gli ammassi rocciosi in oggetto.

Coefficienti $m_b - s - a$ caratteristici dell'ammasso roccioso.

I parametri che descrivono la resistenza dell'ammasso roccioso sono calcolati come segue:

$$m_b = m_i \exp\left[\frac{GSI-100}{28-14D}\right]$$

$$s = \exp\left[\frac{GSI-100}{9-3D}\right]$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}(e^{-GSI/15} - e^{-20/3})$$

Ove D è un fattore dipendente dal grado di disturbo cui è soggetto l'ammasso roccioso in relazione alla metodologia di scavo e agli sforzi tensionali presenti ($0 \leq D \leq 1$; valore nullo per ammasso indisturbato).

Resistenza a compressione dell'ammasso roccioso.

La resistenza d'ammasso è ottenibile dalle relazioni:

$$\sigma_c = \sigma_{ci} * s^a$$

$$\sigma_{cm} = \sigma_{ci} \cdot \frac{(m_b + 4s - a(m_b - 8s))(m_b / 4 + s)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)}$$

ove:

- σ_c = resistenza a compressione monoassiale dell'ammasso roccioso ottenuta dal criterio di rottura di Hoek-Brown (σ_1 per $\sigma_3 = 0$);
- σ_{cm} = resistenza a compressione globale dell'ammasso roccioso.

La σ_{cm} esprime il comportamento globale di un ammasso roccioso in condizioni di scarso confinamento; le dimensioni della zona soggetta a tali condizioni risultano nella realtà pratica superiori a quelle della zona localizzata in cui si ha effettivamente $\sigma_3 = 0$, per cui nell'insieme la resistenza (σ_{cm}) risulta maggiore a quella limite (σ_c).

Coesione, angolo di resistenza al taglio e dilatanza dell'ammasso roccioso.

I valori dell'angolo di resistenza al taglio " φ " e della coesione "c" che esprimono la resistenza del materiale secondo il criterio di rottura lineare di Mohr-Coulomb sono espressi attraverso le seguenti relazioni suggerite dall'Autore:

$$\varphi = \text{sen}^{-1} \left[\frac{6am_b (s + m_b \sigma_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b (s + m_b \sigma_{3n})^{a-1}} \right]$$

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

ove:

$$\sigma_{3n} = \sigma_{3\max} / \sigma_{ci}$$

$$\sigma_{3\max} = \sigma_{cm} \cdot 0.47 \left(\frac{\sigma_{cm}}{\gamma H} \right)^{-0.94}$$

(H = profondità)

La linearizzazione viene effettuata in accordo al criterio per gallerie suggerito dall'Autore.

La dilatanza " α " è ricavabile dalla correlazione empirica:

$$\alpha = \varphi / K$$

Per ammassi rocciosi quali quello in oggetto il coefficiente K può essere assunto pari a 8.

Modulo di Deformazione

Il valore del Modulo di deformazione dell'ammasso roccioso è ottenibile tramite le relazioni:

$$E_D = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \cdot \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} \cdot 10^{\left(\frac{GSI-10}{40}\right)} \quad [\text{GPa}]$$

applicabile per i casi in cui $\sigma_{ci} \leq 100$ MPa.

$$E_D = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \cdot 10^{\left(\frac{GSI-10}{40}\right)} \quad [\text{GPa}]$$

applicabile per i casi in cui $\sigma_{ci} > 100$ MPa.

3.3 CARATTERIZZAZIONE DEI TERRENI E DEGLI AMMASSI ROCCIOSI

3.3.1 GALLERIA NATURALE: CLASSIFICAZIONE GEOMECCANICA, PARAMETRI FISICI, DI RESISTENZA E DEFORMAZIONE

- Rock Mass Rating e Geological Strength Index

Nella Tabella seguente si riportano i valori del RMR e le relative classi geomeccaniche che si ritengono rappresentative della maggior parte dello sviluppo della galleria. Essi sono stati ricavati partendo dal valore medio dei rating parziali (ad esclusione di R4, R5 e R6) e sottraendo o sommando lo scarto quadratico medio ottenuto per i medesimi parametri. Ciò non esclude che in tratte localizzate di ridotta estensione e perciò non influenti sul comportamento globale del cavo e di ridotta lunghezza rispetto allo sviluppo longitudinale del tracciato, si possano avere condizioni geomeccaniche differenti da quelle di seguito riportate. Si riportano anche i corrispondenti valori di BMR e di GSI.

Parametro	minimi		medi		massimi	
	Valore	Rating	Valore	Rating	Valore	Rating
R1 [Mpa]	30	4	70	7	110	12
R2 [%]	32.4	8	52.5	13	72.6	13
R3 [mm]	70	8	120 ÷ 150	8	300	10
R4	/	10	/	20	/	25
R5	venute	0	stillicidi	4	stillicidi	4
R6	molto sfavorevole	-12	molto sfavorevole	-12	molto sfavorevole	-12
RMR	18		40		52	
Classe	V		IV		III	
BMR	45		63		75	
GSI	40		58		70	

Tabella 26 - Riassunto risultati per la determinazione di RMR, BMR e di GSI

La qualità geomeccanica degli ammassi rocciosi presenti nell'area interessata dallo scavo in sotterraneo è variabile da una classe III ad una classe V; in particolare la classe V (stimabile dai

valori inferiori di RMR) si riferisce ad ammassi intensamente fratturati presenti verosimilmente in corrispondenza dell'attraversamento della zona in faglia.

Il parametro R6 è stato valutato considerando l'orientazione della scistosità (ritenuta essere la principale famiglia di discontinuità) rispetto al tracciato dell'opera.

Per il parametro R5 nelle classi III e IV è stata considerata, prudenzialmente, la condizione di "stillicidio".

- Caratteristiche fisiche e meccaniche

Nei grafici seguenti si riportano gli involuipi di rottura di Hoek-Brown ed i relativi valori dei parametri m_b , s , a e del modulo elastico per l'ammasso roccioso in questione, svolti utilizzando il programma di calcolo RocLab.

Si riportano i dati utilizzati:

PK	Classe	H (m)	γ (Kn/mc)	GSI	σ (MPa)	m_i	D	MR
5270 - 5420	IV	37.50	27	58	51.64	28	0.5	525
5420 - 5480	III	41.50	27	70	83.07	28	0.5	525
5480-5490	IV	42.50	27	58	70	28	0.5	525
5490 - 5510	V	42.50	27	40	30	28	0.8	525
5510 - 5520	IV	42.50	27	58	70	28	0.5	525
5520 - 6010	III	91.50	27	70	110	28	0.5	525
6010 – 6048.26	IV	30.50	27	58	42.80	28	0.5	525

Tabella 27 – Dati utilizzati per il calcolo degli involuipi di rottura di HOEK-BROWN.

Per il parametro m_i relativo alla roccia intatta si è considerato un valore pari a 28, secondo le indicazioni di letteratura (28+-5 valido per gli Gneiss).

Per la valutazione del Modulo Elastico di roccia Intatta E_i , si considera una correlazione con la compressione monoassiale della roccia secondo la seguente formulazione legata a MR:

$$- E_i = MR \sigma \quad \text{con } MR = 525+-225 \text{ valido per gli Gneiss.}$$

Si assume nei calcoli $MR=525$.

Per il parametro D si considera una condizione di disturbo media indotta dallo scavo nell'ammasso legata ai metodi di scavo previsto con esplosivo pari a 0.5, mentre in classe V in faglia si considera un fattore di disturbo D pari a 0.8.

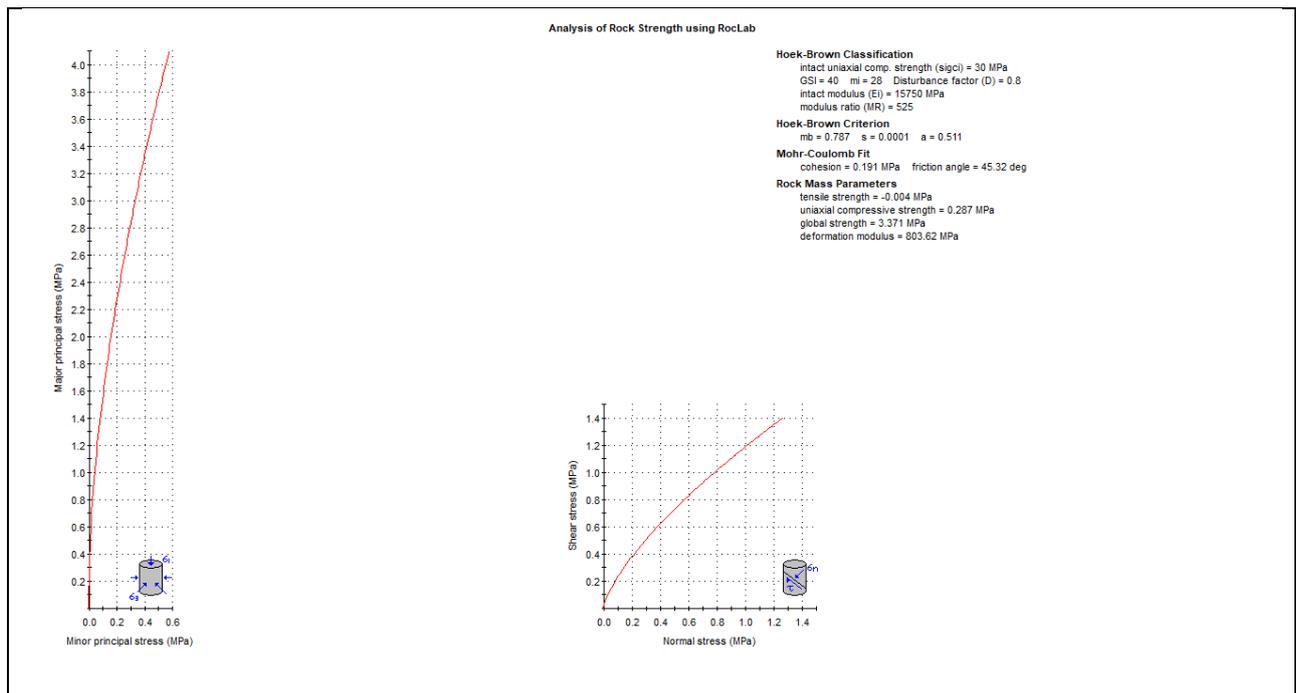


Figura 17 – Parametri dell’ammasso per Classe V in faglia tra PK 5490 e 5510.

