

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



## INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01

### TRATTA A.V. /A.C. TERZO VALICO DEI GIOVI PROGETTO ESECUTIVO

### GALLERIA NATURALE FINESTRA CASTAGNOLA Relazione Geotecnica

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE DEI LAVORI	
Consorzio <b>Cociv</b> Ing. P.P. Marcheselli		

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
I G 5 1	0 2	E	C V	R B	G N 1 5 M X	0 0 1	A

Progettazione :

Rev	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Progettista Integratore	Data	IL PROGETTISTA
A00	Emissione	Rocksoil 	15/07/2013	Rocksoil 	15/07/2013	A. Palomba 	19/07/2013	 Consorzio Collegamenti Integrati Veloci Dott. Ing. Aldo Mancarella Ordine Ingegneri Prov. TO n. 6271 R

n. Elab.:	File: IG5102ECVRBGN15MX001A00
-----------	-------------------------------

CUP: F81H92000000008



<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>Consorzio Collegamenti Integrati Veloci</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	
IG5102ECVRBGN15MX001A00		Foglio 3 di 106

## INDICE

1.	PREMESSA .....	5
2.	DOCUMENTAZIONE, NORMATIVA E STRUMENTI TERRITORIALI DI RIFERIMENTO .....	6
2.1.	Documentazione di riferimento .....	6
2.2.	Normative, raccomandazioni e strumenti territoriali di riferimento .....	6
3.	INQUADRAMENTO GEOLOGICO-GEOMORFOLOGICO-IDROGEOLOGICO ....	8
3.1.	Litotipi attraversati e loro giacitura .....	8
3.2.	Presenza di faglie e stato medio di fratturazione dell'ammasso .....	9
3.3.	Rischi geologici .....	9
3.4.	Assetto Idrogeologico dell'area d'intervento .....	10
4.	INDAGINI ESEGUITE .....	11
4.1.	Introduzione .....	11
4.2.	Indagini geognostiche - Progettazione Preliminare (2001-2002) .....	14
4.3.	Indagini da cunicoli (1998) .....	17
4.3.1.	Note generali .....	17
4.3.1.	Campagna di indagini e risultati principali .....	17
4.4.	Indagini geognostiche - Progettazione Definitiva (2004-2005) .....	20
4.5.	Indagini geognostiche - Progettazione Esecutiva 1°lotto (2012-2013) .....	21
5.	CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA .....	22
5.1.	Materiali a grana medio-fine (sabbie localmente ghiaiose in matrice limosa) .....	23
5.1.1.	Introduzione .....	23
5.1.2.	Determinazione della densità relativa $D_r$ da prove SPT .....	24
5.1.3.	Angolo di resistenza al taglio .....	25
5.1.4.	Caratteristiche di deformabilità .....	26
5.2.	Materiali a grana fine (limi e argille) saturi .....	29
5.2.1.	Introduzione .....	29
5.2.2.	Resistenza al taglio non drenata .....	30
5.2.3.	Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci .....	30
5.2.4.	Caratteristiche di deformabilità .....	30
5.3.	Formazioni rocciose .....	32
5.3.1.	Generalità .....	32
5.3.2.	Valutazione del parametro RMR'89 .....	33
5.3.3.	Criteri di rottura .....	35
5.3.4.	Caratteristiche di deformabilità .....	39
6.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA – GEOMECCANICA DEGLI ARGILLOSCISTI .....	41
6.1.	Configurazione generale dell'analisi finalizzata alla caratterizzazione .....	41
6.2.	FASE 1: Analisi completa campione risultati Indagini Pregresse .....	42
6.2.1.	Caratteristiche petrografiche .....	42
6.2.2.	Caratteristiche fisiche .....	44
6.2.1.	Caratteristiche di resistenza .....	47
6.2.1.	Caratteristiche di deformabilità .....	55
6.2.1.	Stato tensionale in situ .....	62
6.1.	FASE 2: Analisi campione risultati correlata alle caratteristiche di fratturazione dell'ammasso .....	66
6.1.1.	Note generali .....	66
6.1.1.	Caratteristiche fisiche .....	66
6.1.1.	Caratteristiche di resistenza .....	68
6.1.1.	Caratteristiche di deformabilità .....	72
6.2.	FASE 3: Classificazione GSI dell'ammasso sul campione analizzato .....	74
6.2.1.	Note generali .....	74

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5102ECVRBGN15MX001A00
	Foglio 4 di 106

6.2.2.	Criterio di classificazione geomeccanica definito dallo scavo dei cunicoli esplorativi .....	74
6.2.1.	Implementazione della classificazione geomeccanica .....	76
6.3.	FASE 4: Caratterizzazione Geo-meccanica degli argilloscisti .....	78
6.3.1.	Note generali .....	78
6.3.1.	Caratteristiche fisiche .....	78
6.3.2.	Caratteristiche di resistenza .....	79
6.3.1.	Caratteristiche di deformabilità .....	83
6.3.2.	Quadro di sintesi caratterizzazione geomeccanica .....	85
6.4.	Considerazioni sul fenomeno di squeezing .....	86
6.4.1.	Note introduttive.....	86
6.4.1.	Criterio di GOEL (1994).....	86
6.4.2.	Criterio di BARLA (1995).....	88
6.4.3.	Criterio di HOEK & MARINOS (2000).....	89
6.4.1.	Analisi comparata dei risultati.....	91
7.	INDAGINI GEOGNOSTICHE IN CORRISPONDENZA DELL'OPERA .....	94
7.1.	Sondaggi PP – PD – PE 1°lotto .....	94
7.1.	Indagini geognostiche in cunicolo .....	97
7.1.1.	Caratterizzazione dell'ammasso roccioso dai rilievi geostrutturali.....	97
7.1.1.	Indagini in situ.....	99
7.1.1.	Sintesi generale sui parametri ottenuti dalle prove in situ .....	100
7.1.1.	Monitoraggio in cunicolo.....	101
7.1.1.	Sezioni strumentate .....	104
7.1.2.	Adeguatezza del sistema di sostegno e consolidamento.....	105
8.	BIBLIOGRAFIA.....	106

#### ALLEGATI:

- ALLEGATO 1 – Quadro di unione risultati prove in situ e laboratorio – PP/PD/PE

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG5102ECVRBGN15MX001A00	Foglio 5 di 106

## 1. PREMESSA

In fase di Progetto Esecutivo è stato effettuato uno studio geologico finalizzato alla raccolta delle conoscenze ritenute necessarie per impostare correttamente la progettazione esecutiva per la realizzazione dello scavo della galleria naturale denominata Finestra Castagnola, relativamente alla tratta (ancora da scavare) dalla progressiva 0+694 fino all'innesto con la galleria del III Valico, nell'ambito dei lavori di realizzazione della linea AV/AC del Terzo Valico Ferroviario dei Giovi.

Lo scavo della galleria si sviluppa interamente in terreni costituiti da Argillocisti filladici, appartenenti alle Formazioni degli "Argillocisti di Murta" (AGF) e degli "Argillocisti di Costagiutta" (AGI); queste due formazioni rappresentano, nella nuova cartografia ufficiale, Foglio "Genova" n. 213-230 in scala 1:50.000, la ex Formazione delle "Argilliti a Palombini del Passo della Bocchetta".

***Dal punto vista geomeccanico le due formazioni sono completamente equivalenti alla ex formazione delle "Argille a Palombini del Passo della Bocchetta".***

La galleria ha una lunghezza totale di circa 2475 m di cui circa 695 m già scavati, e presenta coperture massime di 580 m.

La presente relazione ha per oggetto la caratterizzazione geotecnica degli Argillocisti filladici presenti nell'area d'intervento.

Essa si articola come segue:

- il capitolo 2 elenca i documenti, le normative e la bibliografia di riferimento.
- il capitolo 3 riporta un inquadramento geologico geomorfologico idrogeologico di sintesi riprendendo quanto descritto nella relazione geologica di progetto;
- il capitolo 4 riporta un riepilogo delle indagini geotecniche disponibili effettuate in più fasi, per la progettazione preliminare, definitiva e per l'attuale fase di progettazione esecutiva;
- il capitolo 5 descrive i criteri di interpretazione delle indagini geotecniche,
- il capitolo 6 riporta la caratterizzazione geotecnica / geomeccanica degli ammassi rocciosi presenti nell'area di intervento, quali risultano sia dagli studi di carattere geologico (cfr. profilo geologico), sia dall'interpretazione delle indagini e dei rilievi eseguiti, effettuata in base ai criteri descritti nel capitolo 5, definendo infine la sintesi dei parametri geotecnici.

Il documento revisiona, ove necessario, ed integra gli aspetti geotecnici del Progetto Definitivo e del progetto Esecutivo di prima emissione, inserendo l'analisi delle indagini integrative eseguite in fase di PE.

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p>IG5102ECVRBGN15MX001A00</p> <p style="text-align: right;">Foglio 6 di 106</p>

## 2. DOCUMENTAZIONE, NORMATIVA E STRUMENTI TERRITORIALI DI RIFERIMENTO

Nella stesura della relazione si è fatto riferimento a quanto elencato di seguito.

### 2.1. Documentazione di riferimento

- Profilo geologico - geotecnico longitudinale lungo il tracciato di linea e della finestra
- Profilo geologico in corrispondenza della tratta interessata dall'intervento a progetto
- Studi a carattere geologico, composti dai seguenti elaborati:
  - o Carta geologico-geomorfologica
  - o Carta idrogeologica
  - o Profilo geologico ed idrogeologico
- Indagini geognostiche eseguite durante la fase di Progetto Preliminare della galleria di linea.
- Indagini in situ eseguite durante lo scavo della prima tratta dei cunicoli esplorativi Vallemme e Castagnola
- Elaborazione ed analisi di tutti i rilievi strutturali dei fronti di scavo
- Indagini effettuate durante la fase di Progetto Definitivo.
- Indagini effettuate per la presente fase di Progetto Esecutivo.

### 2.2. Normative, raccomandazioni e strumenti territoriali di riferimento

Per il presente lavoro sono state prese a riferimento le seguenti normative di legge e strumenti territoriali di riferimento:

- D.M. 11.03.1988 e s.m.i. "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e le 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"
- Istruzioni relative alle "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 ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione" - Cir. Dir. Cen. Tecn. n° 97/81.
- Circ. LL.PP. 24 settembre 1988 n. 30483 "Norme tecniche per terreni e fondazioni - Istruzioni applicative"
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 Marzo 2003. "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica".

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p>IG5102ECVRBGN15MX001A00</p> <p>Foglio 7 di 106</p>

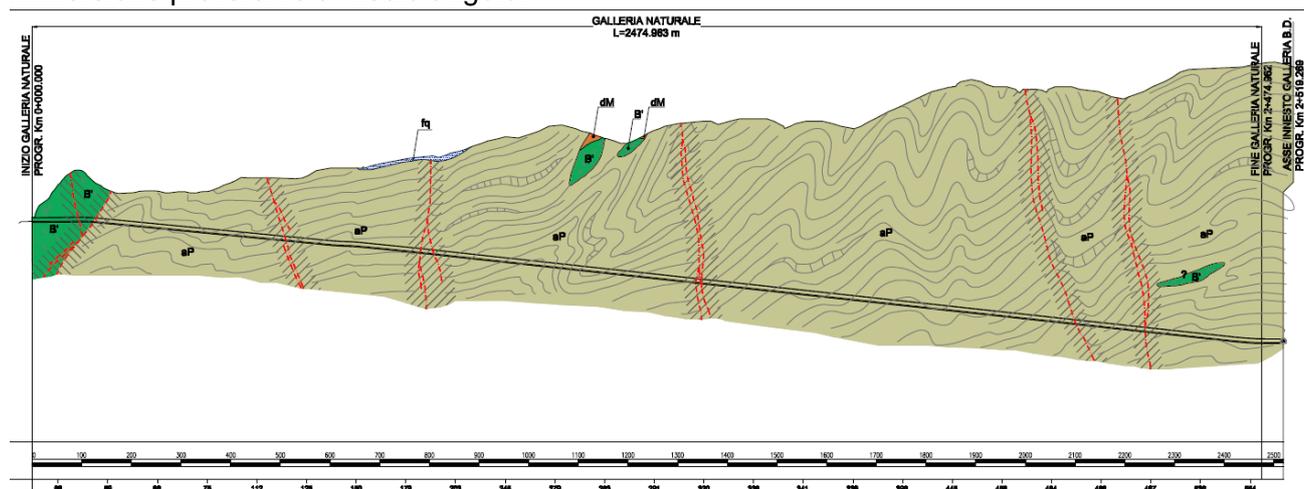
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3316. "Modifiche ed integrazioni all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20.03.03".
- Variante al P.T.C. Bacini Padani" (VBP) redatto dalla Provincia di Genova.
- Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico PAI - (Autorità di Bacino del Fiume Po).
- "Indagine geologica per verifiche di compatibilità idraulica ed idrogeologica del P.A.I." - Comunità Montana Alta Val Lemme Alto Ovadese
- EN 1997 Eurocodice 7 "Geotechnical Design"
- Part 1: General rules
- Part 2: Standards for laboratory testing
- Part 3: Standards for field testing.
- ASTM D1557 "Test method for laboratory compaction characteristics of soil using modified effort".
- CNR UNI 10009 "Costruzione e manutenzione delle strade – Tecnica di impiego delle terre".

### 3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO-GEOMORFOLOGICO-IDROGEOLOGICO

#### 3.1. Litotipi attraversati e loro giacitura

L'assetto geolitologico lungo lo sviluppo del tracciato è relativamente semplice, dal momento che è previsto che gli scavi interessino con continuità gli scisti micaceo carbonatici (aP) dell'unità delle Argille a Palombini del Passo della Bocchetta. La presenza di bancate carbonatiche di spessore metrico-decamentrico, reologicamente più rigide rispetto alle facies scistose prevalenti, è anche possibile. Seppure non siano stati rappresentati sulla sezione geologica previsionale, è possibile che localmente, all'interno di questa monotona successione di scisti, vengano intersecati dei corpi di meta-basalti (B') e di scisti silicei (dM).

La giacitura della foliazione, a causa dei fenomeni di piegamento, varierà frequentemente sia a scala metrica che decamentrica. Si potranno verificare sia situazioni di scavo con direzione della scistosità sub-perpendicolare all'asse della galleria e immersione perlopiù a medio angolo, sia situazioni in cui la direzione della scistosità risulterà essere sub-parallela all'asse, sempre con immersione prevalente a medio angolo.



#### SUCCESSIONI METAMORFICHE CENOZOICO-MESOZOICHE

##### Unità Figogna (Unità Timone - Bric Teiolo)

Impronta metamorfica in facies scisti verdi a pumpellyite-actinolite

- aP** ARGILLE A PALOMBINI DEL PASSO DELLA BOCCETTA (aP) (Cretacio inf. ?)  
 Scisti micaceo-carbonatici di colore grigio scuro o nero, ricchi in grafite, con intercalazioni decimetrico-metriche di calcari micritici, calcari micacei e metasiltiti. Ove possibile, sono state distinte le unità corrispondenti agli Argilloscisti di Costagiutta (AGI) e agli Argilloscisti di Murta (AGF).
- cE** METACALCARI DI ERZELLI (cE) (Giurassico sup. ? - Cretacio inf. ?)  
 Metacalcalari microcristallini, metacalcalari siltosi e localmente silicei in strati di potenza decimetrico -metrica con giunti pellici.
- dM** METASEDIMENTI SILICEI DELLA MADONNA DELLA GUARDIA (d) (Giurassico sup. ?)  
 Scisti silicei rossastri e localmente verdi, passanti talora a quarziti rosse o rosate, scistose e subordinatamente a scisti grigi.
- B'** METABASALTI (B') (Giurassico sup. ?)  
 Metabasalti da massicci a scistosi, talora con tessiture a pillow, e fratturazione generalmente intensa. Localmente sono presenti relitti di tessiture brecciate. Ove localizzati all'interno di corpi serpentinitici, possono mantenere l'originaria giacitura filoniana.
- Se'** SERPENTINITI, SERPENTINOSCISTI (Se') (Giurassico medio ? - Giurassico sup. ?)  
 Serpentinitici, talora massicci, fortemente fratturate, passanti a serpentinitici scistose.
- of'** METAOFICALCITI DI PIETRA LAVEZZARA (of') (Giurassico medio ? - Giurassico sup. ?)  
 Breccie a clasti prevalentemente serpentinitici e a cemento carbonatico.

Figura 3-1 Profilo Geologico Finestra Castagnola

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG5102ECVRBGN15MX001A00 <span style="float: right;">Foglio 9 di 106</span>

### 3.2. Presenza di faglie e stato medio di fratturazione dell'ammasso

E' prevista l'intersezione con alcune zone di faglia, poste all'incirca alle progressive 0+800, 1+350, 2+100 e 2+250. In tutti i quattro casi si tratterà di faglie a medio-alto angolo, caratterizzate da spessori di brecce tettoniche e fasce ad alta densità di fratturazione dell'ordine di alcuni metri, fino ad un massimo di una decina di metri. Gli angoli di intersezione con il tracciato risultano essere tutti piuttosto favorevoli.

La faglia posta alla pk 0+800 taglierà l'asse dell'opera con un angolo di incidenza in pianta di circa 45°, con intersezione prima sul paramento destro e successivamente sul paramento sinistro. Le due faglie poste alla pk 1+350 e 2+100 risultano avere direzione praticamente perpendicolare al tracciato e sono quindi orientate in modo favorevole. La faglia posta alla pk 2+250 attraverserà invece l'asse dell'opera con un angolo di circa 60°, con intersezione prima sul paramento sinistro e successivamente sul paramento destro.

Oltre alle strutture appena citate è comunque possibile la presenza di faglie minori, con persistenza metrico-decamentrica, caratterizzate da brecce tettoniche.

Lo stato di fratturazione generale dell'ammasso è caratterizzato da una densità delle superfici di discontinuità relativamente modesta; una densità di fratturazione media o medio-alta può essere tuttavia presente nelle bancate più carbonatiche o nelle eventuali lenti di meta-basalti, reologicamente più competenti e rigide.

### 3.3. Rischi geologici

Lo scavo procederà in un ammasso caratterizzato da un' anisotropia meccanica elevata a causa della foliazione, che risulta essere molto pervasiva.

I fenomeni carsici e i fenomeni di dissoluzione sono improbabili, vista la composizione prevalentemente fillosilicatica dei litotipi. Non si possono comunque escludere locali e limitati settori con microcarsismo nelle bancate maggiormente carbonatiche e presenza di sottili livelletti di dissoluzione con materiale incoerente.

La presenza di fronti misti, con contatti litologici tra litotipi a differente competenza meccanica è ipotizzabile in tutto il settore qui considerato. Ciò dipende principalmente dalla possibile intersezione, all'interno degli argilloscisti, di scaglie di litotipi a differente competenza e più compatti, quali basalti e scisti silicei. Non si può inoltre escludere che, qualora intercettati, i contatti tra gli argilloscisti e tali corpi litologici presentino delle riattivazioni cataclastiche di modesta entità (livelli di gouge di spessore centimetrico), che comunque contribuirebbero a determinare un elemento di debolezza meccanica sul fronte. Fronti misti saranno sicuramente da prevedersi in corrispondenza delle zone di faglia citate in precedenza.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG5102ECVRBGN15MX001A00	Foglio 10 di 106

### 3.4. Assetto Idrogeologico dell'area d'intervento

Gli argilloscisti che costituiscono la formazione delle “Argille a Palombini del Passo della Bocchetta” (aP) sono caratterizzati da permeabilità per fratturazione da bassa a molto bassa. La possibile presenza di interstrati calcarei relativamente più rigidi degli argilloscisti incassanti non modifica sostanzialmente la permeabilità globale dell’ammasso, dato il loro esiguo spessore. Gli argilloscisti non costituiscono un acquifero significativo.

Nel complesso quindi, lo scavo della finestra non presenta problematiche particolari dal punto di vista idrogeologico, fatte salve possibili condizioni di maggiore permeabilità legate alla presenza di zone di faglia, riguardo alle quali, allo stato attuale delle conoscenze e in assenza di sondaggi geognostici specifici, non è tuttavia possibile fare alcuna previsione precisa.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG5102ECVRBGN15MX001A00 <table border="1" data-bbox="1420 224 1532 315"> <tr> <td>Foglio 11 di 106</td> </tr> </table>	Foglio 11 di 106
Foglio 11 di 106		

## 4. INDAGINI ESEGUITE

### 4.1. Introduzione

I dati stratigrafici e geotecnici analizzati nell'ambito della caratterizzazione geotecnica/geomeccanica oggetto della presente relazione, sono stati desunti dai risultati delle indagini geotecniche in situ e di laboratorio condotte sulla formazione degli Argilloscisti filladici, nel corso delle Campagne di Indagini susseguitesi dall'avvio dello scavo dei cunicoli esplorativi sia lungo la linea principale che in corrispondenza delle viabilità secondarie.

L'analisi è stata nello specifico condotta sul database completo delle prove geognostiche costituito da rilievi geo-strutturali, risultati di prove in situ e laboratorio raccolti nell'ambito delle campagne di indagine qui di seguito descritte: (cfr. elaborato "Planimetria ubicazione indagini geognostiche"):

- Campagna di indagine eseguita durante lo scavo delle prime tratte dei cunicoli esplorativi (1998):
- Campagna di indagini P.P. (2001-2002)
- Campagna di indagini P.D. (2004)
- Campagna di indagini integrative P.D. (2005)
- Campagna di indagini P.E. Lotto 1 (2012-2013)
- Campagna di indagini P.E. Lotto 2 (2013 – dati non disponibili al momento della redazione del presente documento)

Si riportano nel seguito, in forma tabellare, i singoli sondaggi oggetto di elaborazione, per le varie campagne geognostiche condotte. Unitamente alla codifica COCIV propria delle verticali di indagine è data indicazione della formazione interessata dal sondaggio e della collocazione geografica delle verticali stesse (con riferimento alla progressiva della linea e distanza approssimativa dall'asse di tracciamento). Tutti i 73 sondaggi oggetto di studio sono collocati nel tratto di linea interessato dalla presenza degli argilloscisti (progressive km 0+000/20+000) e formazioni assimilabili in termini di comportamento geo-meccanico (fascia milonitica di Isoverde).

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5102ECVRBGN15MX001A00 <span style="float: right;">Foglio 12 di 106</span>

ID	Fase	Sondaggio Codifica COCIV	Formazione interessata	Progressiva linea m	Distanza asse tracciamento linea m
1	PP	BH02	ma	850	40
2	PP	BH02/IN	ma	850	40
3	PP	BH01/PZ	ma	1680	150
4	PP	BH04	aP	1875	30
5	PP	BH05	ma	2078	190
6	PP	BH06	aP	3470	130
7	PP	BH03/PZ	aP	4355	50
8	PP	BH08	aP	4505	50
9	PP	BH10	ma	7434	5
10	PP	BH11/PZ	ma	7962	60
11	PP	BH12/Ch	ma	8511	40
12	PP	BH16/PZ	aP	12590	10

**Tabella 4-1. Sondaggi Progetto Preliminare**

ID	Fase	Sondaggio Codifica COCIV	Formazione interessata	Progressiva linea m	Distanza asse tracciamento linea m
1	PD	SL05	aP	0	3000
2	PD	SL09	aP	0	3000
3	PD	SL12	aP	0	700
4	PD	SL28	aP	0	1000
5	PD	SL29	aP	0	1000
6	PD	SL36	aP	0	700
7	PD	SL05	aP	0	1000
8	PD	SL08	aP	0	3000
9	PD	SL09	aP	0	3000
10	PD	SL24	aP	0	2000
11	PD	SL35	aP	0	2000
12	PD	SL57	aP	0	0
13	PD	SL11	aP	150	10
14	PD	SF5	aP	500	30
15	PD	SF6	aP	550	10
16	PD	SC18	aP	1750	250
17	PD	SF13	aP	4250	1800
18	PD	SC21	aP	4600	150
19	PD	SL38	aP	6000	2000
20	PD	SL39	aP	6000	2000

**Tabella 4-2. Sondaggi Progetto Definitivo – 1 di 2**

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG5102ECVRBGN15MX001A00	Foglio 13 di 106

ID	Fase	Sondaggio Codifica COCIV	Formazione interessata	Progressiva linea m	Distanza asse tracciamento linea m
21	PD	SL55	aP	7500	600
22	PD	SL16	aP	7600	1200
23	PD	SL42	aP	9200	250
24	PD	SR11	aP/serpentinoscisto	10450	10
25	PD	SR12	aP/aP anidrite	10750	10
26	PD	SR13	aP	11950	50
27	PD	SR14	aP/breccia faglia	16450	20
28	PD	SP13	aP	16700	1600
29	PD	SP21	aP	16700	1500
30	PD	SP12	aP	16900	1500
31	PD	SP27	aP	17000	1100
32	PD	SP7	aP	17000	1000
33	PD	SP26	aP	17300	400
34	PD	SP25	aP	18000	1000
35	PD	SP4	aP	18000	1200
36	PD	SP5	aP	18000	1200
37	PD	SP2	aP	18250	1400
38	PD	SP35	aP	18750	2000
39	PD	SP36	aP	18750	2000
40	PD	SP38	aP	18750	2000
41	PD	SP39	aP	18750	2000

Tabella 4-3. Sondaggi Progetto Definitivo – 2 di 2

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5102ECVRBGN15MX001A00
	Foglio 14 di 106

ID	Fase	Sondaggio Codifica COCIV	Formazione interessata	Progressiva linea m	Distanza asse tracciamento linea m
1	PE	SI1	alterazione aP	500	--
2	PE	SLI7	aP	5000	700
3	PE	SI8	aP	6500	1500
4	PE	SI56	aP	7800	250
5	PE	SI9	aP	7900	400
6	PE	SI55	aP	8000	200
7	PE	SI54	aP	8100	150
8	PE	SI52	aP	8200	200
9	PE	SI16	aP	15500	4000
10	PE	SI17	aP	15500	4000
11	PE	SI18	aP	16700	2500
12	PE	SI19	aP/aP cappellaccio	16800	800
13	PE	SI20	aP cappellaccio	16800	800
14	PE	SI21	ma/aP cappellaccio	16800	1000
15	PE	SLI12	aP	17750	500
16	PE	SLI9	aP/aP cappellaccio	17750	1500
17	PE	SI22	ma/aP cappellaccio	17800	800
18	PE	SI23	aP	18000	1300
19	PE	SI24	aP/ma/cappellaccio	18750	2000
20	PE	SI25	aP	18750	2000
21	PE	SI28	aP-aP frana	18750	2000

**Tabella 4-4. Sondaggi Progetto Esecutivo**

La descrizione in forma sintetica delle indagini pregresse eseguite, per ogni fase progettuale, è fornita ai paragrafi che seguono.

#### **4.2. Indagini geognostiche - Progettazione Preliminare (2001-2002)**

Nella fase di Progetto Preliminare sono state eseguite una serie di indagini geognostiche, interessanti la formazione geologica degli argilloscisti filladici ed oggetto di analisi del presente documento, consistenti in:

- 12 sondaggi geognostici;
- 12 rilievi geostrutturali di superficie.

Le profondità, le posizioni relative al tracciato, le prove eseguite ed i campioni prelevati sono riassunti nella tabella seguente.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5102ECVRBGN15MX001A00 <span style="float: right;">Foglio 15 di 106</span>

SONDAGGIO	Profondità da p.c. (m)	Progressiva (m)	Dist. Asse (m)	Copertura Galleria (m)	Sismica in foro	Prove dilatometriche	Prelievo di campioni	Analisi mineralogica e petrografica
7A301A008	35	16480	1080	201			1	
XA301A009	30	16560	730	201			4	
AA301D016	60	170	30	0		2	2	
AA301D017	50	210	40	0		2	3	
AA301D018	59	240	90	0		1	3	
SA301G025	50	18080	1390	216				
SA301G026	50	18000	1310	215				
AA301G027	50,35	12590	10	530			5	
AA301G045	70	1680	130	95		5	7	
7A301G046	31,6	850	30	85		2	5	
XA301G047	100	4355	10	230		2	10	
AA301G048	65,5	1875	30	35		3	6	
AA301G049	127	2078	150	120		3	10	
AA301G050	150	3470	100	145		6	11	
SA301G051	81	7434	0	55		3	6	
AA301G052	120	7962	20	105		3	7	
6A301G053	50	8520	15	123	2			
6A301G054	60,8	8511	0	60		2	6	2
SA301G058	90,4	4792	1057	360		3	7	
SA301G114	100	17900	910	214			3	
AA301G116	250	4505	10	265		3	13	

**Tabella 4-5. Dettaglio sondaggi Progetto Preliminare**

Le indagini sono state eseguite utilizzando la tecnica del carotaggio continuo per sondaggi superficiali e la tecnica mista distruzione di nucleo-carotaggio continuo per quelli profondi.

L'esame dei dati scaturiti dai sondaggi a carotaggio ha in linea generale mostrato la presenza di un considerevole spessore di materiale alterato nei primi metri della colonna stratigrafica. Mediamente è possibile stabilire in circa 10-12 m tale spessore di alterazione, caratterizzato per i primi 3-4 m da coltre detritica incoerente alterata e per i restanti metri da roccia allentata, detensionata e spesso profondamente alterata. Il passaggio alla roccia sana avviene generalmente in maniera graduale e sfumata.

Nei sondaggi a carotaggio continuo sono state eseguite una serie di attività e di prove in sito :

- prelievo dei campioni indisturbati, rimaneggiati o di spezzoni di carote lapidee, per le prove di laboratorio,
- prove con dilatometro da roccia;
- prove di permeabilità di tipo Lugeon;
- installazione di tubazioni per misure geofisiche in foro (Down-hole, Cross-hole).
- installazione nei fori di sondaggio di piezometri di tipo Casagrande o a tubo aperto microfessurato.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5102ECVRBGN15MX001A00 <span style="float: right;">Foglio 16 di 106</span>

Per quanto riguarda le prove di laboratorio sono state eseguite le seguenti determinazioni significative ai fini delle elaborazioni oggetto della presente relazione:

- contenuto naturale d'acqua e della massa volumica apparente
- misura dell'indice Point Load Is (50)
- misura della velocità delle onde P;
- compressione uniassiale, anche in controllo di deformazione per la misura del modulo tangente e del modulo secante;
- prove di trazione indiretta (tipo Brasiliana);
- prove di taglio diretto su giunto naturale.

Nel corso della fase di progettazione preliminare sono stati eseguiti una serie di rilievi geostrutturali di superficie.

Per ogni stop strutturale sono state rilevate le giaciture delle principali discontinuità (clivaggio, foliazione, giunti di frattura) e sono state rilevate le loro caratteristiche in termini di spaziatura media, apertura, JCS e JRC, persistenza lineare, volumi unitari dell'ammasso roccioso e infine l'intensità di fatturazione espressa come numero di discontinuità medio per metro lineare di stendimento.

Nello specifico sono stati oggetto di analisi gli stop geostrutturali effettuati presso affioramenti della formazione degli argilloscisti, riportati nella tabella che segue.

Rilievo	spaziatura media	persistenza %	
		min	max
-	m	min	max
RS5	20	90	90
RS27	11-15	20	50
RS15	25	90	100
RS4	8	75	85
RS13	12	60	80
RS24	8-10	90	100
RS14	12	70	85
RS16	3-10	90	100
RS17	1-10	90	100
RS25	0.5-20	90	90
RS26	3-10	50	90
RS28	5	90	100

**Tabella 4-6. Rilievi geostrutturali del PP oggetto di analisi**

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5102ECVRBGN15MX001A00 <table border="1" data-bbox="1420 224 1533 318"> <tr> <td>Foglio 17 di 106</td> </tr> </table>	Foglio 17 di 106
Foglio 17 di 106		

### 4.3. Indagini da cunicoli (1998)

#### 4.3.1. Note generali

L'esecuzione delle gallerie sperimentali è stata considerata il mezzo di indagine ottimale per investigare le reali caratteristiche geomeccaniche della formazione argillitica attraversata unitamente alle risposte allo scavo sotto le elevate coperture presenti.

Il ricorso alle gallerie sperimentali come mezzo di indagine è stato determinato dalle seguenti motivazioni essenziali:

- assenza di dati sul reale comportamento di scavi sotterranei all'interno delle argilliti in questione per coperture superiori a 200-250 m;
- assenza di dati diretti sulle caratteristiche meccaniche del materiale argillitico per coperture superiori a 200-250 m.
- incertezze in merito alla caratterizzazione del materiale ai fini della progettazione di gallerie in argilliti aventi le dimensioni di quelle previste per la galleria di valico, ovvero le ripercussioni della scala del problema sulle reazioni dell'ammasso roccioso.

Nello studio di tali problematiche, le informazioni ottenibili dai cunicoli sperimentali di diametro significativo, risultano indispensabili per una efficace verifica del Progetto Esecutivo della galleria.

L'utilità della sperimentazione è stata comprovata dalla qualità dei primi risultati acquisiti nel corso dello scavo ad oggi eseguito, pur nella constatazione della parzialità del quadro conoscitivo dedotto per l'ammasso, specialmente sotto le coperture tuttora non investigate.

La sospensione dei lavori al 26.2.98 ha impedito il proseguimento delle indagini per le tratte aventi copertura superiore ai 200 m.

#### 4.3.1. Campagna di indagini e risultati principali

Durante lo scavo delle tratte iniziali dei due cunicoli Vallemme e Castagnola, sono state eseguite una serie di indagini in sito ed in laboratorio finalizzate alla conoscenza delle caratteristiche dell'ammasso roccioso; le indagini eseguite possono essere sintetizzate nelle seguenti tipologie:

- Rilievo geostrutturale sistematico del fronte di scavo
- Prelievo di campioni di roccia da sottoporre a prove di laboratorio (sondaggi geomeccanici dei quali uno verticale e due orizzontali all'altezza della parte inferiore del piedritto);
- Prove geognostiche per la misura dello stato tensionale in sito e delle caratteristiche di deformabilità dell'ammasso:
  - prove dilatometriche su foro verticale;
  - prove di fratturazione idraulica su foro verticale;

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 	
	<p>IG5102ECVRBGN15MX001A00</p>	<p>Foglio 18 di 106</p>

- martinetto piatto in parete;

- Prove geofisiche per la stima dei parametri dinamici dell'ammasso roccioso "disturbato" dallo scavo. (prove "cross hole" con interpretazione tomografica).

L'insieme delle informazioni così raccolte ha permesso di delineare un quadro generale delle caratteristiche dell'ammasso roccioso e dei fenomeni fisici che in esso si sono manifestati a seguito dello scavo (distacchi di materiale dal fronte o dalla calotta, presenza d'acqua, ecc.).

Per la descrizione dettagliata delle prove condotte in situ ed in laboratorio, si rimanda alla Relazione Geomeccanica Generale del Progetto Definitivo – documento A301-00-D-CV-RO-GN000X-003-A.

Nelle tabelle che seguono si fornisce una sintesi delle prove condotte in situ presso le stazioni di prova LN1-L1-L2-LCH2 (Cunicolo Vallemme) e C1-CN1 (Cunicolo Castagnola), unitamente alla presentazione dei principali risultati ottenuti.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5102ECVRBGN15MX001A00 <span style="float: right;">Foglio 19 di 106</span>

CUNICOLO VAL LEMME				
Stazione	Progressiva	Tipo di prova	Risultati	Note
LN1	240	Fratturazione idraulica	$K_0=2,5$	
		Martinetto piatto	1,5 MPa	Pressione di ripristino orizzontale
		Carico su piastra	E=350-950 MPa	Metodologia da rivedere
L1	245	RQD	30-40%	Valore medio (da 0 a 100%)
		Fratturazione idraulica	$K_0=1,8$	
		Dilatometrica	E=850 MPa	Valore medio (da 280 a 1700 MPa)
		Martinetto piatto	0,13 MPa	Pressione di ripristino verticale
		Cross-hole	Vp=2500-2600 m/s; Edin=14 GPa	Oltre 11 m dal cavo
			Vp=2000-2400 m/s; Edin=12 GPa	Tra 11 e 3 m dal cavo
Vp<2000 m/s; Edin=8 GPa	Entro 3 m dal cavo			
L2	427	RQD	0%	Stazione in zona tettonizzata
		Fratturazione idraulica	$K_0=2,5$	
		Dilatometrica	E=590 MPa	Valore medio (da 280 a 1690 MPa)
LCH2	500	Cross-hole	Vp=2500-2600 m/s; Edin=16 GPa	Oltre 15 m dal cavo
			Vp=2000-2400 m/s; Edin=13 GPa	Tra 15 e 4 m dal cavo
			Vp<2000 m/s; Edin=8 GPa	Entro 4 m dal cavo
	565	Rifrazione sul fronte	Vp=2400-2800 m/s	Oltre 1 m dal fronte
			Vp=800-1000 m/s	Tra il fronte e 1 m di profondità

**Tabella 4-7. Cunicolo Vallemme – Prove in situ e risultati ottenuti**

CUNICOLO CASTAGNOLA				
Stazione	Progressiva	Tipo di prova	Risultati	Note
C1	427	RQD	50-60%	Valore medio (da 0 a 100%)
		Fratturazione idraulica	$K_0=2,1$	
		Dilatometrica	E=7900 MPa	Valore medio (da 3100 a 20100 MPa)
		Martinetto piatto	0,34 MPa	Pressione di ripristino verticale
CN1	430	Martinetto piatto	0,33 MPa	Pressione di ripristino verticale
		Carico su piastra	E=250-2000 MPa	Metodologia da rivedere
		Rigonfiamento libero	1,5 mm dopo 1 mese	

**Tabella 4-8. Cunicolo Castagnola – Prove in situ e risultati ottenuti**

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>CODIV Consorzio Collegamenti Integrati Veloci</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>
	<p>IG5102ECVRBGN15MX001A00</p> <p>Foglio 20 di 106</p>

#### 4.4. Indagini geognostiche - Progettazione Definitiva (2004-2005)

Nella fase di Progetto Definitivo sono stati eseguiti 41 sondaggi geognostici interessanti la formazione geologica delle argilliti oggetto della presente caratterizzazione geotecnica.

Le indagini sono state eseguite utilizzando la tecnica del carotaggio continuo per sondaggi superficiali e la tecnica mista distruzione di nucleo-carotaggio continuo per quelli profondi.

L'esame dei dati scaturiti dai sondaggi a carotaggio ha in generale mostrato la presenza di un considerevole spessore di materiale alterato nei primi metri della colonna stratigrafica. Mediamente è possibile stabilire in circa 10-12 m tale spessore di alterazione, caratterizzato per i primi 3-4 m da coltre detritica incoerente alterata e per i restanti metri da roccia allentata, detensionata e spesso profondamente alterata. Il passaggio alla roccia sana avviene generalmente in maniera graduale e sfumata.

