



Autostrada Asti-Cuneo




TRONCO II A21 (ASTI EST) - A6 (MARENE)
LOTTO 6 RODDI-DIGA ENEL

STRALCIO a
TRA IL LOTTO II.7 E LA PK. 5+000

PROGETTO DEFINITIVO

STUDI E INDAGINI

Geotecnica
Relazione geotecnica generale

IMPRESA 	PROGETTISTA 	INTEGRATORE ATTIVITA' SPECIALISTICHE Dott. Ing. Salvatore Sguazzo Albo degli Ingegneri provincia di Salerno n. 5031 	COMMITTENTE Autostrada Asti-Cuneo S.p.A. Direzione e Coordinamento: S.A.L.T. p.A. (Gruppo ASTM) Via XX Settembre, 98/E 00187 Roma
--	--	--	---

REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	CONTR.	APPROV.	RIESAME	DATA	SCALA
A	05-2021	EMISSIONE	S.Corti	E.Lombardo	Ing. Sguazzo	Ing. Sguazzo	MAGGIO 2021	-
							N. Progr.	
							02.02.01	

CODIFICA	PROGETTO	LIV	DOCUMENTO	REV	WBS
	P017	D	GEO RB 001	A	A33126A000
					CUP
					G31B20001080005

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO	VISTO DELLA COMMITTENTE

Il presente documento non potrà essere copiato, riprodotto o altrimenti pubblicato, in tutto od in parte, senza il consenso scritto dell' Autostrada ASTI - CUNEO S.p.A.. Ogni utilizzo non autorizzato sarà perseguito a norma di legge. This document may not be copied, reproduced or published, either in part or in its entirety, without the written permission of Autostrada Asti - Cuneo S.p.A.. Unauthorized use will be persecute by law.

INDICE

1. INTRODUZIONE	3
2. NORMATIVE E RIFERIMENTI	4
2.1. NORMATIVA	4
2.2. DOCUMENTI PROGETTUALI	4
2.3. BIBLIOGRAFIA TECNICA	5
3. DESCRIZIONE DELLE CAMPAGNE D'INDAGINE	7
3.1. INDAGINI IN SITO	7
3.2. INDAGINI IN LABORATORIO	12
4. SITUAZIONE STRATIGRAFICA LUNGO IL TRACCIATO	14
5. CRITERI DI VALUTAZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI	16
5.1. PREMESSA	16
5.2. STATO DEI MATERIALI A GRANA FINE IN SITO	16
5.3. PARAMETRI DI RESISTENZA AL TAGLIO	18
5.4. PARAMETRI DI DEFORMABILITÀ	21
6. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	25
6.1. UNITÀ CCS	25
6.1.1. <i>Risultati prove SPT</i>	25
6.1.2. <i>Risultati indagini sismiche</i>	32
6.1.3. <i>Risultati prove di laboratorio</i>	34
6.2. UNITÀ GES	47
6.2.1. <i>Risultati prove SPT</i>	47
6.2.2. <i>Risultati indagini sismiche</i>	52
6.2.3. <i>Risultati prove di laboratorio</i>	54
6.3. UNITÀ B-F E B1-F	68
6.3.1. <i>Risultati prove SPT</i>	68
6.3.2. <i>Risultati indagini sismiche</i>	75
6.3.3. <i>Risultati prove di laboratorio</i>	77
6.4. UNITÀ B-G E B1-G	88
6.4.1. <i>Risultati prove SPT</i>	88
6.4.2. <i>Risultati indagini sismiche</i>	96
6.4.3. <i>Risultati prove di laboratorio</i>	98
6.5. UNITÀ SAF	98
6.5.1. <i>Risultati prove SPT</i>	98
6.5.2. <i>Risultati indagini sismiche</i>	103
6.5.3. <i>Risultati prove di laboratorio</i>	105
7. SINTESI DEI PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI	120
7.1. UNITÀ CCS	120
7.2. UNITÀ GES	121
7.3. UNITÀ B-F, B1-F, B-G, B1-G	122

7.4.	UNITÀ SAF	122
8.	STRATIGRAFIE E PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO PER LE DIVERSE OPERE	124
8.1.	RILEVATO RLV01 (PROGR. KM 0+100).....	124
8.2.	TRINCEA TRN01 (PROGR. KM 0+370).....	124
8.3.	PONTE RIO DEI DEGLIA PNT01 (PROGR. KM 0+413).....	125
8.4.	TRINCEA TRN02 (PROGR. KM 0+500).....	125
8.5.	SCATOLARI RIO S. GIACOMO STC01 (PROGR. KM 0+643).....	126
8.6.	RILEVATO RLV02 (PROGR. KM 0+690).....	126
8.7.	TRINCEA TRN03 (PROGR. KM 0+950).....	127
8.8.	RILEVATO RLV03 (PROGR. KM 1+500).....	127
8.9.	SOTTOPASSO SCATOLARE STRADA PODERALE SOT02 (PROGR. KM 1+700)	128
8.10.	RILEVATO RLV04 (PROGR. KM 1+730).....	128
8.11.	TRINCEA TRN04 (PROGR. KM 1+850).....	129
8.12.	RILEVATO RLV05 (PROGR. KM 2+140).....	129
8.13.	PONTE OPERA 3 PNT02 (PROGR. KM 2+184).....	130
8.14.	RILEVATO RLV06 (PROGR. KM 2+250).....	130
8.15.	RILEVATO RLV07 (PROGR. KM 2+300).....	131
8.16.	VIADOTTO VERDUNO PNT03 (PROGR. KM 2+670 CIRCA)	131
8.17.	PONTE CANALE ENEL PNT04 (PROGR. KM 3+546)	132
9.	DIMENSIONAMENTO DELLE FONDAZIONI PROFONDE.....	133
9.1.	DEFINIZIONE DELLA METODOLOGIA DI DIMENSIONAMENTO DELLE FONDAZIONI PROFONDE	133
9.2.	PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE	133
9.2.1.	<i>Verifiche nei confronti degli Stati Limite Ultimi (SLU).....</i>	<i>133</i>
9.2.2.	<i>Verifiche nei confronti degli Stati Limite di Esercizio (SLE).....</i>	<i>136</i>
9.3.	TIPI DI PALO.....	136
9.4.	STRATIGRAFIE DI CALCOLO E CONDIZIONI DELLA FALDA.....	136
9.5.	CALCOLO DELLA RESISTENZA DI PROGETTO DEL PALO SINGOLO SOGGETTO A CARICHI ASSIALI.....	136

APPENDICE

- Allegato 1: Risultati Prove SPT
- Allegato 2: Risultati Prove di Laboratorio

1. INTRODUZIONE

Il presente documento costituisce la relazione geotecnica generale del Progetto Definitivo del collegamento autostradale A33: Asti-Cuneo, Tronco II – Lotto 6a.

Quanto qui riportato si basa sulle indagini e prove di laboratorio disponibili dalle precedenti fasi progettuali (quando di pertinenza, tenendo conto dei diversi tracciati), e sui dati della campagna d'indagine integrativa 2018.

Il presente documento è così organizzato:

- ✓ Definizione dei documenti di riferimento (Capitolo 2)
- ✓ Descrizione delle campagne di indagini (Capitolo 3)
- ✓ Situazione stratigrafica lungo il tracciato (Capitolo 4)
- ✓ Criteri di valutazione dei parametri geotecnici, (Capitolo 5)
- ✓ Caratterizzazione geotecnica (Capitolo 6)
- ✓ Parametri geotecnici caratteristici (Capitolo 7)
- ✓ Stratigrafie e parametri geotecnici di calcolo per le diverse opere (Capitolo 8)
- ✓ Dimensionamento delle fondazioni profonde (Capitolo 9)

Scopo del documento è la caratterizzazione geotecnica delle unità geologiche costituenti i terreni di fondazione, ai fini del calcolo geotecnico delle opere da realizzare.

Si ricorda che, in ogni caso, in base alla Normativa NTC 2018, l'unico responsabile della parametrizzazione geotecnica, nonché dello sviluppo del modello geotecnico, è il progettista (punto 6.2.2. delle NTC) delle singole opere. Quanto qui di seguito esposto pertanto deve essere inteso come una caratterizzazione geotecnica orientativa, e che il progettista dovrà comunque far propria o modificare a seconda delle proprie scelte.

2. NORMATIVE E RIFERIMENTI

2.1. NORMATIVA

Ai fini della redazione del presente progetto si e' fatto riferimento alle seguenti normative e circolari:

- [1.] D.G.R. 3 febbraio 2012, n. 7-3340: Modifiche e integrazioni alle procedure di controllo e gestione delle attività urbanistico-edilizie ai fini della prevenzione del rischio sismico approvate con D.G.R. n. 4-3084 del 12/12/2011.
- [2.] D.G.R. 12 dicembre 2011, n. 4-3084: D.G.R. n. 11-13058 del 19/01/2010. Approvazione delle procedure di controllo e gestione delle attività urbanistico-edilizie ai fini della prevenzione del rischio sismico attuative della nuova classificazione sismica del territorio piemontese.
- [3.] D.G.R. 18 febbraio 2011, n. 8-1517: Modifica del termine di entrata in vigore della nuova classificazione sismica del territorio piemontese come approvata con D.G.R. n. 11-13058 del 19/01/2010 e ulteriori disposizioni pubblicato su Bollettino Ufficiale Regione Piemonte n. 8 del 24/02/2011.
- [4.] D.G.R. 1 marzo 2010, n. 28-13422: Differimento del termine di entrata in vigore della nuova classificazione sismica del territorio piemontese approvata con D.G.R. n. 11-13058 del 19/01/2010 e ulteriori disposizioni pubblicato su Bollettino Ufficiale Regione Piemonte n. 10 del 11/03/2010.
- [5.] D.G.R. 19 gennaio 2010, n. 11-13058: Aggiornamento ed adeguamento dell'elenco delle zone sismiche (O.P.C.M. n. 3274/2003 e O.P.C.M. 3519/2006) pubblicato su Bollettino Ufficiale Regione Piemonte n. 7 del 18/02/2010.
- [6.] N.T.C. 2018: Testo unitario – Norme Tecniche per le Costruzioni (Supplemento ordinario alla G.U. 20.02.2018 n.42).
- [7.] Circolare n. 7 del 21.01.2019: Istruzione per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni (Supplemento ordinario alla G.U. 11.02.2019 n.35).
- [8.] O.P.C.M. 3519 del 28/04/2006 (G.U. 11.5.2006 n.108). Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone.
- [9.] O.P.C.M. 3274 del 20/03/2003 (Supplemento ordinario alla G.U. 8.5.2003 n.105). Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.

2.2. DOCUMENTI PROGETTUALI

- [10.] Collegamento autostradale Asti–Cuneo – Tronco II Lotto 6 – Stralcio a – Ubicazione indagini geognostiche - Tav. 1 – Elaborato P017_D_STU_GEO01_PG_001_A
- [11.] Collegamento autostradale Asti–Cuneo – Tronco II Lotto 6 – Stralcio a – Ubicazione indagini geognostiche - Tav. 2 – Elaborato P017_D_STU_GEO01_PG_002_A
- [12.] Collegamento autostradale Asti–Cuneo – Tronco II Lotto 6 – Stralcio a – Ubicazione indagini geognostiche - Tav. 3 – Elaborato P017_D_STU_GEO01_PG_003_A
- [13.] Collegamento autostradale Asti–Cuneo – Tronco II Lotto 6 – Stralcio a – Profilo geotecnico - Tav. 1 – Elaborato P017_D_STU_GEO02_FT_001_A
- [14.] Collegamento autostradale Asti–Cuneo – Tronco II Lotto 6 – Stralcio a – Profilo geotecnico - Tav. 2 – Elaborato P017_D_STU_GEO02_FT_001_A
- [15.] Collegamento autostradale Asti–Cuneo – Tronco II Lotto 6 – Stralcio a – Profilo geotecnico - Tav. 3 – Elaborato P017_D_STU_GEO02_FT_001_A
- [16.] Collegamento autostradale Asti–Cuneo – Tronco II Lotto 6 – Stralcio a – Relazione geologica ed idrogeologica generale – Elaborato n° P017_D_STU_GEO01_RH_001_A
- [17.] Collegamento autostradale Asti–Cuneo – Tronco II Lotto 6 – Stralcio a - Carta geologica e geomorfologica – Elaborato n° P017_D_STU_GEO01_CG_001_A

- [18.] Collegamento autostradale Asti–Cuneo – Tronco II Lotto 6 – Stralcio a - Carta Idrogeologica – Elaborato n° P017_D_STU_GEO01_CD_001_A
- [19.] Collegamento autostradale Asti–Cuneo – Tronco II Lotto 6 – Stralcio a – Profilo geologico – Elaborato n° P017_D_STU_GEO01_FG_001_A
- [20.] Collegamento autostradale Asti–Cuneo – Tronco II Lotto 6 – Stralcio a – Sezioni geologiche Tav.1 – Elaborato n° P017_D_STU_GEO01_FG_002_A
- [21.] Collegamento autostradale Asti–Cuneo – Tronco II Lotto 6 – Stralcio a – Sezioni geologiche Tav.2 – Elaborato n° P017_D_STU_GEO01_FG_003_A
- [22.] Collegamento autostradale Asti–Cuneo – Tronco II Lotto 6 – Stralcio a – Relazione sismica – Elaborato n° P017_D_STU_SMC00_RH_001_A

2.3. BIBLIOGRAFIA TECNICA

- [23.] Bolton M.C. (1986) "The strength and dilatancy of sands" *Geotechnique*, n° 1.
- [24.] Boussinesq M.J. (1885), "Applications des Potentiels a l'Étude de l'Équilibre et du Mouvement des Solides Élastiques", Gauthier-Villars, Paris.
- [25.] Bowles, J.E. (1988). "Foundation Analysis and Design", Second Edition, McGraw-Hill Book Company, New York.
- [26.] Burland, J.B. (1990). On the compressibility and shear strength of natural clays. *Géotechnique*, 40(3), 329-378
- [27.] Chen, Y-J, and Kulhawy, F.H. (2002), "Evaluation of Drained Axial Capacity for Drilled Shafts," *Geotechnical Special Publication No. 116, Deep Foundations 2002*, M.W. O'Neill and F.C. Townsend, Editors, ASCE, Reston, VA, pp. 1200-1214.
- [28.] Cubrinowski M., Ishihara K. (1998) "Empirical correlation between SPT N-value and relative density for sandy soils with various grain size compositions" Manuscript submitted to the Japanese Geotechnical Society for possible publication in *Soils and Foundations* as a technical paper.
- [29.] Dunnivant, T.W., and M.W. O'Neill, "Evaluation of Design Oriented Methods for Analysis of Vertical Pile Groups Subject to Lateral Load" (1986), "Numerical Methods in Offshore piling institut Francais du Petrole, Laboratoire Central Des Ponts et Chaussées"
- [30.] Fioravante, V., Ghionna, V.N., Jamiolkowski, M.B. and Pedroni, S. (1995). "Load carrying capacity of large diameter bored piles in sand and gravel". *Proc. 10th ARCSMF*, 2, 3-15.
- [31.] Fleming. W.G.K., Weltman. A.J., Randolph. M.F., Elson, W.K. (1985). "Piling Engineering". Surrey University Press, Glasgow and London, Halsted Press, a division of John Wiley & Sons, New York.
- [32.] Ghionna, V.N., Jamiolkowski. M.B., Pedroni. S. and Salgado, R. et al (1994). "Tip displacement of drilled shafts in sands". in *Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments*. Ed. A.T. Yeung and G.Y. Felio, ASCE , GSP40, New York, 2, 1039-1057.
- [33.] 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.
- [34.] Kulhawy, F.H. and Chen, J.-R. (2007). "Discussion of 'Drilled Shaft Side Resistance in Gravelly Soils'"
- [35.] Lunne T., Robertson P.K., Powell J.J.M. (1997), "Cone penetration testing in geotechnical practice". Blackie Academic & Professional
- [36.] Mayne P.W. et al. (1998), "Clay stress history evaluated from seismic piezocone", *Proc. ISC '98*.
- [37.] P.J. Sabatini, R.C. Bachus, P.W. Mayne, J.A. Schneider, T.E. Zettler April 2002 FHWA-IF-02-034: *Geotechnical Engineering Circular NO. 5: Evaluation of Soil and Rock Properties*

- [38.] Robertson P.K. and Cabal K.L. (2010), "Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering". Gregg Drilling & Testing Inc. 4th Edition, November 2012.
- [39.] Schmertmann J.H. (1978), "Guidelines for cone penetration test performance and design", Report FHWA-TS-78-209, U.S. Department of Transportation, Washington.
- [40.] 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.
- [41.] Youd, T.L., Idriss, I.M., Andrus, R.D., Castro, G., Christian, J.T., Dobry, R., Finn, L.W.D., Harder, L.F. Jr., Hynes, M.H., Ishihara, K., Koester, J.P., Liao, S.S.C., Marcuson, W.F. III, Martin, G.R., Mitchell, J.K., Moriwaki, Y., Power, M.S., Robertson, P.K., Seed, R.B. and Stokoe, K.H. II (2001), "Liquefaction Resistance of Soil: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 127, n° 10, pp.817-833.

3. DESCRIZIONE DELLE CAMPAGNE D'INDAGINE

Nel presente capitolo viene fornita la sintesi delle indagini in sito e di laboratorio effettuate nel corso delle campagne d'indagine eseguite in occasione delle diverse fasi progettuali (quando di pertinenza, tenendo conto dei diversi tracciati), a partire dal 1998 e fino al 2018.

3.1. INDAGINI IN SITO

Nell'area interessata dal tracciato in progetto sono state eseguite diverse campagne d'indagine comprendenti sondaggi a carotaggio continuo con prelievo, nel corso delle perforazioni, di campioni indisturbati e di campioni rimaneggiati, pozzetti esplorativi, prove penetrometriche dinamiche, prove di permeabilità, prove di carico su piastra in pozzetto, prove sismiche in foro (Down-Hole e Cross-Hole), prove geoelettriche, prove di laboratorio sui campioni indisturbati e su quelli rimaneggiati. La maggioranza dei fori è stata attrezzata con piezometro o inclinometro.

L'ubicazione è riportata negli elaborati "Ubicazione indagini geognostiche - Tav. 1, 2 e 3" (doc. rif. [10.], [11.] e [12.]).

L'elenco delle indagini svolte nella campagna 2018 è riportato nella Tabella 3.1 con l'indicazione della strumentazione installata, mentre nella successiva Tabella 3.2 è riportata la selezione di indagini di interesse prese dalle campagne geognostiche precedenti.

Tabella 3.1: Elenco delle indagini della campagna 2018

Indagine (Denomin.)	Tipo d'indagine	Campagna d'indagine (anno)	Quota di Bocca foro (m s.l.m.m.)	Lunghezza (m)	Piezometro installato C=Casagrande ⁽¹⁾ TA=Tube Aperto ⁽²⁾	Inclinometro installato
B02 INCL	sond.	2018	209.254	35		X
B02 PZ	sond.	2018	213.446	25	TA	
B03	sond.	2018	207.628	30		
B04 INCL	sond.	2018	207.354	20		X
B04 PZ	sond.	2018	207.593	20	C (-7.5m e -20.0m)	
B05	sond.	2018	210.028	30		
B06 INCL	sond.	2018	216.757	40		X
B06 PZ	sond.	2018	216.636	30	C (-12.0m e -30.0m)	
B07	sond.	2018	208.231	35		

Indagine (Denomin.)	Tipo d'indagine	Campagna d'indagine (anno)	Quota di Bocca foro (m s.l.m.m.)	Lunghezza (m)	Piezometro installato C=Casagrande ⁽¹⁾ TA=Tubo Aperto ⁽²⁾	Inclinometro installato
B08	sond.	2018	208.131	25		
B09 PZ	sond.	2018	212.861	35	TA	
B10 INCL	sond.	2018	222.431	25.8		X
B10 PZ	sond.	2018	221.917	26.2	TA	
B11 CH EST	sond.	2018	227.177	15		
B11 CH MONTE	sond.	2018	227.502	30		
B11 CH	sond.	2018	227.250	30		
B12 INCL	sond.	2018	230.820	30		X
B12 PZ	sond.	2018	230.920	30	C (-4.0m e -30.0m)	
B13 INCL	sond.	2018	234.750	30		X
B13 PZ	sond.	2018	234.599	30	C (-4.0m e -30.0m)	
B14	sond.	2018	221.709	30		
B16 INCL	sond.	2018	210.862	40		X
B16 PZ	sond.	2018	210.884	30	TA	
B19 PZ	sond.	2018	208.682	35	TA	
B20 PZ	sond.	2018	205.356	35	TA	
B21	sond.	2018	209.588	35		
B22 CH CC	sond.	2018	192.735	35		
B22 CH DN1	sond.	2018	192.748	35		
B22 CH DN2	sond.	2018	192.262	35		

Indagine (Denomin.)	Tipo d'indagine	Campagna d'indagine (anno)	Quota di Bocca foro (m s.l.m.m.)	Lunghezza (m)	Piezometro installato C=Casagrande ⁽¹⁾ TA=Tube Aperto ⁽²⁾	Inclinometro installato
B22 ORIGIN	sond.	2018	199.038	17		
B23 PZ	sond.	2018	189.167	35	TA	
B24 PZ	sond.	2018	185.250	35	TA	
B25 CH CC	sond.	2018	189.200	35		
B26 PZ	sond.	2018	187.311	35	TA	
B27 PZ	sond.	2018	181.100	20	TA	
B28 PZ	sond.	2018	187.900	20	TA	
B29 DH	sond.	2018	185.623	35		
B30	sond.	2018	184.751	3.4		
TP03	pozzetto	2018	219.720	3.0		
TP04	pozzetto	2018	218.164	3.0		
TP05	pozzetto	2018	218.705	3.0		
TP07	pozzetto	2018	204.163	3.0		
TP08	pozzetto	2018	190.570	3.0		
TP09	pozzetto	2018	182.596	2.0		
TP10	pozzetto	2018	187.859	3.0		
TP11	pozzetto	2018	187.789	3.0		
TP12	pozzetto	2018	185.662	3.0		
TP13	pozzetto	2018	184.609	3.0		
TP14	pozzetto	2018	185.206	3.0		

