

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01e s.m.i.



Progetto cofinanziato dalla Unione Europea

CUP: J94F04000020001

U.O. CORPO STRADALE E GEOTECNICA

PROGETTO DEFINITIVO

ASSE FERROVIARIO MONACO - VERONA

ACCESSO SUD ALLA GALLERIA DI BASE DEL BRENNERO
QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA

LOTTO 1: FORTEZZA - PONTE GARDENA

GEOTECNICA TRATTI ALL'APERTO

RELAZIONE GEOTECNICA DEI TRATTI ALL'APERTO

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA Progr. REV.

I B L 1 1 0 D 1 1 R B G E 0 0 0 5 0 0 1 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato	Data
A	Emissione Esecutiva	E. Lombardo	05.03.2013	P. Testone	06.03.2013	C. Mazzocchi	07.03.2013	F. Sacchi	07.03.2013

ITALFERR S.p.A.
DIREZIONE CENTRALE GEOTECNICA
P.le D. CRESPI, 15
37139 VERONA
F. SACCHI
07.03.2013
Ordine Seriale: 1008 DI RO...
n° A23172

INDICE

1	PREMESSA	5
2	DOCUMENTAZIONE, NORMATIVE E BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO.....	6
2.1	DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO (PROGETTO DEFINITIVO)	6
2.2	NORMATIVE E RACCOMANDAZIONI.....	10
2.3	BIBLIOGRAFIA.....	10
3	DESCRIZIONE SINTETICA DELLE OPERE DI PROGETTO	14
4	INDAGINI GEOTECNICHE.....	15
5	CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E GEOMECCANICA.....	19
5.1	GENERALITÀ.....	19
5.2	MATERIALI A GRANA GROSSA (SABBIE E GHIAIE PIÙ O MENO LIMOSE)	20
5.2.1	<i>Introduzione</i>	20
5.2.2	<i>Stato iniziale del deposito</i>	20
5.2.3	<i>Angolo di resistenza al taglio</i>	24
5.2.4	<i>Caratteristiche di deformabilità</i>	25
5.2.5	<i>Coefficienti di permeabilità</i>	32
5.3	FORMAZIONI ROCCIOSE	34
5.3.1	<i>Generalità</i>	34
5.3.2	<i>Valutazione del parametro RMR₈₉</i>	34
5.3.3	<i>Criteri di rottura</i>	37
5.3.4	<i>Caratteristiche di deformabilità</i>	42
6	INQUADRAMENTO GEOLOGICO	44
6.1	DESCRIZIONE DELLE PRINCIPALI FORMAZIONI GEOLOGICHE DI INTERESSE	44
7	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DELLE TERRE.....	47

RELAZIONE ALL'APERTO	GEOTECNICA	DEI	TRATTI	COMMESSA IBL1	LOTTO 10	CODIFICA D 11 RB	DOCUMENTO GE 00 05 001	REV. A	FOGLIO 3 di 124
-------------------------	------------	-----	--------	------------------	-------------	---------------------	---------------------------	-----------	--------------------

7.1	DEPOSITI ALLUVIONALI.....	47
7.1.1	<i>Caratteristiche fisiche</i>	47
7.1.2	<i>Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci</i>	53
7.1.3	<i>Resistenza al taglio non drenata</i>	53
7.1.4	<i>Caratteristiche di deformabilità</i>	53
7.1.5	<i>Coefficienti di permeabilità</i>	59
7.1.6	<i>Tabella riepilogativa di caratterizzazione geotecnica</i>	59
7.2	DETRITI DI VERSANTE.....	60
7.2.1	<i>Caratteristiche fisiche</i>	61
7.2.2	<i>Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci</i>	63
7.2.3	<i>Caratteristiche di deformabilità</i>	63
7.2.4	<i>Coefficienti di permeabilità</i>	66
7.2.5	<i>Tabella riepilogativa di caratterizzazione geotecnica</i>	66
7.3	DEPOSITI MORENICI.....	67
7.3.1	<i>Caratteristiche fisiche</i>	67
7.3.2	<i>Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci</i>	72
7.3.3	<i>Caratteristiche di deformabilità</i>	72
7.3.4	<i>Coefficienti di permeabilità</i>	78
7.3.5	<i>Tabella riepilogativa di caratterizzazione geotecnica</i>	78
8	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DELLE ROCCE	80
8.1	UNITÀ DI BRESSANONE (BSS – BSSA).....	80
8.1.1	<i>Caratteristiche fisiche</i>	81
8.1.2	<i>Parametri di resistenza e di deformabilità</i>	81
8.1.3	<i>Coefficienti di permeabilità</i>	94
8.1.4	<i>Tabella riepilogativa di caratterizzazione geotecnica</i>	94
8.2	DIORITI QUARZIFERE (δ).....	95

RELAZIONE ALL'APERTO	GEOTECNICA	DEI	TRATTI	COMMESSA IBL1	LOTTO 10	CODIFICA D 11 RB	DOCUMENTO GE 00 05 001	REV. A	FOGLIO 4 di 124
-------------------------	------------	-----	--------	------------------	-------------	---------------------	---------------------------	-----------	--------------------

8.2.1	<i>Caratteristiche fisiche</i>	96
8.2.2	<i>Parametri di resistenza e di deformabilità</i>	96
8.2.3	<i>Coefficienti di permeabilità</i>	103
8.2.4	<i>Tabella riepilogativa di caratterizzazione geotecnica</i>	105
8.3	GRANITI (γ_B)	106
8.3.1	<i>Caratteristiche fisiche</i>	107
8.3.2	<i>Parametri di resistenza e di deformabilità</i>	107
8.3.3	<i>Coefficienti di permeabilità</i>	119
8.3.4	<i>Tabelle riepilogative di caratterizzazione geotecnica</i>	119
9	CLASSIFICAZIONE SISMICA DEI TRATTI ALL'APERTO	122

	QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA ACCESSO SUD ALLA GALLERIA DI BASE DEL BRENNERO QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA LOTTO 1: FORTEZZA – PONTE GARDENA								
	RELAZIONE ALL'APERTO	GEOTECNICA	DEI	TRATTI	COMMESSA IBL1	LOTTO 10	CODIFICA D 11 RB	DOCUMENTO GE 00 05 001	REV. A

1 PREMESSA

Il presente documento ha per oggetto la caratterizzazione geotecnica delle principali formazioni geologiche e geotecniche presenti lungo il nuovo tracciato ferroviario della tratta Fortezza – Ponte Gardena, nell'ambito del progetto di Accesso Sud alla galleria di base del Brennero - Quadruplicamento della Verona – Fortezza. La caratterizzazione, oggetto del presente documento, è finalizzata al progetto definitivo delle opere e delle sistemazioni degli interventi nelle aree all'aperto, in particolare, i dei tratti di linea di Fortezza sud, dell'interconnessione Fortezza Sud (binario pari e dispari), dell'interconnessione di Ponte Gardena (incluso il nuovo sottopasso stradale previsto al di sotto della linea esistente), del tratto di linea in corrispondenza dei due viadotti sull'Isarco, e dei depositi definitivi in Val Riga.

La presente caratterizzazione è stata effettuata sulla base sia dei risultati delle indagini, in sito e di laboratorio, svolte da Italferr sia dei dati relativi ad altre campagne di indagini storiche svolte nelle zone oggetto degli interventi.

Il documento è articolato come segue:

- Il **capitolo 2** elenca i documenti, le normative e la bibliografia di riferimento.
- Il **capitolo 3** presenta sinteticamente le opere al cui progetto è finalizzata la presente caratterizzazione.
- Il **capitolo 4** riporta un riepilogo delle indagini geotecniche disponibili effettuate sia nell'ambito della presente fase progettuale della Fortezza – Ponte Gardena (2012 e 2013), sia in occasione di campagne di indagine antecedenti (2000, 2011 e 2011/2012).
- Il **capitolo 5** descrive i criteri di interpretazione delle indagini geotecniche.
- Il **capitolo 6** riporta un breve inquadramento geologico dell'area.
- I **capitoli 7 e 8**, dedicati rispettivamente alle terre e alle rocce, riportano la caratterizzazione geotecnica e geomeccanica delle principali formazioni stratigrafiche presenti sul tracciato, nei profili e nelle sezioni geotecniche, quali risultano sia dagli studi di carattere geologico, sia dall'interpretazione delle indagini, effettuata in base ai criteri descritti nel **capitolo 5**.
- Il **capitolo 9** riporta la classificazione sismica dei tratti all'aperto oggetto della presente relazione in accordo alle NTC 2008.

RELAZIONE ALL'APERTO	GEOTECNICA	DEI	TRATTI	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
				IBL1	10	D 11 RB	GE 00 05 001	A	6 di 124

2 DOCUMENTAZIONE, NORMATIVE E BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO

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

2.1 Documentazione di riferimento (Progetto Definitivo)

Elaborati di carattere geotecnico

- [1]. Inteconnessione di Fortezza - Profilo geotecnico – Tav. 1 di 3 – Scala 1:2.000/1:200 – Doc. IBL1 10 D 11 F6 GE 0005 001 A
- [2]. Viadotto Isarco - Profilo geotecnico – Tav. 2 di 3 – Scala 1:2.000/1:200 – Doc. IBL1 10 D 11 F6 GE 0005 002 A
- [3]. Interconnessione di Ponte Gardena - Profilo geotecnico – Tav. 3 di 3 – Scala 1:2.000/1:200 – Doc. IBL1 10 D 11 F6 GE 0005 003 A
- [4]. Fortezza - Sezioni geotecniche – Tav. 1 di 4 – Scale varie – Doc. IBL1 10 D 11 WZ GE 0005 001 A
- [5]. Ponte Gardena - Sezioni geotecniche – Tav. 2 di 4 – Scale varie – Doc. IBL1 10 D 11 WZ GE 0005 002 A
- [6]. Depositi definitivi in Val Riga - Forch - Sezioni geotecniche – Tav. 3 di 4 – Scale varie – Doc. IBL1 10 D 11 WZ GE 0005 003 A
- [7]. Depositi definitivi in Val Riga - A, B, e C - Sezioni geotecniche – Tav. 4 di 4 – Scale varie – Doc. IBL1 10 D 11 WZ GE 0005 004 A.

Elaborati di carattere geologico ed idrogeologico

- [8]. Carta geologica di inquadramento - Scala 1:25000 Doc. IBL1 1 0 D 69 G3 GE 00 0 1 001 A
- [9]. Carta geologica con elementi geomorfologici tav.1 - Scala 1:5000 Doc. IBL1 1 0 D 69 G5 GE 00 0 1 001 A
- [10]. Carta geologica con elementi geomorfologici tav.2 - Scala 1:5000 Doc. IBL1 1 0 D 69 G5 GE 00 0 1 002 A
- [11]. Carta geologica con elementi geomorfologici tav.3 - Scala 1:5000 Doc. IBL1 1 0 D 69 G5 GE 00 0 1 003 A
- [12]. Carta geologica con elementi geomorfologici tav.4 - Scala 1:5000 Doc. IBL1 1 0 D 69 G5 GE 00 0 1 004 A
- [13]. Carta geologica con elementi geomorfologici tav.5 - Scala 1:5000 Doc. IBL1 1 0 D 69 G5 GE 00 0 1 005 A
- [14]. Carta geologica con elementi geomorfologici tav.6 - Scala 1:5000 Doc. IBL1 1 0 D 69 G5 GE 00 0 1 006 A
- [15]. Carta idrogeologica di inquadramento - Scala 1:25000 Doc. IBL1 1 0 D 69 G3 GE 00 0 2 001 A
- [16]. Carta idrogeologica tav.1 - Scala 1:5000 Doc. IBL1 1 0 D 69 G5 GE 00 0 2 001 A



QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA
ACCESSO SUD ALLA GALLERIA DI BASE DEL BRENNERO
QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA
LOTTO 1: FORTEZZA – PONTE GARDENA

RELAZIONE ALL'APERTO	GEOTECNICA	DEI	TRATTI	COMMESSA IBL1	LOTTO 10	CODIFICA D 11 RB	DOCUMENTO GE 00 05 001	REV. A	FOGLIO 7 di 124
-------------------------	------------	-----	--------	------------------	-------------	---------------------	---------------------------	-----------	--------------------

- [17]. Carta idrogeologica tav.2 - Scala 1:5000 Doc. IBL1 1 0 D 69 G5 GE 00 0 2 002 A
- [18]. Carta idrogeologica tav.3 - Scala 1:5000 Doc. IBL1 1 0 D 69 G5 GE 00 0 2 003 A
- [19]. Carta idrogeologica tav.4 - Scala 1:5000 Doc. IBL1 1 0 D 69 G5 GE 00 0 2 004 A
- [20]. Carta idrogeologica tav.5 - Scala 1:5000 Doc. IBL1 1 0 D 69 G5 GE 00 0 2 005 A
- [21]. Carta idrogeologica tav.6 - Scala 1:5000 Doc. IBL1 1 0 D 69 G5 GE 00 0 2 006 A
- [22]. Carta dei lineamenti fotointerpretati - Scala 1:25000 Doc. IBL1 1 0 D 69 G3 GE 00 0 4 001 A
- [23]. Profilo geologico tav.1 - Scala 1:5000 Doc. IBL1 1 0 D 69 F5 GE 00 0 1 001 A
- [24]. Profilo geologico tav.2 - Scala 1:5000 Doc. IBL1 1 0 D 69 F5 GE 00 0 1 002 A
- [25]. Profilo geologico tav.3 - Scala 1:5000 Doc. IBL1 1 0 D 69 F5 GE 00 0 1 003 A
- [26]. Profilo idrogeologico tav.1 - Scala 1:5000 Doc. IBL1 1 0 D 69 F5 GE 00 0 2 001 A
- [27]. Profilo idrogeologico tav.2 - Scala 1:5000 Doc. IBL1 1 0 D 69 F5 GE 00 0 2 002 A
- [28]. Profilo idrogeologico tav.3 - Scala 1:5000 Doc. IBL1 1 0 D 69 F5 GE 00 0 2 003 A
- [29]. Relazione geologica Doc. IBL1 1 0 D 69 RG GE 00 0 1 001 A
- [30]. Relazione sulle stazioni geostrutturali Doc. IBL1 1 0 D 69 RH GE 00 0 1 001 A

Elaborati descrittivi delle indagini geognostiche (sito e laboratorio)

- [31]. Relazione tecnico descrittiva – Indagini e prove in situ, Doc. IB1E00D29RHGE0001001A
- [32]. Esiti indagini geologiche – Prove di laboratorio, Doc. IB1E00D29SHGE0001001A
- [33]. Sondaggi geognostici profondi (Sondaggio S8) Doc. IBL1 1 0 D 69 SG GE 00 0 5 001 A
- [34]. Sondaggi geognostici profondi (Sondaggio S12) Doc. IBL1 1 0 D 69 SG GE 00 0 5 002 A
- [35]. Sondaggi geognostici profondi (Sondaggio S13) Doc. IBL1 1 0 D 69 SG GE 00 0 5 003 A
- [36]. Sondaggi geognostici profondi (Sondaggio S16) Doc. IBL1 1 0 D 69 SG GE 00 0 5 004 A
- [37]. Sondaggi geognostici profondi (Sondaggio S2) Doc. IBL1 1 0 D 69 SG GE 00 0 5 005 A
- [38]. Sondaggi geognostici profondi (Sondaggio S4) Doc. IBL1 1 0 D 69 SG GE 00 0 5 006 A
- [39]. Sondaggi geognostici profondi (Sondaggio S7) Doc. IBL1 1 0 D 69 SG GE 00 0 5 007 A
- [40]. Sondaggi geognostici profondi (Sondaggio SPG1) Doc. IBL1 1 0 D 69 SG GE 00 0 5 008 A
- [41]. Sondaggi geognostici ordinari (Sondaggi C4-C5-C6-C9-C10-C12-C23) Doc. IBL1 1 0 D 69 SG GE 00 0 5 009 A
- [42]. Sondaggi geognostici ordinari (Sondaggi C1-C2-C3-C7-C8-C11-C22) Doc. IBL1 1 0 D 69 SG GE 00 0 5 010 A

RELAZIONE ALL'APERTO	GEOTECNICA	DEI	TRATTI	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
				IBL1	10	D 11 RB	GE 00 05 001	A	8 di 124

- [43]. Sondaggi geognostici ordinari (Sondaggi C15-C16-C17-C18-C19-C20-C21-B2V11-B2V13-BV1-BV4p-BV5-BV6-V21-B2V13pg-B2V13ps) Doc. IBL1 1 0 D 69 SG GE 00 0 5 011 A
- [44]. Sondaggi geognostici ordinari (Sondaggio C25) Doc. IBL1 1 0 D 69 SG GE 00 0 5 012 A
- [45]. Sondaggi geognostici ordinari (Sondaggi CBV13-C26-C27) Doc. IBL1 1 0 D 69 SG GE 00 0 5 013 A
- [46]. Sondaggi geognostici ordinari (Sondaggi C15-C16-C17-C18-C19-C20-C21-B2V11-B2V13-BV1-BV4p-BV5-BV6-V21-B2V13pg-B2V13ps) Doc. IBL1 1 0 D 69 SG GE 00 0 5 014 A
- [47]. Indagini geofisiche - PLANIMETRIA INDAGINE ELETTRICA e SISMICA - LOCALITA' PONTE GARDENA Doc. IBL1 1 0 D 69 IG GE 00 0 5 001 A
- [48]. Indagini geofisiche - TOMOGRAFIA ELETTRICA SEZIONI L08, L17, L16 - LOCALITA' PONTE GARDENA Doc. IBL1 1 0 D 69 IG GE 00 0 5 002 A
- [49]. Indagini geofisiche - TOMOGRAFIA ELETTRICA SEZIONE L06, L07, L01, L02, L11, L04, L05, L12 - LOCALITA' PONTE GARDENA Doc. IBL1 1 0 D 69 IG GE 00 0 5 003 A
- [50]. Indagini geofisiche - TOMOGRAFIA ELETTRICA Sezioni L13, L14 , L15 - LOCALITA' PONTE GARDENA Doc. IBL1 1 0 D 69 IG GE 00 0 5 004 A
- [51]. Indagini geofisiche - TOMOGRAFIA ELETTRICA SEZIONE L03+L03B - LOCALITA' PONTE GARDENA Doc. IBL1 1 0 D 69 IG GE 00 0 5 005 A
- [52]. Indagini geofisiche - TOMOGRAFIA SISMICA SUPERFICIALE SEZIONI P15, P13, P09, P14 - LOCALITA' PONTE GARDENA Doc. IBL1 1 0 D 69 IG GE 00 0 5 006 A
- [53]. Indagini geofisiche - TOMOGRAFIA SISMICA PROFONDA SEZIONI P24a-P24b, P25 - LOCALITA' PONTE GARDENA Doc. IBL1 1 0 D 69 IG GE 00 0 5 007 A
- [54]. Indagini geofisiche - PLANIMETRIA INDAGINE ELETTRICA E SISMICA - LOCALITA' PONTE GARDENA E VARNA Doc. IBL1 1 0 D 69 IG GE 00 0 5 008 A
- [55]. Indagini geofisiche - TOMOGRAFIA ELETTRICA SEZIONI L09, L10 - LOCALITA' PONTE GARDENA Doc. IBL1 1 0 D 69 IG GE 00 0 5 009 A
- [56]. Indagini geofisiche - TOMOGRAFIA SISMICA SUPERFICIALE SEZIONE P03+P02+P01 - LOCALITA' PONTE GARDENA Doc. IBL1 1 0 D 69 IG GE 00 0 5 010 A
- [57]. Indagini geofisiche - TOMOGRAFIA SISMICA PROFONDA SEZIONI P21, P22, P23, P26, P27, P28a+P28b - LOCALITA' PONTE GARDENA Doc. IBL1 1 0 D 69 IG GE 00 0 5 011 A
- [58]. Indagini geofisiche - TOMOGRAFIA SISMICA PROFONDA SEZIONE P51 - LOCALITA' VARNA Doc. IBL1 1 0 D 69 IG GE 00 0 5 012 A



QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA
ACCESSO SUD ALLA GALLERIA DI BASE DEL BRENNERO
QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA
LOTTO 1: FORTEZZA – PONTE GARDENA

RELAZIONE ALL'APERTO	GEOTECNICA	DEI	TRATTI	COMMESSA IBL1	LOTTO 10	CODIFICA D 11 RB	DOCUMENTO GE 00 05 001	REV. A	FOGLIO 9 di 124
-------------------------	------------	-----	--------	------------------	-------------	---------------------	---------------------------	-----------	--------------------

- [59]. Indagini geofisiche - PLANIMETRIA INDAGINE ELETTRICA / MT E SISMICA PROFONDA - LOCALITA' LAION Doc. IBL1 1 0 D 69 IG GE 00 0 5 013 A
- [60]. Indagini geofisiche - PLANIMETRIA INDAGINE ELETTRICA E SISMICA PROFONDA - LOCALITA' GUDON, TILES e VARNA Doc. IBL1 1 0 D 69 IG GE 00 0 5 014 A
- [61]. Indagini geofisiche - TOMOGRAFIA ELETTRICA / MT SEZIONI L19 e L20 LOCALITA' LAION Doc. IBL1 1 0 D 69 IG GE 00 0 5 015 A
- [62]. Indagini geofisiche - TOMOGRAFIA ELETTRICA SEZIONE L21 - LOCALITA' GUDON Doc. IBL1 1 0 D 69 IG GE 00 0 5 016 A
- [63]. Indagini geofisiche - TOMOGRAFIA ELETTRICA SEZIONE L22 - LOCALITA' TILES Doc. IBL1 1 0 D 69 IG GE 00 0 5 017 A
- [64]. Indagini geofisiche - TOMOGRAFIA ELETTRICA SEZIONE L23 - LOCALITA' VARNA Doc. IBL1 1 0 D 69 IG GE 00 0 5 018 A
- [65]. Indagini geofisiche - TOMOGRAFIA SISMICA PROFONDA SEZIONI P32, P31 - LOCALITA' LAION Doc. IBL1 1 0 D 69 IG GE 00 0 5 019 A
- [66]. Indagini geofisiche - TOMOGRAFIA SISMICA PROFONDA SEZIONI P34, P33 - LOCALITA' GUDON Doc. IBL1 1 0 D 69 IG GE 00 0 5 020 A
- [67]. Indagini geofisiche - TOMOGRAFIA SISMICA PROFONDA SEZIONI P35, P36, P37 - LOCALITA' TILES Doc. IBL1 1 0 D 69 IG GE 00 0 5 021 A
- [68]. Indagini geofisiche - PLANIMETRIA INDAGINE SISMICA - SEZIONI RIFRAZIONE - FINESTRA DI CHIUSA Doc. IBL1 1 0 D 69 IG GE 00 0 5 022 A
- [69]. Indagini geofisiche - PROVE CH SONDAGGI D16-D11-D2 E PROVE DH SONDAGGIO C20 Doc. IBL1 1 0 D 69 IG GE 00 0 5 023 A
- [70]. Indagini geofisiche - PROVE CH SONDAGGI D18-D7 E PROVE DH SONDAGGIO C19 Doc. IBL1 1 0 D 69 IG GE 00 0 5 024 A
- [71]. Indagini geofisiche - INDAGINI MAGNETOTELLURICHE - LOCALITA' LAION Doc. IBL1 1 0 D 69 IG GE 00 0 5 025 A
- [72]. Indagini geofisiche - INDAGINI SISMICHE RE.MI, MASW e RIFRAZIONE IN CORRISPONDENZA DEGLI IMBOCCHI Doc. IBL1 1 0 D 69 IG GE 00 0 5 026 A
- [73]. Indagini geofisiche - PLANIMETRIA GENERALE Doc. IBL1 1 0 D 69 IG GE 00 0 5 027 A
- [74]. Indagini geofisiche - PLANIMETRIA INDAGINE SISMICA - TOMOGRAFIA SISMICA SEZIONI P52a - P52B E P53 - LOCALITA' VARNA, AREA SUD-OVEST Doc. IBL1 1 0 D 69 IG GE 00 0 5 028 A

RELAZIONE ALL'APERTO	GEOTECNICA	DEI	TRATTI	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
				IBL1	10	D 11 RB	GE 00 05 001	A	10 di 124

- [75]. Indagini geofisiche - PLANIMETRIA INDAGINE SISMICA - TOMOGRAFIA SISMICA SEZIONI P54a - P54b E P55 - LOCALITA' VARNA, AREA SUD-EST Doc. IBL1 1 0 D 69 IG GE 00 0 5 029 A
- [76]. Indagini geofisiche - PLANIMETRIA INDAGINE SISMICA - TOMOGRAFIA SISMICA SEZIONI P56a - P56b E P57 - LOCALITA' VARNA, AREA NORD Doc. IBL1 1 0 D 69 IG GE 00 0 5 030 A
- [77]. Prove di laboratorio sondaggi geognostici profondi Doc. IBL1 1 0 D 69 PR GE 00 0 5 001 A
- [78]. Prove di laboratorio sondaggi geognostici ordinari-volume 1 Doc. IBL1 1 0 D 69 PR GE 00 0 5 002 A
- [79]. Prove di laboratorio sondaggi geognostici ordinari-volume 2 Doc. IBL1 1 0 D 69 PR GE 00 0 5 003 A
- [80]. Prove di laboratorio sondaggi geognostici Interconnessione P.Gardena Doc. IBL1 1 0 D 69 PR GE 00 0 5 004 A

2.2 Normative e raccomandazioni

- [81]. Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008: "Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni", G.U. n.29 del 04.2.2008, Supplemento Ordinario n.30.
- [82]. Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008.
- [83]. RFI DTC INC PO SP IFS 001 A del 21.12.2011: "Specifica per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario", RFI.
- [84]. RFI DTC INC CS SP IFS 001 A del 21.12.2011: "Specifica per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie", RFI.

2.3 Bibliografia

- [85]. Baldi G., Jamiolkowski M., Lo Presti D.C.F., Manfredini G., Rix G.J. (1989) "Italian experiences in assessing shear wave velocity from CPT and SPT" Earthquake Geotechnical Engineering, Proc. of Discussion Session on Influence of Local Conditions on Seismic Response, 12th Int. Conf. on S.M.F.E., Rio de Janeiro, Brasil, pp. 157-168.
- [86]. Balmer G. (1952) "A general analytical solution for Mohr's envelope" ASTM, 52.
- [87]. Berardi R. (1999) "Non linear elastic approaches in foundation design" Pre-failure Deformation Characteristics of Geomaterials, Torino, Balkema.
- [88]. Berardi R. , Bellingeri P. (1998). "Deformabilità degli ammassi rocciosi da approcci empirici: influenza della qualità del materiale roccioso e dello stato di sforzo in sito" Rivista Italiana di Geotecnica, Vol. 32 (1), Patron Ed., 39-62.

				QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA ACCESSO SUD ALLA GALLERIA DI BASE DEL BRENNERO QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA LOTTO 1: FORTEZZA – PONTE GARDENA					
				RELAZIONE ALL'APERTO	GEOTECNICA	DEI	TRATTI	COMMESSA IBL1	LOTTO 10

- [89]. Bieniawski Z.T. (1978) "Determining rock mass deformability – Experience from case histories!" Int. J. Rock Mech. Min. Sci., 15:237-248.
- [90]. Bieniawski Z.T. (1989) "Engineering Rock Mass Classifications" New York, John Wiley & Sons.
- [91]. Bolton (1986) "The strength and dilatancy of sands" Geotechnique 36, n° 1.
- [92]. Brown E.T., Hoek E. (1988) "Discussion on paper n° 20431 by R. Ucae entitled "Determination of shear failure envelope in rock masses" Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. 114, n° 3.
- [93]. Burland, J.B. (1990). On the compressibility and shear strength of natural clays. Géotechnique 40, n° 3, 329-378.
- [94]. Byrne P.M., Salgado F.M., Howie J.A. (1990) "Relationship between the unload shear modulus from pressuremeter tests and the maximum shear modulus for sand" Proc. III International Symposium on pressuremeter (ISP3), Oxford, Thomas Telford, London.
- [95]. Chandler R.J., de Freitas M.H., Marinos P. (2004) "Geotechnical characterisation of soils and rocks: a geological perspective" Advances in Geotechnical Engineering, The Skempton Conference, 2004, Thomas Telford, London.
- [96]. Clayton C.R.I. (1995) "The Standard Penetration Test (SPT): Methods and use" CIRIA Report n° 143, 1995.
- [97]. Cubrinowski M., Ishihara K. (1999) "Empirical correlation between SPT N-value and relative density for sandy soils" Soils and Foundations, vol. 39, n° 5, pp. 61-71.
- [98]. Durgunoglu H.T., Mitchell J.K. (1975) "Static penetration resistance of soils, I -Analyses, II - Evaluation of the theory and interpretation for practice" aSCE Specialty Conference on in Situ Measurements of Soil Properties, Raleigh NC, V.I.
- [99]. Elson W.K. (1984) "Design of laterally-loaded piles" CIRIA Report 103.
- [100]. Fahey M. (1992) "Shear modulus of cohesionless soil: variation with stress and strain level" Canadian Geotechnical Journal, n°30.
- [101]. Fahey M., Carter J.P. (1993) "A finite element study of the pressuremeter test in sand using a nonlinear elastic plastic model" Canadian Geotechnical Journal, n°29.
- [102]. Fourmaintraux D. (1976) "Characterization of rocks: laboratory tests". Chapter 4 in "Mècanique des roches appliquée aux ouvrages du génie civil" by M. Panet et al. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.
- [103]. Goodman R.E. (1989) "Introduction to rock mechanics". Second edition, John Wiley & Sons.
- [104]. Hoek E., Brown E.T. (1980) "Underground excavations in rock" London, Institution of Mining and Metallurgy.
- [105]. Hoek E. (1983) "Strength of jointed rock masses" Géotechnique, 33, n° 3.

- [106]. Hoek E., Brown E.T. (1988) "The Hoek-Brown failure criterion – A 1988 update" Proc. of 15th Canadian Rock Mechanics Symposium, Toronto, Canada.
- [107]. Hoek E. (1990) "Estimating Mohr-Coulomb friction and cohesion values from the Hoek-Brown failure criterion" Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., 27.
- [108]. Hoek E., Wood D., Shah S. (1992) "A modified Hoek-Brown failure criterions for jointed rock masses" Proc. Int. ISRM Symposium on Rock Characterisation, EUROCK'92, Chester, United Kingdom.
- [109]. Hoek .E., Kaiser P.K., Bawden W.F. (1997) "Support of underground excavations in hard rock" Rotterdam, A.A. Balkema.
- [110]. Hoek E., Marinos P., Benissi M. (1998) "Applicability of the Geological Strenght Index (GSI) classification for very weak and sheared rock masses" The Case of Athens Schist Formation, Bull. Engg, Geol, Env. 57(2), 151-160.
- [111]. Hoek E., Carranza-Torres C.T., Corkum B. (2002) "Hoek-Brown failure criterion- 2002 edition" Proc. North American Rock Mechanics Society Meeting in Toronto, July.
- [112]. Ishihara K., Tsukamoto Y., Shimizu Y. (2001) "Estimate of relative density from in-situ penetration tests" Proceedings In-situ 2001, Bali.
- [113]. Jamiolkowski M., Ghionna V.N., Lancellotta R., Pasqualini E. (1988) "New correlations of penetration tests for design practice" Proceedings of I International Symposium on Penetration Testing, ISOPT I, Orlando.
- [114]. Ladd C.C., Foot R. (1974) "A new design procedure for stability of soft clays" Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, vol.100, n° 7.
- [115]. Ladd C.C., Foot R., Ishihara K., Schlosser F., Poulos H.G. (1977) "Stress deformation and strength characteristics" S.O.A. Report, Proc. IX Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Tokyo, Vol. 2.
- [116]. Londe P. (1988) "Discussion on paper n° 20431 by R. Ucae entitled "Determination of shear failure envelope in rock masses" Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. 114, n° 3.
- [117]. Lo Presti D.C.F. (1989) "Proprietà dinamiche dei terreni" Atti delle Conferenze di Geotecnica di Torino, 14th Ciclo, Comportamento dei terreni e delle fondazioni in campo dinamico.
- [118]. Marchetti S. (1985) "On the field determination of ko in sand" Discussion Session 2A, 11th ICSMFE, S. Francisco.
- [119]. Marinos P., Hoek E. (2000) "GSI: a geologically friendly tool for rock mass strenght estimation" GEO-ENG.
- [120]. Matlock, H., Reese, L.C. (1960). "Generalized Solutions for Laterally Loaded Piles". Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, V.86, No.SM5, pp.63-91.

				QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA ACCESSO SUD ALLA GALLERIA DI BASE DEL BRENNERO QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA LOTTO 1: FORTEZZA – PONTE GARDENA					
				RELAZIONE ALL'APERTO	GEOTECNICA	DEI	TRATTI	COMMESSA IBL1	LOTTO 10

- [121]. Morgenstern N.R. (1990) "Instability mechanisms in stiff soils and weak rocks" Proc. X Southeast Asian Geotechnical Conference, Taipei, vol.2, pag.27.
- [122]. Ohta Y., Goto N. (1978) "Empirical shear wave velocity equations in terms of characteristic soil indexes" Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol.6.
- [123]. Reese L.C., Cox W.R., Koop F.D. (1974) "Analysis of laterally loaded piles in sand" Proc. VI Offshore Technology Conference, OTC 2080, Houston, Texas.
- [124]. Rocchi G.F. (2003) "Correlazione empirica tra coefficiente di permeabilità, indice dei vuoti e caratteristiche di plasticità in argille e limi" Documento interno Studio Geotecnico Italiano.
- [125]. Serafim J.L., Pereira J.P. (1983) "Considerations of the geomechanic classification of Bieniawski" Proc. Int. Symp. On Engg, Geol. And Underground Constr. (L.N.E.C., Lisb. Portugal), Vol.1, Section 2, pp.33-42.
- [126]. Simpson B., Calabresi G., Sommer H., Wallays M. (1979) "Design parameters for stiff clays" General Report, Proc. 7th ECSMFE, Brighton.
- [127]. Sjöberg J. (1997) "Estimating rock mass strength using the Hoek-Brown failure criterion and rock mass classification – A review and application to the Aznalcollar Open Pit" Internal Report, Division of Rock Mechanics, Lulea University of Technology.
- [128]. Skempton A.W. (1986) "Standard Penetration Test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation" Geotechnique 36, n° 3.
- [129]. Somerville S.H. (1986) "Control of groundwater for temporary works" CIRIA Report 113.
- [130]. Stroud M.A. (1974) "The standard penetration test in insensitive clays and soft rocks" Proceedings ESOPT I.
- [131]. Stroud M.A. (1988) "The Standard Penetration Test – Its application and interpretation" Penetration Testing in UK, Proceedings of the Geotechnical Conference organized by ICE, Birmingham.
- [132]. Tokimatsu K., Yoshimi Y. (1983) "Empirical correlation of soil liquefaction based on SPT N-value and fines content" Soils and Foundations 23, n° 4.
- [133]. Vucetic M., Dobry R. (1991) "Effect of soil plasticity on cyclic response" Journal of Geotechnical Engineering, vol. 117, n° 1, pp. 89-107.
- [134]. Youd T.D. (1972) "Factors controlling maximum and minimum density of sands" Proceedings of Symposium on Eval. Dens., ASTM STP 523.

3 DESCRIZIONE SINTETICA DELLE OPERE DI PROGETTO

Il progetto in esame riguarda l'asse ferroviario Monaco – Verona, accesso sud alla galleria di base del Brennero ed in particolare il quadruplicamento della linea Fortezza – Verona, Lotto 1 tratta ferroviaria Fortezza – Ponte Gardena.

In particolare la presente caratterizzazione geotecnica, finalizzata alla progettazione di tutte le opere e sistemazioni di zone all'aperto,) riguardanti i tratti di linea di Fortezza, dell'interconnessione di Fortezza Sud, dell'area dei depositi in Val Riga, del viadotto Isarco e dell'interconnessione di Ponte Gardena.

Nella successiva **Tabella 3.1** è riportato l'elenco di dettaglio delle opere/tratte di interesse e per ciascuna opera sono riportate le formazioni geologico – geotecniche di riferimento. La caratterizzazione di tali formazioni è oggetto dei **capitoli 7 e 8** a cui si rimanda per la definizione dei relativi parametri di calcolo, mentre si rimanda ai profili geotecnici (vedi documenti di riferimento da [1] a [7]) per la definizione delle specifiche indicazioni stratigrafiche.

Tabella 3.1: Tabella riepilogativa Opere di pertinenza – Formazioni geologiche

Opera di pertinenza	Formazione geologica	Coperture
Interconnessione di Fortezza & tratto iniziale di fortezza (zona antistante imbocco gallerie)	Graniti Biotitici	Alluvioni
Area Depositi di Val Riga	Unità di Bressanone	Morene Alluvioni
Ponte Isarco	Unità di Bressanone Dioriti	Alluvioni
Interconnessione Ponte Gardena Nord e sottopasso linea esistente	Unità di Bressanone	Alluvioni Detriti di versante

	QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA ACCESSO SUD ALLA GALLERIA DI BASE DEL BRENNERO QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA LOTTO 1: FORTEZZA – PONTE GARDENA								
	RELAZIONE ALL'APERTO	GEOTECNICA	DEI	TRATTI	COMMESSA IBL1	LOTTO 10	CODIFICA D 11 RB	DOCUMENTO GE 00 05 001	REV. A

4 INDAGINI GEOTECNICHE

I dati stratigrafici e geotecnici riportati nel presente documento di progetto e nei relativi profili geotecnici sono stati elaborati sulla base dei risultati della campagna di indagine svolta in varie fasi in corrispondenza del lotto 1 della linea ferroviaria Fortezza-Ponte Gardena.

