



Coordinamento Territoriale Nord Est

Area Compartimentale Veneto

Via E. Millosevich, 49 - 30173 Venezia Mestre T [+39] 041 2911411 - F [+39] 041 5317321
Pec anas.veneto@postacert.stradeanas.it - www.stradeanas.it

Anas S.p.A. - Società con Socio Unico

Sede Legale

Via Monzambano, 10 - 00185 Roma T [+39] 06 44461 - F [+39] 06 4456224

Pec anas@postacert.stradeanas.it

Cap. Soc. Euro 2.269.892.000,00 Iscr. R.E.A. 1024951 P.IVA 02133681003 - C.F. 80208450587



S.S. n° 51 "di Alemagna" Provincia di Belluno

Piano straordinario per l'accessibilità a Cortina 2021

Attraversamento dell'abitato di Valle di Cadore

PROGETTO DEFINITIVO

PROGETTAZIONE ANAS S.p.A.

Coordinamento Territoriale Nord Est - Area Compartimentale Veneto

IL PROGETTISTA:

Ing. Pietro Leonardo CARLUCCI

IL GEOLOGO:

Geol. Emanuela AMICI

IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

Dott. Marco FORMENTELLO

Arch. Lisa ZANNONER

ASSISTENZA ALLA PROGETTAZIONE:



Ing. Geol. Massimo Pietrantoni
Ordine Ingegneri Roma n. A-36713
Ordine Geologi Lazio A.P. n. 738

visto: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Ing. Gabriella MANGINELLI

PROTOCOLLO:

DATA:

N. ELABORATO:

GEOLOGIA - GEOTECNICA
Relazione Geotecnica

CODICE PROGETTO

PROGETTO

LIV. PROG.

N. PROG.

MSVE14

D

1711

NOME FILE

T00GE00GETRE01_B

REVISIONE

SCALA:

CODICE
ELAB.

T00GE00GETRE01

B

-

D

C

B

REVISIONE

Settembre 2017

A

PRIMA EMISSIONE

Luglio 2017

REV.

DESCRIZIONE

DATA

REDATTO

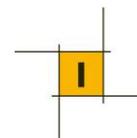
VERIFICATO

APPROVATO

**Piano straordinario “Cortina 2021”
SS 51 “di Alemagna” – Variante all’abitato di Valle di Cadore**

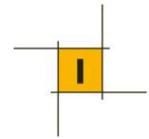
PROGETTO DEFINITIVO

Relazione Geotecnica



INDICE

1.	PREMESSA	1
2.	NORMATIVA E RACCOMANDAZIONI DI RIFERIMENTO	2
3.	INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO	3
4.	DESCRIZIONE SINTETICA DELLE OPERE IN PROGETTO	5
5.	INDAGINI GEOTECNICHE	5
5.1.	Indagini eseguite	5
5.2.	Risultati delle indagini.....	5
6.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI.....	7
6.1.	Unità geotecnica DT. Detrito a grana grossa e blocchi	7
6.2.	Unità geotecnica K. Formazione prevalentemente calcarea del substrato.....	14
6.3.	Modello geotecnico	22
6.4.	Modello sismico.....	22



1. PREMESSA

Nella presente Relazione viene esposta e commentata la caratterizzazione geotecnica dei terreni e il modello geotecnico di interesse per il dimensionamento delle opere inserite nel progetto definitivo della “**Variante all’abitato di Valle di Cadore sulla SS51 di Alemagna**”.

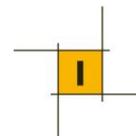
Per la definizione del modello geotecnico si è fatto riferimento ai risultati di una specifica campagna di indagini in sito e in laboratorio.

La documentazione sulle indagini è contenuta nello specifico elaborato facente parte del progetto.

Per la descrizione litologica delle formazioni si rimanda alla Relazione Geologica.

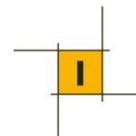
Il dimensionamento e le verifiche geotecniche delle singole parti di opera sono riportati nelle relazioni di calcolo.

L’area in esame ricade in zona sismica 3 secondo la vigente classificazione (ordinanza n. 3274 del 08/05/2003 e s.m.i. e DGR n. 387 del 22.05.2009). Le indagini e la modellazione geotecnica sono state condotte facendo riferimento alle Norme Tecniche per le Costruzioni D.M. 14/01/2008 e alla Circolare Ministeriale del 02/02/2009 n. 617.



2. **NORMATIVA E RACCOMANDAZIONI DI RIFERIMENTO**

- D.M. 11 marzo 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, esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".
- Circ. LL.PP. 24 settembre n. 30483. "Istruzioni 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 ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".
- Eurocodice 7. Progettazione geotecnica. 2004.
- Eurocodice 8. Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture. Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti di geotecnica. 2004.
- Ordinanza n. 3274 del 08/05/2003 della Presidenza del Consiglio dei Ministri "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e normative tecniche per le costruzioni in zona sismica" e relativi allegati e s.m.i.
- Ordinanza n. 3519 del PdCM del 28 aprile 2006 "Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone".
- Norme Tecniche per le Costruzioni. DM 14 gennaio 2008.
- Istruzione per l'applicazione delle Norme Tecniche. Circ. Min. 2 febbraio 2009 n. 617
- Nuova Classificazione Sismica della Regione Lazio - Delibera Di Giunta Regionale n. 387 del 22.05.2009
- Raccomandazioni AGI sulla Programmazione ed Esecuzione delle Indagini Geotecniche (1977)
- Raccomandazioni AGI sui pali di fondazione (1988).
- Raccomandazioni AGI sulle Prove Geotecniche di Laboratorio (1994).
- Raccomandazioni AGI Aspetti Geotecnici della Progettazione in Zona Sismica (1995)
- DECRETO LEGISLATIVO 18 aprile 2016, n. 50. Attuazione delle direttive 2014/23/UE, 2014/24/UE e 2014/25/UE sull'aggiudicazione dei contratti di concessione, sugli appalti pubblici e sulle procedure d'appalto degli enti erogatori nei settori dell'acqua, dell'energia, dei trasporti e dei servizi postali, nonché per il riordino della disciplina vigente in materia di contratti pubblici relativi a lavori, servizi e forniture.
- D.P.R. 5/10/2010 n. 207. Regolamento di esecuzione ed attuazione del D.L. 12/4/2006 n. 163 recante "Codice dei contratti pubblici relativi a lavori, servizi e forniture in attuazione delle direttive 2004/17/CE e 2004/18/CE".



3. INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO

Si riportano in maniera sintetica in questo capitolo gli aspetti geomorfologici e idrogeologici, esposti in maniera più approfondita nella Relazione geologica, alla quale si rimanda per i dettagli.

Dal punto di vista morfologico l'area ricade su un tratto di versante conformato a ventaglio che degrada con pendenze medie dell'ordine del 20-25%.

Il versante è modellato da ampie aree di compluvio e blande ondulazioni del terreno che addolciscono la pendenza locale del versante. Una piccola zona di compluvio è presente a ovest del cimitero ed è stata attribuita alla presenza di una dolina (vedi considerazioni successive).

Nel quadro geologico di area vasta descritto nella relazione geologica, la successione stratigrafica dei siti è formata da:

- a) Terreni detritici a grana grossa e blocchi (Sub-sistema della Val Cenera)
- b) Formazione del substrato, di natura prevalentemente calcarea (Formazione di Werner)

I terreni detritici di copertura sono di origine fluvioglaciale e morenici. Hanno un'ampia distribuzione granulometrica, dai ciottoli e ghiaie (anche con blocchi), fino alle sabbie, limo e argilla (matrice dello scheletro grossolano). Gli spessori sono molto variabili e arrivano a superare anche i 40 metri.

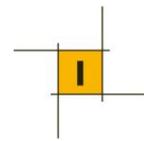
Nella ristretta area adiacente a quella del progetto, le rocce del substrato non sono mai affioranti. Con riferimento alla suddivisione della carta geologica del CARG, gli affioramenti più vicini (nelle zone a monte dell'abitato) sono stati attribuiti alla Formazione di Werfen (Triassico inf.).

Le indagini eseguite hanno intercettato il substrato in profondità in un solo sondaggio (SV3) a partire dalla profondità di 20m.