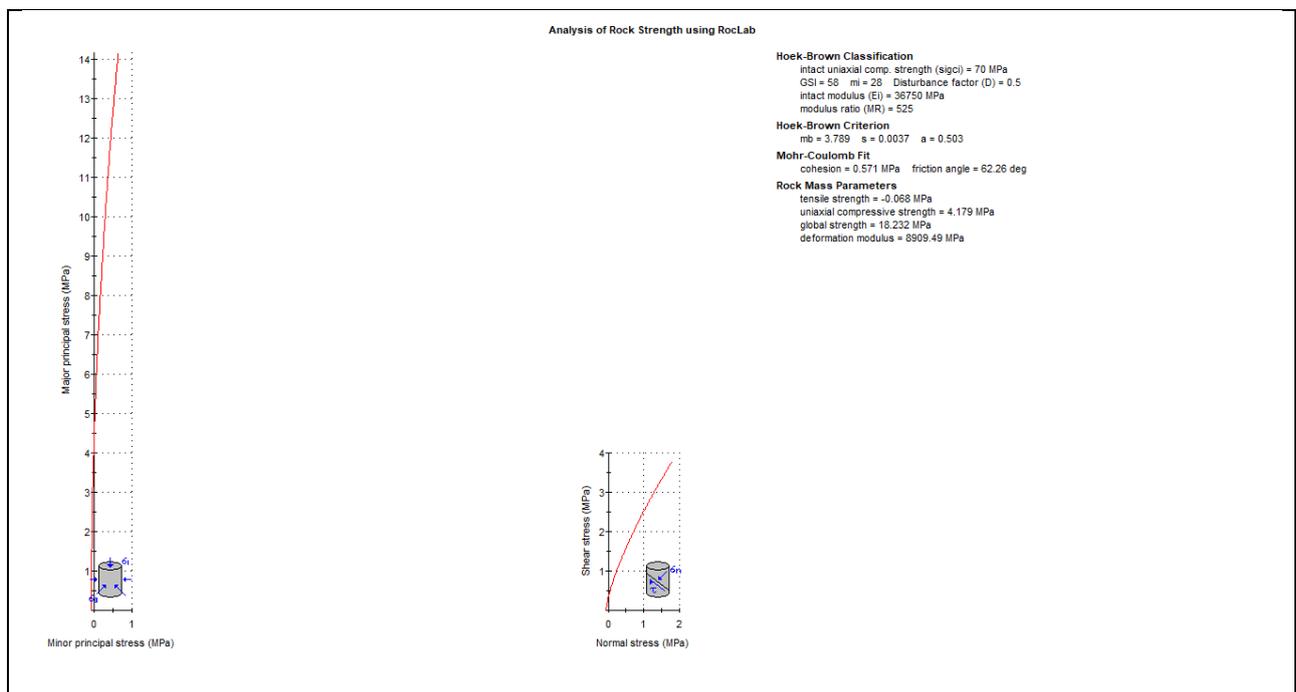


Figura 18 – Parametri dell’ammasso per Classe IV in aderenza faglia tra le PK 5480 e 5490 e tra le PK 5510 e 5520.

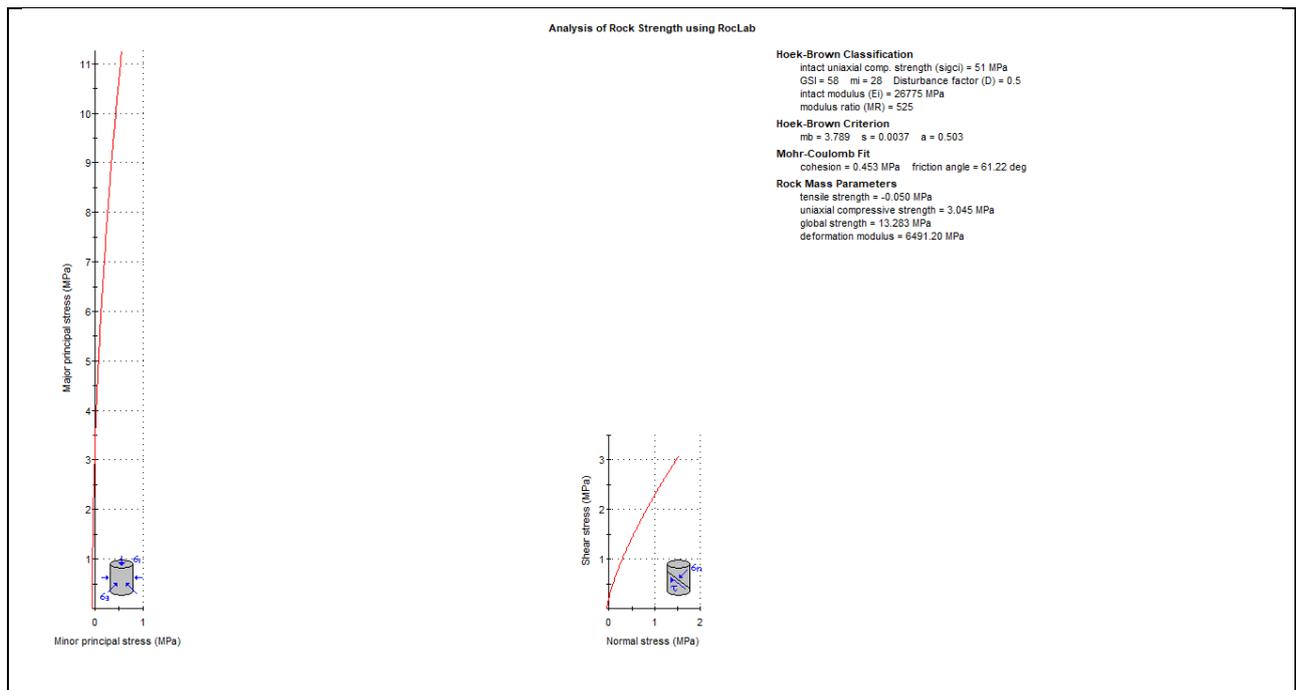


Figura 19 – Parametri dell’ammasso per Classe IV lato Sondrio tra PK 5270 e 5420.

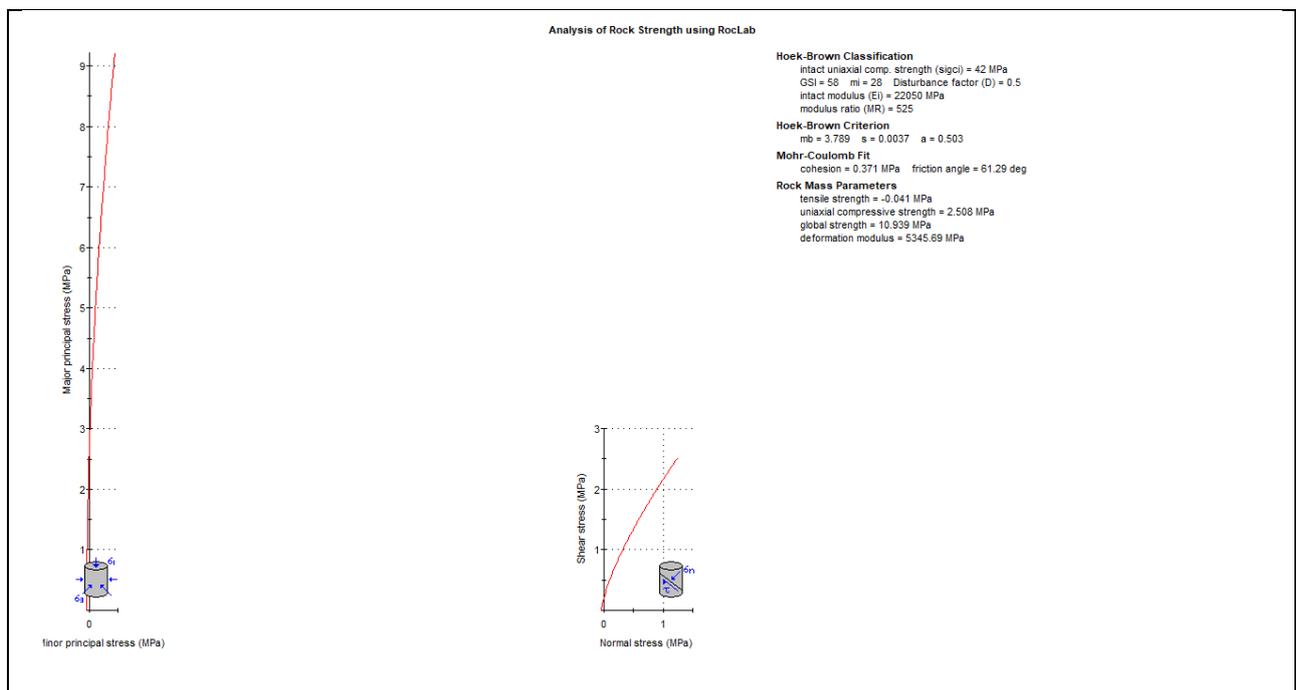


Figura 20 – Parametri dell’ammasso per Classe IV lato Bormio tra PK 6010 e 6048.26