Ai fini della presente caratterizzazione sono stati analizzati tutti i dati disponibili. In particolare:

- Per la caratterizzazione geotecnica delle formazioni litostratigrafiche sono stati considerati tutti i dati presenti, sia di sito che di laboratorio;
- Per la redazione dei profili stratigrafici sono state considerate le verticali utili disponibili di cui in **Tabella 4.1**

Le campagne di indagine analizzate in questa sede sono state eseguite in tre fasi differenti:

- **Campagna di indagine 2000:** in prossimità di Ponte Gardena; questa campagna consiste in n° 3 sondaggi corti (lunghezza pari a circa 15m);
- **Campagna di indagine 2011:** questa campagna consiste in n° 4 sondaggi, rispettivamente n° 2 in prossimità di Ponte Gardena e n° 2 di Fortezza; questi sondaggi sono stati eseguiti per la redazione del progetto dell'”Accesso alla galleria di Base del Brennero”.
- **Campagna di indagine 2011/2012:** sondaggi di linea; questa campagna consiste in n° 7 sondaggi lunghi (maggiore di 150m);
- **Campagna di indagine 2012:** sondaggi di linea; questa campagna consiste in n° 31 sondaggi.

Per maggior dettaglio si rimanda alla **Tabella 4.1**.

Sono state eseguite prove in foro di sondaggio; tali prove, eseguite durante la campagna 2012 e 2011/2012 sono prove SPT, prove pressiometriche, prove dilatometriche e prove di permeabilità sia in roccia (Lugeon) che in terreni (Lefranc).

Nell'ambito della campagna di indagini 2012, sono state eseguite anche delle prove geofisiche (per maggior dettaglio si rimanda alla **Tabella 4.2**). In aggiunta, sono state eseguite anche delle prove geoelettriche e sismiche in prossimità di Fortezza e Ponte Gardena.

Le campagne 2012 e 2011 hanno previsto prove di laboratorio su campioni indisturbati e rimaneggiati prelevati dai sondaggi. Le prove di laboratorio eseguite sono:

- a) prove sui campioni di terra:

RELAZIONE ALL'APERTO	GEOTECNICA	DEI	TRATTI	COMMESSA IBL1	LOTTO 10	CODIFICA D 11 RB	DOCUMENTO GE 00 05 001	REV. A	FOGLIO 16 di 124
-------------------------	------------	-----	--------	------------------	-------------	---------------------	---------------------------	-----------	---------------------

- analisi granulometriche per vagliatura e per sedimentazione;
- limiti di Atterberg (limite liquido e limite plastico);

Le campagne 2012 e 2011/2012 hanno previsto prove di laboratorio su campioni di roccia prelevati dai sondaggi. Le prove di laboratorio eseguite sono:

b) prove su carote di roccia:

- velocità di propagazione delle onde di compressione;
- compressione monoassiale con misura anche delle deformazioni e quindi dei moduli di deformazione;
- Point load Test
- triassiali;
- resistenza a trazione (brasiliana).

Ai fini della caratterizzazione degli ammassi rocciosi sono stati eseguiti dei rilievi geomeccanici (vedi tabelle **Tabella 8.1**, **Tabella 8.3** e **Tabella 8.5**)

Tabella 4.1: Tabella riepilogativa sondaggi geognostici in sito

Sondaggio	Impresa	Anno	Ubicazione/zona di interesse	L[m]	Quota testa foro [m slm]
C1	SONDEDILE srl	2012	Fortezza	40.00	748.10
C2	SONDEDILE srl	2012	Fortezza	40.00	748.50
C3	SONDEDILE srl	2012	Fortezza	40.00	102.70
C4	PROMOGEO	2012	Linea	131.00	802.00
C5	PROMOGEO	2012	Ponte Gardena	99.60	521.00
C6	PROMOGEO	2012	Ponte su Fiume Isarco	100.00	636.00
C7	SONDEDILE srl	2012	Ponte su Fiume Isarco	71.50	540.50
C8	SONDEDILE srl	2012	Ponte su Fiume Isarco	60.50	540.80
C9	PROMOGEO	2012	Ponte su Fiume Isarco	150.00	718.00
C10	PROMOGEO	2012	Linea	76.00	611.00
C11	SONDEDILE srl	2012	Finestra di Chiusa	50.00	614.70
C12	PROMOGEO	2012	Finestra di Chiusa	120.00	694.00
C15	LANDSERVICE	2012	Deposito di Forch	60.00	700.00
C16	LANDSERVICE	2012	Deposito di Forch	60.00	708.00
C17	LANDSERVICE	2012	Deposito di Forch	55.00	683.00
C18	LANDSERVICE	2012	Deposito di Forch	60.00	688.00
C19	LANDSERVICE	2012	Deposito di Forch	55.00	697.00

Sondaggio	Impresa	Anno	Ubicazione/zona di interesse	L[m]	Quota testa foro [m slm]
C20	LANDSERVICE	2012	Deposito di Forch	55.00	704.00
C21	LANDSERVICE	2012	Deposito di Forch	50.00	677.00
C22	SONDEDILE srl	2012	Ponte su Fiume Isarco	50.00	533.70
C23	PROMOGEO	2012	Ponte Gardena	50.00	482.00
C26	SONDEDILE srl	2012	Ponte Gardena	40.00	483.00
C27	SONDEDILE srl	2012	Ponte Gardena	50.00	449.00
C28	LANDSERVICE	2013	Deposito Val Riga C	30.00	P.C.
C29	LANDSERVICE	2013	Deposito Val Riga B	30.00	P.C.
C30	LANDSERVICE	2013	Deposito Val Riga A	30.00	P.C.
BV1	LANDSERVICE	2012	Ponte Gardena	90.00	512.00
rolBV4P	LANDSERVICE	2012	Ponte Gardena	90.00	511.00
BV5	LANDSERVICE	2012	Ponte Gardena	70.00	508.00
rolBV6	LANDSERVICE	2012	Ponte Gardena	80.00	504.00
B2V11	LANDSERVICE	2012	Ponte Gardena	110.60	525.00
CBV13	SONDEDILE srl	2012	Ponte Gardena	80.00	498.00
S2	LANDSERVICE	2000	Ponte Gardena	15.00	P.C.
S3	LANDSERVICE	2000	Ponte Gardena	16.00	P.C.
S4	LANDSERVICE	2000	Ponte Gardena	15.00	P.C.
S2-	RCT	2011/2012	Fortezza	240.00	968.40
S4-	RCT	2011/2012	Linea	275.00	957.50
S7-	RCT	2011/2012	Linea	230.00	867.70
S8-	VINCENZETTO	2011/2012	Finestra di Albes	245.00	799.60
S12-	VINCENZETTO	2011/2012	Linea	190.00	710.10
S13-	VINCENZETTO	2011/2012	Linea	350.00	877.60
S16-	VINCENZETTO	2011/2012	Linea	210.00	667.40
S1	LANDSERVICE	2011	Ponte Gardena	30.00	P.C.
S2	LANDSERVICE	2011	Ponte Gardena	35.00	P.C.
S3	LANDSERVICE	2011	Fortezza	20.00	P.C.
S4	LANDSERVICE	2011	Fortezza	10.00	P.C.

Tabella 4.2: Tabella riepilogativa indagini geognostiche di tipo geofisico

Sondaggio	Anno	Ubicazione/zona di interesse	Quota testa foro [m slm]	TIPO DI PROVA
C2	2012	Fortezza	748.50	Cross Hole
C7	2012	Ponte su Fiume Isarco	540.50	Cross Hole
C11	2012	Finestra di Chiusa	614.70	Cross Hole
C16	2012	Depositi di Val Riga	708.00	Cross Hole
C18	2012	Depositi di Val Riga	688.00	Cross Hole
C19	2012	Depositi di Val Riga	697.00	Down Hole
C20	2012	Depositi di Val Riga	704.00	Down Hole

				QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA ACCESSO SUD ALLA GALLERIA DI BASE DEL BRENNERO QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA LOTTO 1: FORTEZZA – PONTE GARDENA					
				RELAZIONE ALL'APERTO	GEOTECNICA	DEI	TRATTI	COMMESSA IBL1	LOTTO 10

5 CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E GEOMECCANICA

5.1 Generalità

I criteri di interpretazione delle indagini geotecniche, descritti nei **paragrafi 5.2 e 5.3**, tengono conto del fatto che in corrispondenza delle opere in esame sono stati rinvenuti fundamentalmente sia depositi quaternari (depositi fluvio – glaciali e depositi alluvionali), sia unita tettoniche complesse quali quelle costituenti il basamento metamorfico (filladi quarzifere, dioriti quarzifere e graniti) e le rocce magmatiche permiane (dioriti e graniti biotitici). Si vedano i profili geotecnici (vedi documenti di riferimento da [1] a [7]) nonché gli studi a carattere geologico , nell’ambito dei quali sono stati effettuati (vedi il capitolo 4):

- sondaggi geotecnici con prelievo di campioni indisturbati e rimaneggiati;
- prove penetrometriche dinamiche SPT in foro;
- prove di permeabilità Lugeon in foro;
- prove dilatometriche in foro con dilatometro da roccia;
- prove pressiometriche;
- prove geofisiche in foro (CH e DH) per la misura della velocità di propagazione delle onde di compressione V_p e di taglio V_s ;
- prove di laboratorio di classificazione di resistenza e di deformabilità su campioni indisturbati e rimaneggiati di terreno, prelevati nei fori di sondaggio e nei pozzetti;
- prove di laboratorio su provini di roccia prelevati nei fori di sondaggio;
- stendimenti di geofisica (sismica a rifrazione, a riflessione, geoelettrica);
- rilievi geostrutturali su alcuni affioramenti rocciosi rappresentativi.

Dal punto di vista dei criteri di caratterizzazione geotecnica e geomeccanica sono state distinte tre tipologie di materiale:

- materiali a grana grossa (sabbie e ghiaie più o meno limose);
- materiali a grana fine (limi e argille più o meno sabbioso-ghiaiose);
- rocce metamorfiche (filladi quarzifere, dioriti quarzifere e graniti) e rocce magmatiche permiane (dioriti e graniti biotitici), costituenti gli ammassi rocciosi interessati.

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, laddove disponibili, sui campioni di terreno e sulle carote di roccia.

5.2 Materiali a grana grossa (sabbie e ghiaie più o meno limose)

5.2.1 Introduzione

In questa sede si intendono a grana grossa quei materiali caratterizzati da percentuali di fine (limo e argilla) inferiori a $\cong 50\%$.

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:

- stato iniziale del deposito;
- 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 $\cong 35\div 40\%$.

5.2.2 Stato iniziale del deposito

5.2.2.1 In sabbia

In accordo a quanto indicato In [Skempton \(1986\)](#) la densità relativa D_r può essere correlata al valore N_{SPT} 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 indicate in **Tabella 5.1**

σ_{vo}' = pressione verticale efficace esistente in sito alla quota
 della prova SPT (kg/cm²)

N_{SPT} = numero di colpi per 30 cm di infissione

$(K_o)_{nc}$ = $1 - \sin \phi'$ = coefficiente di spinta a riposo per terreni
 normalmente consolidati (-)

$(k_o)_{sc}$ = $(K_o)_{nc} \cdot (GSC)^{0.5}$ = coefficiente di spinta a riposo per terreni
 sovraconsolidati (-)

GSC = grado di sovraconsolidazione (-)

D_r = densità relativa (-)

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

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

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

5.2.2.2 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:

RELAZIONE ALL'APERTO	GEOTECNICA	DEI	TRATTI	COMMESSA IBL1	LOTTO 10	CODIFICA D 11 RB	DOCUMENTO GE 00 05 001	REV. A	FOGLIO 22 di 124
-------------------------	------------	-----	--------	------------------	-------------	---------------------	---------------------------	-----------	---------------------

- 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:

1. 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.
2. Ove possibile ad ogni valore N_{SPT} verrà associato:
 - il corrispondente valore misurato di D_{50} (D_{50} = diametro delle particelle corrispondente al 50% di passante);
 - un valore di D_{50} ipotizzato sulla base di curve granulometriche disponibili a quote superiori ed inferiori a quella della profondità di prova.

In mancanza di dati granulometrici puntuali, l'interpretazione dei valori N_{SPT} , in accordo al metodo descritto al successivo punto 4, verrà effettuata facendo riferimento ad un valore di D_{50} medio stimato.

3. 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.

4. L'interpretazione dei valori N_{SPT} verrà fatta in accordo al metodo proposto da [Cubrinowski & Ishihara \(1999\)](#) per materiali normalmente consolidati, caratterizzati da un coefficiente di spinta a riposo k_0 dell'ordine di $0,4 \div 0,5$, successivamente esteso da [Ishihara et al. \(2001\)](#) anche al caso dei terreni sovraconsolidati; tale metodo utilizza la seguente espressione:

$$D_r = \left\{ \frac{(N_{SPT})_{78\%} \cdot \left(0,23 + \frac{0,06}{D_{50}}\right)^{1,7}}{9} \cdot \left(\frac{98}{\sigma'_{vo}}\right)^{1/2} \cdot \left(\frac{k_{o,NC}}{k_{o,SC}}\right)^{1/2} \right\}^{1/2}$$

essendo:

D_r = densità relativa (-)

$(N_{SPT})_{78\%}$ = numero di colpi/30 cm associabile ad un'energia trasferita alle aste pari al 78% di quella teorica (-)

D_{50} = diametro delle particelle corrispondente al 50% di passante (mm)

σ'_{vo} = pressione verticale efficace geostatica (kPa)

$k_{o,NC}$ = coefficiente di spinta a riposo di terreni normalmente consolidati (vedi il **paragrafo 5.2.2.1**) (-)

$k_{o,SC}$ = coefficiente di spinta a riposo di terreni sovraconsolidati (vedi il **paragrafo 5.2.2.1**) (-)

Si rileva che l'espressione sopra indicata è applicabile al caso di:

- Energia trasferita alle aste pari al 78%. L'esperienza acquisita nelle indagini eseguite in Italia ha mostrato che mediamente l'energia trasferita alle aste è inferiore al 78% e pari mediamente al 60%; nell'applicazione della formula, il valore N_{SPT} misurato, assunto pari a $(N_{SPT})_{60\%}$, viene pertanto corretto in base alla seguente equazione:

$$(N_{SPT})_{78\%} = (N_{SPT})_{60\%} \cdot \frac{60}{78}$$

- Resistenze ottenute con il campionatore standard nelle sabbie e con il campionatore LPT, di diametro maggiore rispetto a quello standard, nel caso delle ghiaie.

In questa sede, in mancanza di prove con il campionatore LPT, l'applicazione della formula in presenza di terreni sabbioso-ghiaiosi ($D_{50} \geq 1$ mm) verrà fatta senza apportare alcuna correzione ai valori N_{SPT} misurati (vedi su tale aspetto Clayton, 1995; Skempton, 1986; Tokimatsu & Yoshimi, 1983).

5.2.3 Angolo di resistenza al taglio

L'angolo di resistenza al taglio di picco φ' verrà determinato facendo riferimento al metodo proposto da Bolton (1986) in base al quale:

$$\varphi' = \varphi_{cv}' + m \cdot DI$$

$$DI = D_r \cdot [Q - \ln(p_r')] - 1$$

essendo:

$$\varphi' = \text{angolo di resistenza al taglio di picco riferito a pressioni } \sigma_{ff}' = 272 \text{ kPa} \quad (^\circ)$$

$Q =$ coefficiente che dipende dalla composizione mineralogica e dalla forma delle particelle, assunto pari a 10

$$p_r' = 1,4 \cdot \sigma_{ff}' \text{ (vedi Jamiokowski et al. 1988)} \quad (\text{kPa})$$

$\sigma_{ff}' =$ tensione efficace normale alla superficie di rottura = 272 kPa

$m =$ costante empirica dipendente dalle condizioni di deformazione prevalenti a rottura (vedi **Tabella 5.2**)

$$\varphi_{cv}' = \text{angolo di resistenza al taglio a volume costante o di stato critico} \quad (^\circ)$$

$$D_r = \text{densità relativa} \quad (-)$$

Tabella 5.2: Valori della costante empirica m secondo Bolton (1986)

Condizioni di rottura	m(°)
Prova triassiale di compressione ($\sigma_2' = \sigma_3'$)	3
Prova triassiale in Estensione o di deformazione piana ($\sigma_2' \neq \sigma_3'$)	5
σ_2' = tensione principale efficace intermedia	
σ_3' = tensione principale efficace minore	

I valori dell'angolo di resistenza al taglio φ_{cv}' sono ricavabili da prove di laboratorio (triassiali o di taglio diretto) su provini ricostituiti a basse densità relative o, in assenza di queste ultime, ipotizzabili in base a quanto indicato nella **Tabella 5.3** (vedi ad esempio Youd, 1972; Stroud, 1988).

	QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA ACCESSO SUD ALLA GALLERIA DI BASE DEL BRENNERO QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA LOTTO 1: FORTEZZA – PONTE GARDENA								
	RELAZIONE ALL'APERTO	GEOTECNICA	DEI	TRATTI	COMMESSA IBL1	LOTTO 10	CODIFICA D 11 RB	DOCUMENTO GE 00 05 001	REV. A

Tabella 5.3: Valori dell'angolo di resistenza al taglio φ_{cv} per sabbie silicee secondo quanto riportato in [Stroud \(1988\)](#) e [Youd \(1972\)](#)

	Sabbie ben gradate	Sabbie uniformi
Sabbie a spigoli vivi	$\varphi_{cv}' = 38^\circ$	$\varphi_{cv}' = 34^\circ$
Sabbie a spigoli arrotondati	$\varphi_{cv}' = 33^\circ$	$\varphi_{cv}' = 30^\circ$

Nel caso delle ghiaie a spigoli arrotondati si può assumere mediamente $\varphi_{cv}' = 34^\circ \div 36^\circ$.

In questa sede l'interpretazione delle prove, riportata nel successivo **capitolo 0**, verrà effettuata in accordo al metodo di [Bolton \(1986\)](#), assumendo cautelativamente, in considerazione del generalmente elevato contenuto di fine (limi e argille):

$$\varphi_{cv}' = 30^\circ \quad \text{per le sabbie}$$

$$\varphi_{cv}' = 33^\circ \quad \text{per le sabbie e ghiaie}$$

$$m = 3.$$

5.2.4 Caratteristiche di deformabilità

5.2.4.1 Moduli elastici iniziali

5.2.4.1.1 Generalità

I moduli iniziali di taglio (G_0) e di Young (E_0) possono essere ricavati dai valori delle velocità delle onde di taglio V_s utilizzando le seguenti equazioni:

$$G_0 = \frac{\gamma_t}{9,81} \cdot (V_s)^2 \quad (\text{kPa})$$

$$E_0 = G_0 \cdot 2 \cdot (1 + \nu')$$

essendo:

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

$$\nu' = \text{rapporto di Poisson del terreno} = 0,15 \div 0,20$$

RELAZIONE ALL'APERTO	GEOTECNICA	DEI	TRATTI	COMMESSA IBL1	LOTTO 10	CODIFICA D 11 RB	DOCUMENTO GE 00 05 001	REV. A	FOGLIO 26 di 124
-------------------------	------------	-----	--------	------------------	-------------	---------------------	---------------------------	-----------	---------------------

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 da prove geofisiche “down hole” e “cross hole” o indirettamente, interpretando i risultati delle prove SPT come descritto nel **paragrafo 5.2.4.1.2**.

5.2.4.1.2 G_0 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:

$$V_s = C \cdot (N_{SPT})_{60\%}^{0.171} \cdot (z)^{0.199} \cdot f_A \cdot f_G \text{ (m/sec)}$$

essendo:

$$C = 67,3$$

z = profondità dal p.c. in metri

f_A = coefficiente funzione dell'epoca geologica del deposito (vedi la **Tabella 5.4**)

f_G = coefficiente funzione della composizione granulometrica (vedi la **Tabella 5.5**)

Tabella 5.4: Relazione di Ohta e Goto, 1978 - Coefficiente f_A
(funzione dell'epoca geologica del deposito)

f_A	Olocene	Pleistocene
	1,0	1,3

Tabella 5.5: Relazione di Ohta e Goto, 1978 - Coefficiente f_G
(funzione della composizione granulometrica del deposito)

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

	QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA ACCESSO SUD ALLA GALLERIA DI BASE DEL BRENNERO QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA LOTTO 1: FORTEZZA – PONTE GARDENA								
	RELAZIONE ALL'APERTO	GEOTECNICA	DEI	TRATTI	COMMESSA IBL1	LOTTO 10	CODIFICA D 11 RB	DOCUMENTO GE 00 05 001	REV. A

5.2.4.2 Moduli elastici “operativi”

5.2.4.2.1 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 di cui al **paragrafo 5.2.4.1**.
- 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 γ indotto, tratte da [Lo Presti \(1989\)](#), sono riportate nella **Figura 5.1** e nella **Figura 5.2**. In alternativa alle curve di degrado indicate nella **Figura 5.1** e nella **Figura 5.2** possono essere adottate le seguenti espressioni (vedi ad esempio la **Figura 5.3** 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 (vedi ad esempio Byrne et al, 1990):

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

essendo:

γ = deformazione di taglio corrente

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

τ_{max} = tensione di taglio limite

τ = tensione di taglio corrente

G_0 = modulo di taglio iniziale

$\Delta\tau$ = variazione della tensione di taglio (vedi la **Figura 5.3**)

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

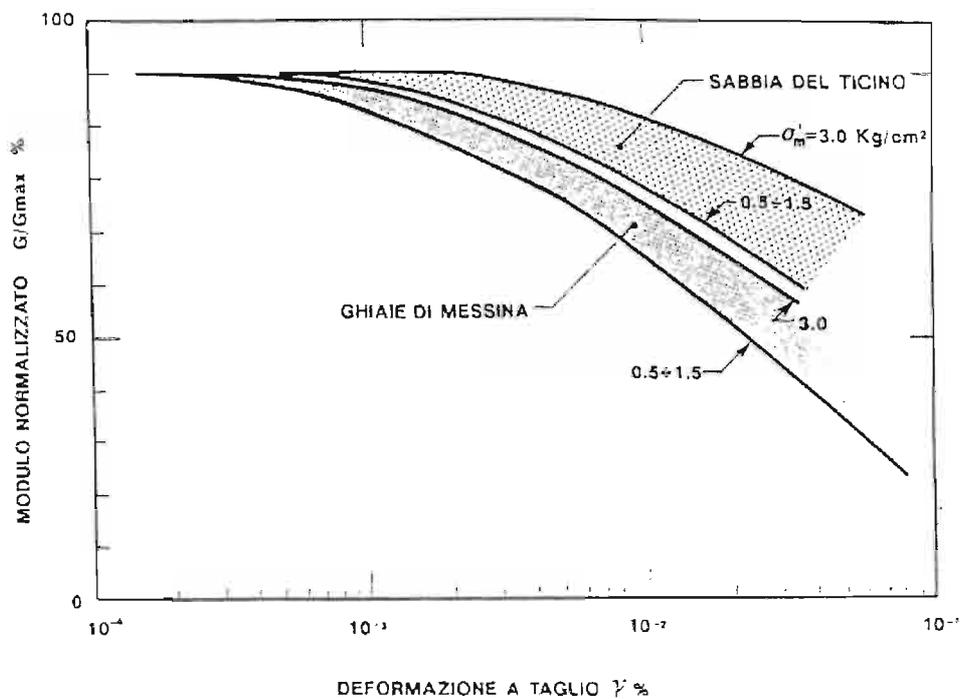


Figura 5.1: Degrado del modulo G per terreni incoerenti

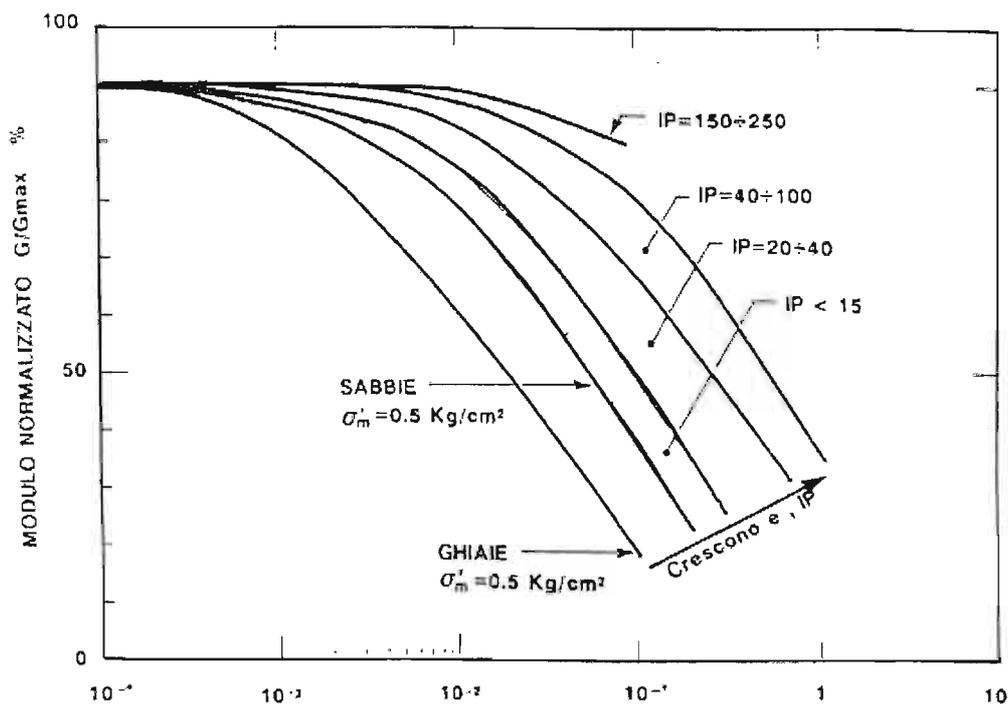


Figura 5.2: Degrado del modulo G per vari tipi di terreno

Va rilevato che la procedura suddetta, associata all'utilizza delle curve di degrado riportate nella **Figura 5.1** e nella **Figura 5.2**, risulta rigorosamente applicabile in condizioni di scarico e/o di scarico e ricarica tensionale; nel caso di problemi di "primo carico", caratterizzati da incrementi di tensione rispetto alla condizione geostatica iniziale, potrebbe condurre ad una sottostima degli spostamenti.

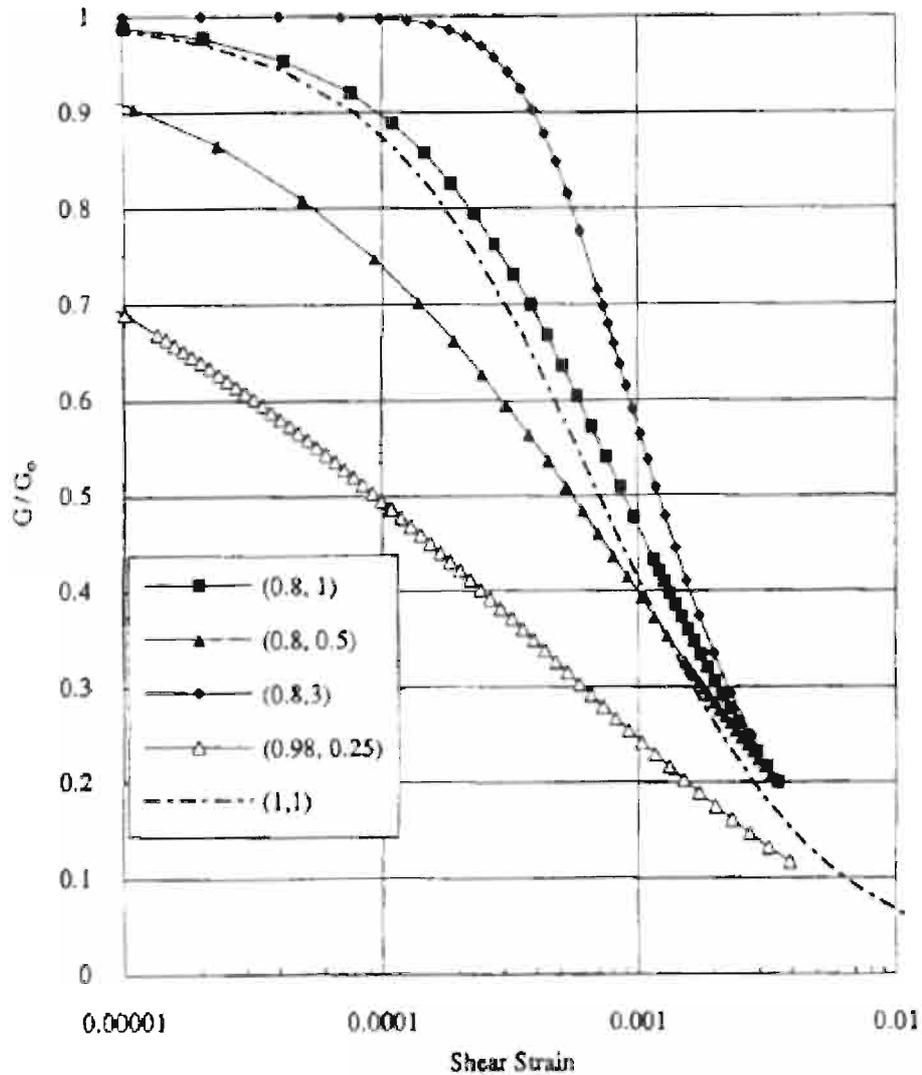


Figura 5.3: Degrado del modulo G (Fahey, 1992 e Fahey & Carter, 1993)

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 $1 \times 10^{-3} \div 5 \times 10^{-3}$.

	QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA ACCESSO SUD ALLA GALLERIA DI BASE DEL BRENNERO QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA LOTTO 1: FORTEZZA – PONTE GARDENA								
	RELAZIONE ALL'APERTO	GEOTECNICA	DEI	TRATTI	COMMESSA IBL1	LOTTO 10	CODIFICA D 11 RB	DOCUMENTO GE 00 05 001	REV. A

- 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:
 - 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).
 - da ciò deriva che, in base alla normativa vigente e alla pratica corrente, tale tipo di opere è caratterizzato infatti da coefficienti di sicurezza nei confronti della rottura per capacità portante generalmente superiori a $2.5 \div 3$;
- 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 riportate ad esempio nel **paragrafo 5.2.4.2.2**; per tali strutture in terra possono essere infatti ammessi cedimenti totali e differenziali maggiori di quelli delle fondazioni profonde e dirette.

5.2.4.2.2 Moduli elastici "operativi" da prove SPT in sabbia e ghiaia

In accordo a [Jamolkowski et al. \(1988\)](#) per la stima dei moduli elastici operativi da prove SPT 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} .

5.2.4.3 Moduli di reazione orizzontale alla Matlock & Reese (1960)

Nel progetto delle fondazioni profonde su pali i moduli di reazione orizzontale iniziali (E_{si}) alla [Matlock & Reese \(1960\)](#), utili per definire la parte iniziale delle curve p-y, verranno valutati in accordo alla seguente espressione:

$$E_{si} = k_{hi} \cdot z \text{ (kPa)}$$

essendo:

k_{hi} = gradiente con la profondità del modulo di reazione orizzontale, riportato nella **Tabella 5.6** (vedi [Reese et al, 1974](#) e [Elson, 1984](#)) (kN/m^3)

z = profondità dal piano campagna originario.

Tabella 5.6: Gradiente con la profondità del modulo di reazione orizzontale secondo [Reese et al. \(1974\)](#) (vedi anche [Elson \(1984\)](#))

D_r (%)	K_{hi} (kN/m^3)
35%	10000
50%	15000
70%	25000

5.2.5 Coefficienti di permeabilità

I coefficienti di permeabilità k verranno determinati sulla base dei risultati delle prove di permeabilità Lefranc in foro di sondaggio; in alternativa essi verranno stimati sulla base delle seguenti metodologie (vedi [Somerville, 1986](#)):

Metodo 1: Utilizzo della **Tabella 5.7**.

Tabella 5.7: Stima dei coefficienti di permeabilità in base alla descrizione litologica

k (m/sec)	Grado di permeabilità	Tipo di terreno
$k > 1 \cdot 10^{-3}$	Alta	Ghiaie
$1 \cdot 10^{-3} > k > 1 \cdot 10^{-5}$	Media	Sabbie ghiaiose e Ghiaie sabbiose
$1 \cdot 10^{-5} > k > 1 \cdot 10^{-7}$	Bassa	Sabbie fini
$1 \cdot 10^{-7} > k > 1 \cdot 10^{-9}$	Molto bassa	Limi e sabbie argillose
$1 \cdot 10^{-9} > k$	Bassissima (impermeabile)	Argille

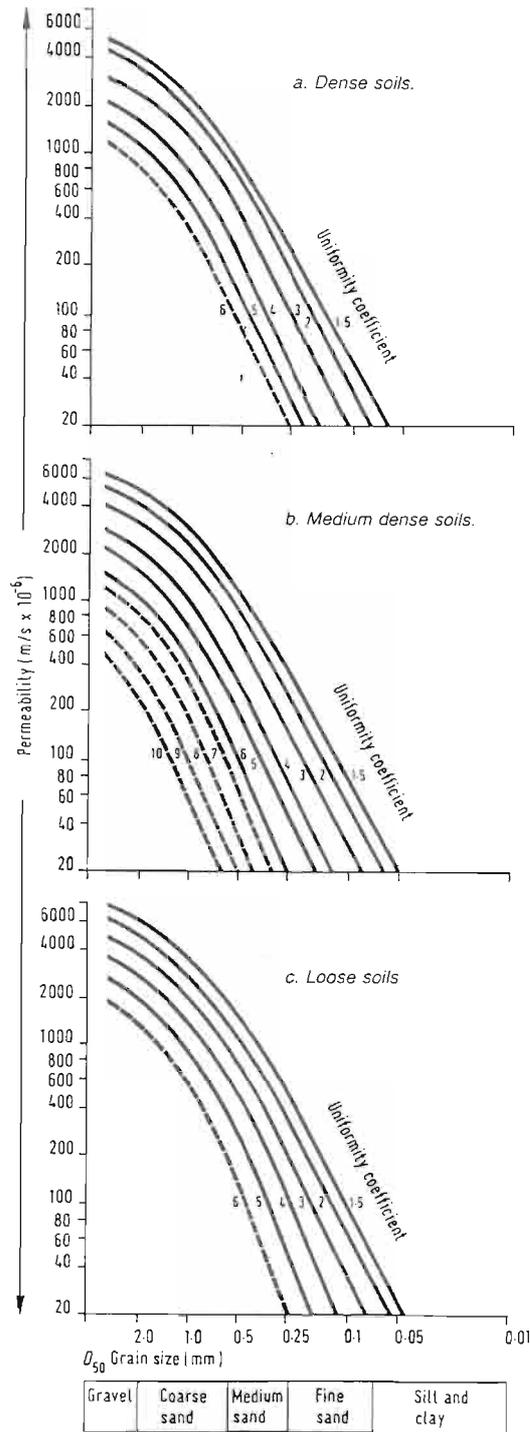


Figura 5.4: Coefficiente di permeabilità (k) in funzione del coefficiente di uniformità U ($U=D_{60}/D_{10}$) e del D_{50} (Sommerville, 1986)

RELAZIONE ALL'APERTO	GEOTECNICA	DEI	TRATTI	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
				IBL1	10	D 11 RB	GE 00 05 001	A	34 di 124

Metodo 2: Utilizzo della procedura indicata di seguito.

- Valutazione del coefficiente di uniformità = D_{60}/D_{10} , essendo D_{60} il diametro corrispondente al 60% di passante e D_{10} il diametro corrispondente al 10% di passante;
- Assegnazione del valore caratteristico di D_{50} , ovvero del diametro corrispondente al 50% di passante;
- Utilizzo dei diagrammi riportati nella **Figura 5.4**.

5.3 Formazioni rocciose

5.3.1 Generalità

In considerazione del possibile grado di fratturazione e delle dimensioni delle opere di sostegno e di fondazione da realizzare, la caratterizzazione geotecnica di tutte le formazioni rocciose incontrate lungo il tracciato 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" verrà stimato sulla base di quanto descritto nel **paragrafo 5.3.2**; il parametro **GSI** (Geological Strength Index) verrà valutato con la seguente espressione (vedi [Sjoberg, 1997](#)):

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

1. L'involuppo 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**.

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 σ_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

- Lunghezza delle discontinuità (I4)

L	I4
< 1 m	6
1 m÷3 m	4
3 m÷10 m	2
10 m÷20 m	1
> 20 m	0

- Apertura delle discontinuità (I5)

H	I5
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 (I6)

Descrizione	I6
Molto rugose	6
Rugose	5
Poco rugose	3
Ondulate	1
Lisce	0

- Caratteristiche del riempimento delle discontinuità (I7)

Descrizione – spessore	I7
Assente	6
Compatto – < 5 mm	4
Compatto – > 5 mm	2
Tenero – < 5 mm	2
Tenero – > 5 mm	0

				QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA ACCESSO SUD ALLA GALLERIA DI BASE DEL BRENNERO QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA LOTTO 1: FORTEZZA – PONTE GARDENA					
				RELAZIONE ALL'APERTO	GEOTECNICA	DEI	TRATTI	COMMESSA IBL1	LOTTO 10

- 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 RMR₈₉:

- 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 [Sjoberg, 1997](#)), [Hoek et al. \(2002\)](#) l'ammasso roccioso verrà descritto per ogni litotipo dal seguente criterio di rottura:

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

essendo:

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

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

RELAZIONE ALL'APERTO	GEOTECNICA	DEI	TRATTI	COMMESSA IBL1	LOTTO 10	CODIFICA D 11 RB	DOCUMENTO GE 00 05 001	REV. A	FOGLIO 38 di 124
-------------------------	------------	-----	--------	------------------	-------------	---------------------	---------------------------	-----------	---------------------

D = 0 per “undisturbed rock masses”

D = 1 per “disturbed rock masses”

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

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

RMR₈₉ = vedi il **paragrafo 5.3.2**

m_i = coefficiente relativo alla roccia intatta

σ₁' = tensione principale efficace maggiore

σ₃' = tensione principale efficace minore

σ_c = resistenza alla compressione semplice della roccia intatta.