Nei sondaggi a carotaggio continuo sono state eseguite una serie di attività e di prove in sito :

- prelievo dei campioni indisturbati, rimaneggiati o di spezzoni di carote lapidee, per le prove di laboratorio,
- prove con dilatometro da roccia;
- prove di permeabilità di tipo Lugeon;
- installazione di tubazioni per misure geofisiche in foro (Down-hole, Cross-hole).
- installazione nei fori di sondaggio di piezometri di tipo Casagrande o a tubo aperto microfessurato. Per quanto riguarda le prove di laboratorio sono state eseguite le seguenti determinazioni significative ai fini delle elaborazioni oggetto della presente relazione:
  - contenuto naturale d'acqua e della massa volumica apparente
  - misura dell'indice Point Load  $I_s$  (50)
  - misura della velocità delle onde P;
  - compressione uniassiale, anche in controllo di deformazione per la misura del modulo tangente e del modulo secante;
  - prove di trazione indiretta (tipo Brasiliana);
  - prove di taglio diretto su giunto naturale.
  - prove di compressione triassiale

Si fa notare che le prove di tipo triassiale sono state eseguite con difficoltà, a causa della natura estremamente fessile del materiale, e la conseguente difficoltà nel confezionare provini significativi per la realizzazione delle prove stesse.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG5102ECVRBGN15MX001A00 <div style="float: right;">Foglio 21 di 106</div>

#### 4.5. Indagini geognostiche - Progettazione Esecutiva 1°lotto (2012-2013)

Nella fase di Progetto Esecutivo - 1° lotto - sono stati eseguiti 21 sondaggi geognostici interessanti la formazione geologica delle argilliti oggetto della presente caratterizzazione geotecnica.

Le indagini sono state eseguite utilizzando la tecnica del carotaggio continuo per sondaggi superficiali e la tecnica mista distruzione di nucleo-carotaggio continuo per quelli profondi.

L'esame dei dati scaturiti dai sondaggi a carotaggio ha in generale mostrato la presenza di un considerevole spessore di materiale alterato nei primi metri della colonna stratigrafica. Mediamente è possibile stabilire in circa 10-12 m tale spessore di alterazione, caratterizzato per i primi 3-4 m da coltre detritica incoerente alterata e per i restanti metri da roccia allentata, detensionata e spesso profondamente alterata. Il passaggio alla roccia sana avviene generalmente in maniera graduale e sfumata.

Nei sondaggi a carotaggio continuo sono state eseguite una serie di attività e di prove in sito :

- prelievo dei campioni indisturbati, rimaneggiati o di spezzoni di carote lapidee, per le prove di laboratorio,
- prove con dilatometro da roccia;
- prove di permeabilità di tipo Lugeon;
- installazione nei fori di sondaggio di piezometri di tipo Casagrande o a tubo aperto microfessurato.

Per quanto riguarda le prove di laboratorio sono state eseguite le seguenti determinazioni significative ai fini delle elaborazioni oggetto della presente relazione:

- contenuto naturale d'acqua e della massa volumica apparente
- compressione uniassiale, anche in controllo di deformazione per la misura del modulo tangente e del modulo secante;

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG5102ECVRBGN15MX001A00	Foglio 22 di 106

## 5. CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

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

- materiali a grana medio-fine (sabbie localmente ghiaiose in matrice limosa);
- materiali a grana fine (limi e argille in matrice sabbiosa);
- rocce metamorfiche (argilloscisti filladici, argille a palombini, serpentiniti, argilliti).

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

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

Come descritto nei successivi paragrafi, in sede di interpretazione delle indagini geotecniche, l'oggetto di interesse è costituito essenzialmente dalla formazione prevalente lungo il tracciato, ovvero le rocce metamorfiche da mediamente ad intensamente fratturate (argilloscisti filladici, argilliti a palombini, argilliti, serpentiniti).

Nei paragrafi che seguono sono pertanto illustrati nell'ordine :

- i criteri per la caratterizzazione dei materiali a grana medio-fine(sabbie localmente ghiaiose in matrice limosa);
- i criteri per la caratterizzazione dei materiali a grana fine (limi e argille in matrice sabbiosa)
- i criteri per la caratterizzazione delle rocce metamorfiche (argilloscisti filladici, argille a palombini, serpentiniti, argilliti).

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG5102ECVRBGN15MX001A00	Foglio 23 di 106

## 5.1. Materiali a grana medio-fine (sabbie localmente ghiaiose in matrice limosa)

### 5.1.1. Introduzione

In questa sede si intendono a grana medio-fine quei materiali caratterizzati da percentuali di fine (limo e argilla) inferiori a  $\cong 40\%$ .

In conseguenza del fatto che in tali materiali risulta difficile prelevare campioni indisturbati, la caratterizzazione geotecnica è affidata principalmente all'interpretazione delle prove in sito (mediante correlazioni empiriche) e delle prove di classificazione di laboratorio effettuate su campioni rimaneggiati in accordo ai criteri descritti nei paragrafi successivi.

L'interpretazione delle prove in sito e di classificazione di laboratorio è finalizzata a determinare principalmente le seguenti quantità:

- parametri di resistenza al taglio;
- parametri di deformabilità;
- coefficienti di permeabilità.

Si rileva che le correlazioni empiriche riportate nei paragrafi seguenti sono rigorosamente applicabili ove è ragionevole ritenere che le prove interpretate siano avvenute in condizioni drenate, ovvero nei seguenti casi:

- Terreni sopra falda purché caratterizzati da percentuali di fine (limo e argilla) inferiori a  $\cong 50\%$ .
- Terreni sotto falda purché caratterizzati da percentuali di fine (limo e argilla) inferiori a  $\cong 35\div 40\%$ .

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5102ECVRBGN15MX001A00 <span style="float: right;">Foglio 24 di 106</span>

### 5.1.2. Determinazione della densità relativa $D_r$ da prove SPT

#### In sabbia

In accordo a quanto indicato in Skempton (1986) la densità relativa  $D_r$  può essere correlata al valore NSPT con la seguente legge:

$$D_r = \left( \frac{1}{A + B \cdot \sigma_{vo}'} \cdot N_{SPT} \right)^{0.5}$$

essendo:

- A, B = costanti empiriche
- $\sigma_{vo}'$  = pressione verticale efficace esistente in sito alla quota della prova SPT (kg/cm<sup>2</sup>)
- $N_{SPT}$  = numero di colpi per 30 cm di infissione
- $(K_o)_{nc}$  = 0,5 = coefficiente di spinta a riposo per terreni normalmente consolidati
- $(k_o)_{sc}$  =  $0,5 \cdot (GSC)^{0.5}$  = coefficiente di spinta a riposo per terreni sovraconsolidati
- GSC = grado di sovraconsolidazione
- $D_r$  = densità relativa

Tipo di materiale	A	B
Sabbie fini normalmente consolidate	27,5	27,5
Sabbie grosse normalmente consolidate	43,3	21,7
Sabbie sovraconsolidate	27,5÷43,3	$(21,7 \div 27,5) \cdot \frac{1 + 2 \cdot (k_o)_{sc}}{1 + 2 \cdot (k_o)_{nc}}$

Tabella 5.1: Costanti empiriche A e B (Skempton, 1986)

In questa sede, ove non specificato espressamente, si assumeranno valori di A e B corrispondenti alle sabbie medie.

O ancora secondo la seguente correlazione:

- $D_r(\%) = 21 \text{ rad} q(N_{spt}/(s+0.7))$  - Formula di Gibbs e Holtz, valida per terreni prevalentemente sabbiosi.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5102ECVRBGN15MX001A00 <table border="1" data-bbox="1420 224 1532 315"> <tr> <td>Foglio 25 di 106</td> </tr> </table>	Foglio 25 di 106
Foglio 25 di 106		

### **In sabbie e ghiaie**

Nelle sabbie e ghiaie la determinazione della densità relativa  $D_r$  risulta meno agevole che nelle sabbie per i seguenti ordini di problemi:

Per motivi esecutivi il campionatore standard a punta aperta deve essere spesso sostituito con quello a punta conica; in linea di principio non è detto che i risultati ottenibili con il campionatore standard a punta aperta in termini di numero di colpi/30 cm risultino uguali a quelli conseguiti con la punta conica e quindi possano essere interpretati direttamente con le correlazioni empiriche di letteratura sviluppate per la prova SPT con campionatore standard a punta aperta.

Causa la presenza della ghiaia spesso vengono raggiunte condizioni di rifiuto che non necessariamente sono indice di elevati gradi di addensamento.

Per il superamento delle difficoltà in questa sede si opererà come segue:

Ove possibile, nell'ambito della stessa formazione sabbioso-ghiaiosa, verrà fatto un confronto tra i risultati delle prove SPT eseguite con il campionatore standard a punta aperta e quelle eseguite con la punta conica; in base a tale confronto si valuterà la possibilità di trasformare i risultati ottenuti con la punta conica in valori  $N_{SPT}$  equivalenti con il campionatore standard.

Ove tale confronto non sia possibile, i valori  $N_{SPT}$  misurati con la punta conica verranno equiparati ai valori  $N_{SPT}$  ottenibili con il campionatore standard.

Nel caso di raggiungimento delle condizioni di rifiuto, l'interpretazione geotecnica del dato sperimentale verrà effettuata facendo riferimento ad un valore  $N_{SPT}$  calcolato come segue:

- $N_{SPT} = 100$  - se le condizioni di rifiuto sono raggiunte nel primo tratto di 15 cm o nel secondo tratto di 15 cm
- $N_{SPT} = N_2 + \frac{50}{a} \cdot 15 \leq 100$  se le condizioni di rifiuto sono raggiunte nel terzo tratto di 15 cm essendo (a) l'affondamento misurato (in centimetri) per un numero di colpi pari a 50.

Verranno inoltre scartati i valori (troppo bassi o troppo alti) che si scostano decisamente dalla linea di tendenza caratteristica.

#### **5.1.3. Angolo di resistenza al taglio**

L'angolo di resistenza al taglio di picco  $\phi'$  verrà determinato facendo riferimento ai seguenti approcci alternativi:

- correlazione di Schmertmann e Gibbs & Holts, 1957
- correlazione Peck Hansen et al., 1974

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5102ECVRBGN15MX001A00 <table border="1" style="float: right; margin-left: auto;"> <tr> <td style="padding: 2px;">Foglio 26 di 106</td> </tr> </table>	Foglio 26 di 106
Foglio 26 di 106		

#### 5.1.4. Caratteristiche di deformabilità

##### **Moduli elastici iniziali**

##### **Generalità**

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

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

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

essendo:

$\gamma_t$  = peso di volume naturale del terreno in  $\text{kN/m}_3$

$\nu'$  = rapporto di Poisson del terreno = 0,15 ÷ 0,20

$V_s$  = velocità di propagazione delle onde di taglio in  $\text{m/sec}$ .

La velocità di propagazione delle onde di taglio  $V_s$  può essere ricavata direttamente da prove geofisiche “down hole” e “cross hole” o indirettamente, interpretando i risultati delle prove SPT.

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

$$G_o = G_{o1} \cdot \left( \frac{p'}{p_o} \right)^{0,5} \quad (\text{kPa})$$

$$E_o = G_o \cdot 2 \cdot (1 + \nu')$$

##### **$G_o$ da prove SPT**

La velocità delle onde di taglio da prove SPT in sabbie e ghiaie normalmente consolidate, silicee non cementate, può essere ricavata sulla base alla correlazione proposta da Ohta & Goto (1978) (vedi anche Baldi et al., 1989); in base a tale correlazione vale quanto segue:

$$V_s = C \cdot (N_{SPT})_{60\%}^{0,171} \cdot (z)^{0,199} \cdot f_A \cdot f_G \quad (\text{m/sec})$$

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5102ECVRBGN15MX001A00 <span style="float: right;">Foglio 27 di 106</span>

essendo:

$$C = 67,3$$

z = profondità dal p.c. in metri

$f_A$  = coefficiente funzione dell'epoca geologica del deposito

$f_G$  = coefficiente funzione della composizione granulometrica

$f_A$	Olocene	Pleistocene
	1,0	1,3

Tabella 5.2: Relazione di Ohta e Goto, 1978 - Coefficiente  $f_A$  (funzione dell'epoca geologica del deposito)

$f_G$	Ghiaie	Sabbie ghiaiose	Sabbie grosse	Sabbie medie	Sabbie fini
	1,45	1,15	1,14	1,07	1,09

Tabella 5.3: Relazione di Ohta e Goto, 1978 - Coefficiente  $f_G$  (funzione della composizione granulometrica del deposito)

#### 5.1.4.1. Moduli elastici "operativi"

##### Generalità

Il comportamento dei terreni a grana grossa risulta non lineare; i moduli di deformazione risultano infatti funzione sia delle pressioni efficaci medie correnti  $p'$  sia del livello di deformazione indotto o del grado di mobilitazione della resistenza al taglio.

In relazione a quanto sopra la scelta dei moduli di deformazione per le analisi ingegneristiche viene a dipendere anche dal metodo di analisi adottato.

Nel caso di ricorso a metodi di calcolo elastico-non lineari, i dati di ingresso per le analisi sono:

- I moduli elastici iniziali
- Curve di degrado del modulo in funzione del livello di deformazione indotto. Tipiche curve di degrado del modulo di taglio  $G$  in funzione del livello di deformazione  $\gamma$  indotto, tratte da Lo Presti (1989). In alternativa alle curve di degrado possono essere adottate le seguenti espressioni (Fahey, 1992 e Fahey & Carter, 1993):

$$\frac{E'}{E'_0} = \frac{1}{1 + 0.8 \cdot \left( \frac{\gamma}{\lambda_r} \right)}$$

$$\frac{E'}{E'_0} = 1 - 0.8 \cdot \frac{\tau}{\tau_{\max}}$$

o meglio (Byrne et al, 1990):

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG5102ECVRBGN15MX001A00 Foglio 28 di 106

$$\frac{E'}{E_0} = 1 - 0.8 \cdot \frac{\Delta\tau}{\Delta\tau_{\max}}$$

essendo:

$\gamma$  = deformazione di taglio corrente

$$\gamma_r = \frac{\tau_{\max}}{G_0}$$

$\tau_{\max}$  = tensione di taglio limite

$\tau$  = tensione di taglio corrente

$G_0$  = modulo di taglio iniziale

$\Delta\tau$  = variazione della tensione di taglio

$\Delta\tau_{\max}$  = variazione massima della tensione di taglio

Nel caso di ricorso a metodi di calcolo elastico-lineari o elastico-lineari-plastici, per la stima dei moduli “operativi” da associare allo specifico problema al contorno verranno fatte le seguenti assunzioni “convenzionali”:

- Nell’analisi di fronti di scavo sostenuti con opere di sostegno tipo paratie (tirantate e non) i moduli di Young “operativi”  $E_{op}$  sono pari a circa  $(1/3 \div 1/5) \cdot E_0$ ; il problema è infatti complessivamente di scarico; inoltre i coefficienti di sicurezza nei confronti della stabilità imposti dalla normativa vigente sono tali per cui normalmente le deformazioni indotte risultano relativamente contenute, dell’ordine di  $1 \times 10^{-3} \div 5 \times 10^{-3}$ .
- Nell’analisi di fondazioni profonde e dirette i moduli di Young “operativi”  $E_{op}$  sono pari a circa  $1/5 \cdot E_0$ , ciò in considerazione del fatto che:
  - in base alla normativa vigente tale tipo di opere è caratterizzato infatti da coefficienti di sicurezza nei confronti della rottura per capacità portante superiori a  $2.5 \div 3$ ;
  - gli spostamenti totali e differenziali ammissibili per l’opera sono molto contenuti (i cedimenti ammissibili sono infatti generalmente inferiori a  $0.01 \cdot B$ , essendo  $B$  la dimensione minore della fondazione).
- Nel calcolo dei cedimenti dei rilevati i moduli di Young “operativi”  $E_{op}$  sono pari a circa  $(1/5 \div 1/10) \cdot E_0$  o, in alternativa, pari a quelli desumibili dalle correlazioni empiriche; per tali strutture in terra possono essere infatti ammessi cedimenti totali e differenziali maggiori di quelli delle fondazioni profonde e dirette.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5102ECVRBGN15MX001A00 <table border="1" data-bbox="1420 224 1532 315"> <tr> <td>Foglio 29 di 106</td> </tr> </table>	Foglio 29 di 106
Foglio 29 di 106		

### **Moduli elastici “operativi” da prove SPT in sabbia e ghiaia**

In accordo a Jamiolkowski et al. (1988) valgono le seguenti espressioni:

$$E'_{25} = (10,5 - 3,5 \cdot D_r) \cdot N_{SPT} / 10 \quad \text{MPa} \quad \text{nel caso dei terreni normalmente consolidati}$$

$$E'_{25} = (52,5 - 35 \cdot D_r) \cdot N_{SPT} / 10 \quad \text{MPa} \quad \text{nel caso dei terreni sovraconsolidati}$$

essendo:

$E'_{25}$  = modulo di Young secante cui corrisponde un grado di mobilitazione della resistenza ultima pari al 25%;

$D_r$  = densità relativa espressa come frazione dell'unità;

$N_{SPT}$  = numero di colpi in prova SPT.

Si rileva che nel caso di materiali ghiaioso-sabbiosi e per valori di densità relativa  $D_r$  inferiori a 50% le espressioni suddette conducono ad una sottostima dei valori di  $E'_{25}$ .

## **5.2. Materiali a grana fine (limi e argille) saturi**

### **5.2.1. Introduzione**

La caratterizzazione geotecnica dei terreni a grana fine (percentuale di fine maggiore del 50%) è affidata sia all'interpretazione delle prove di laboratorio sia all'interpretazione delle prove in sito in accordo ai criteri descritti nei paragrafi successivi.

La classificazione dei terreni a grana fine verrà effettuata facendo riferimento ai risultati delle prove di laboratorio in termini di :

- fusi granulometrici;
- limiti di Atterberg (limite liquido e limite plastico);
- pesi di volume naturale e secco;
- grado di saturazione;
- contenuti d'acqua naturale;
- indice dei vuoti iniziale.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5102ECVRBGN15MX001A00 <table border="1" data-bbox="1420 230 1532 315"> <tr> <td>Foglio 30 di 106</td> </tr> </table>	Foglio 30 di 106
Foglio 30 di 106		

## 5.2.2. Resistenza al taglio non drenata

### 5.2.2.1 Premesse di carattere generale

La resistenza al taglio non drenata  $c_u$  di materiali saturi sotto falda verrà valutata facendo riferimento sia ai risultati delle prove di laboratorio sia all'interpretazione delle prove penetrometriche dinamiche SPT.

Come noto la resistenza al taglio non drenata è funzione delle tensioni efficaci di consolidazione e del percorso di carico; in questa sede si farà riferimento a prove di laboratorio e a correlazioni empiriche per l'interpretazione delle prove SPT che forniscono valori di  $c_u$  corrispondenti a tensioni efficaci di consolidazione pari a quelle geostatiche.

### 5.2.2.2 Valutazione di $c_u$ da prove SPT

La resistenza al taglio non drenata di materiali saturi sotto falda, associabile a quella di prove triassiali di compressione e carico, consolidate alle tensioni efficaci geostatiche, verrà stimata adottando la correlazione empirica proposta da Stroud (1974) (vedi anche Clayton, 1995). In base a tale correlazione risulta quanto segue:

$$c_u \cong (5,0 \div 5,5) \cdot N_{SPT} \quad (\text{kPa})$$

### 5.2.3. Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci

I parametri di resistenza di picco in termini di sforzi efficaci verranno determinati sulla base dei risultati delle prove di laboratorio di taglio diretto (TD).

### 5.2.4. Caratteristiche di deformabilità

#### 5.2.4.1 Moduli elastici iniziali

#### **Generalità**

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

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

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

essendo:

$\gamma_t$  = peso di volume naturale del terreno in  $\text{kN/m}^3$

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5102ECVRBGN15MX001A00 <table border="1" data-bbox="1420 224 1532 315"> <tr> <td>Foglio 31 di 106</td> </tr> </table>	Foglio 31 di 106
Foglio 31 di 106		

$\nu' =$  rapporto di Poisson del terreno = 0,15 ÷ 0,20

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

La velocità di propagazione delle onde di taglio  $V_s$  può essere ricavata direttamente dalle prove geofisiche “down hole” e “cross hole”.

In alternativa i moduli di taglio iniziali  $G_{01}$  possono essere stimati pari a 1000 volte la resistenza al taglio non drenata  $c_u$  (vedi ad esempio Simpson et al., 1979).

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

$$G_o = G_{o1} \cdot \left( \frac{p'}{p_o} \right)^{0.5} \quad (\text{kPa})$$

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

#### 5.2.4.2 Moduli elastici “operativi” in condizioni drenate

Il comportamento dei terreni a grana fine risulta non lineare; i moduli elastici risultano infatti funzione sia della pressione efficace media corrente sia del livello di deformazione indotto o del grado di mobilitazione della resistenza al taglio.

In relazione a quanto sopra la scelta dei moduli di deformazione per le analisi ingegneristiche viene a dipendere anche dal metodo di analisi adottato.

In generale saranno seguite le seguenti regole:

1 - Caso di opere di sostegno e di fondazione su terreni sovraconsolidati meccanicamente con percorsi di sollecitazione indotti dalla costruzione dell’opera collocati all’interno della superficie di plasticizzazione primaria del materiale.

In tali situazioni le deformazioni plastiche indotte dalle variazioni tensionali sono relativamente contenute e l’utilizzo di modelli costitutivi elastici o elastici non lineari può essere ritenuto accettabile.

Nel caso di ricorso a metodi di calcolo elastico-non lineari, i dati di ingresso per le analisi sono essenzialmente:

- I moduli elastici iniziali
- Curve di degrado del modulo in funzione del livello di deformazione o di spostamento indotto. Tipiche curve di degrado del modulo di taglio  $G$  in funzione del livello di deformazione di taglio  $\gamma$  indotto, proposte da Vucetic & Dobry (1991). In alternativa alle curve di degrado possono essere adottate le espressioni (leggi iperboliche) riportate nel caso dei materiali a grana grossa.

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 	
	<p>IG5102ECVRBGN15MX001A00</p>	<p>Foglio 32 di 106</p>

Va tuttavia rilevato che la procedura suddetta, associata all'utilizzo delle curve di degrado, risulta rigorosamente applicabile in problemi di scarico e/o di scarico e ricarico tensionale; nel caso di problemi di "primo carico", caratterizzati da incrementi di tensione rispetto alla condizione geostatica potrebbe condurre ad una sottostima degli spostamenti.

Nel caso in cui la progettazione faccia ricorso a metodi di calcolo elastico-lineari o elastico-lineari-plastici, e ove non diversamente specificato, i moduli di Young "operativi"  $E_{op}$  saranno convenzionalmente assunti pari a:

- $1/5 \cdot E_o$  o  $(400 \div 500) \cdot c_u$  nel caso di problemi di scarico e/o di scarico-ricarico (esempio: fronti di scavo sostenuti con opere di sostegno tipo paratie tirantate e non);
- $(150 \div 200) \cdot c_u$  o quanto desumibile dai risultati delle prove edometriche nel caso di problemi di "primo carico" (esempio fondazioni dirette, profonde e rilevati).

2 - Caso di opere di fondazione con percorsi di sollecitazione indotti dalla costruzione dell'opera collocati all'esterno della superficie di plasticizzazione del terreno.

Nelle analisi si farà necessariamente riferimento a modelli costitutivi elasto-plastici ed ai risultati delle prove edometriche ad incremento di carico (ED-IL) in termini di coefficienti di compressione ( $C_c$  e  $C_r$ ).

### 5.3. Formazioni rocciose

#### 5.3.1. Generalità

Le litologie argillitiche presenti sono strutturalmente complessa, ovvero costituita in prevalenza da argilliti con aspetto scaglioso; essa è assimilabile più a terreni compatti che a rocce tenere e tendenzialmente caratterizzabile facendo riferimento ai criteri riportati nel paragrafo 5.2.

La caratterizzazione geotecnica di tali formazioni verrà fatta facendo tendenzialmente riferimento alla classificazione dell'ammasso roccioso proposta da Bieniawski (1989), allo schema concettuale di mezzo continuo (omogeneo o stratificato) e ai criteri di rottura proposti e aggiornati da Hoek & Brown a partire dal 1980.

In particolare:

- 1 Il parametro **RMR** "Rock Mass Rating" sarà stimato sulla base di quanto descritto nel **paragrafo 5.3.2**; il parametro **GSI** (Geological Strength Index) verrà valutato con la seguente espressione (vedi Sjöberg, 1997):

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

- 2 L'inviluppo delle resistenze dell'ammasso roccioso in condizioni "undisturbed" o "disturbed" verrà valutato sulla base di quanto riportato in Brown & Hoek (1988), Hoek & Brown (1988), Hoek, Kaiser & Bawden (1995), Hoek et al (2002) (vedi il **paragrafo 5.3.3**).
- 3 Le caratteristiche di deformabilità dell'ammasso roccioso verranno stimate sulla base di quanto riportato nel paragrafo 5.3.4.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
	IG5102ECVRBGN15MX001A00 <table border="1" style="float: right; margin-left: 20px;"> <tr> <td style="padding: 2px;">Foglio</td> <td style="padding: 2px;">33 di</td> </tr> <tr> <td style="padding: 2px;"></td> <td style="padding: 2px;">106</td> </tr> </table>	Foglio	33 di		106
Foglio	33 di				
	106				

### 5.3.2. Valutazione del parametro RMR'89

Per ogni litotipo il parametro RMR'89 viene stimato in accordo a quanto proposto in Bieniawski (1989), ovvero come somma dei seguenti 8 indici (I1→I8):

- Resistenza alla compressione semplice della roccia intatta (I1)

Resistenza alla compressione semplice $\sigma_c$ (MPa)	I1
> 250	15
100÷250	12
50÷100	7
25÷50	4
5÷25	2
1÷5	1
< 1	0

- Qualità della roccia RQD (I2)

RQD (%)	I2
90÷100	20
75÷90	17
50÷75	13
25÷50	8
< 25	3

- Spaziatura delle discontinuità (I3)

S	I3
> 2 m	20
0.6 m÷2 m	15
200 mm÷600 mm	10
60 mm÷200 mm	8
< 60 mm	4

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5102ECVRBGN15MX001A00 <table border="1" style="float: right; margin-left: 20px;"> <tr> <td>Foglio 34 di 106</td> </tr> </table>	Foglio 34 di 106
Foglio 34 di 106		

- Lunghezza delle discontinuità (14)

L	14
< 1 m	6
1 m÷3 m	4
3 m÷10 m	2
10 m÷20 m	1
> 20 m	0

- Apertura delle discontinuità (15)

H	15
0 mm	6
> 0.1 mm	5
0.1 mm÷1 mm	4
1 mm÷5 mm	1
> 5 mm	0

- Condizioni delle superfici di discontinuità in termini di scabrezza (16)

Descrizione	16
Molto rugose	6
Rugose	5
Poco rugose	3
Ondulate	1
Lisce	0

- Caratteristiche del riempimento delle discontinuità (17)

Descrizione – spessore	17
Assente	6
Compatto – < 5 mm	4
Compatto – > 5 mm	2
Tenero – < 5 mm	2
Tenero – > 5 mm	0

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
	IG5102ECVRBGN15MX001A00 <table border="1" style="float: right; margin-left: 20px;"> <tr> <td>Foglio</td> <td>35 di</td> </tr> <tr> <td></td> <td>106</td> </tr> </table>	Foglio	35 di		106
Foglio	35 di				
	106				

- Condizioni delle superfici di discontinuità in termini di alterazione (I8)

Descrizione	I8
Non alterate	6
Poco alterate	4
Alterate	2
Molto alterate	2
Decomposte	0

Tendenzialmente nella valutazione di RMR'89:

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

### 5.3.3. Criteri di rottura

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

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

essendo:

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

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

D = 0 per "undisturbed rock masses"

D = 1 per "disturbed rock masses"

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

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG5102ECVRBGN15MX001A00	Foglio 36 di 106

$GSI = RMR'89 - 5$

RMR'89 = vedi il paragrafo 5.3.2

$m_i$  = coefficiente relativo alla roccia intatta

$\sigma_1'$  = tensione principale efficace maggiore

$\sigma_3'$  = tensione principale efficace minore

$\sigma_c$  = resistenza alla compressione semplice della roccia intatta.

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

1. In generale, per ogni litotipo il coefficiente  $m_i$  verrà valutato sulla base dei risultati di prove triassiali su provini di roccia intatta e di un criterio di rottura analogo a quello dell'ammasso roccioso, con  $GSI = 100$ . In mancanza di dati sperimentali si farà riferimento a quanto riportato ad una serie di valori di letteratura come riferimento (tabella **5.8**).
2. L'applicazione di criteri di rottura analoghi per la roccia intatta e per l'ammasso roccioso, ove l'unica differenza è rappresentata dai valori di  $GSI$ , implica che, per  $m_i = 10$ , il rapporto tra la resistenza a trazione e la resistenza a compressione semplice della roccia intatta, è pari a  $\cong 1/m_i$ .
3. In presenza di ammassi rocciosi caratterizzati da marcata eterogeneità, ovvero da alternanza di strati competenti e di strati con caratteristiche geotecniche più scadenti, il valore di  $GSI$  valutato sulla base di  $RMR_{89}$  verrà messo a confronto anche con quello stimabile sulla base della carta proposta da Hoek et al. (1998) e da Marinou & Hoek (2000) per formazioni flyshoidi. Alla resistenza alla compressione semplice  $\sigma_c$  ed al coefficiente  $m_i$  della roccia intatta verranno inoltre assegnati valori "pesati" in base a quanto riportato nella **tab.5.9**.
4. In accordo a Sjöberg (1997), ai termini "undisturbed" e "disturbed" verrà attribuito un significato legato anche alle modalità di utilizzo dei parametri di resistenza nelle analisi ingegneristiche; in particolare:
  - Il criterio di rottura relativo alle "undisturbed rock masses" rappresenta la resistenza di picco dell'ammasso roccioso quando esso si trova in condizioni di pre-rottura.
  - Il criterio di rottura relativo alle "disturbed rock masses" rappresenta la resistenza media disponibile lungo superfici di scivolamento critiche in condizioni di incipiente rottura;

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5102ECVRBGN15MX001A00 <table border="1" data-bbox="1420 232 1546 318"> <tr> <td>Foglio 37 di 106</td> </tr> </table>	Foglio 37 di 106
Foglio 37 di 106		

ricorrendo a terminologie proprie della meccanica dei terreni tale resistenza può essere denominata “softened”.

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

- In analisi di stabilità o di interazione terreno-struttura eseguite con metodi ove non è possibile riprodurre il comportamento “strain softening” si farà riferimento ai parametri dell’ammasso relativi alle condizioni “disturbed”;
- In analisi di stabilità o di interazione terreno-struttura condotte con metodi in grado di riprodurre la caduta di resistenza tra condizioni di picco e condizioni “softened” verranno presi come riferimento sia il criterio di rottura relativo alle condizioni “undisturbed” che quello relativo alle condizioni “disturbed”. Verranno inoltre ipotizzate diverse leggi di degrado dei parametri di resistenza, fra cui quella che contempla una repentina caduta di resistenza dalle condizioni di picco a quelle “softened”.

5. I criteri di rottura espressi in termini di tensioni efficaci principali  $\sigma_1'$  e  $\sigma_3'$  possono essere trasformati in termini di tensioni di taglio  $\tau$  e di tensioni efficaci normali alla superficie di rottura  $\sigma_n'$ . A tale proposito valgono le seguenti equazioni:

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

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

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

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

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

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

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

Tabella 5.4: Valori di riferimento della costante  $m_i$  della roccia intatta in base al tipo di roccia (i valori indicati tra parentesi sono stimati) (Hoek, Kaiser e Bawden, 1995)

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5102ECVRBGN15MX001A00 <span style="float: right;">Foglio 39 di 106</span>

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

Tabella 5.5: Ammassi rocciosi eterogenei – Criteri di valutazione di  $\sigma_c$  e di  $m_i$  (Hoek et al., 1998; Marinos & Hoek, 2000)

### 5.3.4. Caratteristiche di deformabilità

#### 5.3.4.1 Moduli iniziali

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

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

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

essendo:

$\gamma_t$  = peso di volume naturale del terreno in kN/m<sup>3</sup>

$\nu'$  = rapporto di Poisson del terreno = 0,15 ÷ 0,20

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

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

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

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

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

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5102ECVRBGN15MX001A00 <span style="float: right;">Foglio 40 di 106</span>

### 5.3.4.2 Moduli “operativi”

I moduli di Young “operativi”  $E_{op}$  dell’ammasso roccioso, utilizzabili in analisi con modelli costitutivi elastico-lineari o elastico-lineari-plastici, possono essere stimati sulla base delle seguente espressioni (Hoek et Diederichs, 2006) in MPa:

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

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

Oppure

$$E_{op} = E_i \cdot \left(0.02 + \frac{1 - D/2}{1 + e^{(60+15D-GSI)/11}}\right)$$

dove  $E_i$  è il modulo di deformazione della roccia intatta pari al prodotto tra il valore di  $MR$  e la resistenza a compressione monoassiale.

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

- Fondazioni dirette, rilevati, fronti di scavo non sostenuti o sostenuti in modo passivo  $\Rightarrow D = 1$
- Fondazioni a pozzo e fronti di scavo sostenuti in modo attivo  $\Rightarrow D = 0.5$ .

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

Per quanto riguarda i parametri operativi ricavabili dalle onde sismiche, in base a quanto indicato nel grafico sotto riportato, considerando una deformazione  $\gamma_s = 1\%$  tipico per le gallerie, si ottiene un fattore riduttivo compreso tra 1/10-1/5.

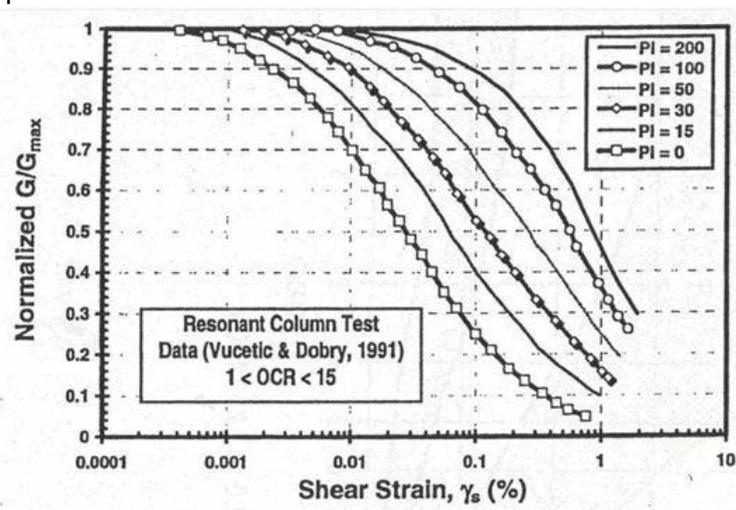


Figura 5-1 Curve di decadimento secondo Vucetic e Dobry,1991

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5102ECVRBGN15MX001A00 <table border="1" data-bbox="1420 235 1532 315"> <tr> <td>Foglio 41 di 106</td> </tr> </table>	Foglio 41 di 106
Foglio 41 di 106		

## 6. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA – GEOMECCANICA DEGLI ARGILLOSCISTI

### 6.1. Configurazione generale dell'analisi finalizzata alla caratterizzazione

Oggetto del presente capitolo è la caratterizzazione geotecnica-geomeccanica della formazione costituita da Argilloscisti filladici, appartenenti alle Formazioni degli “Argilloscisti di Murta” (AGF) e degli “Argilloscisti di Costagiutta” (AGI). Tali formazioni rappresentano, nella nuova cartografia ufficiale, Foglio “Genova” n. 213-230 in scala 1:50.000, la ex Formazione delle “Argilliti a Palombini del Passo della Bocchetta”. Dal punto vista geomeccanico le due formazioni sono completamente equivalenti alla ex formazione delle “Argille a Palombini del Passo della Bocchetta. Nel seguito il documento continuerà a riportare la terminologia “Argilliti a Palombini”.

Per l'attività di caratterizzazione geotecnica della formazione in disamina sono stati presi a riferimento i dati e le considerazioni descritte al precedente capitolo 4.

Si propone nel seguito la schema logico/operativo dell'attività di studio condotta al fine di pervenire alla caratterizzazione finale dell'ammasso:

1. **FASE:** analisi completa del campione di risultati raccolti nell'ambito delle campagne di indagini geognostiche eseguite fino al momento della stesura del presente studio (PP-PD-PE 1°lotto), con particolare attenzione alle seguenti proprietà della matrice rocciosa:

- **Caratteristiche petrografiche;**
- **Caratteristiche fisiche** (peso di volume naturale/secco, conducibilità idraulica);
- **Caratteristiche di resistenza** (compressione mono-assiale, trazione indiretta);
- **Caratteristiche di deformabilità** (moduli elastici da prove in laboratorio di compressione mono-assiale a controllo di deformazione, moduli elastici da prove dilatometriche in foro di sondaggio)
- **Stato tensionale in sito**

L'elaborazione dati è confluita nell'analisi della distribuzione delle suddette proprietà fisico-meccaniche, desunte dai campioni provenienti dai sondaggi a carotaggio continuo, in relazione alla collocazione geografica delle corrispondenti verticali di indagine e alla profondità dal piano campagna dei campioni stessi. Si è valutata altresì la distribuzione di frequenza del campione oggetto di analisi, con particolare riferimento alla resistenza a

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG5102ECVRBGN15MX001A00	Foglio 42 di 106

compressione mono-assiale della matrice rocciosa (caratterizzata dalla maggior numerosità del campione).

2. **FASE:** analisi del campione di risultati emersi dalle campagne di indagini geognostiche pregresse correlata alle caratteristiche di fratturazione dell'ammasso, ovvero all'indice RQD, considerato quale primo elemento rappresentativo delle condizioni geo-meccaniche dell'ammasso.
  
3. **FASE:** classificazione dell'ammasso roccioso, tramite attribuzione del parametro GSI, condotta sia sui campioni estratti dalle verticali di indagine e testati in laboratorio sia sulle carote associate ai punti di esecuzione delle prove in foro di sondaggio (prove dilatometriche, prove di permeabilità LUGEON). Obiettivo della presente fase di studio è la determinazione dei gruppi geomeccanici associati alla formazione delle Argilliti a Palombini. Si evidenzia sin d'ora che, nell'attività di classificazione dell'ammasso, si è adottata, quale criterio guida, la ripartizione in gruppi geo-meccanici emersa dalla campagna di indagine condotta nell'ambito dello scavo delle tratte dei cunicoli esplorativi Vallemme e Castagnola.
  