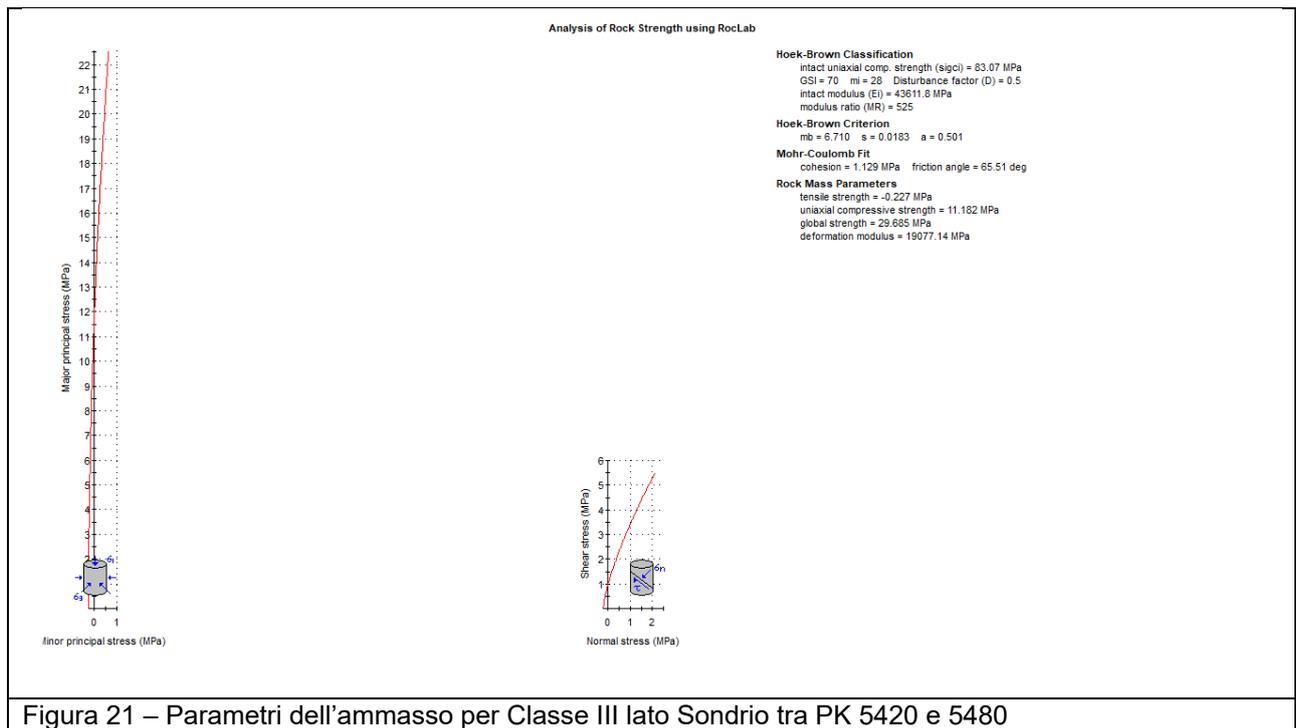


Figura 21 – Parametri dell’ammasso per Classe III lato Sondrio tra PK 5420 e 5480

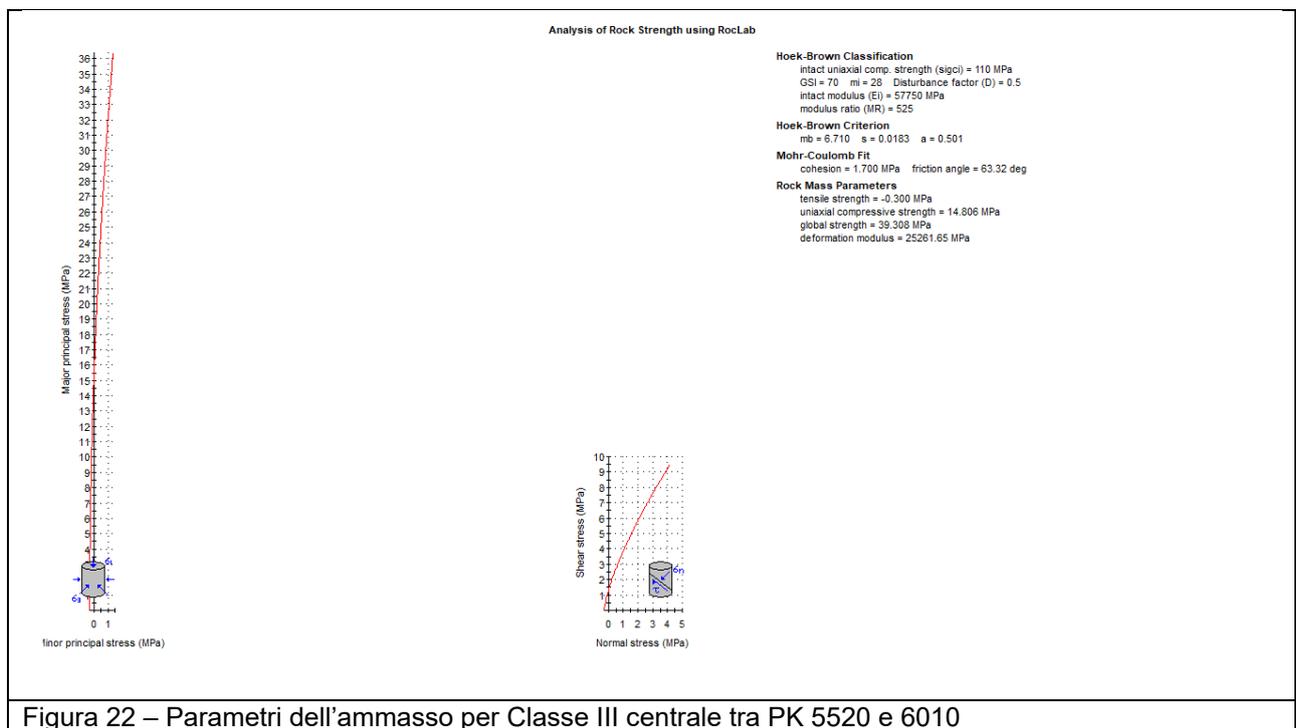


Figura 22 – Parametri dell’ammasso per Classe III centrale tra PK 5520 e 6010

3.3.2 IMBOCCHI E TRATTO IN MATERIALE SCIOLTO DELLA GALLERIA NATURALE

La definizione dei parametri geotecnici per i terreni incoerenti è stata effettuata sulla scorta di tutti i dati ricavabili dalle prove SPT, dalle prove pressiometriche e dalle analisi geotecniche di laboratorio.

PARAMETRI DI TAGLIO

Poiché i parametri di taglio dei terreni incoerenti dipendono, oltre che dal grado di addensamento, anche dalla forma dei granuli e dalle caratteristiche granulometriche, vengono riportati i valori dell'angolo di attrito φ' con riferimento alle singole zone di indagine.

Il valore riportato per sondaggio rappresenta la media dei valori ricavabili da tutte le prove SPT effettuate nel suddetto sondaggio.

La caratterizzazione geotecnica può essere rivista in dettaglio in relazione alla ubicazione delle opere e delle prove disponibili nelle indagini più vicine alle zone interessate.

- Depositi alluvionali (UG1)

Nella Tabella 28 seguente sono riportati i valori dell'angolo di attrito φ' ricavati per tutte le prove SPT, con N_{spt} normalizzato.

DEPOSITI ALLUVIONALI		
JAPANESE NATIONAL RAILWAY		
Anno	Sondaggio	Angolo di attrito (media)
	N°	φ' (°)
2002	SP.1	34,41
	S.2	38,28
	SP.3	36,20
	S.4	45,40
	SP.5	33,54
	S.6	33,42
	SP.7	32,84
	S.8	34,21
	SP.9	35,69
2009	SP.14	31,39
	S.1	39,22
	S.8	35,13
2019	S.9	34,84
	S.2DH	35,42
	S.03	34,66
	S.04PZ	34,72
	S.05	34,21
	S.06DH	34,37
	S.07PZ	33,55
	S.08PZ	33,29

Tabella 28 – Valori di φ' secondo lo Japanese National Railway

Per le prove in cui il valore N_{spt} rilevato nel corso dei sondaggi è maggiore di 50 è stata apportata la correzione per la granulometria da cui si ricavano i valori riportati in Tabella 29, in cui vengono riportati i valori dell'angolo di attrito a volume costante (φ_{cv}), di picco (φ_p) ed intermedio (φ) (quest'ultimo è prossimo al valore che caratterizza la fase di rottura del terreno).