Indagine (Denomin.)	Tipo d'indagine	Campagna d'indagine (anno)	Quota di Bocca foro (m s.l.m.m.)	Lunghezza (m)	Piezometro installato C=Casagrande ⁽¹⁾ TA=Tube Aperto ⁽²⁾	Inclinometro installato
----------------------------	------------------------	--	--	----------------------	--	----------------------------

(1) = Tra parentesi la profondità della cella Casagrande

(2) = Tra parentesi il tratto finestrato

Tabella 3.2: Elenco delle indagini di interesse delle campagne precedenti

Indagine (Denomin.)	Tipo d'indagine	Campagna d'indagine (anno)	Quota di Bocca foro (m s.l.m.m.)	Lunghezza (m)	Piezometro installato C=Casagrande ⁽¹⁾ TA=Tube Aperto ⁽²⁾	Inclinometro installato
6V	sond.	1998	222.500	40		
8V	sond.	1998	222.600	40		
12V	sond.	1998	202.200	30		
12VI	sond.	1998	183.950	20.5		
11VI	sond.	1998	183.400	25		
PVL	prova. penetr.	1998		7.2		
PVM	prova. penetr.	1998		6.6		
SPD26-01	sond.	1998	241.000	40		X
SPD26-02	sond.	1998	215.000	40		X
SPD26-06	sond.	1998		30	TA (3.0m-9.0m 12.0m-30.0m)	
SPD26-07	sond.	1998		30	TA (3.0m-8.0m 11.0m-30.0m)	

Indagine (Denomin.)	Tipo d'indagine	Campagna d'indagine (anno)	Quota di Bocca foro (m s.l.m.m.)	Lunghezza (m)	Piezometro installato C=Casagrande ⁽¹⁾ TA=Tube Aperto ⁽²⁾	Inclinometro installato
SPD26-09	sond.	1998		30	TA (3.0m-8.0m 11.0m-30.0m)	
SPD26-10	sond.	1998	185.700	25	TA (2.0m-4.0m 9.0m-25.0m)	
SPE26-07	sond.	2001	220.900	40	TA (9.0m-33.0m)	
SPE26-09	sond.	2001	227.700	60	TA (21.0m-45.0m)	
SPE26-20	sond.	2001	199.500	45		
SPE26-29	sond.	2001	185.890	25	TA (1.0m-7.0m)	
SPE26-31	sond.	2001	187.620	35	TA (3.0m-9.0m)	
SPE26-32	sond.	2001	184.240	35	TA (9m-27m)	
SFG10	sond.	2001	209.890	40	TA (12.0m-36.0m)	
SFG24	sond.	2001	207.690	50	TA (3.0m-24.0m)	
EPE26-01	pozzetto	2001	187.400	3.1		
EPE26-03	pozzetto	2001	186.300	2.8		
EPE26-05	pozzetto	2001	185.330	3.2		
EPE26-07	pozzetto	2001	184.800	3.1		
EPE26-09	pozzetto	2001	185.750	3.3		
EPE26-10	pozzetto	2001	185.370	3.1		

(3) = Tra parentesi la profondità della cella Casagrande
 (4) = Tra parentesi il tratto finestrato

In particolare sono state eseguite le seguenti indagini, che interessano il tracciato in esame:

- n. 11 sondaggi a carotaggio continuo, appartenenti alla campagna geotecnica del Progetto Definitivo originario (1998), spinti a profondità variabili fra 10 e 40 m dal p.c., denominati 6V, 8V, 12V, 12VI, 11VI, SPD26-01, SPD26-02, SPD26-06, SPD26-07, SPD26-09, SPD26-10;
- n. 8 sondaggi a carotaggio continuo, appartenenti alla campagna geotecnica integrativa (2000-2001), spinti a profondità variabili fra 20 e 60 m dal p.c., denominati SPE26-07, SPE26-09, SPE27-20, SPE26-29, SPE26-31, SPE26-32, SFG10, SFG24;
- n. 22 sondaggi a carotaggio continuo, appartenenti alla campagna geotecnica integrativa (2018), spinti a profondità variabili fra 20 e 40 m dal p.c., denominati B02 INCL, B03, B04 INCL, B05 DH, B06 INCL, B07, B08, B09 PZ, B10, B11 CH, B12 INCL, B13 INCL, B14, B16 INCL, B19 PZ, B20 PZ, B21, B22 CH, B23 PZ, B24 PZ, B25 CH, B26 PZ, B28 PZ, B29 DH;
- Nel corso delle perforazioni, oltre al recupero integrale del terreno attraversato, sono stati prelevati campioni indisturbati e campioni rimaneggiati e sono state eseguite in avanzamento prove penetrometriche dinamiche SPT (riportate in Allegato 1), prove di permeabilità Lefranc, prove con il pocket penetrometer.
- La maggioranza dei fori è stata attrezzata con tubo piezometrico a tubo aperto o con cella Casagrande, ad acquisizione manuale o automatica, o con tubo inclinometrico.
- n. 2 prove penetrometriche dinamiche, appartenenti alla campagna geotecnica del Progetto Definitivo originario (1998), spinte a profondità variabili di circa 7 m dal p.c., PVL, PVM;
- n. 5 stendimenti di tipo tomografico acquisiti mediante metodologia geoelettrica, appartenenti alla campagna geotecnica integrativa (2018), denominati ERT1, ERT2, ERT3, ERT4, ERT5;
- n. 6 pozzetti esplorativi, appartenenti alla campagna geotecnica integrativa (2000-2001), spinti a profondità variabili fra 2.8 e 3.3 m dal p.c., denominati EPE26-01, EPE26-03, EPE26-05, EPE26-07, EPE26-09, EPE26-10;
- n. 11 pozzetti esplorativi, appartenenti alla campagna geotecnica integrativa (2018), spinti a profondità variabili 2.0÷3.0 m dal p.c., denominati TP03, TP04, TP05, TP07, TP08, TP09, TP10, TP11, TP12, TP13, TP14;
- n. 18 prove di carico su piastra eseguite in n. 9 pozzetti esplorativi (TP) della campagna di indagini 2018, a quota 0.50 m e 1.50 m.

3.2. INDAGINI IN LABORATORIO

Sui campioni prelevati a diverse profondità, significative ai fini della progettazione dell'opera, sono state eseguite una serie di prove di laboratorio finalizzate alla caratterizzazione fisica e meccanica dei terreni presenti.

Le prove di laboratorio eseguite sui campioni indisturbati hanno consentito di ottenere informazioni circa:

- natura e caratteristiche fisiche dei terreni;
- parametri di resistenza al taglio in condizioni non drenate (c_u);
- parametri di resistenza al taglio in condizioni drenate (ϕ' e c');
- parametri di compressibilità e deformabilità;
- parametri di permeabilità.

In particolare, dopo avere provveduto alla descrizione geotecnica dei campioni indisturbati, sono state eseguite in modo sistematico:

- prove per la determinazione del peso dell'unità di volume totale (ρ);
- prove per la determinazione del peso specifico dei grani (G_s);
- prove per la determinazione del contenuto d'acqua (w_N);
- prove per la determinazione dei limiti di Atterberg (w_L , w_P);
- analisi granulometriche ed aerometriche (G_r);
- prove edometriche ad incrementi di carico (Ed_{oIL});

- prove triassiali non consolidate non drenate (TxUU);
- prove triassiali consolidate drenate (TxCID);
- prove di compressione ad espansione laterale libera;
- prove di taglio diretto (TD).

Sui campioni rimaneggiati sono state determinate le proprietà indice e la distribuzione granulometrica.

Le caratteristiche fisiche, meccaniche e deformative determinate mediante le prove di laboratorio su campioni indisturbati e rimaneggiati sono riassunte in appendice, Allegato 2. Per ciascun sondaggio sono riportati i seguenti dati:

- sigla del campione,
- profondità del campione,
- composizione granulometrica (G ghiaia, S sabbia, L limo, A argilla),
- caratteristiche di plasticità (limite liquido LL, limite plastico LP, indice di plasticità IP e indice di consistenza IC,
- peso di volume naturale,
- contenuto naturale d'acqua,
- indice dei vuoti,
- peso specifico dei grani,
- grado di saturazione,
- risultati delle prove edometriche,
- resistenza al taglio non drenata ricavata da prove speditive con il pocket penetrometer e vane test e da prove triassiali,
- resistenza al taglio in termini drenati ricavata da prove triassiali e da prove di taglio diretto,
- resistenza a compressione da prove di compressione monoassiale.

Infine, in diversi campioni indisturbati e rimaneggiati dei sondaggi della campagna di indagini del 2018 sono state condotte delle analisi chimiche, quali:

- contenuto in cloruri solubili in acqua
- contenuto in solfati solubili in acido
- contenuto in solfati idrosolubili
- contenuto di sostanze organiche
- pH del campione in soluzione acquosa

Per il dettaglio dei risultati delle analisi chimiche si rimanda allo specifico elaborato di progetto.

4. SITUAZIONE STRATIGRAFICA LUNGO IL TRACCIATO

Il tracciato del lotto in oggetto si svolge in superficie sul fondovalle del F. Tanaro, in versante idrografico destro.

Data la conformazione morfologica del sito, il tracciato si sviluppa prevalentemente in rilevato, con localizzati tratti in trincea in particolare nella porzione occidentale dello stesso. Le opere d'arte maggiori che si presentano lungo l'asse principale sono:

- Ponte Rio dei Deglia
- Scatolari Rio S. Giacomo
- Sottopasso scatolare Strada Poderale
- Deviazione Fosso tombino idraulico
- Ponte Opera 3
- Viadotto Verduno
- Ponte Attraversamento canale ENEL

A completare le opere d'arte suddette si presentano poi strutture minori correnti che constano in paratie, muri di sostegno ed opere di attraversamento idraulico e stradale.

La sequenza stratigrafica dell'area interessata dal tracciato in progetto è descritta nel Profilo Geotecnico (elaborati P017_D_STU_GEO02_FT_001_A, P017_D_STU_GEO02_FT_002_A e P017_D_STU_GEO02_FT_003_A), ove in corrispondenza delle verticali indagate sono rappresentati i log stratigrafici e, direttamente in corrispondenza delle verticali esaminate, i risultati delle prove penetrometriche SPT e delle letture piezometriche laddove presenti.

I terreni ed i depositi con caratteristiche geotecniche omogenee sono stati raggruppati ottenendo 6 unità principali:

- **Formazione di Cassano Spinola (CCS):** è composta da depositi terrigeni di colore rosso brunastro di origine sia continentale che di acqua salmastra; nell'area di interesse è caratterizzata da limi sabbiosi poco consistenti generalmente di colore nocciola. Dalla progressiva 0+600 alla 1+200 circa al di sotto dei depositi limoso – sabbiosi di colore nocciola, si hanno dei depositi più marnosi con colorazione più grigio-verdastra.
- **Formazione Gessoso Solfifera (GES):** è costituita da sedimenti gessosi e pelitici che poggiano con un contatto di tipo erosivo sulla sottostante formazione delle Marne di Sant'Agata Fossili. La formazione consta di 2 membri distinti: membro superiore (**GES 2**) è composto principalmente da sedimenti fini di origine terrigena (argille e limi) contenenti una buona percentuale di gessi in forma microcristallina diffusa all'interno della matrice o sottoforma di livelli da decimetrici a metrici di gessi microcristallini impuri e gessareniti. Il membro inferiore (**GES 1**) è invece costituito da gessi macrocristallini selenitici in banchi metrici con intercalazioni di argille nerastre e argille siltose laminate.
- **Formazione delle Marne di Sant'Agata Fossili (SAF):** è costituita da depositi di mare aperto, composta da peliti con abbondante contenuto di carbonati, marne e marne argillose compatte che tendono ad assumere una consistenza tenera quando alterate.
- **Depositi Alluvionali Recenti:** sono costituiti dai prodotti della sedimentazione del fiume Tanaro; si tratta di un'associazione complessa ed eterogenea con prevalenza di sabbie e ghiaie a tratti con presenza di ciottolami (**b1**) e locali concentrazioni di materiale fine siltoso ed argilloso (**b**).

L'assetto stratigrafico è caratterizzato, per la presenza di una faglia alla progressiva km 2+300 circa, da una netta distinzione di 2 successioni stratigrafiche: quella lato occidentale del tracciato consta

prevalentemente da uno spessore variabile da 5÷30 m della Formazione di Cassano Spinola (CCS) seguita dapprima dalla Formazione Gessoso Solifera in facies argillosa, GES 2, e poi da quella più consistente GES 1 in spessori variabili; il substrato consta della Formazione di Sant'Agata Fossili (SAF) che però non interessa le opere fondazionali del progetto. Il lato orientale del tracciato presenta invece uno strato superficiale di spessore variabile da 4÷12 m di depositi alluvionali recenti, con prevalenza di sabbie e ghiaie in matrice limosa (b) fino al Canale ENEL (pk 3+546) e poi con presenza di materiale più incoerente (b1) fino al termine del tracciato; il substrato di tali depositi è la Formazione delle Marne di Sant'Agata Fossili (SAF) che in questo tratto si ritrova a quote maggiore e quindi interferenti con le opere fondazionali profonde del tracciato.

5. CRITERI DI VALUTAZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI

5.1. PREMESSA

In questa sezione si forniscono i criteri utilizzati per la stima dei principali parametri geotecnici.

5.2. STATO DEI MATERIALI A GRANA FINE IN SITO

Oltre alla classificazione convenzionale, verrà considerata anche una classificazione basata su considerazioni legate alla posizione dello stato iniziale in sito, dato dall'indice dei vuoti (e_o), o da quello normalizzato corrispondente I_{vo} , e dalla pressione verticale efficace geostatica (σ'_{vo}), rispetto alla curva di compressibilità intrinseca edometrica (ICL_{oed}) definita in Burland (1990). In mancanza di dati sperimentali specifici, quest'ultima è data dalla seguente equazione:

$$I_v = 2,45 - 1,285 \cdot \log \sigma'_v + 0,015 \cdot (\log \sigma'_v)^3$$

essendo:

σ'_v = pressione verticale efficace corrente in kPa

I_v = void index definito come
$$I_v = \frac{e^* - e_{100}^*}{C_c^*}$$

e^* = rapporto dei vuoti corrente del materiale ricostituito;

e^*100 = rapporto dei vuoti del materiale ricostituito in corrispondenza di una pressione verticale efficace $\sigma'_v = 100$ kPa; in mancanza di determinazioni specifiche, può essere stimato in base alla seguente correlazione empirica: $e^*100 = 0,109 + 0,679 \cdot eL - 0,089 \cdot eL^2 + 0,016 \cdot eL^3$

C_c^* = indice di compressione del materiale ricostituito; in mancanza di determinazioni specifiche, può essere stimato in base alla seguente correlazione empirica: $C_c^* = e_{100}^* - e_{1000}^* = 0,256 \cdot eL - 0,04$

e^*1000 = rapporto dei vuoti del materiale ricostituito in corrispondenza di una pressione verticale efficace $\sigma'_v = 1000$ kPa

eL = indice dei vuoti corrispondente al limite liquido (LL).

L'indice dei vuoti iniziale normalizzato I_{vo} è dato dalla seguente equazione:

$$I_{vo} = \frac{e_o - e_{100}^*}{C_c^*} = \text{indice dei vuoti iniziale normalizzato.}$$

Con riferimento anche a quanto indicato nella Figura 1 (vedi ad esempio anche Nagaraj & Miura, 2001) si ha che (le sigle A, B1 e B2 si riferiscono alla figura e non sono da confondersi con denominazioni di specifiche unità geotecniche):

- Terreni caratterizzati da stati iniziali (I_{vo})-(σ'_{vo}) alla sinistra della curva ICL_{oed} (**terreni tipo B1**) sono da considerare sovraconsolidati meccanicamente; in aggiunta alla sovraconsolidazione meccanica tali terreni possono essere dotati anche di legami di cementazione.
- Terreni caratterizzati da stati iniziali (I_{vo})-(σ'_{vo}) che cadono sulla curva ICL_{oed} (**terreni tipo B2**) sono da considerare normalmente consolidati; tali terreni possono essere dotati anche di legami di cementazione.

- Terreni caratterizzati da stati iniziali $(I_{vo})-(\sigma'_{vo})$ alla destra della curva ICL_{oed} (**terreni tipo A**) sono da considerare sottoconsolidati; essi possono risultare in equilibrio sotto l'azione delle forze di gravità unicamente grazie alla presenza di particolari microstrutture “metastabili”, intese nel senso più generale come disposizione geometrica delle particelle e presenza di legami di cementazione (vedi ad esempio [Mitchell, 1976](#)).

In generale vale quanto segue:

1. I **terreni tipo A** possono avere, appena vengono raggiunti determinati stati di sollecitazione di soglia critici:
 - un comportamento di tipo fragile (riduzione delle caratteristiche di resistenza al taglio in termini di tensioni efficaci),
 - la propensione a sviluppare deformazioni volumetriche irreversibili (visco-plastiche) positive (riduzione dell'indice dei vuoti) in condizioni drenate o a sviluppare sovrappressioni interstiziali positive in condizioni non drenate,
2. I **terreni tipo B2**, se dotati di legami di cementazione, possono avere comportamenti simili a quelli dei terreni di tipo A; in assenza di legami di cementazione hanno invece:
 - un comportamento duttile o moderatamente fragile (riduzione delle caratteristiche di resistenza al taglio in termini di tensioni efficaci connessa solo a fenomeni di riorientazione delle particelle);
 - la propensione a sviluppare deformazioni volumetriche irreversibili (plastiche) positive (riduzione dell'indice dei vuoti) in condizioni drenate o a sviluppare sovrappressioni interstiziali positive in condizioni non drenate.
3. I **terreni di tipo B1** hanno, appena vengono raggiunti determinati stati di sollecitazione di soglia critici:
 - un comportamento di tipo fragile (riduzione delle caratteristiche di resistenza al taglio in termini di tensioni efficaci),
 - la propensione a sviluppare deformazioni volumetriche irreversibili (plastiche o visco-plastiche) negative (aumento dell'indice dei vuoti) in condizioni drenate o a sviluppare sovrappressioni interstiziali negative in condizioni non drenate;
 - il comportamento fragile è accentuato se si è in presenza di legami di cementazione.

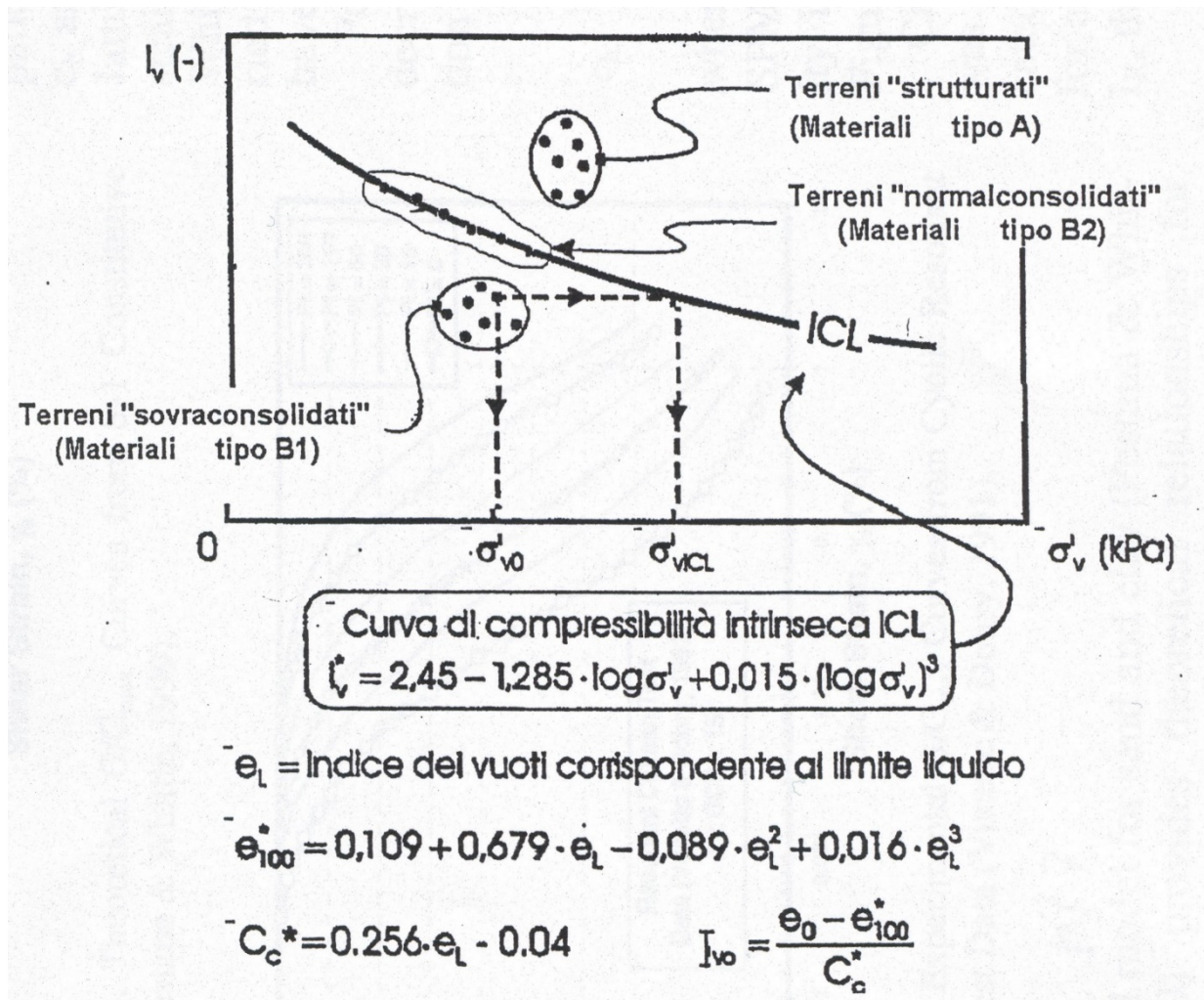


Figura 1: Diagramma di stato per i materiali a granulometria fine (limi e argille) in accordo a Burland, 1990

5.3. PARAMETRI DI RESISTENZA AL TAGLIO

Materiali a grana grossa

I parametri di resistenza al taglio per i terreni a grana grossa sono stati dedotti utilizzando i risultati delle prove penetrometriche dinamiche SPT per la stima della densità relativa D_r , e successivamente noto tale parametro, si è fatto riferimento alla relazione proposta da Bolton (1986), in modo da tener conto dello stato di addensamento e del livello tensionale.

$$\phi' = \phi'_{cv} + m \cdot DI$$

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

dove:

D_r = densità relativa, stimata col metodo di Skempton, 1986

Q = parametro che tiene conto della natura dei grani, pari a 10 per particelle di natura silicea;

- $p'f$ = tensione media efficace a rottura, assunta pari a $1.4 \cdot \sigma'ff$ (Jamiolkowski et al.);
- m = parametro che tiene conto delle condizioni di deformazione, assunto pari a 3 in condizioni assialsimmetriche e pari a 5 in condizioni di deformazione piana;
- $\phi'cv$ = angolo di resistenza al taglio a volume costante, assunto pari a
- $\phi'cv$ = 32° per gli strati di sabbia;
- $\phi'cv$ = 34° per gli strati ghiaiosi.