4. **FASE:** caratterizzazione geotecnica-geomeccanica delle Argilliti a Palombini, con definizione dei parametri fisico-meccanici rappresentativi di ogni gruppo geomeccanico individuato nella fase precedente. L'esito finale di tale attività è disceso dall'analisi comparata delle risultanze emerse dall'elaborazione condotta sui dati derivati dalle campagne geognostiche del PP-PD-PE e del completo quadro conoscitivo emerso dallo scavo dei cunicoli esplorativi.

## 6.2. FASE 1: Analisi completa campione risultati Indagini Pregresse

### 6.2.1. Caratteristiche petrografiche

Oggetto del presente paragrafo è la sintesi delle analisi mineralogiche petrografiche condotte sulla formazione degli Argilloscisti Filladici. L'attività di studio in merito è stata condotta in maniera più organica in sede di redazione del Progetto Definitivo, nell'ambito delle prove di laboratorio condotte presso la Sezione di Torino dell'Istituto di Geologia Ambientale e Geoingegneria (IGAG-CNR) nel periodo aprile 2004-marzo 2005.

Sono state eseguite una serie di analisi su campioni rappresentativi prelevati dalle carote pervenute in laboratorio, allo scopo di :

- individuare gli ambienti di formazione delle rocce di studio e le fasi mineralogiche presenti;
- individuare la presenza di minerali ascrivibili alla classe degli asbesti e definire la relativa pericolosità secondo il D.M. 14/05/1996, attraverso la determinazione dell'indice di rilascio da prova di automacinazione, o tramite indice di rilascio stimato in presenza di campioni con peso non sufficiente alla quantificazione della polvere rilasciata per automacinazione ;

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5102ECVRBGN15MX001A00 <span style="float: right;">Foglio 43 di 106</span>

- individuare la presenza di minerali argillosi rigonfianti, potenzialmente pericolosi per la statica delle opere sotterranee, attraverso tecniche di diffrazione a raggi X,.

I campioni oggetto di analisi sono elencati nelle tabelle che seguono (rispettivamente 1° e 2° serie di carote pervenute ai laboratori).

Sond.	Località	Campione	da m	a m	Lunghezza	Form. Geologica	Litotipo presunto
SR 11	Pietralavezzara	CR 2	198,40	198,90	0,50	Argille a Palombini	Argilliti
SR 11	Pietralavezzara	CR 3	310,50	10,90	0,40	Argille a Palombini	Serpentinoscisti
SR 11	Pietralavezzara	CR 5	379,30	379,70	0,40	Argille a Palombini	Anidriti
SR 12	Pietralavezzara	R1	85,25	85,80	0,55	Argille a Palombini	Argilliti
SR 12	Pietralavezzara	R2	121,20	121,60	0,40	Argille a Palombini	Serpentinoscisti
SR 13	Pietralavezzara	R1	142,30	142,90	0,60	Argille a Palombini	Argilliti

Campione	Sond.	Profondità (m)	Litotipo presunto
C.84	SR 11	414,50	Serpentinoscisti
C.90	SR 12	446,00	Argilloscisti/Anidriti
C.75	SR 14	319,60	Argilloscisti
C.78	SR 14	331,20	Argilloscisti
C.86	SR 14	371,60	Breccia di faglia in argilloscisti
C.87	SR 14	376,00	Breccia di faglia in argilloscisti
C.87	SR 14	379,00	Breccia di faglia in argilloscisti
C.88	SR 14	381,60	Breccia di faglia in argilloscisti
C.88A	SR 14	384,40	Breccia di faglia in argilloscisti
C.91	SR 14	396,00	Breccia di faglia in argilloscisti
C.117	SR 14	529,60	Breccia serpentinitica
C.119	SR 14	538,60	Breccia serpentinitica
C.121	SR 14	545,50	Breccia serpentinitica
C.35	SR 15	168,00	Breccia basaltico serpentinitica
C.22	SR 15	-	-

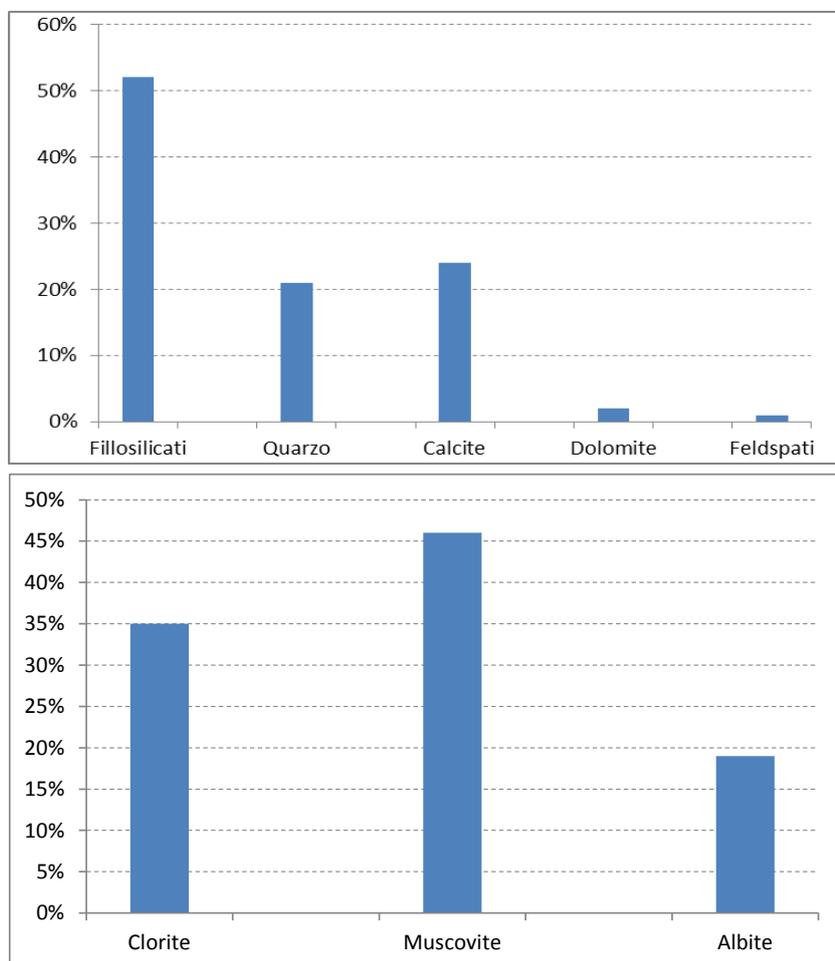
Tabella 6.1: Campioni e sondaggi di riferimento per la caratterizzazione minero-petrografiche di PD (prima e seconda serie).

Tali campioni sono stati sottoposti a caratterizzazione dal punto di vista minero-petrografico mediante tecniche di diffrazione a raggi X, cui è ha fatto seguito la predisposizione di analisi di approfondimento in relazione alla presenza di minerali asbestosi o rigonfianti, finalizzata rispettivamente alla verifica della possibilità di rilascio di minerali in forma fibrosa (con riferimento alle disposizioni di normativa vigente – DM 178 del 14/05/1996 – determinazione Indice di Rilascio) ed alla valutazione della potenzialità di rigonfiamento (saturazione con glicole etilenico delle frazioni granulometriche inferiori ai 16 micron).

Tutti i campioni relativi alla prima serie, rappresentativi della formazione degli argilloscisti e parte dei campioni di seconda serie, sono caratterizzati, mediamente, dalle seguenti specie mineralogiche, elencate in ordine di composizione percentuale crescente:

- Calcite
- Quarzo – Talco – Magnesite
- Clorite (tipo Clinocloro)
- Mica (tipo Muscovite o Illite)

I grafici che seguono forniscono la composizione mineralogica media della matrice degli Argilloscisti Filladici, come da Relazione Geomeccanica Generale del Progetto Definitivo.



**Figura 6-1 Composizione mineralogica media della matrice degli Argilloscisti Filladici (da PD)**

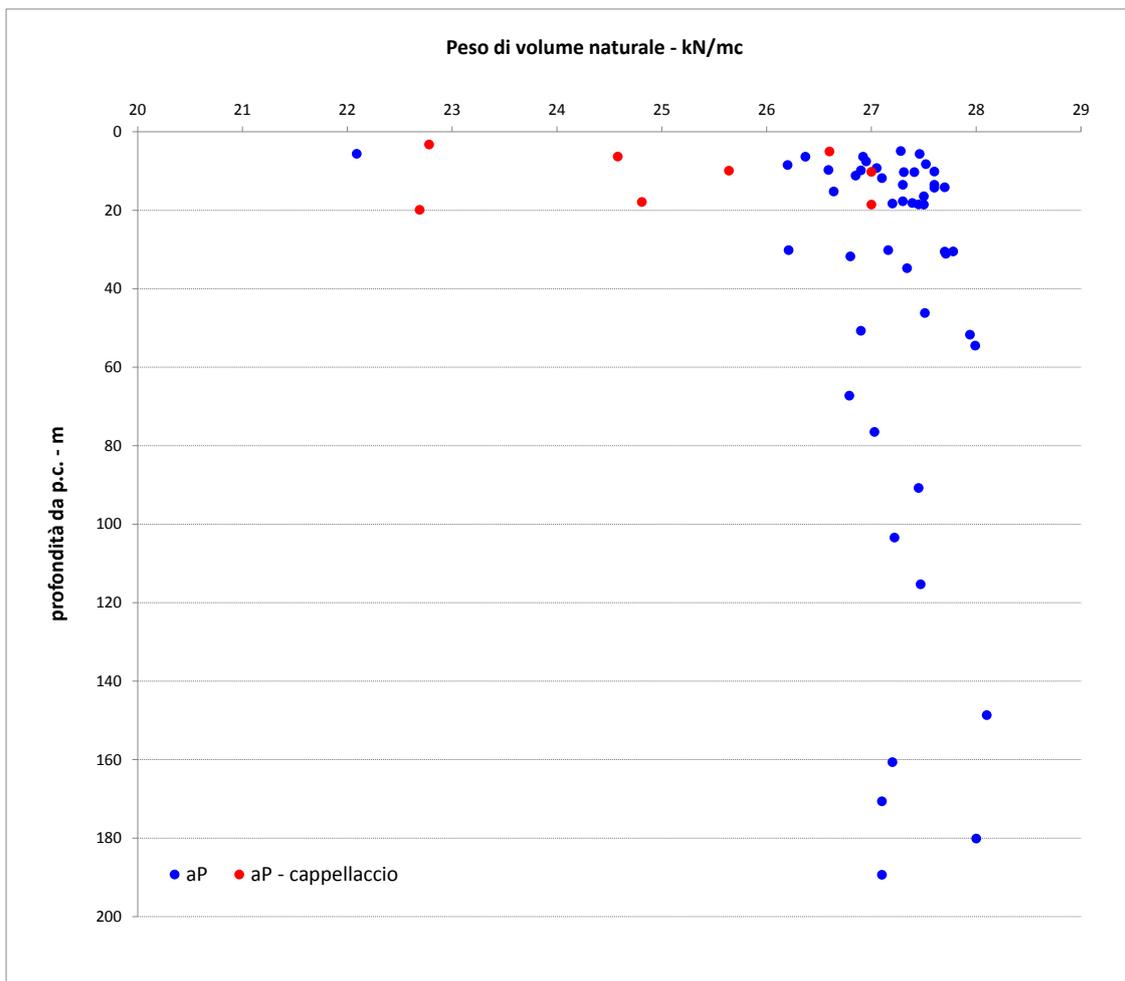
Limitatamente ai campioni con litotipo proprio degli argilloscisti, si evidenzia che gli elementi codificati con CR3 e R2 hanno evidenziato la presenza di materiali asbestosi, cui tuttavia si associa una non-pericolosità nei riguardi del rilascio di fibre. Le risultanze delle analisi dei campioni non hanno evidenziato la presenza di minerali argillosi rigonfianti.

### 6.2.2. *Caratteristiche fisiche*

Si propongono nel seguito, in forma grafica, i risultati delle prove di laboratorio condotte sui campioni estratti dai fori di sondaggio eseguiti nelle campagne di indagine di PD e PE lotto 1.

Sono forniti i valori puntuali di peso di volume naturale e peso di volume del secco associati alla profondità dal p.c. del rispettivo campione di determinazione. Le serie di valori rappresentati si riferiscono in modo distinto alla formazione delle argilliti a Palombini e all'alterazione superficiale delle stesse (cappellaccio).

A corredo dei grafici sono esplicitati in forma tabellare i parametri essenziali della distribuzione di dati, al fine di favorire l'interpretazione critica del campione analizzato.

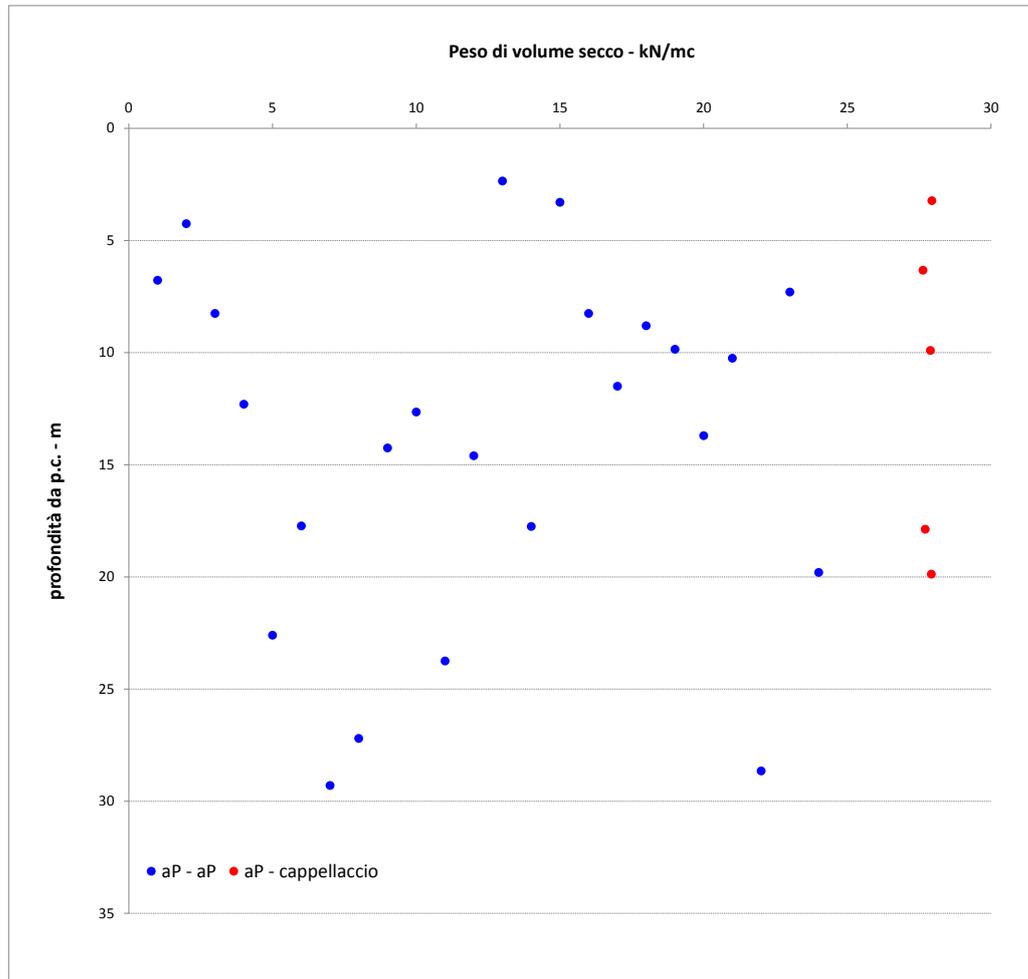


Formazione	aP	aP - cappellaccio
numero di campione	48	8
Yn max – kN/m <sup>3</sup>	28	27
Yn Min – kN/m <sup>3</sup>	22	23
Yn Med – kN/m <sup>3</sup>	27	25
Yn Sqm – kN/m <sup>3</sup>	1	2
sqm/med	5%	7%

**Figura 6-2 Risultati delle prove di laboratorio per la determinazione del peso di volume naturale**

Dall'osservazione della distribuzione dei valori di peso naturale con la profondità, non appare evidente una correlazione con quest'ultima. La distribuzione dei valori è significativamente uniforme, concentrata attorno al valore medio di 27 kN/m<sup>3</sup> per la formazione aP, e di 25 kN/m<sup>3</sup> per la fascia alterata. Si evidenzia, specie in relazione alla cospicua numerosità del campione riferito alle argilliti a Palombini, la modesta incidenza della deviazione standard rispetto al valor medio.

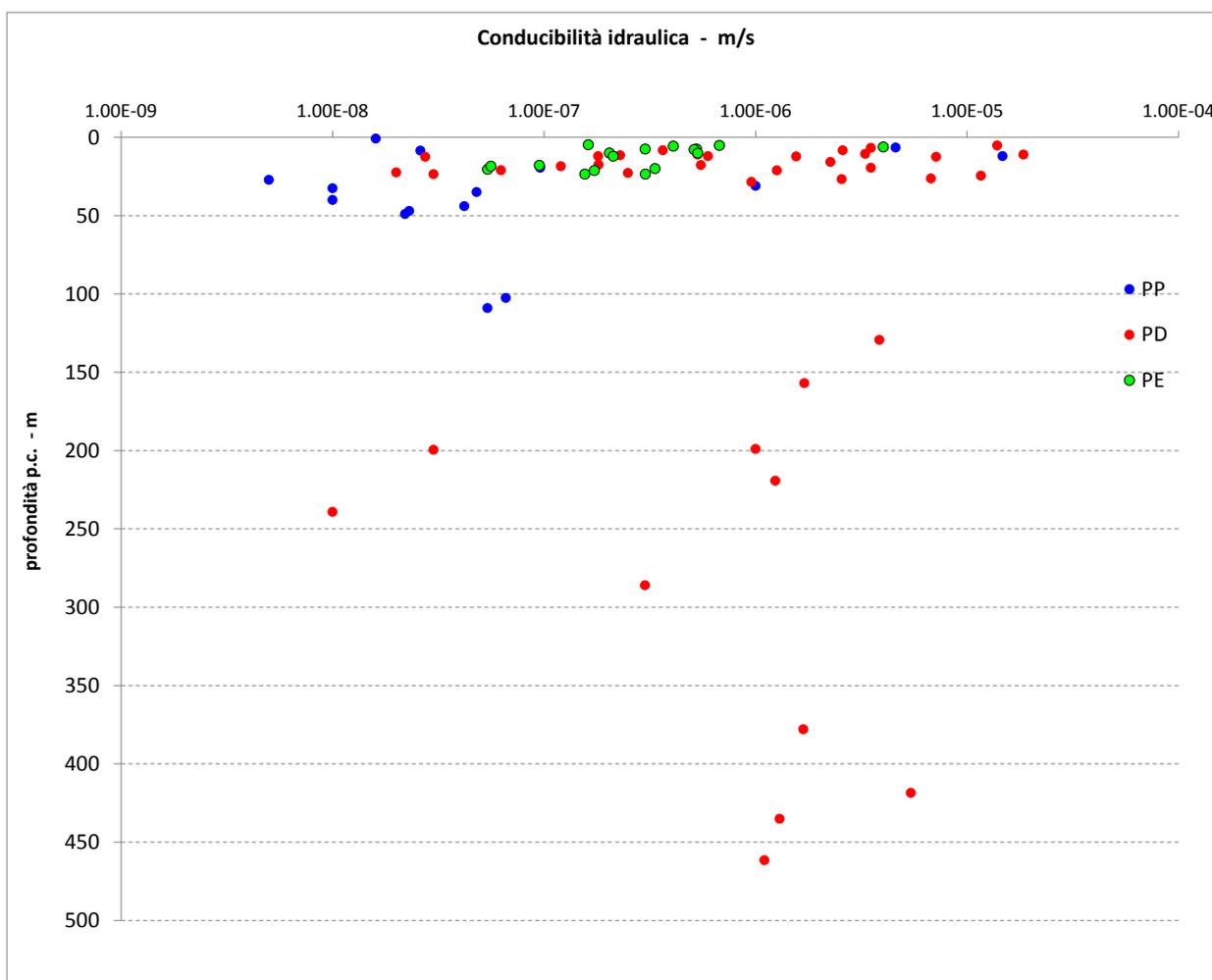
Il dato sul peso di volume secco, riportato a seguire per completezza di esposizione, non è caratterizzato da particolare significatività ai fini progettuali. Si evidenzia peraltro la numerosità del campione inferiore rispetto alla determinazione del peso di volume naturale.



formazione	aP	aP - cappellaccio
numerosità campione	28	5
Ys max – kN/m <sup>3</sup>	28	28
Ys Min – kN/m <sup>3</sup>	22	28
Ys Med – kN/m <sup>3</sup>	27	28
Ys Sqm – kN/m <sup>3</sup>	2	0
sqm/med	6%	1%

**Figura 6-3 Risultati delle prove di laboratorio per la determinazione del peso di volume secco**

Si propongono a seguire i risultati delle prove di permeabilità LUGEON condotte in foro di sondaggio. Il campione di dati proposto è suddiviso per campagna di indagine di esecuzione. L'analisi statistica del campione globale fornisce un valor medio della conducibilità idraulica pari a  $1.5 \text{ E-6 m/s}$ , con buona concentrazione della distribuzione attorno al valore medio.



**Figura 6-4 Risultati delle prove di permeabilità Lugeon in foro di sondaggio**

### 6.2.1. Caratteristiche di resistenza

L'analisi del dato sulla resistenza a compressione monoassiale - UCS - degli argilloscisti è discesa dai risultati delle prove di compressione mono-assiale condotte in laboratorio nelle differenti campagne di PP, PD, PE 1° lotto e dall'interpretazione dell'esito delle prove di Point-Load Test eseguite sulle carote estratte dai sondaggi geognostici.

In letteratura vi è ampio riscontro (Hoek-Brown, 1980) circa l'interpretazione delle prove di Point Load Test per la ragionevole stima fornita del valore di UCS. E' tuttavia data indicazione

(Greminger, 1982; Seshangiri Rao, 1987) della notevole dispersione del fattore di correlazione K50 fra la resistenza a compressione mono-assiale e il valore di Is (Point Load Strength Index) associato a campioni di 50 mm di spessore, in presenza di una struttura della matrice rocciosa chiaramente anisotropa. Ai fini dell'interpretazione dei Point Load Strength Index, si evidenzia dunque quest'ultimo aspetto quale elemento di criticità nel caso degli argilloscisti oggetto di analisi, caratterizzati da una foliazione con presenza di struttura a pieghe fino alla microscala.

In relazione alla notevole numerosità del campione di I50 (ottenuto aggregando i dati delle campagne PP-PD-PE) rispetto alle prove di compressione monoassiale, si è pertanto verificata con attenzione la calibratura del fattore di correlazione k50 (con  $UCS = K50 \cdot Is50$ ), alla luce dei dati sperimentali disponibili e della letteratura tecnica (Palmström A.: RMI – a rock mass characterization system for rock engineering purposes, 1994).

Il grafico che segue raccoglie le coppie di determinazioni congiunte Is50 – UCS (laboratorio), sul medesimo campione di matrice rocciosa (profondità di sondaggio), desunte dalla campagna di indagine del progetto preliminare.

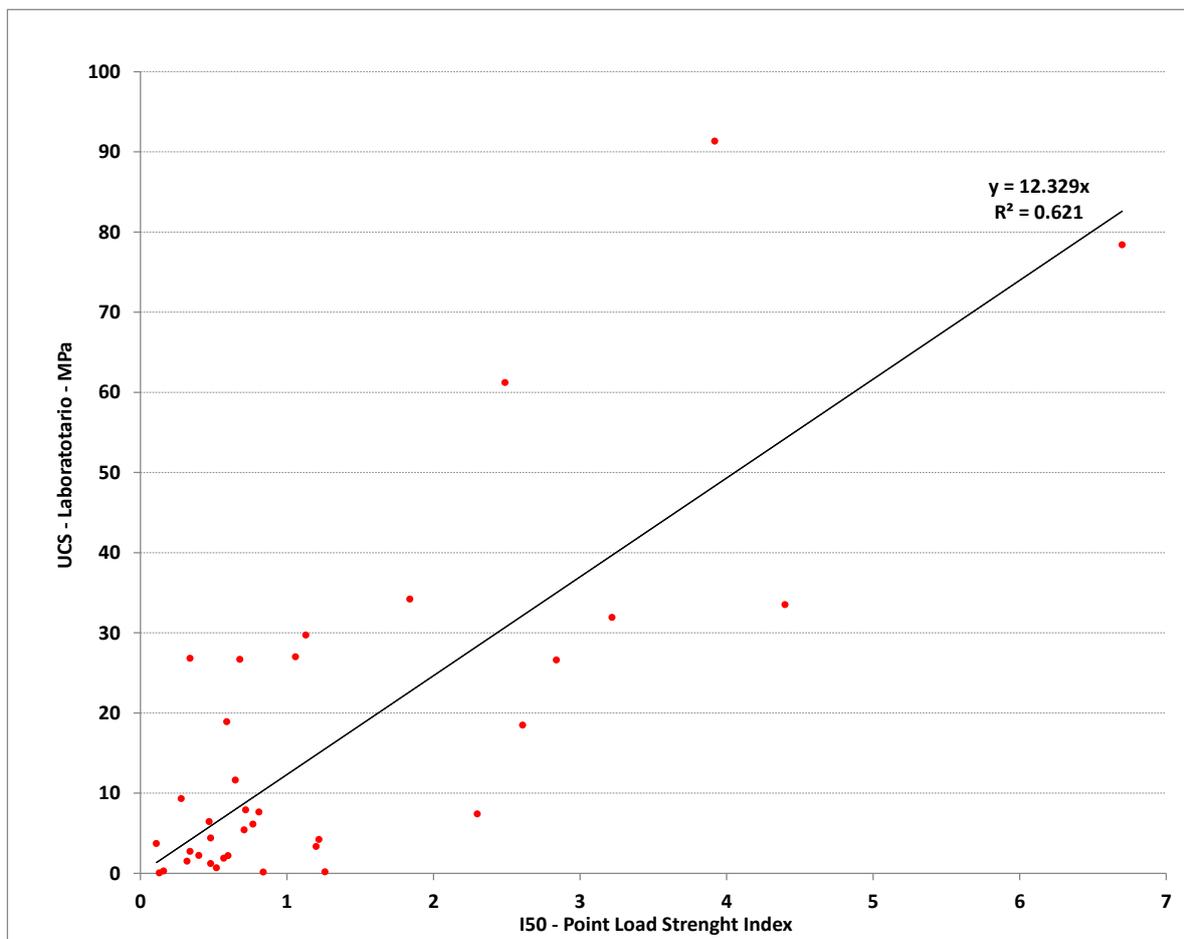


Figura 6-5 Correlazione UCS – I50 Point Load Strength Index (elaborazione risultati campagna PP)

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5102ECVRBGN15MX001A00 <table border="1" data-bbox="1420 224 1532 315"> <tr> <td>Foglio 49 di 106</td> </tr> </table>	Foglio 49 di 106
Foglio 49 di 106		

A conferma di quanto sopra esposto in merito alle formazioni caratterizzate da marcata anisotropia, alla retta interpolante i punti sperimentali (con pendenza pari all'indice  $K_{50} = 12.3$ ), è associato un valore del fattore di correlazione al quadrato pari a 0.62. Il fattore  $K_{50}$  così determinato è tuttavia in linea con le indicazioni di letteratura mostrate nella tabella che segue.

$\sigma_c$ (MPa)	$I_{s\ 50}$ (MPa)	$k_{50}$
25 <sup>*</sup> - 50	1.8 - 3.5	14
50 - 100	3.5 - 6	16
100 - 200	6 - 10	20
> 200	> 10	25

Tabella 6.2 Valori  $k_{50}$  suggeriti, al variare della resistenza a compressione (Palmsrom – 1994)

In assenza di informazioni specifiche per la formazione in disamina, è suggerita l'adozione di fattori  $k_{50}$  varianti con la resistenza della matrice rocciosa. Si evince, nello specifico che il valore di  $k_{50}$  determinato dall'analisi incrociata dei dati su  $I_{50}$  e UCS (ottenuti dalle indagini di PP) si colloca in corrispondenza del range di UCS compreso fra 25-50 MPa, rappresentativo degli argilloscisti oggetto della presente attività di caratterizzazione.

L'intero campione di dati Point Load Strength Index (PP+PD+PE) è stato dunque analizzato con riferimento a fattori di correlazione  $k_{50}$  compresi fra 14-16, al variare del dato  $I_{50}$  trattato, d'accordo con le indicazioni di letteratura.

La serie completa delle elaborazioni è fornita in allegato alla presente relazione. I grafici che seguono presentano il campione di dati desunto dalle prove UCS, laddove disponibili, e dall'interpretazione dei risultati delle prove di Point Load Strength.

I valori di resistenza sono mostrati dapprima accorpando i dati delle singole campagne d'indagine, quindi per comune formazione geologica (aP o ma – meta-argilliti, formazione già assimilata nelle fasi progettuali pregresse agli argilloscisti, per affinità di comportamento geomeccanico).

Tutti i dati sono graficati in funzione della profondità dal piano campagna del campione oggetto di prova, quindi rispetto alla posizione planimetrica del sondaggio riferita alla progressiva chilometrica della linea.

I valori di UCS sono disponibili sino ad una profondità massima di 450 m ca. Dall'esame delle distribuzioni così ottenute, non si evidenzia alcuna forma di correlazione fra la resistenza a compressione della matrice e la profondità o la collocazione planimetrica della verticale di indagine.

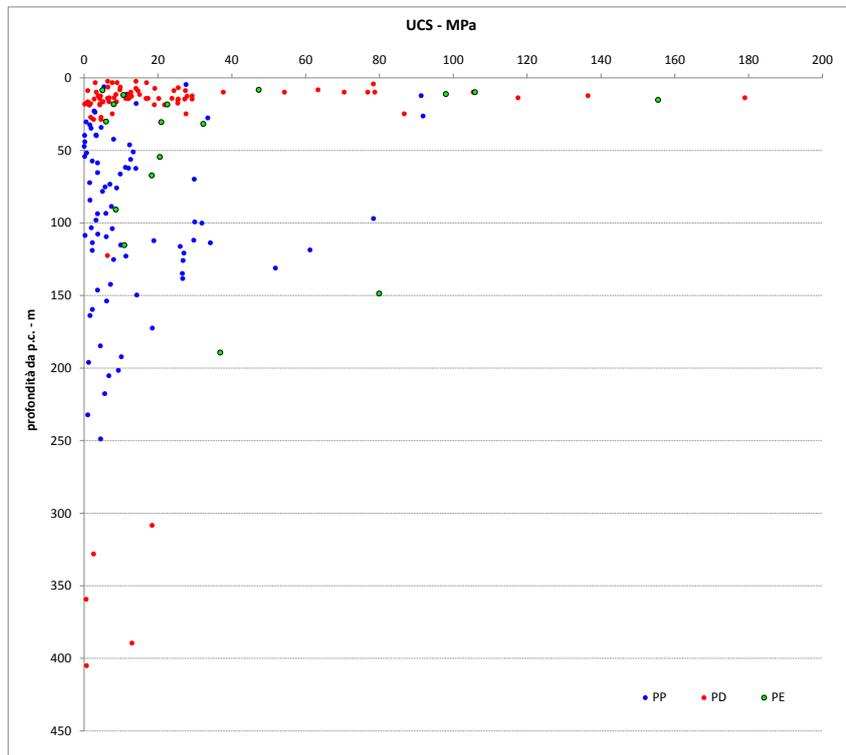


Figura 6-6 Rappresentazione grafica UCS – profondità di campionamento

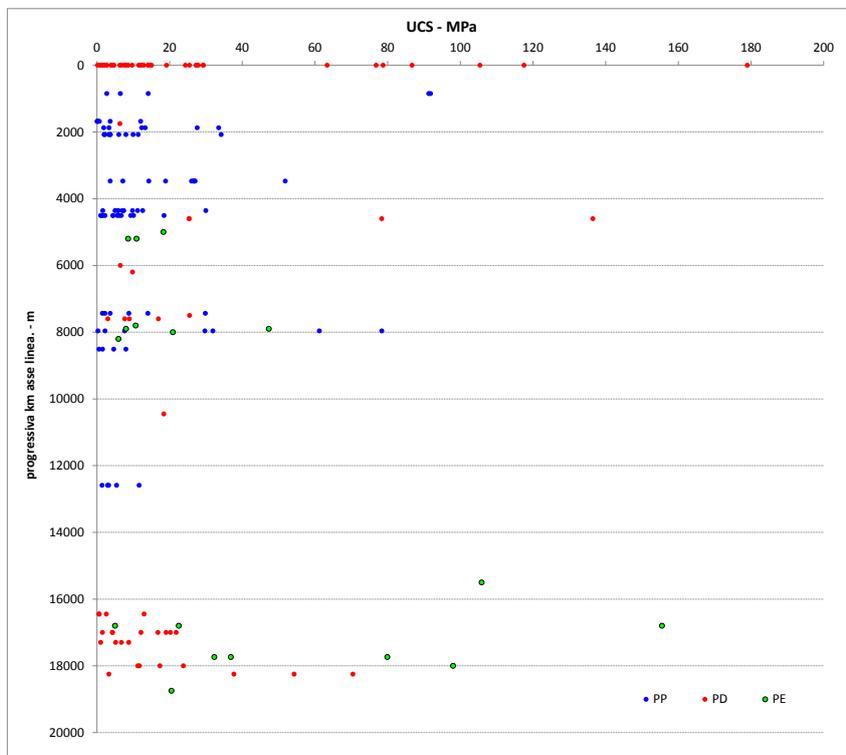
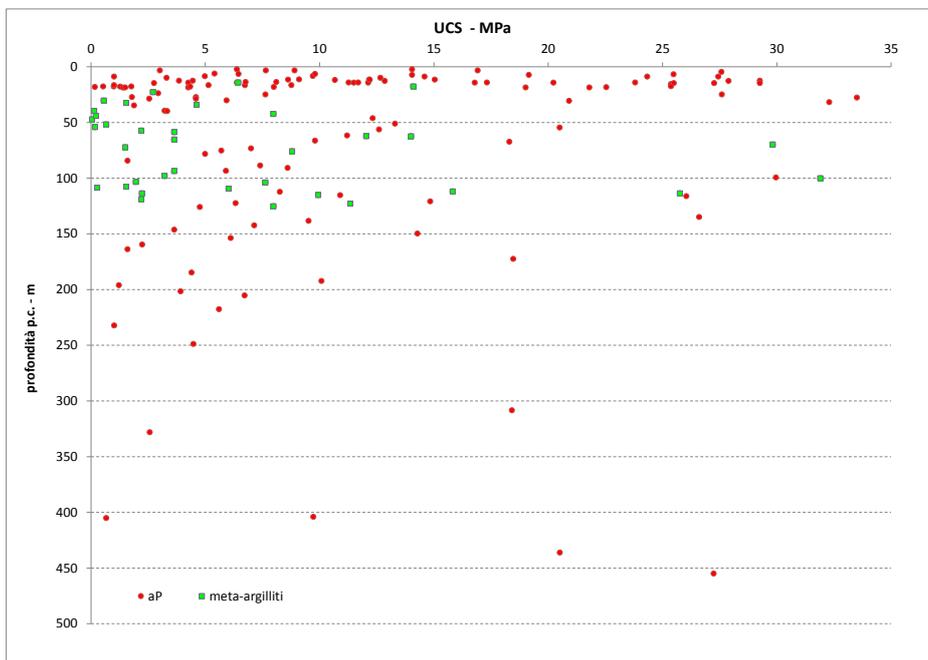


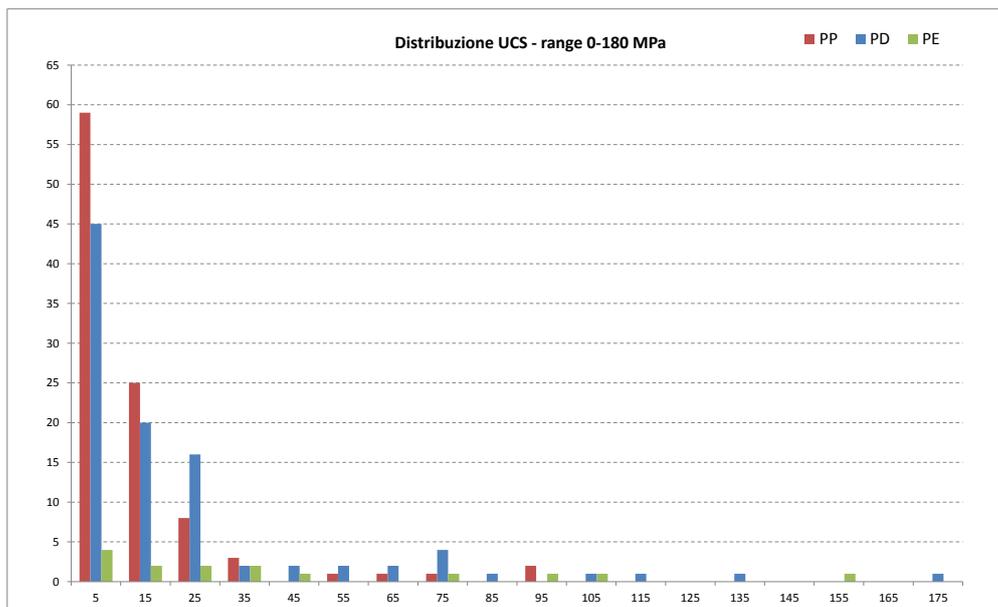
Figura 6-7 Rappresentazione grafica UCS – posizione planimetrica sondaggio di riferimento (pk linea)



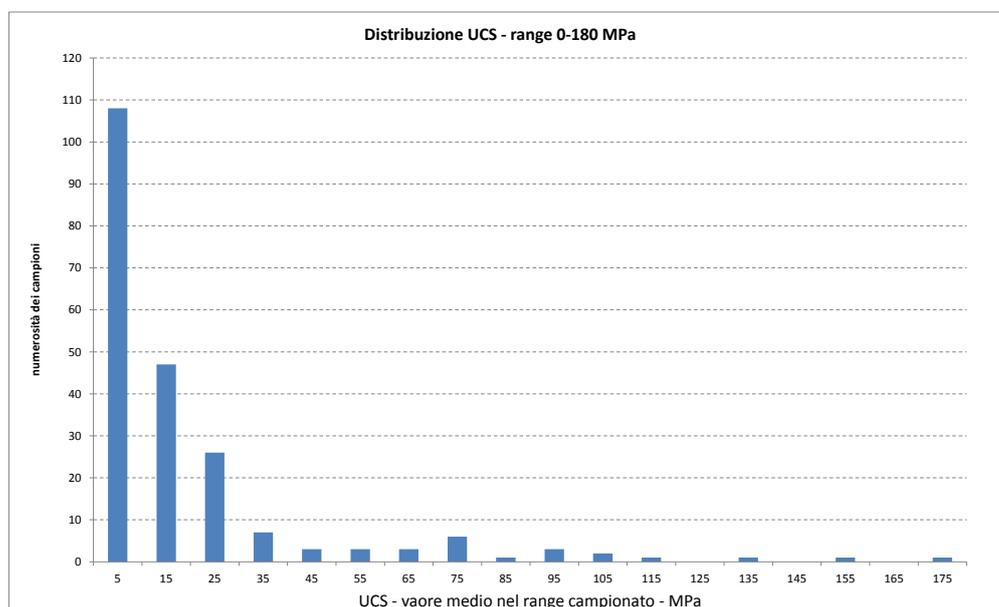
**Figura 6-8 Correlazione UCS – I50 Point Load Strength Index (elaborazione risultati campagna PP)**

Si forniscono inoltre i seguenti diagrammi che danno immediata evidenza della distribuzione dei risultati. La frequenza dei dati è presentata come numerosità del campione rappresentativo di ciascun range di resistenze.