Difatti durante la fase di rottura di un terreno incoerente, come avviene nella scatola del taglio diretto, i singoli granuli si spostano dalla loro configurazione iniziale e tendono ad assumere un assetto più denso; lo sforzo di taglio massimo o di picco (φ_p) è dovuto al mutuo incastro iniziale tra le particelle ed il superamento di tali condizioni avviene con una sensibile variazione di volume

(dilatazione). Superato il valore di picco si ha gradualmente un decremento di resistenza al taglio sino al raggiungimento di un valore ultimo che si mantiene costante senza variazioni di volume, noto come “angolo di attrito a volume costante” (φ_{cv}).

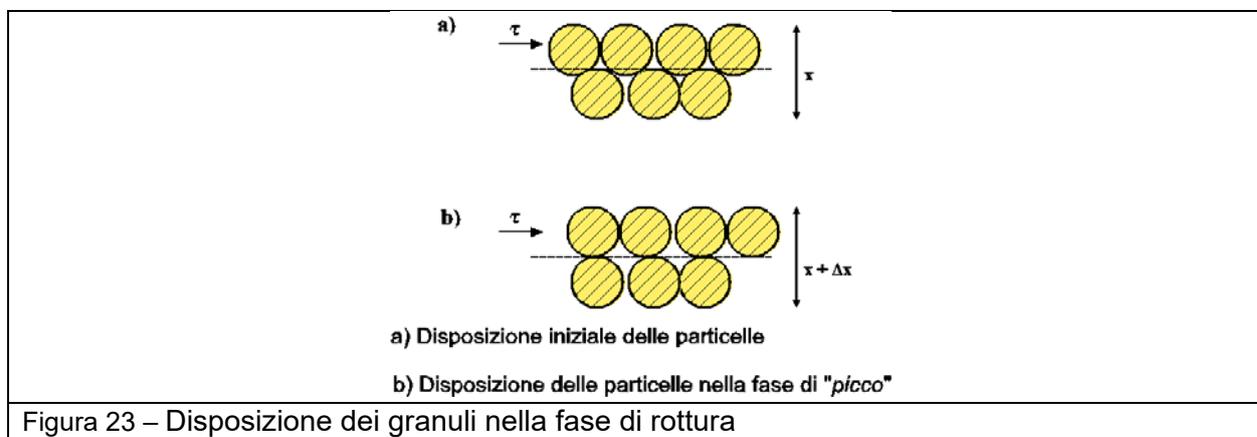


Figura 23 – Disposizione dei granuli nella fase di rottura

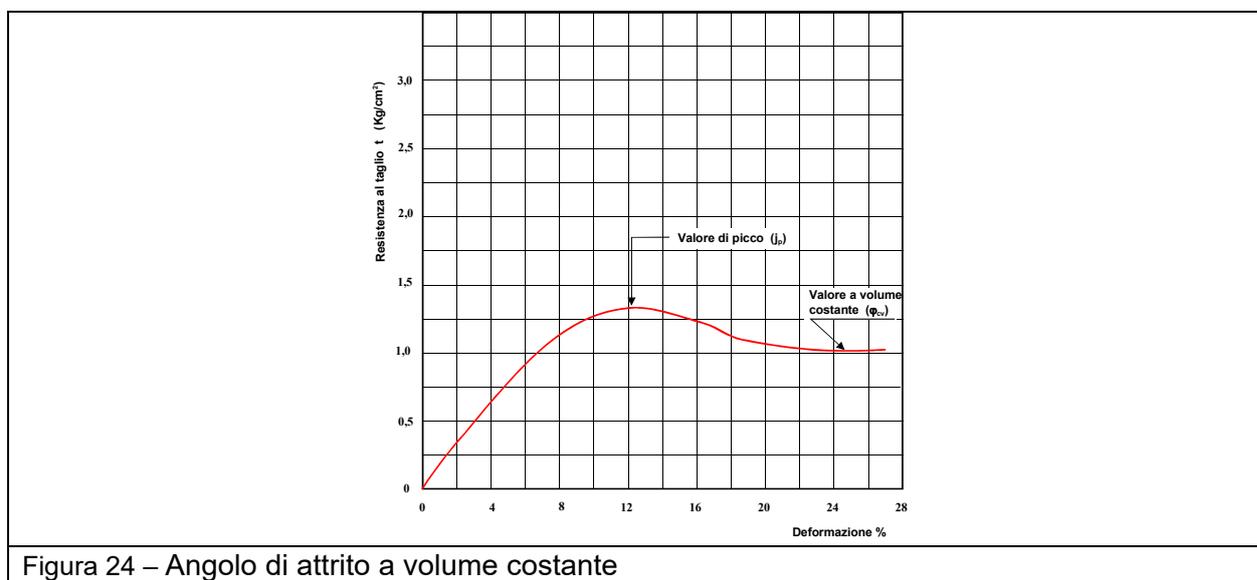


Figura 24 – Angolo di attrito a volume costante

Lungo una superficie di rottura, come nel caso della rottura globale del terreno, il grado di resistenza al taglio non è uguale lungo tutta la superficie stessa, ma sussistono dei punti in cui si ha la massima concentrazione dello sforzo di taglio; se il materiale, quale ad esempio una sabbia ben addensata, presenta valori di resistenza al taglio per piccole deformazioni (valori di picco) marcatamente superiori a quelli corrispondenti a grandi deformazioni senza variazioni di volume (valori a volume costante), all'istante della rottura la resistenza media disponibile lungo tutta la superficie deve necessariamente avere un valore intermedio.

A tal proposito studi di YAMAGUCHI et Al. (1977) hanno dimostrato che l'angolo di attrito disponibile a rottura per la valutazione della Q_{lim} risulta prossimo a quello a volume costante (φ_{cv}) anziché a quello di picco (φ_p).

NEGUSSEY et Al. (1986) hanno sottolineato che φ_{cv} è un parametro legato in primo luogo alle caratteristiche mineralogiche del materiale ed è indipendente dalle dimensioni delle particelle.

Riassumendo, quindi, apportando la correzione ai valori N_{spt} che tiene conto delle caratteristiche granulometriche solo nelle prove con $N_{spt} > 50$ [AMANTIA SCUDERI F. (1995)], i conseguenti

GN01- CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA RELAZIONE TECNICA

valori dell'angolo di attrito sono da riferire ai parametri di taglio della fase di rottura a volume costante (ϕ_{cv}), che può considerarsi legata ai valori di ϕ_p dalla seguente relazione:

$$\phi_{cv} = \arctan(\tan \phi_p / 1,250)$$

LAMBE & WHITMAN (1969) forniscono alcuni valori indicativi di ϕ_p e ϕ_{cv} , riassunti nella Tabella 30, che confermano il rapporto tra i due valori.

DEPOSITI ALLUVIONALI				
CORREZIONE PER GRANULOMETRIA				
Anno	Sondaggio	Angolo di attrito a volume costante (media)	Angolo di attrito di picco (media)	Angolo di attrito - Valore intermedio
	N°	ϕ_{cv} (°)	ϕ_p (°)	ϕ_i (°)
2002	SP.1	36,31	42,57	39,44
	S.2	35,80	42,03	38,91
	SP.3	36,77	43,04	39,90
	S.4	34,23	40,38	37,31
	S.8	32,95	39,01	35,98
	SP.9	33,20	39,28	36,24
2009	SP.14	33,50	39,60	36,55
	S.1	35,37	41,58	38,48
	S.8	35,04	41,23	38,13
	S.9	34,99	41,18	38,09

Tabella 29 – Valori di ϕ' corretti per la granulometria

	ϕ_p		ϕ_{cv}
	Densità media	Densa	
Sabbia uniforme da fine a media	30° - 34°	32° - 36°	26° - 30°
Sabbia mista	34° - 40°	38° - 46°	30° - 34°
Sabbia e ghiaia	36° - 42°	40° - 48°	32° - 36°

Tabella 30 – LAMBE & WHITMAN (1969) Valori indicativi di ϕ_p e ϕ_{cv}

Pertanto ai depositi alluvionali si possono affidare i seguenti parametri di caratteristici e di calcolo, sempre per zone rappresentate dai sondaggi (Tabella 31).

Anno	Sondaggio	Angolo di attrito	Correzione per granulometria	Valore caratteristico	Valore di calcolo
	N°	ϕ' (°)	ϕ' (°)	ϕ'_c (°)	ϕ'_{cal} (°)
2002	SP.1	34,41	39,44	36,93	32,47
	S.2	38,28	38,91	38,60	34,26
	SP.3	36,20	39,90	38,05	33,67
	S.4	45,40	37,31	41,35	37,33
	SP.5	33,54		33,54	28,98
	S.6	33,42		33,42	28,87
	SP.7	32,84		32,84	28,28
	S.8	34,21	35,98	35,10	30,57
	SP.9	35,69	36,24	35,96	31,46
	SP.14	31,39	36,55	33,97	29,42
2009	S.1	39,22	38,48	38,85	34,53
	S.8	35,13	38,13	36,63	32,16
	S.9	34,84	38,09	36,46	31,98
2019	S.2DH	35,42	38,75	37,08	32,64
	S.03	34,66	39,36	37,01	32,56
	S.04PZ	34,72	36,47	35,60	31,08
	S.05	34,21		34,21	29,66
	S.06DH	34,37	36,80	35,59	31,07
	S.07PZ	33,55	36,66	35,11	30,57
	S.08PZ	33,29	35,88	34,59	30,04
		Media valori		36,04	31,58

Tabella 31 – Depositi alluvionali - Valori caratteristici e di calcolo dell'angolo di attrito

- Conoidi (UG2-1)

Per i depositi di conoide nella Tabella 32 sono riportati i valori dell'angolo di attrito ϕ' ricavati per tutte le prove SPT, con N_{spt} normalizzato.