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

- 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 nella **Tabella 5.8**.

Tabella 5.8: Esempi di coefficiente m_i relativo alla roccia intatta (Hoek e Brown, 1988; Hoek, Kaiser e Bawden, 1995)

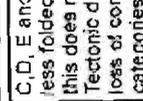
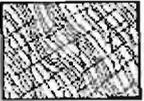
Rocce	m _i (-)
Filladi	7
Dioriti	25
Graniti	25 - 28

- 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 ≅ 1/m_i.

- 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 [Marinos & Hoek \(2000\)](#) per formazioni flyshoidi (vedi la **Figura 5.5**).
- I parametri di resistenza valutati per l'ammasso devono essere considerati con attenzione nel caso in cui la resistenza al taglio debba essere riferita a zone di particolare alterazione ovvero a contatti "deboli"; in tale evenienza, da valutare progettualmente caso per caso, i parametri di resistenza potranno essere riferiti alla discontinuità/superficie di alterazione.

RELAZIONE ALL'APERTO	GEOTECNICA	DEI	TRATTI	COMMESSA IBL1	LOTTO 10	CODIFICA D 11 RB	DOCUMENTO GE 00 05 001	REV. A	FOGLIO 40 di 124
-------------------------	------------	-----	--------	------------------	-------------	---------------------	---------------------------	-----------	---------------------

Table 12. GSI estimates for heterogeneous rock masses such as flysch.

VERY GOOD - Very rough, fresh unweathered surfaces	GOOD - Rough, slightly weathered surfaces	FAIR - Smooth, moderately weathered and altered surfaces	POOR - Very smooth, occasionally slickensided surfaces with compact coatings or fillings with angular fragments	VERY POOR - Very smooth slickensided or highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings
70	60	40	20	10
DISCONTINUITIES (Predominantly bedding planes)				
<p>GSI FOR HETEROGENEOUS ROCK MASSES SUCH AS FLYSCH (Marinos, P and Hoek, E, 2000) From a description of the lithology, structure and surface conditions (particularly of the bedding planes), choose a box in the chart. Locate the position in the box that corresponds to the condition of the discontinuities and estimate the average value of GSI from the contours. Do not attempt to be too precise. Quoting a range from 33 to 37 is more realistic than giving GSI = 35. Note that the Hoek-Brown criterion does not apply to structurally controlled failures. Where unfavourably oriented continuous weak planar discontinuities are present, these will dominate the behaviour of the rock mass. The strength of some rock masses is reduced by the presence of groundwater and this can be allowed for by a slight shift to the right in the columns for fair, poor and very poor conditions. Water pressure does not change the value of GSI and it is dealt with by using effective stress analysis.</p> <p>COMPOSITION AND STRUCTURE</p> <div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;">  <p>A. Thick bedded, very blocky sandstone The effect of pebblic coatings on the bedding planes is minimized by the confinement of the rock mass. In shallow tunnels or slopes these bedding planes may cause structurally controlled instability.</p> </div> <div style="text-align: center;">  <p>B. Sandstone with thin inter-layers of siltstone</p> </div> <div style="text-align: center;">  <p>C. Sandstone and siltstone in similar amounts</p> </div> <div style="text-align: center;">  <p>D. Siltstone or silty shale with sandstone layers</p> </div> <div style="text-align: center;">  <p>E. Weak siltstone or clayey shale with sandstone layers</p> </div> </div> <p>C, D, E and G - may be more or less folded than illustrated but this does not change the strength. Tectonic deformation, faulting and loss of continuity moves these categories to F and H.</p> <div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;">  <p>G. Undisturbed silty or clayey shale with or without a few very thin sandstone layers</p> </div> <div style="text-align: center;">  <p>H. Tectonically deformed silty or clayey shale forming a chaotic structure with pockets of clay. Thin layers of sandstone are transformed into small rock pieces.</p> </div> </div> <p>F. Tectonically deformed, intensively folded/faulted, sheared clayey shale or siltstone with broken and deformed sandstone layers forming an almost chaotic structure</p>				

↑ Means deformation after tectonic disturbance

Figura 5.5: Classificazione di ammassi rocciosi flyschoidi secondo Marinos & Hoek (2002)

	QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA ACCESSO SUD ALLA GALLERIA DI BASE DEL BRENNERO QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA LOTTO 1: FORTEZZA – PONTE GARDENA								
	RELAZIONE ALL'APERTO	GEOTECNICA	DEI	TRATTI	COMMESSA IBL1	LOTTO 10	CODIFICA D 11 RB	DOCUMENTO GE 00 05 001	REV. A

Alla resistenza alla compressione semplice σ_c ed al coefficiente m_i della roccia intatta verranno inoltre assegnati valori “pesati” in base a quanto riportato nella **Tabella 5.9**.

Tabella 5.9: Ammassi rocciosi eterogenei – Criteri di valutazione di σ_c e di m_i
 (Hoek et al.,1998; Marinos & Hoek, 2000)

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

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

Sotto tali presupposti, nei casi rappresentati da situazioni non caratterizzate da dissesti 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”.

RELAZIONE ALL'APERTO	GEOTECNICA	DEI	TRATTI	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
				IBL1	10	D 11 RB	GE 00 05 001	A	42 di 124

- Nel caso in esame si è ritenuto di applicare in tutti i casi un valore medio del fattore di disturbo pari a 0.5. Affinamenti successivi potranno essere possibili in fase di caratterizzazione finale.

6. Nel caso in cui l'involuppo di rottura in termini di tensioni di taglio τ e di tensioni normali alla superficie di rottura σ_n venga rappresentato con un criterio di rottura del tipo Mohr-Coulomb, questo verrà interrotto per valori di σ_n negativi (trazione), assumendo resistenza al taglio pari a 0 per evitare di sovrastimare la resistenza a trazione del materiale stesso. ("tension cut off").

5.3.4 Caratteristiche di deformabilità

5.3.4.1 Moduli iniziali

I moduli iniziali di taglio (G_0) e di Young (E_0) possono essere ricavati dai valori delle velocità delle onde di taglio V_s utilizzando le seguenti equazioni:

$$G_0 = \frac{\gamma_t}{9,81} \cdot (V_s)^2 \quad (\text{kPa})$$

$$E_0 = G_0 \cdot 2 \cdot (1 + \nu')$$

essendo:

γ_t = peso di volume naturale del terreno in kN/m^3

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

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

La velocità di propagazione delle onde di taglio V_s può essere ricavata direttamente dalle prove geofisiche tipo down hole o cross-hole, oppure dai risultati di prove geofisiche di superficie.

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 di espressioni di letteratura desunte da confronti tra la risposta deformativa di ammassi (da prove in sito e/o back-analysis) e i parametri tipici dei sistemi di classificazione degli ammassi stessi (RMR, GSI). Alcune di tali espressioni possono essere riferite a particolari

	QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA ACCESSO SUD ALLA GALLERIA DI BASE DEL BRENNERO QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA LOTTO 1: FORTEZZA – PONTE GARDENA								
	RELAZIONE ALL'APERTO	GEOTECNICA	DEI	TRATTI	COMMESSA IBL1	LOTTO 10	CODIFICA D 11 RB	DOCUMENTO GE 00 05 001	REV. A

tipologie di ammassi. Nello specifico si è fatto riferimento alle seguenti espressioni (Serafim & Pereira, 1983; Mehrotra et al. 1991, Berardi e Bellingeri, 1998, Hoek et al., 2002):

$$E_{op} = 10 \cdot \left(\frac{RMR-10}{40} \right) \cdot [GPa]$$

$$E_{op} = 10 \cdot \left(\frac{RMR-30}{50} \right) \cdot [GPa]$$

$$E_{op} = 0.87 \cdot e^{(0.045-RMR)} \cdot [GPa]$$

$$E_{op} = 1000 \cdot \left(1 - \frac{D}{2} \right) \cdot \sqrt{\frac{\sigma_c}{100}} \cdot 10^{(GSI-10)/40} \quad \text{per } 10 < GSI < 50 \text{ e per } \sigma_c < 100 \text{ MPa.}$$

essendo:

D = coefficiente di disturbo, variabile tra 0 e 1. Ove non diversamente specificato, dal lato della sicurezza, nel caso dei fronti di scavo (sostenuti e non) e di fondazioni dirette verranno adottati i seguenti valori di D:

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

6 INQUADRAMENTO GEOLOGICO

6.1 Descrizione delle principali formazioni geologiche di interesse

La caratterizzazione geotecnica riportata nei paragrafi seguenti riguarda le sole formazioni geologiche che interferiscono con i tratti all'aperto lungo il tracciato della linea Verona – Fortezza nel tratto tra Fortezza e Ponte Gardena e nell'area dei depositi i Val Riga. Tali formazioni e litologie sono state intercettate dai sondaggi delle campagne di indagine descritte nel **capitolo 4**.

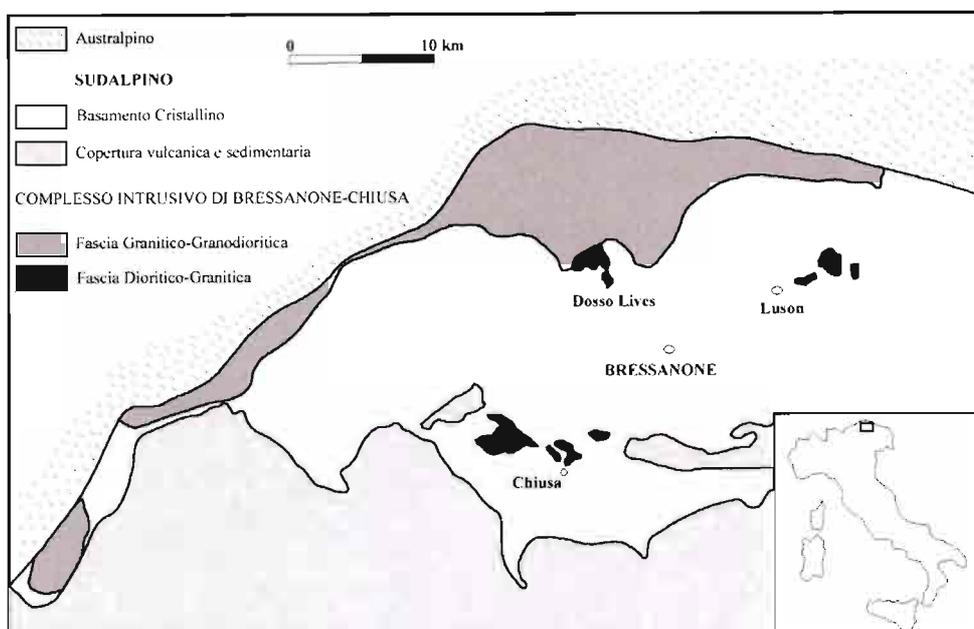


Figura 6.1: Schema semplificato del quadro geologico generale dell'area indagata, vedi riquadro rosso (da Bargossi et alii. 1998)

In particolare, l'area interessata dal presente lavoro di indagine, riguarda una parte di uno dei settori più complessi delle Alpi centro-orientali, ubicata a cavallo e a sud della linea Insubrica (vedi **Figura 6.1**) e che comprende una porzione posta a SSE di tale lineamento, appartenente al dominio Sudalpino o delle Alpi Meridionali. La linea Insubrica comprende la parte più settentrionale della linea delle Giudicarie nord e la linea Merano-Mules, orientate rispettivamente NNE-SSW e NE-SW.

La stratigrafia dell'area indagata è costituita sostanzialmente da un numero limitato di associazioni litologiche riferibili geologicamente al dominio delle Alpi Meridionali e comprende un basamento metamorfico, in cui sono

	QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA ACCESSO SUD ALLA GALLERIA DI BASE DEL BRENNERO QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA LOTTO 1: FORTEZZA – PONTE GARDENA								
	RELAZIONE ALL'APERTO	GEOTECNICA	DEI	TRATTI	COMMESSA IBL1	LOTTO 10	CODIFICA D 11 RB	DOCUMENTO GE 00 05 001	REV. A

intrusi diversi corpi plutonici e filoniani di età permiana ed una successione vulcanica e sedimentaria non metamorfosata dolomitica in evidente discordanza sul basamento. In particolare nell'area indagata affiorano solo i termini basali della successione.

Il basamento metamorfico comprende un complesso filladico appartenente all'unità di Bressanone. Sono inoltre presenti importanti intrusioni permiane (granito di Bressanone) conservati nelle filladi incassanti. La copertura vulcanica e sedimentaria delle Alpi Meridionali comprende il Gruppo Vulcanico Atesino del Permiano inferiore con il Conglomerato basale, le vulcaniti e i depositi vulcanoclastici; seguono in discordanza i depositi continentali e i depositi marini. Per quanto riguarda i depositi quaternari, si evidenzia in particolare la presenza di estese porzioni di depositi fluvio-glaciali pleistocenici e dei conseguenti e successivi depositi alluvionali, affioranti sia in numerose porzioni terrazzate, sia nei fondovalle recenti e attuali.

Elementi deformativi, prevalentemente di tipo fragile e fragile-duttile, si osservano lungo tutto il settore indagato e le principali faglie.

Di seguito sono riportate le caratteristiche delle sole unità intercettate lungo dei tratti all'aperto.

a) Basamento Metamorfico – Unità di Bressanone

Il basamento metamorfico delle Alpi Meridionali affiora in tutto il settore indagato. Costituisce un'unica unità metamorfica di età varisica di medio-basso grado (facies degli scisti verdi, sub-facies a granato), denominata unità di Bressanone ed è intrusa e tagliata da corpi plutonici e filoni di età permianana e da filoni basici tardoalpini (Oligocene). Nell'area indagata sono presenti le seguenti litologie: filladi quarzifere, talora con sovraimpronta metamorfica di contatto (cornubianiti) nell'intorno dei plutoni permiani, quarziti muscovitiche, metavulcaniti acide, talora a grandi porfiroclasti, e metabasiti.

Le litologie appartenenti a tale formazione geologica che interferiscono con i tratti in esame sono le Filladi quarzifere (BSS), le Quarziti Biotitiche (BSSa) e le Dioriti quarzifere (δ), la cui caratterizzazione è discussa nei **paragrafi 8.1 e 8.2**.

b) Rocce magmatiche permiane

L'attività magmatica permiana, oltre alla messa in posto di notevoli spessori di vulcaniti e vulcanoclastiti, ha prodotto anche una non trascurabile quantità di corpi subvulcanici e plutonici. In particolare il Gruppo Vulcanico Atesino comprende i Filoni Basici di Tiso, le lave andesitiche e trachandesitiche in colate e le piroclastici, mentre i Corpi Plutonici comprendono principalmente graniti biotitici, grano dioriti, dioriti quarzifere e gabbri.

La litologia appartenenti a tale formazione geologica che interferisce con i tratti in esame è quella dei Graniti biotitici (γ_{bi}), la cui trattazione è riportata nel **paragrafo 8.3**. Nella seguente **Tabella 6.1** sono riepilogate, per ciascuna formazione di interesse, le corrispondenti opere di pertinenza con indicazione anche delle coperture (se presenti).

Tabella 6.1: Tabella riepilogativa Formazioni geologiche – Opere di pertinenza

Formazione geologica	Coperture	Opera di pertinenza
Graniti Biotitici	Depositi alluvionali	Interconnessione di Fortezza
Dioriti Quarzifere	Depositi alluvionali	Ponte su Fiume Isarco
Filladi di Bressanone	Depositi alluvionali	Ponte su Fiume Isarco
	Depositi alluvionali Detriti di versante	Ponte Gardena
	Depositi morenici	Depositi di Val Riga

RELAZIONE ALL'APERTO	GEOTECNICA	DEI	TRATTI	COMMESSA IBL1	LOTTO 10	CODIFICA D 11 RB	DOCUMENTO GE 00 05 001	REV. A	FOGLIO 47 di 124
-------------------------	------------	-----	--------	------------------	-------------	---------------------	---------------------------	-----------	---------------------

7 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DELLE TERRE

La caratterizzazione geotecnica è stata suddivisa in due capitoli per facilità di lettura. Il presente capitolo è dedicato alla caratterizzazione delle terre, mentre il successivo **capitolo 8** è dedicato alla caratterizzazione delle formazioni rocciose di base.

Nel seguito sono presentate le caratterizzazioni geotecniche dei depositi alluvionali di fondovalle, dei detriti di versante e dei depositi morenici.

7.1 Depositi alluvionali

Nel seguito è presentata la caratterizzazione geotecnica dei depositi alluvionali che si incontrano in corrispondenza del fondovalle del fiume Isarco, dell'interconnessione di Fortezza e nell'area di Ponte Gardena.

In particolare, i depositi alluvionali attuali che si incontrano sono costituiti da sabbie medio-grossolane grigie e da ghiaie e ciottoli di dimensioni variabili, anche superiori al metro; occasionalmente si ha la presenza di depositi più fini, classificabili come sabbie limose o limi sabbiosi, generalmente nei primi metri da piano campagna. All'interno dei depositi alluvionali è molto frequente la presenza di trovanti.

Si tratta di materiali in cui sono state condotte prove SPT che hanno mostrato generalmente valori alti ed in molti casi a rifiuto.

7.1.1 Caratteristiche fisiche

Le caratteristiche granulometriche dei materiali in esame sono desumibili dalla **Figura 7.1** dove sono diagrammati i valori del contenuto di ghiaia, di sabbia e di fine (limo e argilla) registrati in laboratorio. I depositi, che da rapporti stratigrafici vengono descritti come granulari, hanno un contenuto di fine mediamente inferiore al 30% con un contenuto di ghiaia mediamente tra il 20 ed il 60% ed un contenuto di sabbia anch'esso mediamente compreso tra il 20 ed il 60%.

Si riscontra comunque la presenza di una componente di sabbia limosa, superficiale, caratterizzata da un contenuto di fine dell'ordine del 30-40%.

Il peso di volume naturale γ_t può variare tra 18-19 kN/m³ (per la componente più fine e coesiva) e 20-21 kN/m³ (per la componente più grossolana).

La componente più fine/coesiva è descritta nelle colonnine stratigrafiche dei sondaggi come sabbia limosa o limo sabbioso; è caratterizzata da resistenze penetrometriche dinamiche N_{SPT} generalmente pari a 3÷30 colpi/30 cm. Mentre i materiali grossolani sono descritti nelle colonnine stratigrafiche dei sondaggi come ghiaie con sabbie e

RELAZIONE ALL'APERTO	GEOTECNICA	DEI	TRATTI	COMMESSA IBL1	LOTTO 10	CODIFICA D 11 RB	DOCUMENTO GE 00 05 001	REV. A	FOGLIO 48 di 124
-------------------------	------------	-----	--------	------------------	-------------	---------------------	---------------------------	-----------	---------------------

sabbie con ghiaie con rari ciottoli; sono caratterizzati da resistenze penetrometriche dinamiche N_{SPT} oltre i 40 colpi/30 cm, generalmente pari a 50÷100 colpi/30 cm o rifiuto.

In aggiunta alle prove di laboratorio, ai fini della classificazione dei materiali, si è provveduto a ricavare i valori di densità relativa a partire dai risultati delle prove SPT.

Tali risultati, essendo molto spesso a rifiuto o comunque molto elevati (80-90 colpi/30cm), pur tenendo conto della granulometria grossolana del materiale, sono identificativi di materiali da mediamente densi a molto densi.

Sulla base dell'interpretazione delle prove SPT, i cui risultati sono riportati nella **Figura 7.2**, si possono stimare, in accordo a Skempton (1986) per le sabbie medio fini ed in accordo a Cubrinowski ed Ishihara (1999) per le sabbie grosse e le ghiaie, valori di densità relativa D_r variabili dal 40 all'80% (si veda la **Figura 7.3**).

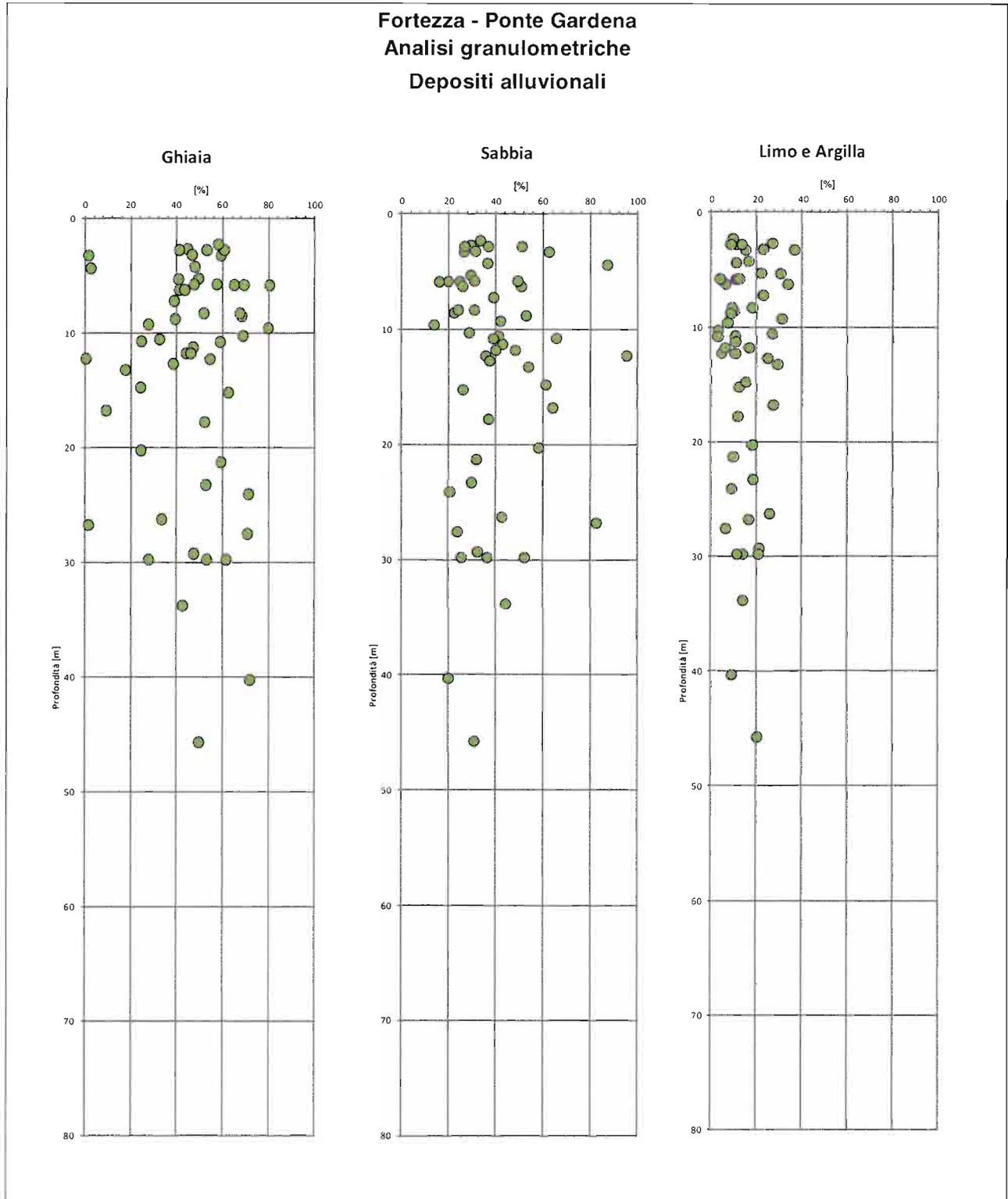


Figura 7.1: Prove di laboratorio sulle alluvioni: Granulometria

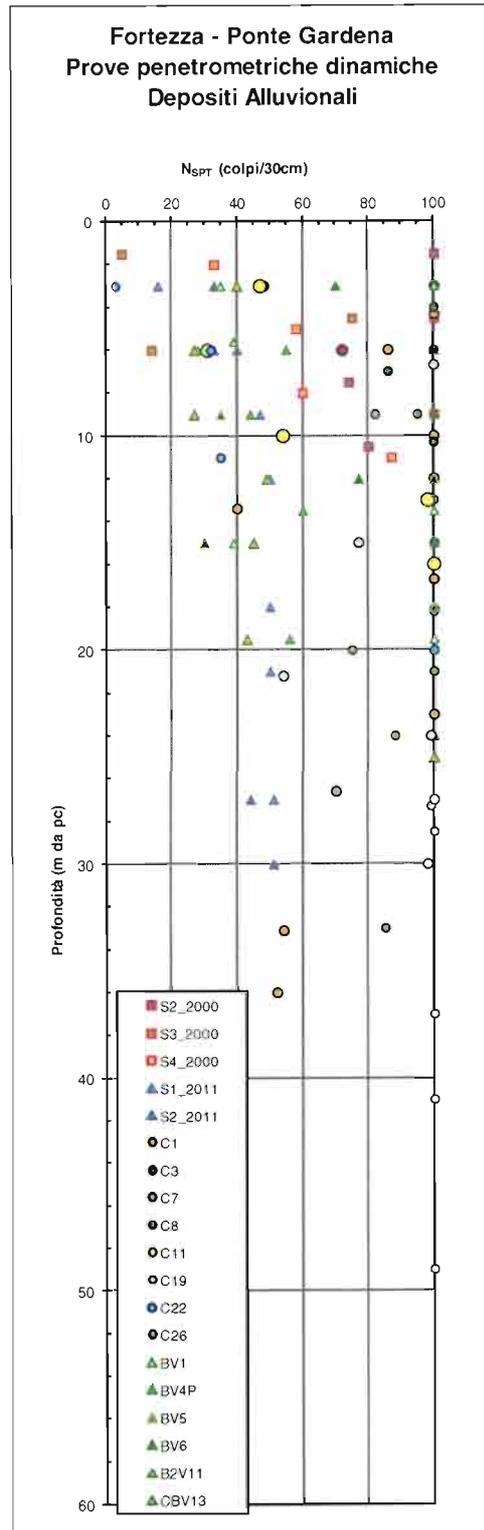


Figura 7.2: Prove penetrometriche dinamiche sulle alluvioni; N_{SPT}

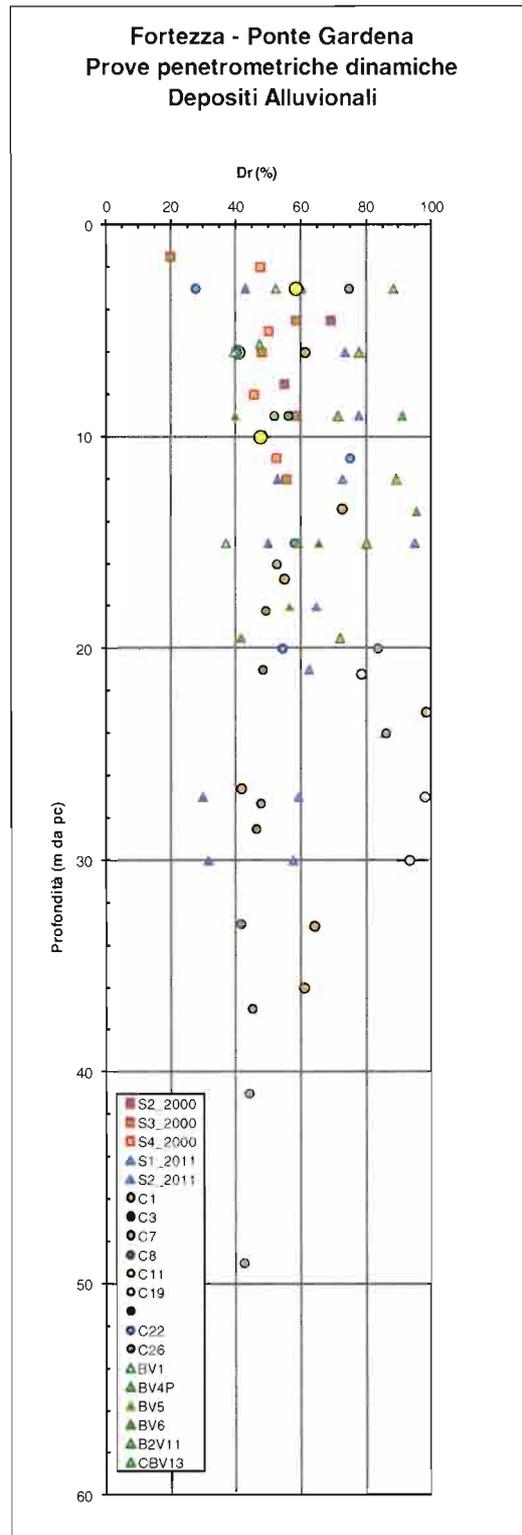


Figura 7.3: Prove penetrometriche dinamiche sulle alluvioni; Densità relativa

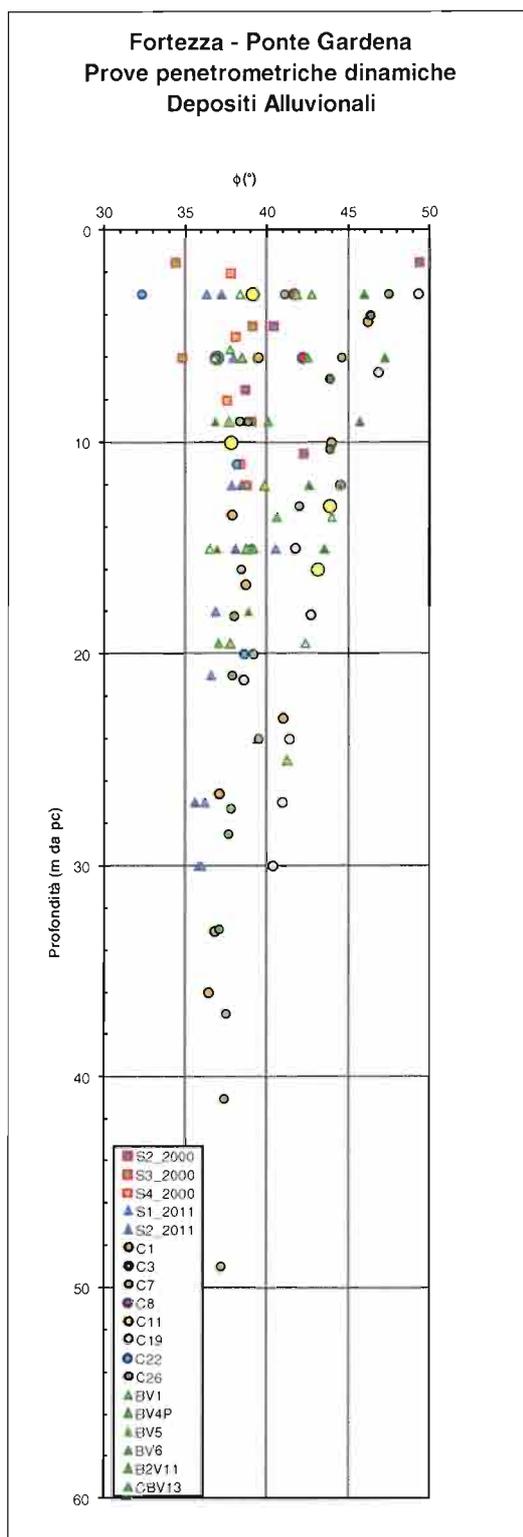


Figura 7.4: Prove penetrometriche dinamiche sulle alluvioni; Angolo di attrito

	QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA ACCESSO SUD ALLA GALLERIA DI BASE DEL BRENNERO QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA LOTTO 1: FORTEZZA – PONTE GARDENA								
	RELAZIONE ALL'APERTO	GEOTECNICA	DEI	TRATTI	COMMESSA IBL1	LOTTO 10	CODIFICA D 11 RB	DOCUMENTO GE 00 05 001	REV. A

7.1.2 Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci

In mancanza di determinazioni dirette da prove di laboratorio, per i parametri di resistenza al taglio di picco ed operativi in termini di sforzi efficaci si può ricorrere alla determinazione indiretta a partire dai risultati delle prove SPT e delle prove pressiometriche. Si sottolinea come, pur essendo state effettuate numerose prove pressiometriche, solo in pochi casi sia stato possibile determinare da esse i parametri di resistenza al taglio in quanto nella maggior parte dei casi la prova non è stata condotta fino alla rottura permettendo quindi la sola determinazione dei parametri di deformabilità elastica.

In base a Bolton (1986) si possono stimare valori di angoli di resistenza al taglio operativo (si veda la **Figura 7.4**) compresi nell'intervallo $32^\circ - 38^\circ$.

Più in dettaglio i risultati ottenuti indicano valori di angolo di attrito compresi tra 30 e 34° per la parte più sabbiosa e compresa tra 35 e 38° per quella più ghiaiosa.

Resistenze "operative":

$\varphi' = 34^\circ \div 38^\circ =$ angolo di resistenza al taglio per la componente più grossolana

$\varphi' = 28^\circ \div 30^\circ =$ angolo di resistenza al taglio per la componente più fine.

7.1.3 Resistenza al taglio non drenata

In mancanza di determinazioni dirette da prove di laboratorio, alla resistenza al taglio non drenata c_u dei depositi alluvionali a composizione granulometrica più fine possono essere assegnati valori dell'ordine di $15 \div 80$ kPa nei primi $5 - 10$ m di profondità, desumibili dall'interpretazione delle prove SPT in accordo alla correlazione empirica proposta da Stroud (1974).

7.1.4 Caratteristiche di deformabilità

Sulla base dei risultati delle prove SPT (riportati in **Figura 7.2**) delle prove pressiometriche (riportati in **Figura 7.6**), e della prova cross-hole condotta in corrispondenza dei sondaggio C2 e C7 della prova down-hole condotta in corrispondenza del sondaggio C19 (riportati in **Figura 7.7** in termini di velocità di propagazione delle onde di taglio V_s), alla componente più sabbioso – ghiaiosa dei depositi alluvionali possono essere assegnati i seguenti valori per le caratteristiche di deformabilità:

RELAZIONE ALL'APERTO	GEOTECNICA	DEI	TRATTI	COMMESSA IBL1	LOTTO 10	CODIFICA D 11 RB	DOCUMENTO GE 00 05 001	REV. A	FOGLIO 54 di 124
-------------------------	------------	-----	--------	------------------	-------------	---------------------	---------------------------	-----------	---------------------

- valori di V_s , ottenuti per mezzo delle prove SPT, risultano essere variabili da 120 a 300 m/s per i depositi alluvionali fino a 30 m di profondità e valori di V_s dell'ordine di 300-350 m/s per i depositi da 30 a 50 m di profondità (si veda la **Figura 7.5**);
- valori di V_s , ottenuti per mezzo delle prove di tipo Cross-hole e Down-hole, dopo i primi 4-5 m in cui sono variabili da 150 a 400 m/s, sono dell'ordine di 400 – 500 m/s per i depositi alluvionali fino a 30 m di profondità e valori di V_s dell'ordine di 600-700 m/s per i depositi da 30 a 50-55 m di profondità (si veda la **Figura 7.7**);
- Moduli di taglio iniziali G_0 variabili da 50 a 200 MPa da piano campagna fino a 50 m di profondità ricavati a partire dai risultati delle prove SPT e variabili da 150 a 800 MPa da prove geofisiche;
- Moduli di Young iniziali E_0 variabili da 100 a 500 MPa da piano campagna fino a 50 m di profondità ricavati a partire dai risultati delle prove SPT e variabili da 400 a 1600 MPa da prove geofisiche;
- Moduli elastici ricavati a partire dai risultati delle prove pressiometriche compresi nell'intervallo 50 – 150 MPa;
- Moduli di Young “operativi” per analisi elastico-lineari o elastico-lineari-plastiche di fondazioni dirette, fondazioni su pali e rilevati $E_{op1} = (1/5 \div 1/10) \cdot E_0 =$ variabili da 20 a 100 MPa da piano campagna fino a 50 m di profondità;
- Moduli di Young “operativi”, per analisi elastiche-lineari o elastico-lineari-plastiche di fronti di scavo sostenuti con opere di sostegno tipo paratie (tirantate e non) $E_{op2} = (1/5) \cdot E_0 =$ variabili da 40 a 200 MPa da piano campagna fino a 20 m di profondità;
- Rapporto di Poisson $\nu' = 0.25$.