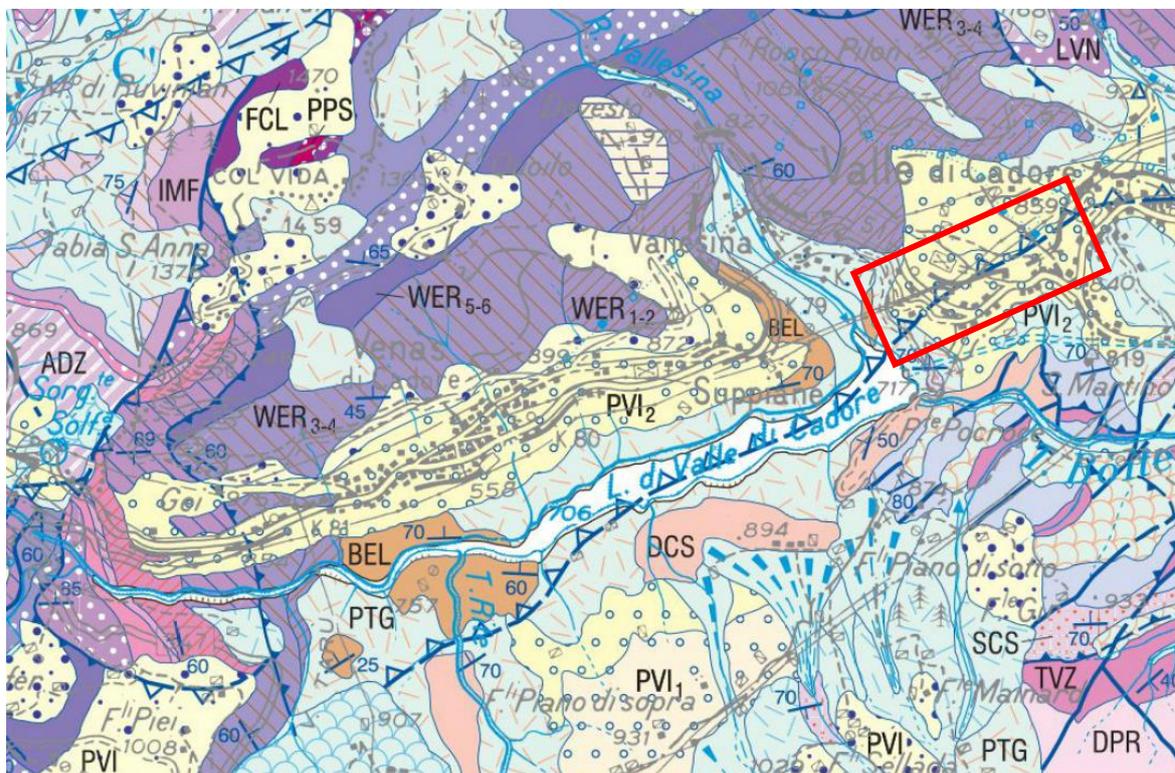
Questo sondaggio ha attraversato un ammasso roccioso completamente fratturato e intensamente alterato, formato da calcari marnosi molto fratturati fino a completamente disgregati; in profondità è stata intercettata una porzione marnoso-argillitica della formazione.

La roccia si presenta completamente frantumata a causa della presenza dell'importante allineamento tettonico per sovrascorrimento della "Faglia della Valsugana" segnalato in profondità nella zona di valle di Cadore, al di sotto della potente copertura detritica.

Le letture piezometriche eseguite durante il periodo di progetto hanno segnalato, nel sondaggio SV3, la presenza della falda idrica alla profondità di 30m dal p.c. (all'interno del substrato molto fratturato e poco al di sopra della quota di progetto stradale della galleria), in accordo con il quadro idrogeologico di area vasta.



Nel piezometro SV2 le letture indicano invece un livello idrico alla profondità di 5m. Poiché è difficile giustificare la presenza di un livello piezometrico così elevato senza che nelle zone circostanti si evidenzino emergenze, si ritiene necessario monitorare su lunghi periodi questo piezometro per dare una spiegazione coerente con le strutture geologiche di sottosuolo.



SOTTOBACINO DEL T. BOITE

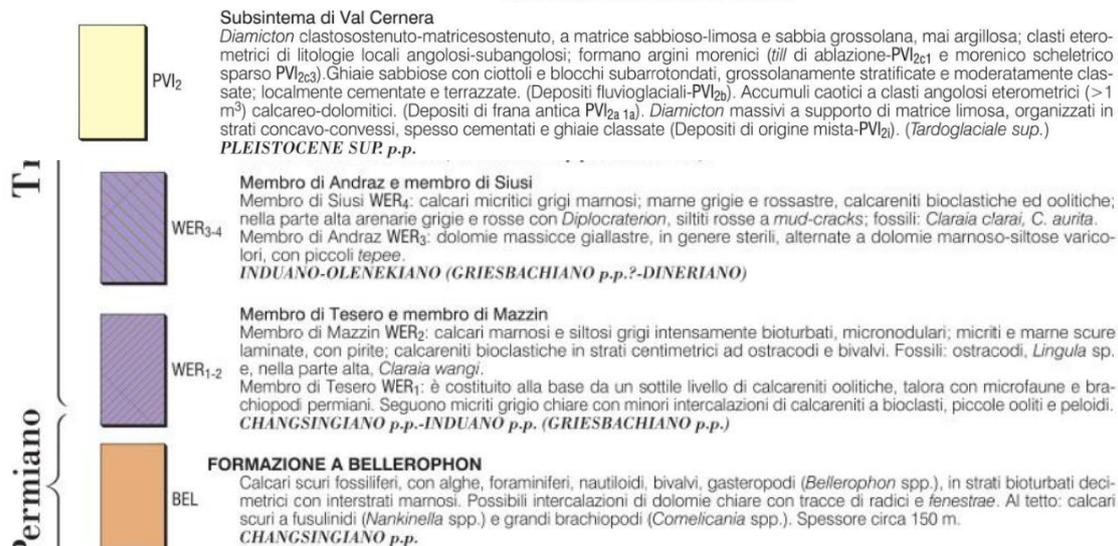
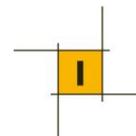


Figura 1 – Stralcio della carta geologica CARG Foglio 29 Cortina



4. DESCRIZIONE SINTETICA DELLE OPERE IN PROGETTO

La galleria ha una lunghezza di 600m circa e aggira l'abitato di San Vito di Cadore a monte della SS51.

La copertura aumenta rapidamente dopo i due imbocchi e si mantiene mediamente tra i 20 e 25m.

Il tracciato non sottopassa direttamente fabbricati, ma ne fiancheggia alcuni con coperture dell'ordine di una ventina di metri. Il cimitero viene sottopassato con coperture di 20-25m.

Gli imbocchi sono diretti, con brevissimi tratti di artificiale, 10 m per l'imbocco est e 12m per l'imbocco ovest.

5. INDAGINI GEOTECNICHE

5.1. Indagini eseguite

Per la progettazione definitiva degli interventi è stata programmata ed eseguita una specifica indagine, in sito e in laboratorio, che è consistita in:

- ✓ 4 sondaggi a carotaggio continuo della profondità di 20m (SV1), 35m (SV2), 40m (SV3) e 20m (SV4) per un totale di 115 ml di carotaggio;
- ✓ 26 prove SPT in foro;
- ✓ prelievo di 24 campioni rimaneggiati;
- ✓ installazione di piezometri a tubo aperto nei sondaggi SV2 (40) e SV3 (35);
- ✓ prove di laboratorio:
 - granulometria e limiti di plasticità (ove misurabili) su 14 campioni rimaneggiati;
- ✓ 3 stendimenti sismici a rifrazione con misura delle onde di compressione e di taglio, della lunghezza di 161m ognuno, per un totale di 483m, con elaborazione tomografica.

Il programma di indagine prevedeva anche alcune prove pressiometriche in foro ma queste non sono state eseguite a causa della instabilità delle pareti del foro che non ha permesso di preparare adeguatamente la "tasca" di prova.