CONOIDI		
JAPANESE NATIONAL RAILWAY		
Anno	Sondaggio	Angolo di attrito (media)
	N°	ϕ' (°)
2002	SP.11	34,22
	SP.13	34,22
	SP.15	33,52
	SP.16	34,73
2009	S.2	42,28
	S.10	44,15
2019	S.01	35,19
		38,91
		41,18
	S.06DH	41,27
		39,47
	S.11DH	42,31
		35,89
		36,64

Tabella 32 – Valori di ϕ' secondo lo Japanese National Railway

Anche in questo caso, così come per i depositi alluvionali, per le prove in cui il valore N_{spt} rilevato nel corso dei sondaggi è maggiore di 50 è stata apportata la correzione per la granulometria da cui si ricavano i valori riportati in Tabella 33., in cui vengono riportati i valori dell'angolo di attrito a volume costante (ϕ_{cv}), di picco (ϕ_p) ed intermedio.

CONOIDI				
CORREZIONE PER GRANULOMETRIA				
Anno	Sondaggio	Angolo di attrito a volume costante (media)	Angolo di attrito di picco (media)	Angolo di attrito - Valore intermedio
	N°	ϕ_{cv} (°)	ϕ_p (°)	ϕ_i (°)
2002	SP.13	33,82	39,95	36,88
	SP.15	33,65	39,76	36,71
	SP.15	34,59	40,76	37,68
	SP.15	35,10	41,30	38,20
	SP.15	33,56	39,66	36,61
	SP.15	32,81	38,86	35,83

Tabella 33 - Valori di ϕ' corretti per la granulometria

E', quindi, possibile affidare ai depositi di conoide i seguenti parametri di caratteristici e di calcolo, sempre per zone rappresentate dai sondaggi.

GN01- CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA RELAZIONE TECNICA

Anno	Sondaggio	Angolo di attrito	Correzione per granulometria	Valore caratteristico	Valore di calcolo
	N°	φ' (°)	φ' (°)	φ'_c (°)	φ'_{cal} (°)
2002	SP.11	34,22		34,22	29,67
	SP.13	34,22		34,22	29,67
			36,88	36,88	
	SP.15	33,52		33,52	28,96
			36,71	36,71	
			37,68		
			38,20		
		36,61			
		35,83			
	SP.16	34,73		34,73	30,19
2009	S.2	42,28		42,28	38,39
	S.10	44,15		44,15	40,60
2019	S.01	35,19		35,19	30,66
		38,91		38,91	34,60
		41,18		41,18	37,12
	S.06DH	41,27		41,27	37,24
		39,47		39,47	35,22
		42,31		42,31	38,42
	S.11DH	35,89		35,89	31,38
		36,64		36,64	32,17
			Valori medi	37,75	33,60

Tabella 34 - Conoidi - Valori caratteristici e di calcolo dell'angolo di attrito

- **Morene (UG2-2)**

Per morene nella Tabella 35 sono riportati i valori dell'angolo di attrito φ' ricavati per tutte le prove SPT, con N_{spt} normalizzato.

MORENE		
JAPANESE NATIONAL RAILWAY		
Anno	Sondaggio	Angolo di attrito (media)
	N°	φ' (°)
2002	SP.12	32,77
	SP.12	
2009	S.4	32,10
	S.4	
	S.5	34,08
	S.5	
	S.6	33,98
2019	S.11DH	32,72
	S.11DH	

Tabella 35 – Valori di φ' secondo lo Japanese National Railway

E', quindi, possibile affidare alle morene i seguenti parametri di caratteristici e di calcolo, sempre per zone rappresentate dai sondaggi.

Anno	Sondaggio	Angolo di attrito	Valore caratteristico	Valore di calcolo
	N°	φ' (°)	φ'_c (°)	φ'_{cal} (°)
2002	SP.12	32,77	32,77	28,21
2009	S.4	32,10	32,10	27,55
	S.5	34,08	34,08	29,53
	S.6	33,98	33,98	29,43
2019	S.11DH	32,72	32,72	28,16
		Valori medi	33,13	28,58

Tabella 36 - Morene - Valori caratteristici e di calcolo dell'angolo di attrito

Per quanto attiene al comportamento meccanico dei depositi morenici durante lo scavo in galleria è opportuno sottolineare come la presenza di una matrice di sabbia fina, localmente limosa, al di sopra della falda induca, per fenomeni di capillarità, delle tensioni interstiziali negative, fenomeno, questo, designato come “suzione”, che da luogo ad una coesione apparente.

Tale coesione è presente sin tanto che sussistono le condizioni di capillarità.

La resistenza al taglio disponibile in un terreno a grana fine, parzialmente saturo, viene convenzionalmente espressa da una relazione che è una variazione del criterio di rottura di Mohr:

– **Coulomb per i terreni incoerenti:**

$$\tau' = C' + \sigma_n \cdot \tan\varphi' + (U_a - U_w) \cdot \tan\varphi_b$$

In cui:

τ resistenza al taglio:

C' coesione apparente:

σ_n tensione normale:

φ' angolo di attrito efficace:

φ_b è una proprietà del materiale che rappresenta l'incremento di resistenza dovuto alla pressione interstiziale negativa:

U_a pressione dell'aria:

U_w pressione dell'acqua nei pori.

In pratica al contributo di resistenza frizionale rappresentato dal termine $\sigma_n \cdot \tan\varphi'$ e di resistenza non drenata c' si aggiunge una componente di resistenza di suzione dipendente dalla differenza di pressione aria-acqua e dal parametro φ_b .

Quest'ultimo varia con il grado di saturazione oltre che con la tipologia di terreno, di fluido e con la porosità. Nella fascia capillare dove il terreno è saturo ma le pressioni sono negative si ha $\varphi_b = \varphi'$.

Per una pressione di suzione pari a 0,3 Kg/cm², ponendo $\varphi_b = \varphi'$, si ottiene una coesione apparente di circa 0,48 Kg/cm².

Nelle verifiche in galleria per i suddetti terreni si può assumere come giustamente cautelativo il valore di:

- **Coesione apparente $C_a = 10$ kPa**

GN01- CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA RELAZIONE TECNICA

CARATTERISTICHE FISICHE E GRANULOMETRICHE

Le caratteristiche granulometriche vengono determinate sulla scorta delle analisi geotecniche di laboratorio effettuate nelle campagne di indagini del 2002, del 2009 e del 2019.

Sono state effettuate le seguenti analisi geotecniche di laboratorio.

Anno	Tipo di analisi	N° analisi
2002	Granulometria	83
	Limiti di Atterberg	71
	Peso specifico dei grani	39
2009	Granulometria	40
2019	Peso specifico dei grani	1
	Granulometria	1
	Prova di taglio diretto	1

Tabella 37 – Analisi geotecniche di laboratorio

Nella Tabella 38 sono riportate le analisi granulometriche effettuate nel 2002 ed i relativi litotipi, da cui risulta che su un totale di N° 83 analisi granulometriche:

- N° 64 ricadono nei depositi alluvionali;
- N° 29 ricadono nei depositi di conoide.