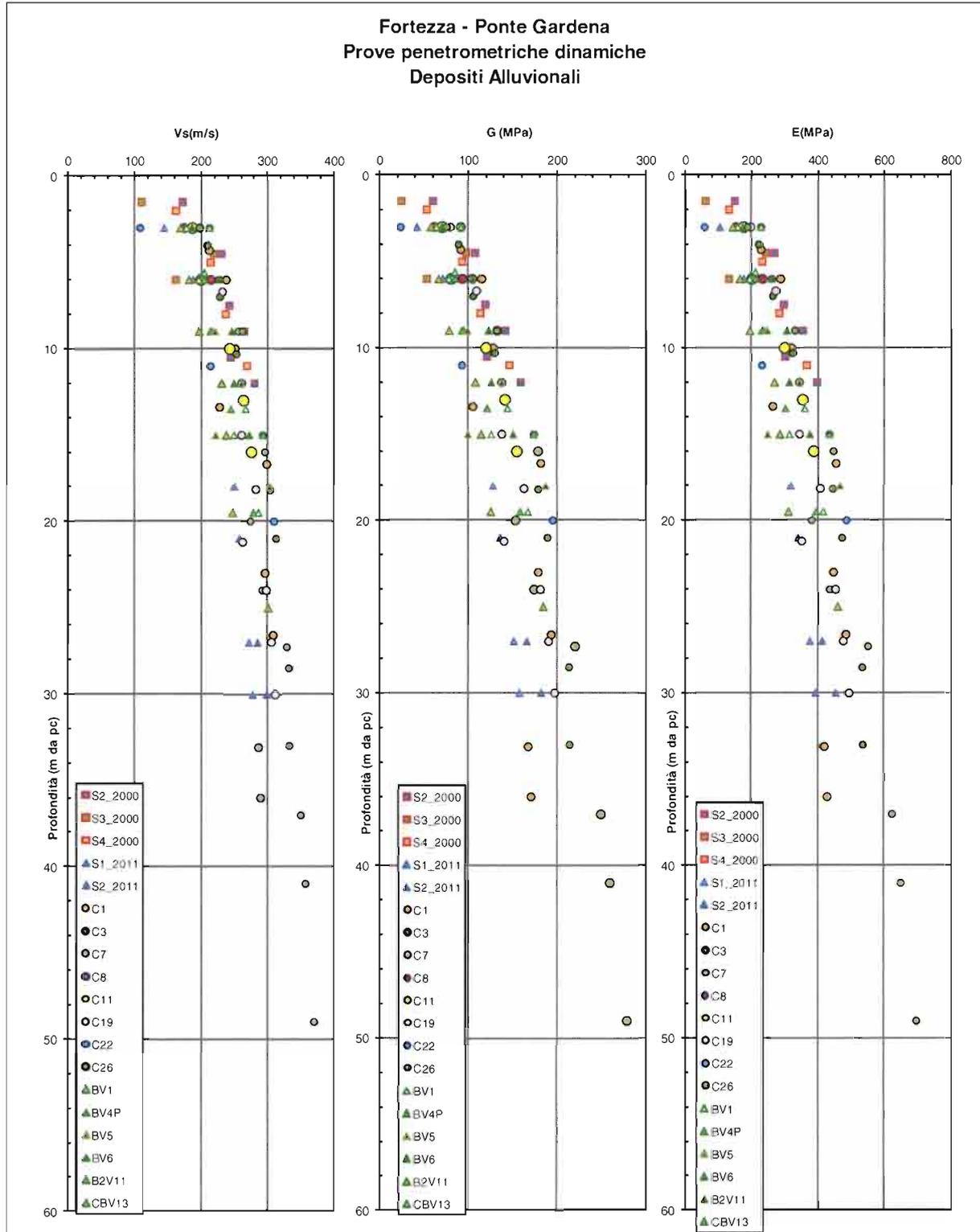


Figura 7.5: Prove penetrometriche dinamiche sulle alluvioni; Vs e Moduli iniziali

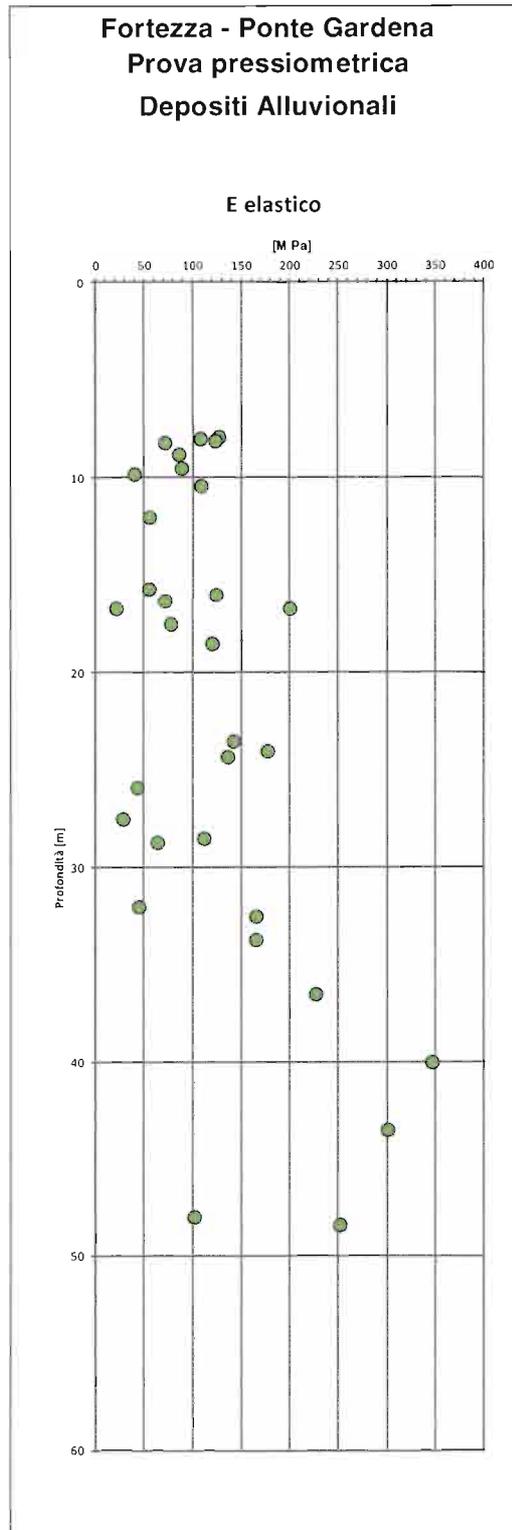


Figura 7.6: Prove pressiometriche sulle alluvioni; Modulo elastico

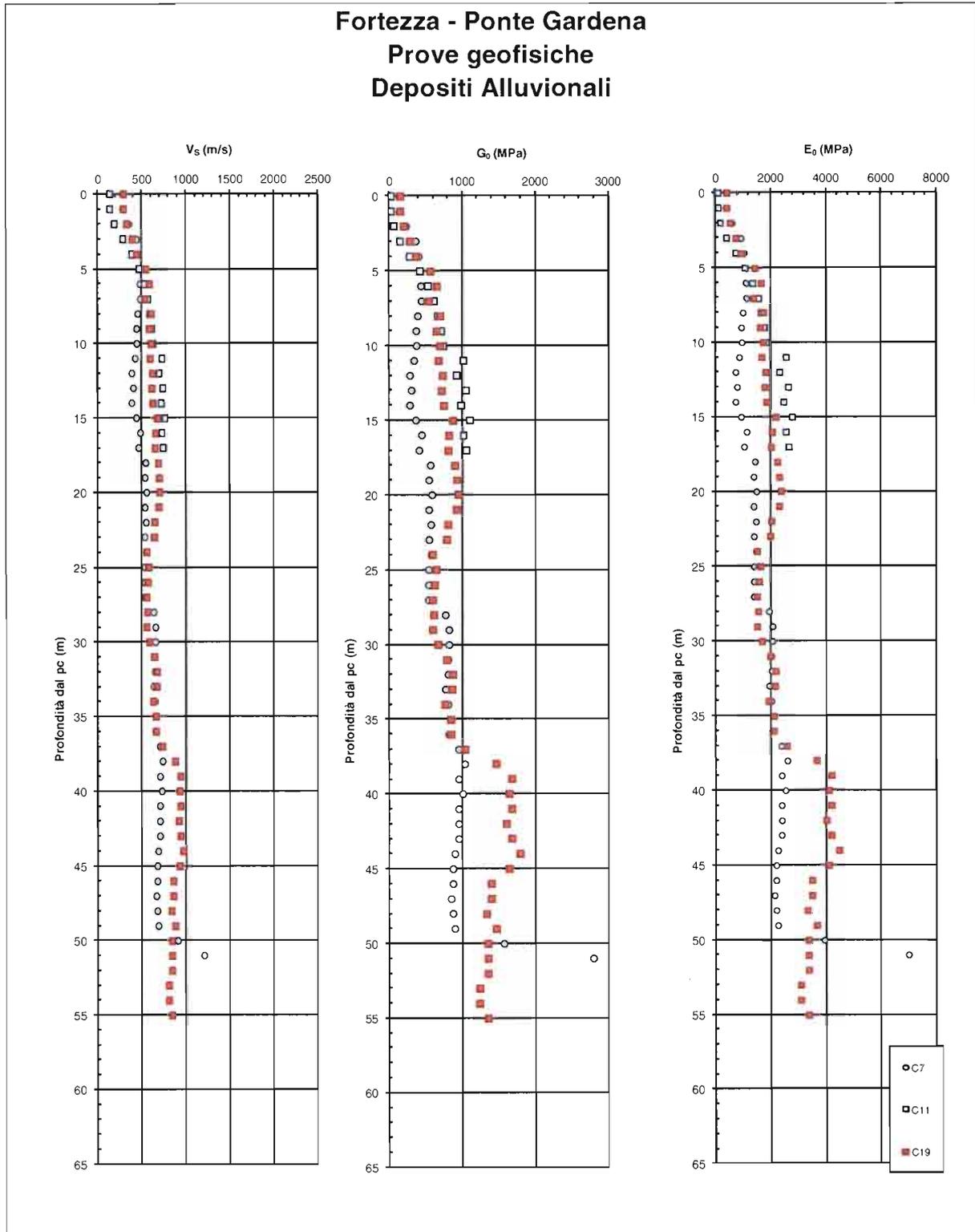


Figura 7.7: Prove cross-hole/down-hole; Velocità delle onde di taglio V_s e Moduli iniziali

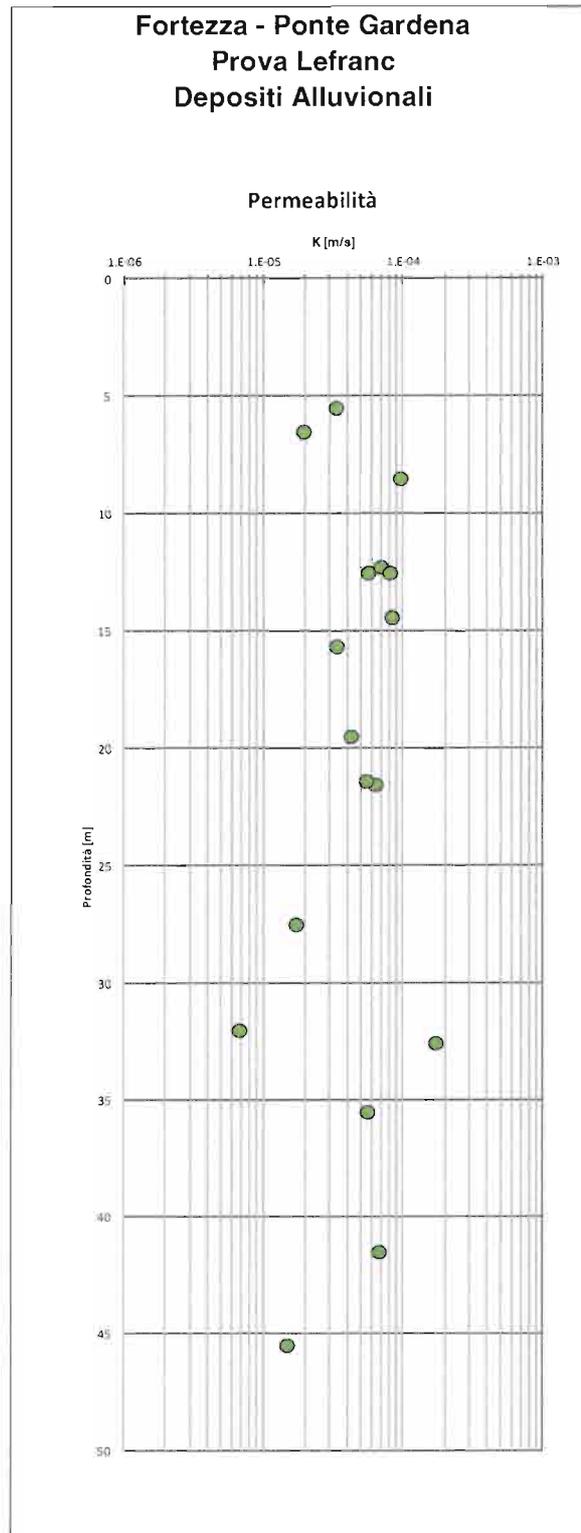


Figura 7.8: Prove Lefranc sui Depositi alluvionali; Permeabilità

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA ACCESSO SUD ALLA GALLERIA DI BASE DEL BRENNERO QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA LOTTO 1: FORTEZZA – PONTE GARDENA								
	RELAZIONE ALL'APERTO	GEOTECNICA	DEI	TRATTI	COMMESSA IBL1	LOTTO 10	CODIFICA D 11 RB	DOCUMENTO GE 00 05 001	REV. A

7.1.5 Coefficienti di permeabilità

Per quanto riguarda i depositi alluvionali sono disponibili i risultati di una serie di prove di permeabilità Lefranc (si veda la **Figura 7.8**).

In base a questi risultati, alla composizione granulometrica e alle caratteristiche di plasticità dei materiali in esame, per i depositi alluvionali in esame si può ipotizzare di assumere un coefficiente di permeabilità in sito dell'ordine di 5×10^{-5} – 1×10^{-4} m/s per i depositi granulari e di 1×10^{-5} m/s per i depositi di materiale più fine.

7.1.6 Tabella riepilogativa di caratterizzazione geotecnica

Sulla base di quanto presentato e discusso nei paragrafi precedenti nelle seguenti **Tabella 7.1** e **Tabella 7.2** vengono riassunti i parametri medi caratteristici dei materiali costituenti i depositi alluvionali distinguendo le due componenti grossolana e fine.

Tabella 7.1: Parametri dei depositi alluvionali – Depositi di materiale grossolano S(G), G(S)

γ_t (kN/m ³)	19.5 – 20.5
N _{SPT} (colpi/30 cm)	> 70
D _r (%)	70÷100
ϕ' (°)	35÷37
c' (kPa)	0
c _u (kPa)	-
k _v (m/s)	5×10^{-5} – 1×10^{-4}
V _s (m/s)	400 (fino a 25m di prof.) 600÷700 (da 25 a 50m di prof.)
G ₀ (MPa)	150÷800 ^(*)
E _{op} (MPa)	40÷250 ^(**)
v' (-)	0.25

(*) = crescente con la profondità da 0 a 50m.

Tabella 7.2: Parametri dei depositi alluvionali – Depositi di materiale fine S(L), L(S)

γ_t (kN/m ³)	18.0 ÷ 19.0
N_{SPT} (colpi/30 cm)	3 ÷ 30
ϕ' (°)	30 ÷ 32
c' (kPa)	0
c_u (kPa)	15+80 ^(*)
k_v (m/s)	1×10^{-5}
G_0 (MPa)	20+40 ^(*)
E_{op} (MPa)	5+10 ^(*)
ν' (-)	0.25

(*) = crescente con la profondità da 0 a 10m.

Simbologia:

γ_t = peso di volume naturale;

N_{SPT} = resistenza penetrometrica dinamica in prova SPT;

D_r = Densità relativa;

ϕ' = angolo di resistenza al taglio "operativo";

c' = intercetta di coesione "operativa";

c_u = resistenza al taglio non drenata riferita a tensioni di consolidazione pari a quelle geostatiche e a condizioni di carico tipo quelle delle prove triassiali di compressione e carico;

k_v = coefficiente di permeabilità verticale riferito a pressioni di consolidazione pari a quelle geostatiche e a problemi di flusso diretto principalmente nella direzione verticale;

V_s = velocità di propagazione delle onde di taglio;

G_0 = modulo di taglio iniziale riferito alle pressioni efficaci geostatiche;

E_{op} = modulo di Young "operativo";

ν = rapporto di Poisson.

7.2 Detriti di versante

Nel seguito è presentata la caratterizzazione geotecnica dei detriti di versante che si incontrano in corrispondenza del versante interessato dalla realizzazione del quadruplicamento ferroviario nell'area di Ponte Gardena, in corrispondenza del passaggio tra la formazione delle Filladi di Bressanone e i depositi alluvionali di fondovalle.

In particolare, i detriti di versante che si incontrano sono costituiti principalmente da ghiaie, ciottoli e blocchi di dimensioni variabili, anche superiori al metro, di forma generalmente angolare; occasionalmente si ha la presenza di depositi più fini, classificabili come sabbie, generalmente nei primi metri da piano campagna.

Si tratta di materiali in cui sono state condotte prove SPT che hanno dato sistematicamente rifiuto.

				QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA ACCESSO SUD ALLA GALLERIA DI BASE DEL BRENNERO QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA LOTTO 1: FORTEZZA – PONTE GARDENA					
				RELAZIONE ALL'APERTO	GEOTECNICA	DEI	TRATTI	COMMESSA IBL1	LOTTO 10

7.2.1 Caratteristiche fisiche

Le caratteristiche granulometriche dei materiali in esame sono desumibili dalla **Figura 7.9** dove sono diagrammati i valori del contenuto di ghiaia, di sabbia e di fine (limo e argilla) registrati in laboratorio. I depositi, che da rapporti stratigrafici vengono descritti come granulari, hanno un contenuto di fine mediamente inferiore al 25% con un contenuto di ghiaia mediamente tra il 40 ed il 80% ed un contenuto di sabbia anch'esso mediamente compreso tra il 15 ed il 35%.

Il peso di volume naturale γ_t può variare tra 20-21 kN/m³ essendo il materiale perlopiù di componente più grossolana.

I materiali grossolani che costituiscono i detriti di versante sono descritti nelle colonnine stratigrafiche dei sondaggi come “ghiaia eterometrica (presenza di ciottoli) debolmente sabbiosaghiaie con sabbie”; dalle colonnine stratigrafiche si osserva la presenza di blocchi di fillade fratturata e alterata dalle dimensioni metriche.

I materiali granulari sono caratterizzati da resistenze penetrometriche dinamiche N_{SPT} sistematicamente a rifiuto fin dai primi metri di profondità.

Da tali risultati, considerando anche quanto emerso dalle prove di laboratorio disponibili, sono identificativi di materiali da mediamente densi a molto densi.

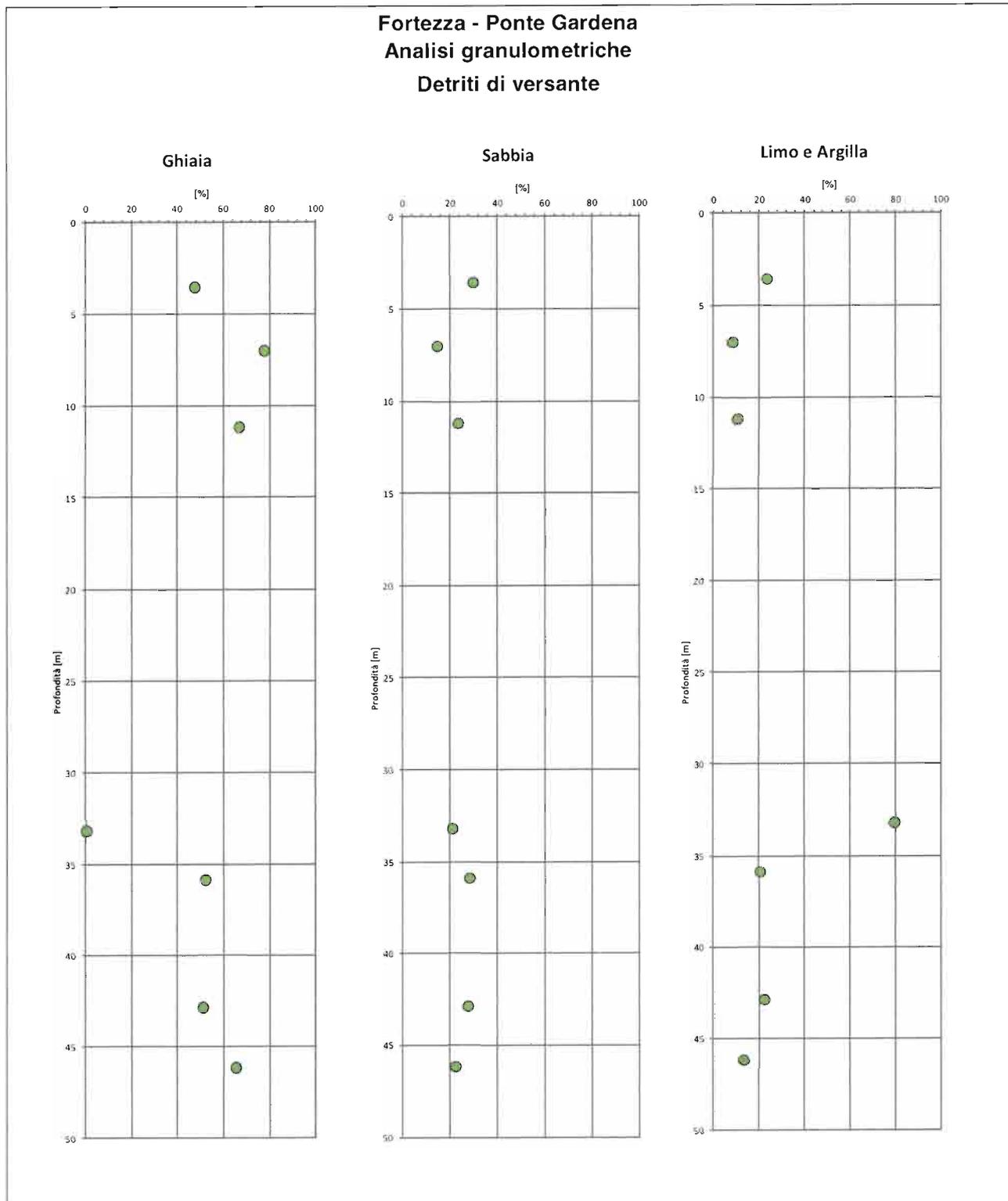


Figura 7.9: Prove di laboratorio sui Detriti di versante: Granulometria

	QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA ACCESSO SUD ALLA GALLERIA DI BASE DEL BRENNERO QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA LOTTO 1: FORTEZZA – PONTE GARDENA								
	RELAZIONE ALL'APERTO	GEOTECNICA	DEI	TRATTI	COMMESSA IBL1	LOTTO 10	CODIFICA D 11 RB	DOCUMENTO GE 00 05 001	REV. A

7.2.2 Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci

In mancanza di determinazioni dirette da prove di laboratorio, per i parametri di resistenza al taglio di picco ed operativi in termini di sforzi efficaci si può ricorrere alla determinazione indiretta a partire dai risultati delle prove SPT e delle prove pressiometriche. Si sottolinea come, pur essendo state effettuate prove pressiometriche, in nessun caso è stato possibile determinare da esse i parametri di resistenza al taglio in quanto nella maggior parte dei casi la prova non è stata condotta fino alla rottura permettendo quindi la sola determinazione dei parametri di deformabilità elastica. In base a quanto appena detto, il valori di resistenza al taglio relativo ai detriti di versante fa riferimento a quanto emerso dalle prove penetrometriche dinamiche.

In base a Bolton (1986) si possono stimare valori di angoli di resistenza al taglio operativo compresi nell'intervallo $38^\circ - 40^\circ$.

Resistenze “operative”:

$\varphi' = 38^\circ \div 40^\circ =$ angolo di resistenza al taglio per la componente più grossolana

7.2.3 Caratteristiche di deformabilità

Sulla base dei risultati delle prove SPT e delle prove pressiometriche (riportati in **Figura 7.10**), possono essere assegnati i seguenti valori per le caratteristiche di deformabilità:

- valori di V_s , ottenuti per mezzo delle prove SPT, risultano essere variabili da 250 a 400 m/s per i detriti fino a 30 m;
- Moduli di taglio iniziali G_0 variabili da 150 a 300 MPa da piano campagna fino a 30 m di profondità ricavati a partire dai risultati delle prove SPT;
- Moduli di Young iniziali E_0 variabili da 350 a 900 MPa da piano campagna fino a 30 m di profondità;
- Moduli elastici ricavati a partire dai risultati delle prove pressiometriche compresi nell'intervallo 50 -60 MPa;
- Moduli di Young “operativi” per analisi elastico-lineari o elastico-lineari-plastiche di fondazioni dirette, fondazioni su pali e rilevati $E_{op1} = (1/5 \div 1/10) \cdot E_0 =$ variabili da 70 a 180 MPa da piano campagna fino a 30 m di profondità;
- Moduli di Young “operativi”, per analisi elastiche-lineari o elastico-lineari-plastiche di fronti di scavo sostenuti con opere di sostegno tipo paratie (tirantate e non) $E_{op2} = (1/5) \cdot E_0 =$ variabili da 40 a 200 MPa da piano campagna fino a 20 m di profondità;
- Rapporto di Poisson $\nu' = 0.25$.

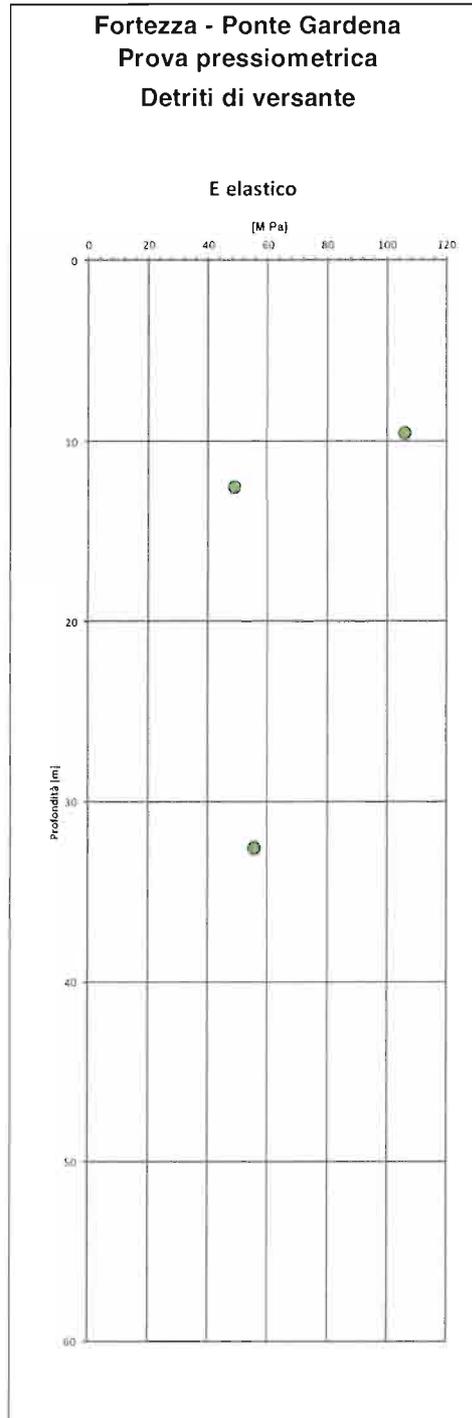


Figura 7.10: Prove pressiometriche sui Detriti di versante; Modulo elastico

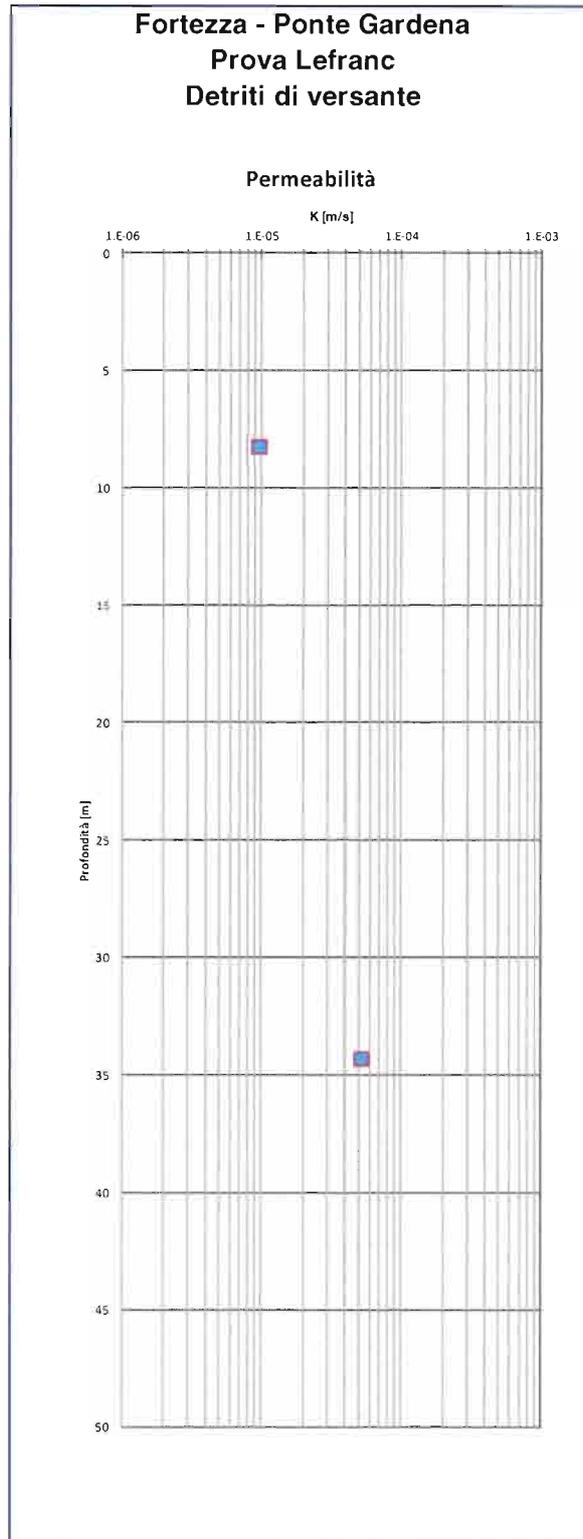


Figura 7.11: Prove Lefranc sui Detriti di versante; Permeabilità

7.2.4 Coefficienti di permeabilità

Per quanto riguarda i depositi alluvionali sono disponibili i risultati di una serie di prove di permeabilità Lefranc (si veda la **Figura 7.11**).

In base a questi risultati, alla composizione granulometrica e alle caratteristiche di plasticità dei materiali in esame, per i depositi alluvionali in esame si può ipotizzare di assumere un coefficiente di permeabilità in sito dell'ordine di $1 \times 10^{-5} - 5 \times 10^{-5}$ m/s.

7.2.5 Tabella riepilogativa di caratterizzazione geotecnica

Sulla base di quanto presentato e discusso nei paragrafi precedenti nella seguente **Tabella 7.3** vengono riassunti i parametri medi caratteristici dei materiali costituenti i depositi alluvionali distinguendo le due componenti grossolana e fine.

Tabella 7.3: Parametri dei Detriti di versante D

γ_t (kN/m ³)	20.0 – 21.0
N_{SPT} (colpi/30 cm)	rifiuto
D_r (%)	-
ϕ' (°)	38÷40
c' (kPa)	0
c_u (kPa)	-
k_v (m/s)	$1 \times 10^{-5} - 5 \times 10^{-5}$
V_s (m/s)	250-400 ^(*)
G_0 (MPa)	150÷300 ^(*)
E_{op} (MPa)	60-180 ^(*)
ν' (-)	0.25

(*) = crescente con la profondità da 0 a 30m.

Simbologia:

γ_t = peso di volume naturale;

N_{SPT} = resistenza penetrometrica dinamica in prova SPT;

D_r = Densità relativa;

ϕ' = angolo di resistenza al taglio "operativo";

RELAZIONE ALL'APERTO	GEOTECNICA	DEI	TRATTI	COMMESSA IBL1	LOTTO 10	CODIFICA D 11 RB	DOCUMENTO GE 00 05 001	REV. A	FOGLIO 67 di 124
-------------------------	------------	-----	--------	------------------	-------------	---------------------	---------------------------	-----------	---------------------

c' = intercetta di coesione "operativa";

c_u = resistenza al taglio non drenata riferita a tensioni di consolidazione pari a quelle geostatiche e a condizioni di carico tipo quelle delle prove triassiali di compressione e carico;

k_v = coefficiente di permeabilità verticale riferito a pressioni di consolidazione pari a quelle geostatiche e a problemi di flusso diretto principalmente nella direzione verticale;

V_s = velocità di propagazione delle onde di taglio;

G_0 = modulo di taglio iniziale riferito alle pressioni efficaci geostatiche;

E_{op} = modulo di Young "operativo";

ν = rapporto di Poisson.

7.3 Depositi morenici

Nel seguito è presentata la caratterizzazione geotecnica dei depositi morenici che si incontrano in corrispondenza della Val Riga, nell'area di fondovalle del fiume Isarco, in corrispondenza delle quattro aree di deposito ivi individuate (Deposito Forch, Deposito A, Deposito B e Deposito C).

In particolare, i depositi morenici che si incontrano sono costituiti da sabbie da fini (fino a sabbie limose) a medio-grossolane e da ghiaie e ciottoli di dimensioni variabili.

Si tratta di materiali in cui sono state condotte prove SPT che hanno dato risultati generalmente piuttosto alti (superiori a 40 colpi/30cm) ed in alcuni casi a rifiuto.

7.3.1 Caratteristiche fisiche

Le caratteristiche granulometriche dei materiali in esame sono desumibili dalla **Figura 7.12** dove sono diagrammati i valori del contenuto di ghiaia, di sabbia e di fine (limo e argilla) registrati in laboratorio. I depositi morenici, che da rapporti stratigrafici vengono descritti come granulari, hanno un contenuto di fine mediamente inferiore al 20-25% con un contenuto di ghiaia mediamente tra il 20 ed il 60% ed un contenuto di sabbia anch'esso mediamente compreso tra il 20 ed il 70%.

Il peso di volume naturale γ_t può variare tra 19-20 kN/m³.

I Detriti morenici sono descritti nelle colonnine stratigrafiche dei sondaggi come ghiaie con sabbie e sabbie con ghiaie con rari ciottoli; sono caratterizzati da resistenze penetrometriche dinamiche N_{SPT} oltre i 40 colpi/30 cm, generalmente pari a 50÷100 colpi/30 cm o rifiuto.

In aggiunta alle prove di laboratorio, ai fini della classificazione dei materiali, si è provveduto a ricavare i valori di densità relativa a partire dai risultati delle prove SPT.

Tali risultati, essendo molto spesso a rifiuto o comunque molto elevati (80-90 colpi/30cm), pur tenendo conto della granulometria grossolana del materiale, sono identificativi di materiali da mediamente densi a densi.

Sulla base dell'interpretazione delle prove SPT, i cui risultati sono riportati nella **Figura 7.13**, si possono stimare, in accordo a Skempton (1986) per le sabbie medio fini ed in accordo a Cubrinowski ed Ishihara (1999) per le sabbie grosse e le ghiaie, valori di densità relativa D_r variabili dal 40 all'60% (si veda la **Figura 7.14**).