Per quanto concerne la stima della densità relativa, si è fatto riferimento alla correlazione di Skempton (1986) per sabbie, mentre per le ghiaie sabbiose si è fatto riferimento alla correlazione di Cubrinovski e Ishihara (1998).

Per la correlazione di Skempton vale quanto segue:

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

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)
- (k₀)NC = coefficiente di spinta a riposo per terreni normalmente consolidati
- (k₀)SC = coefficiente di spinta a riposo per terreni sovraconsolidati
- NSPT = numero di colpi per 30 cm di infissione
- Dr = 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 sovraconsolidate	27.5 ÷ 43.3	$(21.7 \div 27.5) \cdot \frac{1 + 2(k_0)_{SC}}{1 + 2(k_0)_{NC}}$

Per la correlazione di Cubrinovski & Ishihara vale quanto segue:

La densità relativa (D_R) è stata determinata utilizzando il metodo proposto da Cubrinovski & Ishihara (1998), valido per materiali normalmente consolidati, caratterizzati da un coefficiente di spinta a riposo k_0 dell'ordine di 0.4 ÷ 0.5, successivamente esteso da Ishihara et al. (2001) anche al caso dei terreni sovraconsolidati.

Tale metodo utilizza la seguente espressione:

$$D_r = \left\{ \frac{(N_{SPT})_{78\%} \cdot \left(0.23 + \frac{0.06}{D_{50}}\right)^{1.7}}{9} \cdot \left(\frac{98}{\sigma'_{v0}}\right)^{1/2} \cdot \left(\frac{k_{0,NC}}{k_{0,SC}}\right)^{1/2} \right\}^{1/2}$$

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 passante 50% (mm)

σ'_{v0} = pressione verticale efficace geostatica (kPa)

$k_{0,NC}$ = coefficiente di spinta a riposo di terreni normalmente consolidati (-)

$k_{0,SC}$ = coefficiente di spinta a riposo di terreni sovra consolidati (-)

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

- Energia trasferita alle aste pari al 78%. In Italia mediamente l'energia trasferita alle aste è inferiore al 78% e pari mediamente al 60%. Nell'applicazione della formula il valore di N_{SPT} misurato, assunto pari a $(N_{SPT})_{60\%}$ viene corretto in base alla seguente relazione:

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

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

Nell'applicazione della relazione precedente nel caso dei terreni sabbioso-ghiaiosi ($D_{50} \geq 1$ mm), essendo i risultati disponibili ottenuti con il campionatore standard, il valore N_{SPT} misurato, assunto pari a $(N_{SPT})_{60\%}$, è stato modificato adottando la seguente relazione:

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

essendo:

C_{NLPT} = fattore correttivo per $D_{50} \geq 1$ mm, valutato con la seguente espressione
 $C_{NLPT} = 0.56 - 0.084 \cdot \ln(D_{50})$ con D_{50} in 1 mm (Clayton, 1995).

Materiali a grana fine

La resistenza al taglio non drenata c_u è stata valutata adottando la correlazione empirica proposta da Stroud (1974) (vedi anche Clayton (1995)). In base a tale correlazione risulta quanto segue:

$$c_u \cong (5.0 \div 5.5) \cdot N_{SPT} \quad (\text{kPa})$$

5.4. PARAMETRI DI DEFORMABILITÀ

Il modulo di taglio a piccole deformazioni è stato determinato mediante metodi diversi in funzione del tipo di indagine svolta (SPT, Down-Hole o Cross-Hole).

Da prove SPT:

$$G_o = V_s^2 \cdot \rho$$

Dove:

ρ = densità del materiale

V_s = velocità media delle onde di taglio

La velocità delle onde di taglio è stata determinata con la correlazione proposta da Ohta and Goto (1978);

$$v_s = C \cdot (N_{60})^{0.171} \cdot (z)^{0.199} \cdot f_A \cdot f_G \quad (\text{m/s})$$

nella quale:

C = costante empirica = 67.3

N_{60} = valore di N_{SPT} riferito ad un rendimento del 60% (energia effettivamente trasmessa rispetto al valore teorico)

z = profondità dal piano campagna, in metri;

f_G = coefficiente che rappresenta la granulometria del deposito (Tabella 5.2)

f_A = coefficiente che rappresenta l'età geologica del deposito (Tabella 5.3)

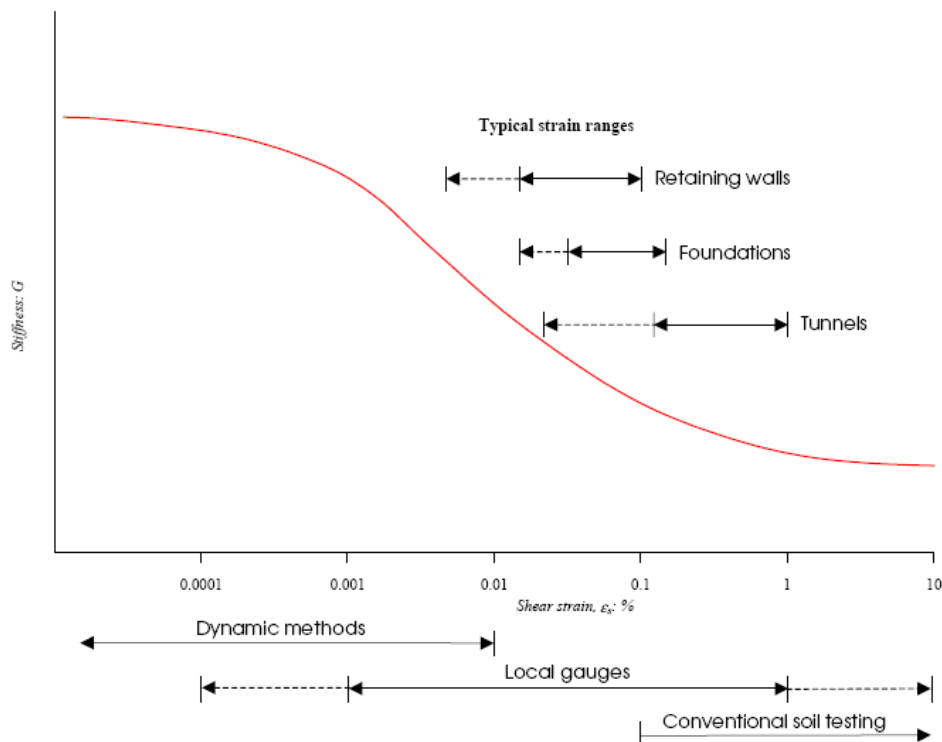
Tabella 5.2: Metodo di Ohta e Goto - coefficiente f_G (funzione della granulometrica del deposito)

f_G	Ghiaia	Sabbia ghiaiosa	Sabbie grosse	Sabbie medie	Sabbia fine	Limo/argilla
	1.45	1.15	1.14	1.09	1.07	1.0

Tabella 5.3: Metodo di Ohta e Goto - coefficiente f_A (funzione dell'età geologica del deposito)

f_A	Depositi del Olocene	Depositi del Pleistocene
	1.0	1.3

Per quanto concerne il valore operativo del modulo di Young, da utilizzare in sede progettuale, si evidenzia come tale valore dipenda dal livello deformativo raggiunto dal terreno nelle condizioni di esercizio e come esso risulti strettamente dipendente dal tipo di opera interagente con terreno-struttura (fondazioni superficiali, paratie, trincee) e dal livello di carico imposto. Pertanto, a titolo orientativo, in Figura 2 si riportano i livelli deformativi attesi per diverse opere, secondo le indicazioni fornite da Atkinson & Salfors (1991) e Mair (1993) e nella Figura 3, Figura 4 e Figura 5 si riportano le curve di decadimento del modulo di taglio normalizzato.


Figura 2: Livelli deformativi raggiunti dal terreno per diverse opere di ingegneria in accordo a Atkinson and Salfors (1991) e Mair (1993)

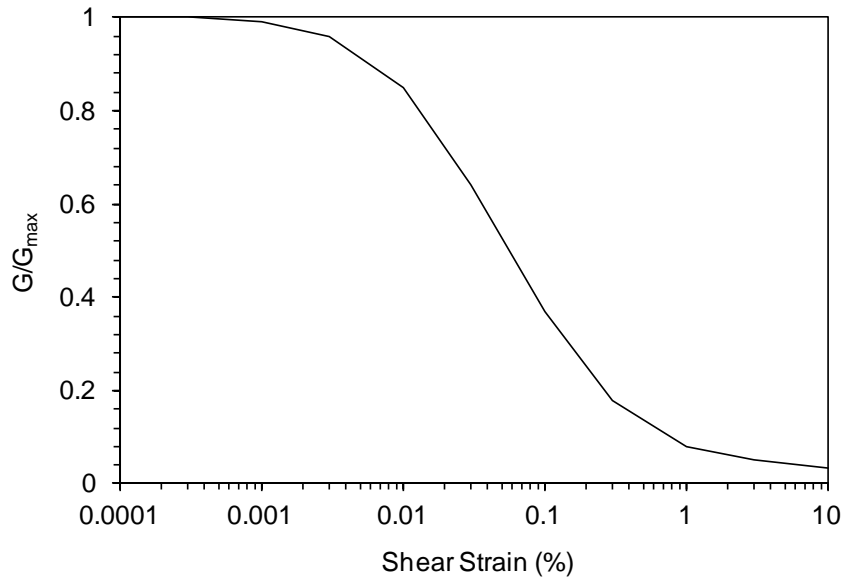


Figura 3: Curva di decadimento del modulo di taglio secondo Seed & Idriss (1970) per depositi di sabbia

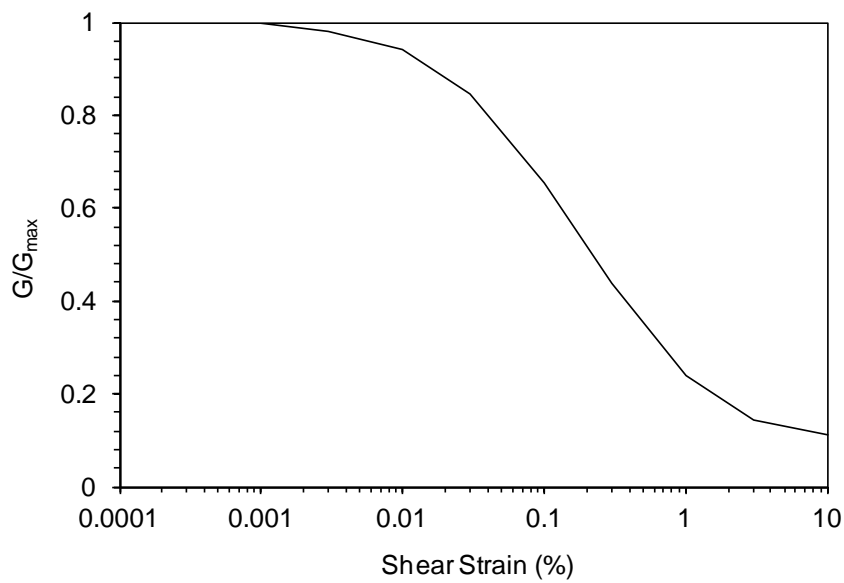


Figura 4: Curva di decadimento del modulo di taglio secondo Seed and Sun (1989) per depositi di argilla

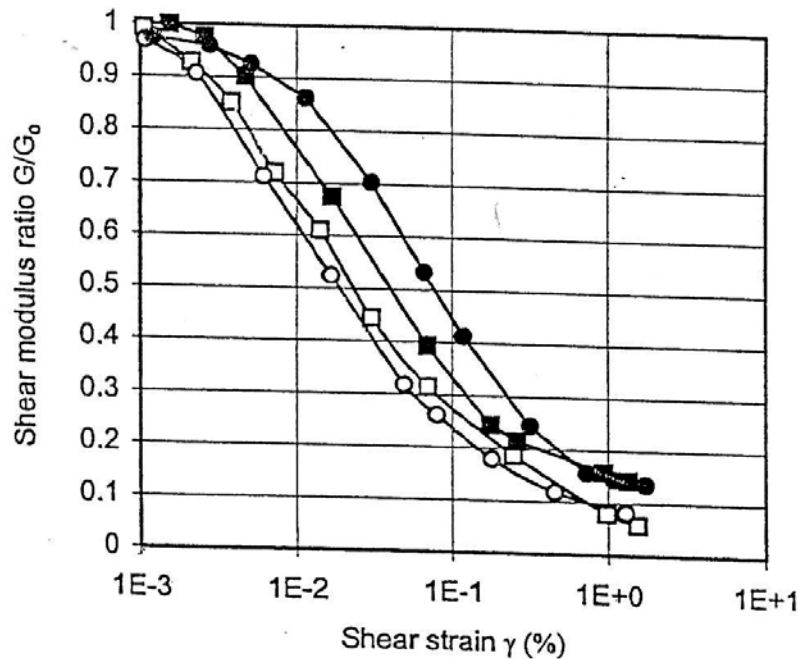


Figura 5: Curva di decadimento del modulo di taglio secondo Ishihara (1996)

Il progettista potrà pertanto definire, a seconda della problematica in esame, il livello di degradazione che riterrà più opportuno, ovvero adottare una modellazione del terreno che tenga in conto del valore del modulo sia un funzione del livello tensionale esistente, sia del livello di deformazione raggiunto.

Nel caso specifico del presente progetto, visto il livello di progettazione (Progetto definitivo), il modulo è stato stimato, in relazione alla tipologia di opere, ipotizzandolo pari ad una certa percentuale di quello iniziale. In particolare sono state fatte le seguenti assunzioni:

- Nel calcolo di opere di sostegno tipo paratie, tirantate e non, il modulo di Young “operativo” è pari a $1/3 \div 1/5$ di quello iniziale;
- Nel calcolo dei cedimenti dei rilevati il modulo di Young “operativo” è pari a $1/10$ di quello iniziale.

Per la stima adeguata del modulo elastico (lineare equivalente a lungo termine) in terreni a grana fine particolarmente scadenti si è adottata anche la seguente correlazione, in accordo a Stroud (1974):

$E'_{op} = 100 \cdot c_u$ (c_u stimata come indicato al precedente paragrafo 5.3).

6. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Come discusso nei paragrafi precedenti, lo studio geotecnico ha avuto come finalità la classificazione e caratterizzazione dei depositi investigati, coerentemente con le indicazioni emerse dallo studio geologico-geomorfologico della zona. Con riferimento a questo ultimo aspetto, il Profilo Geotecnico riporta in primo luogo i confini tra le varie unità stratigrafiche, definiti sulla base delle indagini geologiche.

Con questo supporto di base sono state poi definite 6 unità lito-stratigrafiche ritenute omogenee in termini di comportamento meccanico.

Le unità geotecniche individuate nel presente lotto sono le seguenti:

- **Formazione di Cassano Spinola (CCS):** depositi terrigeni (argille e limi) poco consistenti.
- **Formazione Gessoso Solfifera (GES):** sedimenti gessosi e pelitici composti da sedimenti fini di origine terrigena (argille e limi) contenenti una buona percentuale di gessi in forma microcristallina (**GES 2**) ed in forma macrocristallina in banchi metrici con intercalazioni di argille nerastre e argille siltose (**GES 1**).
- **Formazione delle Marne di Sant'Agata Fossili (SAF):** depositi di mare aperto, composti da peliti con abbondante contenuto di carbonati, marne e marne argillose compatte che tendono ad assumere una consistenza tenera quando alterate.
- **Depositi Alluvionali Recenti:** prodotti della sedimentazione del fiume Tanaro con presenza di strati prevalentemente a grana fine in superficie e strati prevalentemente a grana grossa al di sotto. Vista la suddivisione areale effettuata sugli elaborati di geologia in base a cui si ha la predominanza di materiali a grana più fine ad ovest dell'attraversamento del canale ENEL (unità **b**) e al contrario la predominanza di materiali a grana più grossolana a est (unità **b1**), tali unità sono state ulteriormente suddivise per coerenza in b-f, b-g, b1-f, b1-g. A livello geotecnico le coppie b-f, b1-f e b-g, b1-g sono state poi caratterizzate insieme in quanto presentano le stesse caratteristiche.

Dalle letture piezometriche nei vari fori di sondaggio, la falda presenta un livello di quota variabile da 0÷10 m circa dal p.c., in relazione al grado di permeabilità dei litotipi attraversati. Quest'ultima risulta diffusamente bassa per cui, stagionalmente, nel caso di intensi eventi piovosi, comporta una rapida saturazione del terreno determinando forti escursioni di falda, anche di 8÷10m, come dimostrato dalle risultanze dei monitoraggi piezometrici storici ed attuali.

6.1. UNITÀ CCS

La caratterizzazione geotecnica del litotipo è stata condotta sulla scorta delle risultanze delle indagini in sito (SPT e Sismiche) e di laboratorio. Dall'analisi complessiva di tutti i dati vengono poi definiti i range di valori caratteristici da attribuire al materiale.

6.1.1. Risultati prove SPT

A partire dal quadro complessivo delle prove penetrometriche SPT, vedi in appendice Allegato 1, nella seguente Figura 6 si riporta un grafico di sintesi dei valori di SPT che interessano il solo litotipo in esame:

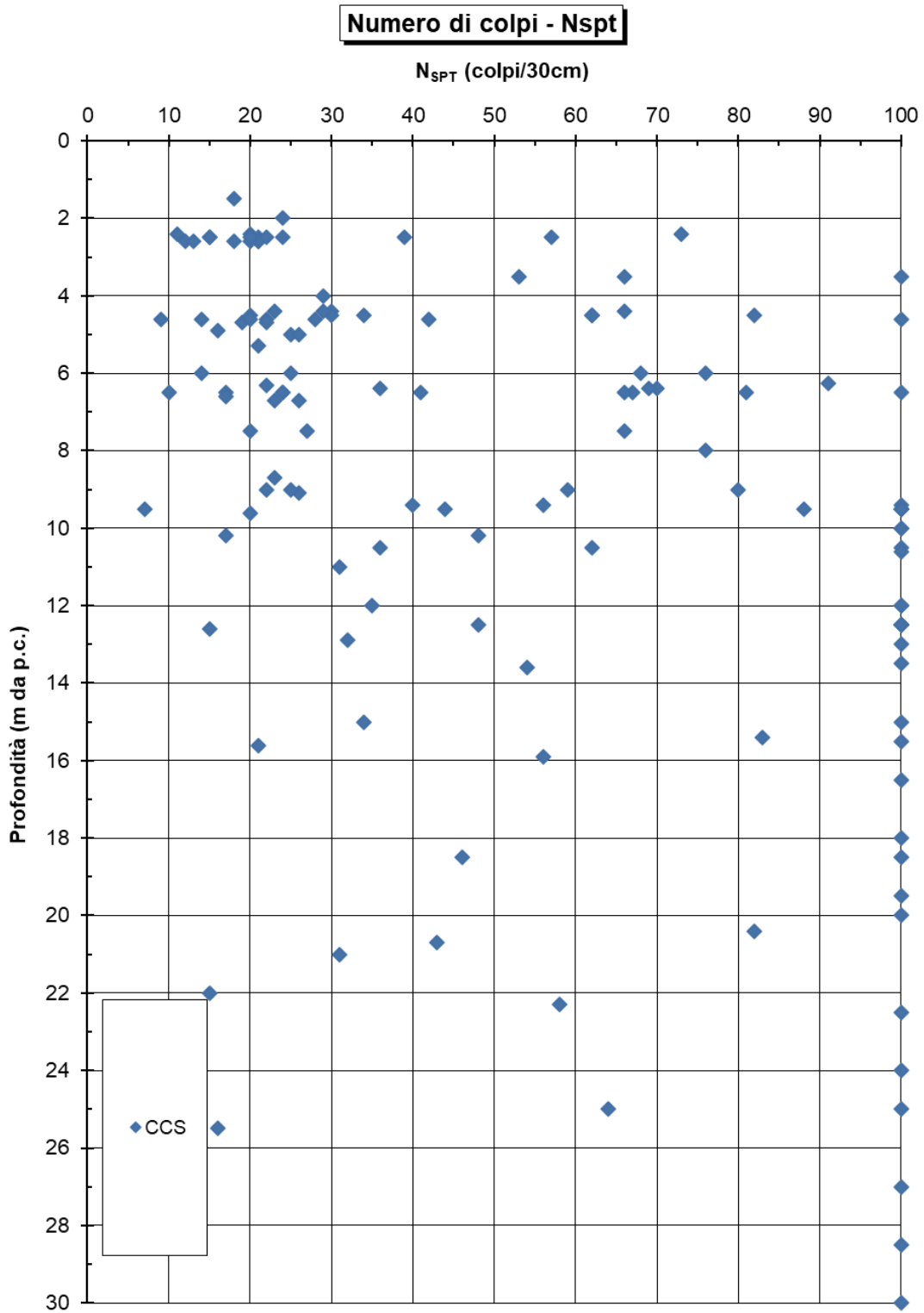


Figura 6: Valori di SPT

A partire dall'interpretazione di tali valori e sulla base dei criteri descritti nel Capitolo 5, sono stati valutati i seguenti parametri:

- Resistenza al taglio non drenata (Figura 7);
- Velocità delle onde di taglio (Figura 8);
- Modulo di taglio a piccole deformazioni (Figura 9).
- Modulo di Young operativo (Figura 10);

Di seguito si riportano le figure suddette.