SONDAGGIO	CAMPIONE	PROFONDITA' (m)	ANALISI					FRAZIONE PREVALENTE IN %
			C.R.	S	A	L	P.S.	
SP16	C1	1.00 / 1.20	X	X	X	X	NO	GHIAIA
SP16	C2	3.50 / 3.70	X	X	X	X	X	GHIAIA
SP16	C3	9.50 / 9.70	X	X	X	X	X	GHIAIA
SP16	C4	14.50 / 14.70	X	X	X	X	NO	GHIAIA
SP9	C1	4.80 / 5.00	X	X	X	X	X	GHIAIA
SP9	C2	9.50 / 9.70	X	X	X	X	NO	GHIAIA
SP9	C3	13.00 / 13.20	X	X	X	X	X	GHIAIA
SP9	C4	17.30 / 17.50	X	X	X	X	NO	GHIAIA
SP9	C5	24.70 / 24.90	X	X	X	X	X	GHIAIA
SP9	C6	29.80 / 29.90	X	X	X	X	NO	GHIAIA
S4	C1	2.50 / 2.70	X	X	X	X	X	GHIAIA
S4	C2	5.30 / 5.50	X	X	X	X	NO	SABBIA
SP1	C1	1.80 / 2.00	X	X	NO	X	NO	GHIAIA
SP1	C2	7.30 / 7.50	X	X	NO	X	X	GHIAIA
SP1	C3	11.20 / 11.40	X	X	X	X	NO	GHIAIA
SP1	C4	18.80 / 19.00	X	X	X	X	X	SABBIA
SP1	C5	24.80 / 25.00	X	X	X	X	NO	GHIAIA
SP1	C6	29.80 / 30.00	X	X	X	X	X	SABBIA
S6	C1	1.80 / 2.00	X	X	X	X	X	GHIAIA
S6	C2	8.80 / 9.00	X	X	X	X	NO	GHIAIA
S6	C3	14.80 / 15.00	X	X	X	X	X	GHIAIA
S6	C4	19.80 / 20.00	X	X	X	X	NO	GHIAIA
S6	C5	24.80 / 25.00	X	X	X	X	X	GHIAIA
S6	C6	29.80 / 29.90	X	X	NO	NO	NO	GHIAIA
S8	C1	2.00 / 2.20	X	X	X	X	X	GHIAIA
S8	C2	8.80 / 9.00	X	X	X	X	NO	GHIAIA
S8	C3	12.00 / 12.20	X	X	X	X	X	GHIAIA
S8	C4	14.80 / 15.00	X	X	X	X	NO	SABBIA
S8	C5	24.80 / 25.00	X	X	X	X	X	GHIAIA
SP5	C1	2.00 / 2.20	X	X	NO	X	X	GHIAIA
SP5	C2	8.50 / 8.70	X	X	X	X	NO	GHIAIA
SP5	C3	13.30 / 13.50	X	X	X	X	X	SABBIA
SP13	C1	3.80 / 4.00	X	X	X	X	NO	GHIAIA
SP13	C2	6.20 / 6.40	X	X	X	X	X	SABBIA
SP13	C3	13.30 / 13.50	X	X	NO	X	NO	GHIAIA
SP13	C4	18.00 / 18.20	X	X	X	X	X	GHIAIA
SP13	C5	24.30 / 24.50	X	X	X	X	NO	GHIAIA
P2	C1	0.50	X	X	X	X	NO	SABBIA
P3	C1	0.50	X	X	X	X	NO	SABBIA
P4	C1	0.50	X	X	X	X	NO	SABBIA
P5	C1	0.50	X	X	X	X	NO	SABBIA
P6	C1	0.50	X	X	X	X	NO	SABBIA
SO2	C1	2.00 / 2.20	X	X	X	X	NO	SABBIA
SP7	C1	1.80 / 2.00	X	X	X	X	X	GHIAIA
SP7	C2	8.50 / 8.70	X	X	NO	NO	NO	SABBIA
SP7	C3	12.80 / 13.00	X	X	NO	X	NO	GHIAIA
SP7	C4	16.00 / 16.30	X	X	X	X	NO	GHIAIA
SP7	C5	22.00 / 22.20	X	X	NO	X	X	SABBIA
SP7	C6	29.50 / 29.70	X	X	X	X	X	SABBIA
SP14	C1	2.80 / 3.00	X	X	X	X	NO	SABBIA
SP14	C2	6.80 / 7.00	X	X	X	X	X	GHIAIA
SP14	C3	11.80 / 12.00	X	X	NO	X	NO	GHIAIA
SP14	C4	17.00 / 17.20	X	X	NO	NO	X	GHIAIA
SP14	C5	24.00 / 24.20	X	X	X	X	X	GHIAIA
SP14	C6	29.00 / 29.20	X	X	X	X	X	SABBIA
SP14	C7	31.80 / 32.00	X	X	NO	X	NO	GHIAIA
SP14	C8	38.70 / 39.00	X	X	X	X	X	GHIAIA
SP14	C9	48.80 / 50.00	X	X	X	X	NO	GHIAIA
SP14	C10	54.80 / 55.00	X	X	X	X	X	SABBIA
SP14	C11	59.30 / 59.50	X	X	X	X	NO	GHIAIA
SP14	C12	64.70 / 64.90	X	X	X	X	X	GHIAIA
SP14	C13	66.80 / 67.00	X	X	X	X	NO	GHIAIA
SP14	C14	68.80 / 69.00	X	X	X	X	X	GHIAIA
SP10	C1	2.80 / 3.00	X	X	X	X	X	GHIAIA
SP10	C2	12.00 / 12.20	X	X	X	X	NO	GHIAIA
SP15	C1	3.00 / 3.20	X	X	X	X	NO	GHIAIA
SP15	C2	7.80 / 8.00	X	X	X	X	X	GHIAIA
SP15	C3	10.00 / 10.20	X	X	X	X	NO	GHIAIA
SP15	C4	18.00 / 18.20	X	X	X	X	X	GHIAIA
SP15	C5	21.80 / 22.00	X	X	X	X	NO	GHIAIA
SP15	C6	28.90 / 30.00	X	X	X	X	X	GHIAIA
SP15	C7	33.80 / 34.00	X	X	X	X	NO	GHIAIA

Tabella 38 - Analisi granulometriche anno 2002 – Giallo = Alluvioni; Azzurro = conoidi

GN01- CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA RELAZIONE TECNICA

Nella Tabella 39 sono riportate le analisi granulometriche effettuate nel 2009 ed i relativi litotipi, da cui risulta che su un totale di N° 40 analisi granulometriche:

- N° 20 ricadono nei depositi alluvionali;
- N° 8 ricadono nei depositi di conoide;
- N° 12 ricadono nelle morene.

Sondaggio N°	S.1	S.2	S.3	S.4	S.5	S.6	S.7	S.8	S.9	S.10	PZ 1 ÷ 11
Alluvioni	3		1					3	2		11
Conoidi		3	1							4	
Morene				2	5	3	2				

Tabella 39 – Analisi granulometriche anno 2009

La determinazione dei Limiti di Atterberg è stata effettuata solo nelle analisi geotecniche del 2002, come da Tabella 40.

Sondaggio N°	Campione		Limite Liquido WL	Limite Plastico WL	Litotipo	Sondaggio N°	Campione		Limite Liquido WL	Limite Plastico WL	Litotipo
	da m	a m	%	%			da m	a m	%	%	
SP.1	1,80	2,00	18,50	N.P.	Alluvioni	SP.13	3,80	4,00	19,00	N.P.	Conoide
	7,30	7,50	17,00	N.P.			6,20	6,40	16,15	N.P.	
	11,20	11,40	15,00	N.P.			13,30	13,50	19,50	N.P.	
	18,80	19,00	18,00	N.P.			18,00	18,20	19,00	N.P.	
	24,80	25,00	12,50	N.P.			24,30	24,50	20,00	N.P.	
29,80	30,00	17,00	N.P.	2,80	3,00	21,50	N.P.	Alluvioni			
S.2	2,00	2,20	14,30	N.P.	6,80	7,00	19,00		N.P.		
	8,80	9,00	15,00	N.P.	11,80	12,00	13,00		N.P.		
SP.3	2,80	3,00	18,10	N.P.	24,00	24,20	15,00		N.P.	Alluvioni	
S.4	2,50	2,70	19,50	N.P.	29,00	29,20	18,00		N.P.		
	5,30	5,50	18,00	N.P.	31,80	32,00	19,50	N.P.			
SP.5	2,00	2,20	20,00	N.P.	38,70	39,00	19,00	N.P.			
	8,50	8,70	19,50	N.P.	48,80	49,00	19,00	N.P.			
S.6	13,30	13,50	20,00	N.P.	54,80	55,00	15,00	N.P.	Alluvioni		
	1,80	2,00	17,00	N.P.	59,30	59,50	19,00	N.P.			
	9,80	10,00	16,00	N.P.	64,70	64,90	17,50	N.P.			
	14,80	15,00	15,00	N.P.	66,80	67,00	18,00	N.P.			
SP.7	19,80	20,00	21,50	N.P.	68,90	69,00	19,50	N.P.	Conoide		
	24,80	25,00	11,00	N.P.	3,00	3,20	20,00	N.P.			
	1,80	2,00	28,00	N.P.	7,80	8,00	18,00	N.P.			
	16,00	16,30	16,00	N.P.	10,00	10,20	19,50	N.P.			
S.8	22,00	22,20	17,00	N.P.	18,00	18,20	19,50	N.P.	Conoide		
	29,50	29,70	16,00	N.P.	21,80	22,00	18,00	N.P.			
	2,00	2,20	15,50	N.P.	28,90	30,00	19,00	N.P.			
SP.9	8,80	9,00	17,50	N.P.	33,80	34,00	17,50	N.P.	Alluvioni		
	12,00	12,20	15,00	N.P.	1,00	1,20	25,00	N.P.			
	14,80	15,00	15,00	N.P.	3,50	3,70	19,00	N.P.			
	24,80	25,00	17,00	N.P.	9,50	9,70	20,50	N.P.			
SP.10	4,80	5,00	16,00	N.P.	14,50	14,70	16,50	N.P.	Alluvioni		
	9,50	9,70	21,00	N.P.	SO.2	2,00	2,20	20,50		N.P.	
	13,00	13,20	17,50	N.P.	P.2	0,50	26,00	N.P.			
	17,30	17,50	18,00	N.P.	P.3	0,50	17,50	N.P.			
	24,70	24,90	20,00	N.P.	P.4	0,50	29,00	N.P.			
SP.10	29,60	29,80	17,00	N.P.	P.5	0,50	32,00	N.P.			
	2,80	3,00	20,50	N.P.	P.6	0,50	24,00	N.P.			
	12,00	12,20	20,50	N.P.							

Tabella 40 – Limiti di Atterberg – Anno 2002

Su N° 71 determinazioni dei Limiti di Atterberg:

- N° 53 ricadono in depositi alluvionali;
- N° 18 ricadono nelle conoidi.

Depositi alluvionali (UG1)

Come peso di volume di dei depositi alluvionali si possono adottare i seguenti valori:

- peso di volume saturo $\gamma_s = 21 \text{ kN/m}^3$

- peso di volume in assenza di falda $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$

Il valore della coesione efficace C' si assume:

$C' = 0 \text{ kPa}$

Sono stati analizzati i seguenti dati di consistenza e granulometrici:

- nei 53 campioni analizzati le caratteristiche di consistenza (Limiti di Atterberg) risultano abbastanza confrontabili, essendo tutti terreni non plastici, con valori del limite liquido WL compreso nel seguente range:

- $11,00 < WL < 32,00 \%$

con un valore medio $WL_{med} = 18,27 \%$

- in tutte le 84 analisi granulometriche effettuate (N° 64 nel 2002 e N° 20 nel 2009) si ha la netta predominanza delle frazioni ghiaiose e sabbiose, come da Tabella 32.