5.2. Risultati delle indagini

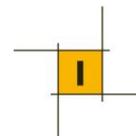
5.2.1. Suddivisione in Unità Geotecniche

Sulla base della modellazione geologica riportata nella specifica relazione, si possono distinguere le seguenti unità di tipo geotecnico che interessano direttamente le opere in progetto:

- 1) Detrito di falda a grana grossa e blocchi (Unità Geotecnica DT)
- 2) Formazione del substrato prevalentemente calcareo-marnosa (Unità Geotecnica K)

La distribuzione nel sottosuolo delle diverse unità geotecniche (modello geotecnico) è rappresentata nel profilo geologico e geotecnico contenuto nello specifico allegato progettuale.

Nelle tabelle seguenti si riassumono i risultati delle prove in sito e in laboratorio, suddivise per unità geotecniche, mentre nel capitolo successivo viene illustrata la caratterizzazione geotecnica delle singole unità.



5.2.2. Prove Penetrometriche dinamiche in foro SPT

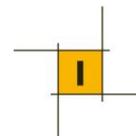
Tabella 1 – Risultati delle prove SPT

Sondaggio	Profondità (m)	Unità geotecnica	Numero colpi N	N _{SPT}
SV1	5.50	DT	12-25-30	55
SV1	8.00	DT	17-27-42	69
SV1	11.50	DT	Rifiuto	-
SV1	14.90	DT	22-42-Rifiuto	-
SV1	18.30	DT	Rifiuto	-
SV1	20.00	DT	Rifiuto	-
SV2	5.30	DT	39-Rifiuto	-
SV2	8.50	DT	17-24-35	59
SV2	11.50	DT	19-35-Rifiuto	-
SV2	15.00	DT	15-23-30	53
SV2	18.00	DT	22-Rifiuto	-
SV2	20.00	DT	18-24-35	59
SV2	24.60	DT	21-Rifiuto	-
SV2	27.00	DT	23-27-Rifiuto	-
SV3	10.50	DT	19-21-27	48
SV3	14.60	DT	16-18-22	40
SV3	17.70	DT	19-24-29	53
SV3	20.70	K (alt)	25-35-39	74
SV3	33.10	K (alt)	15-21-33	54
SV3	36.00	K (alt)	22-Rifiuto	-
SV4	5.00	DT	50-Rifiuto	-
SV4	7.50	DT	35-Rifiuto	-
SV4	11.50	DT	Rifiuto	-
SV4	15.00	DT	37-Rifiuto	-
SV4	18.00	DT	Rifiuto	-
SV4		DT	Rifiuto	-

5.2.3. Prove di laboratorio

Tabella 2 – Risultati delle prove di laboratorio

Sond.	Prof. (m)	Unità geotecnica	Ghiaia (%)	Sabbia (%)	Limo (%)	Argilla (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)
SV1	5.50	DT	78	19	3	0			
SV1	14.3	DT	77	14	9	0			
SV1	15.8	DT	82	17	1	0			
SV2	19.3	DT	41	26	25	8	22	11	11
SV2	22.1	DT	43	28	20	9	24	12	12
SV2	27.1	DT	42	22	24	12	24	12	12
SV2	31.6	DT	56	29	12	3	23	11	12
SV3	18.8	DT	40	53	7	0			
SV3	25.4	K (alt)	72	22	6	0			
SV3	34.1	K (alt)	55	23	15	7	23	11	12
SV3	36.2	K (alt)	61	20	13	6	24	11	13
SV4	9.4	DT	41	23	27	9	22	12	10
SV4	13.8	DT	61	22	11	6	25	13	12
SV4	17.6	DT	48	21	21	10			



6. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI

Per la caratterizzazione geotecnica delle diverse unità si fa riferimento alla descrizione litologica riportata nella Relazione Geologica, che va quindi considerata parte integrante della presente Relazione Geotecnica.

6.1. Unità geotecnica DT. Detrito a grana grossa e blocchi

Dal punto di vista granulometrico i terreni sono classificabili sempre nel campo delle ghiaie con sabbie e ghiaie sabbiose, con frazione fine (limo+argilla) sempre inferiore al 30% e frazione argillosa sempre inferiore al 10%.

La frazione ghiaiosa è sempre superiore al 40% è quella sabbiosa tra il 20 e 30%.

Dai grafici seguenti non si evidenziano particolari correlazioni con la profondità

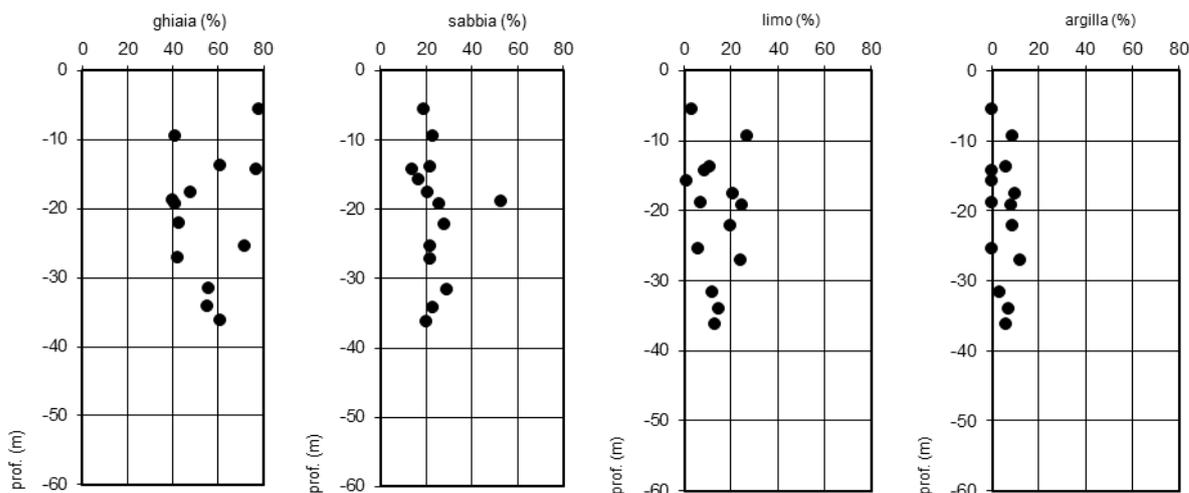


Fig. 3. Granulometrie dei terreni

La frazione fine, dove misurabile, è sempre poco plastica.

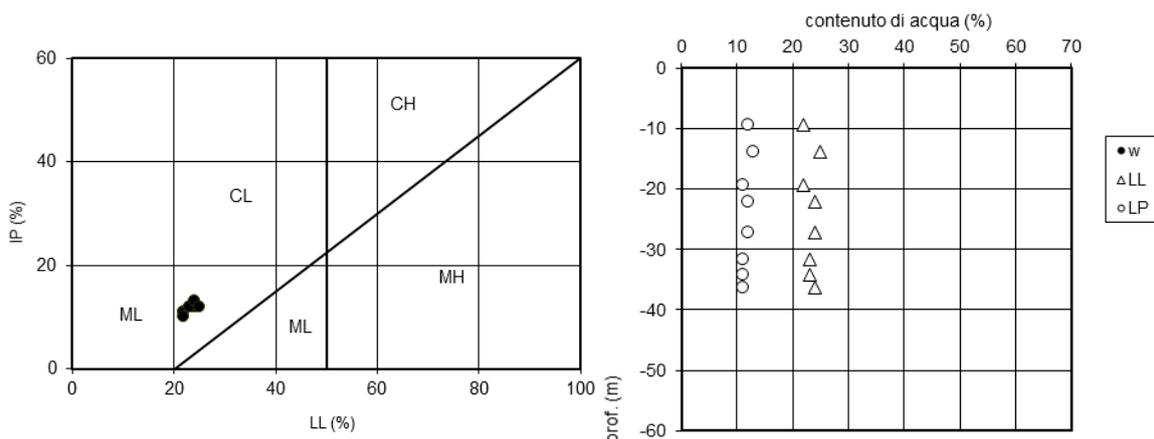
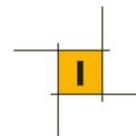


Fig. 4. Caratteristiche di plasticità delle frazioni fine

Esaminando le curve granulometriche separatamente per ogni campione (evidenziando con colore quelli dello stesso sondaggio) si evidenzia una differenza per la zona del sondaggio SV1 (imbocco lato Belluno) dove



i terreni detritici hanno una scarsissima frazione fine; le stesse caratteristiche sono state riscontrate in altri due campioni del sondaggio SV3.