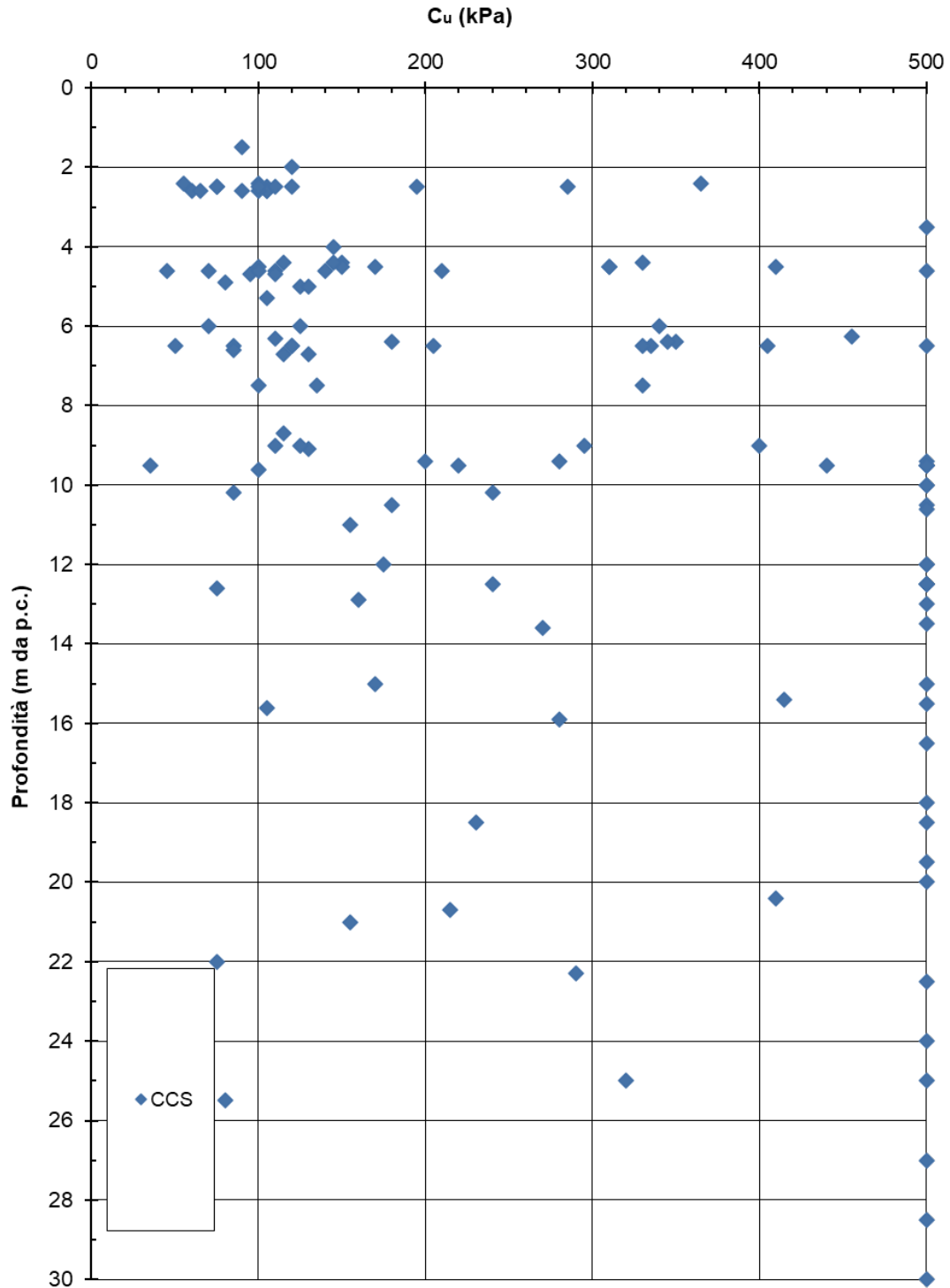
Resistenza a taglio non drenata - C_u


Figura 7: Resistenza a taglio non drenata da SPT

Velocità delle onde di taglio - Vs

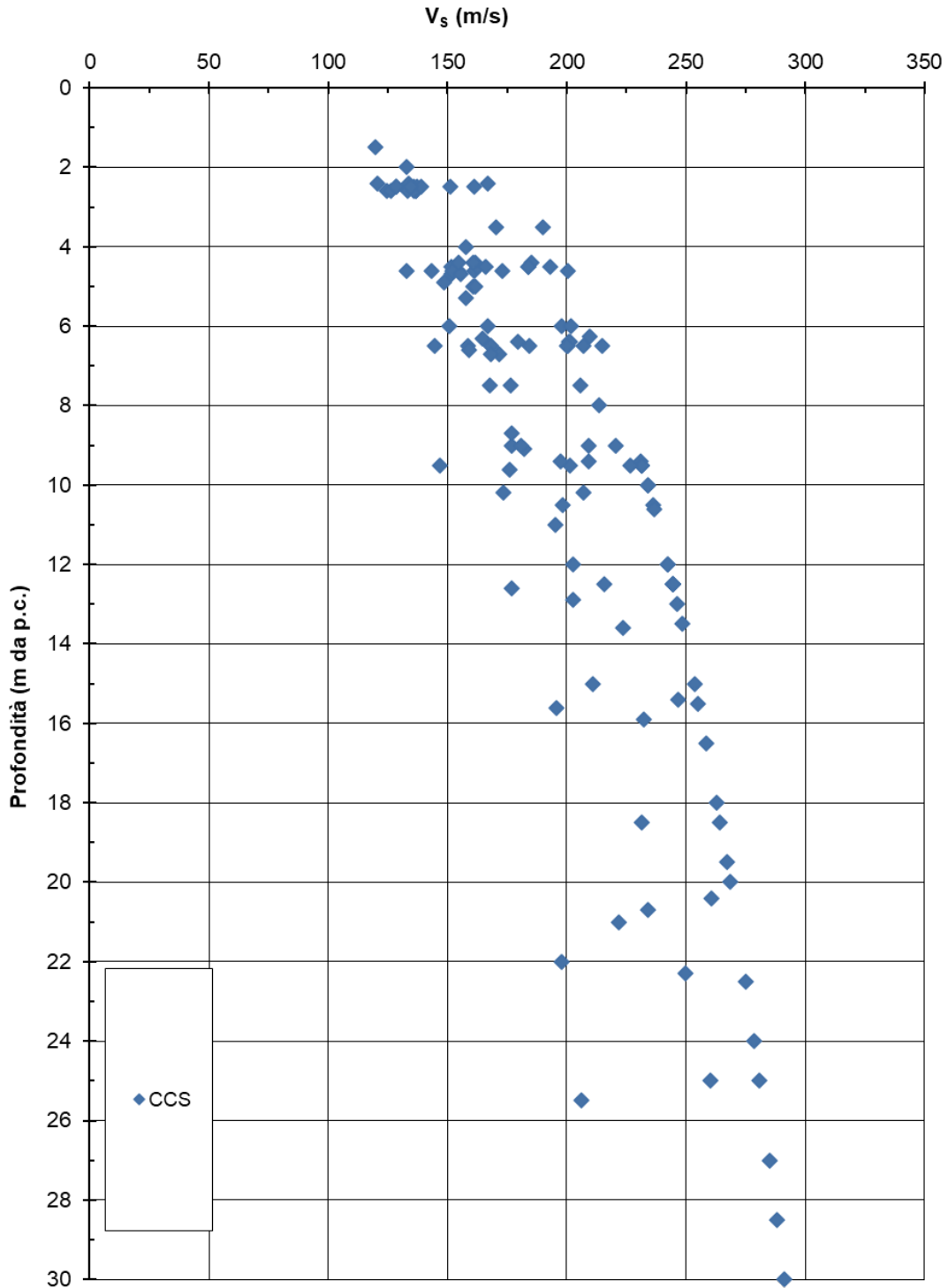
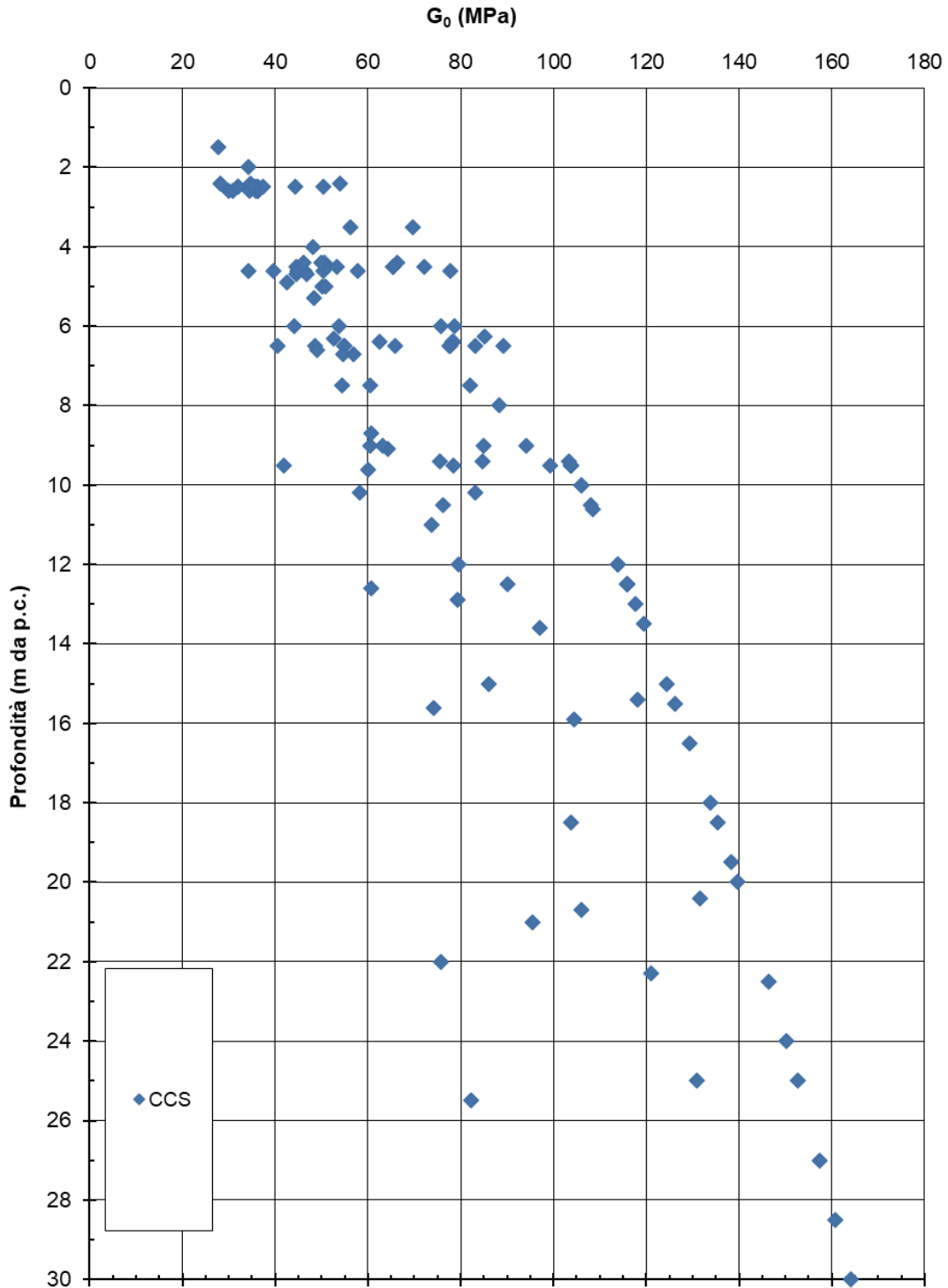


Figura 8: Velocità delle onde di taglio da SPT

Modulo di taglio iniziale - G_0 *Figura 9: Modulo di taglio a piccole deformazioni da SPT*

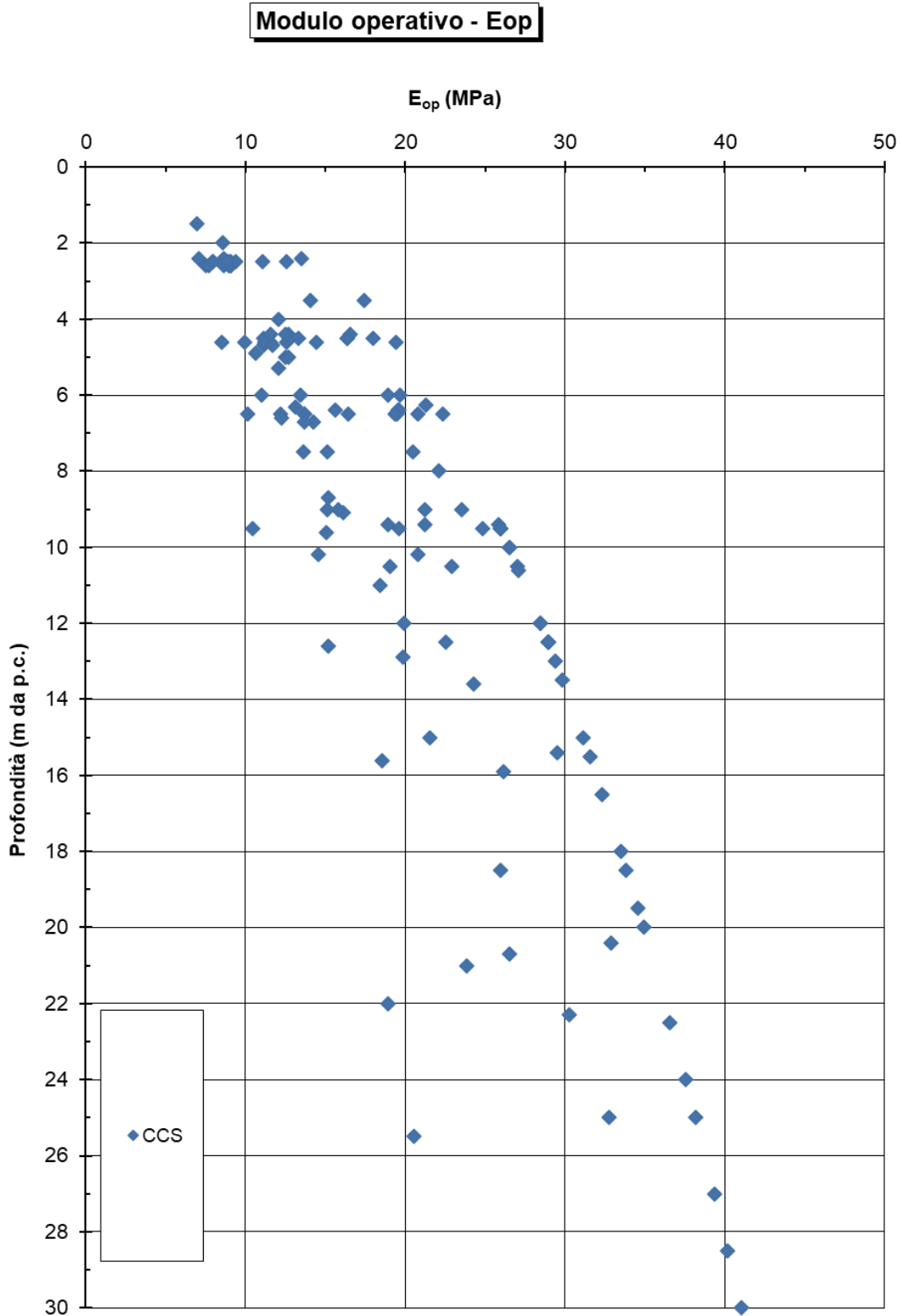


Figura 10: Modulo di Young operativo da SPT

Dall'analisi dei grafici precedenti risulta quanto segue:

- N_{SPT} : 10÷80
- Resistenza al taglio non drenata: 50÷200 kPa
- Velocità delle onde di taglio: 120÷250 m/s
- Modulo di taglio a piccole deformazioni: 30÷150 Mpa
- Modulo di Young operativo: 7÷40 Mpa

6.1.2. Risultati indagini sismiche

Sulla base dei risultati delle prove Down Hole e Cross Hole condotte su alcuni fori di sondaggio (vedi specifico elaborato di progetto), sono stati determinati i valori del Modulo di Young e del Modulo di Taglio a piccole deformazioni (E_0 , G_0) con la profondità. A partire da questi, nella figura successiva, si riporta un grafico dell'andamento del modulo di taglio G_0 stralciando i soli tratti di interesse del litotipo in esame:

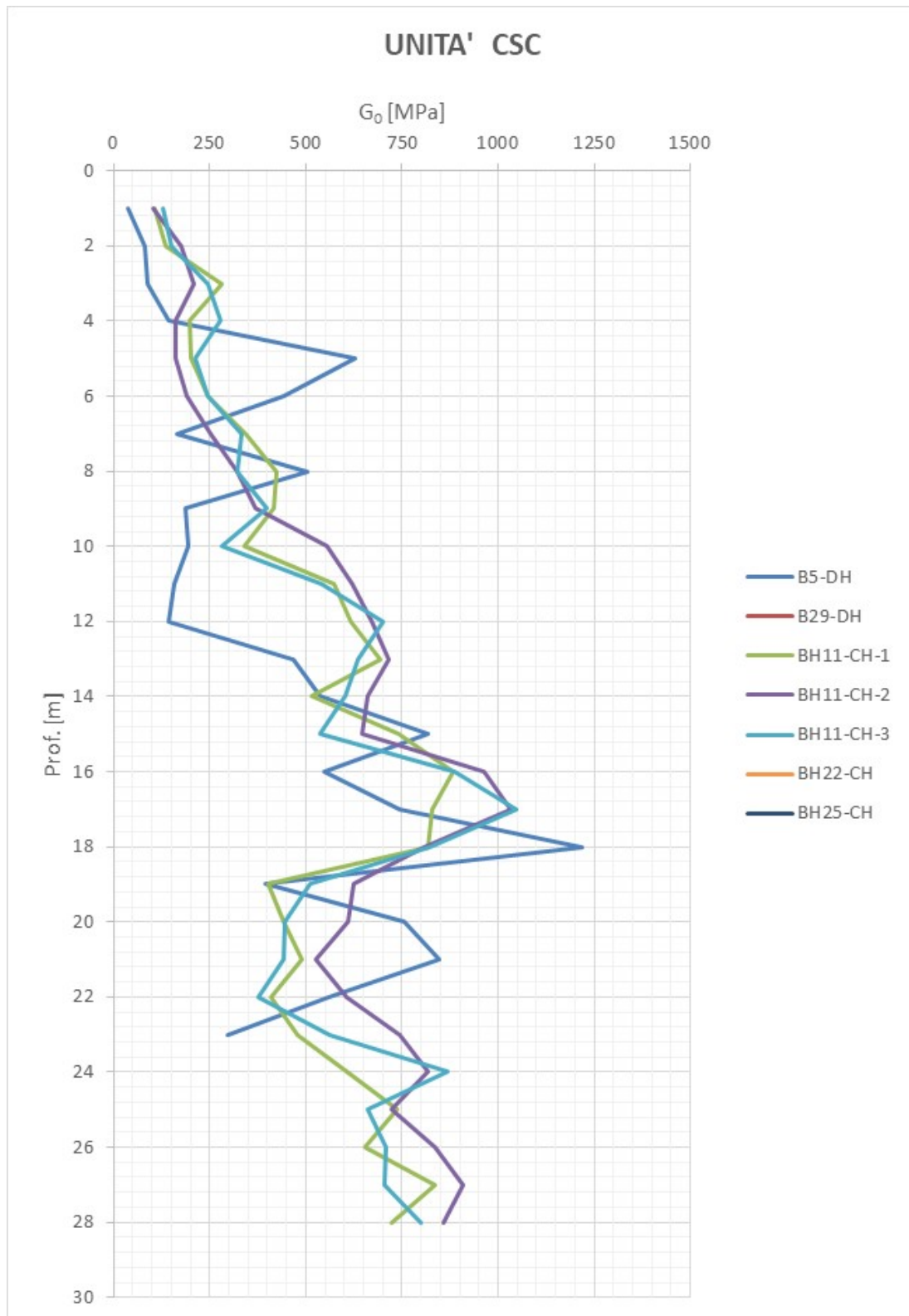


Figura 11: Modulo di taglio a piccole deformazioni da sismica in foro

Come si evince tutte le prove (DH e CH) forniscono un chiaro andamento del modulo G_0 con la profondità. Pertanto è possibile distinguere 3 strati di CCS con un diverso range di valori del modulo di taglio:

- $G_0 = 100\div 400$ MPa per $z = 0 \div 12$ m
- $G_0 = 500\div 1000$ MPa per $z = 12 \div 18$ m
- $G_0 = 400\div 700$ MPa per $z = > 18$ m.

6.1.3. Risultati prove di laboratorio

Le prove di laboratorio eseguite sui campioni appartenenti al litotipo in esame (in Allegato 2 è riportato il quadro complessivo delle prove di laboratorio eseguite nelle varie campagne d'indagine) hanno consentito la determinazione dei seguenti parametri:

- Peso dell'unità di volume (Figura 12);
- Contenuto d'acqua naturale (Figura 13);
- Indice dei vuoti (Figura 14);
- Stato iniziale sul piano di Burland (Figura 15)
- Limite liquido (Figura 16);
- Limite plastico (Figura 17);
- Indice di Plasticità (Figura 18);
- Carta di plasticità di Casagrande (Figura 19);
- Angolo di resistenza al taglio (Figura 20);
- Coesione drenata (Figura 21);
- Resistenza al taglio non drenata (Figura 22);
- Coefficiente di Compressione C_C (Figura 23);
- Coefficiente di Ricompressione C_R (Figura 24);

Di seguito si riportano le figure suddette.