ALLUVIONI			
Anno	Analisi granulometriche N°	Prevalenza sabbia su campioni N°	Prevalenza ghiaia su campioni N°
2002	64	18	46
2009	20	6	14
2019	1	1	0

Tabella 41 – Frazioni granulometriche prevalenti

In quasi il 72% dei campioni analizzati prevale la frazione grossolana costituita da ghiaia, mentre nel rimanente 28% prevale la frazione sabbiosa.

La Densità Relativa (D_r) viene anch'essa determinata dai valori N_{spt} normalizzati ($N1(60)$) come in Tabella 42.

DEPOSITI ALLUVIONALI		
BAZARAA (1962)		
Anno	Sondaggio	Densità relativa - Valore medio per sondaggio D_r (%)
2002	SP.1	55,76
	S.2	68,05
	SP.3	59,35
	S.4	78,25
	SP.5	51,28
	S.6	50,61
	SP.7	51,02
	S.8	55,80
	SP.9	58,01
2009	SP.14	41,94
	S.1	74,49
	S.8	60,12
2019	S.9	58,90
	S.2DH	61,07
	S.03	56,88
	S.04PZ	58,22
	S.05	55,98
	S.06DH	56,60
	S.07PZ	53,31
S.08PZ	52,96	
Valore medio		57,93

Tabella 42 – Alluvioni – Densità relativa D_r

Depositi di conoide (UG2-1)

Anche in questo caso si possono assumere valori del peso di volume uguali a quelli dei depositi alluvionali:

- peso di volume saturo $\gamma_s = 21 \text{ kN/m}^3$

- peso di volume in assenza di falda $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$

Il valore della coesione efficace C' si pone:

$$C' = 0 \text{ kPa}$$

Sono stati analizzati i seguenti dati di consistenza e granulometrici:

- nei 18 campioni analizzati dalle caratteristiche di consistenza (Limiti di Atterberg) risultano tutti terreni non plastici, con valori del limite liquido WL compreso nel seguente range:

$$16,00 < WL < 28,00 \%$$

con un valore medio

$$WL_{med} = 19,45 \%$$

- in tutte le 37 analisi granulometriche effettuate (N° 29 nel 2002 e N° 8 nel 2009) si ha la netta predominanza delle frazioni ghiaiose e sabbiose, come da Tabella 43.

CONOIDI			
Anno	Analisi granulometriche N°	Prevalenza sabbia su campioni N°	Prevalenza ghiaia su campioni N°
2002	29	2	27
2009	8	6	2

Tabella 43 – Frazioni granulometriche prevalenti

In quasi il 78% dei campioni analizzati prevale la frazione grossolana costituita da ghiaia, mentre nel rimanente 22% prevale la frazione sabbiosa.

La Densità Relativa (D_r) viene anch'essa determinata dai valori N_{spt} normalizzati ($N1(60)$) come in Tabella 44.

CONOIDI		
BAZARAA (1962)		
Anno	Sondaggio	Densità relativa - Valore medio per sondaggio D_r (%)
2002	SP.11	53,47
	SP.13	55,69
	SP.15	53,02
	SP.16	57,13
2009	S.2	82,25
	S.10	78,75
2019	S.01	60,73
	S.06DH	72,22
	S.11DH	56,99
Valore medio		63,36

Tabella 44 – Conoidi – Densità relativa D_r

Morene (UG2-2)

Come valori del peso di volume si possono assumere i seguenti:

- peso di volume saturo $\gamma_s = 22 \text{ kN/m}^3$

- peso di volume in assenza di falda $\gamma = 20-21 \text{ kN/m}^3$

Il valore della coesione efficace C' si pone:

$$C' = 0-10 \text{ kPa.}$$

Non sono state effettuate determinazioni delle caratteristiche di consistenza sui depositi morenici.

In tutte le 12 analisi granulometriche effettuate (tutte nel 2009) si ha la netta predominanza delle frazioni ghiaiose e sabbiose, come da Tabella 36.

MORENE			
Anno	Analisi granulometriche N°	Prevalenza sabbia su campioni N°	Prevalenza ghiaia su campioni N°
2009	12	1	11

Tabella 45 – Frazioni granulometriche prevalenti

In quasi il 92% dei campioni analizzati prevale la frazione grossolana costituita da ghiaia, mentre nel rimanente 8% prevale la frazione sabbiosa.

La Densità Relativa (D_r) viene anch'essa determinata dai valori N_{spt} normalizzati ($N1(60)$) come in Tabella 46.

MORENE		
BAZARAA (1962)		
Anno	Sondaggio	Densità relativa - Valore medio per sondaggio D_r (%)
2002	SP.12	49,09
2009	S.4	43,92
	S.5	51,98
	S.6	49,72
2019	S.11DH	50,17
Valore medio		48,98

Tabella 46 – Morene – Densità relativa D_r

CARATTERISTICHE ELASTICHE

I moduli di elasticità dei terreni incoerenti vengono ricavati dalle prove SPT e da quelle pressiometriche.

Depositi alluvionali (UG1)

Dai valori normalizzati $N1(60)$ si ricavano, per ciascun sondaggio, i valori medi del Modulo di Elasticità (Modulo di Young) E ed edometrico E_d , riportati nella seguente Tabella 47.

Sondaggio N°	Modulo Elastico E (Kg/cm ²)	Modulo edometrico E_d (Kg/cm ²)		
	Valore medio per sondaggio	Valore medio per sondaggio		
	Jamiolkowski et Al. (1988)	Begemann (1974) (sabbie e ghiaie)		
2002	SP.1	355,65	126,80	
	S.2	445,91	139,68	
	SP.3	342,28	132,77	
	S.4	376,76	163,43	
	SP.5	236,51	123,88	
	S.6	274,58	123,51	
	SP.7	364,20	121,57	
	S.8	331,80	126,14	
	SP.9	357,57	131,06	
	SP.14	296,88	116,74	
	2009	S.1	507,18	142,82
		S.8	385,06	129,21
		S.9	303,03	128,22
	2019	S.2DH	476,66	159,12
S.03		549,37	166,99	
S.04PZ		394,10	148,62	
S.05		290,97	136,23	
S.06DH		507,35	161,64	
S.07PZ		465,08	155,97	
S.08PZ		397,80	148,09	
Valori medi		382,94	139,12	

Tabella 47 – Alluvioni – Moduli elastici da $N1(60)$

Dalle prove pressiometriche si ricavano i valori della Tabella 48.

DEPOSITI ALLUVIONALI				
Sondaggio	Profondità di prova	Modulo Pressiometrico	Modulo Edometrico	Modulo Elastico
N°	m	Em (MPa)	Ed (MPa)	E' (MPa)
SP.14	60,00	127,9	387,6	323,0
	63,00	163,2	494,5	412,1
	66,00	221,3	670,6	558,8
Media valori		170,8	517,58	431,31

Tabella 48 – Alluvioni – Moduli elastici da prove pressiometriche

La scelta del valore da adottare nei calcoli sarà effettuata in relazione al sito dell'opera.

Conoidi (UG2-1)

Dai valori normalizzati N1(60) si ricavano, per ciascun sondaggio, i valori medi del Modulo di Elasticità (Modulo di Young) E ed edometrico Ed, riportati nella seguente Tabella 49.

Sondaggio N°	Modulo Elastico E (Kg/cm ²)	Modulo edometrico Ed (Kg/cm ²)
	Valore medio per sondaggio	Valore medio per sondaggio
	Jamiolkowski et Al. (1988)	Begemann (1974) (sabbie e ghiaie)
SP.11	197,98	126,16
SP.13	299,68	126,17
SP.15	327,68	123,83
S.16	273,33	127,86
S.2	533,67	153,04
S.10	367,73	159,27
S.01	320,43	128,93
S.06DH	385,61	133,70
S.11DH	295,05	145,32
Valori medi	333,46	136,03

Tabella 49 – Conoidi – Moduli elastici da N1(60)

Dalle prove pressiometriche si ricavano i valori della Tabella 50.

CONOIDI				
Sondaggio	Profondità di prova	Modulo Pressiometrico	Modulo Edometrico	Modulo Elastico
N°	m	Em (MPa)	Ed (MPa)	E' (MPa)
SP.13	8,50	176,9	536,1	446,7
	11,50	105,6	320,0	266,7
	14,50	275,6	835,2	696,0
SP.15	27,00	82,9	251,2	209,3
	30,00	108,6	329,1	274,2
	33,00	106,9	323,9	269,9
S.2	5,50	78,8	238,8	199,0
Media valori		133,6	404,9	337,4

Tabella 50 – Conoidi – Moduli elastici da prove pressiometriche

La scelta del valore da adottare nei calcoli sarà effettuata in relazione al sito dell'opera.

Morene (UG2-2)

Dai valori normalizzati N1(60) si ricavano, per ciascun sondaggio, i valori medi del Modulo di Elasticità (Modulo di Young) E ed edometrico Ed, riportati nella seguente Tabella 51.