Gli altri campioni sono invece raggruppati in un range granulometrico abbastanza simile anche se con una certa dispersione. Si deve evidenziare che nell'ambito del sondaggio Sv3 i tre campioni più profondi (segnati con asterisco) sono da attribuire alla formazione del substrato e rappresenta quindi il materiale più fratturato (e verosimilmente anche rimaneggiato dalla perforazione).

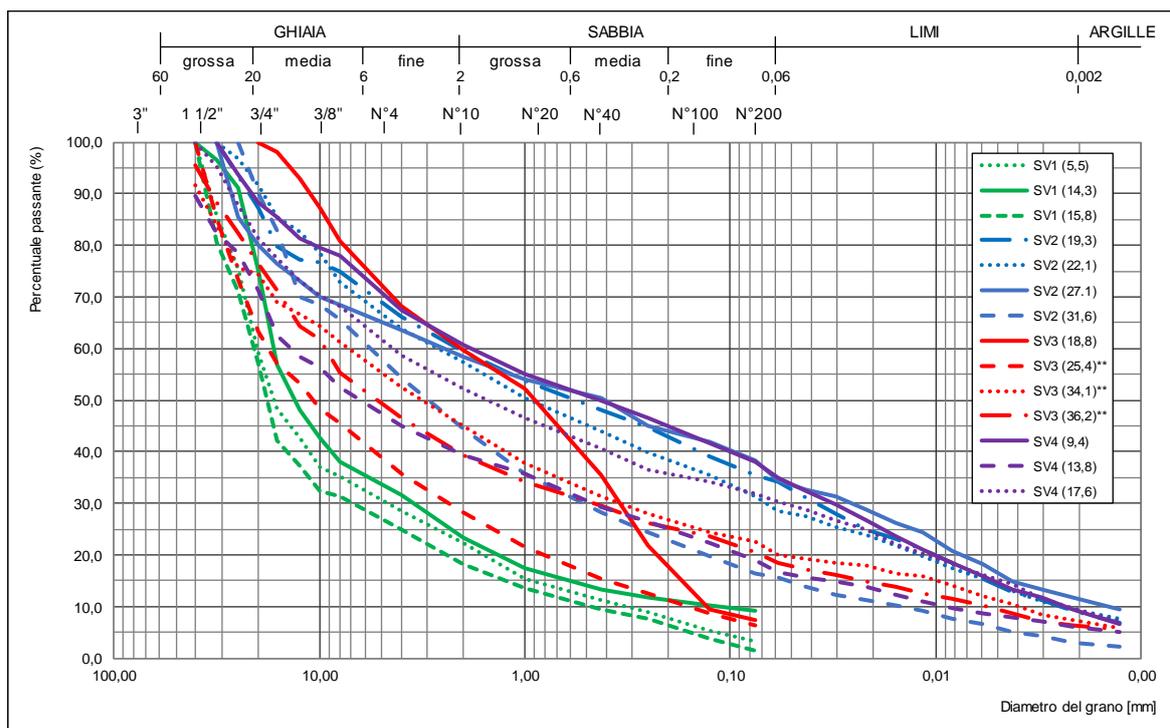


Fig. 5. Curve granulometriche dei terreni

La caratterizzazione di terreni come quelli in esame è molto complessa a causa della grana grossa del materiale (che non consente il prelievo di campioni di indisturbati) e della presenza di frammenti e blocchi che rende questa unità molto eterogenea. La presenza di questi blocchi porta peraltro a falsano i valori delle prove SPT (che incontrano questi blocchi), come si ricava dai frequenti valori a rifiuto.

Dalla tabella del precedente paragrafo, risulta infatti che gran parte (oltre la metà) delle prove SPT eseguite nei terreni detritici sono andate a rifiuto e gli altri valori sono quasi sempre superiori a 50 (tra 53 e 74) con due soli valori inferiori a 50 (40 e 48).

Non si evidenziano correlazioni con la profondità (v. fig. 6), ma si riscontra invece una irregolarità della distribuzione, sia sulla stessa verticale sia su verticali diverse, a confermare l'eterogeneità e caoticità del materiale. Anche le prove a rifiuto sono distribuite sull'intero intervallo di profondità indagata a indicazione che in gran parte questi valori sono affetti dalla presenza di grossi frammenti e blocchi di roccia.

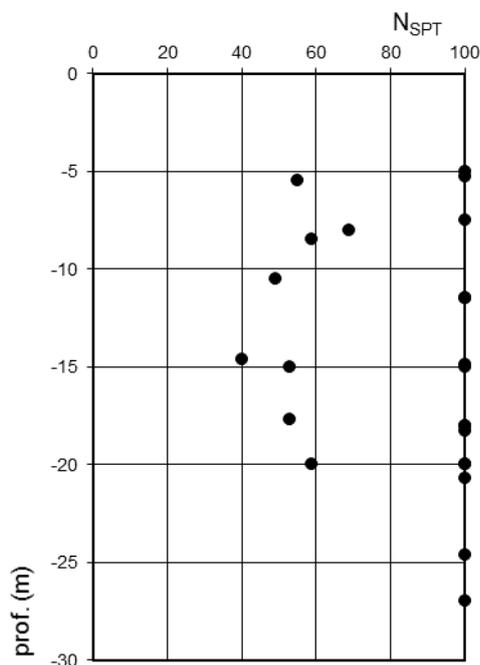
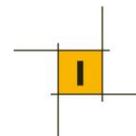


Figura 6 – Risultati delle prove SPT nei terreni detritici

Anche le prove pressiometriche, che erano state programmate per una stima del modulo di deformabilità, sono risultate impossibili da realizzare, perché i tentativi di esecuzione della tasca di prova in questi materiali sono risultati vani proprio a causa della forte eterogeneità dell'ammasso detritico.

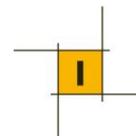
Peraltro, come più dettagliatamente illustrato nella relazione geologica, questo ammasso detritico a volte si confonde con la porzione più alterata, fratturata e tettonizzata della formazione del substrato.

Tuttavia, vista la necessità progettuale di caratterizzare questi terreni, che interessano gran parte dello scavo della galleria, si ritiene corretto e adeguatamente conservativo, non considerare la presenza di questi grossi blocchi (almeno in termini di caratteristiche di resistenza e deformabilità) e quindi fare riferimento solo alle porzioni detritiche a grana prevalentemente ghiaioso-sabbiosa (con varia frazione fine).

Tale approccio non porta tuttavia ad ignorare la presenza di questi blocchi (che deve essere necessariamente presa in conto per le problematiche legato allo scavo della galleria), ma solo a non considerarne la presenza nella stima dei parametri di progetto.

Con tale approccio, si può fare riferimento ai valori delle prove SPT (non a rifiuto) che possono essere considerati rappresentativi delle porzioni detritiche prive di blocchi e frammenti di grosse dimensioni.

Con questo approccio si può fare riferimento alle più usuali correlazioni che portano a stimare i valori di alcuni parametri geotecnici (essenzialmente angolo di attrito e modulo di deformabilità) sulla base dei risultati delle prove SPT.



Si ricorda tuttavia che le principali correlazioni che sono alla base dello sviluppo dell'uso di questa prova, si riferivano essenzialmente a materiali essenzialmente sabbiosi. L'estensione di queste correlazioni a materiali di diversa granulometria, dalle argille alle ghiaie, è stata sviluppata negli anni con sperimentazioni e metodi empirici che devono essere approcciati con molta cautela.

La procedura standard per l'interpretazione delle prove SPT prevede una serie di correzioni (normalizzazioni) che tengono conto delle modalità esecutive, delle tensioni litostatiche e presenza di falda.

Solo per completezza si riportano nel seguito le correzioni che vengono applicate.