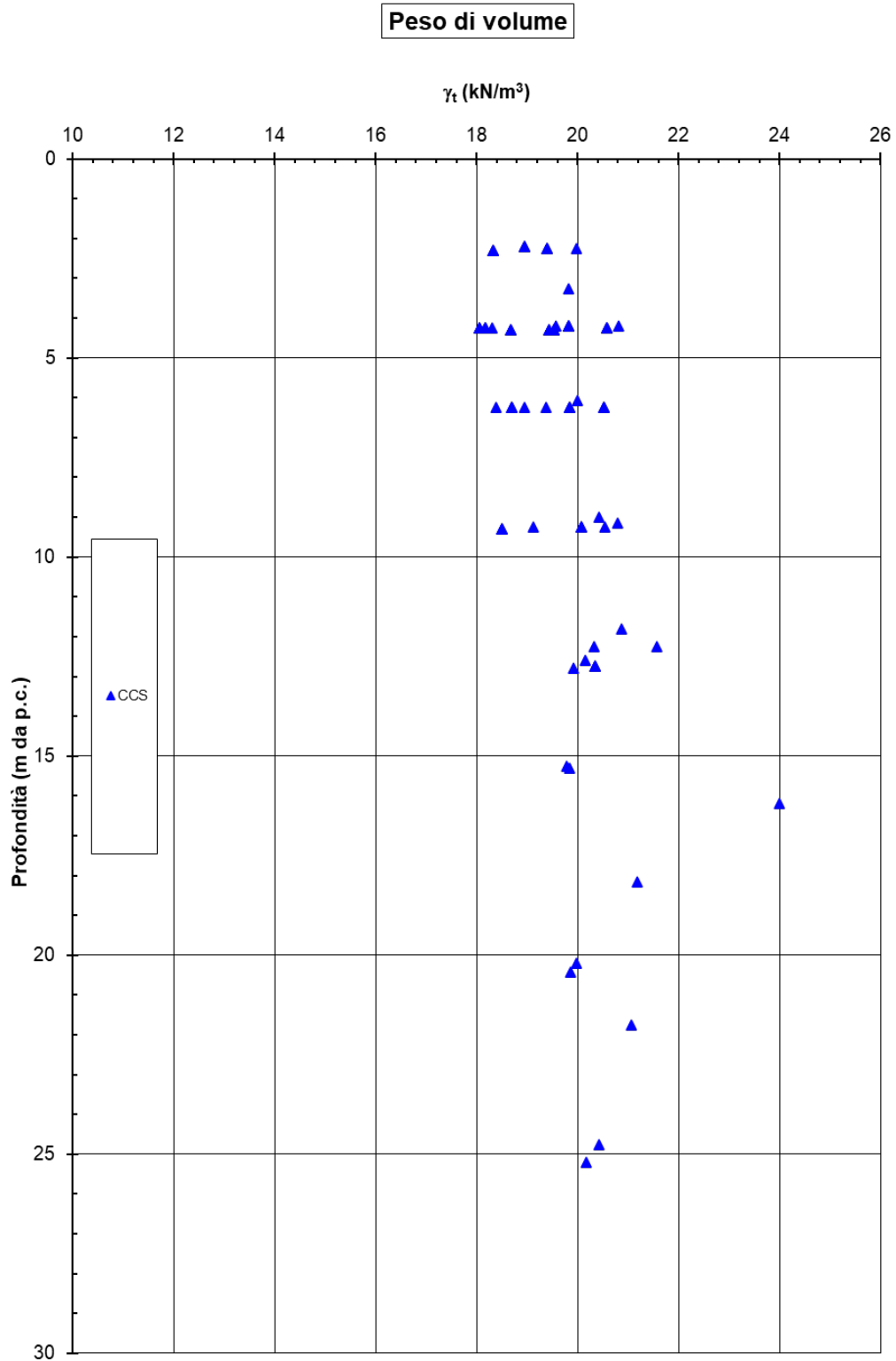


Figura 12: Peso dell'unità di volume

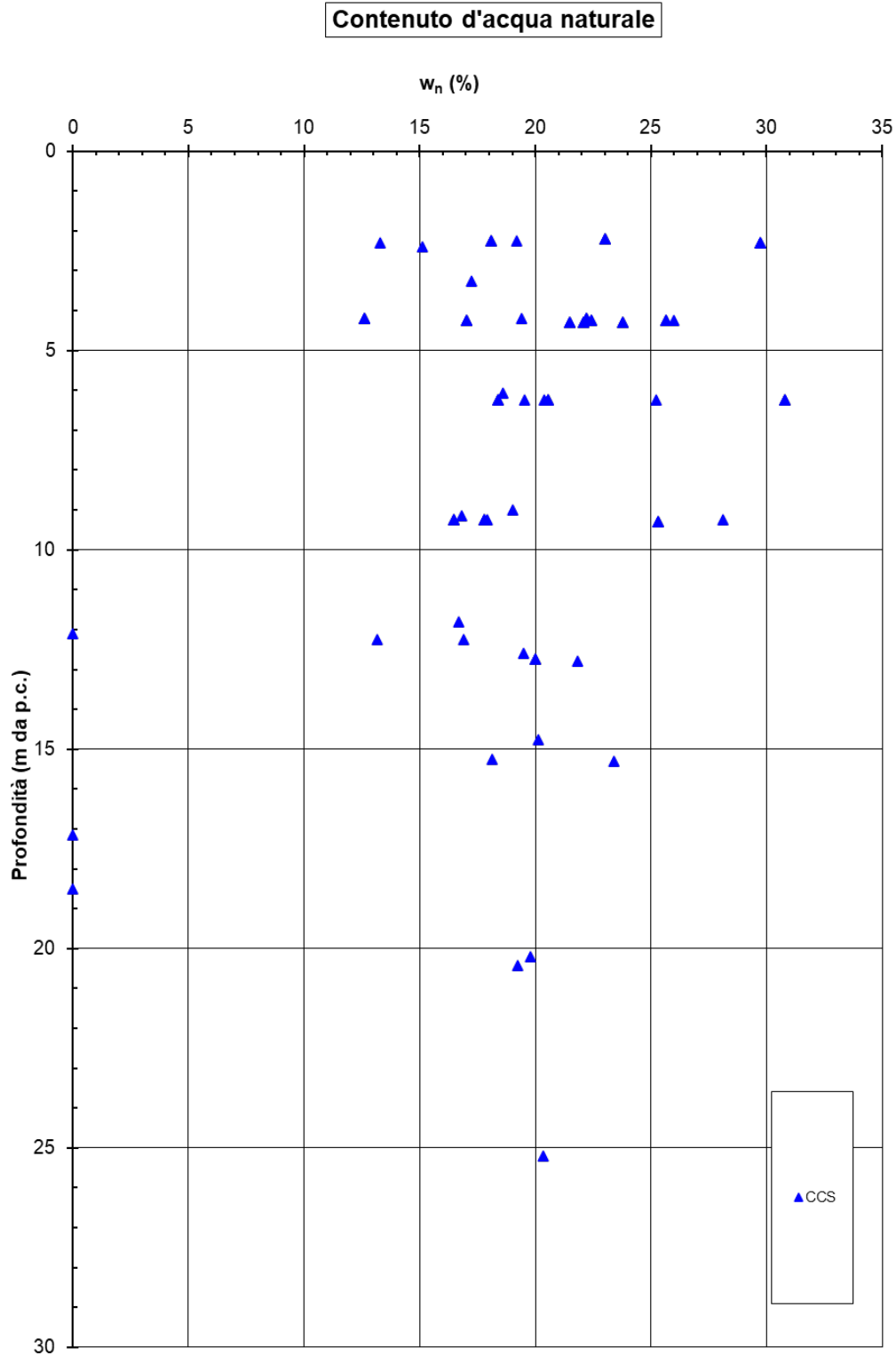


Figura 13: Contenuto d'acqua naturale

Indice dei vuoti in sito e linea di compressibilità intrinseca

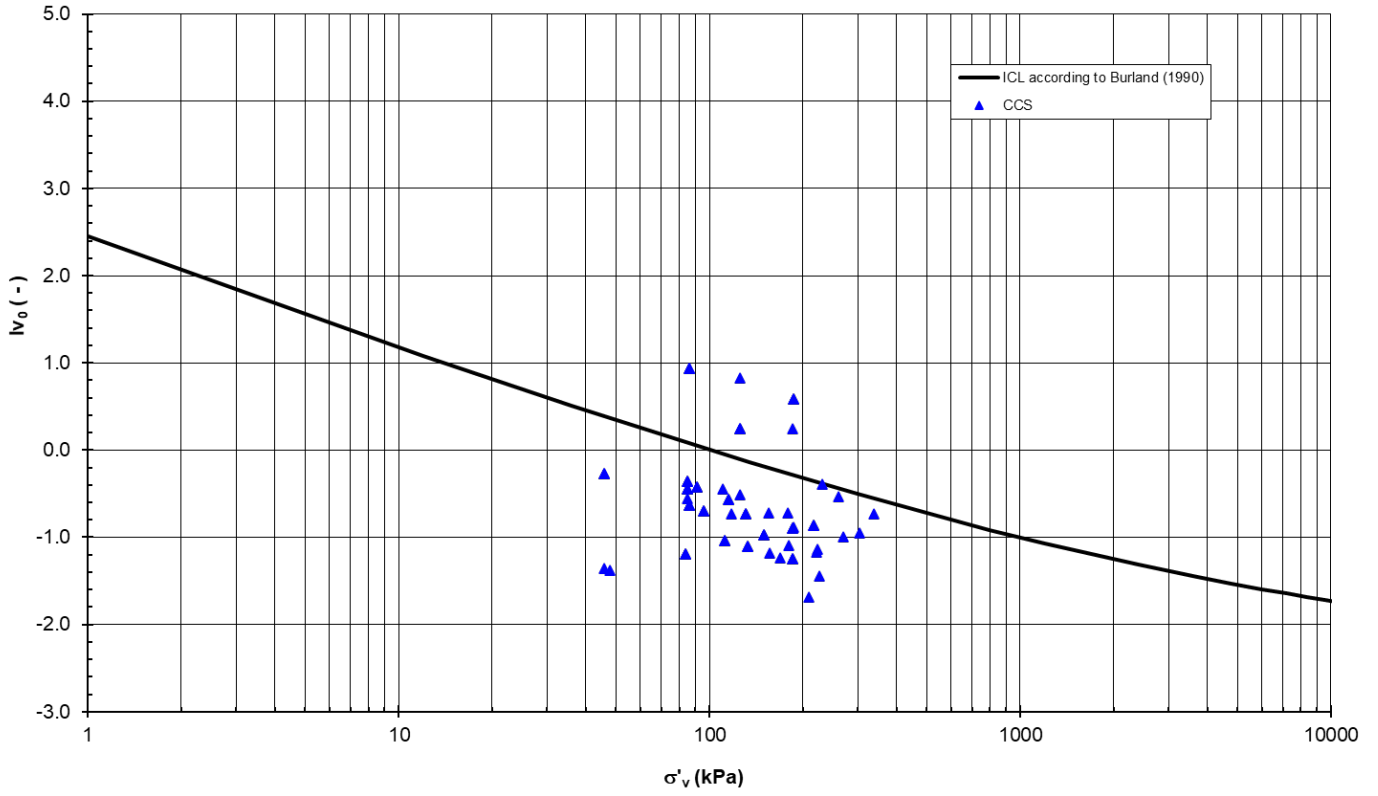
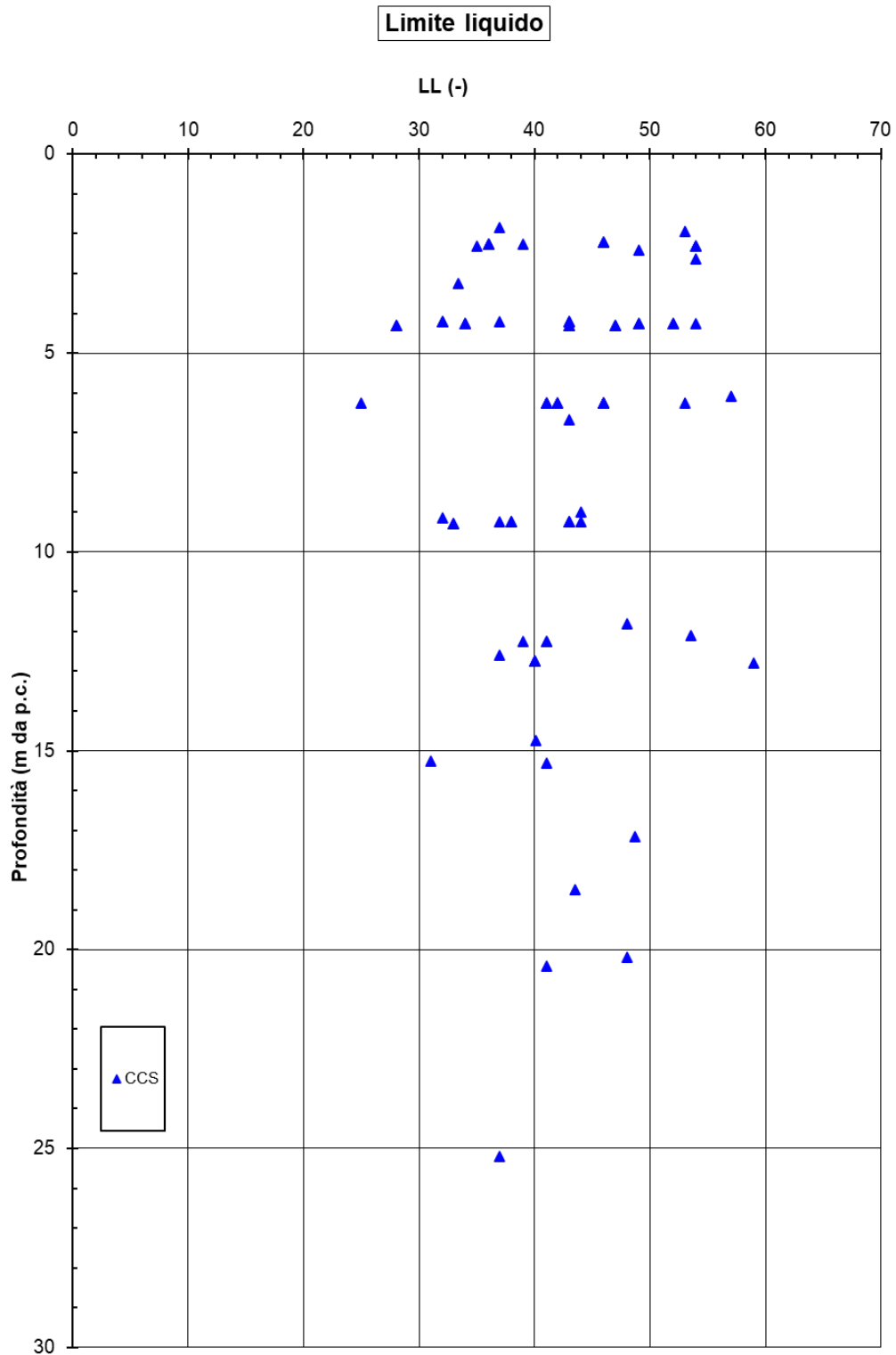


Figura 14: Stato in sito sul piano di Burland

*Figura 15: Limite Liquido*

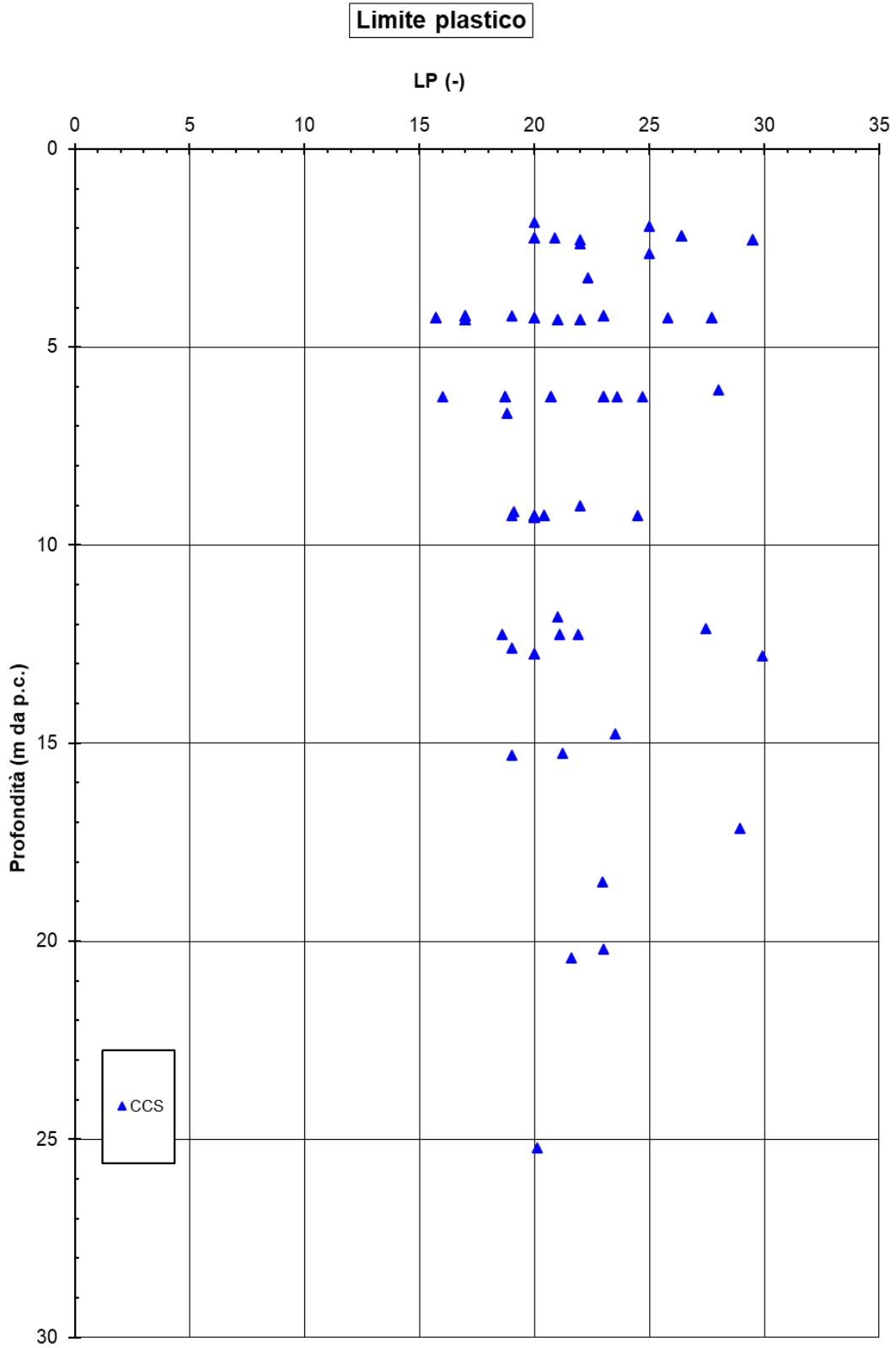
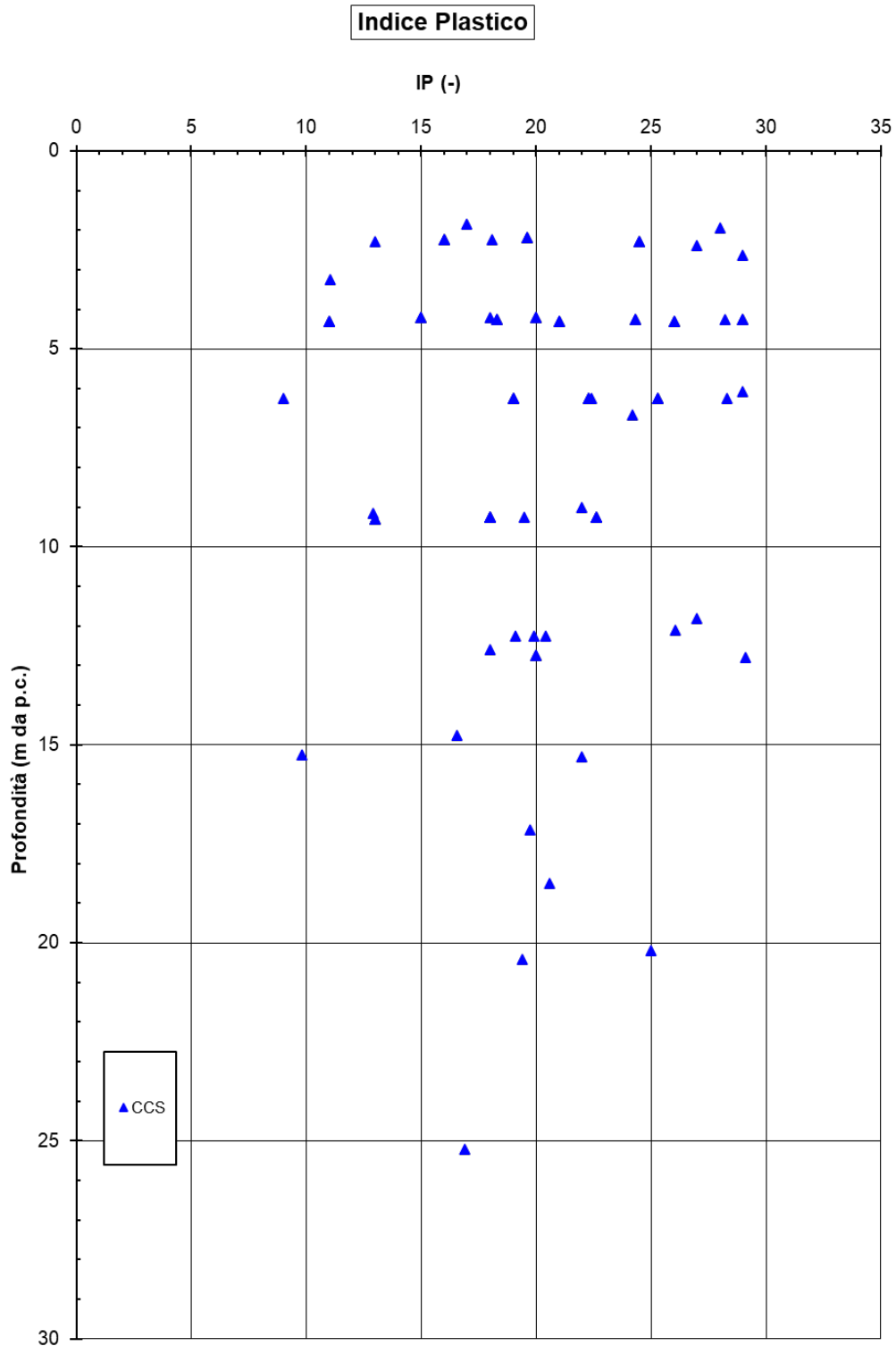