E' mostrata rispettivamente mostra la distribuzione di frequenza nell'ambito delle singole campagne di indagine e con riferimento alla totalità dei risultati derivanti dall'aggregazione delle campagne stesse.



**Figura 6-9 Numerosità campione UCS in relazione a intervalli di 10 MPa (per campagne di indagine)**



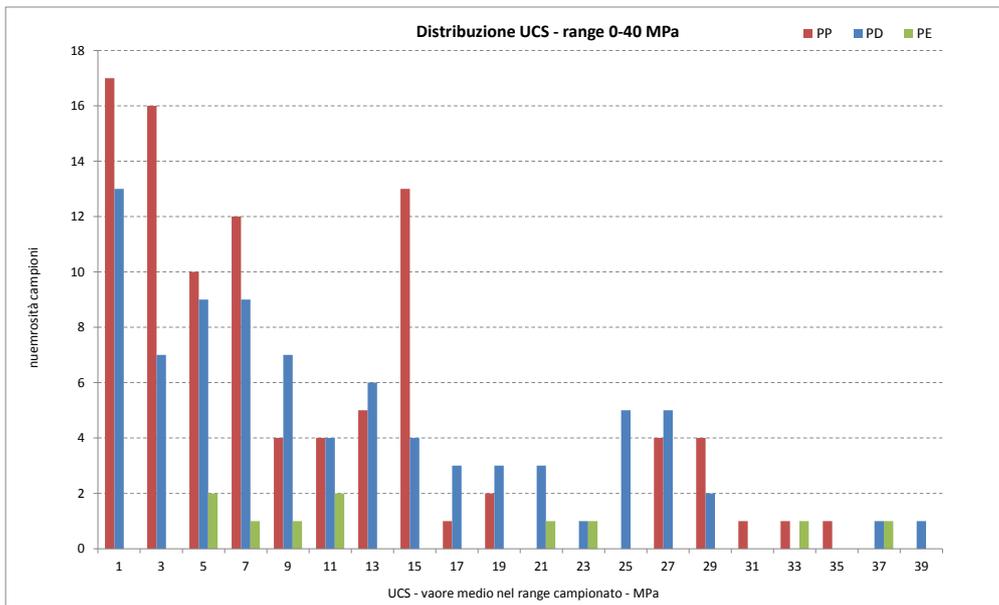
**Figura 6-10 Numerosità campione UCS in relazione a intervalli di 10 MPa (campione aggregato)**

Da una prima visione d'insieme della distribuzione dei punti sperimentali, emerge la decisa concentrazione di valori nel range 5-25 MPa, con presenza più rarefatta di resistenze a compressione oltre i 40 MPa. Si rileva infatti che, su un campione complessivo di oltre 180 dati, circa 20 elementi (pari al 10%) si collocano su valori superiori ai 35-40 MPa.

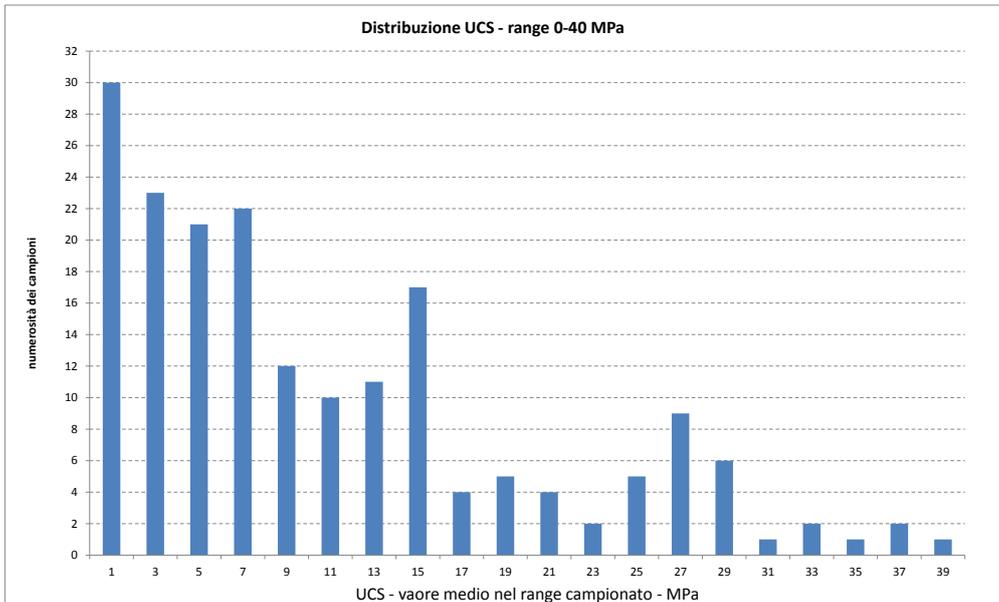
A tal proposito, è opportuno notare che solamente 12 di questi ultimi derivano da prove di compressione in laboratorio e pertanto possono essere considerati maggiormente attendibili. Nello specifico, tali prove di compressione mono-assiale hanno fornito valori di resistenza compresi fra 65 – 150 MPa, con valore medio intorno ai 100 MPa, su campioni prelevati anche superficialmente (10-100 m).

Dall'esame delle prove a compressione eseguite in sede di progettazione esecutiva, è possibile associare tali valori di resistenza ad una matrice calcarea moto compatta caratterizzante il provino testato, chiaramente attribuibile all'incluso costituito dal palombino. E' ragionevole dunque ricondurre la gran parte di valori di resistenza superiori alla soglia dei 35 MPa, derivati dall'elaborazione dei dati raccolti nelle campagne di PP e PD, proprio agli inclusi calcarei caratterizzanti la formazione degli argilloscisti a palombini.

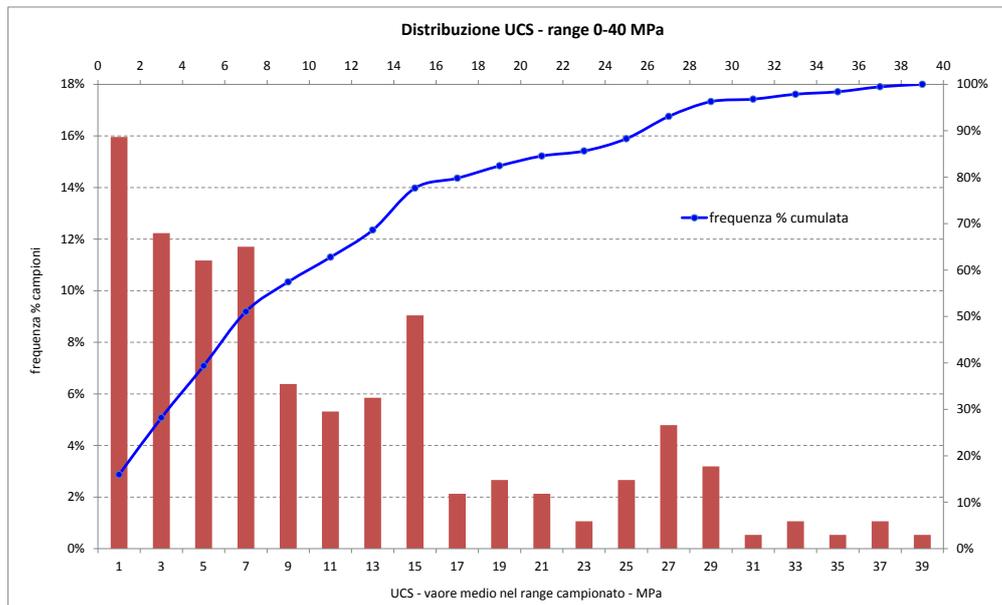
Nell'ottica di focalizzare l'analisi esclusivamente sul dato rappresentativo della matrice argillitica, si propongono, nei grafici seguenti, le distribuzioni di frequenza (come numerosità del dato nei singoli range di resistenza e come frequenza % rispetto al totale delle determinazioni disponibili fra le varie campagne di indagini geognostiche), relative al campione di UCS decurtato dei valori superiori al suddetto limite dei 35-40 MPa.



**Figura 6-11 Numerosità campione UCS in relazione a intervalli di 2 MPa (per campagne di indagine)**



**Figura 6-12 Numerosità campione UCS in relazione a intervalli di 2 MPa (campione aggregato)**



**Figura 6-13 Frequenza % campione UCS in relazione a intervalli di 2 MPa (campione aggregato) con rappresentazione della curva di frequenza cumulata**

L'analisi statistica della distribuzione di UCS decurtata dei valori superiori al limite suddetto dei 35-40 MPa, come detto considerato rappresentativo degli inclusi *palombinici* (ca 160 risultati sperimentali), conduce ad un valor medio intorno ai 10-11 MPa. Come risulta evidente dalla curva di frequenza cumulata, tale determinazione è significativamente condizionata dalla numerosità di dati associati a valori di resistenza compresi nel range 5-10 MPa.

Questo risultato è ascrivibile alla natura marcatamente anisotropa della matrice rocciosa, caratterizzata dalla foliazione intensa propria degli argillocisti, con seguente riduzione della resistenza a compressione in condizioni di sollecitazione sub-parallela alla direzione prevalente della foliazione stessa.

A conferma di ciò è significativo il dato emerso dall'elaborazione delle resistenze a compressione mono-assiale ottenute in laboratorio, nell'ambito della campagna di indagine del PD (2004), in presenza di condizioni di prova omogenee caratterizzate dall'applicazione del carico in direzione parallela ai piani di scistosità.

Emerge infatti che, indipendentemente dai valori di RQD rilevati alle quote di prelievo dei campioni testati, la resistenza media a compressione si colloca sul medesimo valore dei 10 MPa evidenziato dalla distribuzione globale dei risultati prima esposta.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5102ECVRBGN15MX001A00 <span style="float: right;">Foglio 55 di 106</span>

La tabella di sintesi, proposta nel seguito, fornisce i parametri statistici rappresentativi delle distribuzioni di UCS derivate dall'elaborazione congiunta delle prove di laboratorio e dei Point Load tests.

Range di resistenza a compressione considerato	0-180 MPa	0-35 MPa	0-35 MPa (cut off 5 MPa)
numerosità campione	182	160	101
Max - MPa	<b>179</b>	<b>37</b>	<b>37</b>
Min - MPa	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>5</b>
med- MPa	<b>20</b>	<b>10.8</b>	<b>15.6</b>
Sqm - MPa	<b>29</b>	<b>9</b>	<b>9</b>
sqm/med	<b>144%</b>	<b>87%</b>	<b>55%</b>

Tabella 6.3: Parametri statistici rappresentativi delle distribuzioni di UCS derivate dall'elaborazione congiunta delle prove di laboratorio e dei Point Load tests.

Sono stati analizzati i seguenti tre campioni di dati:

- UCS fra 0 e 180 MPa (rappresentativo del dato globale di tutte le prove condotte)
- UCS fra 0 e 35 MPa (rappresentativo del dato decurtato delle resistenze a compressione ascrivibili agli inclusi calcarei - palombini)
- UCS fra 0 e 35 MPa, con cut-off inferiore posto sul valore dei 5 MPa, considerato come limite minimo rappresentativo, da un punto di vista ingegneristico, delle resistenze a compressione misurate in direzione sub-parallela alla foliazione.

Come si evince dal rapporto fra deviazione standard e media aritmetica, le distribuzioni sono significativamente asimmetriche, con tendenza comunque verso una distribuzione normale di probabilità, per campioni decurtati dei valori esterni ai limiti superiore ed inferiore (rispettivamente 35-40 MPa e 5 MPa).

### 6.2.1. Caratteristiche di deformabilità

Come descritto al paragrafo 5.3.4, i moduli di Young "operativi"  $E_{op}$  dell'ammasso roccioso, utilizzabili in analisi con modelli costitutivi elastico-lineari o elastico-lineari-plastici, discendono dalle espressioni (Hoek et Diederichs, 2006), noti i moduli elastici  $E_i$  della matrice rocciosa (o roccia intatta), l'indice GSI di classificazione dell'ammasso ed il coefficiente di disturbo.

Oggetto del presente paragrafo è dunque l'elaborazione delle risultanze emerse dalle campagne di indagini geognostiche pregresse, con riferimento alle caratteristiche di deformabilità di derivazione

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG5102ECVRBGN15MX001A00	Foglio 56 di 106

diretta dalle prove in situ ed in laboratorio. Non sarà pertanto analizzato in questa sede il tema delle caratteristiche di deformabilità d'ammasso derivate secondo le citate relazioni di Hoek et Diederichs.

Nello specifico saranno analizzate le seguenti determinazioni dirette del parametro di deformabilità:

- Modulo di deformazione da prove dilatometriche in foro di sondaggio;
- Modulo di scarico (unloading) da prove dilatometriche in foro di sondaggio;
- Modulo elastico da prove di carotaggio sonico;
- Modulo elastico secante da prove di compressione mono-assiale;
- Modulo elastico tangente da prove di compressione mono-assiale.

Congiuntamente alla determinazione diretta sopracitata, sarà altresì derivato il modulo elastico della matrice rocciosa per mezzo del rapporto di modulo MR (modulus ratio), secondo la formulazione di Deere, Palmstrom e Singh.

Ai fini della selezione del valore di MR, si è elaborata la serie congiunta di dati costituita da resistenza a compressione mono-assiale e relativi moduli elastici secanti/tangenti misurati a controllo di deformazione durante lo svolgimento delle prove di laboratorio. I grafici che seguono riportano le UCS (misurate in laboratorio) ed i corrispondenti valori di MR determinato come rapporto fra  $E_{tang}$  (misurato al 50% UCS) ed UCS (si è conservativamente assunto il valor medio fra  $E_{tang}$ - $E_{sec}$  in presenza di valori di  $E_{tan}$  significativamente superiori a  $E_{sec}$ ).

Si presentano dapprima i valori di MR desunti dai risultati delle prove di resistenza a compressione mono-assiale compresi nel range 0-35 MPa (identificativo della matrice rocciosa argillitica), quindi, per completezza, i risultati associati ai valori di UCS ricadenti nel range 35-180 MPa (rappresentativo degli inclusi calcarei). Si evidenzia comunque che la determinazione diretta di MR, in funzione della successiva definizione del modulo elastico della matrice rocciosa, per mezzo della relazione di Deere-Palmstrom-Singh, assume significatività nel range 0-35 MPa (proprio, come detto, della matrice rocciosa).

Dall'esame dei dati risulta evidente la distribuzione dei valori di MR attorno al valore medio di circa 700, con riferimento al range UCS 0-35 MPa. Tale risultanza è avallata peraltro dai valori indicati in letteratura per il modulus ratio (MR) attribuito agli scisti, compreso nel range 250-1100, con valor

medio pari a 675. I valori di MR derivati dal range UCS 35-180 MPa si attestano, con dispersione maggiore, attorno al valor medio 500.

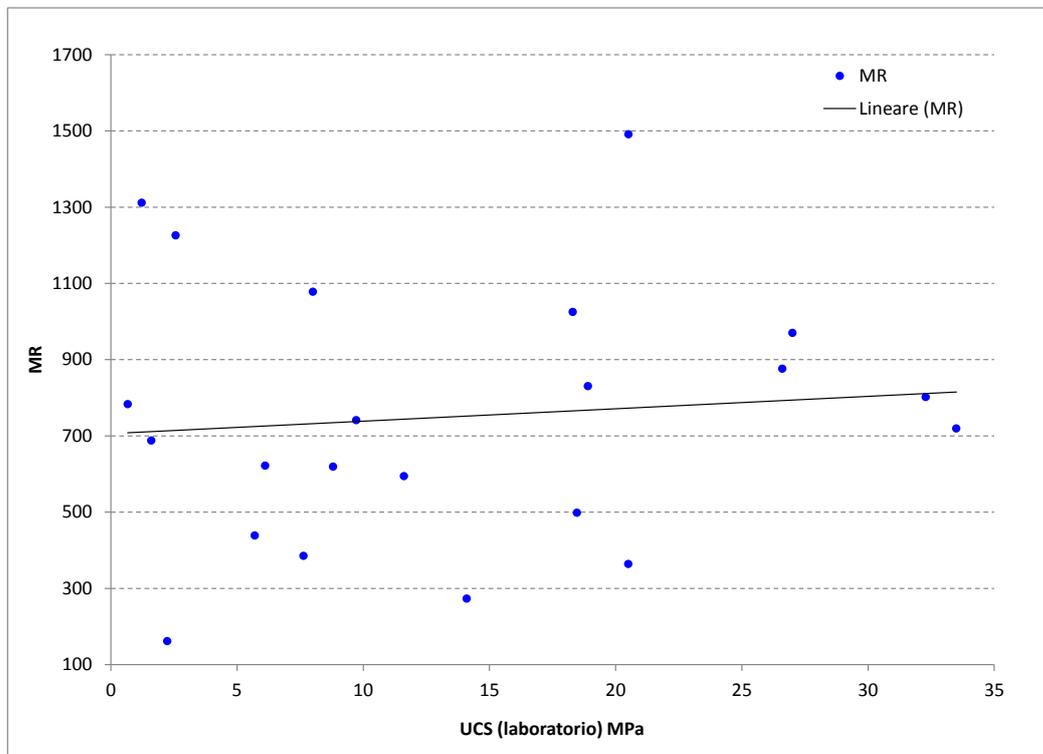


Figura 6-14 Modulus Ratio (MR) associato alle determinazioni in laboratorio UCS (range 0-35 MPa)

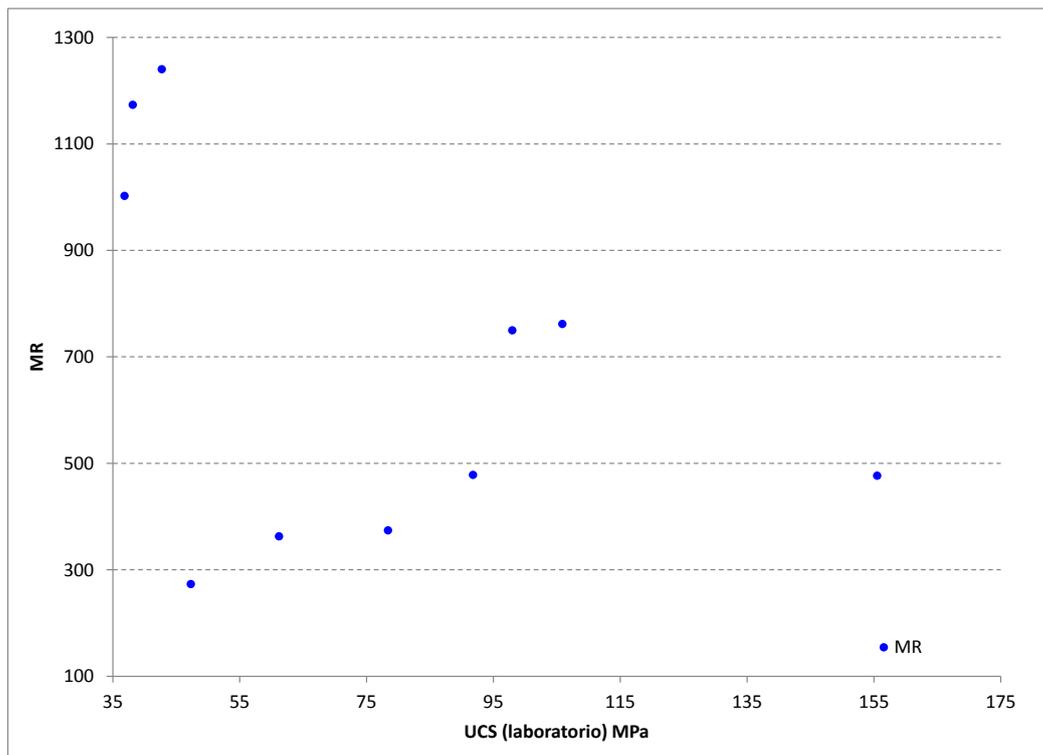


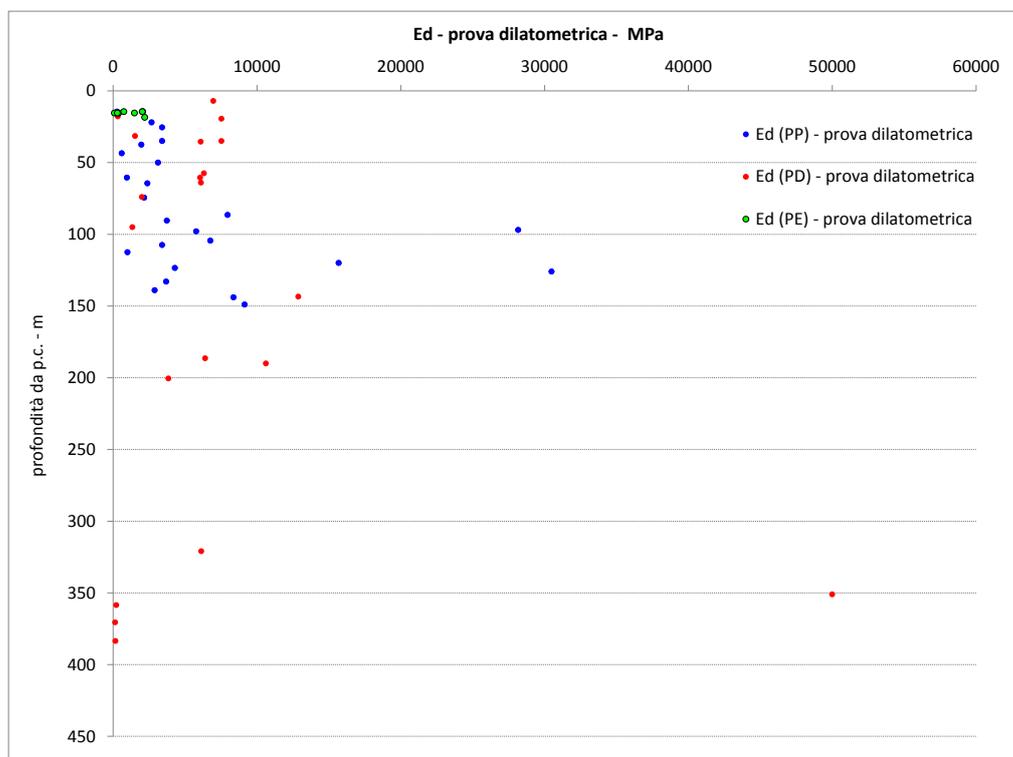
Figura 6-15 Modulus Ratio (MR) associato alle determinazioni in laboratorio UCS (range 35-180 MPa)

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5102ECVRBGN15MX001A00 <table border="1" data-bbox="1420 224 1532 315"> <tr> <td>Foglio 58 di 106</td> </tr> </table>	Foglio 58 di 106
Foglio 58 di 106		

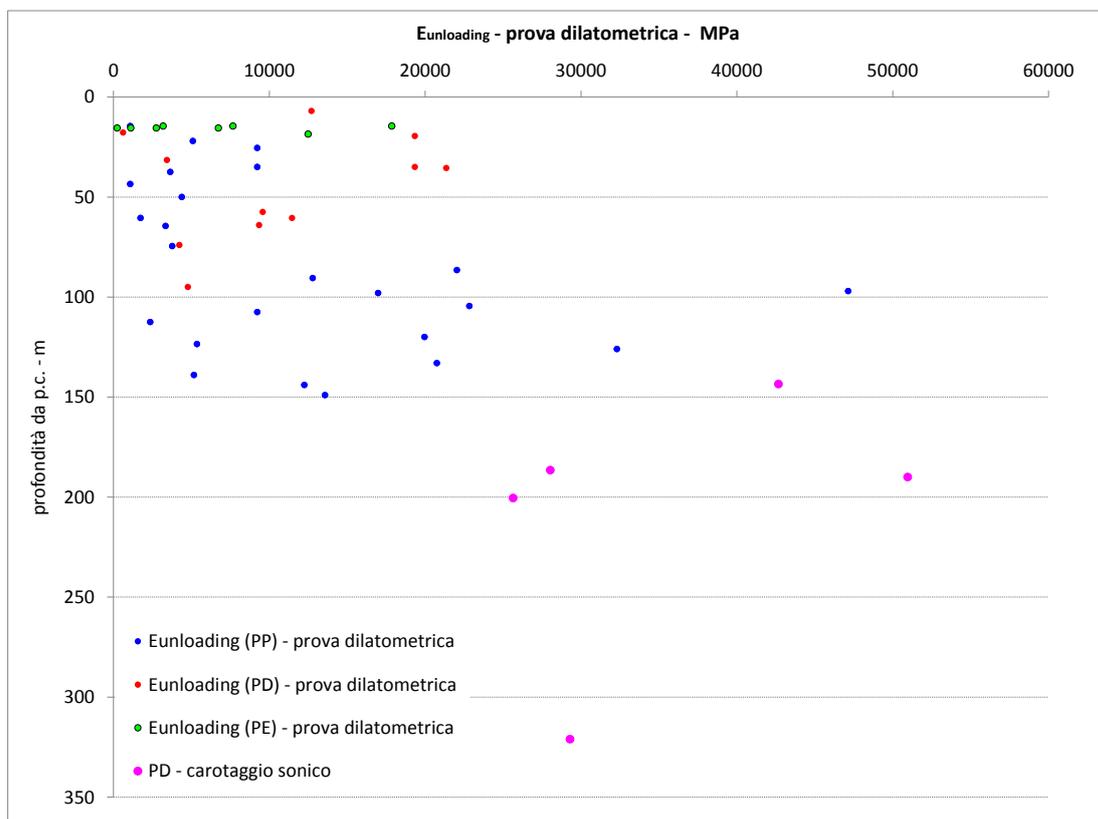
Il valore di MR 700, determinato dai dati sperimentali, è stato pertanto utilizzato per la determinazione dei moduli elastici della matrice rocciosa (Deere-Palmstrom-Singh), data la serie di UCS ottenute per via diretta dalle prove di compressione mono-assiale e derivate dai Point Load Strenght Index, come esposto al paragrafo precedente.

Nei grafici che seguono sono proposti nell'ordine, in relazione alla profondità dal p.c. del campione cui è associata la determinazione, i seguenti parametri di deformabilità (da campagne PP, PD, PE):

- **Modulo di deformazione da prova dilatometrica** (determinato come media dei moduli di deformazione associati ad ogni ciclo di carico, o alternativamente misurato come rapporto fra la tensione massima di prova raggiunta al ciclo superiore e la deformazione totale corrispondente);
- **Modulo di scarico – unloading – da prova dilatometrica** (determinato come media dei moduli unloading associati ad ogni ciclo di scarico) e **modulo elastico da carotaggio sonico**.



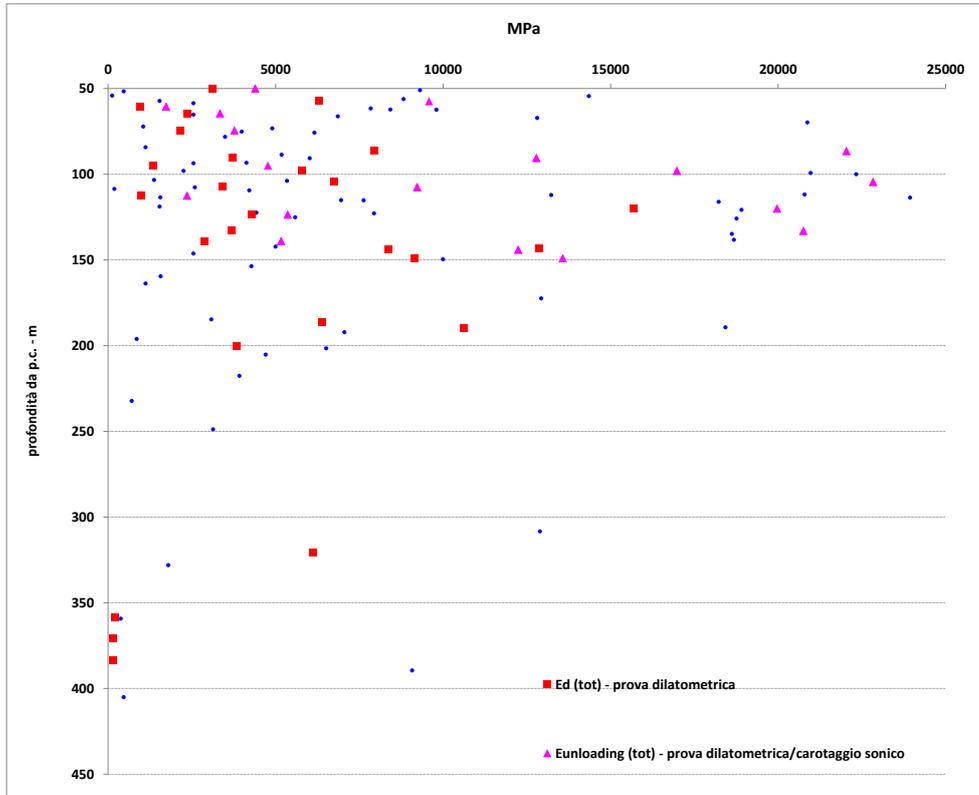
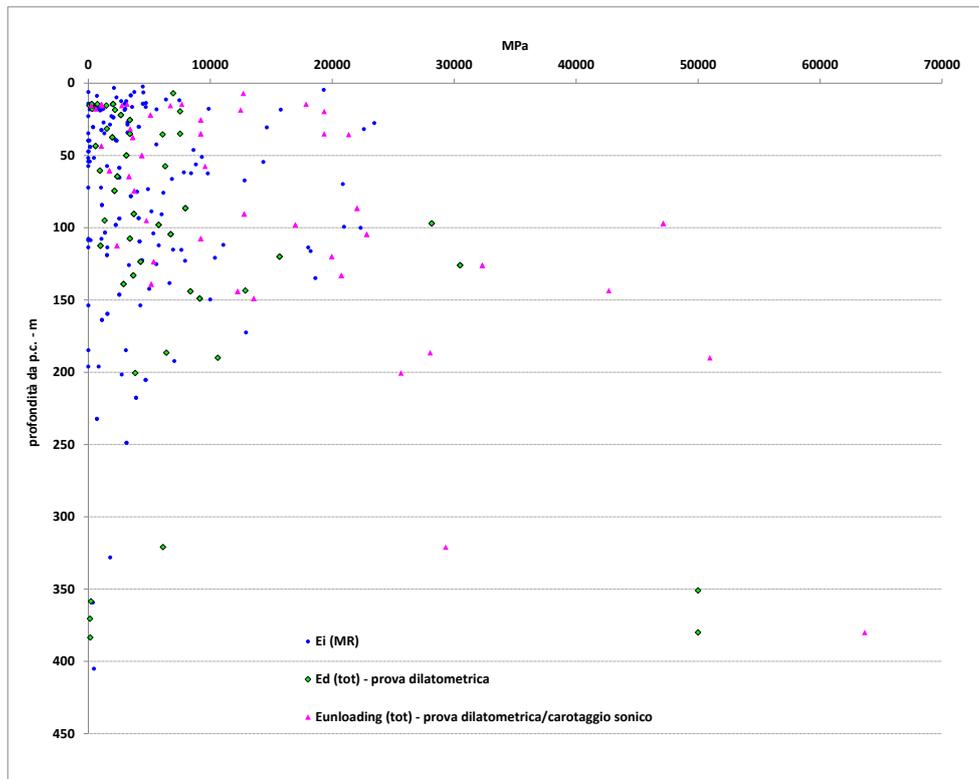
**Figura 6-16 Moduli di deformazione da prova dilatometrica in foro di sondaggio, rappresentati in funzione della profondità di misurazione da p.c.**



**Figura 6-17 Moduli di scarico – unloading - da prova dilatometrica in foro di sondaggio, rappresentati in funzione della profondità di misurazione da p.c.**

Nel grafico seguente, la serie di determinazioni desunte dalle prove in foro di sondaggio (dilatometro e carotaggio sonico) è associata ai valori di  $E_i$  (modulo elastico della matrice) derivato per via indiretta tramite il fattore MR 700.

Si propongono rispettivamente il campione dati completo e lo stesso circostanziato nel range di profondità di interesse progettuale 50-450 m, con inquadramento dell'area a maggior concentrazione di valori (0-25000 MPa).



**Figura 6-18 Moduli di deformazione e scarico da prova dilatometrica e moduli  $E_i$  ottenuti tramite correlazione MR-UCS, rappresentati in funzione della profondità dal p.c. della determinazione (prova in foro/campione-carota testati)**

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5102ECVRBGN15MX001A00 <span style="float: right;">Foglio 61 di 106</span>

Dall'esame del campione di dati risulta quanto segue:

- non si riscontra in generale una marcata dipendenza dei parametri di deformabilità con la profondità, pur presentando i valori dei moduli di unloading ottenuti da prova dilatometrica e dei moduli elastici da carotaggio sonico una sensibile correlazione con la quota s.l.m. del punto di rilevazione.
- Nel range "operativo" limitato al valore di 25000 MPa e compreso fra le profondità di 50-200 m (intervallo con maggior frequenza di dati sperimentali), si riscontra una consistente uniformità dei parametri di deformabilità derivati da prove in situ o interpretati da prove UCS; è evidente tuttavia la notevole estensione del range di variazione del modulo, crescente con continuità da 2000 a 10000 MPa, con concentrazioni attorno ai valori di 13000 MPa e 18000-22000 MPa.

Tale variabilità è riconducibile, analogamente a quanto emerso dall'analisi della distribuzione statistica degli UCS, alla anisotropia della matrice rocciosa caratterizzante gli argilloscisti, nonché alla presenza locale di inclusi calcarei cui attribuire i valori massimali di modulo raggiunti.

La tabella di sintesi proposta nel seguito fornisce i parametri statistici rappresentativi delle distribuzioni del parametro di deformabilità derivato secondo Deere-Palmstrom e dalle prove in foro di sondaggio.

Sono analizzati i seguenti campioni di dati:

- **E<sub>i</sub>** derivato dal campione di **UCS fra 0 e 35 MPa** (rappresentativo del dato decurtato delle resistenze a compressione ascrivibili agli inclusi calcarei - palombini);
- **E<sub>i</sub>** derivato dal campione di **UCS fra 0 e 35 MPa**, con cut-off inferiore posto sul valore dei 5 MPa, considerato come limite minimo rappresentativo, da un punto di vista ingegneristico, delle resistenze a compressione misurate in direzione sub-parallela alla foliazione;
- **moduli di deformazione e di unloading** ottenuti dalle prove dilatometriche.

	E <sub>i</sub> (MR 700)		E (dilatometro)	
	0-35 MPa	0-35 MPa (cut off)	Es	Etang
<b># campione</b>	158	100	24	24
<b>max</b>	<b>23940</b>	<b>23940</b>	<b>30488</b>	<b>47146</b>
<b>min</b>	<b>34</b>	<b>3597</b>	<b>277</b>	<b>1070</b>
<b>med</b>	<b>7449</b>	<b>10806</b>	<b>6346</b>	<b>11889</b>
<b>sqm</b>	<b>6473</b>	<b>5899</b>	<b>7859</b>	<b>11234</b>
<b>sqm/med</b>	<b>87%</b>	<b>55%</b>	<b>124%</b>	<b>94%</b>

Tabella 6.4: Parametri statistici rappresentativi delle distribuzioni del parametro di deformabilità derivato secondo Deere-Palmstrom e dalle prove in foro di sondaggio

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5102ECVRBGN15MX001A00 <table border="1" data-bbox="1420 224 1532 315"> <tr> <td>Foglio 62 di 106</td> </tr> </table>	Foglio 62 di 106
Foglio 62 di 106		

Pur considerando la notevole dispersione delle singole distribuzioni, i valori medi si attestano, con una certa uniformità, nel range 6400-12000 MPa.

#### 6.2.1. Stato tensionale in situ

Nell'ambito dello scavo dei cunicoli esplorativi Vallemme e Castagnola, l'esecuzione di prove di fratturazione idraulica (3\*3 prove fino a coperture massime di 140 m) ha condotto ad un rapporto fra tensione principale orizzontale e tensione verticale varia in media tra 1.5 e 2.0.

Con maggior dettaglio, si riporta sinteticamente nel seguito l'esito delle singole prove condotte.

#### Cunicolo Vallemme – sezione L1

tensione principale verticale (direzione imposta)	3.0 MPa
tensione orizzontale maggiore	5.4 MPa
tensione orizzontale minore	2.3 MPa

Direzione degli sforzi: circa parallela all'asse del cunicolo.

k0 massimo pari a: k0=1.8

#### Cunicolo Vallemme – sezione L2

tensione principale verticale (direzione imposta)	1.70 MPa
tensione orizzontale maggiore	4.21 MPa
tensione orizzontale minore	1.75 MPa

Direzione degli sforzi: circa parallela all'asse del cunicolo..

k0 massimo pari a: k0=2.5

#### Cunicolo Vallemme – sezione nicchia

tensione principale verticale (direzione imposta)	2.00 MPa
tensione orizzontale maggiore	5.00 MPa
tensione orizzontale minore	nd

Direzione degli sforzi: circa parallela all'asse del cunicolo.

k0 massimo pari a: k0=2.5

#### Cunicolo Castagnola – sezione C1

tensione principale verticale (direzione imposta)	2.40 MPa
tensione orizzontale maggiore	5.00 MPa
tensione orizzontale minore	3.10 MPa

Direzione degli sforzi: leggermente inclinata (30° circa) rispetto all'asse del cunicolo.

k0 massimo pari a: k0=2.1

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5102ECVRBGN15MX001A00
	Foglio 63 di 106

In merito alle determinazioni sopra esposte è opportuno precisare quanto segue:

- dalle prove eseguite non è stato possibile ottenere indicazioni riguardanti un suo possibile cambiamento con la profondità, pertanto, alle profondità maggiori non ancora investigate tramite l'indagine in sito, tale rapporto è da ritenersi tuttora incognito ed esso andrà ricercato attraverso prove dirette alla ripresa dei lavori;
- l'esame relativo all'andamento delle singole prove ha messo in luce il possibile condizionamento dei risultati delle prove dal disturbo arrecato dallo scavo stesso evidenziato dalla riduzione del valore di "shut in" nelle prove più prossime alla parete dello scavo, determinando in tal modo che i valori dei  $k_0$  valutati possano in realtà risultare diversi da quelli strettamente deducibili dallo stato tensionale registrato;
- la tensione principale verticale in corrispondenza della sezione L2 del cunicolo Vallemme è notevolmente inferiore a quella derivabile dall'azione della gravità ( $27 \cdot 135 = 3.65$  MPa). Tale differenza è da considerarsi anomala nel contesto della totalità delle prove eseguite e può attribuirsi all'effetto sull'ammasso del forte disturbo tettonico registrato nella zona delle prove cui si associa la deviazione dei flussi tensionali con concentrazione sulle zone più rigide dell'ammasso.