$N_{60} = C_{ER} C_B C_S C_R N_{SPT}$ (formula di Skempton per la normalizzazione per le procedure esecutive)

in cui

- N_{60} = valore corretto per le procedure esecutive
- C_{ER} = fattore di correzione per il rapporto di energia
- C_B = fattore di correzione per il diametro del foro
- C_S = fattore di correzione per il tipo di campionatore
- C_R = fattore di correzione per la lunghezza della fune
- N_{SPT} = valore misurato

Tabella 3 Fattori di correzione per le procedure esecutive (da Skempton)

Fattore	Procedure e strumentazione utilizzate	Termine	Valore
Rapporto di energia	Safety hammer	C_{ER}	0.9
	Donut hammer	C_{ER}	0.75
Diametro del foro	65÷115 mm	C_B	1.0
	115÷150 mm	C_B	1.05
	150÷200 mm	C_B	1.15
Tipo di campionatore	Standard sampler	C_S	1.0
	Sampler without liner	C_S	1.2
Lunghezza della fune	> 10 m	C_R	1.0
	6÷10 m	C_R	0.95
	4÷6 m	C_R	0.85
	3÷4 m	C_R	0.75

$(N_i)_{60} = C_N N_{60}$ (correzione diverse tensioni litostatiche)

in cui:

$(N_i)_{60}$ = valore corretto per le tensioni litostatiche e per le procedure esecutive

N_{60} = valore corretto per le procedure esecutive

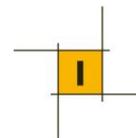
C_N = fattore di correzione per la tensione litostatica

$$C_N = \frac{1}{\sqrt{\sigma_{vo}}} \quad [\text{Liao-Withman}]$$

σ_{vo} = tensione verticale efficace in kg/cm^2

Una volta corretti i valori di N_{SPT} si possono stimare le varie grandezze.

Per la stima della **densità relativa** (D_r) si può utilizzare la correlazione derivata dai metodi di Skempton e di Liao & Whitman ("Manual on estimating soil properties" - Cornell University, 1990) valida per sabbie normal consolidate ($OCR = 1$ estendibile anche a $OCR = 3$).



$$Dr = \sqrt{\frac{(N_l)_{60}}{60 + 25 \log D_{50}}} \quad [1]$$

D_{50} = diametro dei granuli passanti al 50% in mm.

Oppure la correlazione proposta da Meyerhof

$$Dr = 21 \sqrt{\frac{N_{SPT}}{\sigma_{vo} + 0.7}} \quad [2]$$

Per la stima dell'angolo di attrito esistono varie correlazioni, ma si preferisce utilizzare quella di Shioi-Fukui del Road Bridge Specification che risulta tra le più conservative

$$\varphi = \sqrt{15 N_{SPT}} + 15 \quad [3]$$

Anche per la stima del **modulo di deformabilità** esistono varie correlazioni proposte in letteratura per varie granulometrie dei terreni. Tra queste si citano le seguenti.

Correlazioni proposte da D'Appolonia et al. (1970)

$$E = 0.756 N_{SPT} + 18.75 \quad [4] \quad (\text{MPa}) \text{ valida per sabbia e ghiaia NC}$$

Correlazione proposta in Pasqualini: Standard Penetration Test (Politecnico di Torino 1983)

La seguente correlazione interpola i risultati di correlazioni tra prove SPT e prove pressiometriche eseguite da Tornaghi, Franke, Ghionna-Lancellotta-Maniscalco, Albert-Hegg-Manassero.

$$E = B \sqrt{N_{SPT}} \quad [5]$$

con $B = 7 \text{ MPa}$

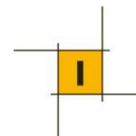
Per le considerazioni svolte precedentemente, la scelta del valore di N_{SPT} rappresentativo è complicata dalla presenza di blocchi e grossi frammenti. Escludendo i valori a rifiuto si ricava un valore medio di 55.

Con questi dati si ricavano valori di densità relativa compresi tra 60 e 85%.

Per la stima dell'angolo di attrito si preferisce fare riferimento al più basso dei valori di N_{SPT} (40) dal quale si ottiene un valore di $\varphi \cong 39^\circ$. Applicando le correzioni prima ricavate si dovrebbero utilizzare valori leggermente inferiori (fino a $N=35$) con il quale risulta $\varphi \cong 37^\circ$, valore che può risultare realistico e rappresentativo di materiali sciolti a grana grossa con buono/elevato stato di addensamento.

Il valore di coesione andrebbe considerato nullo coerentemente con la scarsità di frazione limo-argillosa (e con l'assenza di cementazione vera e propria). È noto tuttavia che questi materiali possono assumere, in particolari condizioni, un comportamento "pseudocoesivo", soprattutto in condizioni di sottosaturazione (coesione per capillarità, incastro tra i granuli, ecc...).

È comunque non affidabile e non cautelativo assumere valori di coesione a lungo termine e soprattutto se in condizioni di saturazione, mentre potrebbe essere lecito assumere valori (assai bassi) di coesione apparente in particolari condizioni e comunque a breve termine.



Tali considerazioni riguardano in particolare le condizioni di stabilità dei fronti di scavo in galleria, di cui si riferirà nello specifico capitolo.

Il modulo di deformabilità (modulo di Young E'), ricavato dalle correlazioni prima citate, risulta nel campo tra 50 e 70 MPa circa.

Si tratta di valori relativamente bassi se riferiti alla granulometria del materiale; possono essere tuttavia rappresentativi delle porzioni prevalentemente sabbiose o sabbioso-ghiaiose.

Una stima del modulo di deformabilità si può ricavare anche dai valori delle velocità delle onde sismiche ricavate dalle prospezioni sismiche a rifrazione. In questo caso, trattandosi di materiali molto eterogenei, i valori ricavabili da queste prove (che interessano volumi di materiale ben più ampi della singola prova SPT) potrebbero risultare più significativi. Si applicano in questi casi gli approcci utilizzati per la caratterizzazione geomeccanica degli ammassi rocciosi.

Per gli stati di addensamento prima indicati si può stimare (v. norme DIN 1055 per terreni ghiaiosi) un peso di volume di 19-20kN/m³. Nelle porzioni detritiche a grossi blocchi, il peso di volume medio può risentire della presenza di grossi blocchi di roccia (con peso di volume tipico della roccia) e assumendo valori più elevati, fino al 20-21kN/m³.

Dall'insieme di questi dati, l'ammasso detritico può essere caratterizzato dal seguente campo di valori (da assumere come "valori caratteristici" ai sensi del DM 14/1/2008) dei parametri meccanici:

peso di volume $\gamma = 19-20 \text{ kN/m}^3$

coesione efficace $c' = 0$

angolo d'attrito $\varphi' = 35^\circ-38^\circ$

modulo di deformabilità $E' = 50-100 \text{ MPa}$ (per le porzioni più superficiali da 0 a 10m e con scarsi blocchi)
 $E' = 100-200 \text{ MPa}$ (per le porzioni profonde >10m e/o con molti blocchi)

Per quanto riguarda la stima della permeabilità si può fare riferimento alle formule che legano tale parametro con il D_{10} del terreno (passante 10%), ad esempio la formula di Hazen, v. anche figura 7 seguente:

$$K = c \cdot D_{10}^2.$$

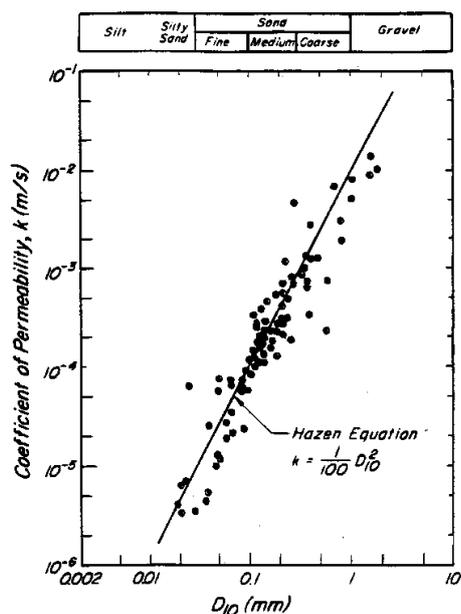
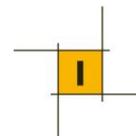


Fig. 7 Formula di Hazen per la stima della permeabilità

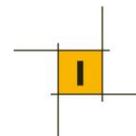
Una delle principali fonti di incertezza nell'applicazione della formula di Hazen risiede nella corretta scelta del valore da attribuire alla costante di proporzionalità C e in bibliografia l'indicazione non è univoca. Vista l'ampia diffusione di questa formula molti autori hanno eseguito correlazioni e, in funzione delle caratteristiche dei campioni utilizzati, sono stati ottenuti diversi valori della costante di proporzionalità. Trattandosi infatti di una relazione sperimentale, i principali autori piuttosto che riportare un valore preciso per la costante C hanno preferito indicare una fascia di riferimento.