Figura 16: Limite Plastico

*Figura 17: Indice di Plasticità*

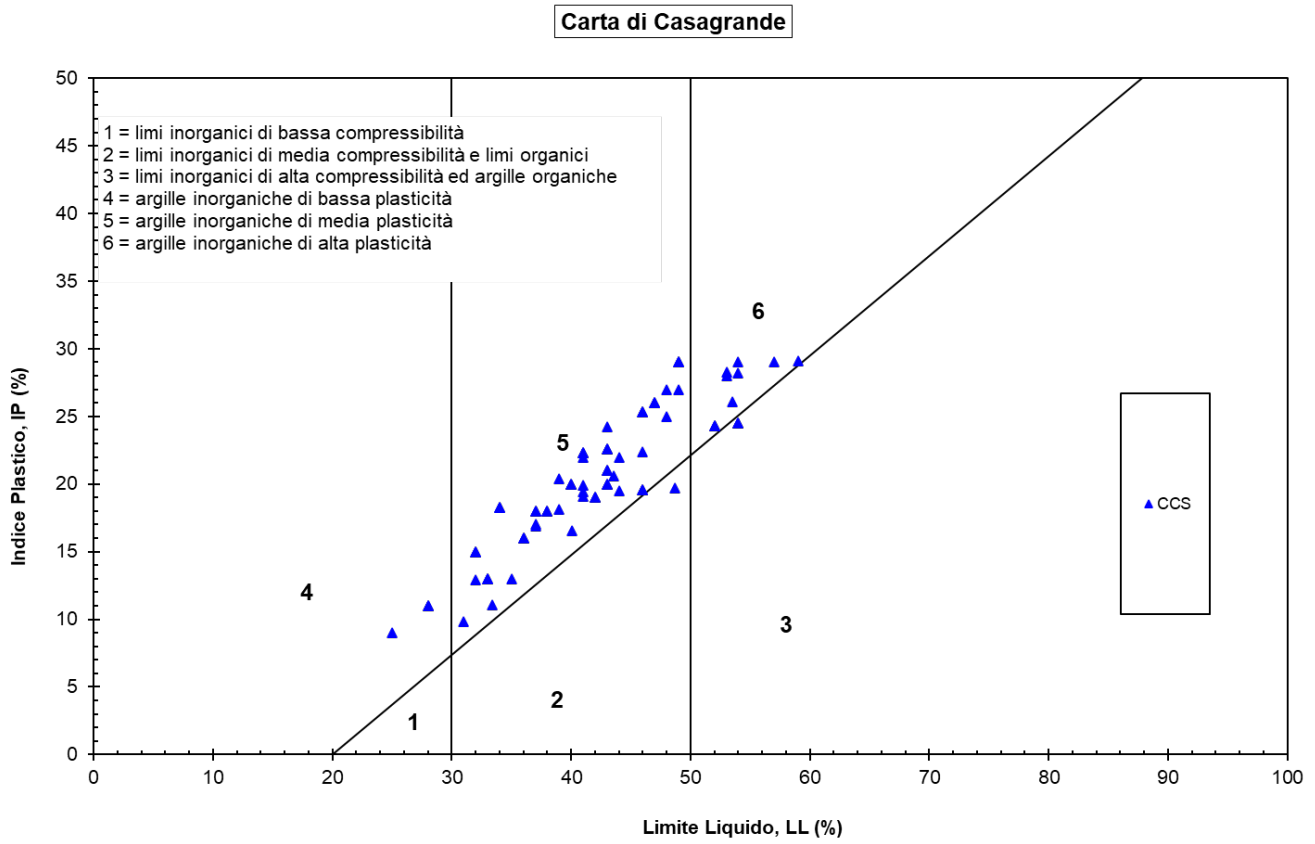


Figura 18: Carta di plasticità di Casagrande

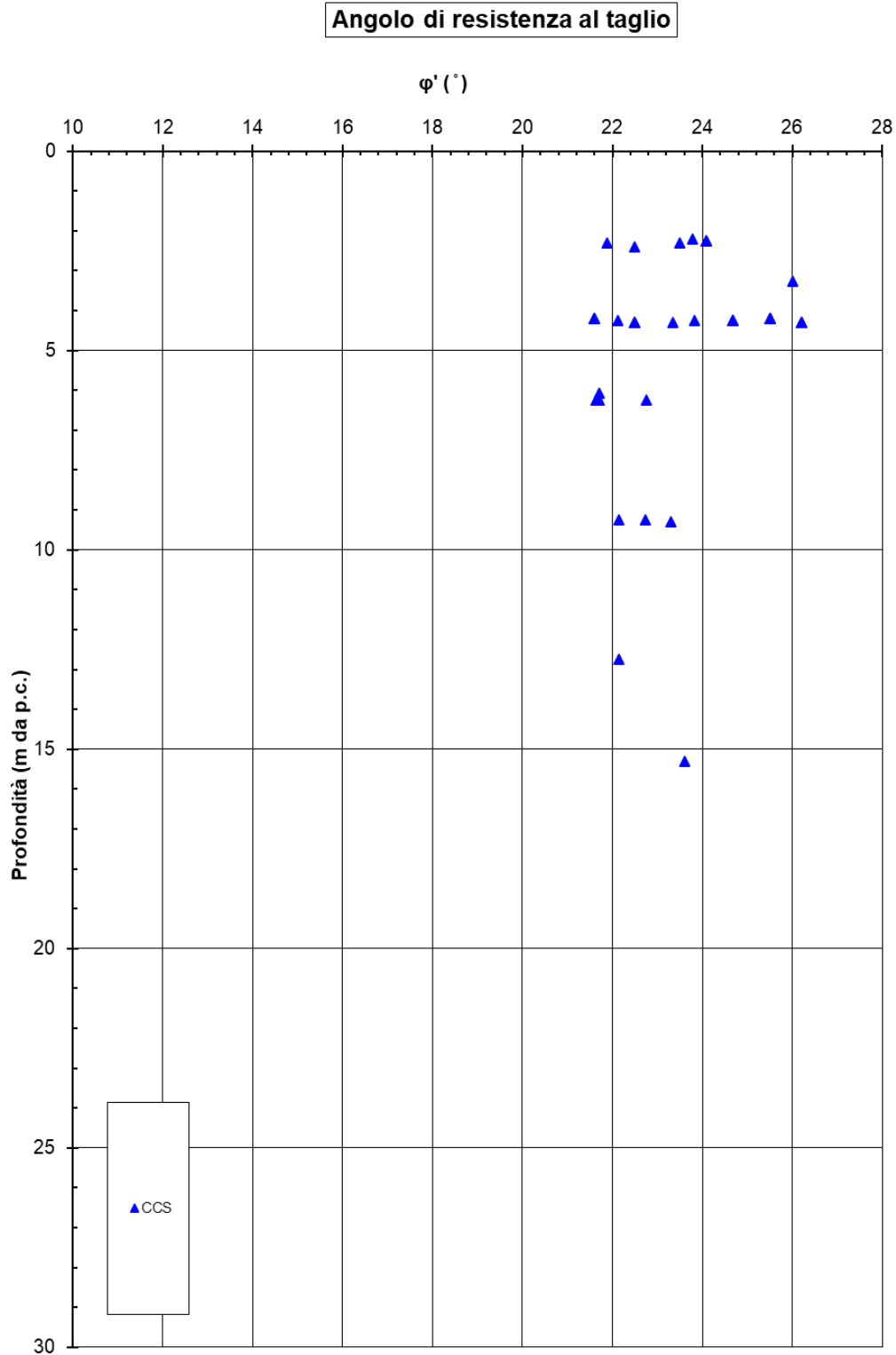


Figura 19: Angolo di resistenza al taglio da prove di laboratorio

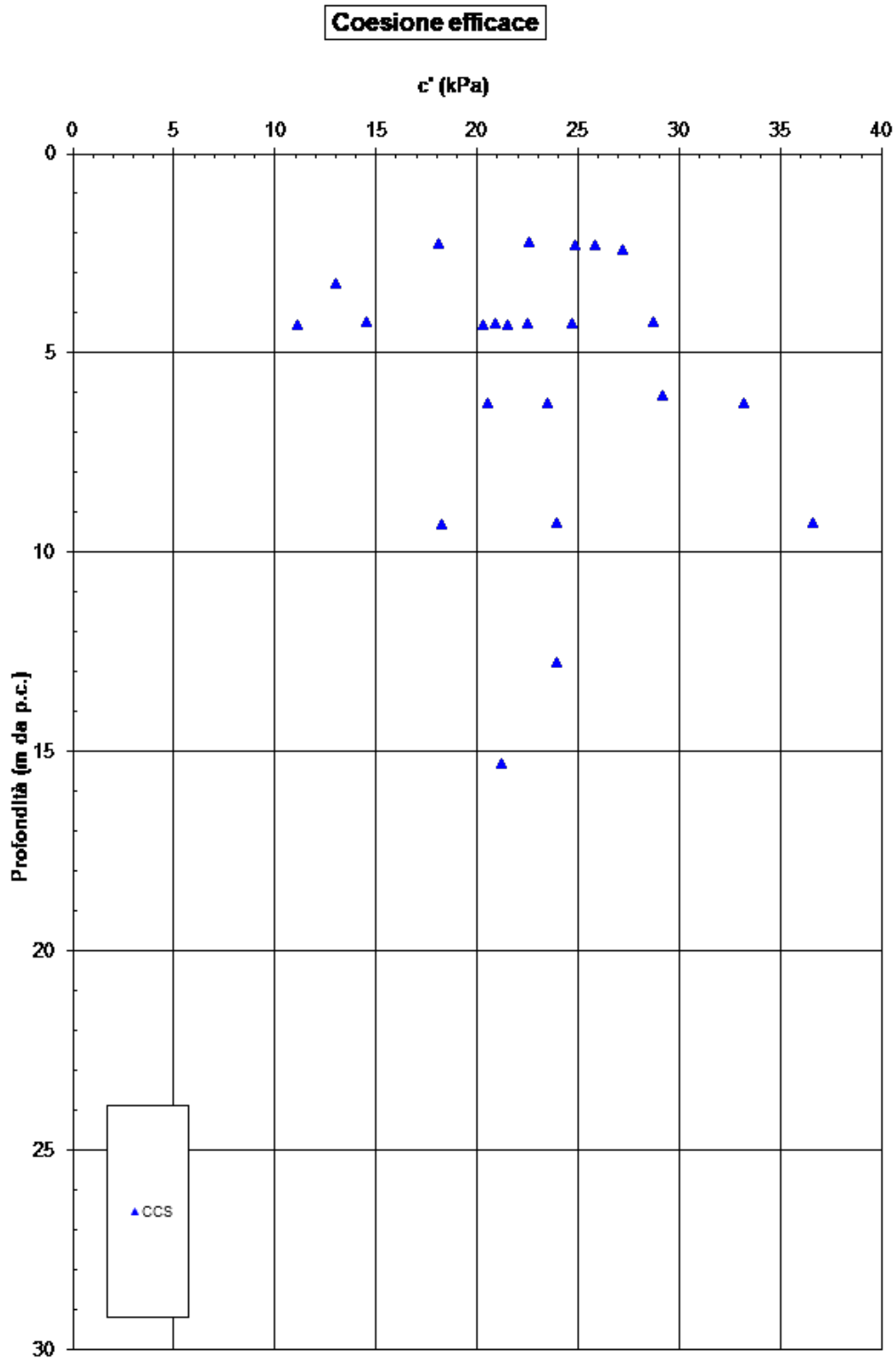


Figura 20: Coesione drenata da prove di laboratorio

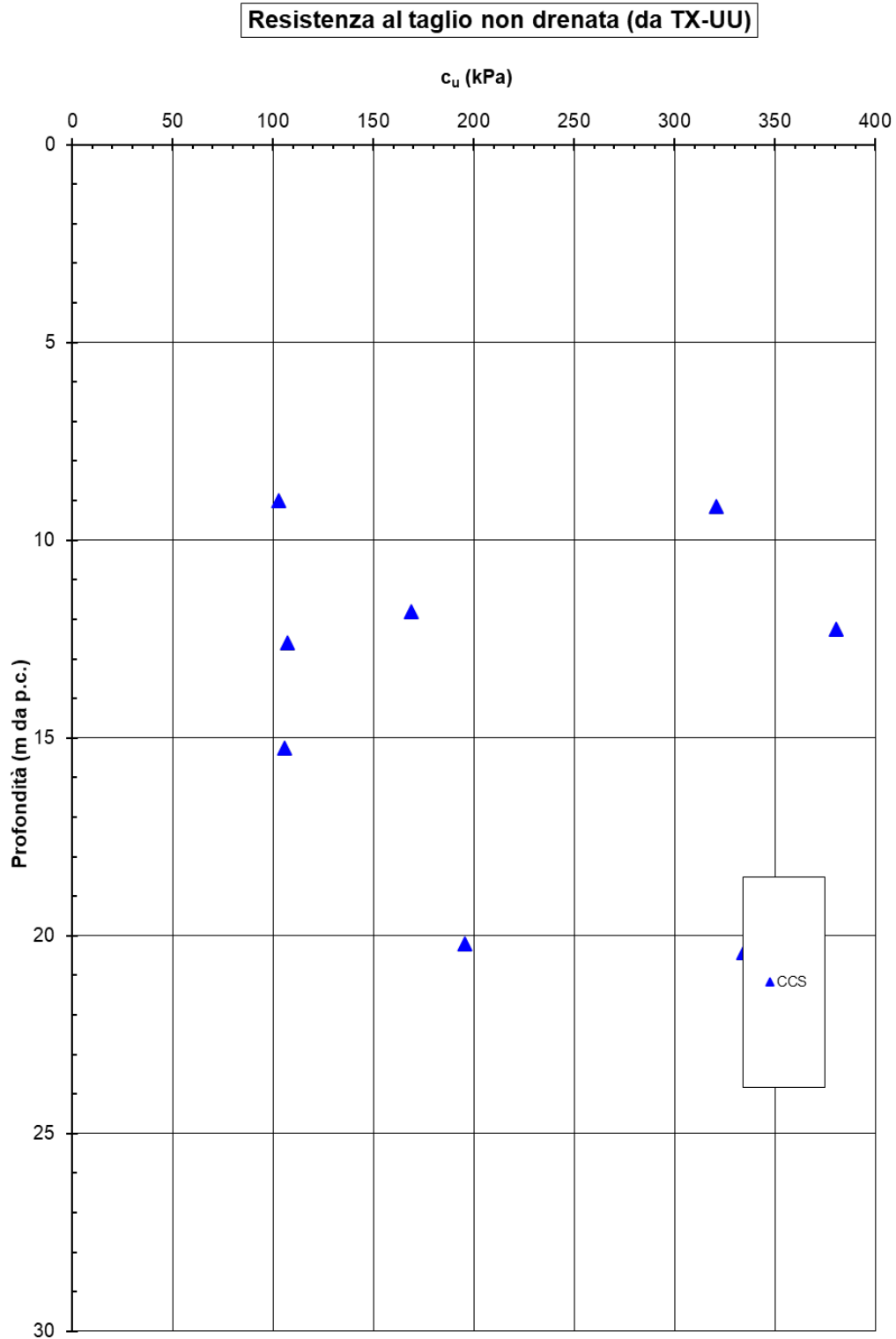
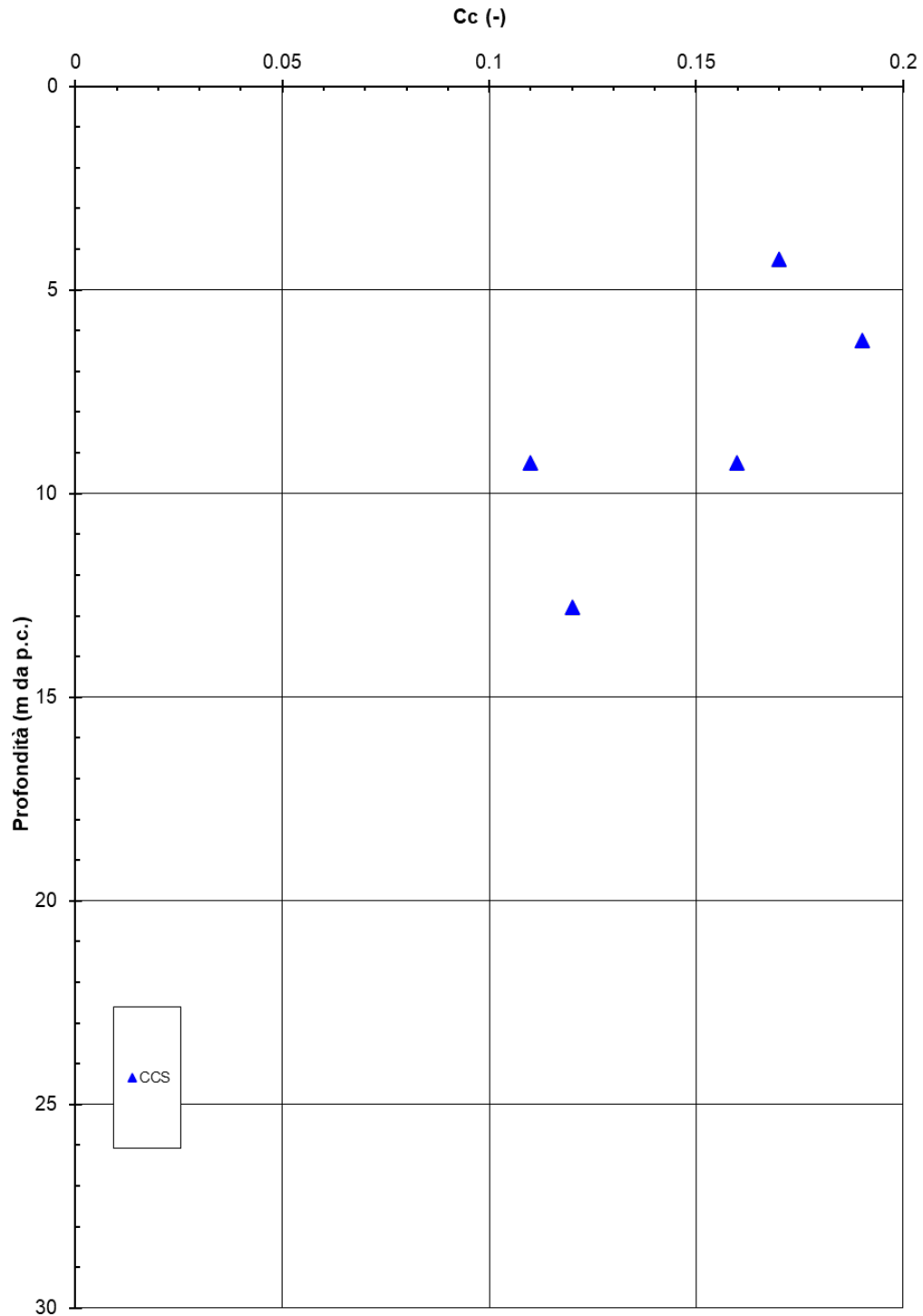


Figura 21: Resistenza a taglio non drenata da TX-UU

Prove edometriche - Coefficiente di Compressione*Figura 22: Coefficiente di Compressione C_c da prove edometriche*

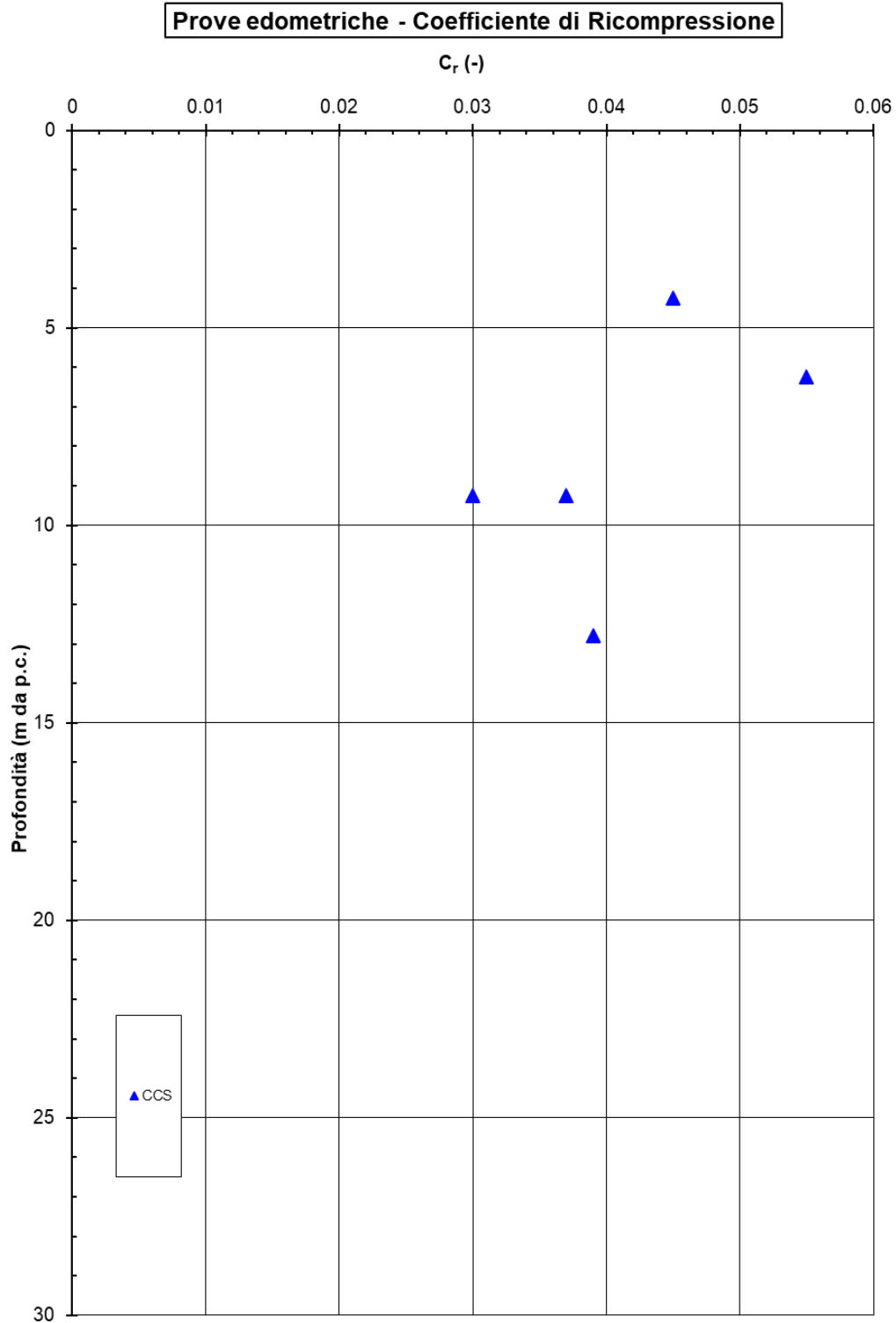


Figura 23: Coefficiente di Ricomprensione C_R da prove edometriche

A partire dai dati sopra discussi si possono definire per l'unità geotecnica in esame i seguenti parametri geotecnici:

- Peso dell'unità di volume: 18÷22 kN/m³
- Contenuto d'acqua naturale: 12÷30%
- Limite liquido: 30÷55
- Limite plastico: 15÷30
- Indice di Plasticità: 10÷30
- Carta di plasticità di Casagrande: classe 5
- Angolo di resistenza al taglio: 22°÷24°
- Coesione drenata: 10÷30 kPa
- Resistenza al taglio non drenata: 100÷200 kPa

Infine dalle analisi delle prove di laboratorio, in particolare delle prove edometriche, si possono definire i seguenti parametri necessari alla stima dei cedimenti:

- Coefficiente di Compressione $C_C = 0.11 \div 0.19$
- Coefficiente di Ricompressione $C_R = 0.030 \div 0.055$
- Indice dei vuoti $e_0 = 0,65$
- Grado di sovraconsolidazione $OCR = 3$

In particolare, analizzando lo stato del materiale in sito sul piano di Burland (vedi Figura 15), il materiale risulta tipicamente meccanicamente sovraconsolidato (materiali tipo B1, come da Figura 1), con grado di sovraconsolidazione stimato come $\sigma'_{VICL}/\sigma'_{v0}$ (vedi sempre Figura 1) dell'ordine di 3. I punti sopra la linea di compressibilità intrinseca ICL sono considerati non rappresentativi del comportamento generale del litotipo in questione a causa della loro scarsa numerosità.