Sondaggio N°	Modulo Elastico E (Kg/cm ²)	Modulo edometrico Ed (Kg/cm ²)
	Valore medio per sondaggio	Valore medio per sondaggio
	Jamiolkowski et Al. (1988)	Begemann (1974) (sabbie e ghiaie)
SP.12	297,58	121,34
S.4	146,33	119,08
S.5	205,74	125,71
S.6	207,94	125,37
S.11DH	388,30	121,16
Valori medi	249,18	122,53

Tabella 51 – Morene – Moduli elastici da N1(60)

Anche in questo caso la scelta del valore da adottare nei calcoli sarà effettuata in relazione al sito dell'opera.

4 PARAMETRI DI PROGETTO

Nel presente Capitolo si riportano sia i valori dei parametri geotecnici utilizzati per la progettazione degli scavi e delle opere previste in corrispondenza degli imbocchi che i parametri geomeccanici utilizzati per la definizione delle sezioni tipo di scavo e rivestimento della galleria naturale.

4.1 IMBOCCHI E TRATTO IN MATERIALE SCIOLTO DELLA GALLERIA NATURALE

Per i terreni morenici si assumono i seguenti parametri geotecnici:

Peso di volume:	20 - 21 kN/mc
Angolo di attrito caratteristico:	32° - 34°
Coesione efficace:	0 - 10 kPa
Modulo Elastico (Young):	14.63 - 29.75 MPa
Modulo Edometrico:	11.90 – 12.57 MPa.
Coefficiente di Poisson:	0.3.

4.2 AMMASSO ROCCIOSO

Per la determinazione dei parametri di resistenza c e ϕ dell'involuppo di Mohr-Coulomb è stata effettuata la linearizzazione dal criterio curvilineo di Hoek-Brown, considerando carichi litostatici assumendo un peso di volume pari a 27 kN/m³.

Si riportano di seguito i parametri d'ammasso riferiti alle Classe di scavo:

PK	Classe	H (m)	GSI	C (MPa)	Φ (°)	σ_c (MPa)	σ_{cm} (MPa)	Ed (MPa)
5270 - 5420	IV	37.50	58	0.453	61.22	3.045	13.283	6491.20
5420 - 5480	III	41.50	70	1.129	65.51	11.182	29.685	19077.14
5480-5490	IV	42.50	58	0.571	62.28	4.179	18.232	8909.49
5490 - 5510	V	42.50	40	0.191	45.32	0.287	3.371	803.62
5510 - 5520	IV	42.50	58	0.571	62.28	4.179	18.232	8909.49
5520 - 6010	III	91.50	70	1.700	63.32	14.806	39.308	25261.65
6010 – 6048.26	IV	30.50	58	0.371	61.29	2.508	10.939	5345.69

Tabella 52 – Parametri dell'ammasso ricavati da involuppi di rottura di HOEK-BROWN.

Per quanto riguarda l'attribuzione dei moduli elastici alle singole classi di scavo in ui è stato classificato l'ammasso si è operato nel seguente modo:

- **Classe III e Classe IV:** il modulo elastico viene assunto come il minore fra quello scaturito dalle correlazioni di Hoek-Brown e il valore medio ottenuto dalle prove di laboratorio. Il valore proveniente dal laboratorio viene poi abbattuto in funzione dell'RQD per ottenere quello riferito all'ammasso roccioso. Ovvero:

$E_m = E_i q$ considerando q un fattore di riduzione funzione dell'RQD. Nel caso specifico per la classe III (RQD=72.6%) si ottiene $q = 0.6$ mentre per la classe IV RQD=52,5%) si ottiene $q=0.4$.

- **Classe V** il modulo elastico viene assunto come il minore fra quello scaturito dalle correlazioni di Hoek-Brown e il valor medio ottenuto dalle prove dilatometriche. Si ritiene infatti che le prove dilatometriche, date le ridotte dimensioni della sonda, interessino un volume ridotto di ammasso roccioso e la risposta della prova sia quindi molto influenzata dalla presenza di fratturazioni locali. I valori ottenuti da queste prove si ritengono pertanto rappresentativi della classe di ammasso roccioso più fratturata ed alterata.

Il modulo ricavato dalle prove di laboratorio è riferito alla roccia intatta, i valori dalle prove dilatometriche si riferiscono invece all'ammasso roccioso.

Modulo elastico (EE) da prove di laboratorio
Valore medio [MPa]
36960
Modulo elastico (EE) da prove dilatometriche
Valore medio [MPa]
5775

Coefficiente di Poisson da prove di laboratorio
Valore medio
0.23
Tabella 53 - Riassunto moduli elastici e coefficiente di Poisson da prove di laboratorio e da prove dilatometriche.

I moduli elastici provenienti da prove di laboratorio risultano:

- Classe III $E = 36960 \times 0.6 = \mathbf{22176 \text{ MPa}}$;
- Classe IV $E = 36960 \times 0.4 = \mathbf{14784 \text{ MPa}}$

Il modulo elastico proveniente da prove dilatometriche risulta:

- Classe V $E = \mathbf{5575 \text{ MPa}}$

Confrontando con i valori dei moduli elastici ottenuti tramite la caratterizzazione dell'ammasso eseguite con Hoek-Brown si considera il valore di 22176 MPa valido in classe III per il tratto centrale.

I valori di progetto in definitiva risultano:

PK	Classe	H (m)	GSI	C (MPa)	Φ (°)	σ_c (MPa)	σ_{cm} (MPa)	Ed (MPa)
5270 - 5420	IV	37.50	58	0.453	61	3.045	13.283	6491
5420 - 5480	III	41.50	70	1.129	65	11.182	29.685	19077
5480-5490	IV	42.50	58	0.571	62	4.179	18.232	8909
5490 - 5510	V	42.50	40	0.191	45	0.287	3.371	803
5510 - 5520	IV	42.50	58	0.571	62	4.179	18.232	8909
5520 - 6010	III	91.50	70	1.700	63	14.806	39.308	22176
6010 – 6048.26	IV	30.50	58	0.371	61	2.508	10.939	5343

Tabella 54 – Parametri di progetto dell'ammasso ricavati da inviluppi di rottura di HOEK-BROWN.

Per le differenti classi di scavo si considera:

PK	Classe	GSI	C (MPa)	Φ (°)	Ed (MPa)	ν	α (°)
5270 - 5420	IV	58	0.453	61	6491	0.25	7
5420 - 5480	III	70	1.129	65	19077	0.25	8
5480-5490	IV	58	0.571	62	8909	0.25	7
5490 - 5510	V	40	0.191	45	803	0.25	6
5510 - 5520	IV	58	0.571	62	8909	0.25	7
5520 - 6010	III	70	1.700	63	22176	0.25	8
6010 – 6048.26	IV	58	0.371	61	5343	0.25	7

Tabella 55 – Parametri di progetto - Coefficiente di Poisson e Dilatanza.

5 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

5.1 NORMATIVE, RACCOMANDAZIONI, LINEE GUIDA

1. DM 17/01/2018 Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni.
2. Circolare 21/01/2019 n. 7 C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione dell'“Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al DM 17/01/2018.
3. Decreto Ministeriale LL.PP. 11/03/1988 – Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
4. Circolare LL.PP. 24/09/1988 n.30483 – L.2.2.1974, n.64 - art.1 – Istruzioni per l'applicazione del D.M. 11/03/1988.

5.2 BIBLIOGRAFIA

5. BIENIAWSKI Z.T.: “Engineering classification of jointed rock masses” – Transactions South Africa Institution of Civil Engineers. (1993).
6. BIENIAWSKI Z.T.: “Geomechanics classification of rock masses and its application to tunnelling”. Proc. 3rd Int. Congr. Rock Mechanics, ISRM, Denver. (1974).
7. BIENIAWSKI Z.T.: “Determining rock mass deformability – experience from histories”. In J. Rock Mechanics, Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, (1978).
8. BIENIAWSKI Z.T.: “Rock mechanics design in mining and tunnelling”. Balkema: Rotterdam, (1984).
9. BIENIAWSKI Z.T.: “Engineering rock mass classifications”. J. Wiley & Sons, (1989).
10. HOEK E. – BROWN E.T.: “Underground excavation in rock”. – Institution of Mining and Metallurgy, London (1982)
11. HOEK E.– BROWN E.T.: “Practical estimates of rock mass strength” – International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences.
12. HOEK E.: “Rock tunnelling case histories and the application of modern rock engineering techniques”, Sao Paulo Brazil (1998).
13. HOEK E. – MARINOS P.: “Predicting squeeze” – Tunnels & Tunnelling International November – December 2000.
14. HOEK E., CARRANZA-TORRES C., CORKUM B. - Hoek-Brown failure criterion – 200 Edition.
15. MOSTYN G., DOUGLAS K. - Strength of Intact Rock and Rock Masses.
16. CANCELLI A.: “Appunti di Geotecnica”, Cooperativa Universitaria Studio e Lavoro Milano 1980.
17. POZZI R. - CLERICI A.: “Geologia Applicata”, Ghedini Libraio, Milano 1995.
18. CESTARI F. – “Prove Geotecniche in sito”, ed. Geo-Graph s.n.c. – Segrate, 1990.

19. BHASIN R. – “Criteri rapidi ed economici per la previsione dei problemi di stabilità nelle gallerie costruite in argilla, roccia tenera e roccia dura” – Gallerie e grandi opere in sotterraneo – marzo 1994, n°42.
20. HOEK E. – MARINOS P. – “Predicting squeeze” – Tunnels & Tunnelling International – november-dicember 2000.
21. FUOCO S., MAUGLIANI V., TANZINI M. – “Deformability of a schistose rock mass from the interpretation of field and laboratory measurement data” - 1995.