Dai dati di letteratura emerge una ampia distribuzione dei valori di C e questo elemento rappresenta la maggiore fonte di incertezza nell'utilizzo della formula di Hazen per la determinazione della permeabilità.

In mancanza di elementi che conducano ad una scelta differente, in bibliografia si suggerisce generalmente di considerare $C=0,01$.

L'equazione di Hazen è applicabile a terreni granulari sciolti con D_{10} variabile da 0,1 mm a 3 mm e con coefficiente di uniformità $C_u < 5 [D_{60}/D_{10}]$.

Le analisi granulometriche effettuate nei terreni detritici hanno riscontrato valori di D_{10} molto variabili, tra 0.3mm e 2 μ . Considerando solo il range di applicazione della formula risulterebbero valori di $K = 1 \div 3 \cdot 10^{-3}$ m/s. Si tratta tuttavia di una parte minoritaria dei campioni analizzati che hanno riscontrato questi valori, mentre la parte preponderante ha valori di D_{10} decisamente inferiori che porta a non poter applicare questa relazione. per i terreni con una frazione fine i valori di permeabilità possono abbassarsi bruscamente nel range $K = 1 \cdot 10^{-4} \div 10^{-6}$ m/s con il valore intermedio che può ritenersi rappresentativo dell'insieme dell'ammasso detritico. Questo tuttavia può avere strati e lenti a permeabilità diversa, fino a raggiungere i valori più elevati prima descritti negli strati più grossolani.



6.2. Unità geotecnica K. Formazione prevalentemente calcarea del substrato

Nell'unico sondaggio in cui è stata attraversata la formazione del substrato la litologia è formata da prevalenti calcari e calcari marnosi di colore grigio scuro-nerastro, con vene di calcite, ma tra 31.5 e 38m è probabile sia stato attraversato un orizzonte marnoso-argillitico segnalato in letteratura nell'ambito della Formazione di Werner. La presenza del sovrascorrimento varie volte citato è la causa del forte disturbo del materiale; anche l'attribuzione geologica della formazione del substrato è resa difficoltosa dal forte scompaginamento subito durante gli eventi tettonici quindi è difficile estrapolare, con le usuali regole geologiche, gli affioramenti (peraltro molto scarsi) presenti nelle zone vicine al tracciato di progetto.

Nel sondaggio SV3 il primo tratto (tra 20 e 31.5m circa) è formato da calcari marnosi molto fratturati fino a completamente disgregati; il campionamento è rappresentato da frammenti spigolosi, piccole carote più o meno integre in genere inferiori a 10cm; solo in un caso, su 11.5m di carotaggio, è stata prelevata una carota da 15cm (RQD praticamente nullo).

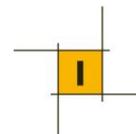
Tra 31.5 e 38m i frammenti prelevati sono impastati con una matrice limo-argillosa (si tratta verosimilmente di un passaggio marnoso-argillitico della formazione).

Da 38m a fondo foro (40m) riprende la formazione calcarea con un grado di fratturazione solo leggermente minore (si prelevano alcune carote di lunghezza tra 10 e 20cm).

Il valore di RQD in questo tratto è valutato in circa 25%.



SV3 da m 20 a m 25



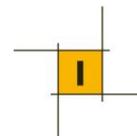
SV3 da m 25 a m 30



SV3 da m 30 a m 35



SV3 da m 35 a m 40



L'intesa fratturazione è da attribuire alla presenza dell'importante allineamento tettonico per sovrascorrimento della "Faglia della Valsugana" citata in precedenza. Vista l'importanza di questa dislocazione tettonica, è presumibile che essa si associ ad una fascia molto ampia in cui le rocce sono state deformate e triturate per il sovrascorrimento. Non necessariamente il sondaggio ha attraversato la superficie di faglia (che peraltro è verosimile che sia formata da più "fasci" tettonici"), ma è ragionevole ritenere che sia stata attraversata la fascia tettonizzata associata a questa dislocazione.

Come è noto, per la caratterizzazione geotecnica (geomeccanica) degli ammassi rocciosi non si possono seguire gli approcci tipici della meccanica delle terre a causa della forte disomogeneità e spesso anisotropia degli ammassi rocciosi. Questi sono infatti strutture composte da una matrice intatta separata da giunti o discontinuità, serrate o più o meno aperte, a volte riempite da materiale di origine secondaria.

Le discontinuità hanno pertanto una fondamentale importanza per il comportamento meccanico dell'ammasso roccioso che, dal punto di vista ingegneristico, viene assimilato ad un aggregato di blocchi, più o meno giustapposti.

La caratterizzazione geomeccanica dell'ammasso consiste quindi nella definizione dei parametri geomeccanici e geometrici più significativi e nell'individuazione di un modello che meglio approssimi il comportamento dell'ammasso, assimilandone il comportamento ad un mezzo "continuo" equivalente.

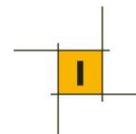
Gli usuali approcci in campo progettuale prevedono l'utilizzo degli "indici" di caratterizzazione e l'applicazione poi di uno specifico modello costitutivo dell'ammasso.

Uno dei criteri più utilizzati in termine di indici di caratterizzazione è quello denominato GSI (Geological Strength Index) di Hoek. Questo criterio (nato negli anni '80 da Hoek & Brown) per un ammasso roccioso generico, è poi stato ampliato, dettagliato e integrato anche da altri autori per renderlo applicabile a vari tipi di ammasso e per superare l'approccio strettamente qualitativo originario.

Nella figura seguente si riporta lo schema base del criterio GSI che viene utilizzato per la determinazione del valore indice di riferimento in relazione al grado di fratturazione e alle condizioni dei giunti.

Il giudizio si basa sostanzialmente sulla intensità della fratturazione e sulle condizioni di allentamento da un lato e sulle caratteristiche delle superfici dei giunti dall'altro, mentre viene trascurato l'effetto della resistenza del materiale roccioso.

Questo schema è poi stato modificato, integrato e adattato anche per altre tipologie di ammassi rocciosi (flysch, rocce scistose, ecc..) rimanendo però invariato l'approccio di base.

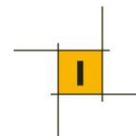


GEOLOGICAL STRENGTH INDEX						
According to geological conditions, pick the appropriate box in this chart. Estimate the average value of the Geological Strength Index GSI from the contours						
STRUCTURE	DISCONTINUITY SURFACE CONDITION	VERY GOOD Very rough, unweathered surfaces	GOOD Rough, slightly weathered, iron stained surfaces	FAIR Smooth, moderately weathered or altered surfaces	POOR Slackensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings containing angular rock fragments	VERY POOR Slackensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings
 BLOCKY - very well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three orthogonal discontinuity sets		80	70			
 VERY BLOCKY - interlocked, partially distributed rock mass with multifaceted angular blocks formed by four or more discontinuity sets			60	50		
 BLOCKY/FOLDED - folded and faulted with many intersecting discontinuities forming angular blocks				40	30	
 CRUSHED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with a mixture of angular and rounded blocks					20	10

L'apparente semplicità del metodo GSI ha portato ad un uso intensivo (e spesso non consono alle effettive intenzioni degli Autori) di questo criterio. L'applicazione corretta di questo metodo presuppone la realizzazione di approfonditi studi e rilevamenti geomeccanici sul campo, con la disponibilità di affioramenti e fronti di scavo di dimensioni e qualità tali da garantire una significatività statistica dei dati di acquisizione oltre che una affidabilità degli stessi.

Molto spesso gli affioramenti sono molto limitati, di ridotte dimensioni e disturbati da fenomeni di alterazione dell'ammasso. I dati principali circa lo stato di fratturazione della roccia derivano molto spesso dai soli dati di carotaggio (RQD ed esame delle condizioni delle superfici di discontinuità).