6.2. UNITÀ GES

La caratterizzazione geotecnica del litotipo è stata condotta sulla scorta delle risultanze delle indagini in sito (SPT e Sismiche) e di laboratorio. Dall'analisi complessiva di tutti i dati vengono poi definiti i range di valori caratteristici da attribuire al materiale.

6.2.1. Risultati prove SPT

A partire dal quadro complessivo delle prove penetrometriche SPT, vedi appendice Allegato 1, nella seguente Figura 25 si riporta un grafico di sintesi dei valori di SPT che interessano il solo litotipo in esame:

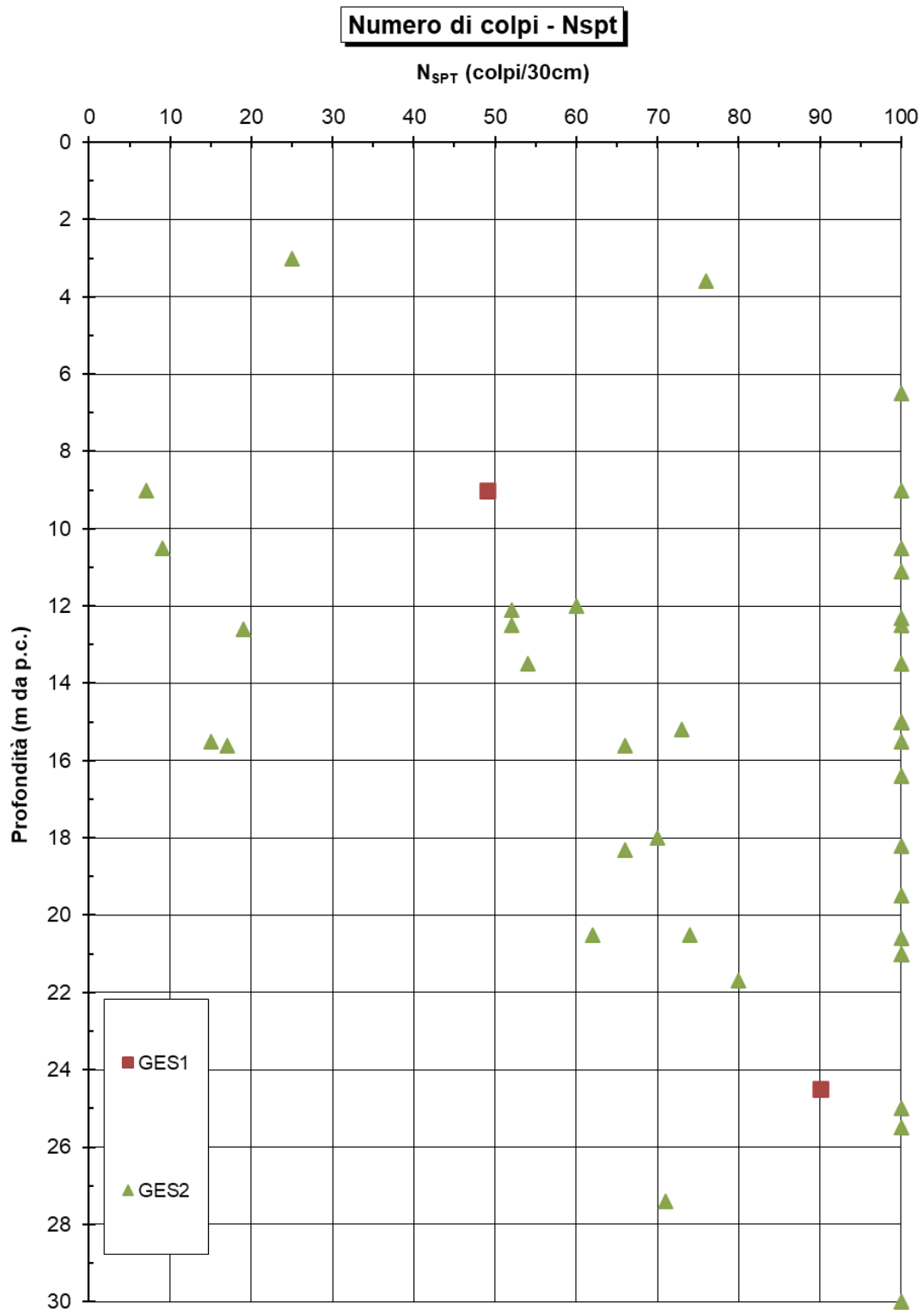


Figura 24: Valori di SPT

Il litotipo in esame è l'unità GES, ovvero la Formazione Gessoso Solfifera, costituita da sedimenti fini di origine terrigena (argille e limi) contenenti una buona percentuale di gessi in forma microcristallina (GES 2) e macrocristallina (GES 1). I valori di resistenza al taglio non drenata e di modulo di taglio iniziale G_0 ricavati dall'interpretazione delle prove SPT sono riportati nelle figure seguenti:

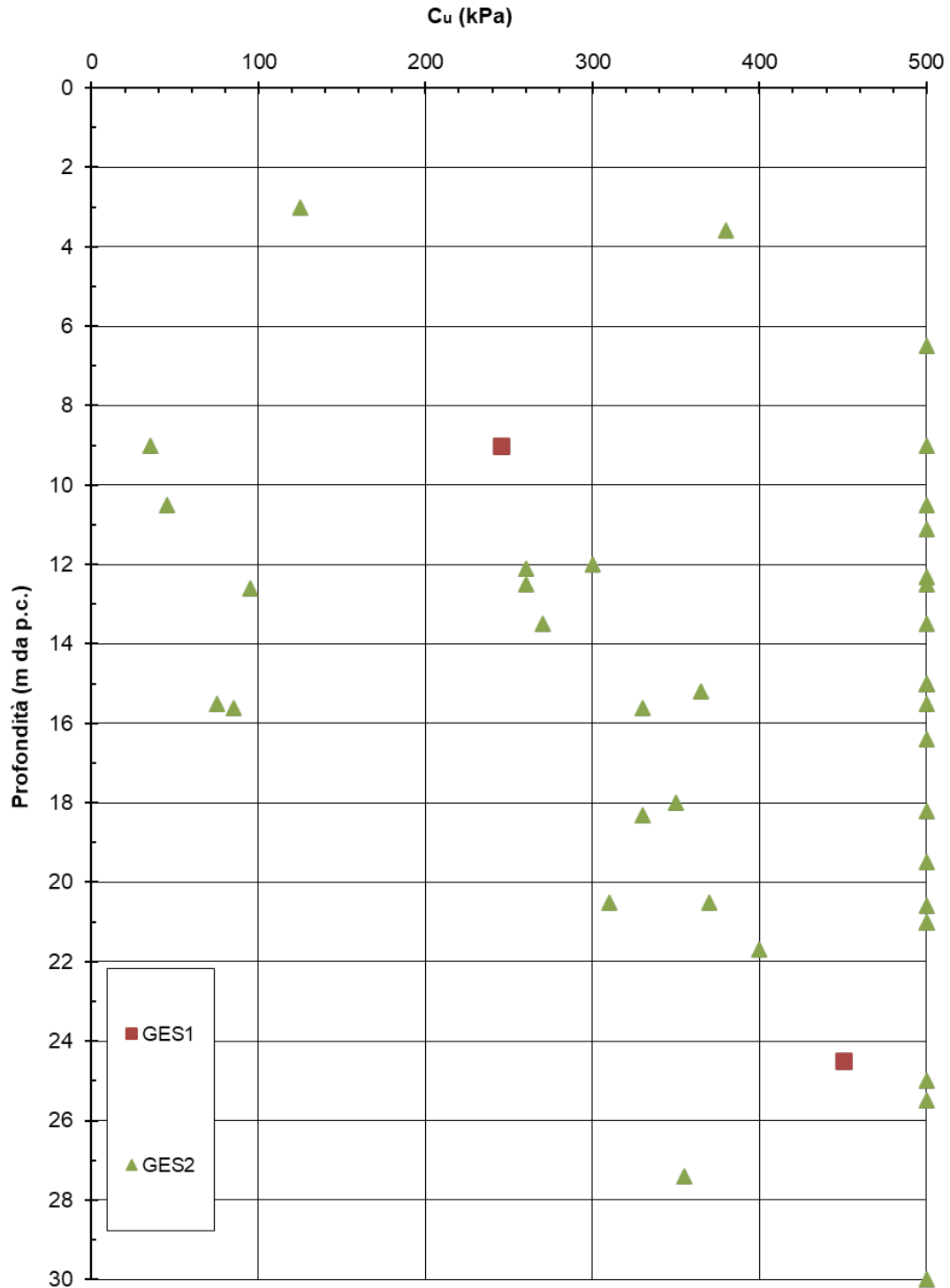
Resistenza a taglio non drenata - C_u


Figura 25: Resistenza a taglio non drenata da SPT

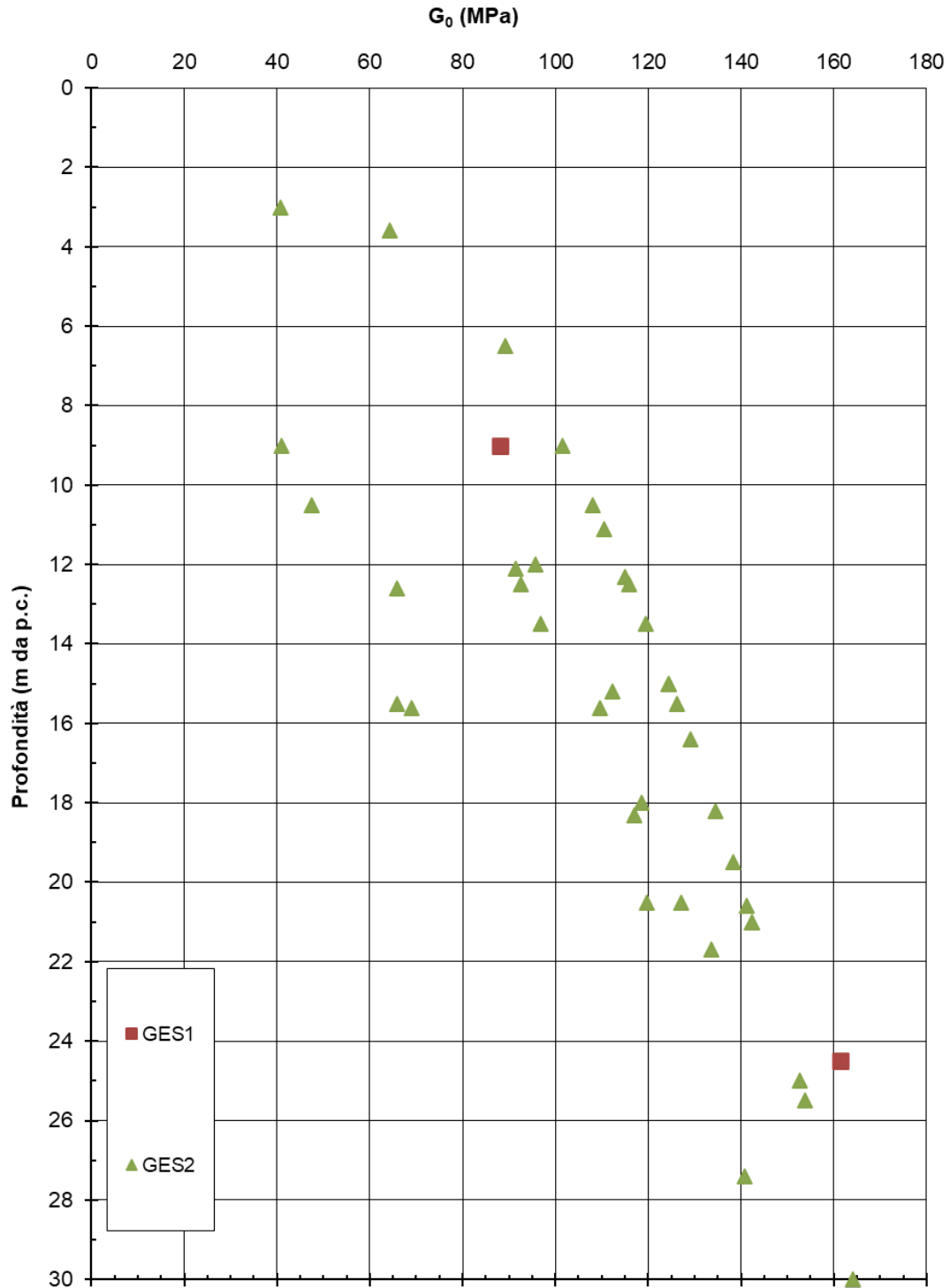
Modulo di taglio iniziale - G₀


Figura 26: Modulo di taglio a piccole deformazioni da SPT

Dall'analisi dei grafici precedenti risulta quanto segue:

- N_{SPT} : 10÷80
- Resistenza al taglio non drenata: 50÷200 kPa per GES2
- Resistenza al taglio non drenata: 250÷400 kPa per GES1
- Modulo di taglio a piccole deformazioni: 30÷150 Mpa

6.2.2. Risultati indagini sismiche

L'unica indagine in cui la prova sismica in foro Down Hole ha riscontrato la presenza del litotipo in esame è il sondaggio B05-DH (vedi specifico elaborato di progetto) da cui sono stati determinati i valori del Modulo di Young e del Modulo di Taglio a piccole deformazioni (E_0 , G_0) con la profondità. A partire da questi, nella figura successiva, si riporta un grafico dell'andamento del modulo di taglio G_0 stralciando il solo tratto di interesse del litotipo in esame:

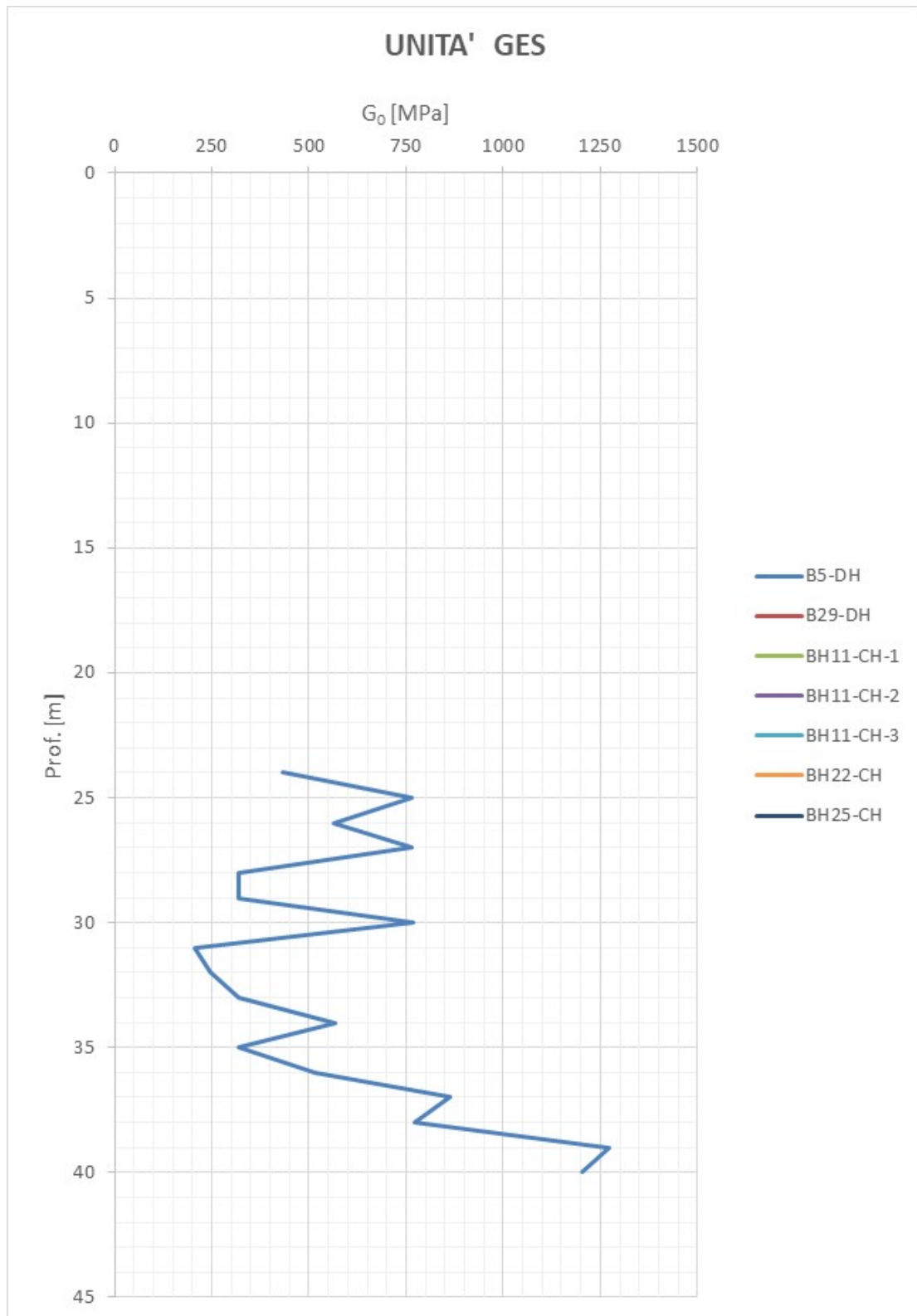


Figura 27: Modulo di taglio a piccole deformazioni da sismica in foro

Come si evince la prova fornisce un chiaro andamento del modulo G_0 crescente con la profondità; si distinguono 2 strati di GES con un diverso range di valori del modulo di taglio:

- $G_0 = 300 \div 750$ MPa per $z = 25 \div 35$ m
- $G_0 = 750 \div 1200$ MPa per $z = > 35$ m.

Il primo range è plausibilmente associabile al litotipo GES 2, mentre il secondo range, più profondo, è affine al litotipo GES 1.

6.2.3. Risultati prove di laboratorio

Le prove di laboratorio eseguite sui campioni appartenenti al litotipo in esame (in Allegato 2 è riportato il quadro complessivo delle prove di laboratorio eseguite nelle varie campagne d'indagine) hanno consentito la determinazione dei seguenti parametri:

- Peso dell'unità di volume (Figura 29);
- Contenuto d'acqua naturale (Figura 30);
- Indice dei vuoti (Figura 31);
- Stato iniziale sul piano di Burland (Figura 32)
- Limite liquido (Figura 33);
- Limite plastico (Figura 34);
- Indice di Plasticità (Figura 35);
- Carta di plasticità di Casagrande (Figura 36);
- Angolo di resistenza al taglio (Figura 37);
- Coesione drenata (Figura 38);
- Resistenza al taglio non drenata (Figura 39);
- Coefficiente di Compressione C_c (Figura 40);
- Coefficiente di Ricompressione C_R (Figura 41);

Di seguito si riportano le figure suddette.