Emerge in definitiva dalle prove in cunicolo, un quadro tensionale caratterizzato dalla predominanza della tensione orizzontale principale sulla tensione verticale, coerentemente con un rapporto  $k_0$  compreso mediamente fra 2 e 2.5.

In sede di Progettazione Esecutiva – 1° lotto (2012-2013), i risultati ottenuti dalle prove di fratturazione idraulica eseguite nel sondaggio SLI2, rispettivamente alla profondità di m 138.2 e m 145.5 dal piano campagna, hanno rilevato:

- una direzione Est-Ovest di massima compressione ( $\Psi_{max} = (94-274)^\circ \pm 26^\circ$ ).
- indipendenza dalla copertura delle direzioni principali di tensione
- variazione lineare con la copertura delle tensioni principali
- variazione del rapporto  $k_0$ , indipendentemente dalla copertura, in funzione della direzione, nell'intervallo:

$$K_{0MAX} = SH/SV = 2.32$$

$$K_{0MIN} = Sh/SV = 1.18$$

Si riportano nel seguito i plottaggi delle componenti di tensione con la profondità, come discende dall'interpretazione delle prove di fratturazione idraulica e gli stereogrammi raffiguranti il tensore degli sforzi corrispondente alla profondità di 150 m.

In conclusione, pur considerando gli ampi limiti di confidenza dello stato tensionale in situ, connessi all'esiguo numero di prove condotte nelle Campagne di Indagine ad oggi condotte, è ragionevole ipotizzare uno stato tensionale caratterizzato da tensioni orizzontali uguali o maggiori della tensione verticale, cui associare, allo stato attuale della conoscenza, un rapporto  $k_0$  variabile nel range 1.0-2.0 definito anche alla luce dei fattori di incertezza connessi alla rilevazione strumentale (si vedano le considerazioni in merito alle prove di fratturazione idraulica in cunicolo).

— maximum horizontal stress SH  
 — minimum horizontal stress Sh  
 — vertical stress Sv

— range of the test Ps values  
 Test HF

STRESS FIELD PLOT N. 2

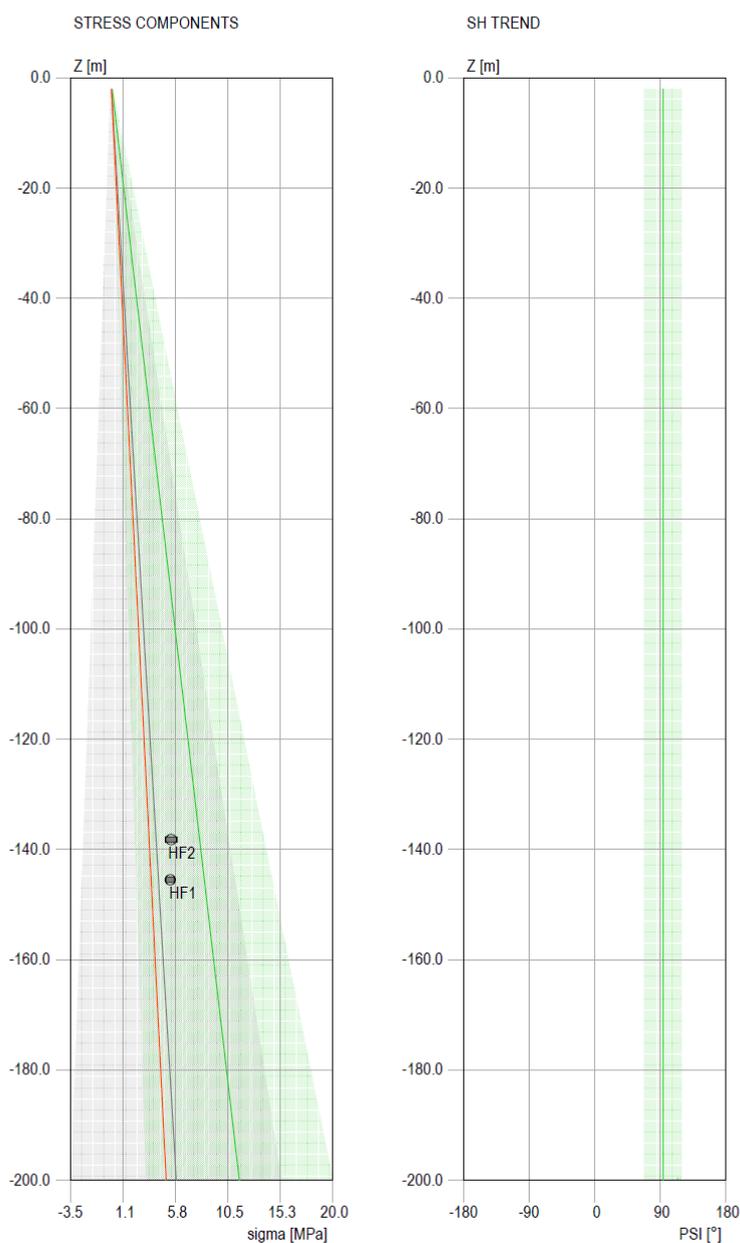
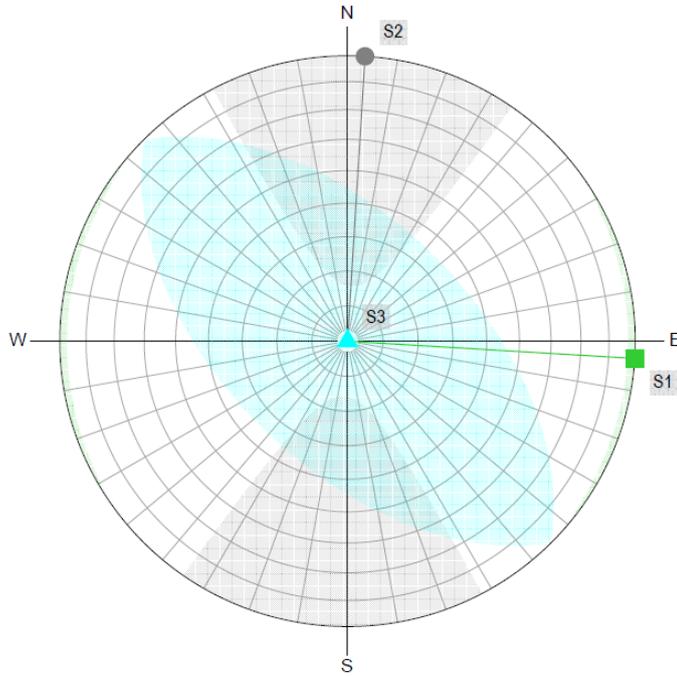


Figura 6.3 – Interpretazione prove di fratturazione idraulica

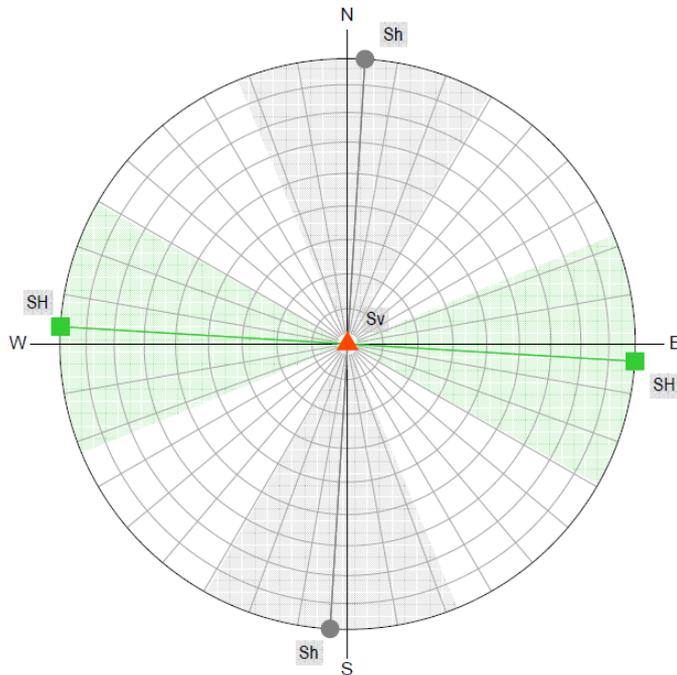
PRINCIPAL STRESS COMPONENTS  
Schmidt Lower Emisphere

STRESS TENSOR AT Z = 150 m



	STRESS [MPa]	PSI [°]	PHI [°]
S1:	8.71 ± 6.38	93.5 ± 22.0	0.0 ± 0.0
S2:	4.43 ± 7.47	3.5 ± 22.0	0.0 ± 0.0
S3:	3.75 ± 0.00	0.0 ± 0.0	90.0 ± 0.0

HORIZONTAL AND VERTICAL STRESS STATE  
Schmidt Lower Emisphere



	STRESS [MPa]	PSI [°]	PHI [°]
SH:	8.71 ± 6.34	93.5 ± 25.9	0.0 ± 0.0
Sh:	4.43 ± 7.13	183.5 ± 25.9	0.0 ± 0.0
Sv:	3.75 ± 0.00	0.0 ± 0.0	90.0 ± 0.0

Figura 6.4 – Interpretazione prove di fratturazione idraulica

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5102ECVRBGN15MX001A00 <table border="1" data-bbox="1420 224 1532 315"> <tr> <td>Foglio 66 di 106</td> </tr> </table>	Foglio 66 di 106
Foglio 66 di 106		

## 6.1. FASE 2: Analisi campione risultati correlata alle caratteristiche di fratturazione dell'ammasso

### 6.1.1. Note generali

Scopo della Fase di analisi in oggetto è la valutazione della distribuzione dei parametri fisico-meccanici, il cui campione globale è stato esaminato alla fase precedente, in relazione alle caratteristiche di fratturazione dell'ammasso, esplicitate dal parametro RQD.

Si sono pertanto associati i valori di RQD misurati in corrispondenza delle profondità di esecuzione delle prove in situ e del prelievo di campioni per le prove di laboratorio, alle rispettive determinazioni sperimentali.

In considerazione dell'elevato numero dei sondaggi a disposizione (campagne di PP, PD, PE), tale operazione è stata limitata alle verticali di indagine più vicine all'asse di tracciamento della linea.

Le tabelle complete contenenti tutte le determinazioni sono contenute in allegato.

### 6.1.1. Caratteristiche fisiche

Si riportano nel seguito i grafici del peso di volume naturale e della conducibilità idraulica rappresentati in funzione dei valori di RQD.

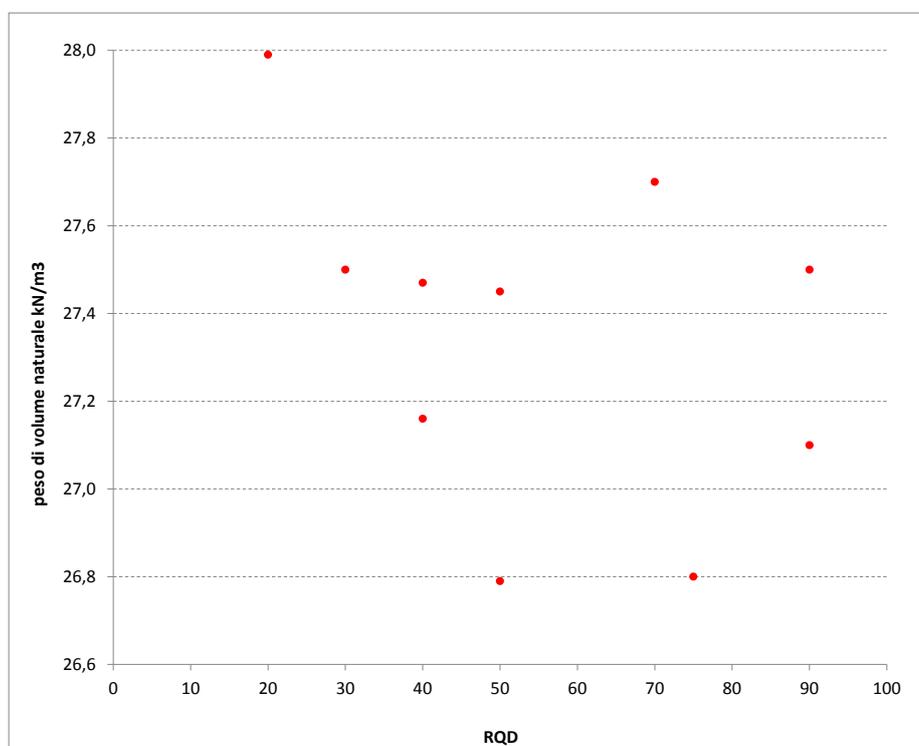
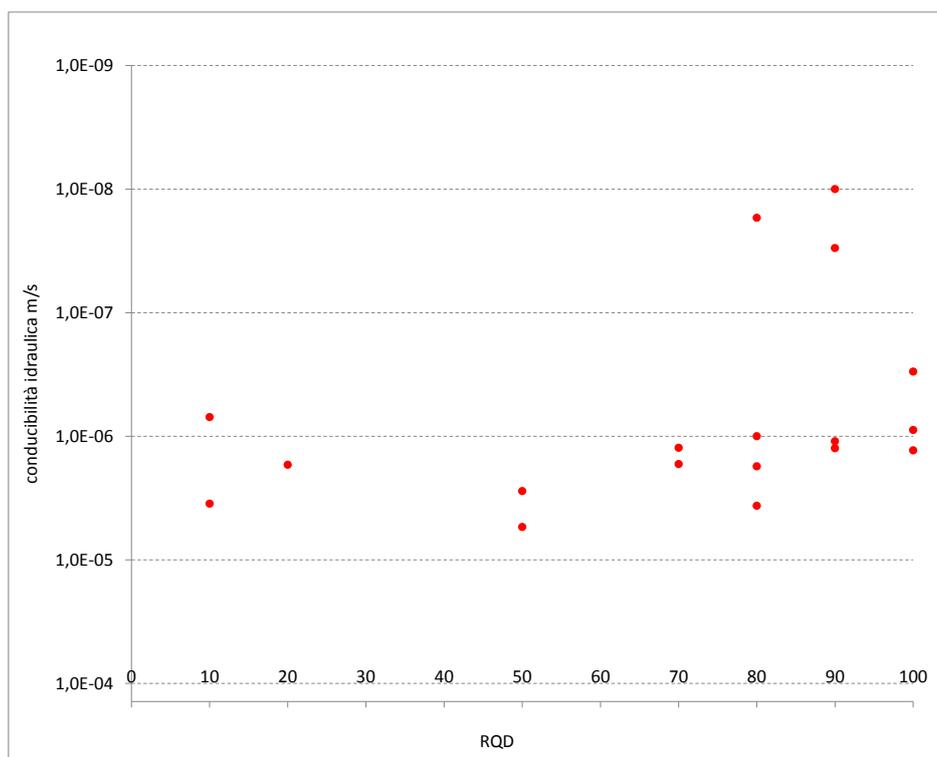


Figura 6-19 Peso di volume naturale in funzione dell'indice RQD proprio del settore di determinazione



**Figura 6-20 Conducibilità idraulica in funzione dell'indice RQD proprio del settore di determinazione**

A fronte di una distribuzione uniforme del peso di volume naturale in relazione all'RQD, si evidenzia un legame di proporzionalità inversa fra conducibilità idraulica e RQD. La tabella che segue fornisce i parametri rappresentativi delle distribuzioni dei valori di conducibilità idraulica associate alle tre concentrazioni di punti sperimentali individuabili (pur nella esiguità del campione complessivamente analizzato).

RQD	70-100	≈ 50	< 20
numerosità campione	16	4	9
max – m/s	8.56E-06	6.40E-06	1.16E-05
Min – m/s	1.00E-08	1.58E-06	2.00E-08
Med – m/s	<b>1.96E-06</b>	<b>4.05E-06</b>	<b>3.74E-06</b>
Sqm – m/s	2.72E-06	2.24E-06	3.69E-06
sqm/med	139%	55%	99%

Tabella 6.5: Parametri rappresentativi delle distribuzioni dei valori di conducibilità idraulica associate alle tre concentrazioni di indici RQD emerse dalla rappresentazione grafica

### 6.1.1. Caratteristiche di resistenza

Si riportano nel seguito, in funzione dei valori di RQD, i seguenti parametri di resistenza:

- **Compressione mono-assiale - UCS;**
- **Resistenza a trazione indiretta da prova brasiliana;**
- **Parametro  $m_i$  di Hoek-Brown.**

Tale parametro è stato calcolato interpolando le coppie di valori di tensioni principali a rottura ( $\sigma_1$ -  $\sigma_3$ ) desunte dalle prove di compressione triassiale condotte nell'ambito della campagna di indagini propedeutica alla progettazione definitiva. Stante il limitato numero di prove di compressione triassiale condotte, si riportano nel grafico anche i punti sperimentali relativi alla formazione classificata come fascia milonitica di isoverde, assimilabile, da un punto di vista geo-meccanico, alla formazione degli argilloscisti.

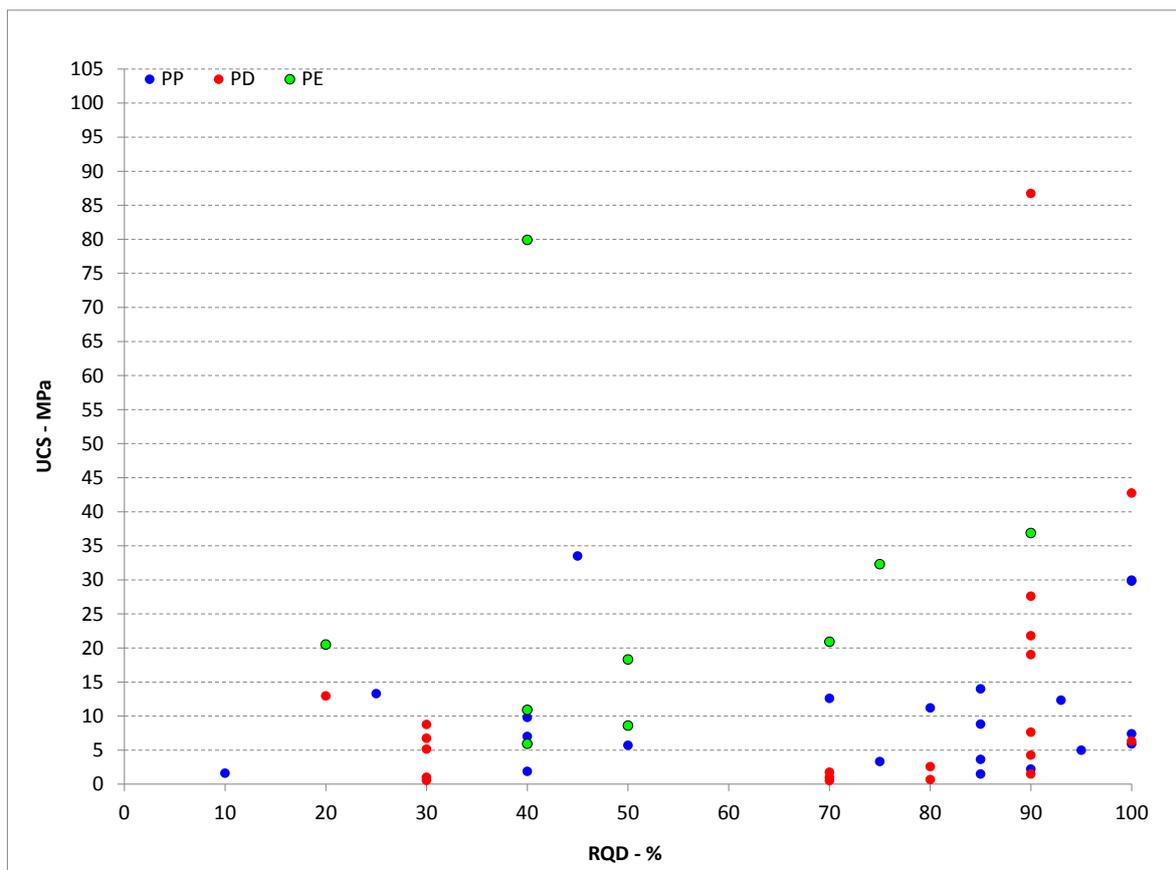
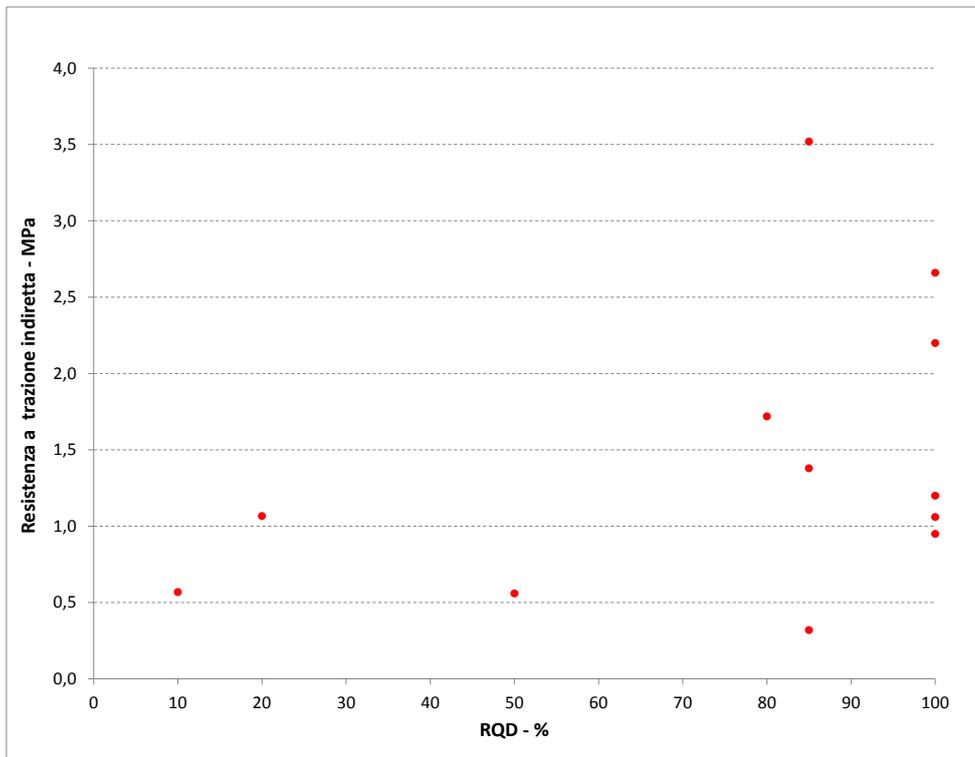
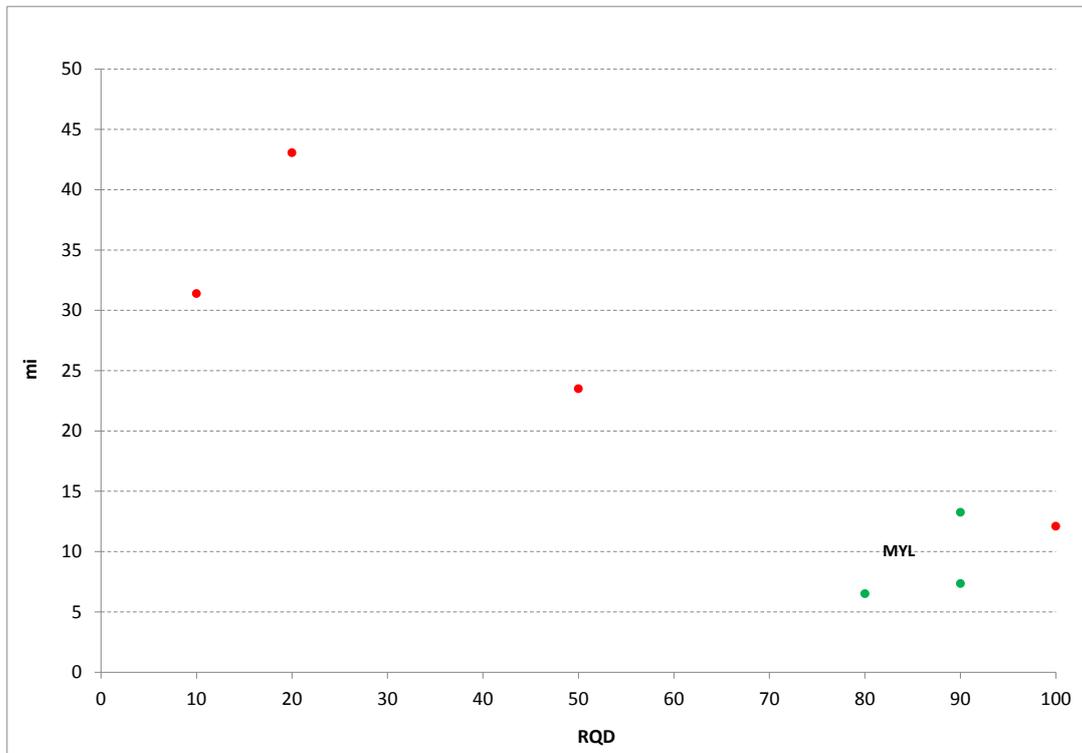


Figura 6-21 UCS in funzione dell'indice RQD proprio del settore di determinazione



**Figura 6-22 Resistenza a trazione indiretta in funzione dell'indice RQD proprio del settore di determinazione**



**Figura 6-23 Parametri m<sub>i</sub> Hoek-Brown in funzione dell'indice RQD proprio del settore di determinazione**

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5102ECVRBGN15MX001A00 <span style="float: right;">Foglio 70 di 106</span>

Dall'esame della distribuzione delle determinazioni congiunte parametri di resistenza – RQD, è possibile rilevare quanto segue:

- sia la resistenza a compressione UCS (campione a buona numerosità) che la resistenza a trazione indiretta mostrano una relazione di proporzionalità diretta con l'indice RQD;
- il valore del parametro  $m_i$  di Hoek Brown, pur considerando la modesta rappresentatività del risultato, in relazione all'esiguità di risultati sperimentali a disposizione, evidenzia una proporzionalità inversa con l'indice RQD.

Analogamente a quanto evidenziato per le caratteristiche fisiche al paragrafo precedente, si riportano, nelle tabelle che seguono, i parametri rappresentativi delle distribuzioni delle caratteristiche di resistenza associate alle tre concentrazioni di punti sperimentali similmente individuabili (pur nella esiguità del campione complessivamente analizzato, specie con riferimento ai valori di trazione indiretta e  $m_i$ ).

Si precisa che l'analisi statistica della distribuzione di valori relativa agli UCS è stata condotta escludendo dal campione i due punti sperimentali associati a valori di resistenza compresi fra 80-90 MPa, considerando gli stessi rappresentativi degli inclusi calcarei (palombini) e non della matrice rocciosa degli argilloscisti. Si evidenzia inoltre la scarsa rappresentatività dell'unico dato riferito al range UCS < 20-25 MPa, pur considerando la collocazione dello stesso nell'ambito della tendenza globale di proporzionalità UCS –RQD, risultante dall'analisi del campione nella sua totalità.

Le tabelle che seguono, si riferiscono rispettivamente alla distribuzione UCS-RQD limitata al range 0-35/40 MPa ed alla medesima con cut-off inferiore posto sul valore dei 5 MPa, considerato come limite minimo rappresentativo, da un punto di vista ingegneristico, delle resistenze a compressione misurate in direzione sub-parallela alla foliazione.

RQD	70-100	$\cong 50$	< 20-25
numerosità campione	28	15	1
$\sigma_c$ max - MPa	32,3	33,5	-
$\sigma_c$ min - MPa	0,5	0,5	-
$\sigma_c$ med - MPa	<b>10,6</b>	<b>9,1</b>	<b>3-5</b>
Sqm - MPa	10,1	8,2	-
sqm/med	95%	90%	-

Tabella 6.6: Parametri rappresentativi delle distribuzioni dei valori di UCS associate alle tre concentrazioni di indici RQD emerse dalla rappresentazione grafica – campione 0-35/40 MPa

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5102ECVRBGN15MX001A00

Foglio  
71 di  
106

RQD	70-100	≈ 50	< 20-25
numerosità campione	21	14	1
σc max - MPa	42,8	33,5	-
σc min - MPa	3,3	5,1	-
σc med - MPa	<b>17,1</b>	<b>11,9</b>	<b>3-5</b>
Sqm - MPa	11,9	7,8	-
sqm/med	70%	65%	-

Tabella 6.7: Parametri rappresentativi delle distribuzioni dei valori di UCS associate alle tre concentrazioni di indici RQD emerse dalla rappresentazione grafica – campione 0-35/40 MPa, con cut-off inferiore pari a 5 MPa (limite minimo rappresentativo delle resistenze a compressione misurate in direzione sub-parallela alla foliazione)

RQD	70-100	≈ 50	< 20-25
numerosità campione	8	1	2
σt max - MPa	3,5	0,6	1,1
σt min - MPa	0,3	0,6	0,6
σt med - MPa	<b>1,6</b>	<b>0,6</b>	<b>0,8</b>
Sqm - MPa	1,0	1	2
sqm/med	64%	0,6	1,1

Tabella 6.8: Parametri rappresentativi delle distribuzioni dei valori di resistenza a trazione indiretta (brasiliiana) associate alle tre concentrazioni di indici RQD emerse dalla rappresentazione grafica

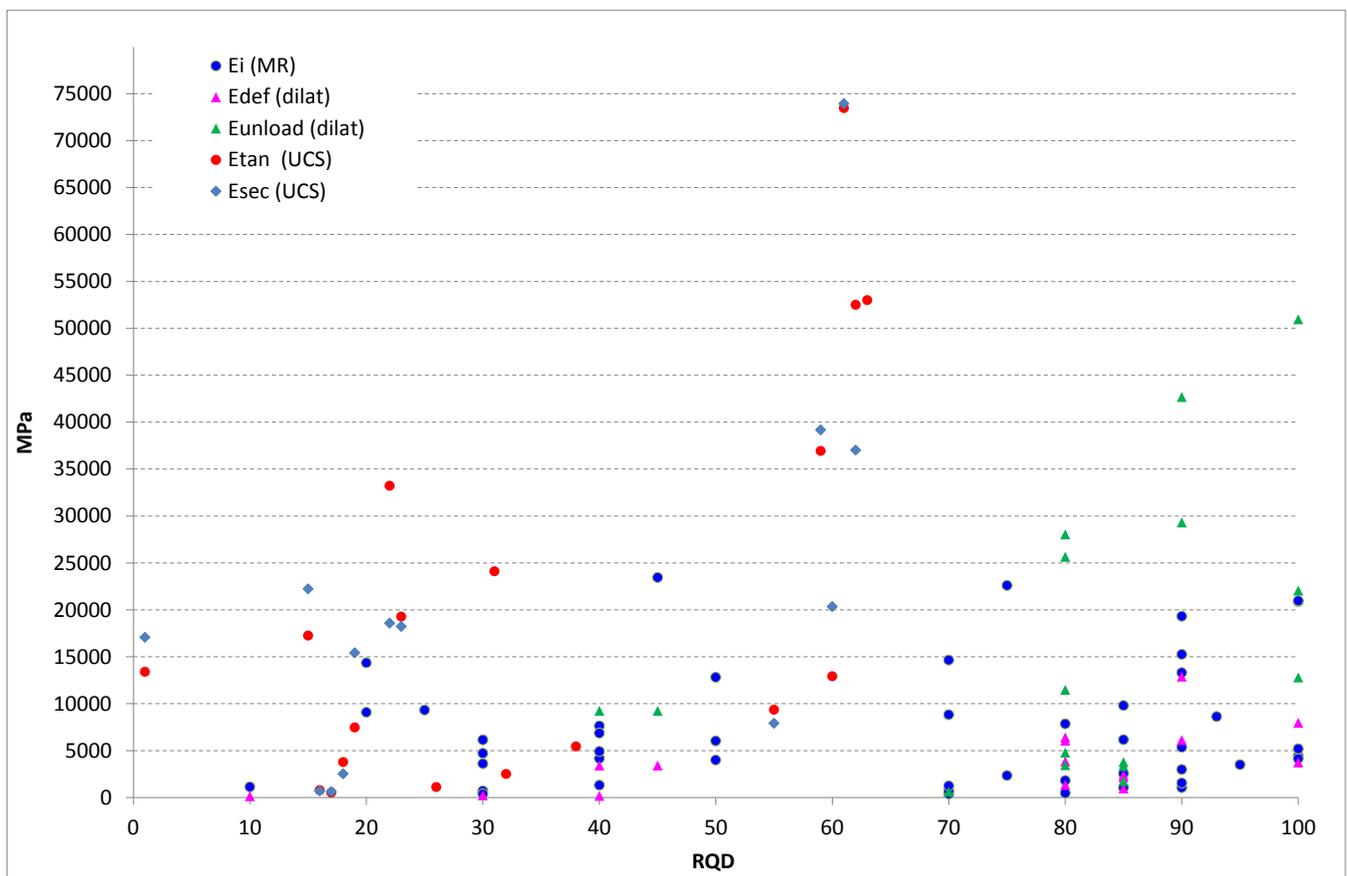
RQD	70-100	≈ 50	< 20-25
numerosità campione	4	1	2
mi Max	13	24	43
mi Min	7	24	31
mi Med	<b>10</b>	<b>24</b>	<b>37</b>
mi Sqm	3	-	8
sqm/med	34%	-	22%

Tabella 6.9: Parametri rappresentativi delle distribuzioni dei valori del parametri mi di Hoek-Brown associate alle tre concentrazioni di indici RQD emerse dalla rappresentazione grafica

### 6.1.1. Caratteristiche di deformabilità

Si riportano nel grafico che segue, in funzione dei valori di RQD, i seguenti parametri di deformabilità:

- **Modulo di deformazione da prove dilatometriche** in foro di sondaggio;
- **Modulo di scarico (unloading) da prove dilatometriche** in foro di sondaggio e **Modulo elastico da prove di carotaggio sonico**;
- **Modulo elastico secante** da prove di compressione mono-assiale;
- **Modulo elastico tangente** da prove di compressione mono-assiale.
- **Modulo elastico della matrice  $E_i$**  determinato secondo Deere-Palmstrom.



**Figura 6-24** Caratteristiche di deformabilità in funzione dell'indice RQD proprio del settore di determinazione

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5102ECVRBGN15MX001A00 <span style="float: right;">Foglio 73 di 106</span>

Dall'esame della distribuzione di risultati sperimentali deriva quanto segue:

- si rileva una relazione di proporzionalità diretta fra i parametri di deformabilità e l'indice RQD, maggiormente delineata con l'esclusione dal campione dei punti sperimentali aventi valori dei moduli superiori ai 50000 MPa e collocati nel range RQD 60-65 (dati da prove di compressione mono-assiale);
- si riscontra in generale una discreta uniformità dei parametri di deformabilità derivati da prove in situ o interpretati da prove UCS; è evidente inoltre la notevole estensione del range dei valori, variabili con continuità fra i 2000 e i 30000 MPa e, con valori dispersi oltre tale limite superiore.

Tale variabilità è riconducibile, analogamente a quanto emerso dall'analisi della distribuzione statistica degli UCS, alla anisotropia della matrice rocciosa caratterizzante gli argilloscisti, nonché alla presenza locale di inclusi calcarei cui attribuire i valori massimali di modulo raggiunti.

Come evidenziato per le caratteristiche di resistenza al paragrafo precedente, si riportano, nella tabella che segue, gli intervalli di valori rappresentativi delle tre concentrazioni di punti sperimentali individuabili anche con riferimento alle distribuzioni del parametro di deformabilità (si escludono dal campione i punti sperimentali con valori dei moduli superiori ai 50000 MPa, collocati nel range RQD 60-65).

RQD	70-100	≈ 50	< 20-25
<b>E min - MPa</b>	3000	2000	1000
<b>E max - MPa</b>	40000	25000	20000

Tabella 6.10: Parametri di deformabilità (min/max) delle rappresentative delle tre concentrazioni di punti sperimentali individuabili per via grafica.

Si precisa che i valori minimo e massimo individuati non discendono da analisi statistica ma da valutazioni ingegneristiche consideranti in particolare le differenti metodologie di derivazione dei moduli.

Si specifica inoltre che i parametri di deformabilità così definiti, in ragione della tipologia di prova o della formulazione teorica di derivazione, sono assimilabili alle caratteristiche elastiche della matrice rocciosa.

Si evidenzia nuovamente la tipica estensione del range dei valori, variabili con continuità all'interno di ogni intervallo, riconducibile all'anisotropia della matrice rocciosa caratterizzante gli argilloscisti, nonché alla presenza locale di inclusi calcarei cui attribuire i valori massimali di modulo raggiunti.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5102ECVRBGN15MX001A00 <table border="1" data-bbox="1420 232 1532 315"> <tr> <td>Foglio 74 di 106</td> </tr> </table>	Foglio 74 di 106
Foglio 74 di 106		

## 6.2. FASE 3: Classificazione GSI dell'ammasso sul campione analizzato

### 6.2.1. Note generali

Il presente paragrafo propone la classificazione dell'ammasso roccioso, tramite attribuzione del parametro GSI, condotta sia sui campioni estratti dalle verticali di indagine e testati in laboratorio che sulle carote associate ai punti di esecuzione delle prove in foro di sondaggio (prove dilatometriche, prove di permeabilità LUGEON). Obiettivo è dunque la determinazione dei gruppi geomeccanici associati alla formazione degli argilloscisti filladici.

Si evidenzia che, nell'attività di classificazione dell'ammasso, si è adottata, quale criterio guida, la ripartizione in gruppi geo-meccanici emersa dalla campagna di indagine condotta nell'ambito dello scavo delle tratte dei cunicoli esplorativi Vallemme e Castagnola. Tale criterio di classificazione geomeccanica sarà illustrato nel paragrafo che segue.