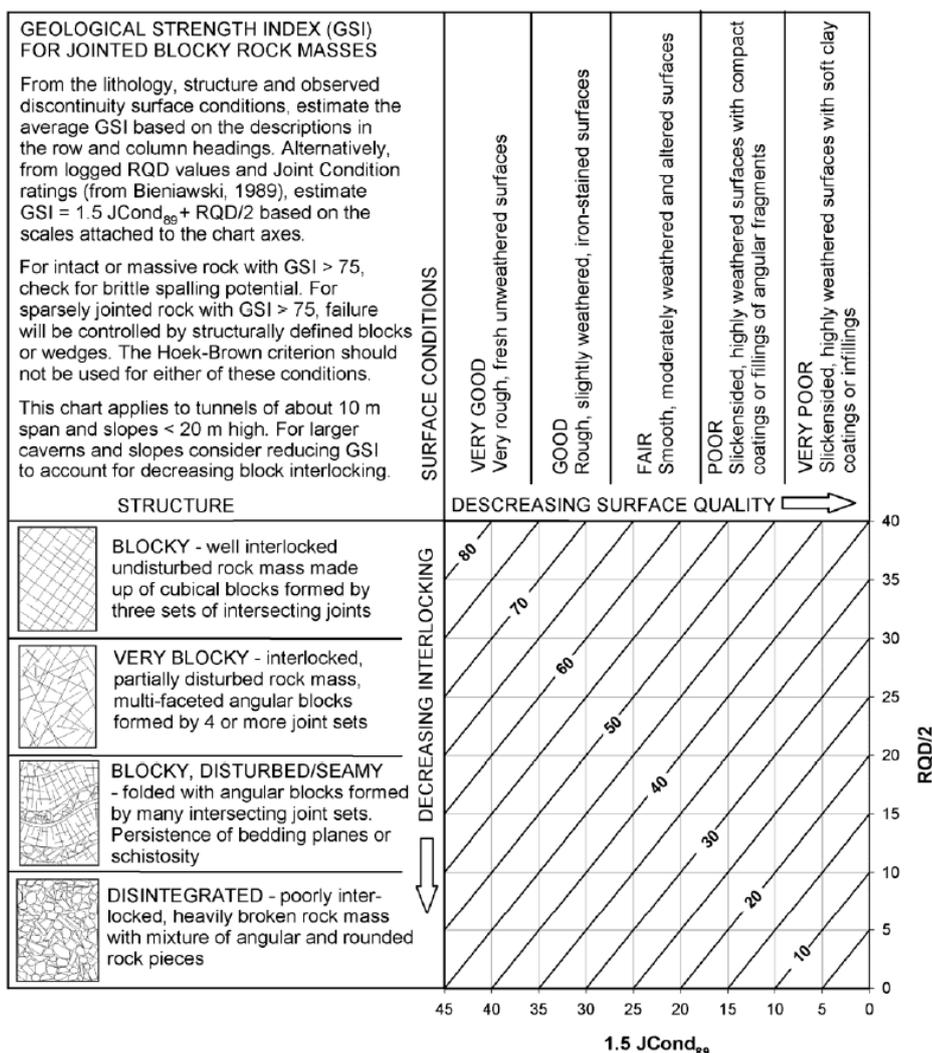
Tali circostanze hanno indotto Hoek ed altri autori a proporre un metodo "quantitativo" del GSI ("Quantification of the Geological Strength Index Chart" – Hoek, Carter, Diederichs – 2013) che prevede l'utilizzo dei soli dati RQD e J (condizioni delle discontinuità, già impiegate da Bienawski con la sigla JCond₈₉, ad indicare "Joint Condition" secondo il sistema di Bienawski del 1989).



Questo approccio può essere considerato valido e applicabile nel caso in esame, dove mancano del tutto affioramenti del substrato roccioso (ameno nell'ambito delle aree di progetto) a causa di una potente ed estesa copertura detritica. Le uniche osservazioni possono essere ricavate dalle carote dei sondaggi.

Il sistema proposto è illustrato nella scheda seguente ed è rappresentabile dalla formula:

$$GSI = 1.5 JCond_{89} + RQD/2$$



La metodologia di calcolo del $JCond_{89}$ è riportata nella tabella seguente (ripresa dalla pubblicazione citata). Una valutazione per quanto possibile realistica di tale valore (ricavata dall'esame delle carote e dei pochi affioramenti, peraltro molto disturbati e in zone non proprio vicine al sito di progetto), portano ad una valutazione di $JCond_{89} = 7 \div 16$ a seconda delle varie condizioni di fratturazione e di alterazione (quest'ultima dipendente anche dalla vicinanza con la superficie topografica).

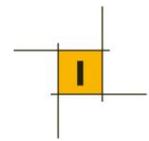


Table 1: Definition of JCond₈₉, after Bieniawski (1989) [5].

Condition of discontinuities	Very rough surfaces Not continuous No separation Unweathered wall rock	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Slightly weathered walls	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Highly weathered walls	Slickensided surfaces or Gouge < 5 mm thick or Separation 1 – 5 mm Continuous	Soft gouge > 5 mm thick or Separation > 5 mm Continuous
Rating	30	25	20	10	0

Guidelines for classification of discontinuity conditions

Discontinuity length (persistence) Rating	< 1 m 6	1 to 3 m 4	3 to 10 m 2	10 to 20 m 1	More than 20 m 0
Separation (aperture) Rating	None 6	< 0.1 mm 5	0.1 – 1.0 mm 4	1 – 5 mm 1	More than 5 mm 0
Roughness Rating	Very rough 6	Rough 5	Slightly rough 3	Smooth 1	Slickensided 0
Infilling (gouge) Rating	None 6	Hard infilling < 5 mm 4	Hard filling > 5 mm 2	Soft infilling < 5 mm 2	Soft infilling > 5 mm 0
Weathering Rating	Unweathered 6	Slightly weathered 5	Moderate weathering 3	Highly weathered 1	Decomposed 0

I valori di RQD sono risultati quasi sempre nulli nel carotaggio tranne alcuni brevi tratti in cui si riescono a prelevare piccoli spezzoni di carote della lunghezza dell'ordine di 20cm al massimo. E' lecito presumere che il sistema di carotaggio utilizzato (con carotiere semplice) abbia sicuramente provocato un certo grado di disturbo indotto dalla perforazione, ma non insito nella formazione indisturbata in situ. Pur con queste considerazioni, ma avendo appurato che l'intera zona è affetta da un notevole disturbo per fenomeni tettonici antichi, si è adottato un valore rappresentativo di RQD=0.

Il valore di GSI che si ricaverebbe sarebbe quindi nel campo GSI = 10÷20. Si ritiene che un valore di GSI=15 possa ritenersi rappresentativo della porzione di formazione più direttamente interessata dalle opere.

Per il modello costitutivo dell'ammasso si fa riferimento (come è usuale) dal criterio di resistenza non lineare di Hoek e Brown (1980) espresso dalle relazioni:

$$\begin{aligned} \sigma_1' &= \sigma_3' + \left\{ m_i \sigma_c \sigma_3' + s_i \sigma_c^2 \right\}^{1/2} \\ \sigma_1' &= \sigma_3' + \left\{ m_a \sigma_c \sigma_3' + s_a \sigma_c^2 \right\}^{1/2} \end{aligned} \quad [1]$$

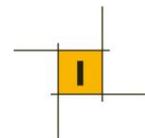
rispettivamente per materiale roccioso e ammasso roccioso, in cui σ_c è la resistenza a compressione uniassiale del materiale roccioso e m ed s sono due parametri legati alla resistenza, di tipo attritivo e coesivo.

Per il materiale roccioso viene usualmente assunto $s_i = 1$.

Il criterio, parte dalle caratteristiche meccaniche della roccia intatta, per poi introdurre dei coefficienti correttivi per tenere conto delle caratteristiche dei giunti dell'ammasso.

Per tenere conto di effetti di disturbo dell'ammasso, Hoek ha introdotto un criterio di rottura modificato e successivamente "generalizzato" in cui nell'equazione [1] è stato introdotto un coefficiente "a" per adattare meglio la forma della curva nel piano di Mohr.