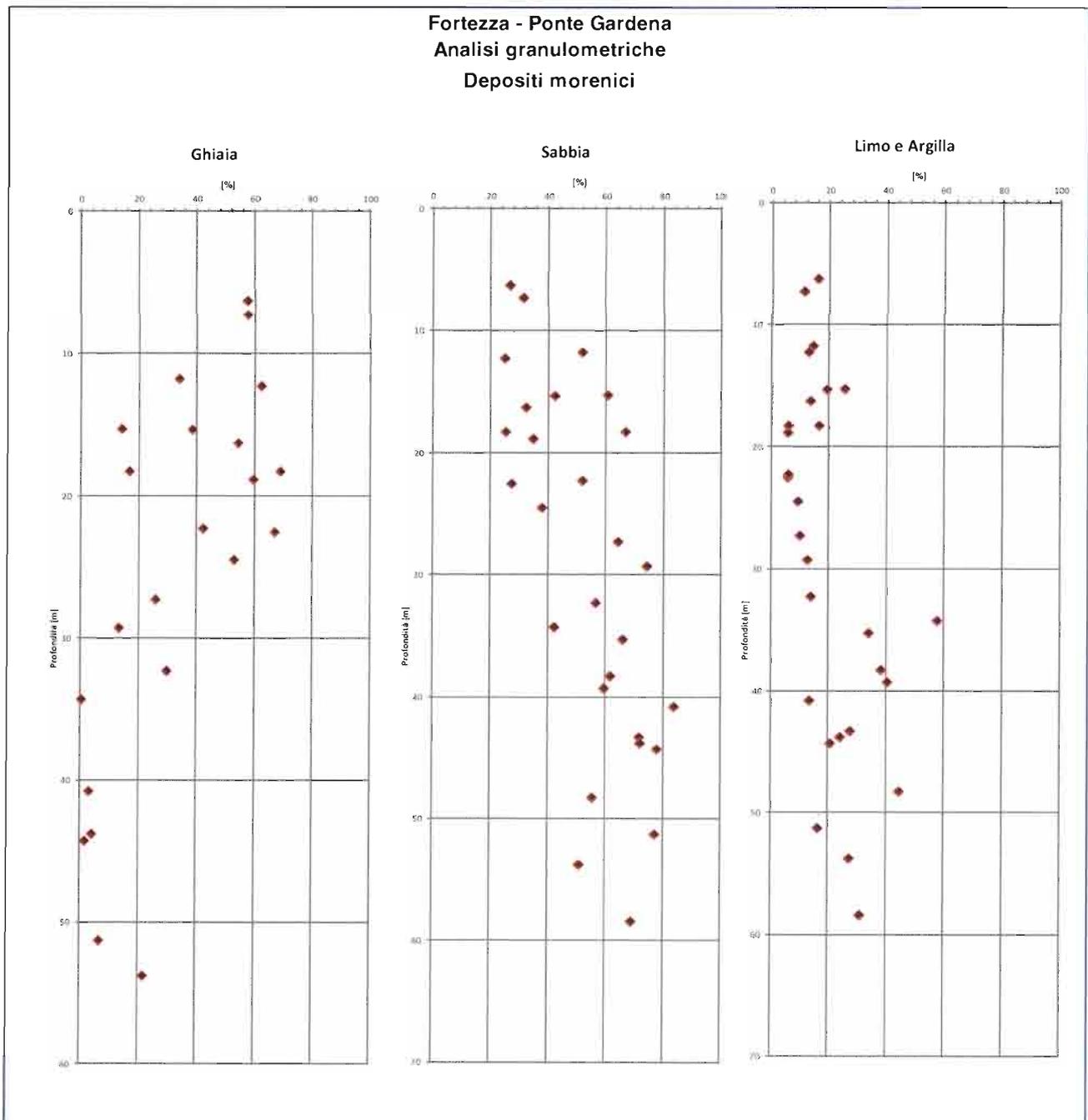


Figura 7.12: Prove di laboratorio sui Depositi morenici: Granulometria

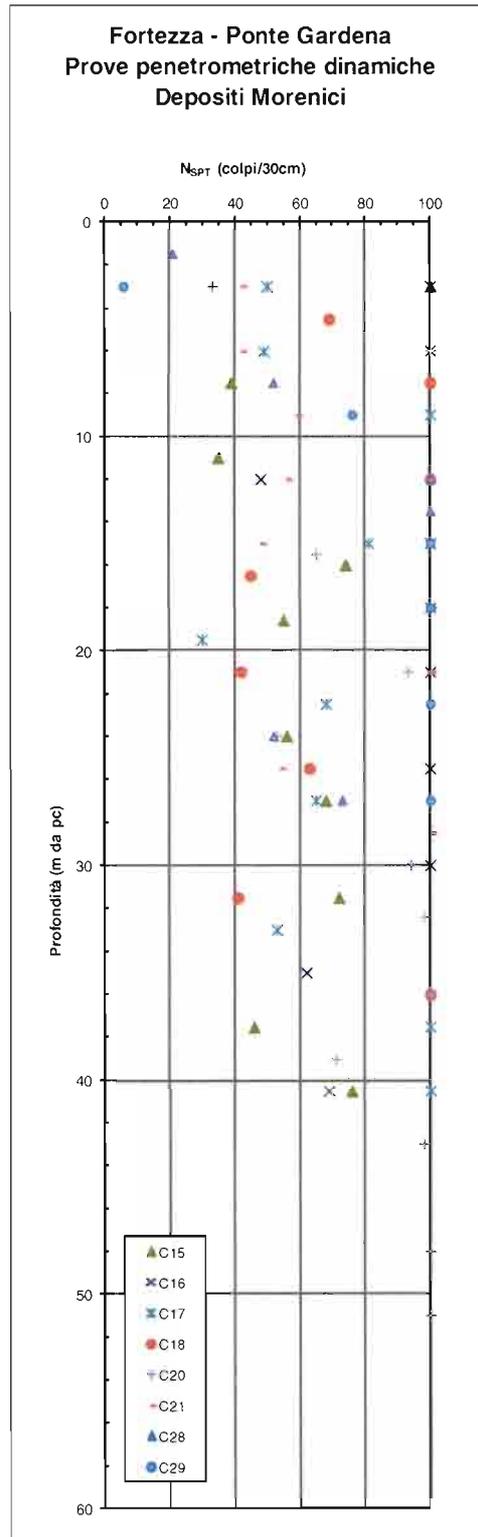


Figura 7.13: Prove penetrometriche dinamiche sui Depositi morenici; N_{SPT}

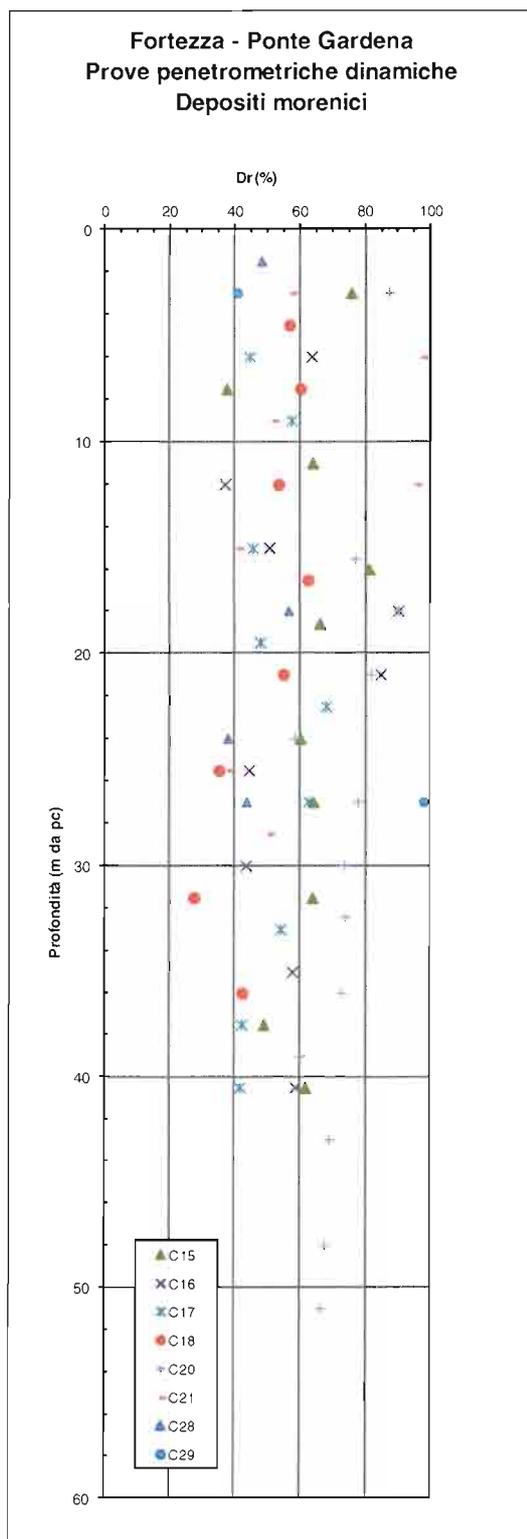


Figura 7.14: Prove penetrometriche dinamiche sui Depositi morenici; Densità relativa

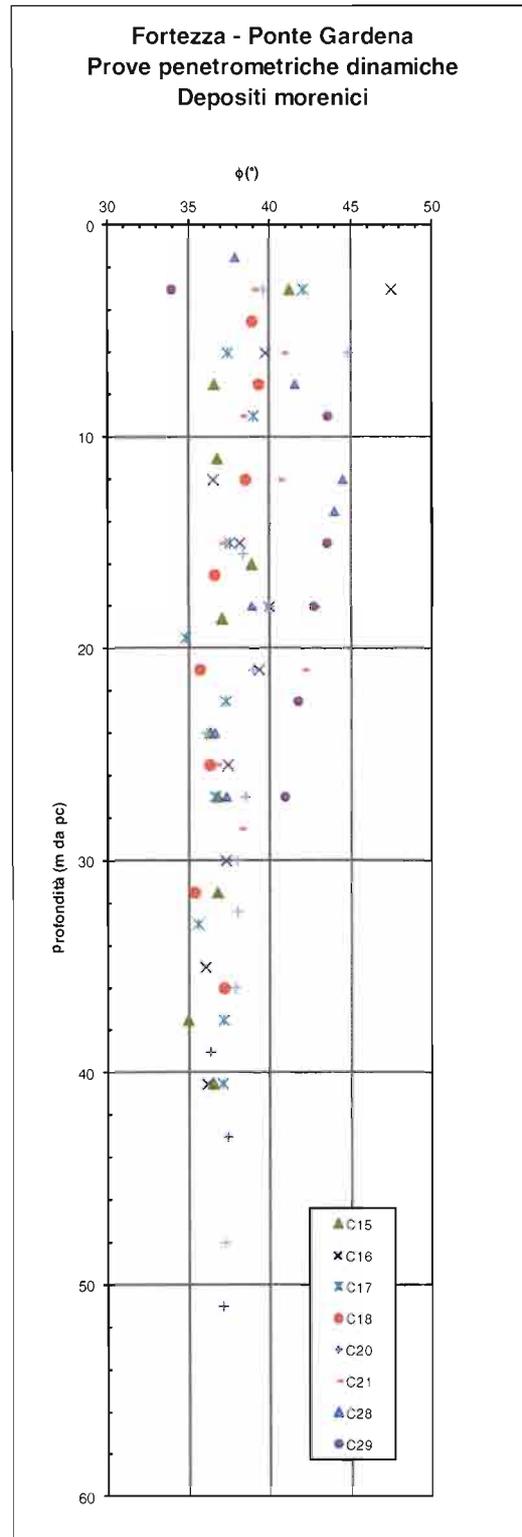


Figura 7.15: Prove penetrometriche dinamiche sui Depositi morenici; Angolo di attrito

				QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA ACCESSO SUD ALLA GALLERIA DI BASE DEL BRENNERO QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA LOTTO 1: FORTEZZA – PONTE GARDENA					
				RELAZIONE ALL'APERTO	GEOTECNICA	DEI	TRATTI	COMMESSA IBL1	LOTTO 10

7.3.2 Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci

In mancanza di determinazioni dirette da prove di laboratorio, per i parametri di resistenza al taglio di picco ed operativi in termini di sforzi efficaci si può ricorrere alla determinazione indiretta a partire dai risultati delle prove SPT e delle prove pressiometriche. Si sottolinea come, pur essendo state effettuate numerose prove pressiometriche, solo in pochi casi sia stato possibile determinare da esse i parametri di resistenza al taglio in quanto nella maggior parte dei casi la prova non è stata condotta fino alla rottura permettendo quindi la sola determinazione dei parametri di deformabilità elastica.

In base a Bolton (1986) si possono stimare valori di angoli di resistenza al taglio operativo (si veda la **Figura 7.15**) compresi nell'intervallo $34^\circ - 42^\circ$.

Resistenze "operative":

$$\varphi' = 34^\circ \div 38^\circ = \text{angolo di resistenza al taglio}$$

7.3.3 Caratteristiche di deformabilità

Sulla base dei risultati delle prove SPT (riportati in **Figura 7.13**) delle prove pressiometriche (riportati in **Figura 7.17**), e delle prova geofisiche condotta in corrispondenza dei sondaggi C16, C 18 e C20 (riportati in **Figura 7.18** in termini di velocità di propagazione delle onde di taglio V_s), alla componente più sabbiosa – ghiaiosa dei depositi alluvionali possono essere assegnati i seguenti valori per le caratteristiche di deformabilità:

- valori di V_s , ottenuti per mezzo delle prove SPT, risultano essere variabili da 150 a 350 m/s, con valori crescenti con la profondità, fino a 40 m di profondità (si veda la **Figura 7.16**);
- valori di V_s , ottenuti per mezzo delle prove di tipo Cross-hole e Down-hole, dopo i primi 10 m in cui sono variabili da 250 a 500 m/s, sono dell'ordine di 500 – 700 m/s per i depositi fino a 25 m di profondità e valori di V_s dell'ordine di 700-800 m/s per i depositi da 25 a 50-55 m di profondità (si veda la **Figura 7.18**);
- Moduli di taglio iniziali G_0 variabili da 50 a 200 MPa da piano campagna fino a 50 m di profondità ricavati a partire dai risultati delle prove SPT e variabili da 200 a 1500 MPa da prove geofisiche;
- Moduli di Young iniziali E_0 variabili da 100 a 500 MPa da piano campagna fino a 50 m di profondità ricavati a partire dai risultati delle prove SPT e variabili da 500 a 3000 MPa da prove geofisiche;
- Moduli elastici ricavati a partire dai risultati delle prove pressiometriche compresi nell'intervallo 50 – 100 MPa nei primi 25 m da piano campagna e tra 200 e 400 MPa al di sotto di tale profondità;

- Moduli di Young “operativi” per analisi elastico-lineari o elastico-lineari-plastiche di fondazioni dirette, fondazioni su pali e rilevati $E_{op1} = (1/5 \div 1/10) \cdot E_0 =$ variabili da 15 a 100 MPa da piano campagna fino a 50 m di profondità;
- Moduli di Young “operativi”, per analisi elastiche-lineari o elastico-lineari-plastiche di fronti di scavo sostenuti con opere di sostegno tipo paratie (tirantate e non) $E_{op2} = (1/5) \cdot E_0 =$ variabili da 20 a 80 MPa da piano campagna fino a 20 m di profondità;
- Rapporto di Poisson $\nu' = 0.25$.

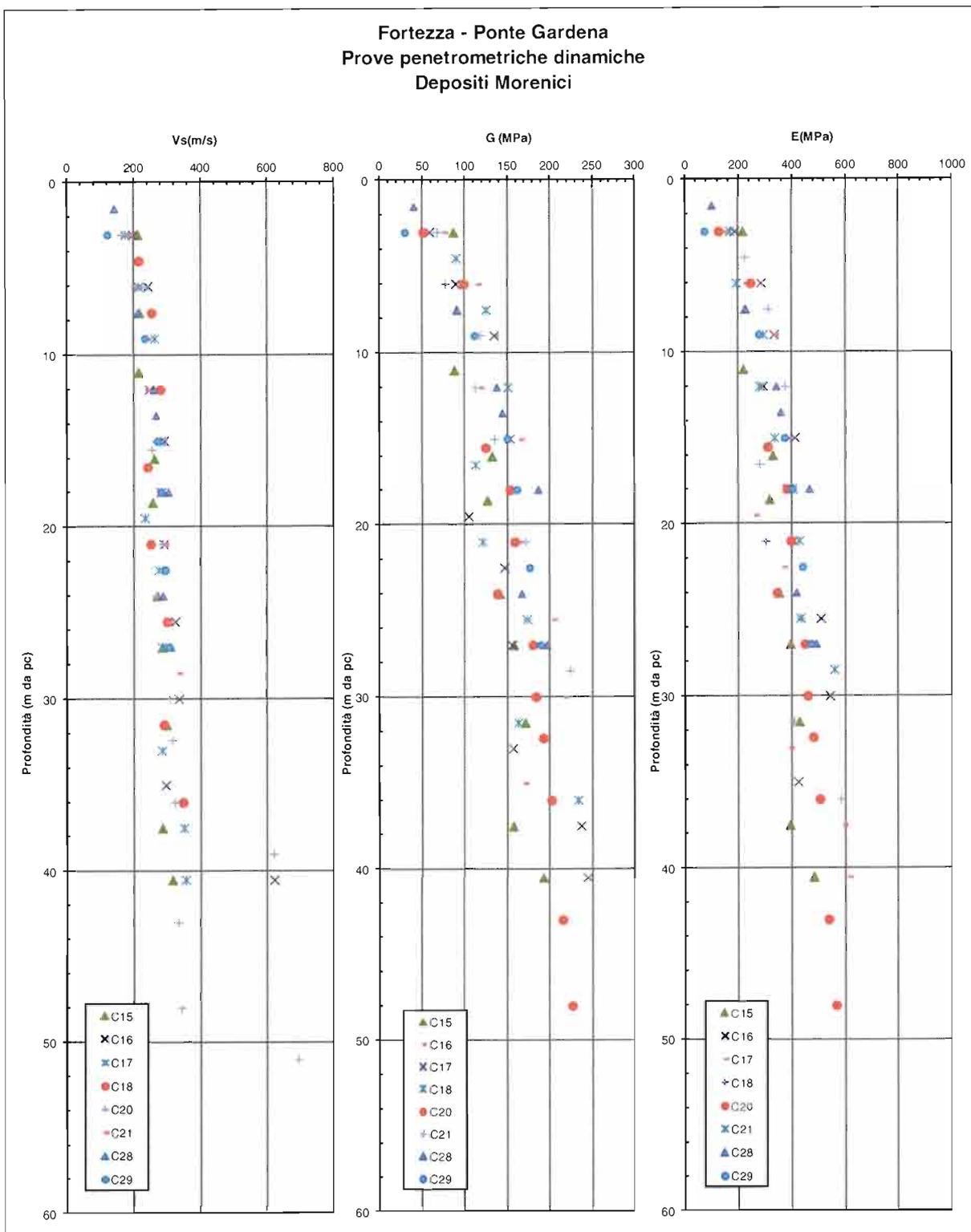


Figura 7.16: Prove penetrometriche dinamiche sui Depositi morenici; Vs e Moduli iniziali

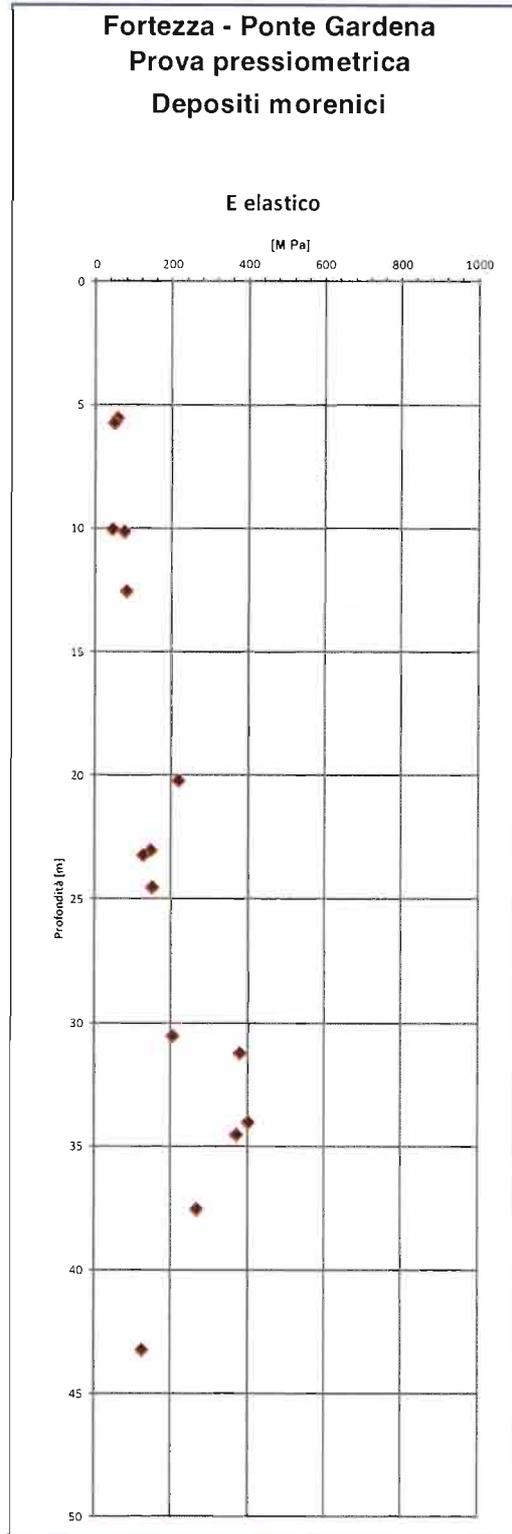


Figura 7.17: Prove pressiometriche sui Depositi morenici; Modulo elastico

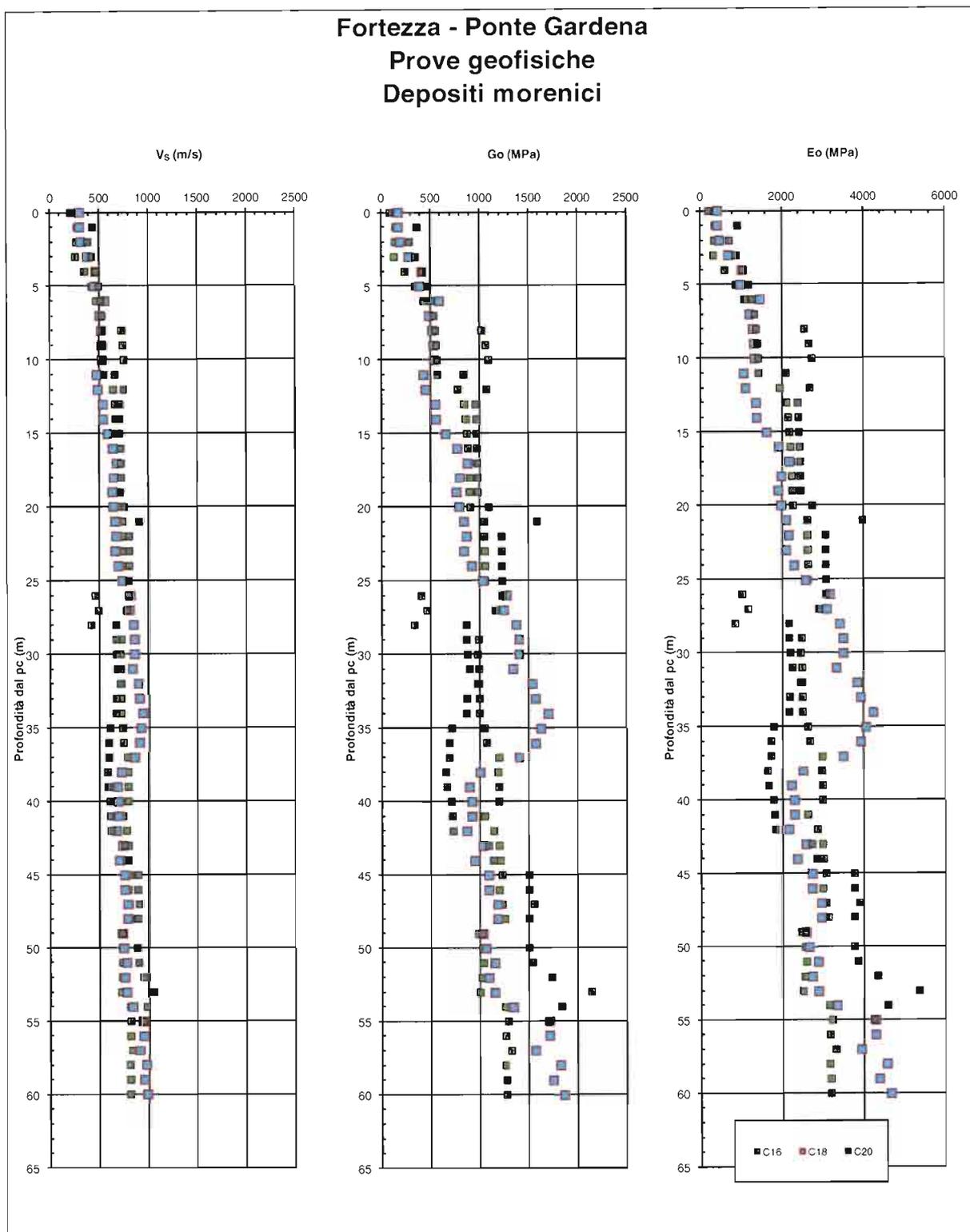


Figura 7.18: Prove cross-hole/down-hole; Velocità delle onde di taglio V_s e Moduli iniziali

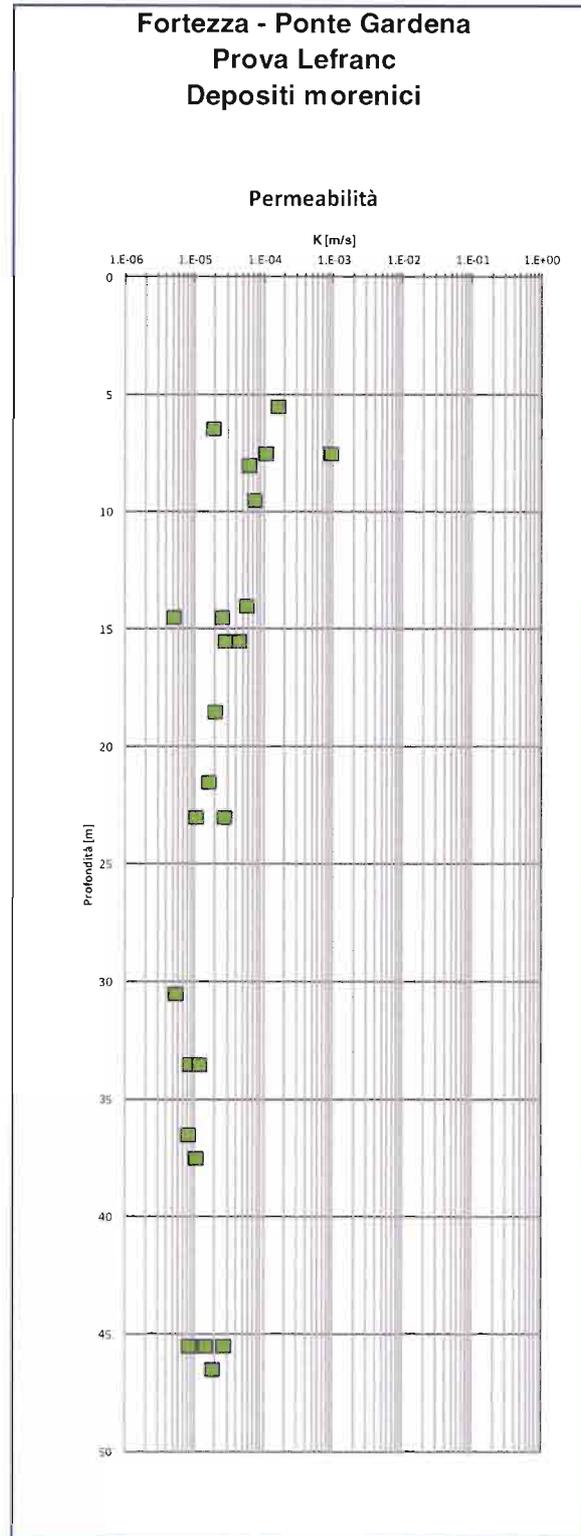


Figura 7.19: Prove Lefranc sui Depositi morenici; Permeabilità

7.3.4 Coefficienti di permeabilità

Per quanto riguarda i depositi alluvionali sono disponibili i risultati di una serie di prove di permeabilità Lefranc (si veda la **Figura 7.19**).

In base a questi risultati, alla composizione granulometrica e alle caratteristiche di plasticità dei materiali in esame, per i depositi alluvionali in esame si può ipotizzare di assumere un coefficiente di permeabilità in sito dell'ordine di $5 \times 10^{-6} - 1 \times 10^{-4}$ m/s.

7.3.5 Tabella riepilogativa di caratterizzazione geotecnica

Sulla base di quanto presentato e discusso nei paragrafi precedenti nella seguente Tabella 7.4 vengono riassunti i parametri medi caratteristici dei materiali costituenti i depositi morenici.

Tabella 7.4: Parametri dei depositi morenici

γ_t (kN/m ³)	19.0 – 20.0
N_{SPT} (colpi/30 cm)	> 40
D_r (%)	40÷60
ϕ' (°)	34÷36
c' (kPa)	0
c_u (kPa)	-
k_v (m/s)	$5 \times 10^{-6} \div 1 \times 10^{-4}$
V_s (m/s)	150 ÷ 300 ^(*)
G_0 (MPa)	50÷200 ^(*)
E_{op} (MPa)	15÷100 ^(*)
ν' (-)	0.25

(*) = crescente con la profondità da 0 a 50m.

Simbologia:

γ_t = peso di volume naturale;

N_{SPT} = resistenza penetrometrica dinamica in prova SPT;

D_r = Densità relativa;

ϕ' = angolo di resistenza al taglio "operativo";

c' = intercetta di coesione "operativa";

c_u = resistenza al taglio non drenata riferita a tensioni di consolidazione pari a quelle geostatiche e a condizioni di carico tipo quelle delle prove triassiali di compressione e carico;

k_v = coefficiente di permeabilità verticale riferito a pressioni di consolidazione pari a quelle geostatiche e a problemi di flusso diretto principalmente nella direzione verticale;

V_s = velocità di propagazione delle onde di taglio;

G_0 = modulo di taglio iniziale riferito alle pressioni efficaci geostatiche;

E_{op} = modulo di Young "operativo";

ν = rapporto di Poisson.

8 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DELLE ROCCE

Nel seguito sono presentate le caratterizzazioni geomeccaniche delle formazioni di base.

In particolare, per i tratti all'aperto del lotto 1 della linea Fortezza-Ponte Gardena, sono state individuate e caratterizzate le seguenti formazioni rocciose:

- Unità di Bressanone (Filladi Quarzifere e Quarziti Muscovitiche) – BSS e BSSa
- Dioriti quarzifere – δ
- Graniti– γ_{bi}

Si fa presente che le caratterizzazioni riportate per i materiali rocciosi sono riferite al comportamento generale dell'ammasso (nelle varie condizioni di alterazione), valutato attraverso le condizioni stratigrafiche dei sondaggi, le prove in sito e di laboratorio e le indagini geofisiche.

Si rimanda alla relazione ed alle carte geologiche per le indicazioni locali relative alla direzione ed inclinazione delle discontinuità ed alla giacitura dei piani di scistosità osservati negli affioramenti.

8.1 Unità di Bressanone (BSS – BSSa)

L'Unità di Bressanone, costituita principalmente dalle Filladi Quarzifere e dalle Quarziti Muscovitiche, appartengono ad un imponente complesso metamorfico con litologia molto variabile che costituisce la parte più settentrionale del basamento Cristallino di età Varisica delle Alpi Meridionali.

L'eterogeneità litologica, in alternanze e passaggi reciproci sia in senso verticale che orizzontale, che contraddistingue queste rocce deriva dal fatto che in dipendenza di variazioni compositive degli originari sedimenti argilloso-arenacei, i rapporti quantitativi tra i minerali componenti possono variare entro ampi livelli.

Nell'area indagata questo complesso metamorfico affiora sotto forma di Filladi Quarzifere e Quarziti Muscovitiche. Con questo termine vengono indicate rocce metamorfiche a grana fine che nell'area in esame hanno subito un metamorfismo in Facies scisti verdi (bassa temperatura e media pressione) con subfacies a granato. Esse si presentano con un colore da argenteo a plumbeo, fortemente foliate, con una quantità di quarzo variabile, frequentemente granatifere, ad una o due miche, localmente cloritiche. Possono essere presenti locali porfiroblasti di granato e di plagioclasio.

Localmente a causa della variabilità litologica accennata in precedenza possono essere presenti orizzonti o livelli di micasciti/paragneiss a seconda della percentuale di miche (muscovite, biotite e clorite) o plagioclasio.

	QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA ACCESSO SUD ALLA GALLERIA DI BASE DEL BRENNERO QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA LOTTO 1: FORTEZZA – PONTE GARDENA								
	RELAZIONE ALL'APERTO	GEOTECNICA	DEI	TRATTI	COMMESSA IBL1	LOTTO 10	CODIFICA D 11 RB	DOCUMENTO GE 00 05 001	REV. A

Sono frequenti livelli di quarzo bianco con giacitura concordante alla scistosità.

Le filladi in questione affiorano a Sud del Viadotto sul Fiume Isarco in progetto, e sono presenti al di sotto dei depositi alluvionali impostati dal suddetto corso d'acqua. A Nord del viadotto invece le filladi si trovano a contatto con le dioriti del Sistema di Chiusa. Durante la campagna geognostica condotta da Italferr i materiali appena descritti sono stati rinvenuti nelle verticali C7, C8, C9, C22.

La medesima formazione si incontra anche in corrispondenza dell'interconnessione di Ponte Gardena, evidenziata principalmente dalle verticali di indagine CBV13 e C27.

I dati presentati nei successivi paragrafi sono stati dedotti da quanto ottenuto dalle prove di laboratorio su campioni di roccia ascrivibili alla litologia delle Filladi e dai dati di sito relativi al medesimo materiale.

8.1.1 Caratteristiche fisiche

Nella **Figura 8.1** sono riportati i dati disponibili in termini di peso di volume che risultano essere compresi nell'intervallo 26 – 27.5 kN/m³.

8.1.2 Parametri di resistenza e di deformabilità

I valori di resistenza alla compressione σ_c ottenuti dalle prove di compressione monoassiale (vedi **Figura 8.2**) sono compresi tra 25 e 80 MPa.

Nella **Figura 8.2** sono mostrati i valori dei moduli di deformazione ottenuti dalle prove di compressione monoassiale che risultano essere compresi tra 10 e 30 GPa.

Le resistenze alla trazione ottenute in laboratorio da prove di trazione indiretta (tipo "brasiliiana") sono mostrate nella **Figura 8.3**. Come si può vedere i valori ottenuti sono compresi tra 5 e 10 MPa.

Le misurazioni di velocità sonica su provino in termini di V_s sono riportate nella **Figura 8.4** e sono comprese nell'intervallo 1800 – 3000 m/s.

Le misurazioni di velocità di propagazione delle onde di taglio V_s in sito tramite prova Cross-Hole nei fori di sondaggio C7 e C11 sono riportate nella **Figura 8.8**: le velocità sono comprese nell'intervallo 1000-2000 m/s, crescenti con la profondità. Da questo dato è stato calcolato il valore di modulo elastico iniziale che per le profondità di nostro interesse è mediamente pari a circa 7 GPa.

Sono state inoltre condotte delle prove dilatometriche i cui risultati in termini di modulo di deformazione di scarico e di ricarico sono riportati nella **Figura 8.6**. Nel dettaglio i valori misurati, riferiti al terzo ciclo di carico che dovrebbe essere maggiormente rappresentativo delle proprietà meccaniche della roccia testata, sono dell'ordine di 5 – 20 GPa in fase di scarico e dei 3 -8 GPa in fase di ricarico.

				QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA ACCESSO SUD ALLA GALLERIA DI BASE DEL BRENNERO QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA LOTTO 1: FORTEZZA – PONTE GARDENA					
				RELAZIONE ALL'APERTO	GEOTECNICA	DEI	TRATTI	COMMESSA IBL1	LOTTO 10

Nella **Figura 8.7** sono invece riportati i risultati dei Point Load Tests che mostrano valori di $I_s(50)$ dell'ordine di 1 – 3 MPa, corrispondenti a valori di compressione monoassiale pari a 25 – 75 MPa.

Sono state condotte anche delle prove triassiali su provini di roccia che hanno mostrato valori di σ_c compresi tra 30 e 70 MPa e valori di m_i compresi nell'intervallo 10 – 20.

Si sottolinea come i valori di compressione monoassiale ottenuti dalle diverse prove siano sostanzialmente in accordo tra loro.

I risultati della prova cross-hole condotta in corrispondenza del sondaggio C7 mostrano, al di sotto dei 50m di profondità, l'ingresso nel substrato roccioso, costituito appunto dalle Filladi di Bressanone con valori di V_s dell'ordine dei 1200 – 1400 m/s.

Dalle descrizioni e dai valori di RQD riportati sui log dei sondaggi il materiale risulta essere, su tutta la profondità investigata, caratterizzato da livelli di alterazione e fratturazione variabili; da debolmente alterati a molto alterati e da poco fratturati a molto fratturati. Complessivamente comunque, sia dai sondaggi che dai rilievi geomeccanici degli affioramenti, il materiale risulta in buone condizioni.

In base a queste evidenze ed in base a quanto emerso dai rilievi geomeccanici eseguiti sugli affioramenti di questa formazione (vedi **Tabella 8.1**) si è scelto di caratterizzare la formazione in esame con un valore di GSI intorno a 50 – 65, mentre il valore del parametro m_i (si veda **Figura 8.4**) è stato assunto pari a 7.

Sulla base di questi dati e considerando un grado di disturbo D, provocato dalla realizzazione delle opere, pari a 0.5, si sono valutati i parametri che definiscono il criterio di rottura curvilineo dell'ammasso roccioso secondo la classificazione di Hoek e Brown. Successivamente si sono derivati, in corrispondenza dell'intervallo di pressioni di interesse per la progettazione, i valori dei parametri di resistenza dell'ammasso roccioso caratterizzanti il criterio di rottura alla Mohr – Coulomb tangente a quello curvilineo dell'ammasso stesso. I risultati di tale caratterizzazione sono riportati nella **Figura 8.9**.

I risultati ottenuti in termini di parametri di resistenza equivalenti sono riportati nelle successive tabelle contenenti i parametri di caratterizzazione per la formazione.

Si sottolinea che i risultati in termini di parametri di resistenza tipo Mohr – Coulomb ottenuti dall'involuppo di rottura curvilineo sono più bassi dei risultati ottenuti dalle prove triassiali (si veda **Figura 8.5**) che però, come tali, sono caratteristici della roccia intatta e che mostravano valori di angolo d'attrito compresi tra 45 e 50° e coesione efficace compresa tra 5 e 13 MPa.