La classificazione della roccia è stata condotta considerando l'ammasso roccioso nella sua globalità, senza distinzione di matrice e discontinuità, applicando il metodo degli indici di qualità. Nel merito, si è ricorso alla determinazione del GSI (Geological Strength Index) proposto da Hoek (1991).

Il parametro GSI che quantifica lo stato strutturale di un ammasso roccioso, è stato stimato, nel caso in oggetto, utilizzando direttamente i ratings della classificazione di Bieniawski, adottando la seguente formula di conversione:

$$\text{GSI} = \text{RMR}_{89} - 5$$

Come mostrato nel seguito, la determinazione del parametro GSI è stata condotta con riferimento ai punti sperimentali RQD – caratteristiche fisico-meccaniche oggetto di analisi nella precedente FASE 2.

### 6.2.2. Criterio di classificazione geomeccanica definito dallo scavo dei cunicoli esplorativi

Sulla base dei dati raccolti, scaturiti dai rilievi strutturali, dalle colonne stratigrafiche ricavate dai sondaggi, nonché dai rilievi del fronte di scavo durante l'avanzamento del cunicolo esplorativo, è stato possibile effettuare una suddivisione dell'ammasso roccioso in 3 differenti gruppi geomeccanici (gruppi 1, 2 e 3). Per la descrizione dettagliata di tale fase di studio, si rimanda alla Relazione Geomeccanica Generale del Progetto Definitivo – documento A301-00-D-CV-RO-GN000X-003-A.

L'omogeneità e l'assimilabilità nell'ambito di ciascun gruppo sono state definite in base a criteri litologici (composizione mineralogica e petrografica, percentuale di palombino relativamente alla matrice argillitica, grado di alterazione).

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5102ECVRBGN15MX001A00 <table border="1" data-bbox="1420 232 1532 315"> <tr> <td>Foglio 75 di 106</td> </tr> </table>	Foglio 75 di 106
Foglio 75 di 106		

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

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

Nel seguito si fornisce una sommaria descrizione dei gruppi geomeccanici individuati:

### **Gruppo geomeccanico 1**

L'ammasso presenta discrete proprietà geomeccaniche. L'RQD è mediamente maggiore del 50-60%; si individua chiaramente la foliazione regolarmente spaziata anche se la struttura non è intensamente piegata fino alla microscala. Le superfici dei giunti sono prive di alterazione e la circolazione idrica è scarsa o assente. La presenza dei palombini può superare il 50% fino a condizionare completamente il comportamento generale dell'ammasso; gli strati calcarei sono però poco fratturati e poco alterati. Mediamente nel corso dello scavo questo gruppo litologico è stato incontrato con una percentuale pari al 28%.

### **Gruppo geomeccanico 2**

L'ammasso mostra scadenti proprietà geomeccaniche. L'RQD è variabile mediamente tra il 20 e il 50%; si individua ancora chiaramente la foliazione regolarmente e fittamente spaziata ma con struttura più intensamente piegata, fino alla microscala. Le superfici dei giunti sono da poco alterate ad alterate e la circolazione idrica è scarsa. I palombini, quando presenti (non oltre il 50%), risultano da fratturati a molto fratturati e localmente alterati. Mediamente nel corso dello scavo è stato incontrato con una percentuale pari al 55%.

### **Gruppo geomeccanico 3**

L'ammasso che ricade in questo gruppo appartiene a zone particolarmente tettonizzate o alterate e mostra proprietà geomeccaniche molto scadenti. L'RQD è inferiore mediamente al 20%; la foliazione è talmente intensa ed irregolarmente e fittamente spaziata che può non essere più riconoscibile (ammasso destrutturato con perdita di coesione); la struttura, quando riconoscibile, è intensamente piegata fino alla microscala. Le superfici dei giunti sono da alterate a molto alterate e la circolazione idrica può essere significativa. I palombini, quando presenti (non oltre il 30%), risultano intensamente fratturati ed alterati. Mediamente nel corso dello scavo è stato incontrato con una percentuale pari al 17%.

In sintesi:

- il **Gruppo 1** può essere considerato rappresentativo delle condizioni migliori d'ammasso roccioso;
- il **Gruppo 2** può essere considerato rappresentativo delle caratteristiche medie dell'ammasso roccioso;
- il **Gruppo 3** può essere considerato rappresentativo del comportamento dell'ammasso roccioso delle zone a bassa copertura o in corrispondenza di importanti strutture geologiche (es. faglie, nuclei di pieghe, sovrascorrimenti, ecc.).

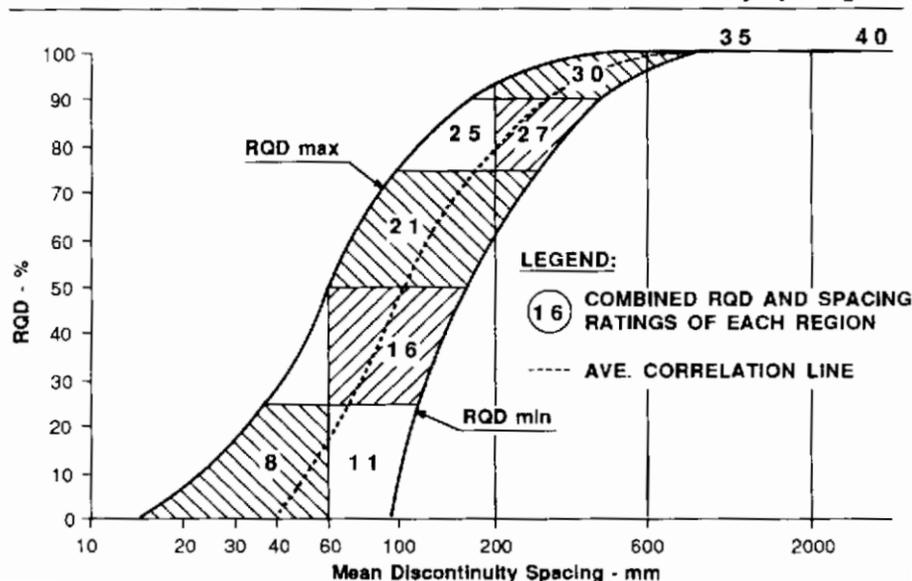
### 6.2.1. Implementazione della classificazione geomeccanica

La determinazione del BRMR è stata condotta secondo la procedura operativa descritta la 5.3.2 della presente relazione geotecnica.

Si precisa in particolare quanto segue:

- il **punteggio 1** è stato attribuito considerando il dato RQD associato ad ogni punto sperimentale oggetto di analisi in fase 2;
- la somma dei **punteggi 2 e 3** è stata definita coerentemente con le indicazioni fornite dal grafico sotto riportato, noto il dato sull'indice RQD;

**CHART D Chart for Correlation between RQD and Discontinuity Spacing**



**Figura 6-25 Nomogramma per la determinazione del punteggio combinato associato allo stato di fratturazione dell'ammasso (RQD) ed alla spaziatura delle discontinuità, nell'ambito della definizione dell'indice RMR.**

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5102ECVRBGN15MX001A00 <span style="float: right;">Foglio 77 di 106</span>

- il **punteggio 4** è stato definito assumendo tre tipologie tipiche di discontinuità, ognuna riconducibile ai tre gruppi geo-meccanici emersi dalle analisi condotte in seguito allo scavo dei cunicoli esplorativi. L'attribuzione dei ratings propri delle condizioni di rugosità e alterazione delle superfici di giunto, delle caratteristiche fisiche e geometriche del materiale di riempimento è stata dunque dettata dalle indicazioni contenute in merito nelle descrizioni sommarie degli stessi gruppi geomeccanici riportate al paragrafo precedente. Il punteggio assegnato alla persistenza è stato definito sulla base delle informazioni ottenute dai rilievi geo-strutturali di superficie (PP), inerenti la formazione in esame, già presentati al paragrafo 4.2

Si è dunque considerata la seguente variabilità del punteggio 4, per ognuno dei gruppi geomeccanici:

- gruppo G1: min 19 max 22
- gruppo G2: min 8 max 18 (15)
- gruppo G3: min 3 max 8

- il **punteggio 5** è stato posto pari a 15, coerentemente con l'assunzione di condizioni asciutte per l'ammasso, finalizzata alla conversione del BRMR in GSI.

A valle della definizione di valori minimo/massimo del BRMR per ogni punto sperimentale (derivati dal range imposto al punteggio 4 – condizioni di giunto), si è ottenuta, per ogni gruppo geomeccanico, composto dai punti sperimentali aventi valore di RQD compreso nel rispettivo intervallo di pertinenza (0-20 / 20-55 / 55-100), la distribuzione di GSI descritta nel prospetto che segue.

GRUPPO G1				GRUPPO G2				GRUPPO G3			
Numerosità campione	32			Numerosità campione	15			Numerosità campione	3		
<b>GSI</b>	<b>min</b>	<b>max</b>	<b>avg</b>	<b>GSI</b>	<b>min</b>	<b>max</b>	<b>avg</b>	<b>GSI</b>	<b>min</b>	<b>max</b>	<b>avg</b>
<b>max</b>	68	<b>71</b>	70	<b>max</b>	38	<b>48</b>	43	<b>max</b>	26	<b>31</b>	29
<b>min</b>	<b>51</b>	54	53	<b>min</b>	<b>35</b>	45	40	<b>min</b>	<b>22</b>	27	25
<b>med</b>	58	61	60	<b>med</b>	36	46	41	<b>med</b>	25	30	27
<b>sqm</b>	5	5	5	<b>sqm</b>	1	1	1	<b>sqm</b>	2	2	2
<b>sqm/med</b>	8%	8%	8%	<b>sqm/med</b>	2%	2%	2%	<b>sqm/med</b>	9%	8%	9%

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG5102ECVRBGN15MX001A00	Foglio 78 di 106

Sulla base dell'analisi dei risultati delle prove di laboratorio ed in foro di sondaggio, associate alle verticali di indagini condotte in sede di PP, PD, PE 1° lotto, si delineano dunque i seguenti intervalli di GSI, per ognuno dei gruppi-geomeccanici classificati secondo i criteri dettati dall'esperienza dei cunicoli esplorativi:

- gruppo **G1**: 50 - 60 (\*)
- gruppo **G2**: 35 - 50
- gruppo **G3**: 20 - 30

(\*) Si è posto il limite superiore pari a 60 (valore medio della distribuzione dei GSI max), in linea con le indicazioni di letteratura in merito alle formazioni scistose. Si sottolinea inoltre la debole rappresentatività del risultato ricavato per il gruppo 3, in virtù del basso numero di campioni a disposizione.

### 6.3. FASE 4: Caratterizzazione Geo-meccanica degli argilloscisti

#### 6.3.1. Note generali

La caratterizzazione geotecnica-geomeccanica delle Argilliti a Palombini descritta nel seguito, conduce definizione dei parametri fisico-meccanici rappresentativi di ogni gruppo geomeccanico individuato nella fase precedente.

L'esito finale di tale attività è discusso dall'analisi comparata delle risultanze dell'elaborazione condotta sui dati derivati dalle campagne geognostiche del PP-PD-PE e del quadro conoscitivo completo emerso dallo scavo dei cunicoli esplorativi.

#### 6.3.1. Caratteristiche fisiche

L'esito delle analisi condotte nel presente studio, avente come oggetto tutti i sondaggi rappresentativi della formazione degli argilloscisti (PP+PD+PE), è in linea con le determinazioni ottenute dallo scavo dei cunicoli esplorativi. Si definiscono pertanto i seguenti parametri, per i tre gruppi geomeccanici:

- **Gruppo G1**

- Peso di volume: 27 kN/m<sup>3</sup>
- Coefficiente di Poisson. 0.25-0.30
- Conducibilità idraulica: 1E-6 m/s / 1E-7 m/s

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5102ECVRBGN15MX001A00 <span style="float: right;">Foglio 79 di 106</span>

- **Gruppo G2**
  - Peso di volume: 27 kN/m<sup>3</sup>
  - Coefficiente di Poisson. 0.25-0.30
  - Conducibilità idraulica: 4E-6 m/s
  
- **Gruppo G3**
  - Peso di volume: 26 kN/m<sup>3</sup>
  - Coefficiente di Poisson. 0.30
  - Conducibilità idraulica: 4E-6 m/s

### 6.3.2. Caratteristiche di resistenza

Come emerso al paragrafo 6.1.1, la concentrazione di punti sperimentali individuabili con riferimento alle distribuzioni delle caratteristiche di resistenza, mostra una notevole dispersione dei risultati, associabile alla marcata anisotropia della matrice (sensibilità del risultato alla giacitura della scistosità rispetto alla direzione di carico) ed alla presenza di inclusi palombinici. Tale variabilità era peraltro emersa anche dalla campagna di indagini condotta durante lo scavo dei cunicoli esplorativi, per cui si rimanda alla Relazione Geomeccanica Generale del Progetto Definitivo – documento A301-00-D-CV-RO-GN000X-003-A.

La tabella che segue mostra i range di UCS, associati ai medesimi gruppi geo-meccanici, derivanti dalle indagini sui cunicoli e dalle elaborazioni oggetto del presente studio (sondaggi PP, PD, PE 1° lotto). Si fornisce infine il range di variazione derivato, secondo le considerazioni espone nel seguito, dagli esiti delle citate analisi (scavo cunicoli e sondaggi).

Formazione	UCS (MPa)		
	cunicoli	sondaggi (PP+PD+PE)	PE
aP-G1	<b>37</b>	<b>10 (17) (*)</b>	<b>30 - 40</b>
aP-G2	<b>12</b>	<b>9 (12) (*)</b>	<b>10 - 12</b>
aP-G3	<b>7</b>	<b>3-5 (**)</b>	<b>5 - 7</b>
(*) media distribuzione con cut-off inferiore a 5 MPa			
(**) scarsa numerosità campione			

Tabella 6.11: Resistenza a compressione mono-assiale per i gruppi geomeccanici rappresentativi degli Argilloscisti Filladici.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5102ECVRBGN15MX001A00
	Foglio 80 di 106

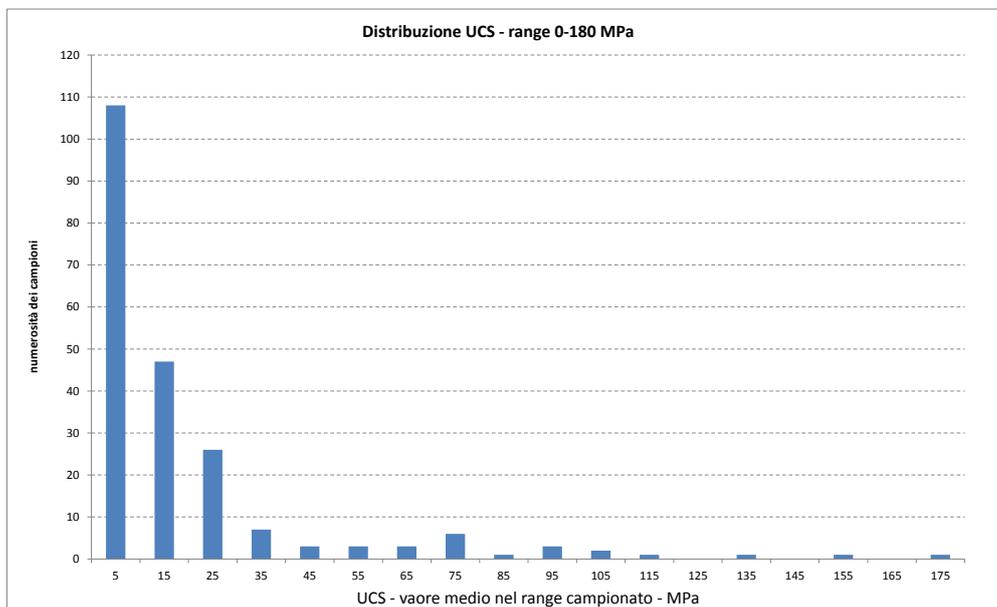
Con riferimento al **gruppo geo-meccanico G1**, il range 10-17 MPa, ottenuto dall'analisi completa dei sondaggi di PP – PD - PE, discende dai valori medi delle 2 distribuzioni analizzate, ovvero:

- distribuzione UCS-RQD limitata al range 0-35/40 MPa, rappresentativo della matrice argillitica;
- distribuzione UCS-RQD limitata al range 0-35/40 MPa con cut-off inferiore posto sul valore dei 5 MPa, considerato come limite minimo rappresentativo, da un punto di vista ingegneristico, delle resistenze a compressione misurate in direzione sub-parallela alla foliazione.

Si rammenta che entrambe le distribuzioni sono state ottenute escludendo dal campione i due punti sperimentali associati a valori di UCS compresi fra 80-90 MPa, considerando gli stessi rappresentativi degli inclusi calcarei (palombini) e non della matrice rocciosa degli argilloscisti. Si aggiunge inoltre che il limite inferiore di 10 MPa (prima distribuzione) è significativamente influenzato dal contributo di valori di resistenza nel range 3-7 MPa, valori riconducibili alla natura marcatamente anisotropa della matrice rocciosa, caratterizzata dalla foliazione intensa propria degli argilloscisti, con seguente riduzione della resistenza a compressione in condizioni di sollecitazione sub-parallela alla direzione prevalente della foliazione stessa. Si ricorda comunque che la rappresentatività del valor medio 10 MPa è confermata dai risultati delle prove di laboratorio (campagna di indagine del PD - 2004) caratterizzate dall'applicazione del carico in direzione parallela ai piani di scistosità, dalle quali si è ottenuto che la resistenza media a compressione si colloca sul medesimo valore dei 10 MPa.

Secondo i criteri di classificazione dei gruppi geomeccanici, emessi in sede di analisi dell'attività di scavo dei cunicoli, il gruppo G1 è caratterizzato da una presenza di strati calcarei poco alterati e poco fratturati (palombini) che può superare il 50% fino a condizionare il comportamento generale dell'ammasso.

Dall'analisi completa dei dati di resistenza a compressione mono-assiale, è emerso che, su un campione complessivo di oltre 180 dati, circa 20 (pari al 10%) si collocano su valori superiori ai 35-40 MPa. Dall'esame delle prove a compressione eseguite in sede di progettazione esecutiva, è stato possibile associare tali valori di resistenza ad una componente calcarea molto compatta caratterizzante il provino testato, rappresentativa del palombino. E' ragionevole dunque ricondurre la gran parte di valori di resistenza superiori alla soglia dei 35-40 MPa agli inclusi calcarei caratterizzanti la formazione degli argilloscisti a palombini. Si riporta per completezza il medesimo grafico con distribuzione di frequenza delle UCS, proposto al par. 6.2.1, dal quale si riscontra una concentrazione di risultati sperimentali nel **range 50-80 MPa**, cui è possibile associare dunque il valore di resistenza media a compressione rappresentativo degli inclusi calcarei.



**Figura 6-26 Numerosità campione UCS in relazione a intervalli di 10 MPa  
(campione aggregato PP+PD+PE)**

Considerando quindi una presenza di palombini pari al 50%, con resistenza a compressione di 50-70 MPa, ed un valore di resistenza della matrice nell'ordine dei 10 MPa (come detto rappresentativa dell'influenza della foliazione), si delinea una resistenza media nel range dei 30-40 MPa caratterizzante il comportamento generale dell'ammasso.

L'attribuzione del range di variabilità di UCS, per i gruppi geomeccanici **G2** e **G3**, discende dall'affinità delle determinazioni ottenute dall'analisi dei sondaggi realizzati nelle campagne di PP, PD e PE e le risultanze associate allo scavo dei cunicoli esplorativi.

Si evidenzia, in merito al gruppo geo-meccanico G3, l'adozione del valore di 5 MPa quale limite inferiore del range di variazione. Come già dichiarato, tale valore è assunto quale minimo rappresentativo, da un punto di vista ingegneristico, delle resistenze a compressione misurate in direzione sub-parallela alla foliazione.

Con riferimento alla **resistenza a trazione indiretta della matrice rocciosa**, viste le caratteristiche delle distribuzioni di punti sperimentali discusse al 6.1.1 della presente relazione tecnica, si attribuiscono i range di variazione del parametro per i tre gruppi-geomeccanici, come elencato nella tabella che segue. Si evidenzia il carattere locale delle determinazioni, stante l'esiguità del campione sperimentale a disposizione, specie con riferimento ai gruppi G2 - G3.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5102ECVRBGN15MX001A00 <span style="float: right;">Foglio 82 di 106</span>

Resistenza a trazione indiretta della matrice rocciosa	
aP-G1 -MPa	<b>1.00 - 2.50</b>
aP-G2 - MPa	<b>0.50-1.00</b>
aP-G3 - MPa	<b>≅ 0.50</b>

Tabella 6.12: Resistenza a trazione indiretta per i gruppi geomeccanici rappresentativi degli Argilloscisti Filladici.

L'attribuzione del parametro  $m_i$  di Hoek-Brown deriva altresì dall'analisi comparata delle determinazioni da sondaggi ed indagini in cunicolo, come espresso nella tabella qui di seguito. A fronte di un dato ben delineato per i gruppi G1 e G2 (peraltro confermato dalla letteratura) risulta evidente la discrepanza relativa alle determinazioni per il gruppo G3, peraltro condizionate dall'esiguità del campione a disposizione. Si è assunto pertanto un valore di  $m_i$  pari a 19, come da letteratura specifica, associando l'ammasso roccioso appartenente al gruppo geomeccanico 3 ad una breccia.

L'ammasso che ricade in questo gruppo, infatti, appartiene a zone particolarmente tettonizzate o alterate e mostra proprietà geomeccaniche molto scadenti. La foliazione è talmente intensa ed irregolarmente e fittamente spaziata che può non essere più riconoscibile (ammasso destrutturato con perdita di coesione).

Formazione	mi (Hoek-Brown)		
	cunicoli	sondaggi (PP+PD+PE)	PE
aP-G1	<b>19</b>	<b>10 +- 2</b>	<b>15 - 20</b>
aP-G2	<b>16</b>	<b>20 + - 2</b>	<b>25 - 25</b>
aP-G3	<b>2</b>	<b>&gt; 20</b>	<b>19</b>

Tabella 6.13. Parametro  $m_i$  di Hoek-Brown per i gruppi geomeccanici rappresentativi degli Argilloscisti Filladici.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5102ECVRBGN15MX001A00 <span style="float: right;">Foglio 83 di 106</span>

### 6.3.1. Caratteristiche di deformabilità.

Come ottenuto dall'analisi condotta in Fase 2, gli intervalli di valori rappresentativi delle tre concentrazioni dei parametri di deformabilità della matrice rocciosa in funzione della fratturazione d'ammasso, mostrano la tipica estensione del range riconducibile all'anisotropia della matrice rocciosa caratterizzante gli argilloscisti, nonché alla presenza locale di inclusi calcarei cui attribuire i valori massimali di modulo raggiunti.

Nella tabella che segue si propone una sintesi dei parametri di deformabilità della matrice, attribuendo alle concentrazioni di cui al punto precedente la funzione di gruppo geo-meccanico, e definendo per il modulo elastico un limite superiore di significato ingegneristico.

Tale limite è determinato in funzione della percentuale di inclusi calcarei nella matrice argillitica, in misura variabile dal 50% al 30% (si veda descrizione dei Gruppi Geo-meccanici), pesando dunque il contributo dei palombini stessi sulla matrice argillitica, in termini di caratteristiche meccaniche di deformabilità (analogamente a quanto considerato per la valutazione dell'UCS).

Contestualmente è fornita la variazione del modulo elastico d'ammasso  $E_m$ , condotta secondo la relazione di Hoek-Diederichs (2006) e calcolata in condizioni indisturbate ( $D=0$ ), associando i minimi ed i massimi del range GSI agli estremi dell'intervallo di  $E_i$  – modulo elastico della matrice.

Gruppo geo-meccanico	G1	G2	G3
	MPa	MPa	MPa
<b>E<sub>i</sub> min – matrice</b>	<b>3000</b>	<b>2000</b>	<b>1000</b>
<b>E<sub>i</sub> max– inclusi calcarei</b>	40000	25000	20000
<b>% inclusi calcarei</b>	50%	40%	30%
<b>E<sub>i</sub> max – matrice+inclusi calcarei</b>	<b>21500</b>	<b>11200</b>	<b>6700</b>
<b>E<sub>m</sub> (Rock Mass): min - max</b>	<b>700-8700</b>	<b>250-2500</b>	<b>100-800</b>

Tabella 6.14: Parametri di deformabilità della matrice rocciosa e dell'ammasso in condizioni indisturbate rappresentativi dei tre gruppi geo-meccanici, da analisi aggregata sondaggi PP + PD + PE 1° lotto.

Da un primo esame dei moduli d'ammasso, appare evidente l'ampia variabilità degli stessi nell'ambito del medesimo gruppo geo-meccanico, effetto del processo di derivazione del valore del modulo, per mezzo dell' $E_i$  (matrice) a sua volta condizionato dai modesti valori di resistenza a compressione associati alla marcata anisotropia della matrice.

Ai fini della valutazione finale del modulo d'ammasso, è significativo il confronto con i moduli d'ammasso derivanti dalle prove di laboratorio e dalle prove in situ eseguite nell'ambito dello scavo dei cunicoli Vallemme e Castagnola.

Nel prospetto è data quindi evidenza delle valutazioni ingegneristiche condotte comparando le varie sorgenti di dati a disposizione, pervenendo al valore di progetto del modulo elastico d'ammasso per i tre gruppi geo-meccanici.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5102ECVRBGN15MX001A00 <span style="float: right;">Foglio 84 di 106</span>

Formazione	Erm (rock mass) (MPa)			
	E <sub>unloading</sub> dilatometro media – (min – max)	Erm (TX-UCS-IDT)	sondaggi (PP+PD+PE)	PE
aP-G1	<b>7900 (3100-20100)</b>	<b>4300-7700</b>	<b>700-8700</b>	<b>3000-7800</b>
aP-G2	<b>850 (280 – 1700)</b>	<b>1400-2500</b>	<b>250-2500</b>	<b>1000-2000</b>
aP-G3	<b>590 (280-1690)</b>	<b>730-1000</b>	<b>100-800</b>	<b>600-1200</b>

*Tabella 6.15: Parametri di deformabilità dell'ammasso, in condizioni indisturbato, rappresentativi dei tre gruppi geo-meccanici, da indagini in cunicolo, analisi aggregata sondaggi PP + PD + PE 1° lotto e determinazione valori di progetto esecutivo.*

L'operazione di sintesi delle indagini condotte su più fronti è confluita essenzialmente nella soluzione così determinata, per ogni gruppo geo-meccanico:

- Limiti superiori degli intervalli di variazione del modulo dettati dalla buona affinità dei risultati desunti da fonti differenti e secondo approcci teorico/procedurali distinti;
- Limiti inferiori degli intervalli di variazione del modulo allineati con le determinazioni sperimentali caratterizzate da una maggiore rappresentatività delle reali condizioni in situ, ovvero con i risultati delle indagini in cunicolo. Questi risultano essere generalmente associati a valori superiori dei moduli elastici d'ammasso.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5102ECVRBGN15MX001A00 <span style="float: right;">Foglio 85 di 106</span>

### 6.3.2. Quadro di sintesi caratterizzazione geomeccanica

Si riportano nel seguito:

- Quadro di sintesi di caratterizzazione geomeccanica per i 3 gruppi individuati, con ulteriore partizione dei gruppi G2 e G3 a vantaggio della versatilità della classificazione rispetto alle esigenze progettuali e costruttive;
- Parametri geotecnici/geomeccanici di calcolo propri di ogni gruppo geomeccanico individuato, espressi secondo il criterio di rottura di Hoek-Brown. Sono riportati anche i parametri associati alle condizioni residue, corrispondenti all'assunzione di un fattore di disturbo  $D=0.3$ .

Formazione	$\gamma$	$\nu$	$E_{op}$	$\sigma_c$	$m_i$	<b>GSI</b>
	[kN/m <sup>3</sup> ]	[-]	[GPa]	[MPa]	[-]	[-]
GR1	27	0,25-0,3	3.0÷7.8	30÷40	15÷20	45÷55
GR2a	27	0,25-0,3	1.5÷2.0	10÷12	20÷25	40÷45
GR2b	27	0,25-0,3	1.0÷1.5		15÷20	35÷40
GR3a	26	0,3	0.6÷1.2	5÷7	19	30÷35
GR3b	26	0,3			19	25÷30

Tabella 6.16: • Quadro di sintesi di caratterizzazione geomeccanica per i 3 gruppi geomeccanici

Formazione	$\gamma$	$\nu$	$E_{op}$	$\sigma_c$	$m_i$	<b>GSI</b>	<b>a</b>	$m_{bp}$	$s_p$	$m_{br}$	$s_r$
	[kN/m <sup>3</sup> ]	[-]	[GPa]	[MPa]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
GR1	27	0,3	5,4	35	17,5	50	0,506	2,93	0,0039	2,14	0,0021
GR2a	27	0,3	1,75	12	20	42	0,510	2,52	0,0016	1,75	0,0008
GR2b	27	0,3	1,25	10	17,5	37	0,514	1,84	0,0009	1,24	0,0004
GR3a	26	0,3	1,1	7	19	33	0,518	1,74	0,0006	1,14	0,0003
GR3b	26	0,3	0,9	5		28	0,526	1,45	0,0003	0,92	0,0001

Tabella 6.17: • Parametri geotecnici/geomeccanici di calcolo, criterio di rottura di Hoek-Brown.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG5102ECVRBGN15MX001A00	Foglio 86 di 106

## 6.4. Considerazioni sul fenomeno di squeezing

### 6.4.1. Note introduttive

Oggetto del presente paragrafo è la *valutazione del rischio* associato all'insorgere del fenomeno di *squeezing* durante lo scavo delle gallerie per la nuova linea AC Genova-Milano all'interno della formazione degli argilloscisti filladici, in special modo sotto le alte coperture previste.

Con la denominazione di *squeezing* si identifica il fenomeno di intensa deformazione, dipendente dal tempo, che si manifesta all'intorno di una cavità sotterranea ed è principalmente connessa con l'instaurarsi di un fenomeno di "creep" per valori di tensioni che superano la resistenza al taglio del mezzo. La deformazione può terminare durante la fase di costruzione o continuare anche per molto tempo dopo ("International Society for Rock Mechanics", ISRM, Barla, 1995). Il fenomeno implica pertanto una lenta deformazione di tipo plastico e/o viscoso a carico di una fascia più o meno ampia di ammasso roccioso a diretto contatto con il tunnel o la cavità sotterranea in generale.

La valutazione dell'intensità dello *squeezing* potenzialmente connesso con le operazioni di scavo condotte in un determinato ammasso, è stata condotta ricorrendo alle metodologie di natura empirica derivanti dall'analisi di esperienze raccolte su una vasta gamma di contesti geo-meccanici.

I paragrafi che seguono forniscono una rapida illustrazione dei seguenti criteri adottati nella presente analisi del potenziale rischio di *squeezing*:

- *Criterio di GOEL (1994)*
- *Criterio di BARLA (1995)*
- *Criterio di HOEK & MARINOS (2000)*

Contestualmente alla trattazione teorica delle metodologie di analisi, per ogni criterio di valutazione, saranno presentati in forma grafica i limiti associati ai differenti livelli di rischio, derivati in funzione delle caratteristiche fisico-meccaniche proprie dei gruppi geo-meccanici rappresentativi della formazione degli argilloscisti filladici.

### 6.4.1. Criterio di GOEL (1994)

L'autore propone un criterio per la determinazione dello *squeezing* basato sulla stima dell'indice Q di Barton relativo all'ammasso roccioso sulla base di una casistica di circa un centinaio di opere in sotterraneo scavate in Scandinavia, Regno Unito e India.

Goel definisce tre gradi/intensità di *squeezing* che chiama leggero, moderato e severo.

La determinazione empirica di questi gradi richiede solo la conoscenza della copertura H, delle dimensioni del tunnel B e dell'indice Q di Barton secondo gli intervalli espressi nella seguente tabella.

Squeezing Assente	$H < 275 * Q^{0,33} * B^{-0,1}$
Squeezing Leggero	$275 * Q^{0,33} * B^{-0,1} < H < 450 * Q^{0,33} * B^{-0,1}$
Squeezing Moderato	$450 * Q^{0,33} * B^{-0,1} < H < 630 * Q^{0,33} * B^{-0,1}$
Squeezing Severo	$630 * Q^{0,33} * B^{-0,1} < H$

Tabella 6.18: • Potenziale di squeezing secondo Goel (1994)

Si è pertanto derivato l'indice Q, attraverso l'indice RMR, secondo la nota relazione di Bieniawski, dal valore medio di GSI identificativo di ogni gruppo geo-meccanico, ottenendo le curve di potenziale di *squeezing* in funzione della copertura della galleria e dello stesso GSI identificativo dell'ammasso. Nelle determinazioni si è assunto il diametro equivalente di scavo pari a 10/11 m.

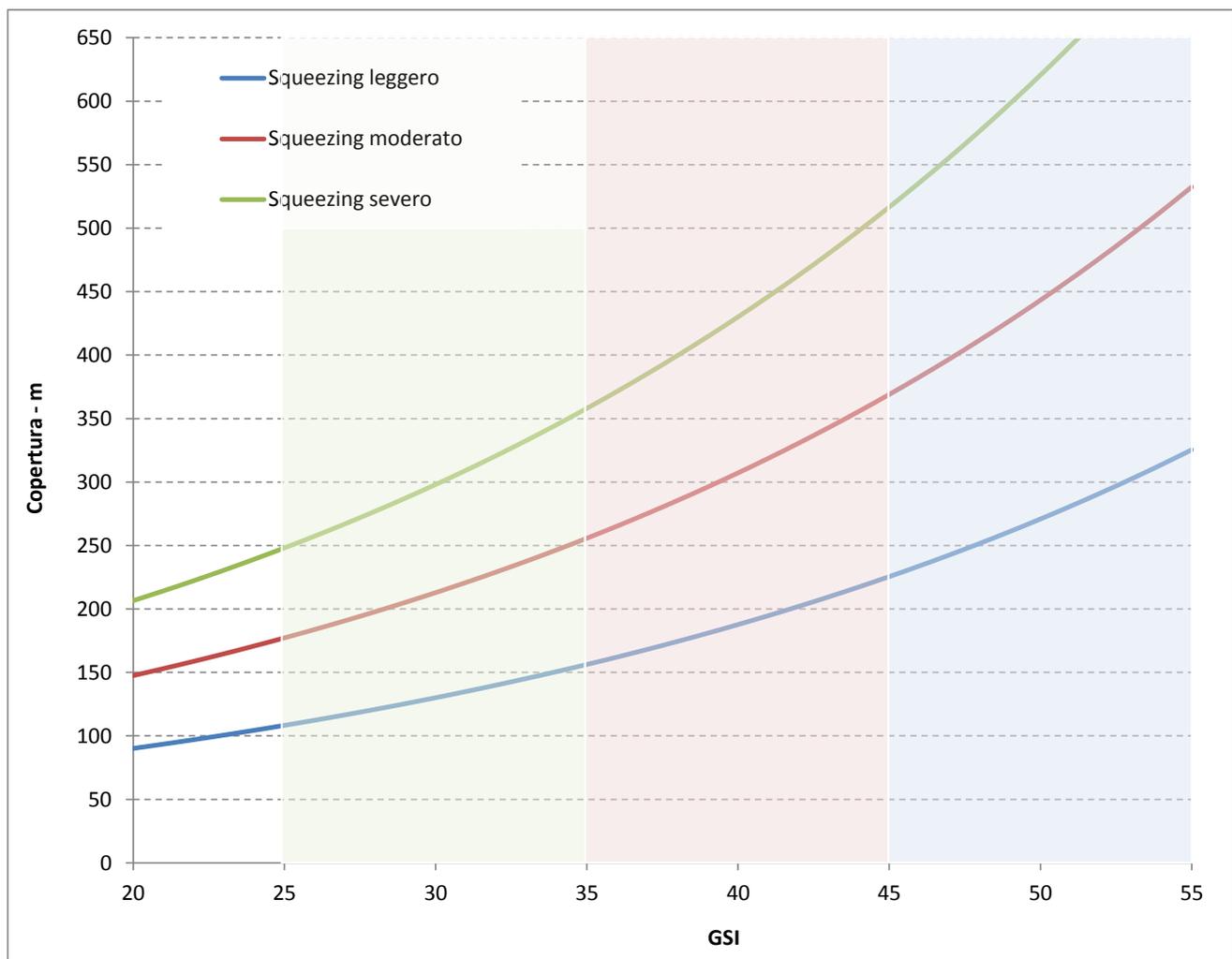


Figura 6-27 Curve Potenziale di squeezing secondo Goel (1994)

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5102ECVRBGN15MX001A00 <span style="float: right;">Foglio 88 di 106</span>

Nel grafico sono campite le fasce corrispondenti ai range di variazione di GSI per i tre gruppi geo-meccanici G1, G2, G3. Le curve rappresentano il limite inferiore associato all'intensità del fenomeno dichiarata.

Si evince che solamente in presenza di un ammasso roccioso riferibile al gruppo geo-meccanico G1, l'insorgenza di fenomeni di *squeezing* risulta comunque di intensità moderata fin quasi alle massime coperture previste (630 m). In tutti gli altri casi l'ammasso, in presenza di coperture medio-alte, variabili nel range da 250 m a 500 m, in relazione al gruppo geo-meccanico coinvolto, mostrerà invece fenomeni di *squeezing* severo.

#### 6.4.2. Criterio di BARLA (1995)

L'autore propone una stima del fenomeno sulla base del calcolo del rapporto:

$$\sigma_{c\text{ amm}} / \gamma * z$$

dove  $\sigma_{c\text{ amm}}$  è la resistenza a compressione dell'ammasso roccioso, calcolata nel caso in esame tramite la relazione di Hoek (2000) – si veda paragrafo successivo - ,  $\gamma$  il peso di volume naturale della roccia soprastante e  $z$  è la copertura sopra la galleria.

Anche in questo caso si definiscono tre gradi di *squeezing* in funzione del valore assunto dal precedente rapporto, secondo quanto espresso nella tabella seguente:

Grado di squeezing	Rapporto $\sigma_{c\text{ amm}} / \gamma * z$
Assente	>1,0
Leggero	0,4 – 1,0
Moderato	0,2 – 0,4
Alto	< 0,2

Tabella 6.19: • Potenziale di squeezing secondo Barla (1995)

Il diagramma che segue mostra graficamente i limiti associati alle intensità del fenomeno in oggetto, espressi come metri copertura in funzione della resistenza a compressione dell'ammasso  $\sigma_{c\text{ amm}}$ . Le linee rappresentano il limite inferiore associato all'intensità del fenomeno dichiarata. Nel grafico sono campite le fasce corrispondenti ai range di variazione di resistenza a compressione dell'ammasso roccioso, calcolata per i tre gruppi geo-meccanici G1, G2, G3.