In tal modo la [1] diventa:



$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \left\{ m_i \sigma_c \sigma'_3 + s_i \sigma_c^2 \right\}^a$$

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \left\{ m_a \sigma_c \sigma'_3 + s_a \sigma_c^2 \right\}^a$$

Hoek e Brown (1980), per stimare i valori di m_a e s_a dell'ammasso roccioso a partire dall'indice GSI, hanno proposto le seguenti relazioni:

$$m_b = m_i \cdot \exp\left(\frac{GSI-100}{28}\right) \quad s_b = s_i \cdot \exp\left(\frac{GSI-100}{9}\right)$$

Più recentemente (Hoek, Carranza-Torres and Corkum, 2002), al fine di tenere conto di effetti di disturbo o allentamento dell'ammasso, i valori di m_b , s e a sono stati ricavati dalle seguenti espressioni:

$$m_b = m_i \cdot \exp\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right) \quad s = \exp\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right)$$

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

m_i costante adimensionale dipendente dal tipo litologico ($m_i = 10$ per calcari).

D effetto di disturbo in seguito all'abbattimento della roccia con esplosivo (nel nostro caso nullo).

I parametri di resistenza dell'ammasso possono essere espressi anche nel piano di Mohr-Coulomb ($\sigma-\tau$) anziché in termini di sforzi principali, correlando in base a relazioni geometriche, lo sforzo di taglio in funzione della sollecitazione normale (si rimanda alle pubblicazioni specifiche per la trattazione della conversione numerica).

In definitiva, per il calcolo dei parametri di resistenza espressi in termini di coesione ed angolo di attrito efficaci lo stesso Hoek (1980) ha proposto la seguente procedura di calcolo:

$$\varphi' = \arcsen \left[\frac{6am_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}} \right]$$

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

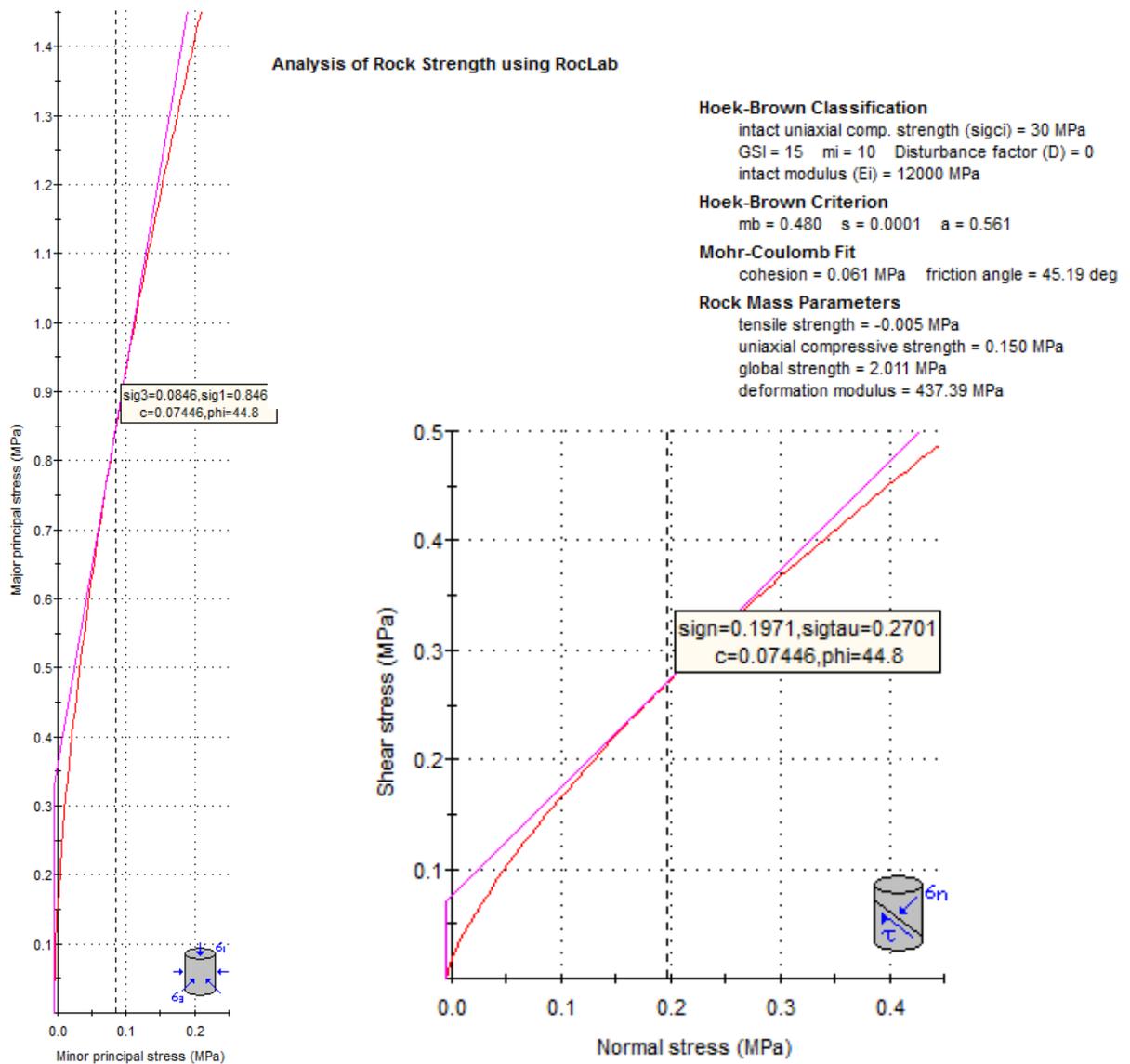
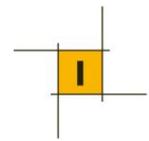
dove

$$\sigma'_{3n} = \sigma'_{3\max} / \sigma_c$$

Il valore di $\sigma'_{3\max}$ è il limite superiore della tensione di confinamento per il quale viene considerata la correlazione tra il criterio di Hoek-Brown e di Mohr-Coulomb.

Nella figura seguente è riportata la curva intrinseca e i valori di resistenza in funzione dello sforzo normale efficace, nel campo di tensioni di interesse (la curva è ricavata dal software RocLab proposto da Hoek).

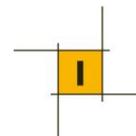
È stato adottato un valore di GSI = 15, mentre per la resistenza a compressione del litotipo (intatto) è stato adottato un valore cautelativo pari a 30 MPa.



Si ricava una coppia di valori, in termini arrotondati $c = 50$ kPa, $\phi = 45^\circ$ che può ritenersi rappresentativa dell'ammasso alterato e molto fratturato come individuato nell'unico carotaggio (SV3) che ha attraversato questa formazione alle profondità tra 20 e 40m dal p.c..

Per la stima del **modulo di deformabilità** (a livello di ammasso) è ben nota la difficoltà di una valutazione affidabile considerando la stretta dipendenza tra questo valore e il grado di fratturazione (e nel nostro caso anche della forte alterazione dell'ammasso). Il modulo di deformabilità che si può ricavare dalle prove di compressione in laboratorio è relativo alle sole caratteristiche del campione intatto, ma non possono essere attribuite all'ammasso roccioso.

Indicazioni preliminari sulla deformabilità dell'ammasso possono essere ricavate da una valutazione della qualità della roccia basata sulle classifiche tecniche.



Gli autori Hoek and Diederichs (2006) hanno riesaminato tutti i metodi empirici per stimare il modulo di deformabilità dell'ammasso roccioso ed hanno proposto la relazione:

$$E_d (MPa) = 100000 \left(\frac{1 - D/2}{1 + e^{((75+25D-GSI)/11)}} \right)$$

Il valore così ricavato è quello riportato nella scheda precedente e cioè in termini arrotondati E=400-450MPa.

6.3. Modello geotecnico

Nella tabella seguente si riporta la caratterizzazione geotecnica ricavata dall'insieme dei dati commentati in precedenza. I valori della tabella vanno intesi come "valori caratteristici" ai sensi del DM14/1/2008.

Tabella 2 – Caratteristiche geotecniche delle Unità

Unità	Descrizione	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ (°)	E (MPa)
DT	Detrito a grana grossa e blocchi	19÷20	0	35÷38	50÷100 100÷200
K	Formazione del substrato alterato	22÷23	50	45	400÷500

6.4. Modello sismico

Come indicato nella Relazione Geologica, i terreni interessati dalle opere si possono classificare nella **categoria B**, caratterizzati cioè da V_{S30} compresi tra 360 m/s e 800 m/s.

Per tutti i siti la **categoria topografica** ricade nella classe **T1**.

Con questi dati potranno ricavarsi i vari spettri sismici di progetto a seconda delle varie condizioni progettuali e delle tipologie di opere.