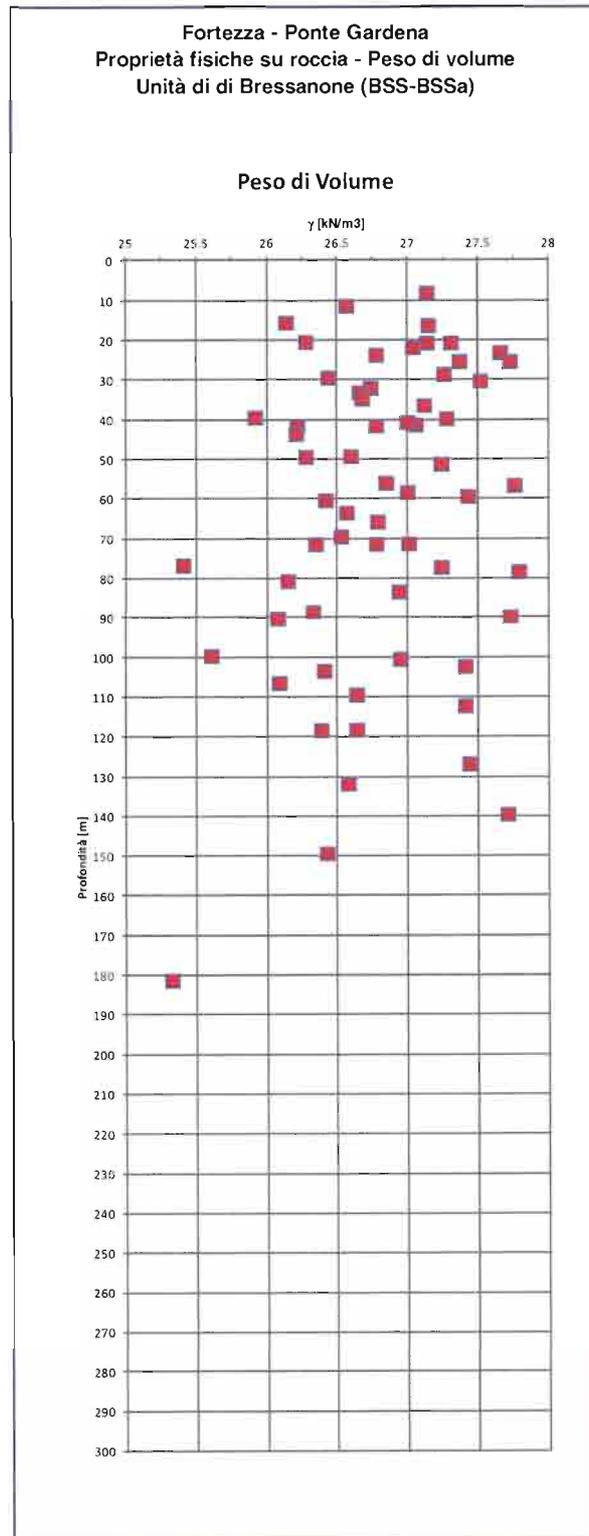


Figura 8.1: Prove di laboratorio su BSS-BSSa; Peso di volume

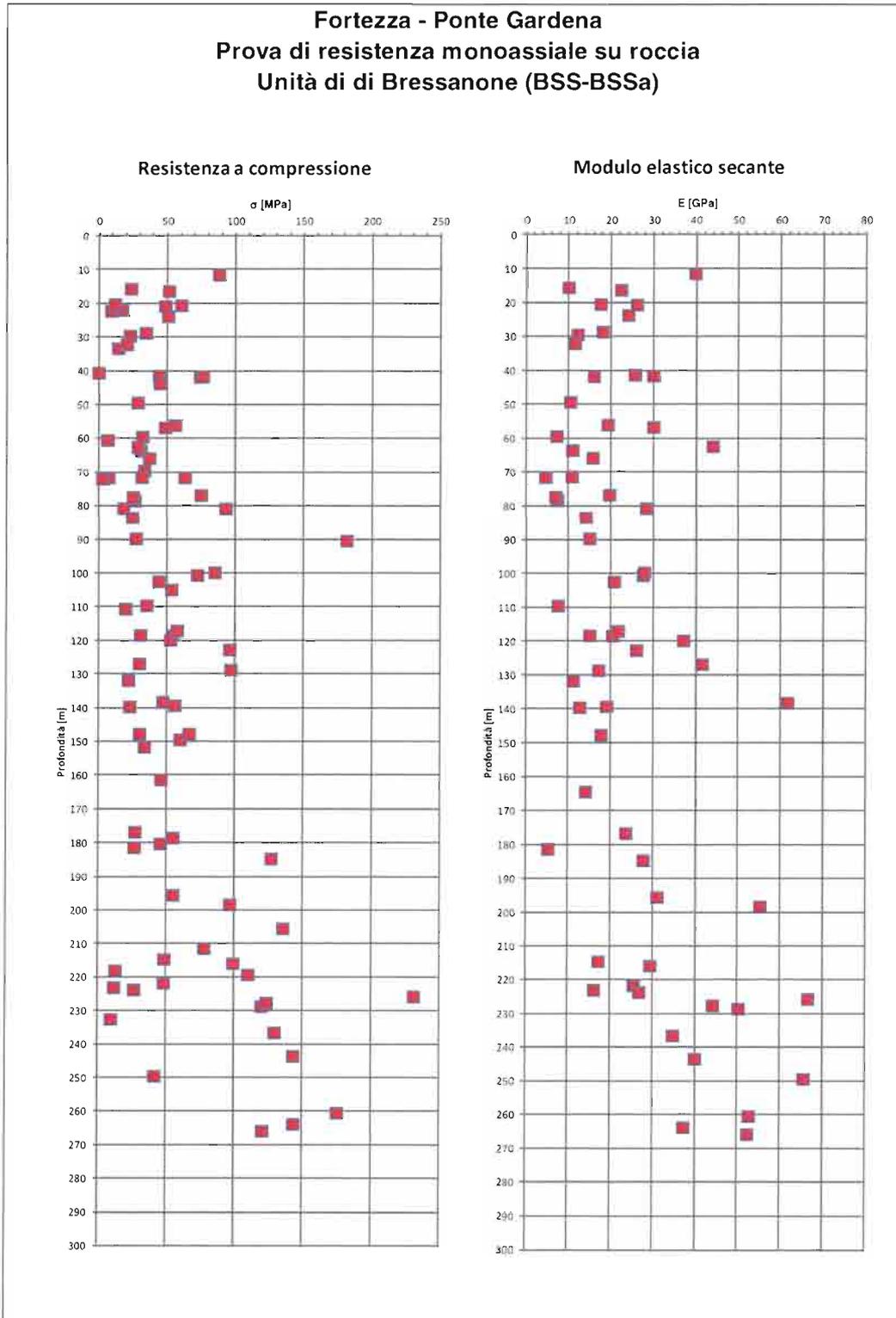


Figura 8.2: : Prove di laboratorio su BSS-BSSa; Compressione monoassiale

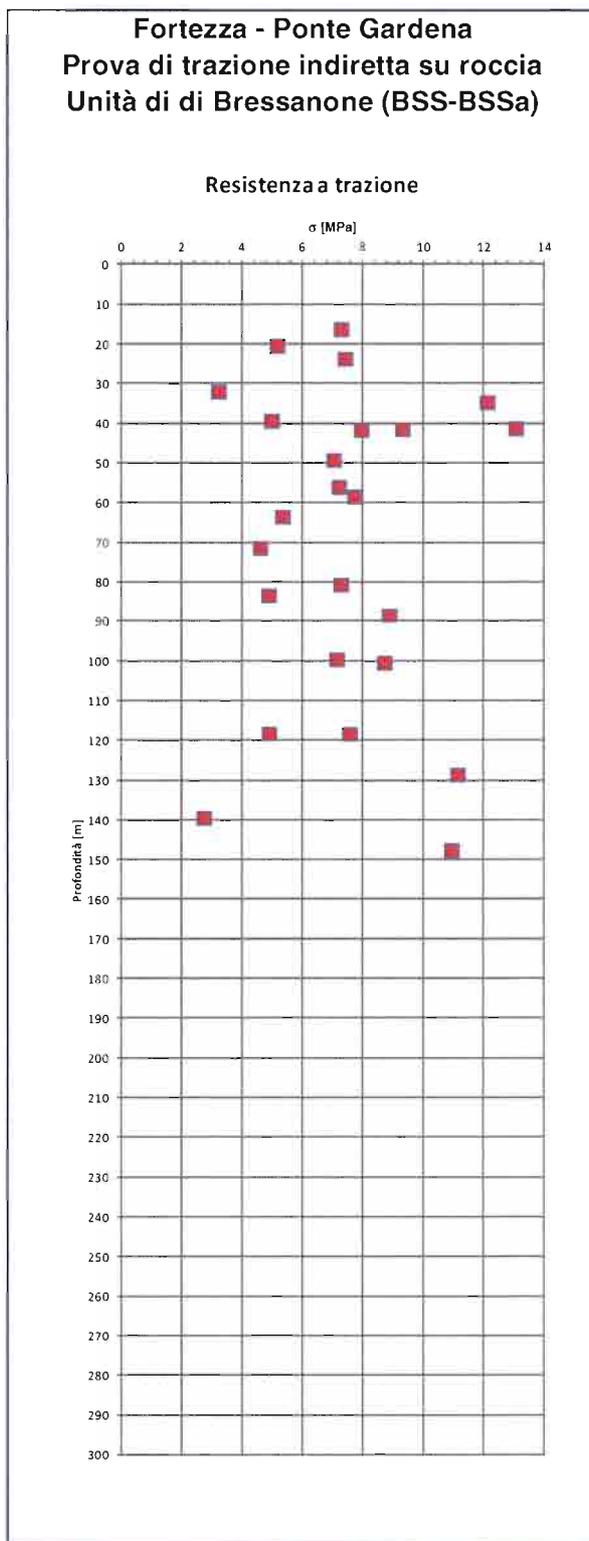


Figura 8.3: Prove di laboratorio su BSS-BSSa; Trazione indiretta; resistenza alla trazione

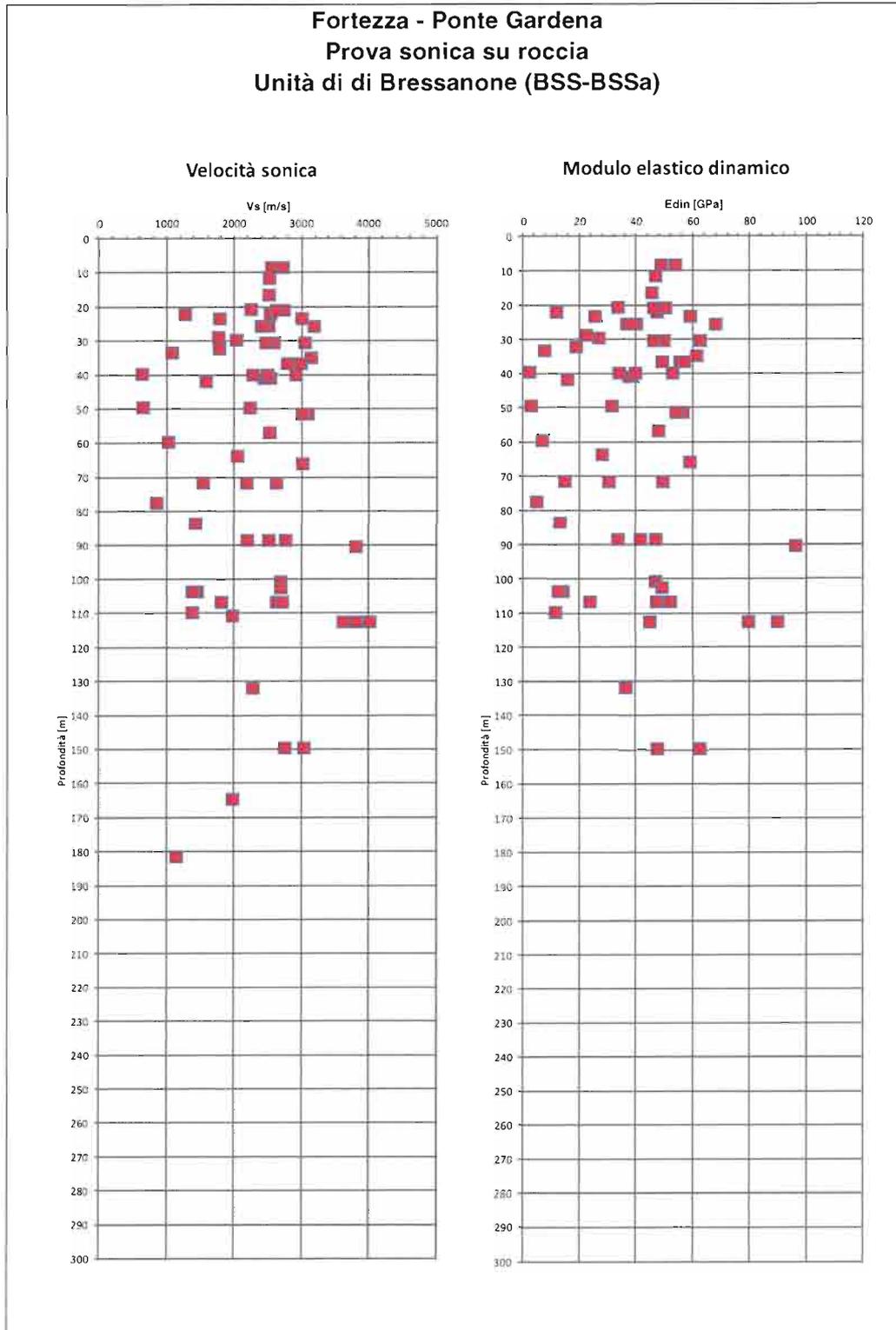


Figura 8.4: Prove di laboratorio su BSS-BSSa; Velocità sonica V_s

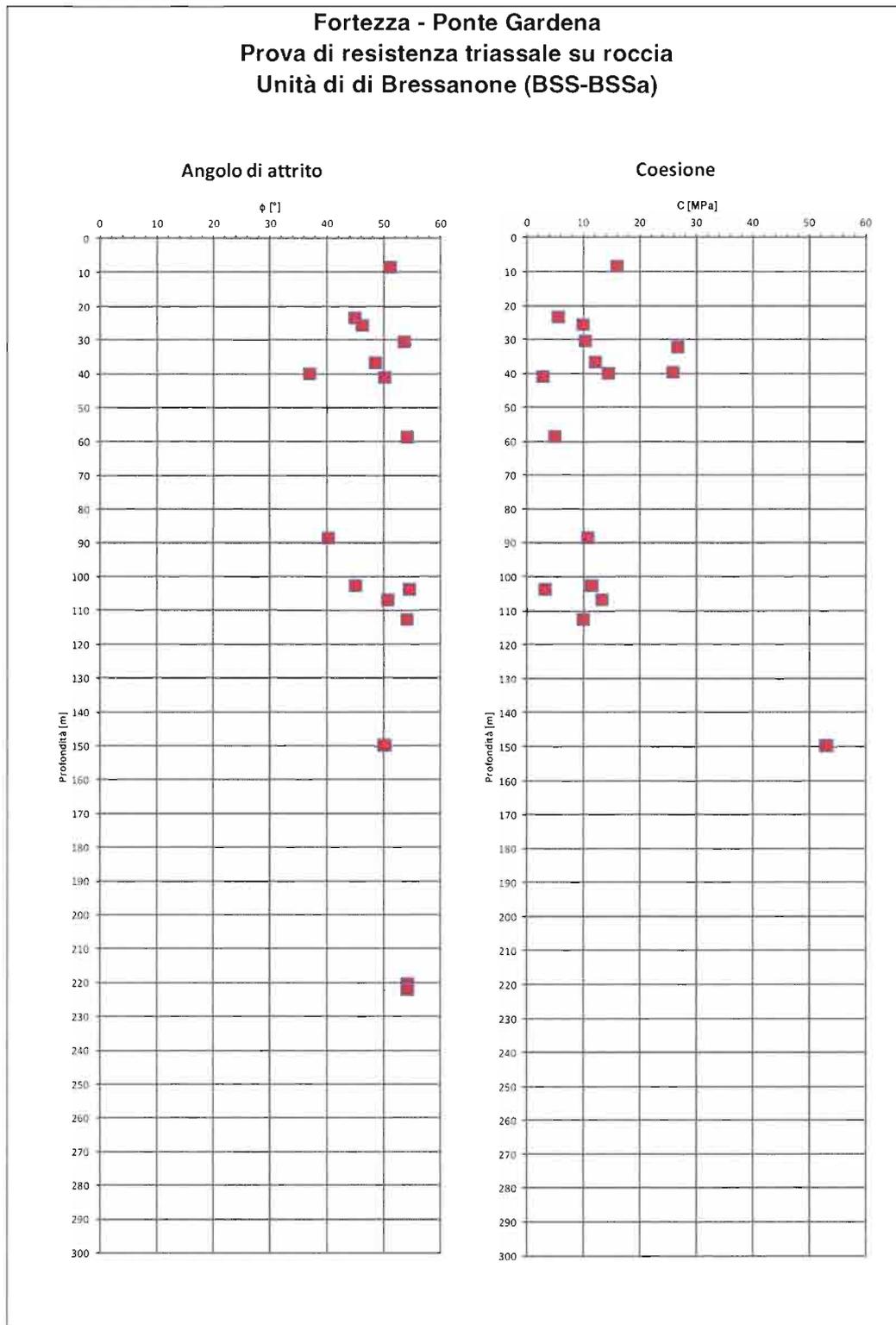


Figura 8.5: Prove di laboratorio su BSS-BSSa; Prova di Resistenza triassiale; angolo di attrito e coesione

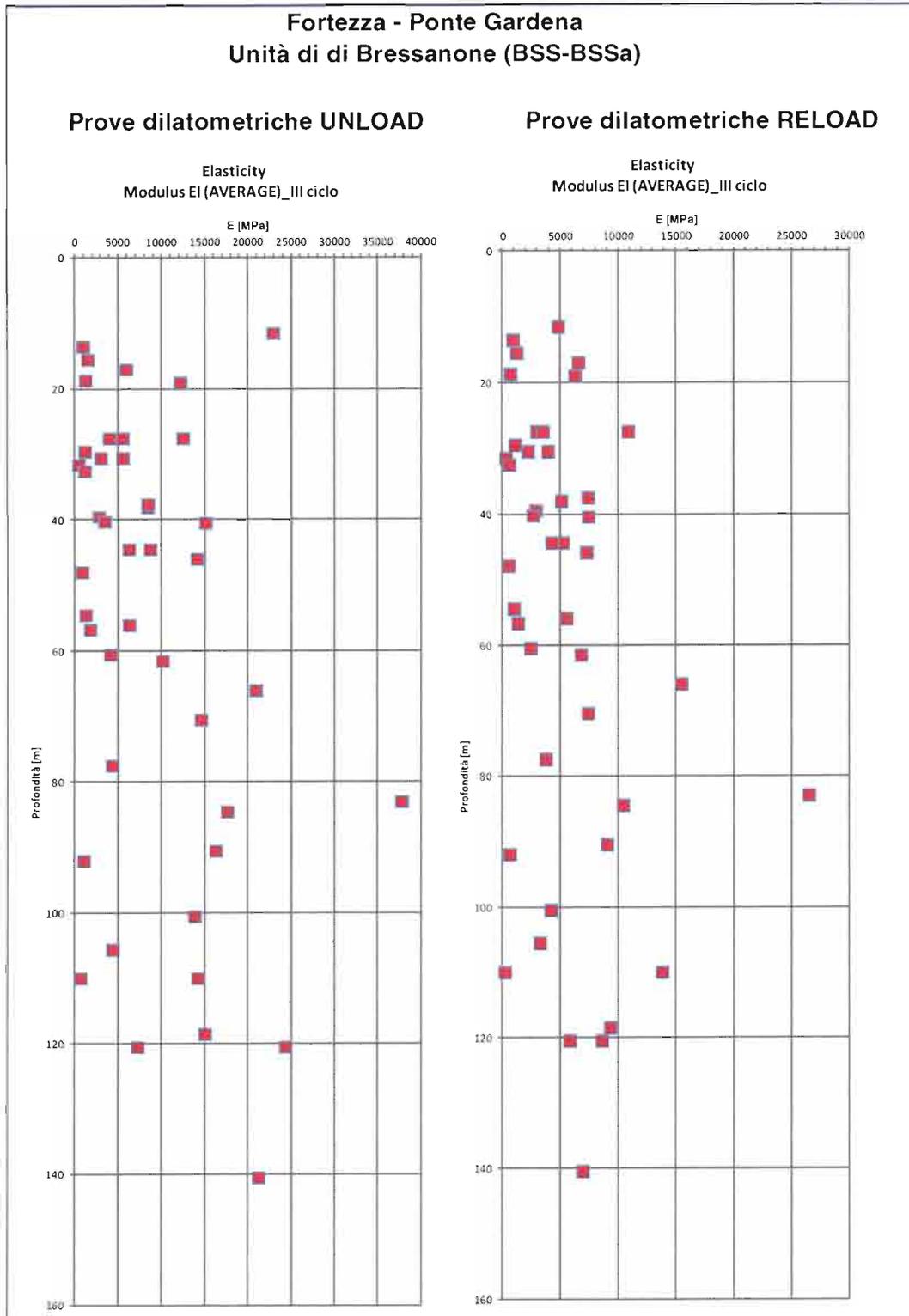


Figura 8.6: Prove dilatometriche su BSS-BSSa

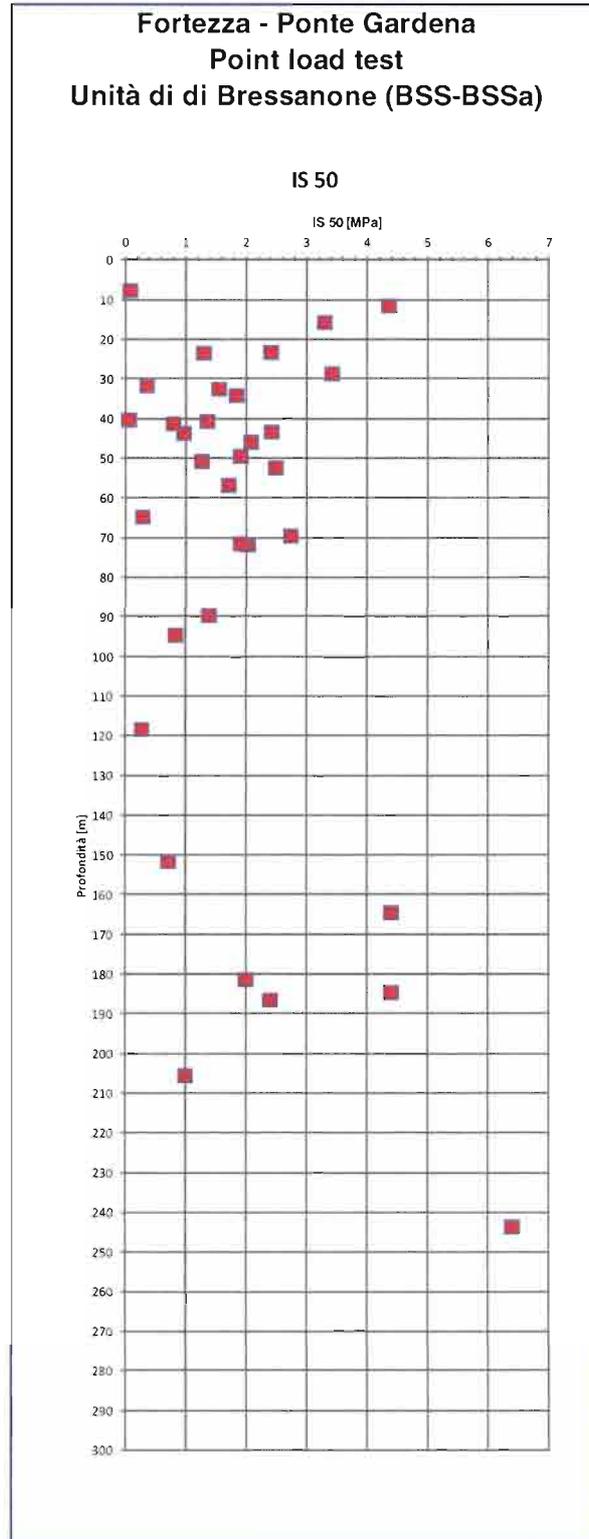


Figura 8.7: Point load test su BSS-BSSa

Fortezza - Ponte Gardena
Prove geofisiche
Unità di Bressanone (BSS - BSSa)

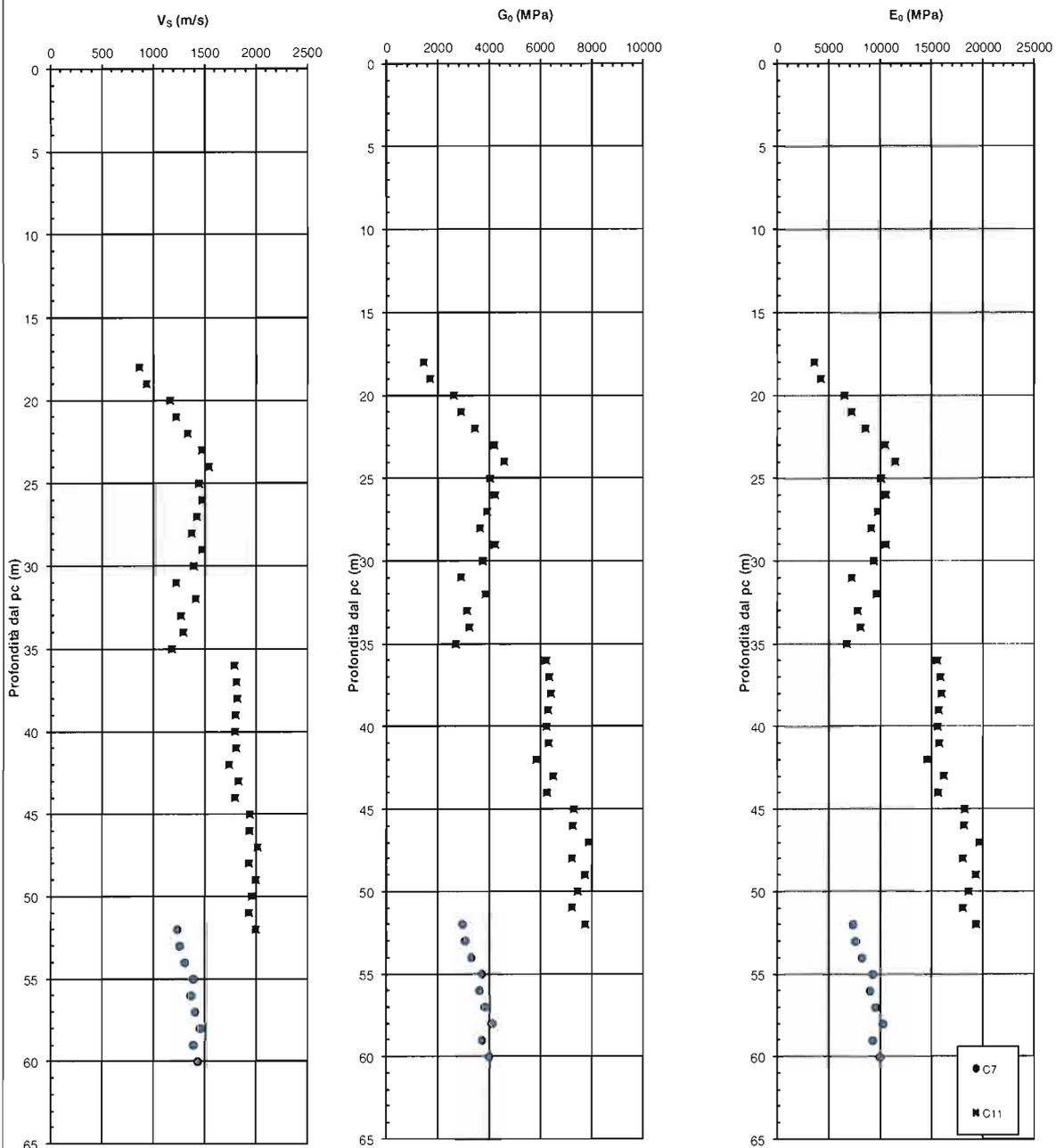


Figura 8.8: Prove Cross-Hole su BSS-BSS a

Tabella 8.1: Rilievi geomeccanici (BSS-BSSa)

STAZIONE GEOSTRUTTURALE	Formazione	Litotipo	Località	σ_c	GSI
1N	BSS	fillade	Spelonca	45	54
3N	BSS	fillade	Spelonca	47	63
12N	BSS	fillade	Rio Scalares	42	53
14N	BSS	fillade	Rio Scalares	57	66
15N	BSS	fillade	Spelonca	166	51
16N	BSS	fillade	Parara	100	69
19N	BSS	fillade	Spelonca	86	67
21N	BSS	fillade	Scezze	67	48
22N	BSS	fillade	Tiles	60	45
BR1	BSS	fillade	Tecelinga	57	66
BR2	BSS	fillade	Velturmo	150	63
BR7	BSS	fillade	Mezzomonte	60	67
BR8	BSS	fillade	Gudon	100	69
BR9	BSS	fillade	Fraina	67	67
BR11	BSS	fillade	Gleniger	28	63
BR13	BSS	fillade	Ponte Gardena	60	68
BR14	BSS	fillade	Laion	46	60
BR18	BSS	fillade	Chiusa	63	57
BR21	BSS	fillade	Chiusa Valgardena strada per Laion	129	68
BR22	BSS	fillade	Piano di Ponte Gardena	128	64
BR24	BSS	fillade	Ponte alla Difesa Gioviniano	63	68
BR25	BSS	fillade	Strada da Tecelinga a Scezze	100	73
BR27	BSS	fillade	Gudon	40	58
10N	BSS a	Cornubianiti	Fortezza	115	79
11N	BSS a	Cornubianiti	Fortezza	110	78

Analysis of Rock Strength using RocLab

Hoek-Brown Classification

intact uniaxial comp. strength (σ_{ci}) = 25 MPa
 GSI = 40 mi = 7 Disturbance factor (D) = 0.5
 intact modulus (Ei) = 13750 MPa
 modulus ratio (MR) = 550

Hoek-Brown Criterion

mb = 0.402 s = 0.0003 a = 0.511

Mohr-Coulomb Fit

cohesion = 0.712 MPa friction angle = 19.43 deg

Rock Mass Parameters

tensile strength = -0.021 MPa
 uniaxial compressive strength = 0.418 MPa
 global strength = 2.012 MPa
 deformation modulus = 1057.29 MPa

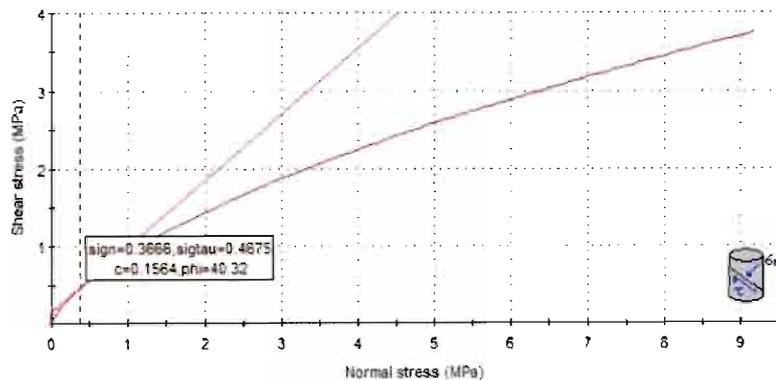


Figura 8.9: Caratterizzazione secondo Hoek & Brown su BSS-BSSa

Fortezza - Ponte Gardena
Prova Lugeon
Unità di di Bressanone (BSS-BSSa)

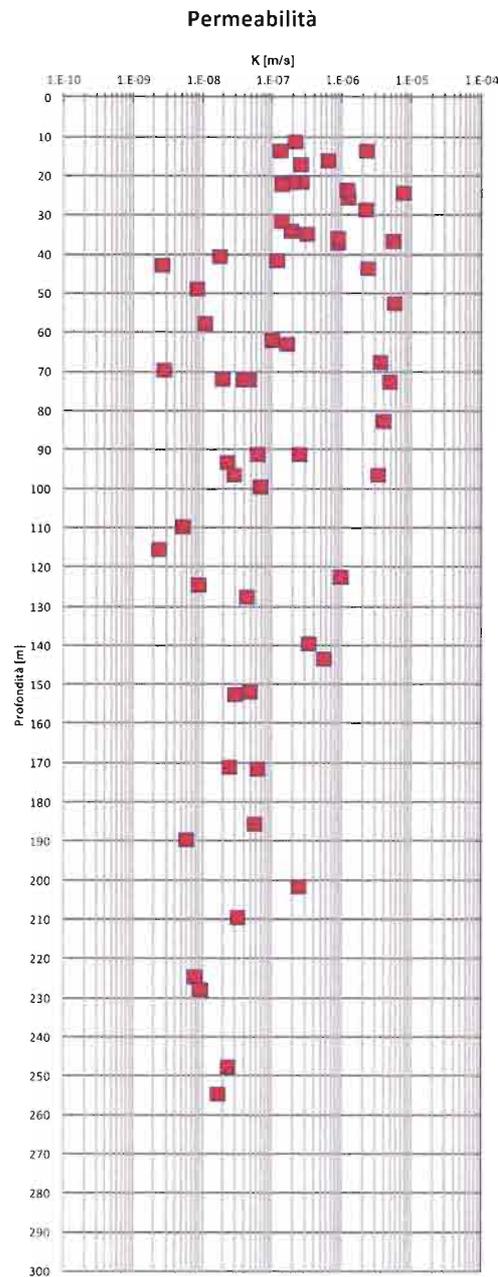


Figura 8.10: Prove di permeabilità Lugeon in BSS-BSSa; coefficiente di permeabilità

8.1.3 Coefficienti di permeabilità

Per quanto riguarda le caratteristiche di permeabilità, sono disponibili i risultati di prove Lugeon condotte nella zona di interesse (**Figura 8.10**), sulla base dei quali si può considerare per la parte sana della formazione un valore k compreso tra 1×10^{-8} e 1×10^{-7} m/s.

8.1.4 Tabella riepilogativa di caratterizzazione geotecnica

Nelle **Tabella 8.2** vengono riassunti i parametri medi caratteristici dell'ammasso roccioso in corrispondenza dei tratti all'aperto e delle zone di imbocco delle gallerie nei tratti in bassa copertura, che in questa sede vengono attribuiti alla formazione delle Unità di Bressanone (BSS-BSSa).

I parametri medi stimati in questa sede e riportati nella **Tabella 8.2** riferiscono allo stato dell'ammasso partendo da prove di laboratorio e rilievi geomeccanici prossimi all'area in progetto. Al momento, ed in questa sede, non si è potuto procedere ad uno studio di dettaglio dell'ammasso nella sua configurazione locale in quanto non è nota la condizione dei giunti (giacitura, riempimento, piani di scistosità, ecc.). Valutazioni di dettaglio per lo studio locale dell'ammasso e quindi per la stima di dettaglio dei parametri potranno essere fatte in fase di esecuzione e/o in presenza di rilievi geomeccanici puntuali in area di intervento. In particolare, gli effetti della giacitura delle discontinuità non considerati ai fini della caratterizzazione generale dell'ammasso, dovranno essere presi in conto in fase di progetto di ciascuna singola opera sulla base dei rilievi locali.

Tabella 8.2: Parametri dell'ammasso roccioso Filladi di Bressanone (BSS-BSSa)

γ_i (kN/m ³)	26.0 ÷ 27.0
GSI	40 ÷ 60
σ_c (MPa)	20 ÷ 40
σ_t (MPa)	5 ÷ 10
m_i (-)	7
φ (°)	35÷45 per $\sigma'_n = 0.2 \div 1.0$ MPa
c (kPa)	85÷100 per $\sigma'_n = 0.2 \div 1.0$ MPa
k (m/s)	$1 \times 10^{-8} - 1 \times 10^{-7}$
V_s (m/s)	1200 ÷ 1500
E_{t50} (GPa)	-
E_{op} (GPa)	1 ÷ 2
ν (-)	0.25

	QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA ACCESSO SUD ALLA GALLERIA DI BASE DEL BRENNERO QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA LOTTO 1: FORTEZZA – PONTE GARDENA								
	RELAZIONE ALL'APERTO	GEOTECNICA	DEI	TRATTI	COMMESSA IBL1	LOTTO 10	CODIFICA D 11 RB	DOCUMENTO GE 00 05 001	REV. A

Simbologia:

γ_i = peso di volume naturale;

GSI = Geological Strength Index;

σ_c = resistenza alla compressione semplice della roccia intatta;

σ_t = resistenza a trazione della roccia intatta;

m_i = coefficiente del criterio di rottura di Hoek & Brown relativo alla roccia intatta;

ϕ = angolo di resistenza al taglio tangente;

c = intercetta di coesione tangente;

σ'_n = pressione efficace normale al piano di rottura;

k_0 = coefficiente di spinta del terreno a riposo;

k = coefficiente di permeabilità dell'ammasso roccioso;

V_s = velocità di propagazione delle onde di taglio dell'ammasso roccioso;

E_{t50} = modulo di Young tangente riferito al 50% della deformazione;

E_{op} = modulo di Young "operativo" dell'ammasso roccioso;

ν = rapporto di Poisson.

8.2 Dioriti quarzifere (δ)

Le dioriti affioranti nell'area oggetto di studio costituiscono corpi plutonici metabasici intrusi all'interno del basamento cristallino composto nell'area di studio dall'Unità di Bressanone che quindi rappresenterebbe l'incassante.

Le masse rocciose indicate in letteratura come Dioriti in realtà rappresentano rocce plutoniche costituite da anfibolo, plagioclasio, epidoto, clorite e sporadico quarzo e quindi possono variare da dioriti quarzifere a gabbrodioriti. Solitamente è riconoscibile una blanda scistosità definita dalla parziale isoorientazione dell'anfibolo.

Le dioriti affiorano estesamente in sinistra idrografica dell'Isarco, all'altezza della Valle di Fanes e in corrispondenza di una cava inattiva, inoltre affiorano lungo la strada che da Chiusa porta a Velturmo e sotto il paese di Gudon fino a fondo valle dell'Isarco. In particolare nell'ambito del viadotto in progetto le dioriti sono presenti in destra idrografica del fiume Isarco (in corrispondenza del sondaggio C6) ed il passaggio tra il suddetto litotipo e le Filladi Quarzifere si presenta mediante contatto tettonico diretto (Faglia presunta) posizionato tra le verticali C6 e C7. Tuttavia occorre sottolineare che a causa delle coperture quaternarie presenti in prossimità del fiume Isarco tale contatto è scarsamente distinguibile.

Si segnala inoltre che le dioriti sono probabilmente interessate da una serie di faglie dirette con inclinazione sub verticale e direzione prevalentemente NNE-SSW.

I dati presentati nei successivi paragrafi sono stati dedotti da quanto ottenuto dalle prove di laboratorio su campioni di roccia ascrivibili alla litologia delle Dioriti e dai dati di sito relativi al medesimo materiale.

				QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA ACCESSO SUD ALLA GALLERIA DI BASE DEL BRENNERO QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA LOTTO 1: FORTEZZA – PONTE GARDENA					
				RELAZIONE ALL'APERTO	GEOTECNICA	DEI	TRATTI	COMMESSA IBL1	LOTTO 10

8.2.1 Caratteristiche fisiche

Nella **Figura 8.11** sono riportati i dati disponibili in termini di peso di volume che risulta essere dell'ordine dei 27 kN/m³.