Emerge che il gruppo geo-meccanico G1, anche in presenza delle massime coperture previste, risulta essere interessato da fenomeni di squeezing da leggero a moderato; di contro l'insorgere di episodi di intensità elevata è potenzialmente riscontrabile già a partire da profondità di 100 m, in presenza del gruppo geo-meccanico G3: La corrispondente soglia, riferita al gruppo G2 è posta sui 200 m circa.

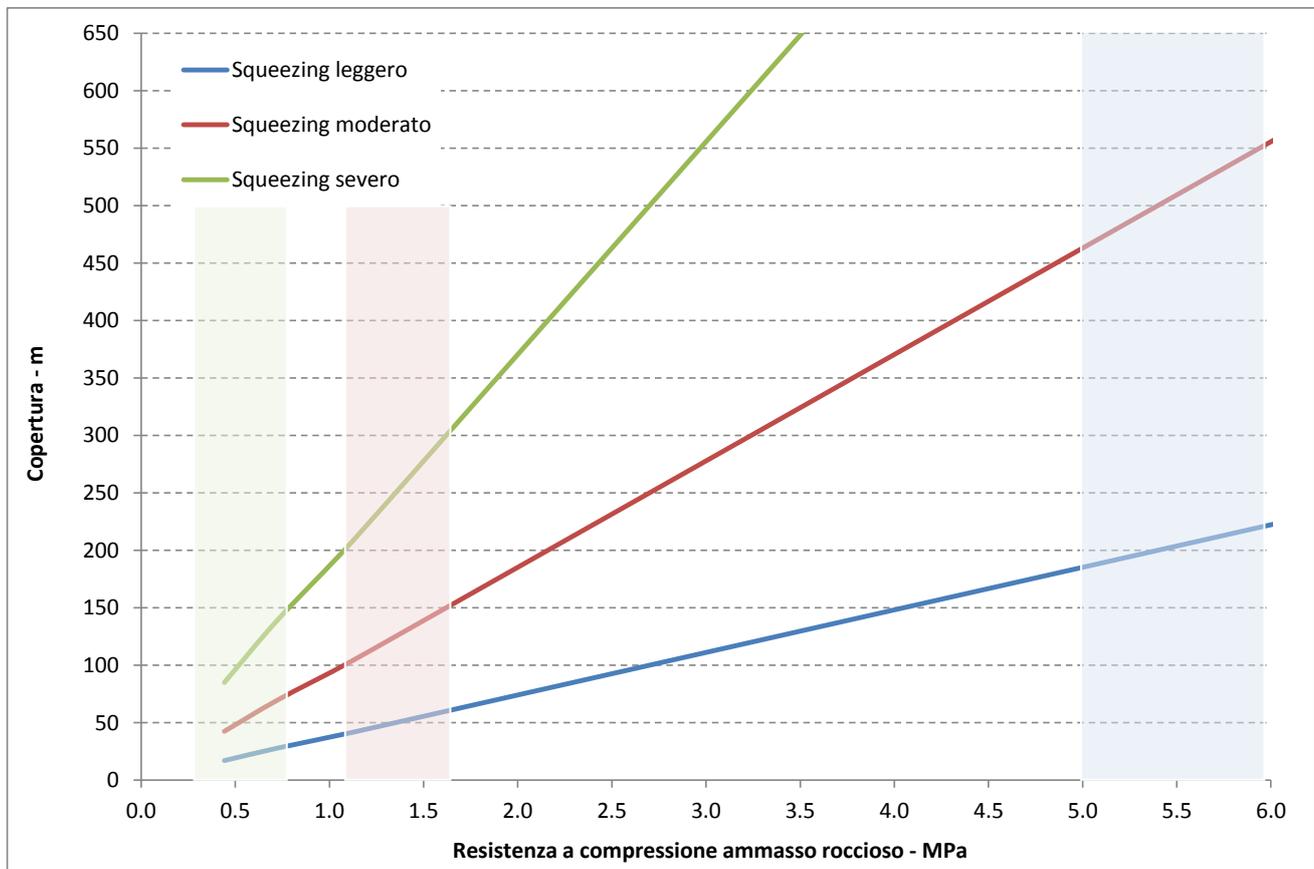


Figura 6-28 Potenziale di squeezing secondo Barla (1995)

#### 6.4.3. Criterio di HOEK & MARINOS (2000)

Il grado di *squeezing* è determinato sulla base del rapporto  $\sigma_{c\ amm} / p_0$ , dove  $\sigma_{c\ amm}$  è la resistenza a compressione dell'ammasso roccioso e  $p_0$  è, in senso più generale, il valore della tensione principale in situ. I parametri citati sono stati determinati in accordo alle seguenti espressioni:

$$\sigma_{c\ amm} = (0,0034m_i^{0,8})\sigma_c[1,029+0,025e^{(-0,1m_i)^{GSI}}] \quad p_0 = \gamma z$$

dove  $\sigma_c$  è la resistenza a compressione semplice della matrice rocciosa;  $m_i$  è la costante del Criterio di rottura di Hoek & Brown; GSI è il Geological Strength Index dell'ammasso roccioso;  $\gamma$  è il peso specifico della roccia e  $z$  è la copertura della galleria.

La stima della convergenza attesa all'interno della galleria, espressa in termini di deformazione percentuale  $\varepsilon$ (%) rispetto al diametro, discende dalla seguente espressione di natura empirica.

$$\varepsilon = 0,2(\sigma_{c\ amm} / p_0)^2$$

L'intensità del fenomeno di squeezing è dunque tarata sulla deformazione % diametrale, come espresso nella seguente tabella.

Classe	Convergenza $\varepsilon$ (%)	Grado di squeezing
A	< 1,0%	Assente
B	1,0% - 2,5%	Leggero
C	2,5% - 5,0%	Moderato
D	5,0% - 10,0%	Severo
E	> 10,0%	Estremo

Tabella 6.20: • Potenziale di squeezing secondo Hoek-Marinos (2000)

Il diagramma che segue mostra graficamente i limiti associati alle intensità del fenomeno in oggetto, espressi come metri copertura in funzione della resistenza a compressione dell'ammasso  $\sigma_{c\text{ amm}}$ . Le linee rappresentano il limite inferiore associato all'intensità del fenomeno dichiarata. Nel grafico sono inoltre campite le fasce corrispondenti ai range di variazione di resistenza a compressione dell'ammasso roccioso, calcolata per i tre gruppi geo-meccanici G1, G2, G3.

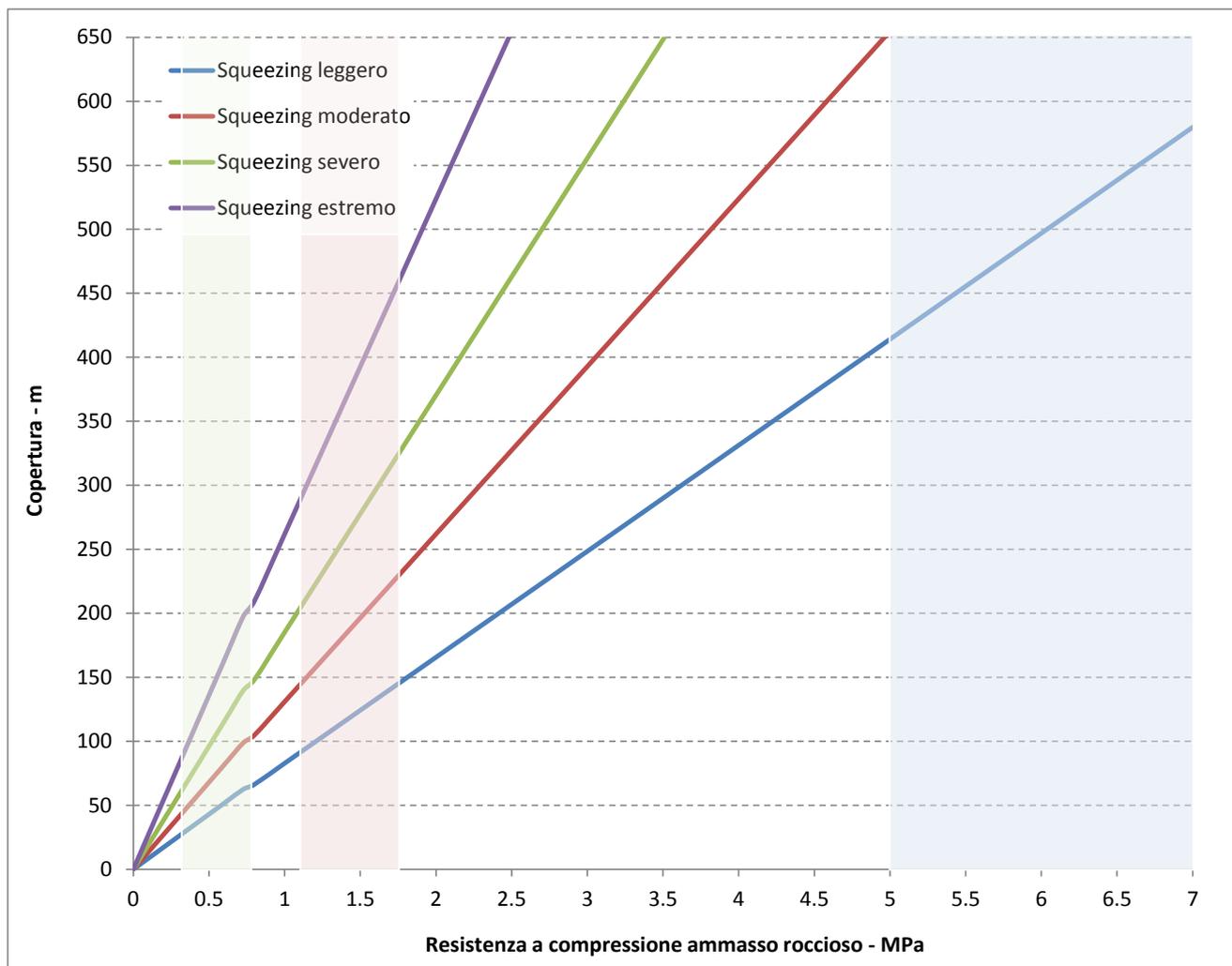


Figura 6-29 Potenziale di squeezing secondo Hoek-Marinos (2000)

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5102ECVRBGN15MX001A00 <span style="float: right;">Foglio 91 di 106</span>

Si evince che il gruppo geo-meccanico G1, anche in presenza delle massime coperture previste, è potenzialmente interessato da fenomeni di squeezing di intensità comunque da leggera a moderata. Al contrario, si rileva il rischio di fenomeni di natura severa se non estrema, già a partire da profondità di rispettivamente 75-100 m, in presenza del gruppo geo-meccanico G3, e di 200-300 m per il gruppo G2.

#### 6.4.1. Analisi comparata dei risultati

Il prospetto che segue costituisce il quadro di sintesi delle determinazioni ottenute ai paragrafi precedenti, in merito ai limiti di copertura connessi con l'insorgere potenziale del fenomeno di squeezing, nelle varie intensità previste dai criteri di valutazione di Goel, Barla e Hoek-Marinos.

Gruppo Geomeccanico		G1	G2a	G2b	G3a	G3b
<b>Squeezing assente</b> (copertura massima in metri)	Goel	270	200	170	145	120
	Barla	225	65	40	30	15
	Hoek-Marinos	500	140	90	60	40
<b>Squeezing leggero</b> (copertura massima in metri)	Goel	440	330	275	240	200
	Barla	560	160	105	70	40
	Hoek-Marinos	795	225	150	100	60
<b>Squeezing moderato</b> (copertura massima in metri)	Goel	620	465	385	330	280
	Barla	1120	320	210	140	85
	Hoek-Marinos	1120	320	210	140	85
<b>Squeezing severo</b> (copertura massima in metri)	Goel	--	--	--	--	--
	Barla	--	--	--	--	--
	Hoek-Marinos	1590	450	300	200	120

Tabella 6.21: • Quadro di sintesi dei limiti di copertura connessi con l'insorgere potenziale del fenomeno di squeezing, nelle varie intensità previste dai criteri di valutazione di Goel, Barla e Hoek-Marinos.

Dall'analisi comparata dei limiti di copertura ottenuti secondo i differenti criteri di valutazione, emerge quanto segue:

- il criterio di Goel determina limiti più conservativi – mediamente inferiori del 45%, rispetto alla formulazione di Hoek-Marinos, in condizioni buone/elevate di ammasso proprie del gruppo G1;
- i criteri di Hoek-Marinos e Barla, in linea comune nella definizione dei limiti di comportamento, esprimono risultati più cautelativi per condizioni di ammasso medio/basse – gruppi G2-G3, con livelli di copertura mediamente inferiori di un 55-60% rispetto ai limiti secondo Goel in corrispondenza di intensità leggere del fenomeno di squeezing, fino a valori

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG5102ECVRBGN15MX001A00	Foglio 92 di 106

inferiori del 30 - 70%, più spiccatamente con il decadimento delle caratteristiche geo-meccaniche dell'ammasso (G2a→G3b).

In linea generale si delinea pertanto un quadro del potenziale di squeezing così strutturato:

- Gruppi geo-meccanici **G1 – G2a**: l'attività di scavo sotto coperture comunque elevate non è associabile, all'attuale livello conoscitivo, a fenomeni di squeezing severo. Limitatamente al gruppo G2a si delinea un livello di attenzione collocato intorno ai 400 m di copertura oltre il quale è possibile attendersi l'insorgere di squeezing di intensità notevole.
- Gruppi geo-meccanici **G2b – G3a**: la formazione degli argilloscisti in tale condizione di ammasso può essere suscettibile a fenomeni di squeezing con avviamento per range di copertura di 200-300 MPa:
- Gruppo geo-meccanico **G3b**: lo scavo in condizioni di ammasso fortemente tettonizzato ed alterato è correlabile con probabili fenomeni di squeezing severo, anche per coperture inferiori e comunque nell'ordine dei 100 m (stima ottimistica secondo Goel  $\cong$  250 m).

Tale rischio potenziale connesso all'insorgenza del fenomeno potrà determinare l'adozione, nell'ambito delle previste sezioni di scavo ed avanzamento, dei limiti superiori indicati nel campo di variabilità degli interventi.

In conclusione delle analisi svolte, appare evidente che, in determinate situazioni geo-meccaniche e di copertura, la formazione degli Argilloscisti risulta potenzialmente suscettibile al fenomeno dello squeezing, anche con manifestazioni localmente molto importanti e pertanto non trascurabili, pur sussistendo le seguenti limitazioni riguardo la completa rappresentatività dei risultati ottenuti:

- la determinazione del potenziale di squeezing è discesa dall'assunzione, nelle formulazioni empiriche, di una tensione principale massima pari al carico geostatico, eludendo pertanto l'eventualità di tensioni orizzontali superiori alla verticale geostatica, peraltro emersa localmente dall'esito delle prove di fratturazione idraulica in foro di sondaggio;
- i dati acquisiti nelle campagne di indagine di PP, PD e PE sono limitati ad una profondità massima di indagine di circa 400 m, con significativa concentrazione del campione di rilevazioni entro profondità di 200 m.

In relazione dunque alle coperture identificate quali potenziali soglie per l'insorgenza dello squeezing, superiori ai 250 m, la valutazione del potenziale di squeezing, derivata estrapolando le caratteristiche geo-meccaniche attualmente disponibili, è da considerarsi non priva di margini di incertezza.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG5102ECVRBGN15MX001A00	Foglio 93 di 106

Si sottolinea comunque che, sulla base delle distribuzioni attualmente note di GSI e UCS, non è determinabile alcuna forma di correlazione delle stesse con la profondità dal p.c. e pertanto non è possibile allo stato attuale estrapolare un'eventuale aumento con la profondità del valore della  $\sigma_{camm}$  media.

- i dati disponibili non consentono di determinare l'ampiezza della fascia plasticizzata al contorno della galleria né di poter tentare una stima, seppur grossolana, dei tempi in cui tale fenomeno si potrà evolvere;
- il carattere indicativo delle risultanze delle precedenti formulazioni è legato all'esperienza diretta dello scavo dei cunicoli Vallemme e Castagnola, nell'ambito del quale, pur essendo state incontrate zone con gruppo geomeccanico pari a 3, il monitoraggio tenso-deformativo dei rivestimenti nel tempo non ha evidenziato alcuna anomalia.

## 7. INDAGINI GEOGNOSTICHE IN CORRISPONDENZA DELL'OPERA

### 7.1. Sondaggi PP – PD – PE 1°lotto

Nell'area interessata dall'opera in oggetto (cunicolo Castagnola), sono disponibili i sondaggi geognostici mostrati nelle seguenti planimetrie di inquadramento.

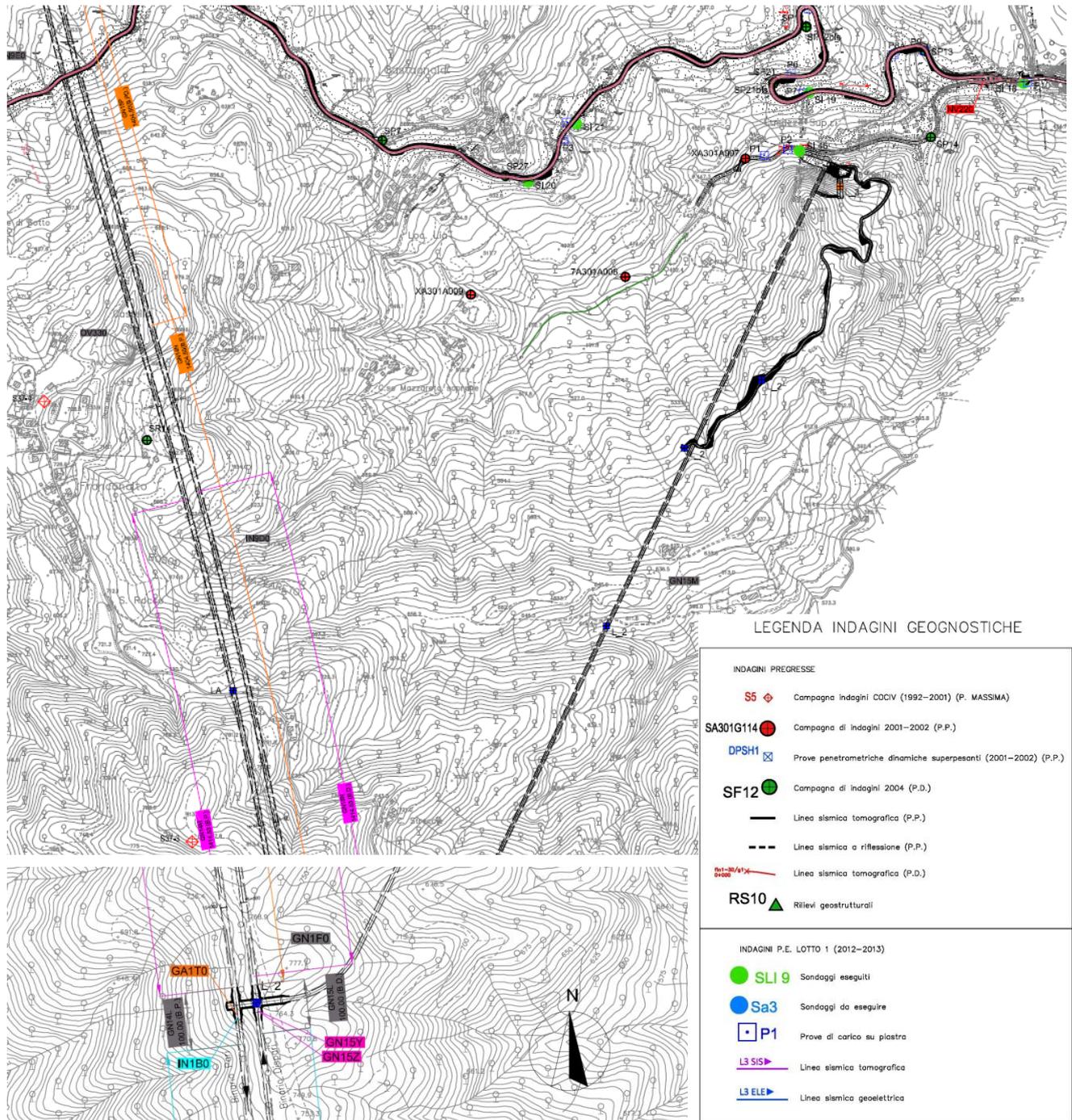


Figura 7-1 Cunicolo Castagnola, planimetria inquadramento sondaggi geognostici e stralcio innesto su galleria di linea

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5102ECVRBGN15MX001A00 <span style="float: right;">Foglio 95 di 106</span>

Si individuano in particolare le seguenti verticali, per fase progettuale di esecuzione:

- **Progetto di Massima:**

**S37.3** (dati non disponibili)

- **Progetto Preliminare**

**XA301A007 - XA301A008 - XA301A009**

Tali sondaggi sono stati spinti a profondità comprese fra 30 e 40 m. La litostratigrafia prevalentemente incontrata è caratterizzata da alternanze di marne calcaree, calcari marnosi ed argilliti, con graduale passaggio da argilliti alterate al substrato con proprietà geo-meccaniche migliori, rilevato mediamente oltre i 25-30 m di profondità.

Sondaggio	profondità	UCS da I50	UCS - lab
	m	MPa	MPa
XA301A007	25		255
XA301A007	30	65	
XA301A007	38	58	
XA301A008	32	6	
XA301A008	35	47	
XA301A009	9		90
XA301A009	18		90
XA301A009	23		86
XA301A009	27		81

Tabella 7.1: • UCS da Sondaggi Progetto Preliminare nell'area di interesse

- **Progetto Definitivo**

**SR 14** (linea)

**SP 14** – (collocato sul versante di imbocco)

(**SP 12 bis, SP 21, SP 21 bis** – collocati sul versante opposto a quello dell'imbocco)

Il sondaggio profondo **SR 14**, posto in asse alla linea principale, alla progressiva 16+500, è stato spinto sino alla profondità di 582 m.

Da un punto di vista stratigrafico, durante il carotaggio è stata riscontrata la presenza, nel tratto superficiale, di materiale eluvio-colluviale prevalentemente argilloso – limoso fino a 2.40 mt. di profondità. Al di sotto di tale quota è stata attraversata l'alterazione del substrato,

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5102ECVRBGN15MX001A00 <table border="1" data-bbox="1420 224 1533 318"> <tr> <td>Foglio 96 di 106</td> </tr> </table>	Foglio 96 di 106
Foglio 96 di 106		

fino a circa 15 mt. di profondità. Il substrato è in questo caso costituito, fino a **461.00 mt** di profondità, da argilliti metamorfiche appartenenti probabilmente alla formazione delle *Argille a Palombini del Passo della Bocchetta*. In parecchi intervalli si presentano tratti cataclasati, molto alterati ed intensamente fratturati. Al di sotto si individuano brecce monogeniche basaltiche presumibilmente appartenenti alla *Formazione dei Metabasalti di Monte Figogna fino a fondo foro*.

Il sondaggio **SP 14** è stato condotto sino alla profondità di 20 m, quota alla quale si è incontrata Argillite grigio scura nerastra, con frequenti noduli e intercalazioni calcaree, prevalentemente scagliettata e fragile meccanicamente. Sempre alla quota di 20 m è stata eseguita una prova di permeabilità Lefranc, con risultato  $K=9,48E-05$  m/s.

I sondaggi **SP 12bis**, **SP21**, **SP21bis**, prossimi all'imbocco del cunicolo, ma collocati sul versante vallivo opposto, sono a carattere superficiale. Alle massime profondità raggiunte, dell'ordine dei 28-30 m, sono state mediamente rinvenute Argilliti nere fittamente fogliate, sottoforma di scaglie e frammenti, con presenza di vene di quarzo e riempimenti argillosi.

- **Progetto Esecutivo (1°lotto)**

SI 46 – (collocato sul versante di imbocco)

SI 19 – (sul versante opposto a quello dell'imbocco)

Il sondaggio **SI 46**, spinto sino a 25 m di profondità, ha rilevato la presenza, oltre i 5 m, di roccia metamorfica dura, compatta di colore grigio verde in patina, verde grigiastra o verde scuro in frattura fresca. Le prove di compressione mono assiale hanno fornito UCS nel range dei 40-45 MPa.

Il sondaggio **SI 19**, di lunghezza 25 m, ha intercettato sino alla massima profondità raggiunta formazioni ascrivibili, da un punto di vista litologico, a calcareniti e calcari marnosi. Le prove di compressione mono assiale condotte in corrispondenza di tali livelli calcarei hanno fornito UCS fino a 155 MPa (campione prelevato a 15 m di profondità).

Non si ha disponibilità, per la zona oggetto di interesse, di linee sismiche a rifrazione

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5102ECVRBGN15MX001A00 <table border="1" data-bbox="1420 232 1532 315"> <tr> <td>Foglio 97 di 106</td> </tr> </table>	Foglio 97 di 106
Foglio 97 di 106		

## 7.1. Indagini geognostiche in cunicolo

### 7.1.1. Caratterizzazione dell'ammasso roccioso dai rilievi geostrutturali

Durante l'avanzamento dello scavo, le condizioni dell'ammasso incontrato sono state registrate tramite rilievi geostrutturali, eseguiti in media ogni 10 m, e rilievi geologici speditivi eseguiti con frequenza maggiore. L'insieme delle informazioni così raccolte ha permesso di delineare un quadro generale delle caratteristiche dell'ammasso roccioso e dei fenomeni fisici che in esso si sono manifestati a seguito dello scavo (distacchi di materiale dal fronte o dalla calotta, presenza d'acqua, ecc.).

**dalla progr. 0+100 alla progr. 0+135 circa:** l'ammasso roccioso presenta discrete caratteristiche meccaniche; in corrispondenza delle progressive iniziali esso risulta interessato da numerose microfaglie, anche a causa della vicinanza del contatto con il corpo ofiolitico. La roccia è localmente bagnata; sono sempre presenti motivi plicativi, soprattutto a piccola scala. Sono presenti livelli calcarei di dimensione decimetrica. Per ciò che riguarda la giacitura della foliazione, che risulta l'elemento strutturale preponderante tra le discontinuità rilevate, quando è stato possibile identificarne l'andamento si è constatato che essa è normalmente subverticale, con andamento rispetto all'asse della galleria immergentesi sul piedritto sinistro.

**dalla progressiva 0+135 circa alla progr. 0+160 circa:** l'ammasso si presenta intensamente fratturato con giacitura molto caotica a causa della presenza di pieghe serrate. Il fianco delle pieghe maggiori è interessato da faglie. Si riscontrano numerose intercalazioni calcaree di spessore decimetrico, talvolta in forma di blocchi. La roccia risulta umida, con presenza a tratti di stillicidi al fronte.

**dalla progressiva 0+160 alla progr. 0+200 circa:** l'ammasso roccioso torna a presentare una struttura regolare. La giacitura della foliazione risulta diversa da quella rilevata nel tratto precedente la progr. 0+135, con immersione degli strati prevalentemente verso il piedritto destro. Sono presenti alcuni piani di faglia, ma complessivamente le caratteristiche meccaniche della roccia appaiono abbastanza buone.

**dalla progressiva 0+200 alla progr. 0+220 circa:** il cunicolo attraversa un tratto interessato da più frequenti inclusi calcarei, con blocchi anche delle dimensioni di 1 m. Localmente il materiale argillitico risulta molto compatto. Alle progressive minori del tratto la parte superiore del fronte appare piuttosto disturbata, a tratti caotica, con variazione di immersione delle discontinuità. Nel resto del tratto la giacitura dell'argillite appare abbastanza costante, con immersione di nuovo verso il piedritto sinistro. Sono presenti varie famiglie di lineamenti tettonici, anche se di importanza molto modesta, a cui è spesso associata una maggiore caoticità della struttura di ammasso in tutto o solo in un parte del fronte di scavo.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5102ECVRBGN15MX001A00
	Foglio 98 di 106

**dalla progr. 0+220 alla progr. 0+242 circa:** argillite grigio nerastra con intercalazioni di spessore decimetrico. Locali variazioni nella giacitura della foliazione, che tuttavia presenta una immersione riconducibile a E-NE. Nella foliazione si sviluppano localmente peighe a piccola scala. Non sono presenti manifestazioni idriche ad eccezione di locali stillicidi.

**dalla progressiva 0+242 circa alla progr. 0+282 circa:** l'ammasso, costituito da argillite grigio nerastra grafitosa, è generalmente fratturato e presenta diversi piani di faglia. La foliazione è più irregolare con tendenziale inclinazione verso NE. Sono segnalati episodici distacchi di materiale dal fronte. L'ammasso si presenta talvolta umido, anche se non si segnalano significative venute d'acqua.

**dalla progressiva 0+280 alla progr. 0+320 circa:** argillite grigio nerastra e calcari argillosi diffusi. La foliazione è generalmente regolare tranne che per alcune situazioni locali. Localmente si notano alcuni piani di discontinuità assimilabili a piccole faglie. L'ammasso si presenta generalmente di migliore qualità rispetto al tratto precedente. Non si rilevano fenomeni idrici.

**dalla progressiva 0+320 alla progr. 0+370 circa:** l'ammasso, costituito da argillite grigio nerastra grafitosa, è generalmente fratturato, localmente compatto nei livelli calcarei, e presenta alcuni piani di faglia. La foliazione è più irregolare con tendenziale inclinazione verso E-NE, anche se talora risulta disposta in modo quasi caotico. La roccia si presenta talvolta umida con locali stillicidi.

**dalla progressiva 0+370 alla progr. 0+440 circa:** argillite grigio nerastra e calcari marnosi diffusi. Ammasso compatto caratterizzato da foliazione regolare con immersione E-NE. Localmente si notano micropieghe serrate e ricementate con calcite. Non si rilevano fenomeni idrici.

**dalla progressiva 0+440 alla progr. 0+475 circa:** argillite grigio nerastra grafitosa con livelli marnosi. Dalla progr. km 0+445 si evidenzia una zona di faglia. Il materiale in questa zona è molto tenero e nell'ammasso si stenta a riconoscere alcuna struttura. Si verificano distacchi dal fronte. Con l'evoluzione del fenomeno tettonoco rimangono presenti discontinuità con giacitura sfavorevole.

**dalla progressiva 0+475 alla progr. 0+545 circa:** argillite grigio nerastra grafitosa e calcari marnosi compatti in blocchi. La matrice argillosa è friabile. Talora si osservano discontinuità di alta persistenza con immersione contraria all'avanzamento. La foliazione non è sempre marcata, con immersione tendenziale verso S.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5102ECVRBGN15MX001A00 <table border="1" data-bbox="1420 232 1532 315"> <tr> <td>Foglio 99 di 106</td> </tr> </table>	Foglio 99 di 106
Foglio 99 di 106		

**dalla progressiva 0+545 alla progr. 0+590 circa:** argillite alternata a calcari molto compatti in livelli e lenti di circa 30 cm di spessore. Ammasso con foliazione abbastanza regolare con immersione verso NE circa.

**dalla progressiva 0+590 alla progr. 0+635 circa:** argilloscisti grigio nerastri compatti localmente grafitosi con diffuse vene quarzitiche. Ammasso lievemente disturbato con giacitura della foliazione riconducibile a NE/60. Presenti discontinuità da subverticali a verticali.

**dalla progressiva 0+635 alla progr. 0+660 circa:** argilloscisti grigio nerastri con inclusi calcarei in forma di livelli e piccoli blocchi. La foliazione ben marcata ha giacitura preferenziale riconducibile a NE/60, ma con locali variazioni.

**dalla progressiva 0+660 alla progr. 0+694 circa:** argilloscisti grigio nerastri con intercalazioni calcaree di spessore decimetrico (max 40 cm). L'ammasso è compatto e regolare. La foliazione è regolare con giacitura NE/50-60.

Dal punto di vista litologico si sono riscontrate delle variazioni relative alla percentuale di elementi calcarei o calcareo marnosi, sempre però percentualmente subordinati alla matrice argillitica.

Dal punto di vista strutturale i rilievi sembrano ben accordarsi con il quadro tettonico generale, che prevede una struttura di tipo plicativo isoclinalo con piano assiale inclinato. La foliazione, elemento dominante della struttura, ha mantenuto una immersione verso E-NE con un angolo di inclinazione compreso tra i 50 e 70 gradi. Alla foliazione si aggiunge un secondo sistema di discontinuità ortogonale (nel piano verticale) a questa, ma di persistenza molto bassa e dunque di scarso significato geomeccanico.

### 7.1.1. Indagini in situ

#### Sezioni strumentate

Si dispone di un unico sito nel quale sono state eseguite delle prove. Questo sito è stato denominato come: sezione "C1". Le prove relative alla sezione "C1" sono state eseguite all'incirca alla progressiva 0+430 m e cioè in prossimità della sezione strumentata Gc1+Gms1 (progr. 0+445).

#### **Sezione "C1"**

Nella sezione in questione sono stati eseguiti:

- sondaggi geomeccanici dei quali uno verticale e due orizzontali all'altezza della parte inferiore del piedritto;

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5102ECVRBGN15MX001A00 <span style="float: right;">Foglio 100 di 106</span>

- prove dilatometriche su foro verticale;
- prove di fratturazione idraulica su foro verticale;
- 1 martinetto piatto in parete.

### Prove all'interno della nicchia

Alla progr. 0+430 circa, sul piedritto sinistro del cunicolo, è stata scavata una nicchia in direzione ortogonale all'asse della galleria principale, all'interno della quale sono state eseguite le seguenti prove:

- 2 prove di carico su piastra doppie (totale 4 prove);
- 3 martinetti piatti diversamente orientati;
- 1 prova di rigonfiamento libero.

Nella seguente tabella vengono riassunti i risultati di tutte le prove eseguite:

Stazione	Progressiva	Tipo di prova	Risultati	Note
C1	427	RQD	50-60%	Valore medio (da 0 a 100%)
		Fratturazione idraulica	$K_0=2,1$	
		Dilatometrica	$E=7900$ MPa	Valore medio (da 3100 a 20100 MPa)
		Martinetto piatto	0,34 MPa	Pressione di ripristino verticale
CN1	430	Martinetto piatto	0,33 MPa	Pressione di ripristino verticale
		Carico su piastra	$E=250-2000$ MPa	Metodologia da rivedere
		Rigonfiamento libero	1,5 mm dopo 1 mese	

Tabella 7.2: • Prove in cunicolo

#### 7.1.1. Sintesi generale sui parametri ottenuti dalle prove in situ

Dall'analisi dei risultati delle prove in situ risultano le seguenti considerazioni in merito ad alcuni parametri di ammasso tra i più importanti:

##### *Stato tensionale in situ*

E' caratterizzato da una componente orizzontale maggiore di quella verticale con valori massimi di  $k_0$  prossimi a 2.

La componente verticale ha un valore prossimo alla seconda tensione orizzontale. Nel caso disponibile la stessa tensione verticale rappresenta la tensione principale minore.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG5102ECVRBGN15MX001A00 Foglio 101 di 106

La direzione dello sforzo principale massimo è leggermente inclinata (30° circa) rispetto all'asse del cunicolo.

### *Caratteristiche di deformabilità*

Il modulo di deformabilità attribuibile all'ammasso roccioso ad oggi investigato si può stimare intorno a valori compresi tra 3000 e 4000 MPa con possibilità di significative ricadute nelle zone di disturbo.

#### *7.1.1. Monitoraggio in cunicolo*

Nel presente paragrafo vengono riportati i dati e le considerazioni relative alle attività di monitoraggio svolte all'interno del cunicolo Castagnola.

Tali attività hanno riguardato la sistematica installazione di:

- sezioni per il controllo delle convergenze del cavo (sezioni Gs), con frequenza di circa una ogni 20 m di avanzamento;
- sezioni per il monitoraggio dell'ammasso (sezioni Gc) accoppiate con sezioni per il monitoraggio della struttura (sezioni Gms), con frequenza di una ogni 300 m;
- sezioni per il monitoraggio del fronte (sezioni Gf), con frequenza di una ogni 500 m.

Le sezioni di convergenza sono state installate a partire dalla progressiva 0+110 per un totale al 26/02/98 di ventotto sezioni.

Nella tabella a pagina seguente sono riportati i valori della convergenza massima registrata in ogni stazione del cunicolo Castagnola.

Dall'analisi delle curve di convergenza si possono fare alcune riflessioni di carattere generale.

1. Un dato che emerge in modo inequivocabile è che le maggiori deformazioni lette si evidenziano sulla base di convergenza A-E che unisce i chiodi posti sui piedritti a circa 2 m di altezza rispetto il piano di scavo di prima fase. Il motivo è da attribuirsi all'assenza, nel transitorio di costruzione, dell'azione di contrasto al piede della centina precedentemente alla esecuzione dell'arco rovescio ed alla forma della sezione tipo. L'analisi degli spostamenti verticali mostra uno spostamento rigido verso il basso di tutta la sezione.

2. Negli ultimi 100-150 m, prima del fermo del 26-2-98, si nota un miglioramento delle risposte deformative dell'ammasso allo scavo. Non è possibile però, alla luce dei dati fino ad oggi acquisiti, attribuire realisticamente alle tratte aventi una maggiore copertura parametri di ammasso che permettano di ipotizzare un miglioramento delle risposte allo scavo rispetto a quelle ad oggi valutabili.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5102ECVRBGN15MX001A00 <span style="float: right;">Foglio 102 di 106</span>

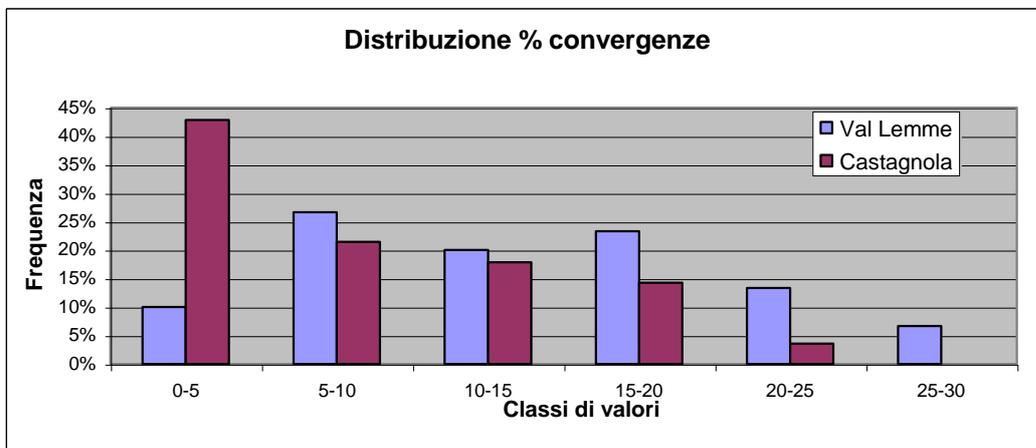
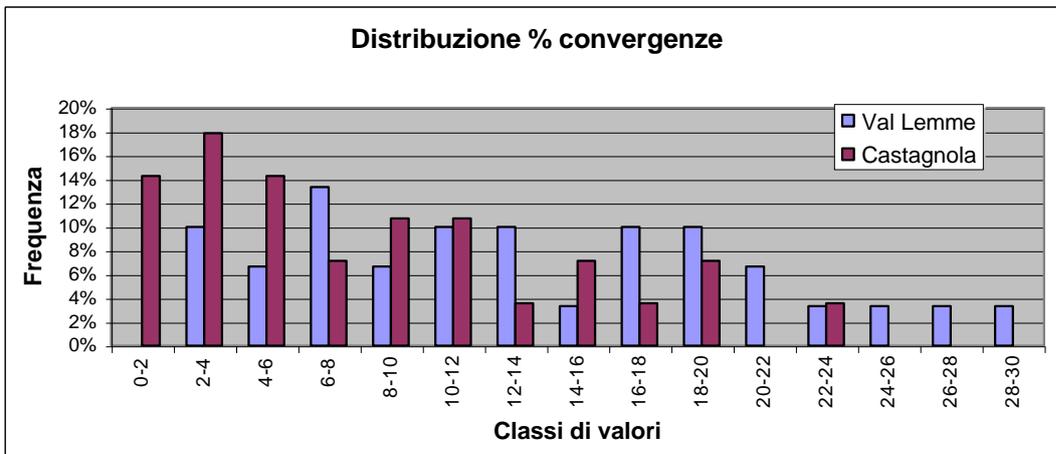
3. In tutte le sezioni è presente un netto cambio di pendenza della curva di convergenza all'atto della realizzazione dell'arco rovescio. L'effetto stabilizzante è dato dalla chiusura della sezione resistente che quindi acquisisce rigidità anche nei confronti delle azioni orizzontali trasmesse dai piedritti.

4. In alcune sezioni si nota a fronte distante una lieve coda di deformazione con un gradiente nel tempo dell'ordine di qualche millimetro al mese.

<b>CASTAGNOLA</b>		
<i>Valore di convergenza (cm)</i>	<i>Stazione</i>	<i>Copertura (m)</i>
10,2	Gs4	50
18,5	Gs5	50
8,2	Gs6	50
22,5	Gs7	45
14,1	Gs8	45
5,5	Gs9	45
10,5	Gs10	45
3,8	Gs11	45
6	Gs12	45
3,6	Gs13	45
8,9	Gs14	45
12,2	Gs15	45
4,7	Gs16	45
4,8	Gs17	50
1	Gs18	50
4,1	Gs19	53
3,6	Gs20	56
9,5	Gs21	59
16,5	Gs22	62
19,4	Gs23	62
15	Gs24	80
11,6	Gs25	86
6	Gs26	92
1,6	Gs27	100
2,1	Gs28	108
1,7	Gs29	114
2,7	Gs30	118
1,8	Gs31	124
<b>8,2</b>	<b>media</b>	

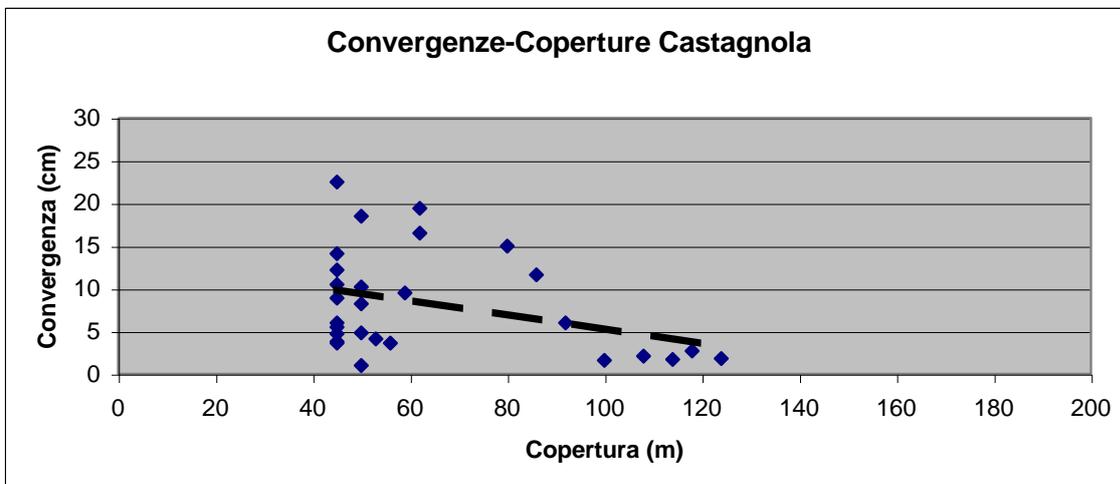
Tabella 7.3: • Convergenze misurate

Nei grafici seguenti si analizzano le distribuzioni percentuali dei valori massimi di convergenza registrati nel cunicolo Castagnola, posti a confronto con le rispettive rilevazioni ottenute nel cunicolo Vallemme.



**Figura 7-2 Stazioni di monitoraggio - Distribuzione percentuale delle convergenze**

Nel grafico seguente viene tentata una correlazione tra i valori di convergenza massima registrata e la copertura: si nota una notevole dispersione dei valori che rende di fatto tale correlazione difficilmente interpretabile:



**Figura 7-3 Stazioni di monitoraggio - Distribuzione percentuale delle convergenze**

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5102ECVRBGN15MX001A00 <span style="float: right;">Foglio 104 di 106</span>

### 7.1.1. Sezioni strumentate

La sezione è composta da una sezione per il controllo del cavo (Gc) e da una per il monitoraggio struttura (Gms); la sezione Gc è risultata ubicata alla progressiva 0+445,1 mentre la sezione Gms alla progressiva 0+444,5.

Nella tabella seguente si riporta una sintesi dei dati scaturiti dal monitoraggio nel cunicolo Castagnola:

Stazione	Progressiva	Strumenti	Valori max	Note
Gms1	444,5	Celle di carico piede centina	370 kN	Piedritto sx
		Strain Gauge per centina	315 MPa	Compressione estradosso piedritto sx
		Strain Gauge per cls	30 MPa	Compressione piedritti
		Celle di pressione tangenziale	9,5 MPa	Piedritto sx
		Celle di pressione radiale	0,146 Mpa	Piedritto sx
Gc1	445,1	Estensimetri multibase	1,1 cm	Fino a 6-7 m dal cavo
		Celle di pressione tangenziale	1,1 MPa	Calotta

Tabella 7.4: • Sezioni strumentate tipo Gms-Gc

Per misurare le deformazioni che si sviluppano nell'ammasso roccioso a monte del fronte di scavo sono state installate alcune sezioni strumentate tipo Gf. Queste sono composte da un estensimetro incrementale per il controllo delle deformazioni nell'ammasso e da un insieme di caposaldi per rilievo topografico, posti sia sul fronte che sul cavo del cunicolo, in due sezioni a distanza di 1 e 4 m dal fronte.

Si è provveduto all'installazione di una sezione alla progressiva 0+185.

Nella tabella seguente si riportano i dati di sintesi:

Stazione	Progressiva	Strumenti	Valori max	Note
Gf1	185	Estensimetro incrementale	< 1 cm	Fascia plasticizzata fino a 3 m dal fronte
		Estrusione topografica	1,4 cm	Zona bassa del fronte
		Convergenza a 1 e 4 m dal fronte	< 1 cm	A fronte fermo

Tabella 7.4: • Sezione strumentata tipo Gf

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG5102ECVRBGN15MX001A00 Foglio 105 di 106

### 7.1.2. Adeguatezza del sistema di sostegno e consolidamento

L'analisi dei dati provenienti dal sistema di monitoraggio permette di esprimere alcune considerazioni in merito al comportamento del cavo e del sistema di sostegno e consolidamento.

#### Effetto della geometria e della tipologia del sostegno sulle convergenze misurate.

L'effetto legato alla forma della sezione ed al sistema di rivestimento è risultato spesso di notevole importanza; infatti, durante l'applicazione delle sezioni tipo X, aventi piedritti pressochè verticali, sono state riscontrate forti deformazioni nella zona dei piedritti.

#### Effetto dell'arco rovescio

Il maggiore effetto di contenimento delle deformazioni è stato ottenuto con la realizzazione dell'arco rovescio. L'effetto stabilizzante è dato dalla chiusura della sezione resistente che quindi acquisisce rigidità anche nei confronti delle azioni orizzontali trasmesse dai piedritti. **Da un punto di vista tensionale si sono riscontrate maggiori sollecitazioni su tutta la struttura.**

#### Effetto della reologia dell'ammasso

In alcune sezioni si nota, con il fronte molto distante, una lieve coda di deformazione con un gradiente nel tempo dell'ordine di qualche millimetro al mese. Concordemente le sezioni strumentate tipo Gms per il monitoraggio delle strutture, denotano un aumento delle sollecitazioni nel tempo anche ad una sostanziale distanza dal fronte (>70 m).

Questi fenomeni indicano un potenziale comportamento dell'ammasso dipendente dal tempo, almeno nelle condizioni relativamente più scadenti dell'ammasso. A basse coperture tale fenomeno è facilmente controllabile, ma dovrà essere tenuto in dovuta considerazione a coperture più elevate.

#### Sollecitazioni sulle strutture di sostegno

Le sollecitazioni registrate nelle sezioni Gms mostrano tassi di lavoro delle strutture molto elevati, prossimi in taluni casi alle capacità proprie delle strutture impiegate.

#### Condizioni del fronte

Durante la costruzione dei cunicoli non si sono verificate situazioni di instabilità del fronte di scavo, salvo in sporadici casi limitati a situazioni strutturali dell'ammasso particolarmente sfavorevoli. Nelle sezioni strumentate per il controllo del fronte si sono rilevati fenomeni di estrusione poco significativi e le misure effettuate sui tubi increx in avanzamento hanno indicato in circa 3 metri la profondità della zona plasticizzata dietro il fronte.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG5102ECVRGBN15MX001A00 Foglio 106 di 106

## 8. BIBLIOGRAFIA

- Allasinaz A., Gelati R., Gnaccolini M., Martinis B., Orombelli G., Pasquarè G. & Rossi P.M. (1971) – Note illustrative e Carta Geologica d'Italia, scala 1:100.000, foglio 82, Genova. Nuova tecnica Grafica, roma, pp134.
- Barla (1995) – “Tunnelling under squeezing rock conditions”, International Society for rock mechanics, ISRM
- Boni A. & Casnedi R. (1970) – Note illustrative e Carta Geologica d'Italia, scala 1:100.000, fogli 69, Asti e 70, Alessandria. Poligrafica & Cartevalori, Ercolano (Na), pp. 64.
- Capponi, G., Cortesogno, L., Crispini, L., Gaggero, L., Bonci, M.C., Perilli, N., Piazza, M., Vannucci, G., Firpo, M., Piccazzo, M., Pacciani, G. & Ramella, A. (2007) - Carta Geologica d'Italia alla scala 1:50.000, Foglio 213-230 “Genova”. S.EL.CA. Firenze.
- Capponi, G., Crispini, L., Cortesogno, L., Gaggero, L., Firpo, M., Piccazzo, M., Cabella, R., Nosengo, S., Bonci, M.C., Vannucci, G., Piazza, M., Ramella, A., Perilli, N., et alii (2009) - Note illustrative della carta geologica d'Italia alla scala 1:50.000, foglio 213-230 – Genova.
- Cortesogno L. & Haccard D. (1984) – Carta Geologica della zona Sestri – Voltaggio. – Mem. Soc. Geol. It.
- Cortesogno L. & Haccard D. (1984) – Note illustrative alla carta Geologica della zona Sestri – Voltaggio. – Mem. Soc. Geol. It., Geol. It., 1984 (28).
- Italferr (2001) – Progetto Preliminare. Tratta A.C. Milano-Genova, III Valico.
- Italferr (2005) – Progetto Definitivo. Tratta A.C. Milano-Genova, III Valico.
- Marini M. (1997) – Carta Geologica della Val Polcevera e zone limitrofe (Appennino Settentrionale) alla scala 1:25000.
- Marini M. (1998) – Carta Geologica della Val Polcevera e zone limitrofe (Appennino Settentrionale) alla scala 1:25000. Note illustrative. – Atti Tic. Sc. Terra, vol.40.
- Ministero dell'Ambiente, Servizio Valutazione Impatto Ambientale – Richiesta integrazione A.C. Genova-Milano. Protocollo N°10784/VIA/A.O/13.G,Roma, 5 Settembre 2000.
- Piana, F., Falletti, P., Fioraso, G., Irace, A., Mosca, P., et alii (in prep.) – Carta geologica del Piemonte in scala 1:250.000. Consiglio Nazionale delle Ricerche, IGG Torino; Università degli Studi di Torino, DST; Politecnico di Torino, DIATI.
- Provincia di Genova (1998) – Area 06: Difesa del suolo, Opere Ambientali e Piano di Bacino – Torrente Chiaravagna e Torrente Polcevera. Piano di bacino stralcio per la difesa idrogeologica, geomorfologica, per la salvaguardia della rete idrografica e per la compatibilità delle attività estrattive.Consultabile su: <http://cartogis.provincia.genova.it/cartogis/pdb/>.
- Soc. Geol.It. (1991) – Alpi Liguri. Collana Guide Geologiche Regionali vol.2 – BE.MA.



ID	Fase	Formazione	Sondaggio	Campione	pk	distanza asse	copertura in asse	profondità media	RQD	UCS		HB		UCS				Dilatometro					PERMEABILITA'				Peso					
										UCS (k50)	UCS (lab)	σt	mi	Edin	Esec	Etan	Ed	prof.	RQD	press max	E <sub>deformazione</sub>	E <sub>unloading</sub>					Y <sub>n</sub>	Y <sub>s</sub>				
										MPa	MPa	MPa	-	MPa	MPa	MPa	MPa	m	%	MPa	MPa	MPa	Tipo	profondità	RQD %	K(m/s)	(kN/m³)	(kN/m³)				
1	PP	aP	BH06	1	3470	130	145	112		8.26	18.90	3.35				15700		120		3.90	15685	19969	-	-	-							
2	PP	aP	BH06	2	3470	130	145	116		26.04	-	3.18				-		126		3.81	30488	32308	-	-	-							
3	PP	aP	BH06	3	3470	130	145	121		14.84	27.01	-				26200		133		3.78	3691	20754	-	-	-							
4	PP	aP	BH06	4	3470	130	145	126		4.76	26.80	-				-		139		2.70	2893	5166	-	-	-							
5	PP	aP	BH06	7	3470	130	145	138		9.52	26.69	2.12				-		-		-	-	-	-	-	-							
6	PP	aP	BH06	8	3470	130	145	140		-	-	4.17				-		-		-	-	-	-	-	-							
7	PP	aP	BH06	9	3470	130	145	142		7.14	-	-				-		-		-	-	-	-	-	-							
8	PP	aP	BH06	10	3470	130	145	146		3.64	-	-				-		-		-	-	-	-	-	-							
9	PP	aP	BH06	11	3470	130	145	150		14.28	-	-				-		-		-	-	-	-	-	-							
10	PP	aP	BH06	5	3470	130	145	131		51.84	-	-				-		144		3.71	8372	12244	-	-	-							
11	PP	aP	BH06	6	3470	130	145	135		45.44	26.60	-				23300		149		3.99	9140	13572	-	-	-							
12	PP	aP	BH16/PZ	1	12590	10	530	6		9.94	5.40	-				-		-		-	-	-	Lugeon	9		0.26e-7						
13	PP	aP	BH16/PZ	3	12590	10	530	19		1.40	-	-				-		-		-	-	-	Lugeon	27		0.5e-8						
14	PP	aP	BH16/PZ	4	12590	10	530	24		2.94	-	-				-		-		-	-	-	-	-	-							
15	PP	aP	BH16/PZ	5	12590	10	530	39		3.22	-	-				-		-		-	-	-	-	-	-							
16	PP	aP	BH16/PZ	2	12590	10	530	11		9.10	11.61	-				6900		-		-	-	-	Lugeon	1		0.16e-7						
17	PP	aP	BH08	4	4505	50	265	172		41.76	18.47	-				9200		-		-	-	-	-	-	-							
18	PP	aP	BH08	9	4505	50	265	202		3.92	9.30	-				-		-		-	-	-	-	-	-							
19	PP	aP	BH08	10	4505	50	265	205		6.72	-	-				-		-		-	-	-	-	-	-							
20	PP	aP	BH08	15	4505	50	265	249		4.48	-	-				-		-		-	-	-	-	-	-							
21	PP	aP	BH08	1	4505	50	265	154		10.78	6.11	-				3800		-		-	-	-	-	-	-							
22	PP	aP	BH08	2	4505	50	265	160		2.24	-	-				-		-		-	-	-	-	-	-							
23	PP	aP	BH08	3	4505	50	265	164		-	1.60	-				-		-		-	-	-	-	-	-							
24	PP	aP	BH08	6	4505	50	265	185		6.72	4.40	-				-		-		-	-	-	-	-	-							
25	PP	aP	BH08	7	4505	50	265	192		10.08	-	-				-		-		-	-	-	-	-	-							
26	PP	aP	BH08	8	4505	50	265	196		6.72	1.22	-				1600		-		-	-	-	-	-	-							
27	PP	aP	BH08	11	4505	50	265	218		5.60	-	-				-		-		-	-	-	-	-	-							
28	PP	aP	BH08	12	4505	50	265	225		-	-	-				-		-		-	-	-	-	-	-							
29	PP	aP	BH08	14	4505	50	265	232		-	1.01	-				-		-		-	-	-	-	-	-							
30	PP	aP	BH03/PZ	1	4355	50	230	56		12.60	-	-				-		87		2.81	7961	22039	-	-	-							
31	PP	aP	BH03/PZ	2	4355	50	230	62		11.20	-	-				-		91		2.61	3734	12784	-	-	-							
32	PP	aP	BH03/PZ	3	4355	50	230	66		9.80	-	-				-		-		-	-	-	-	-	-							
33	PP	aP	BH03/PZ	4	4355	50	230	73		7.00	-	-				-		-		-	-	-	-	-	-							
34	PP	aP	BH03/PZ	5	4355	50	230	75		-	5.70	-				2500		-		-	-	-	-	-	-							
35	PP	aP	BH03/PZ	6	4355	50	230	78		-	4.99	-				-		-		-	-	-	-	-	-							
36	PP	aP	BH03/PZ	7	4355	50	230	84		-	1.60	-				1100		-		-	-	-	-	-	-							
37	PP	aP	BH03/PZ	8	4355	50	230	89		36.80	7.40	-				-		-		-	-	-	-	-	-							
38	PP	aP	BH03/PZ	9	4355	50	230	93		-	5.90	-				-		-		-	-	-	-	-	-							
39	PP	aP	BH03/PZ	10	4355	50	230	99		29.96	-	-				-		-		-	-	-	-	-	-							
40	PP	aP	BH04	1	1875	30	35	28		88.00	33.50	-				24100		26		3.50	3411	9227	-	-	-							
41	PP	aP	BH04	2	1875	30	35	35		7.98	1.88	-				-		35		3.50	3411	9227	-	-	-							
42	PP	aP	BH04	3	1875	30	35	40		16.80	3.33	-				-		-		-	-	-	-	-	-							
43	PP	aP	BH04	4	1875	30	35	5		27.58	-	-				-		-		-	-	-	-	-	-							
44	PP	aP	BH04	5	1875	30	35	46		12.32	-	-				-		-		-	-	-	-	-	-							
45	PP	aP	BH04	6	1875	30	35	51		13.30	-	-				-		-		-	-	-	-	-	-							
53	PP	ma	BH01/PZ	1	1680	150	95	40		11.76	0.14	-				-		22		2.45	2671	5099	Lefranc	31		1.00E-06						
54	PP	ma	BH01/PZ	2	1680	150	95	44		-	0.22	-				-		50		2.40	3124	4391	Lugeom	35		0.48e-7						
55	PP	ma	BH01/PZ	3	1680	150	95	47		1.82	0.05	-				-		-		-	-	-	Lugeon	44		0.42e-7						
56	PP	ma	BH01/PZ	4	1680	150	95	52		7.28	0.67	-				-		-		-	-	-	Lugeon	54		-						
57	PP	ma	BH01/PZ	5	1680	150	95	54		17.64	0.18	-				-		-		-	-	-	Lugeon	60		-						
58	PP	ma	BH01/PZ	6	1680	150	95	59		3.64	-	-				-		-		-	-	-	-	-	-							
59	PP	ma	BH01/PZ	7	1680	150	95	62		12.04	-	-				-		-		-	-	-	-	-	-							
60	PP	ma	BH02	SPT3	850	40	85	5		-	-	-				-		-		-	-	-	-	-	-							
61	PP	ma	BH02	SPT4	850	40	85	6		-	-	-				-		-		-	-	-	-	-	-							



ID	Fase	Formazione	Sondaggio	Campione	pk	distanza asse	copertura in asse	profondità media	RQD	UCS		HB		UCS				Dilatometro			PERMEABILITA'				Peso				
										UCS (k50)	UCS (lab)	σt	mi	Edin	Esec	Etan	Ed	prof.	RQD	press max	E deformazione	E unloading	Tipo	profondità	RQD %	K(m/s)	Yn	Ys	
										MPa	MPa	MPa	-	MPa	MPa	MPa	MPa	m	%	MPa	MPa	MPa					(kN/m³)	(kN/m³)	
116	PD	aP	SL09	R5	0	3000		13		27.89	-				-	-												-	-
117	PD	aP	SL09	R6	0	3000		14		6.38	-				-	-												-	26.80
118	PD	aP	SL09	R6	0	3000		14		11.49	-				-	-												-	-
119	PD	aP	SL09	R7	0	3000		18		1.27	-				-	-												-	27.50
120	PD	aP	SL09	R7	0	3000		18		4.34	-				-	-												-	-
121	PD	aP	SL09	R8	0	3000		27		1.79	-				-	-												-	26.40
122	PD	aP	SL09	R8	0	3000		27		4.59	-				-	-												-	-
123	PD	aP	SL09	R2	0	3000		29		2.55	-				-	-												-	27.80
124	PD	aP	SL09	R2	0	3000		29		4.59	-				-	-												-	-
125	PD	aP	SL11	R3	150	10		20		-	-				-	-												-	27.93
126	PD	aP	SL12	R2	0	700		14		-	-				-	-												-	-
127	PD	aP	SL12	R2	0	700		14		-	-				-	-												-	-
128	PD	aP	SL12	R2	0	700		14		-	-				-	-												-	-
129	PD	aP	SL12	R2	0	700		14		-	-				-	-												-	-
130	PD	aP	SL12	R2	0	700		14		-	-				-	-												-	-
131	PD	aP	SL12	R3	0	700		18		0.17	-				-	-												-	-
132	PD	aP	SL16	R1	7+600	1200		3		3.01	-				-	-												-	27.50
133	PD	aP	SL16	R1	7+600	1200		3		8.90	-				-	-												-	-
134	PD	aP	SL16	R1	7+600	1200		3		7.64	-				-	-												-	-
135	PD	aP	SL16	R1	7+600	1200		3		16.91	-				-	-												-	-
136	PD	aP	SL28	A	0	1000		8		9.70	-				-	-												-	27.50
137	PD	aP	SL28	A	0	1000		8		63.36	-				-	-												-	-
138	PD	aP	SL28	B	0	1000		9		14.59	-				-	-												-	27.50
139	PD	aP	SL28	B	0	1000		9		1.01	-				-	-												-	-
140	PD	aP	SL28	B	0	1000		9		24.33	-				-	-												-	-
141	PD	aP	SL28	B	0	1000		9		27.44	-				-	-												-	-
142	PD	aP	SL28	C	0	1000		10		76.83	-				-	-												-	27.50
143	PD	aP	SL28	C	0	1000		10		12.66	-				-	-												-	-
144	PD	aP	SL28	C	0	1000		10		105.41	-				-	-												-	-
145	PD	aP	SL28	C	0	1000		10		78.75	-				-	-												-	-
146	PD	aP	SL28	D	0	1000		14		178.98	-				-	-												-	27.50
147	PD	aP	SL28	D	0	1000		14		117.54	-				-	-												-	-
148	PD	aP	SL28	D	0	1000		14		8.11	-				-	-												-	-
149	PD	aP	SL28	D	0	1000		14		6.76	-				-	-												-	-
150	PD	aP	SL28	E	0	1000		15		2.76	-				-	-												-	27.10
151	PD	aP	SL28	E	0	1000		15		25.49	-				-	-												-	-
152	PD	aP	SL28	E	0	1000		15		29.26	-				-	-												-	-
153	PD	aP	SL28	E	0	1000		15		27.26	-				-	-												-	-
154	PD	aP	SL29	R1	0	1000		12		12.19	-				-	-												-	27.50
155	PD	aP	SL29	R1	0	1000		12		15.04	-				-	-												-	-
156	PD	aP	SL29	R1	0	1000		12		12.17	-				-	-												-	-
157	PD	aP	SL29	R1	0	1000		12		8.62	-				-	-												-	-
158	PD	aP	SL36	R2	0	700		12		3.85	-				-	-												-	-
159	PD	aP	SL36	R2	0	700		12		29.26	-				-	-												-	-
160	PD	aP	SL36	R2	0	700		12		4.45	-				-	-												-	-
161	PD	aP	SL38	R2	6000	2000		7		-	-				-	-												-	-
162	PD	aP	SL39	2	6000	2000		6		6.45	-				-	-												-	-
163	PD	aP	SL39	2	6200	1200		6		9.80	-				-	-												-	-
164	PD	aP	SL55	CR2	7500	600		7		-	2548.25				248.627	298,5												-	2.78
165	PD	aP	SP2	R1	18250	1400		10		70.45	-				-	-												-	-
166	PD	aP	SP2	R1	18250	1400		10		54.27	-				-	-												-	-
167	PD	aP	SP2	R1	18250	1400		10		37.70	-				-	-												-	-
168	PD	aP	SP2	R1	18250	1400		10		3.30	-				-	-												-	-
169	PD	aP	SP25	R1	18000	1000		14		23.80	-				-	-												-	27.70



ID	Fase	Formazione	Sondaggio	Campione	pk	distanza asse	copertura in asse	profondità media	RQD	UCS		HB		UCS				Dilatometro			PERMEABILITA'				Peso			
										UCS (k50)	UCS (lab)	σt	mi	Edin	Esec	Etan	Ed	prof.	RQD	press max	E deformazione	E unloading	Tipo	profondità	RQD %	K(m/s)	Yn	Ys
										MPa	MPa	MPa	-	MPa	MPa	MPa	MPa	m	%	MPa	MPa	MPa					(kN/m³)	(kN/m³)
224	PD	aP	SF6	-	550	0		-									-			-		Lugeon	13		7.14E-06			
225	PD	aP	SL05	-	0	1000		32									32			1521	3434	LUGEON	25		1.16E-05			
226	PD	aP	SL05	-	0	1000		18									18			324	615	LUGEON	129		3.85E-06			
227	PD	aP	SL08	-	0	3000		-									-			-	-	LUGEON	11		3.30E-06			
228	PD	aP	SL09	-	0	3000		-									-			-	-	LUGEON	21		6.26E-08			
229	PD	aP	SL11	-	150	10		-									-			-	-	LEFRANC A CARICO VARIABLE	20		3.51E-06			
230	PD	aP	SL24	-	0	2000		-									-			-	-	LUGEON	21		1.26E-06			
231	PD	metabasalti	SL32	-	0	2000		35									35			7529	19345	LUGEON	14		2.06E-05			
232	PD	metabasalti	SL32	-	0	2000		20									20			7529	19345	LUGEON	24		3.43E-05			
233	PD	metabasalti	SL32	-	0	2000		7									7			6961	12708	LUGEON	38		5.32E-06			
234	PD	metabasalti	SL34	-	0	2000		58									58			6309	9581	LUGEON	32		-			
235	PD	metabasalti	SL34	-	0	2000		36									36			6092	21357	LUGEON	58		-			
236	PD	aP	SL35	-	0	2000		-									-			-	-	LUGEON	19		1.20E-07			
237	PD	aP	SL42	-	9200	250		74									74			2006	4229	LUGEON	47		-			
238	PD	aP	SL42	-	9200	250		64									64			6105	9347	LUGEON	0		-			
239	PD	aP	SL42	-	9200	250		61									61			6048	11464	LUGEON	65		1.71E-08			
240	PD	aP	SL57	-	0	0		-									-			-	-	LUGEON	23		2.00E-08			
241	PD	aP	SP12	-	16900	1500		-									-			-	-	Lefranc a carico costante	11		1.85E-05			
242	PD	aP	SP12	-	16900	1500		-									-			-	-	Lugeon	18		5.52E-07			
243	PD	aP	SP13	-	16700	1600		-									-			-	-	Lefranc a carico costante	5		1.39E-05			
244	PD	aP	SP13	-	16700	1600		-									-			-	-	Lugeon	12		5.96E-07			
245	PD	aP	SP14	-	16500	1500		-									-			-	-	Lefranc a carico variabile	6		9.48E-05			
246	PD	aP	SP21	-	16700	1500		-									-			-	-	Lugeon	12		1.56E-06			
247	PD	aP	SP21	-	16700	1500		-									-			-	-	Lugeon	23		2.49E-07			
248	PD	aP	SP25	-	18000	1000		-									-			-	-	Lugeon	13		2.74E-08			
249	PD	aP	SP26	-	17300	400		-									-			-	-	Lugeon	18		1.81E-07			
250	PD	aP	SP35	-	18750	2000		-									-			-	-	Lefranc a carico variabile	19		-			
251	PD	aP	SP36	-	18750	2000		-									-			-	-	Lefranc a carico variabile	8		2.59E-06			
252	PD	aP	SP36	-	18750	2000		-									-			-	-	Lefranc a carico variabile	14		-			
253	PD	aP	SP36	-	18750	2000		-									-			-	-	Lefranc a carico variabile	26		6.75E-06			
254	PD	aP	SP38	-	18750	2000		-									-			-	-	Lefranc a carico variabile	12		2.29E-07			
255	PD	aP	SP38	-	18750	2000		-									-			-	-	Lefranc a carico variabile	16		2.26E-06			
256	PD	aP	SP38	-	18750	2000		-									-			-	-	Lefranc a carico variabile	27		2.56E-06			
257	PD	aP	SP39	-	18750	2000		-									-			-	-	Lefranc a carico variabile	7		3.51E-06			
258	PD	aP	SP4	-	18000	1200		-									-			-	-	Lugeon	12		1.80E-07			
259	PD	aP	SP5	-	18000	1200		-									-			-	-	Lugeon	8		3.64E-07			
260	PD	aP	SP7	-	17000	1000		-									-			-	-	Lugeon	11		5.32E-07			
261	PD	aP	SR11	-	10450	10		251									251			50000	55261	Lugeon	388		1.00E-07			
262	PD	aP	SR11	-	10450	10		217									217			50000	46953	Lugeon	182		8.46E-06			
263	PD	aP	SR11	-	10450	10		226									226			31000	50823	Lugeon	213		8.56E-06			
264	PD	aP	SR11	-	10450	10		290									290			50000	55942	0	0		-			
265	PD	aP	SR12	-	10750	10		157									157			50000	56850	Lugeon	207		4.14E-06			
266	PD	aP	SR12	-	10750	10		180									180			50000	58772	Lugeon	410		1.58E-06			
267	PD	aP	SR12	-	10750	10		320									320			50000	60610	Lugeon	432		6.40E-06			
268	PD	aP	SR12	-	10750	10		380									380			50000	63663	0	0		-			
269	PD	aP	SR13	-	11950	50		190									190			10625	50964	Lugeon	324		1.75E-06			
270	PD	aP	SR13	-	11950	50		-									-			-	-	Lugeon	414		8.90E-07			
271	PD	aP	SR13	-	11950	50		-									-			-	-	Lugeon	445		2.78E-06			
272	PD	aP	SR13	-	11950	50		-									-			-	-	Lugeon	508		3.65E-06			
273	PD	aP	SR13	-	11950	50		-									-			-	-	Lugeon	557		7.00E-07			
274	PD	aP	SR13	-	11950	50		144									144			12875	42675	Lugeon	258		1.25E-06			
275	PD	aP	SR14	-	16450	20		359									359			223	-	Lugeon	419		5.42E-06			
276	PD	aP	SR14	-	16450	20		371									371			139	-	Lugeon	435		1.30E-06			
277	PD	aP	SR14	-	16450	20		384									384			163	-	Lugeon	462		1.10E-06			

ID	Fase	Formazione	Sondaggio	Campione	pk	distanza asse	copertura in asse	profondità media	RQD	UCS		HB		UCS				Dilatometro					PERMEABILITA'				Peso	
										UCS (k50)	UCS (lab)	σt	mi	Edin	Esec	Etan	Ed	prof.	RQD	press max	E deformazione	E unloading	Tipo	profondità	RQD %	K(m/s)	Yn	Ys
										MPa	MPa	MPa	-	MPa	MPa	MPa	MPa	m	%	MPa	MPa	MPa	MPa					(kN/m³)
278	PD	aP	SR15	-	19600	100		-										-			-	-	Lugeon	200		3.00E-08		
279	PD	aP	SR15	-	19600	100		-										-			-	-	Lugeon	219		1.24E-06		
280	PD	aP	SR15	-	19600	100		-										-			-	-	Lugeon	239		1.00E-08		
281	PD	aP	SR13	C38	11950	50		187				-	2.66	-	-	-	-											
282	PD	aP	SR13	C43	11950	50		167				42.75	1.06	-	8743	-	53000	-										
283	PD	aP	SR13	C81	11950	50		404				9.73	0.00	-	-	7932	7206	34803										
284	PD	aP	SR14	C76	16450	20		323				-	2.20	-	-	-	-	-										
285	PD	aP	SR14	C77	16450	20		328				2.57	1.72	-	-	2528	3772	6283										
286	PD	aP	SR14	C81	16450	20		348				-	0.56	-	-	-	-	-										
287	PD	aP	SR14	C92-C93	16450	20		405				0.67	0.00	-	-	610	521	3860										
288	PD	aP	SC18	C25	1750	250		122				6.32	0.95	12.11	-	17063	13400	57769										
289	PD	aP	SC21	C72	4600	150		357				-	0.00	23.50	-	-	-	-										
290	PD	aP - anidrite	SR12	C88	10750	10		436				20.51	6.91	6.52	44246	32586	30573	164846										
291	PD	aP - anidrite	SR12	C92	10750	10		455				27.24	0.00	13.26	51258	62559	58653	161545										
292	PD	aP - anidrite	SR12	C89-C90	10750	10		440				-	0.00	7.35	62899	-	-	-										
293	PD	aP - serpentinoscisto	SR12	C23	10750	10		111				38.15	2.69	-	54290	37009	52498	240629										
294	PD	aP - serpentinoscisto	SR11	B63	10450	10		308				18.41	2.25	-	51317	76283	64185	66658										
295	PD	aP - breccia faglia	SR14	C83-C84	16450	20		359				0.54	0.00	-	-	710	776	11014										
296	PD	aP - breccia faglia	SR14	C85-C86	16450	20		370				-	0.57	31.39	-	-	-	-										
297	PD	aP - breccia faglia	SR14	C88-C89-C90	16450	20		390				12.97	1.07	43.07	-	22228	17259	30632										
298	PE	aP	SI8	A	6500	1500		6				-				-	-	-									26.92	-
299	PE	aP	SI8	B	6500	1500		19				-				-	-	-									27.45	-
300	PE	aP	SI9	A	7900	400		8				47.30				20333	12919										27.52	-
301	PE	aP	SI9	B	7900	400		18				8.00				7895	9354										27.39	-
302	PE	aP	SI16	A	15500	4000		6				-				-	-	-									27.46	-
303	PE	aP	SI16	B	15500	4000		9				-				-	-	-									27.05	-
304	PE	aP	SI16	C	15500	4000		18				-				-	-	-									27.30	-
305	PE	aP	SI17	A	15500	4000		5				-				-	-	-									-	-
306	PE	aP	SI17	C	15500	4000		19				-				-	-	-									-	-
307	PE	aP	SI18	B	16700	2500		10				-				45	-	-									27.60	-
308	PE	aP	SI18	C	16700	2500		17				-				-	-	-									-	-
309	PE	aP	SI19	A	16800	2000		6				-				-	-	-									22.09	-
310	PE	aP	SI19	B	16800	2000		10				-				-	-	-									26.59	-
311	PE	aP	SI19	C	16800	2000		15				155.50				76512	74085										26.64	-
312	PE	aP	SI20	A	16800	800		8				4.98				-	-	-									26.20	-
313	PE	aP	SI20	B	16800	800		14				-				-	-	-									27.60	-
314	PE	aP	SI20	C	16800	800		18				22.54				-	-	-									27.20	-
315	PE	aP	SI23	A	18000	1300		6				-				-	-	-									26.37	-
316	PE	aP	SI23	B	18000	1300		11				98.00				73946	73459										26.85	-
317	PE	aP	SI24	R1(1)	18750	2000		31				-				-	-	-									27.78	-
318	PE	aP	SI24	R1(2)	18750	2000		31				-				-	-	-									27.71	-
319	PE	aP	SI24	R2	18750	2000		55				20.50				15416	7460										27.99	-
320	PE	aP	SI25	R1	18750	2000		35				-				-	-	-									27.34	-
321	PE	aP	SI25	R2	18750	2000		46				-				-	-	-									27.51	-
322	PE	aP	SI25	R3	18750	2000		52				-				-	-	-									27.94	-
323	PE	aP	SI28	R1	18750	2000		51				-				-	-	-									26.90	-
324	PE	aP	SI52	A	8200	200		5				-				-	-	-									27.28	-
325	PE	aP	SI52	B	8200	200		10				-				-	-	-									27.41	-
326	PE	aP	SI52	C	8200	200		30				5.93				-	-	-									27.16	-
327	PE	aP	SI54	A	8100	150		8				-				-	-	-									26.95	-
328	PE	aP	SI54	B	8100	150		10				-				-	-	-									27.31	-
329	PE	aP	SI54	C	8100	150		30				-				-	-	-									26.21	-
330	PE	aP	SI55	C	8000	200		31				20.91				-	-	-									27.70	-
331	PE	aP	SI56	B	7800	250		12				10.67				-	-	-									27.10	-