8.2.2 Parametri di resistenza e di deformabilità

I valori di resistenza alla compressione σ_c ottenuti dalle prove di compressione monoassiale (vedi **Figura 8.12**) sono generalmente sparsi e variabili tra 160 e 180 MPa.

Nella **Figura 8.12** sono mostrati i valori dei moduli di deformazione ottenuti dalle prove di compressione monoassiale che risultano essere compresi tra 40 e 70 GPa.

Le resistenze alla trazione ottenute in laboratorio da prove di trazione indiretta (tipo “brasiliana”) sono mostrate nella **Figura 8.13**. Come si può vedere i valori ottenuti sono compresi tra 10 e 17 MPa.

Le misurazioni di velocità sonica su provino in termini di V_s sono riportate nella **Figura 8.14** e risultano essere comprese nell'intervallo 3000 – 4000 m/s.

E' stato condotto inoltre un Point Load Test che ha dato come risultato un valore di $I_s(50)$ pari a 7.8 MPa, corrispondente, in linea teorica, a valori di compressione monoassiale pari a 180 – 190 MPa.

Sono state condotte anche delle prove triassiali su alcuni provini di roccia che hanno mostrato valori di σ_c compresi tra 70 e 250 MPa e valori di m_i compresi nell'intervallo 20 – 35.

Dalle descrizioni e dai valori di RQD riportati sui log dei sondaggi risulta che le Dioriti sono presenti con diversi gradi di alterazione (da debole ad elevata) e fratturazione (fino a frantumata), specialmente nei primi 25m. Nella porzione investigata sottostano i valori di RQD aumentano e le descrizioni mostrano un materiale generalmente ancora fratturato ma debolmente alterato.

Il rilievo geomeccanico effettuato sull'affioramento di Dioriti più prossimo alla zona dell'attraversamento dell'Isarco, descrive una roccia buona con valori di GSI dell'ordine di 70 – 75, per maggiore dettaglio si veda **Tabella 8.3**

In base a questi dati di sito si è deciso di caratterizzare le Dioriti con un valore di GSI intorno al 60 – 70. Il valore del parametro m_i , per la formazione delle Dioriti, è stato assunto pari a 25.

Sulla base di questi dati e considerando un grado di disturbo D, provocato dalla realizzazione delle opere, pari mediamente a 0.5, si sono valutati i parametri che definiscono il criterio di rottura curvilineo dell'ammasso roccioso secondo la classificazione di Hoek e Brown. Successivamente si sono derivati, in corrispondenza dell'intervallo di pressioni di interesse per la progettazione, i valori dei parametri di resistenza dell'ammasso

	QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA ACCESSO SUD ALLA GALLERIA DI BASE DEL BRENNERO QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA LOTTO 1: FORTEZZA – PONTE GARDENA								
	RELAZIONE ALL'APERTO	GEOTECNICA	DEI	TRATTI	COMMESSA IBL1	LOTTO 10	CODIFICA D 11 RB	DOCUMENTO GE 00 05 001	REV. A

roccioso caratterizzanti il criterio di rottura alla Mohr – Coulomb tangente a quello curvilineo dell'ammasso stesso. I risultati di tale caratterizzazione sono riportati nella **Figura 8.16**.

I risultati ottenuti in termini di parametri di resistenza equivalenti sono riportati nelle tabelle successive contenenti i parametri di caratterizzazione per la formazione.

Si sottolinea che i risultati in termini di parametri di resistenza tipo Mohr – Coulomb ottenuti dall'involuppo di rottura curvilineo sono più bassi dei risultati ottenuti dalle prove triassiali che però, come tali, sono caratteristici della roccia intatta e che mostravano valori di angolo d'attrito compresi tra 50 e 55° e coesione efficace compresa tra 40 e 45 MPa.

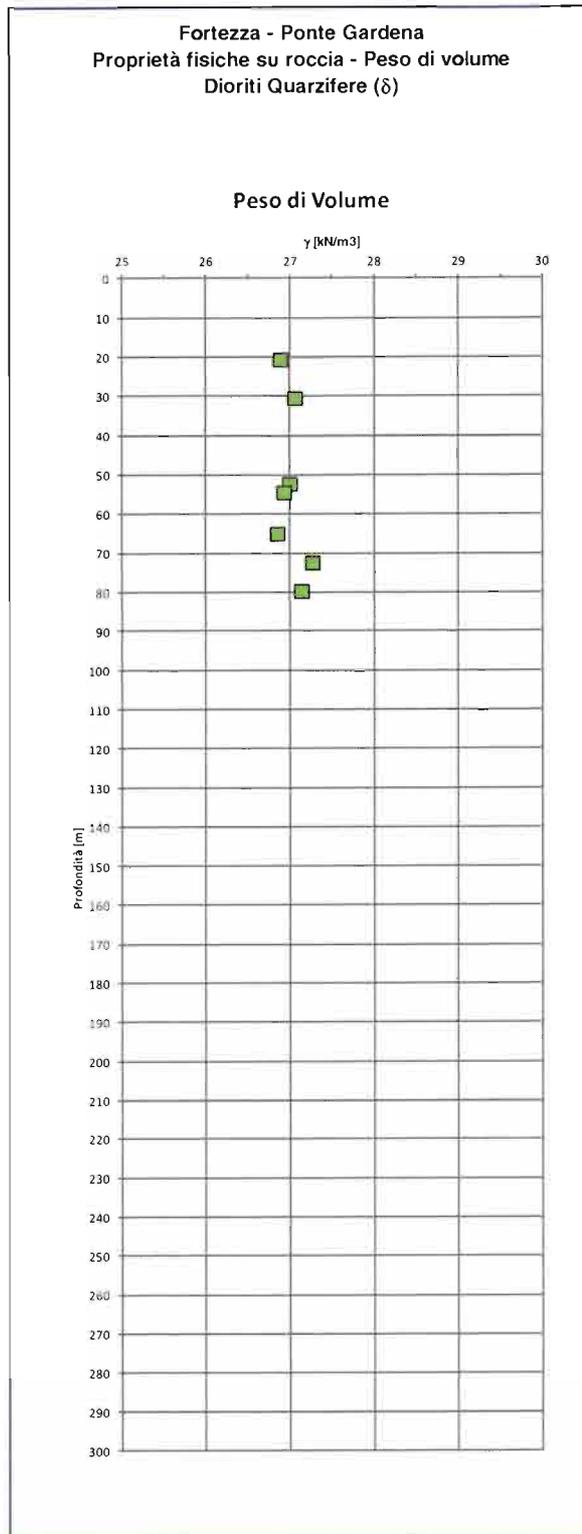


Figura 8.11: Prove di laboratorio su δ ; Peso di volume

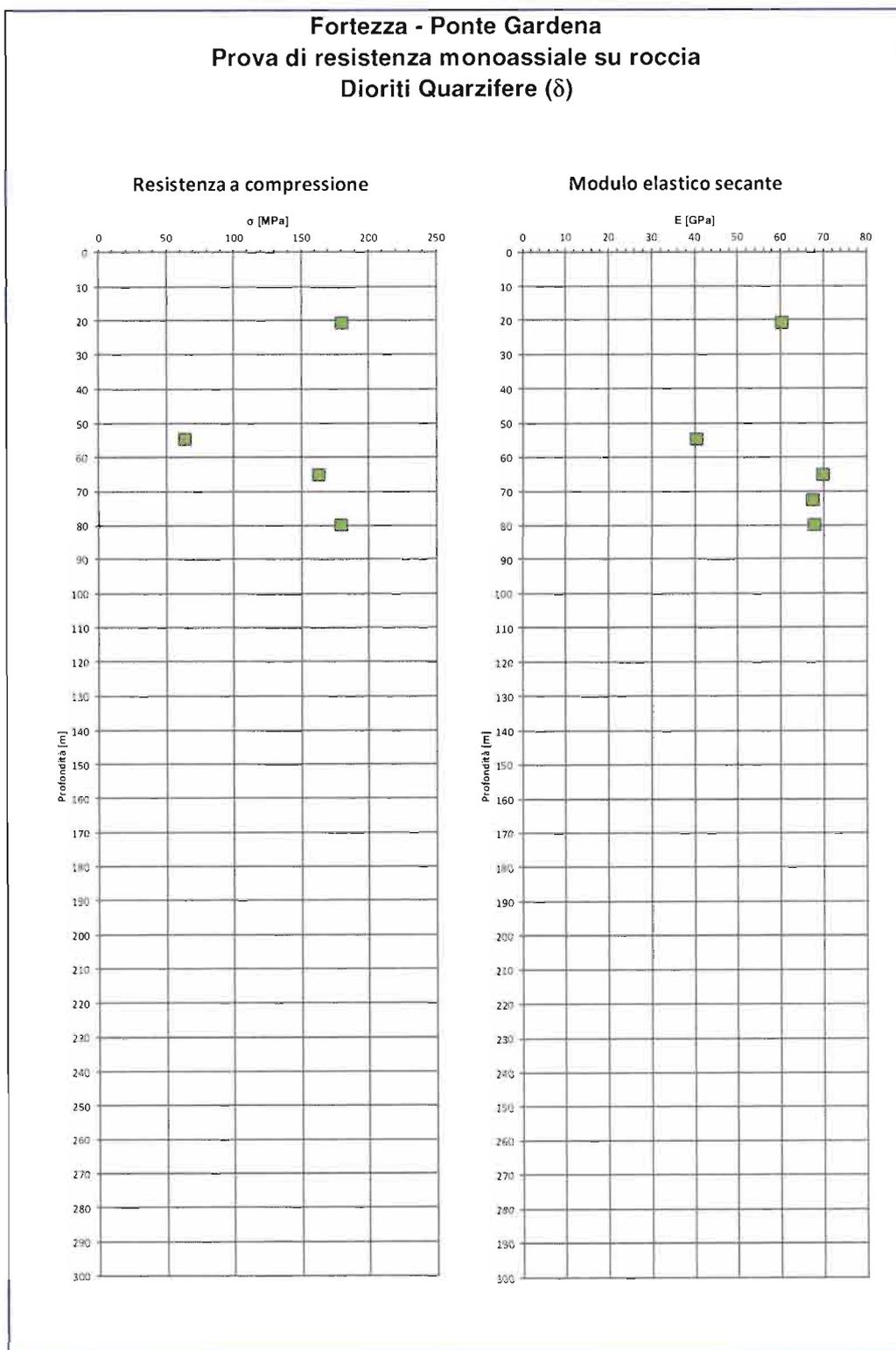


Figura 8.12: : Prove di laboratorio su δ ; Compressione monoassiale

Fortezza - Ponte Gardena
Prova di trazione indiretta su roccia
Dioriti Quarzifere (δ)

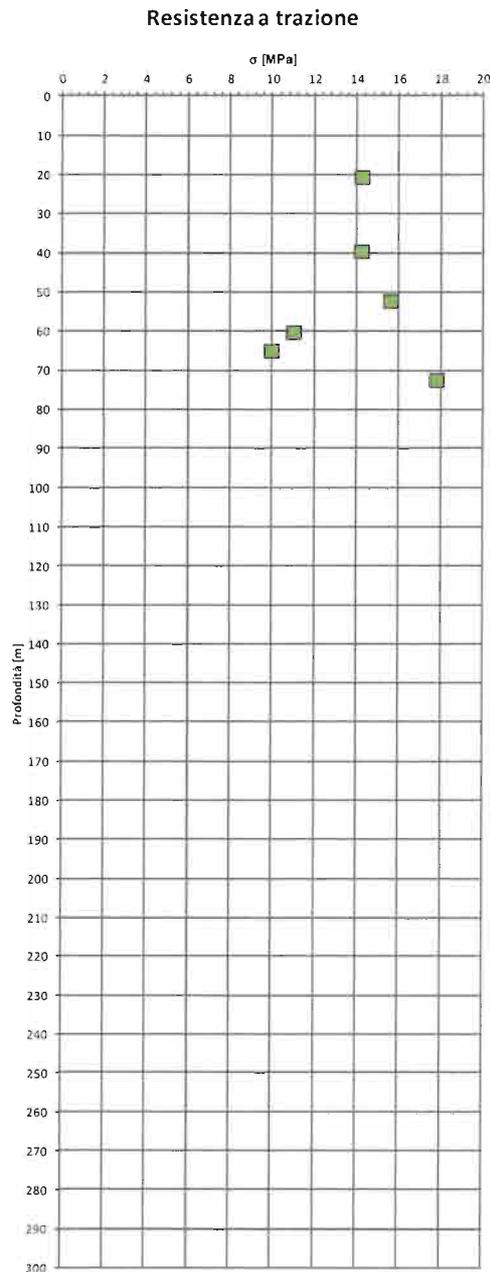


Figura 8.13: Prove di laboratorio su δ ; Trazione indiretta; resistenza alla trazione

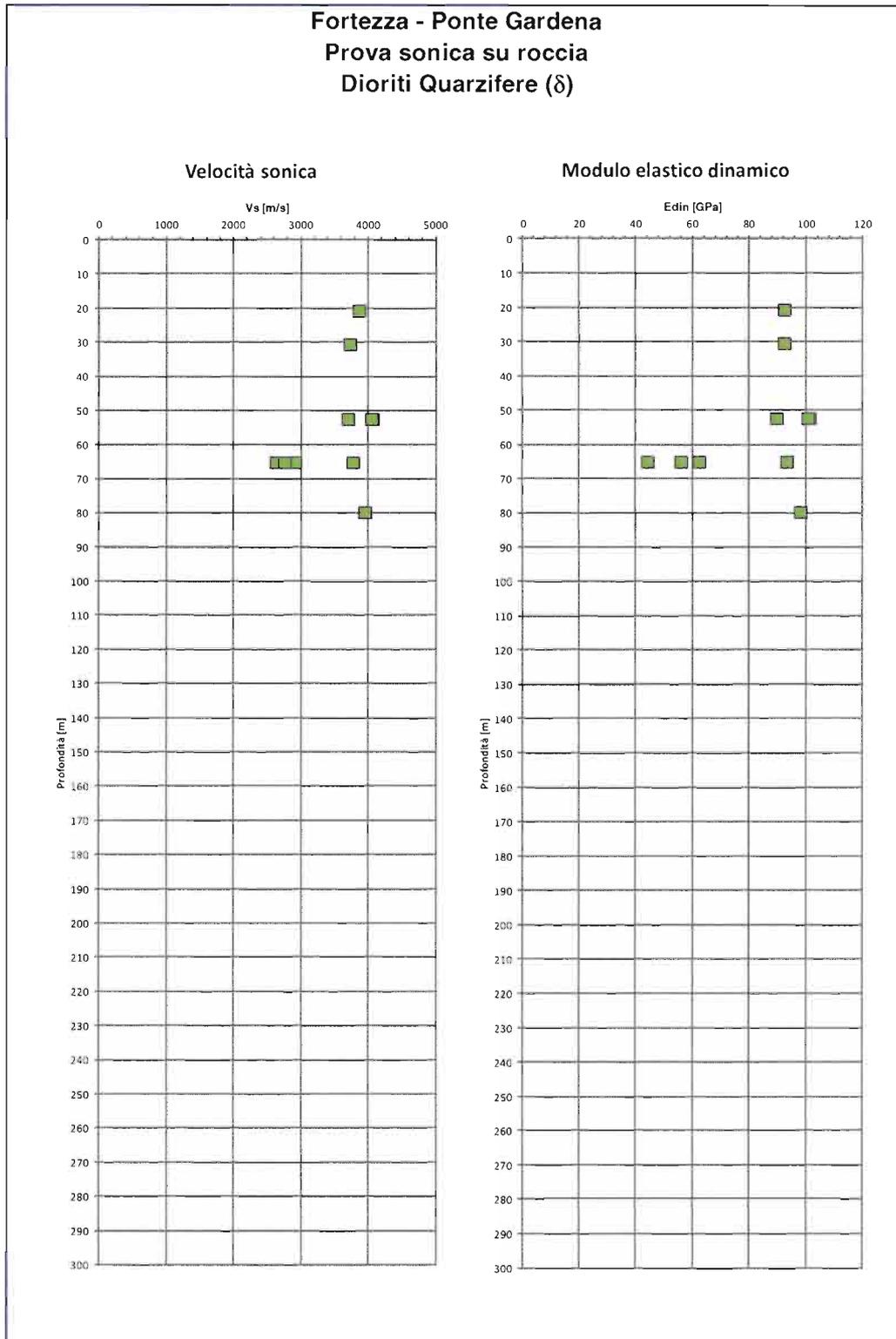


Figura 8.14: Prove di laboratorio su δ ; velocità sonica V_s

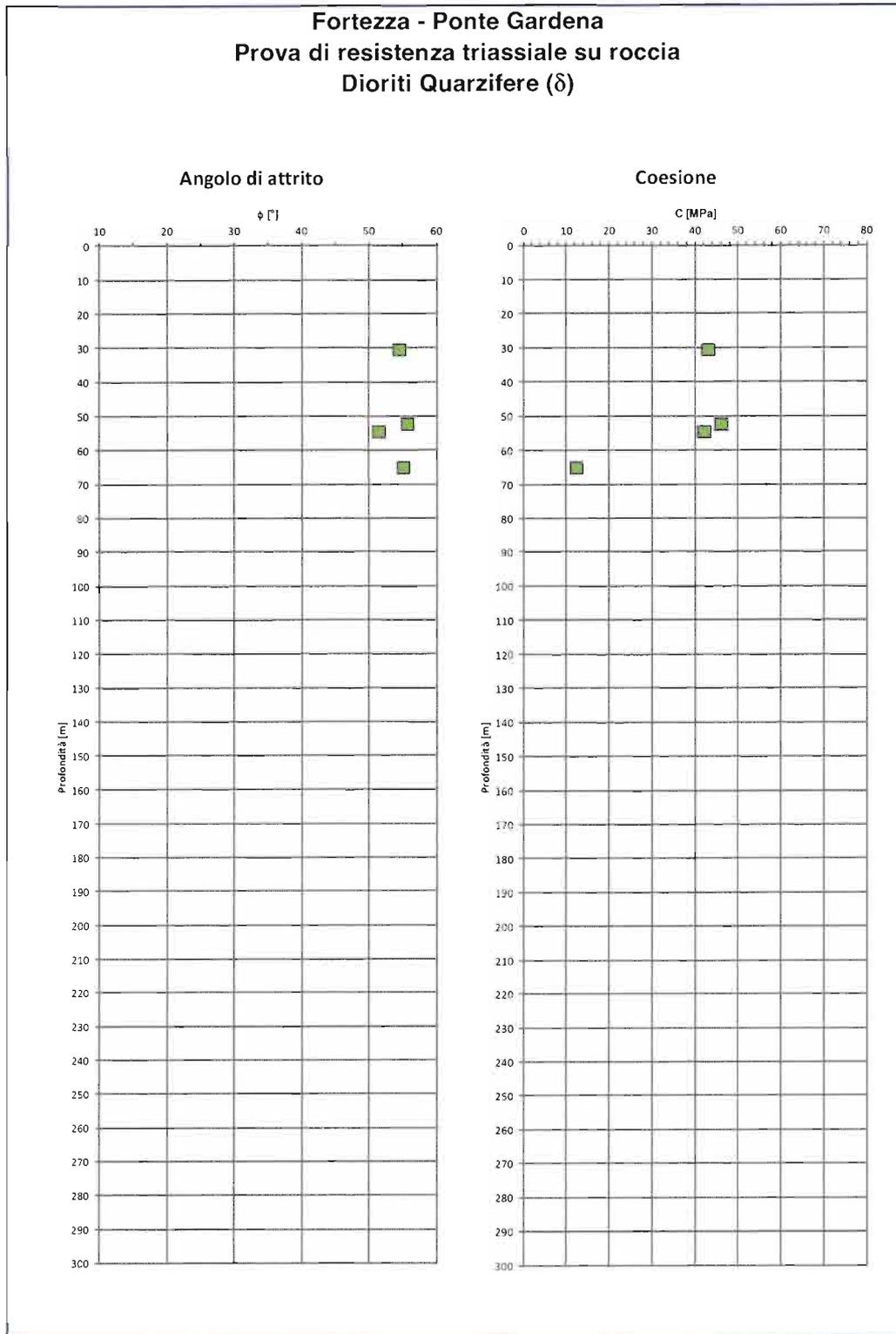


Figura 8.15: Prove di laboratorio su δ ; Prova di Resistenza triassiale; angolo di attrito e coesione

Tabella 8.3: Rilievi geomeccanici (δ)

STAZIONE GEOSTRUTTURALE	Formazione	Litotipo	Località	σ_c	GSI
BR3	δ	dioriti	Chiusa	88	74
BR29	δ	dioriti	Chiusa	345	77

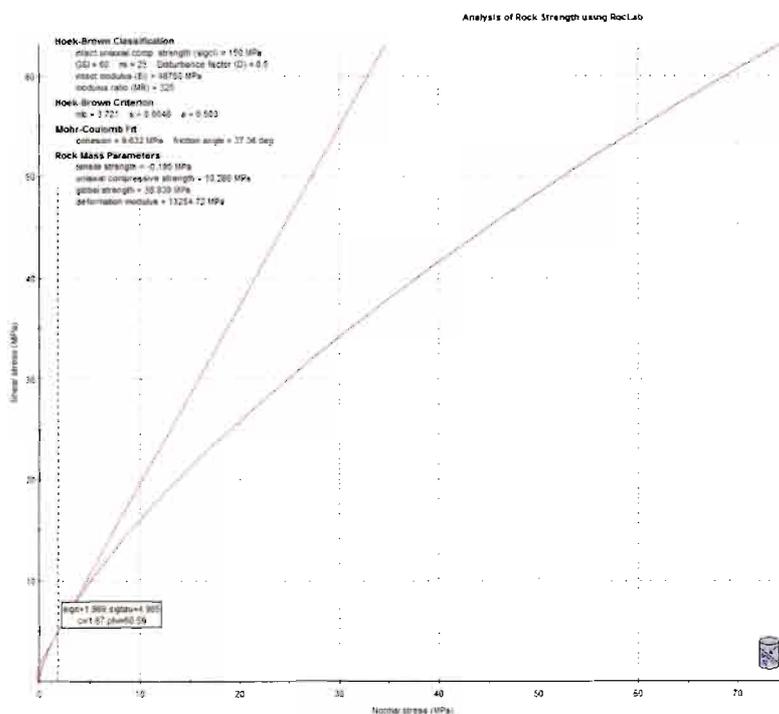


Figura 8.16: Caratterizzazione secondo Hoek & Brown su δ

8.2.3 Coefficienti di permeabilità

Per quanto riguarda le caratteristiche di permeabilità, sono disponibili i risultati di prove Lugeon condotte nella zona di interesse (Figura 8.17), sulla base dei quali si può considerare per la parte sana della formazione un valore k compreso tra 1×10^{-8} e 1×10^{-6} m/s.

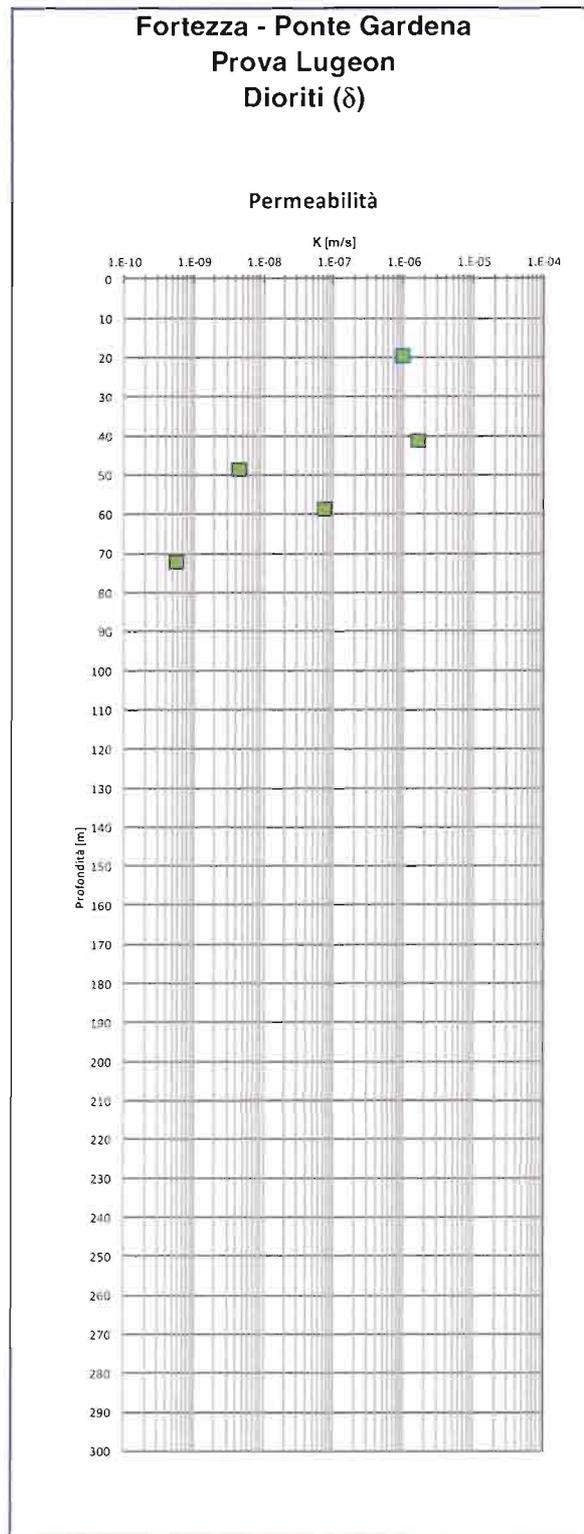


Figura 8.17: Prove di permeabilità Lugeon su δ ; coefficiente di permeabilità

8.2.4 Tabella riepilogativa di caratterizzazione geotecnica

Nella **Tabella 8.4** vengono riassunti i parametri medi caratteristici dell'ammasso roccioso in corrispondenza dei tratti all'aperto e delle zone di imbocco delle gallerie nei tratti in bassa copertura, che in questa sede vengono attribuiti alla formazione delle Dioriti quarzifere "δ", distinti a seconda dello stato di alterazione e fratturazione della roccia in sito.

I parametri medi stimati in questa sede e riportati nella **Tabella 8.4** riferiscono allo stato dell'ammasso partendo da prove di laboratorio e rilievi geomeccanici prossimi all'area in progetto. Al momento, ed in questa sede, non si è potuto procedere ad uno studio di dettaglio dell'ammasso nella sua configurazione locale in quanto non è nota la condizione dei giunti (giacitura, riempimento, piani di scistosità, ecc.). Valutazioni di dettaglio per lo studio locale dell'ammasso e quindi per la stima di dettaglio dei parametri potranno essere fatte in fase di esecuzione e/o in presenza di rilievi geomeccanici puntuali in area di intervento. In particolare, gli effetti della giacitura delle discontinuità non considerati ai fini della caratterizzazione generale dell'ammasso, dovranno essere presi in conto in fase di progetto di ciascuna singola opera sulla base dei rilievi locali.

Tabella 8.4: Parametri dell'ammasso roccioso Dioriti Quarzifere (δ)

γ_t (kN/m ³)	27
GSI	60 ÷ 70
σ_c (MPa)	100 ÷ 150
σ_t (MPa)	10 ÷ 15
m_i (-)	25
φ (°)	50÷55 per $\sigma'_n = 0.2 \div 1.0$ MPa
c (kPa)	≥ 500 per $\sigma'_n = 0.2 \div 1.0$ MPa
k (m/s)	$1 \cdot 10^{-8} - 1 \cdot 10^{-6}$
V_s (m/s)	1000 ÷ 1500
E_{150} (GPa)	10 ÷ 20
E_{op} (GPa)	5 ÷ 10
ν (-)	0.25

Simbologia:

γ_t = peso di volume naturale;

RELAZIONE ALL'APERTO	GEOTECNICA	DEI	TRATTI	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
				IBL1	10	D 11 RB	GE 00 05 001	A	106 di 124

GSI = Geological Strength Index;

σ_c = resistenza alla compressione semplice della roccia intatta;

σ_t = resistenza a trazione della roccia intatta;

m_i = coefficiente del criterio di rottura di Hoek & Brown relativo alla roccia intatta;

φ = angolo di resistenza al taglio tangente;

c = intercetta di coesione tangente;

σ'_n = pressione efficace normale al piano di rottura;

k_0 = coefficiente di spinta del terreno a riposo;

k = coefficiente di permeabilità dell'ammasso roccioso;

V_s = velocità di propagazione delle onde di taglio dell'ammasso roccioso;

E_{t50} = modulo di Young tangente riferito al 50% della deformazione;

E_{op} = modulo di Young "operativo" dell'ammasso roccioso;

ν = rapporto di Poisson.

8.3 Graniti (γbi)

Il plutone del "Granito di Bressanone" costituisce una massa intrusiva, con estensione Ovest-Est, rappresentata da Graniti passanti a Granodioriti. L'età di tale massa intrusiva è stata a lungo discussa ma l'ipotesi più accreditata è che si tratti di una massa intrusiva messasi in posto in seguito all'orogenesi Varisica avvenuta in età tardo-Ercinica (Permiano ~280Ma).

Nella massa intrusiva del Granito di Bressanone il tipo petrografico più diffuso è rappresentato da un granito a struttura olocristallina granulare a grana media e colore chiaro. Tuttavia a causa della variazione dei rapporti quantitativi reciproci fra i costituenti principali si passa frequentemente a termini granodioritici e a graniti aplitici generati per cristallizzazione tardiva.

Il "Granito di Bressanone" affiora ad Ovest dell'area in progetto lungo i versanti del M.te Bersaglio sotto forma di una roccia di colore chiaro con struttura fanerocristallina (si distinguono bene i vari cristalli) eterogranulare con cristalli di quarzo, K-feldspato, plagioclasio e biotite con cristalli di dimensioni comprese tra 1-6mm. Basandosi sui minerali appena elencati è possibile classificare tale litotipo come granodiorite/monzogranito. Il granito lungo i pendii del M.te Bersaglio si trova stratigraficamente a letto delle Filladi quarzifere. Il contatto tra le due formazioni è probabilmente definibile come contatto diretto, testimoniato dalla presenza di cornubianiti (Hornfels) rocce tipiche di metamorfismo di contatto instauratosi per effetto dell'alta temperatura della massa incassante.

Nel Sondaggio C2 è stato rinvenuto il substrato granitico (Unità di Bressanone) al di sotto dei primi 3 m da p.c.; per profondità minori da piano campagna (da 2 a 3 m di profondità), il substrato roccioso granitico si presenta fortemente alterato. Dalle prove di laboratorio su campioni di roccia prelevati dal sondaggio S2, pare abbastanza evidente che fino ai 10 m da p.c. le caratteristiche meccaniche della roccia intatta siano mediamente più basse dei valori medi ottenuti per profondità maggiori.

I dati presentati nei successivi paragrafi sono stati dedotti da quanto ottenuto dalle prove di laboratorio su campioni di roccia ascrivibili alla litologia delle Graniti e dai dati di sito relativi al medesimo materiale.

	QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA ACCESSO SUD ALLA GALLERIA DI BASE DEL BRENNERO QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA LOTTO 1: FORTEZZA – PONTE GARDENA								
	RELAZIONE ALL'APERTO	GEOTECNICA	DEI	TRATTI	COMMESSA IBL1	LOTTO 10	CODIFICA D 11 RB	DOCUMENTO GE 00 05 001	REV. A

8.3.1 Caratteristiche fisiche

Nella **Figura 8.18** sono riportati i dati disponibili in termini di peso di volume che risulta essere dell'ordine dei 25.5 kN/m³ per i primi 12 m di profondità e dell'ordine di 26-26.5 kN/m³ per profondità maggiori.

8.3.2 Parametri di resistenza e di deformabilità

I valori di resistenza alla compressione σ_c ottenuti dalle prove di compressione monoassiale (vedi **Figura 8.19**) sono variabili tra 20 e 30 MPa nei primi 12 m e variabili tra 100 e 150 MPa per profondità maggiori.

Nella **Figura 8.19** sono mostrati i valori dei moduli di deformazione ottenuti dalle prove di compressione monoassiale che risultano essere complessivamente compresi tra 5 e 50 GPa, in particolare, tra 5 e 10 GPa nei primi 12 m e tra 40 e 50 GPa.

Le resistenze alla trazione ottenute in laboratorio da prove di trazione indiretta (tipo "brasiliiana") sono mostrate nella **Figura 8.20**. La prova eseguita a profondità minore di 12 m restituisce una resistenza a compressione circa uguale a 3 MPa, mentre i valori ottenuti sono compresi tra 7 e 10 MPa per profondità maggiori.

Le misurazioni di velocità sonica su provino in termini di V_s sono riportate nella **Figura 8.14** e risultano essere comprese nell'intervallo 2000 – 3000 m/s.

Sono state condotte anche delle prove triassiali su alcuni provini di roccia che hanno mostrato valori di σ_c compresi tra 80 e 120 MPa e valori di m_i compresi nell'intervallo 25 – 27.5.

Le misurazioni di modulo elastico in sito mediante prove dilatometriche sono riportate nella **Figura 8.23** e risultano essere comprese nell'intervallo 2000 – 5000 MPa.

Dalle descrizioni e dai valori di RQD riportati sui log dei sondaggi risulta che i Graniti sono presenti con diversi gradi di alterazione (da assente ad elevata) con valori di RQD medio alti. Nella porzione investigata sottostano i valori di RQD aumentano e le descrizioni mostrano un materiale generalmente ancora poco fratturato con alterazione da debole ad elevata. Le prove di laboratorio e le prove cross-hole in foro di sondaggio, evidenziano la presenza di materiale meccanicamente meno resistente nei primi 12 m di profondità infatti le prestazioni meccaniche dei provini sono migliori per profondità maggiori. Alla luce di quanto osservato, in questa sede si è scelto di caratterizzare in modo differente il granito in funzione della profondità.

Il rilievo geomeccanico effettuato sull'affioramento di Graniti più prossimo alla zona Fortezza descrive una roccia buona con valori di GSI dell'ordine di 67 – 80; per maggiore dettaglio si veda **Tabella 8.5**.

Nella parametrizzazione dell'ammasso in accordo ad Hoek and Brown si è adottato un GSI pari a 67, rilevato da rilievo 23N situato nella area di Fortezza più prossima all'imbocco della galleria sul tracciato principale. Il valore del parametro m_i , per la formazione dei Graniti, è stato assunto pari a 28.

Sulla base di questi dati e considerando un grado di disturbo D , provocato dalla realizzazione delle opere, pari mediamente a 0.5, si sono valutati i parametri che definiscono il criterio di rottura curvilineo dell'ammasso roccioso secondo la classificazione di Hoek e Brown. Successivamente si sono derivati, in corrispondenza dell'intervallo di pressioni di interesse per la progettazione, i valori dei parametri di resistenza dell'ammasso roccioso caratterizzanti il criterio di rottura alla Mohr – Coulomb tangente a quello curvilineo dell'ammasso stesso. I risultati di tale caratterizzazione sono riportati nella **Figura 8.25**.

I risultati ottenuti in termini di parametri di resistenza equivalenti sono riportati nelle tabelle successive contenenti i parametri di caratterizzazione per la formazione.

Le misurazioni di velocità di propagazione delle onde di taglio V_s in sito tramite prova Cross-Hole in foro di sondaggio C2 sono riportate nella **Figura 8.24**: le velocità sono comprese nell'intervallo 800-1800 m/s, crescenti con la profondità. Da questo dato è stato calcolato il valore di modulo elastico iniziale che per le profondità di nostro interesse è mediamente pari a circa 5-10 GPa, crescenti con la profondità.

Tabella 8.5: Rilievi geomeccanici (γ_{bi})

STAZIONE GEOSTRUTTURALE	Formazione	Litotipo	Località	σ_c	GSI
2N	γ_{bi}	granito	Fortezza	258	80
4N	γ_{bi}	granito	Fortezza	176	75
6N	γ_{bi}	granito	Fortezza	358	67
7N	γ_{bi}	granito	Fortezza	304	82
23N	γ_{bi}	granito	Fortezza	114	67

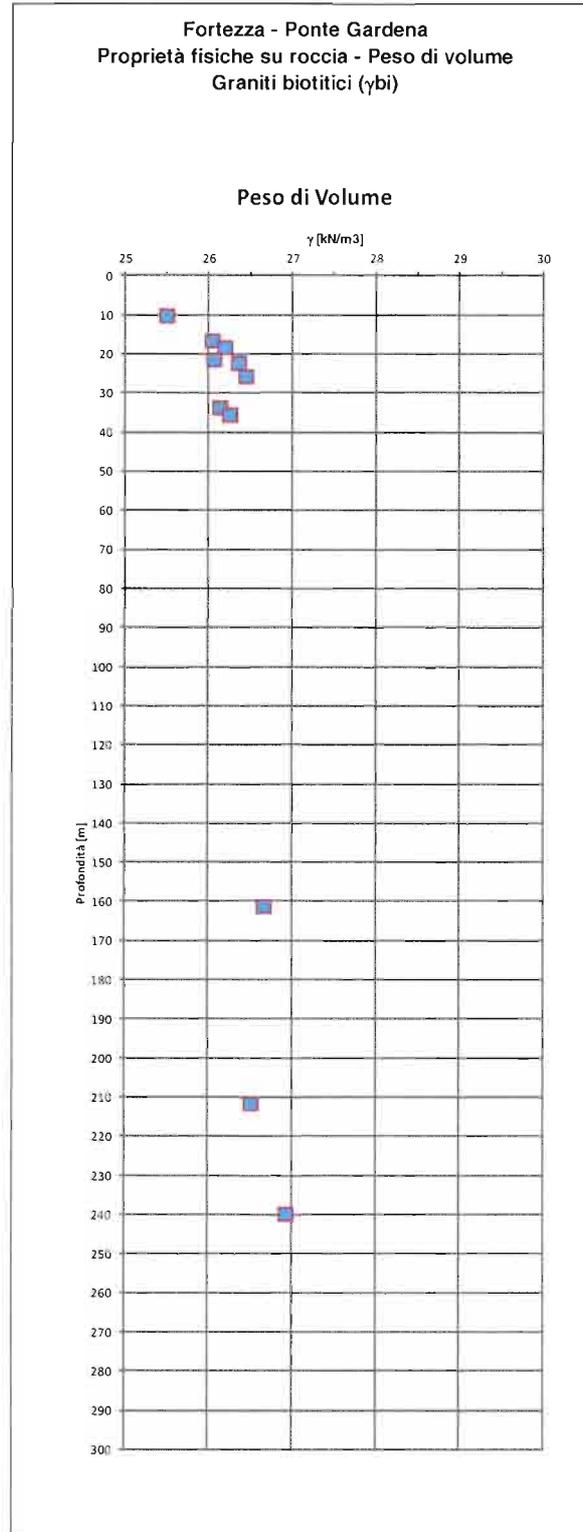


Figura 8.18: Prove di laboratorio su γ_{bi} ; Peso di volume

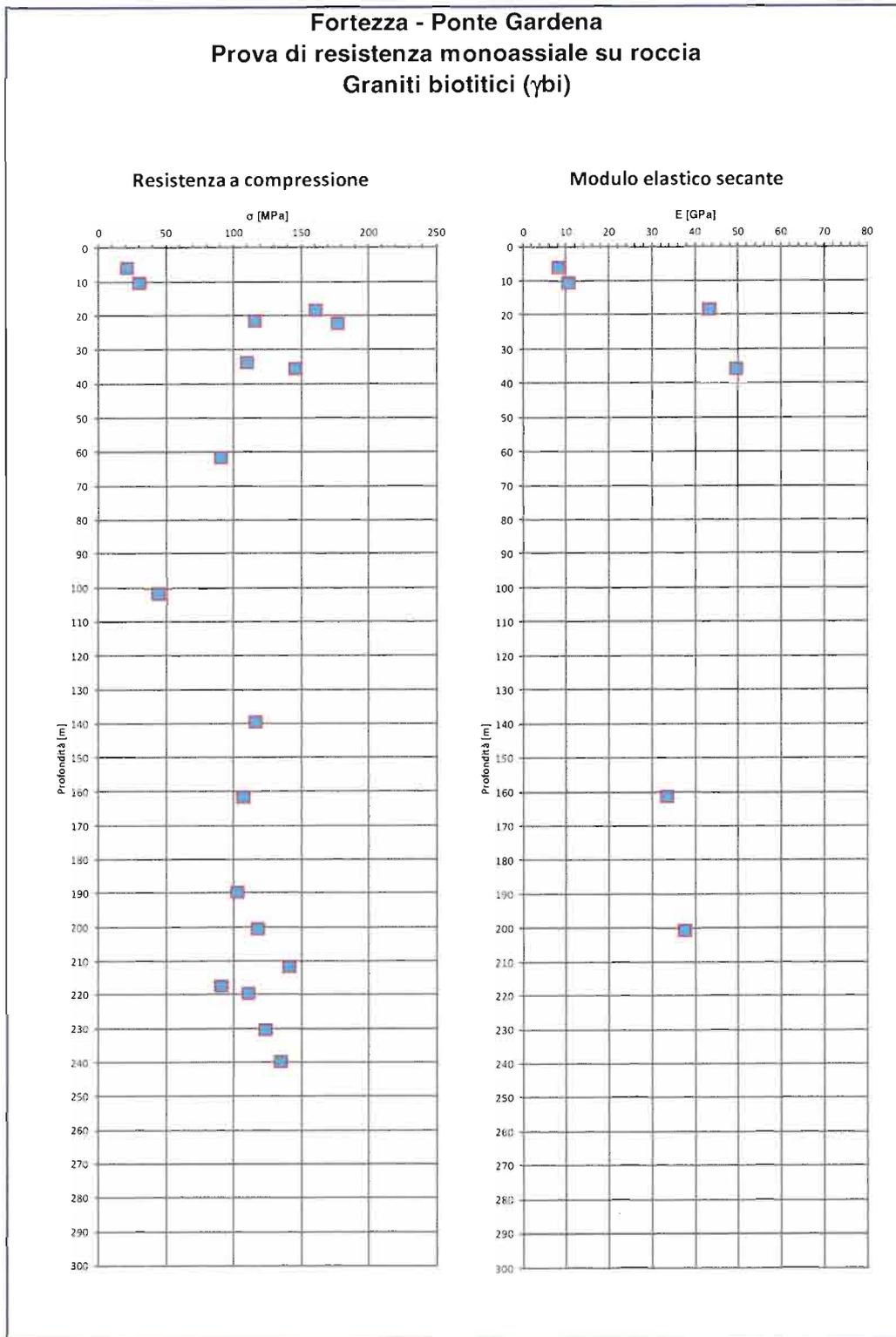


Figura 8.19: : Prove di laboratorio su γ_{bi} ; Compressione monoassiale

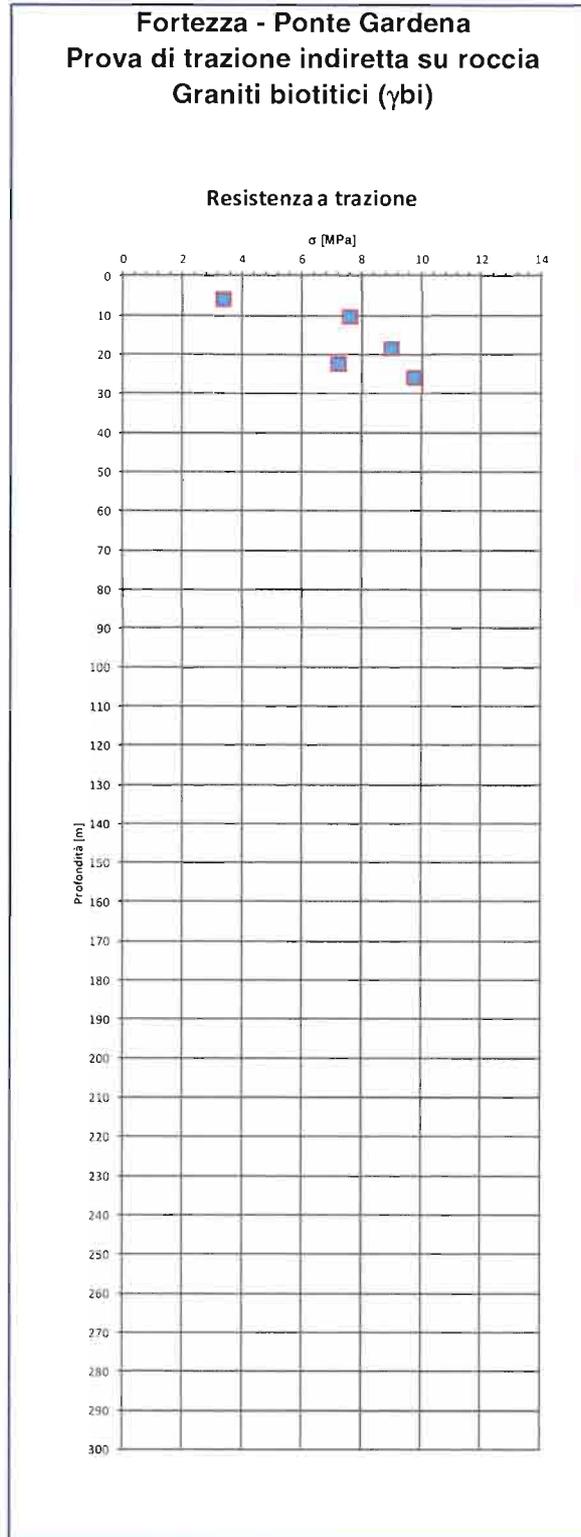


Figura 8.20: Prove di laboratorio su γ_{bi} ; Trazione indiretta; resistenza alla trazione

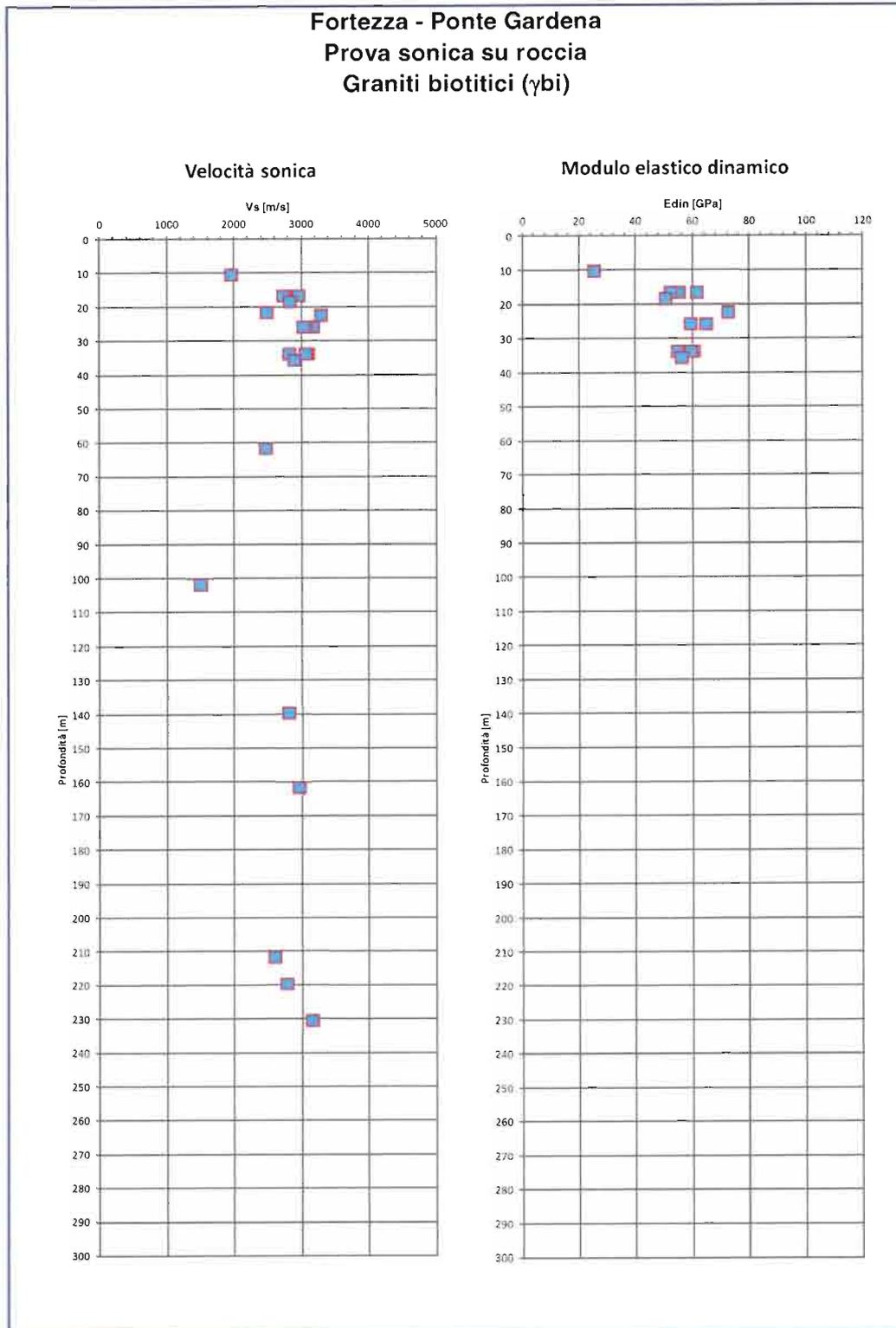


Figura 8.21: Prove di laboratorio su γ_{bi} ; velocità sonica V_s

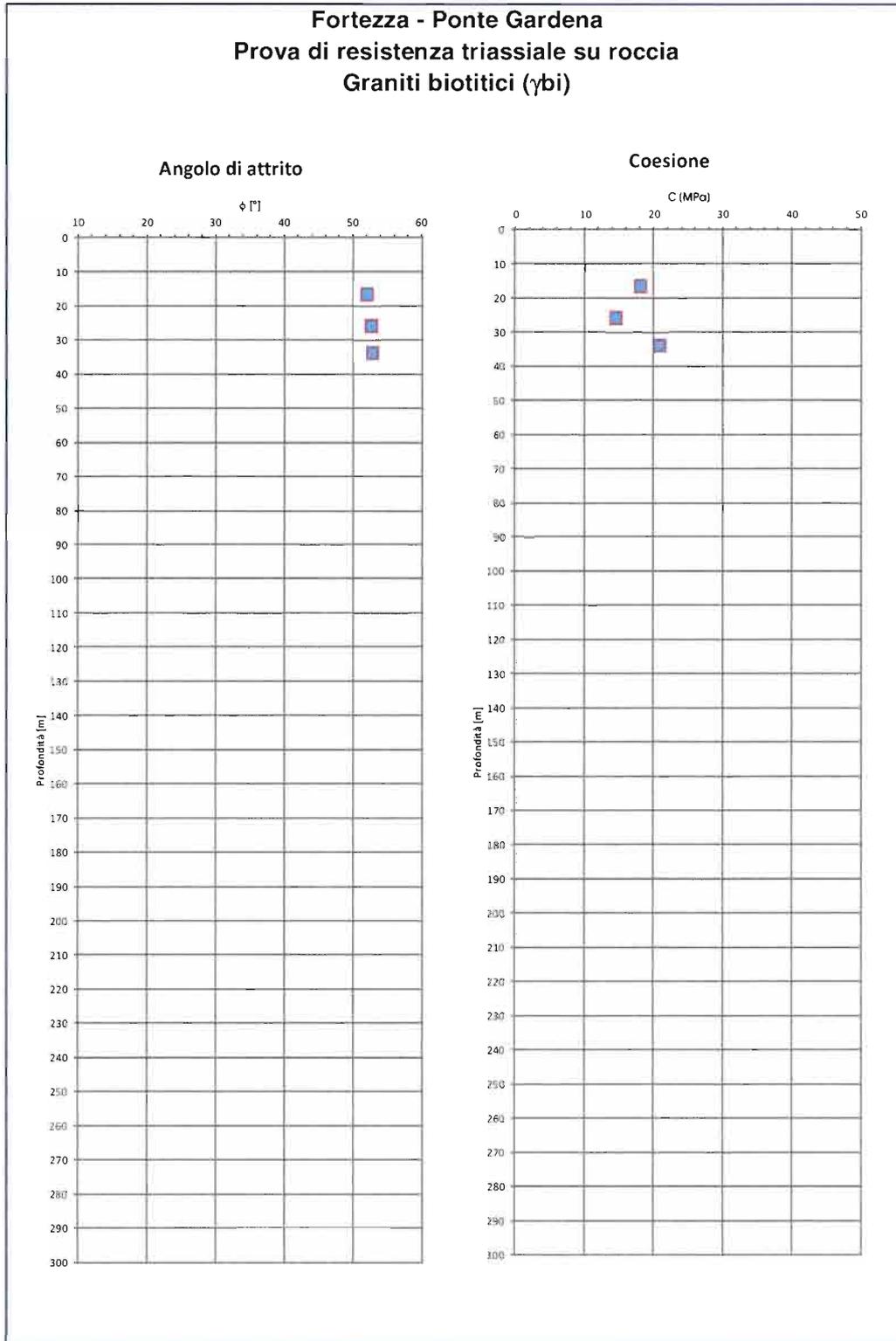


Figura 8.22: Prove di laboratorio su γ_{bi} ; Prova di Resistenza triassiale; angolo di attrito e coesione

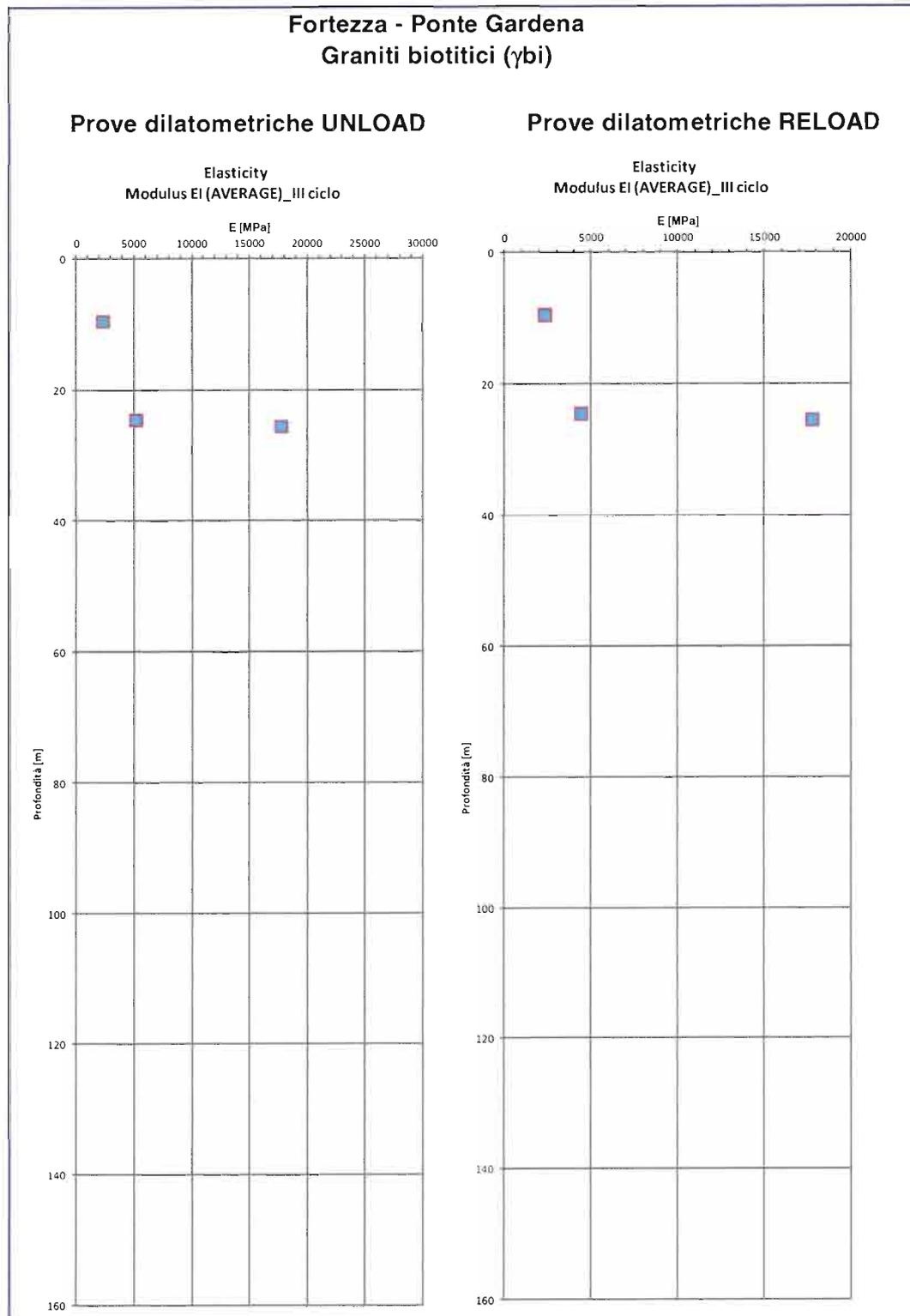


Figura 8.23: Prove dilatometriche su γ_{bi}

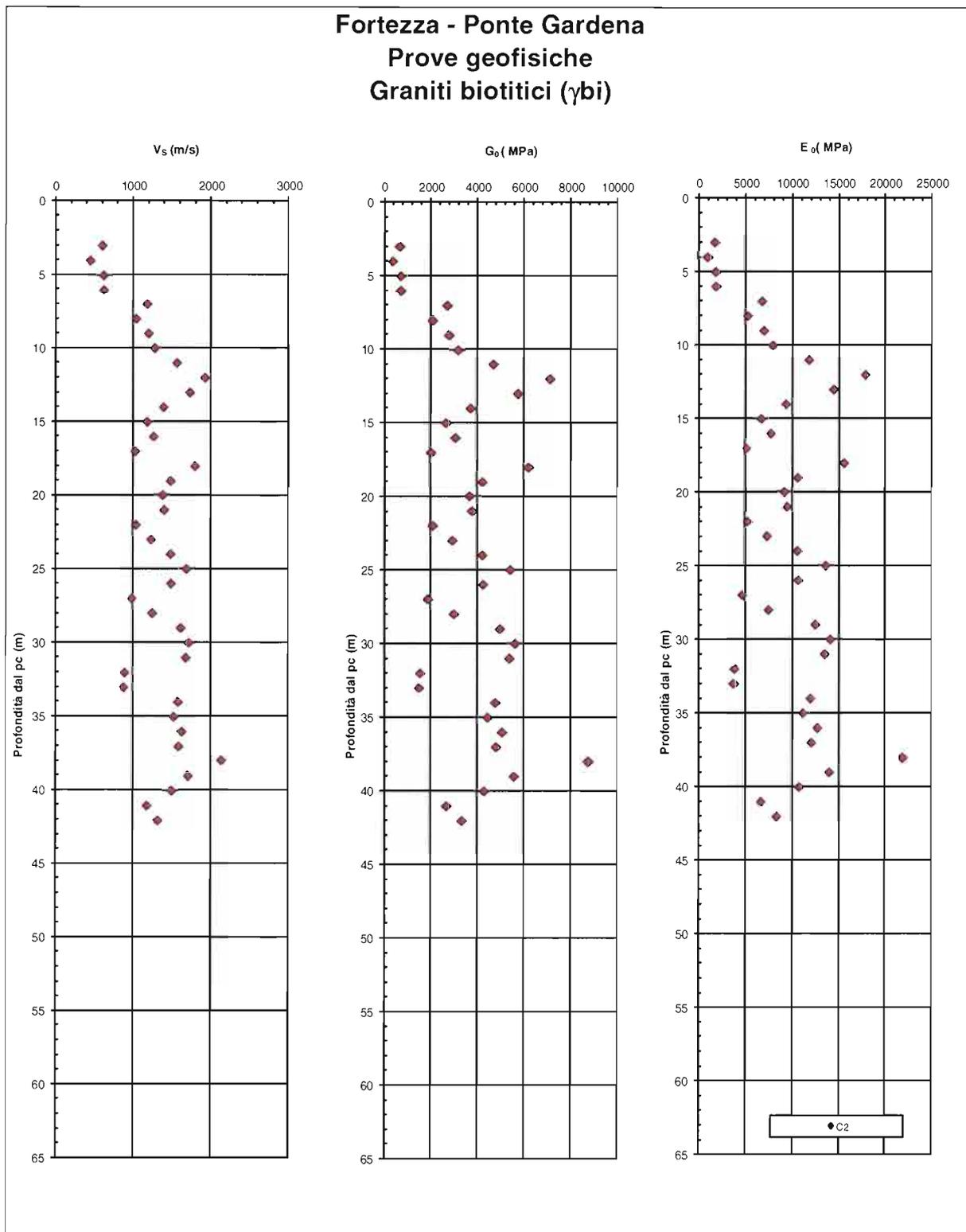


Figura 8.24: Prove Cross-Hole su γ_{bi}

Analysis of Rock Strength using RocLab

Hoek-Brown Classification

intact uniaxial comp. strength (σ_{ci}) = 20 MPa
 GSI = 67 m_i = 25 Disturbance factor (D) = 0.5
 intact modulus (E_i) = 6000 MPa
 modulus ratio (MR) = 300

Hoek-Brown Criterion

m_b = 5.194 s = 0.0123 a = 0.502

Mohr-Coulomb Fit

cohesion = 1.451 MPa friction angle = 40.18 deg

Rock Mass Parameters

tensile strength = -0.047 MPa
 uniaxial compressive strength = 2.200 MPa
 global strength = 6.249 MPa
 deformation modulus = 2318.87 MPa

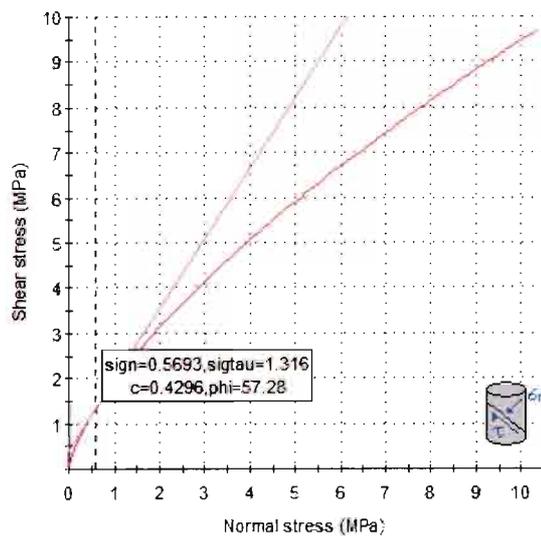


Figura 8.25: Caratterizzazione secondo Hoek & Brown su γ_{bi} (profondità minore di 12 m)

Analysis of Rock Strength using RocLab

Hoek-Brown Classification

intact uniaxial comp. strength (σ_{ci}) = 100 MPa
 GSI = 67 m_i = 28 Disturbance factor (D) = 0.5
 intact modulus (Ei) = 42500 MPa
 modulus ratio (MR) = 425

Hoek-Brown Criterion

m_b = 5.817 s = 0.0123 a = 0.502

Mohr-Coulomb Fit

cohesion = 7.482 MPa friction angle = 41.16 deg

Rock Mass Parameters

tensile strength = -0.211 MPa
 uniaxial compressive strength = 10.998 MPa
 global strength = 32.959 MPa
 deformation modulus = 16425.35 MPa

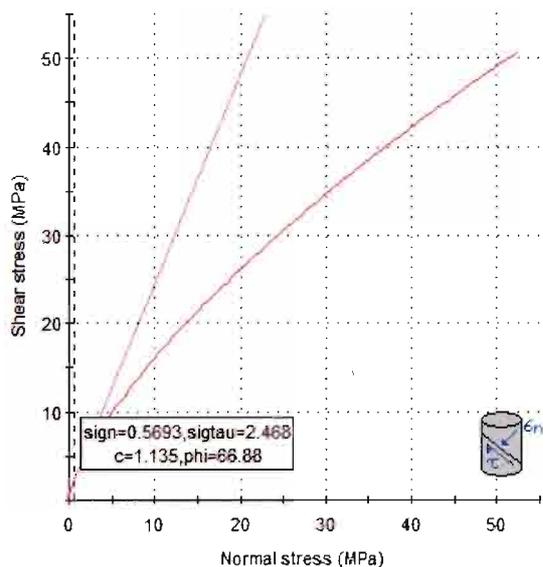


Figura 8.26: Caratterizzazione secondo Hoek & Brown su γ_{bi} (profondità maggiore di 12 m)

**Fortezza - Ponte Gardena
Prova Lugeon
Graniti biotitici (γ_{bi})**

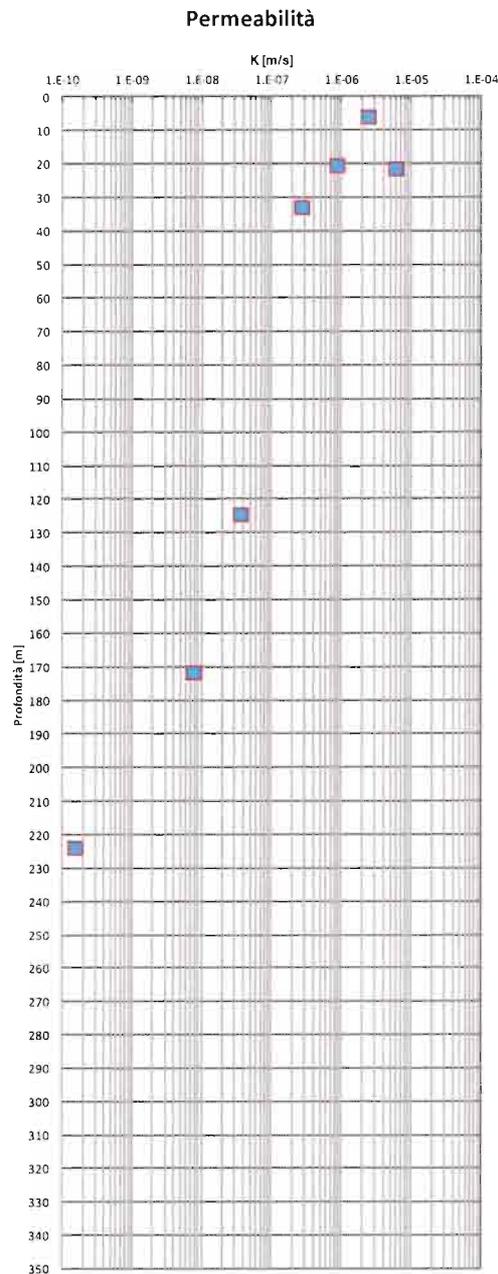


Figura 8.27: Prove di permeabilità Lugeon su γ_{bi} ; coefficiente di permeabilità

	QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA ACCESSO SUD ALLA GALLERIA DI BASE DEL BRENNERO QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA LOTTO 1: FORTEZZA – PONTE GARDENA															
	RELAZIONE ALL'APERTO	GEOTECNICA	DEI	TRATTI	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>IBL1</td> <td>10</td> <td>D 11 RB</td> <td>GE 00 05 001</td> <td>A</td> <td>119 di 124</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IBL1	10	D 11 RB	GE 00 05 001	A
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO											
IBL1	10	D 11 RB	GE 00 05 001	A	119 di 124											

8.3.3 Coefficienti di permeabilità

Per quanto riguarda le caratteristiche di permeabilità, sulla base dei risultati di prove Lugeon condotte nella zona di interesse (**Figura 8.27**) è lecito ipotizzare per la parte sana della formazione posta a profondità maggiore di 12 m un valore k compreso tra 5×10^{-8} e 1×10^{-7} m/s. Per profondità minori, la permeabilità è compreso tra 1×10^{-6} e 1×10^{-5} m/s.

8.3.4 Tabelle riepilogative di caratterizzazione geotecnica

Nella **Tabella 8.6** e nella **Tabella 8.7** vengono riassunti i parametri medi caratteristici dell'ammasso roccioso, distinti per profondità, in corrispondenza dei tratti all'aperto e delle zone di imbocco delle gallerie nei tratti in bassa copertura, che in questa sede vengono attribuiti alla formazione delle Graniti "γbi", distinti a seconda dello stato di alterazione e fratturazione della roccia in sito.

I parametri medi stimati in questa sede e riportati nella **Tabella 8.6** e nella **Tabella 8.7** riferiscono allo stato dell'ammasso partendo da prove di laboratorio e rilievi geomeccanici prossimi all'area in progetto. Al momento, ed in questa sede, non si è potuto procedere ad uno studio di dettaglio dell'ammasso nella sua configurazione locale in quanto non è nota la condizione dei giunti (giacitura, riempimento, piani di scistosità, ecc.). Valutazioni di dettaglio per lo studio locale dell'ammasso e quindi per la stima di dettaglio dei parametri potranno essere fatte in fase di esecuzione e/o in presenza di rilievi geomeccanici puntuali in area di intervento. In particolare, gli effetti della giacitura delle discontinuità non considerati ai fini della caratterizzazione generale dell'ammasso, dovranno essere presi in conto in fase di progetto di ciascuna singola opera sulla base dei rilievi locali.

Tabella 8.6: Parametri dell'ammasso roccioso Graniti (γ_{bi}) (profondità minore di 12 m)

γ_t (kN/m ³)	25.5
GSI	67
σ_c (MPa)	20÷30
σ_t (MPa)	3
m_i (-)	25
φ (°)	45÷50 $\sigma'_n = 0.2 \div 0.5$ MPa
c (kPa)	300÷350 $\sigma'_n = 0.2 \div 0.5$ MPa
k (m/s)	$1 \times 10^{-6} \div 1 \times 10^{-5}$
V_s (m/s)	800÷1000(*)
E_{t50} (GPa)	5÷10
E_{op} (GPa)	2÷3
ν (-)	0.25

(*) = crescente con la profondità da 0 a 12m.

Tabella 8.7: Parametri dell'ammasso roccioso Graniti (γ_{bi}) (profondità maggiore di 12 m)

γ_t (kN/m ³)	26.0-26.5
GSI	67
σ_c (MPa)	100÷150
σ_t (MPa)	6÷10
m_i (-)	28
φ (°)	55÷60 $\sigma'_n = 0.25 \div 1.0$ MPa
c (kPa)	500÷700 $\sigma'_n = 0.25 \div 1.0$ MPa
k (m/s)	$5 \times 10^{-8} \div 1 \times 10^{-7}$
V_s (m/s)	1000÷1800(*)
E_{t50} (GPa)	40÷50
E_{op} (GPa)	22
ν (-)	0.25

(*) = crescente con la profondità da 12m.

Simbologia:

γ_1 = peso di volume naturale;

GSI = Geological Strength Index;

σ_c = resistenza alla compressione semplice della roccia intatta;

σ_t = resistenza a trazione della roccia intatta;

m_i = coefficiente del criterio di rottura di Hoek & Brown relativo alla roccia intatta;

ϕ = angolo di resistenza al taglio tangente;

c = intercetta di coesione tangente;

σ'_n = pressione efficace normale al piano di rottura;

k_0 = coefficiente di spinta del terreno a riposo;

k = coefficiente di permeabilità dell'ammasso roccioso;

V_s = velocità di propagazione delle onde di taglio dell'ammasso roccioso;

E_{150} = modulo di Young tangente riferito al 50% della deformazione;

E_{op} = modulo di Young "operativo" dell'ammasso roccioso;

ν = rapporto di Poisson.

	QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA ACCESSO SUD ALLA GALLERIA DI BASE DEL BRENNERO QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA LOTTO 1: FORTEZZA – PONTE GARDENA								
	RELAZIONE ALL'APERTO	GEOTECNICA	DEI	TRATTI	COMMESSA IBL1	LOTTO 10	CODIFICA D 11 RB	DOCUMENTO GE 00 05 001	REV. A

9 CLASSIFICAZIONE SISMICA DEI TRATTI ALL'APERTO

La classificazione sismica, in base a quanto indicato nelle NTC 2008, attribuisce all'intero territorio nazionale valori differenti del grado di sismicità da prendere in considerazione nella progettazione delle opere.

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto deve essere valutata anche l'influenza delle condizioni litologiche e morfologiche locali sulle caratteristiche del moto del suolo in superficie, mediante studi specifici di risposta sismica locale.

La classificazione può essere basata sulla stima dei valori della velocità media delle onde sismiche di taglio $V_{s,30}$ ovvero sul numero medio di colpi N_{SPT} ovvero sulla coesione non drenata media c_u . In base alle grandezze sopra definite si identificano le seguenti categorie del suolo di fondazione:

- A. Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
- B. Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
- C. Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
- D. Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
- E. Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Dove:

la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,30}$ è definita dall'espressione:

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{s,i}}} \text{ [m/s]}.$$

	QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA ACCESSO SUD ALLA GALLERIA DI BASE DEL BRENNERO QUADRUPPLICAMENTO DELLA LINEA FORTEZZA - VERONA LOTTO 1: FORTEZZA – PONTE GARDENA								
	RELAZIONE ALL'APERTO	GEOTECNICA	DEI	TRATTI	COMMESSA IBL1	LOTTO 10	CODIFICA D 11 RB	DOCUMENTO GE 00 05 001	REV. A

la resistenza penetrometrica dinamica equivalente $N_{SPT,30}$ è definita dall'espressione:

$$N_{SPT,30} = \frac{\sum_{i=1,M} h_i}{\sum_{i=1,M} \frac{h_i}{N_{SPT,i}}}$$

La resistenza non drenata equivalente $c_{u,30}$ è definita dall'espressione:

$$c_{u,30} = \frac{\sum_{i=1,K} h_i}{\sum_{i=1,K} \frac{h_i}{c_{u,i}}}$$

Le prove down-hole e cross-hole condotte sono state opportunamente analizzate determinando per ciascuna verticale indagata il valore di $V_{s,30}$. Laddove necessario, nei tratti in cui non si avevano a disposizione prove sismiche, sono state invece interpretate le prove SPT determinando il valore di $N_{SPT,30}$. Si sottolinea come per la determinazione della categoria di sottosuolo di appartenenza si sia deciso di utilizzare direttamente i valori di N_{SPT} registrati in sito e non le V_s da essi derivate. Questo in quanto, non essendo state effettuate registrazioni dirette delle velocità di propagazione delle onde di taglio (mediante prove cross-hole o down-hole), si è preferito, come peraltro indicato anche dalla normativa, evitare di utilizzare dati ricavati mediante correlazioni empiriche (ad esempio Ohta e Goto).

I risultati ottenuti sono riportati nella seguente **Tabella 9.1** dove per ciascun tratto o porzione di linea e per ciascuna area oggetto di intervento è stato indicato il valore di $V_{s,30}$ associato e la corrispondente categoria di sottosuolo.

Tabella 9.1: Categorie di sottosuolo per ciascun tratto/area di interesse

Opera di pertinenza	Tratto/Area	$V_{s,30}$	Categoria di sottosuolo
Interconnessione di Fortezza	Linea principale da km 0+000 a km 0+500	260 m/s	C
	Imbocco gallerie linea principale e inteconnessioni	1000 m/s	A
Ponte Isarco	Imbocchi nord e sud	-	A
	Fondovalle (pile)	460 m/s	B

Opera di pertinenza	Tratto/Area	V _{s,30}	Categoria di sottosuolo
Interconnessione Ponte Gardena Nord	Linea principale Binario Pari da km 2+400 a km 3+000 e Binario Dispari da km 3+250 a km 3+600	280 m/s	C
	Linea principale imbocchi	-	A
Area Depositi di Val Riga	Deposito di Forch	550 m/s	B
	Depositi A, B e C	250 m/s	C