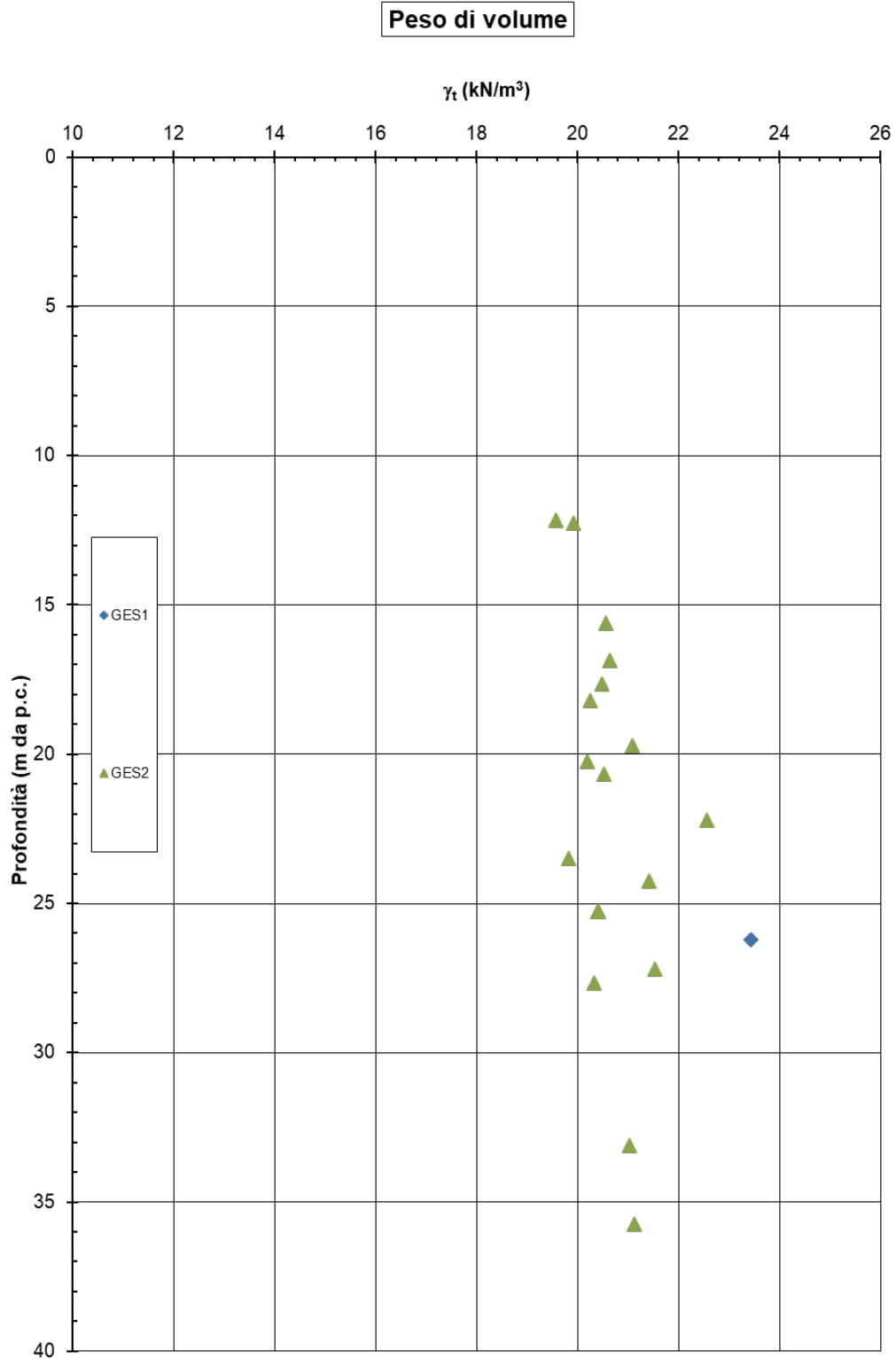


Figura 28: Peso dell'unità di volume

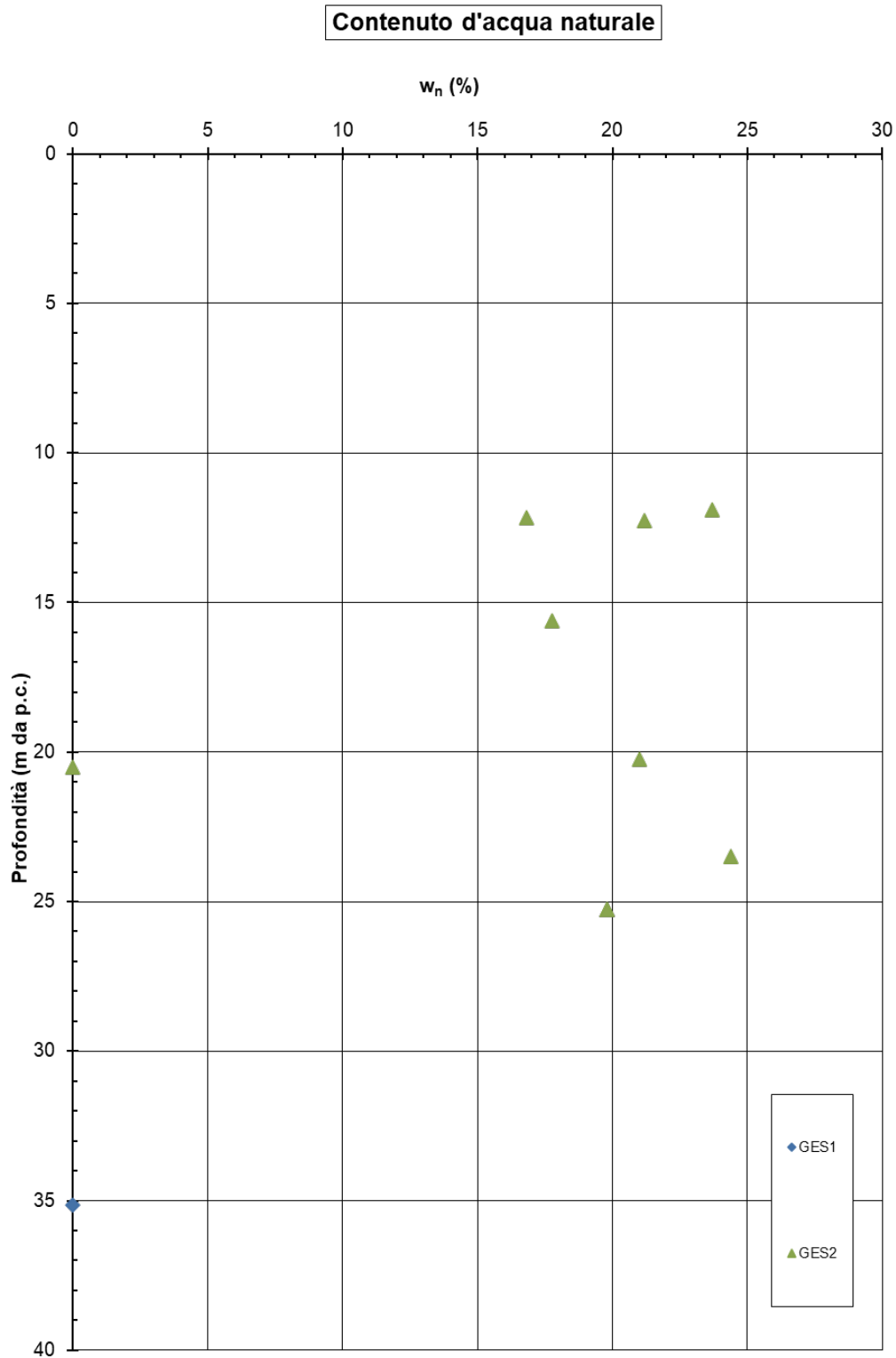


Figura 29: Contenuto d'acqua naturale

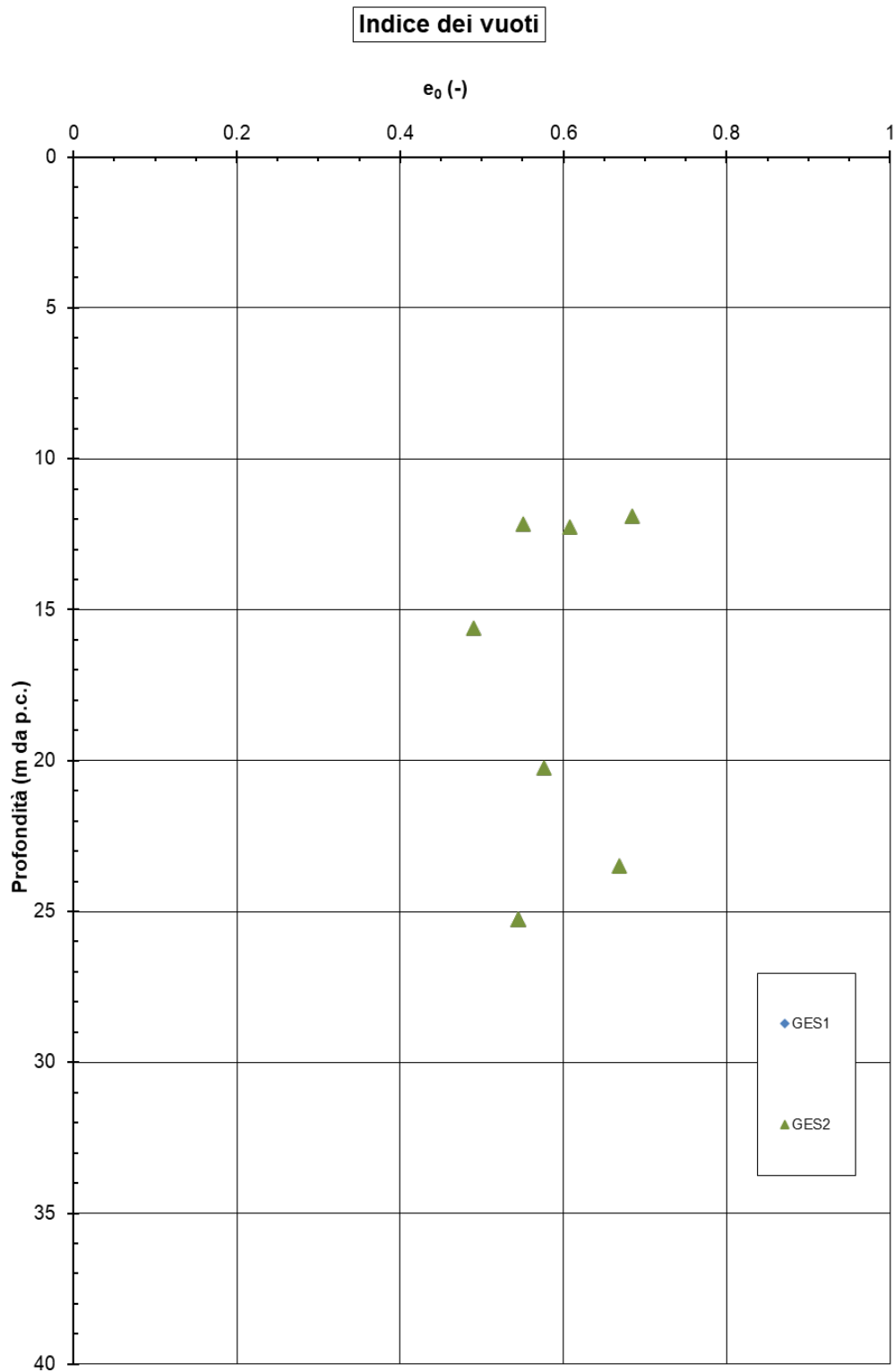
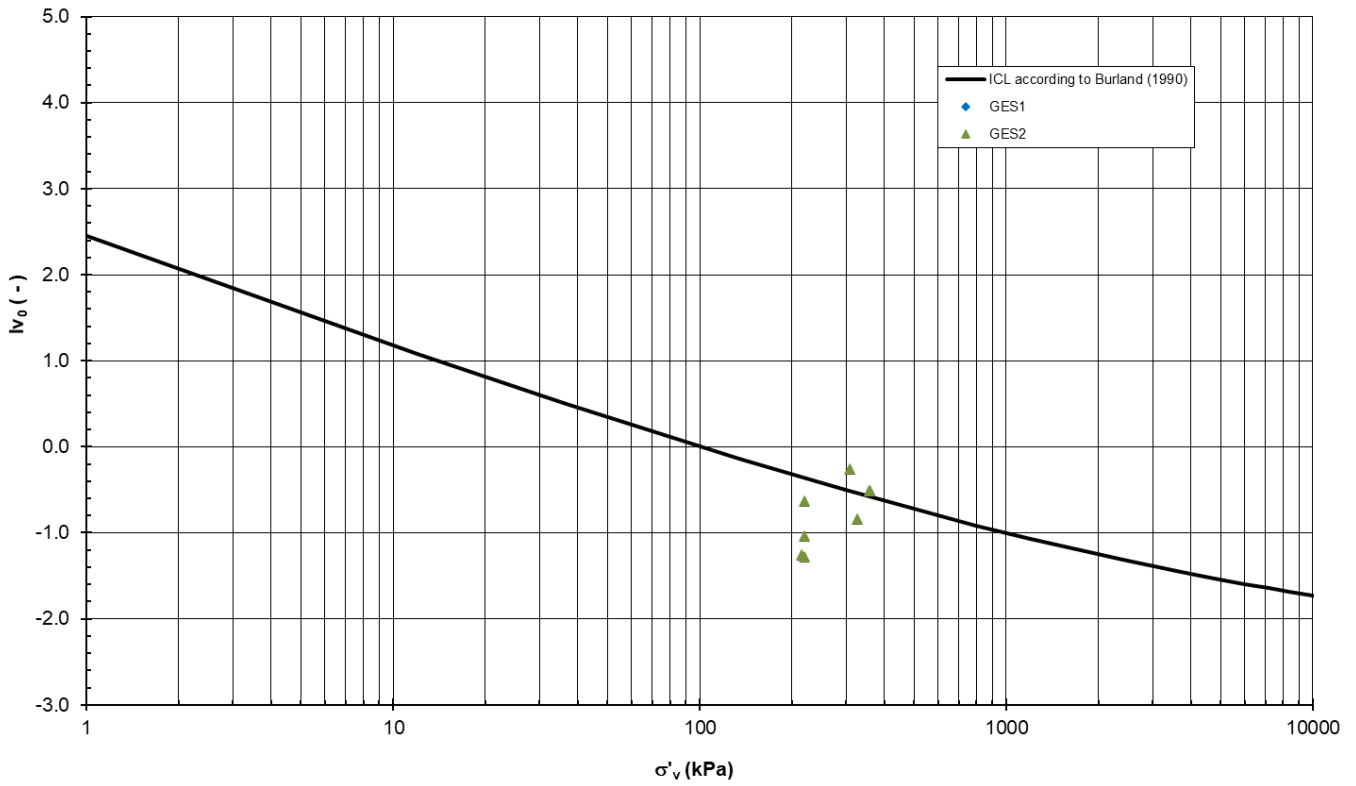


Figura 30: Indice dei vuoti

Indice dei vuoti in sito e linea di compressibilità intrinseca*Figura 31: Stato in sito sul piano di Burland*

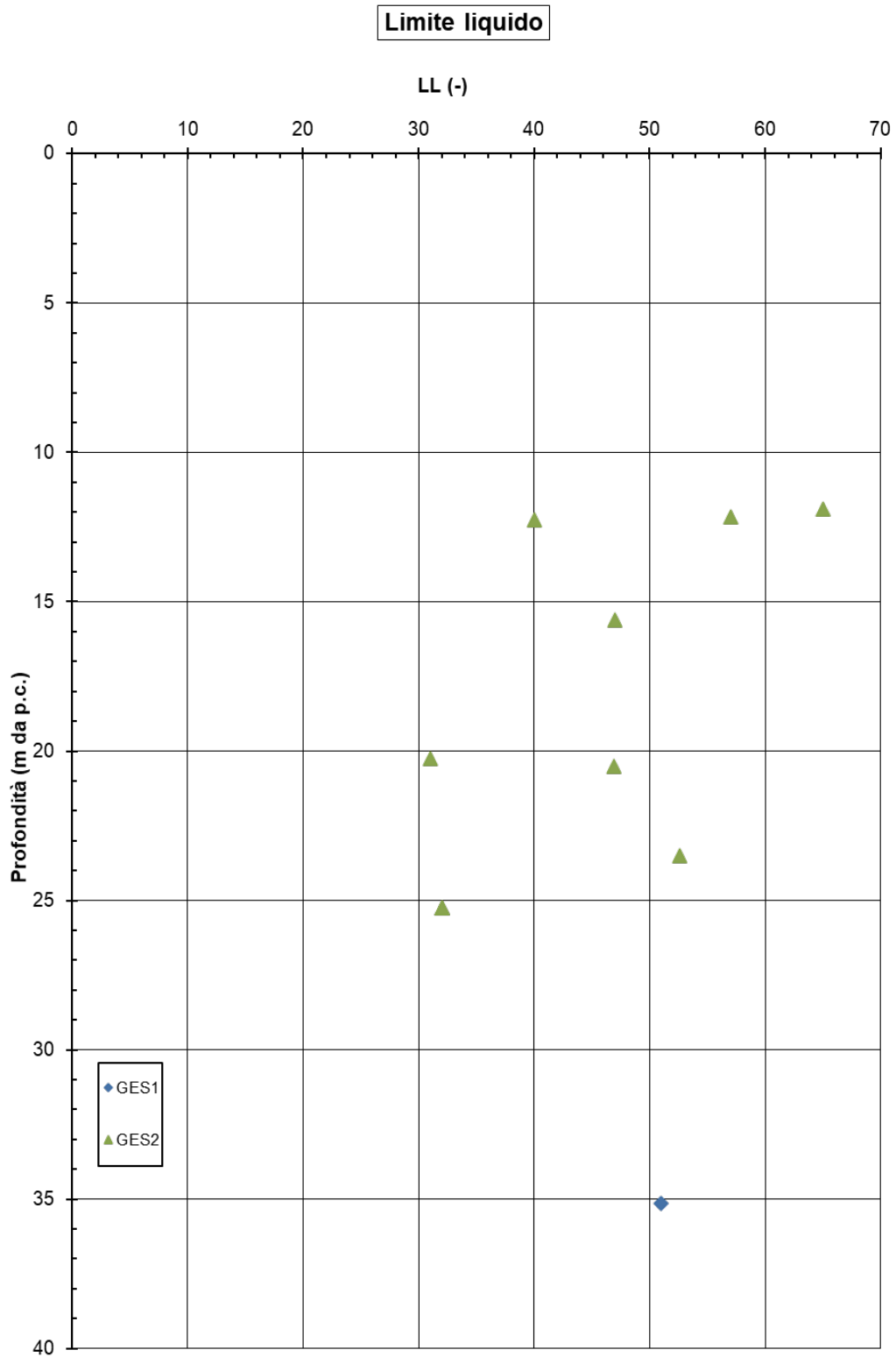


Figura 32: Limite Liquido

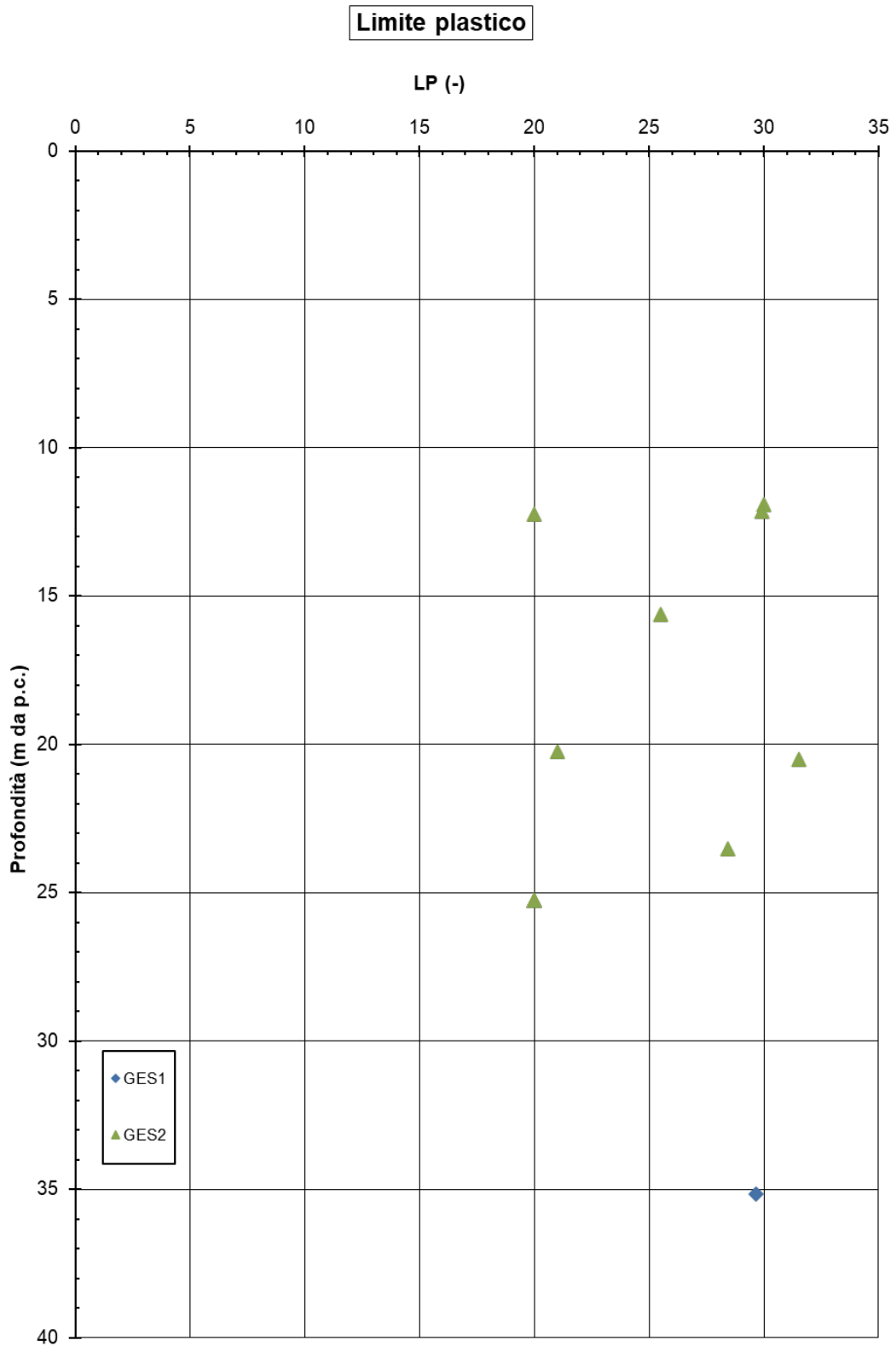


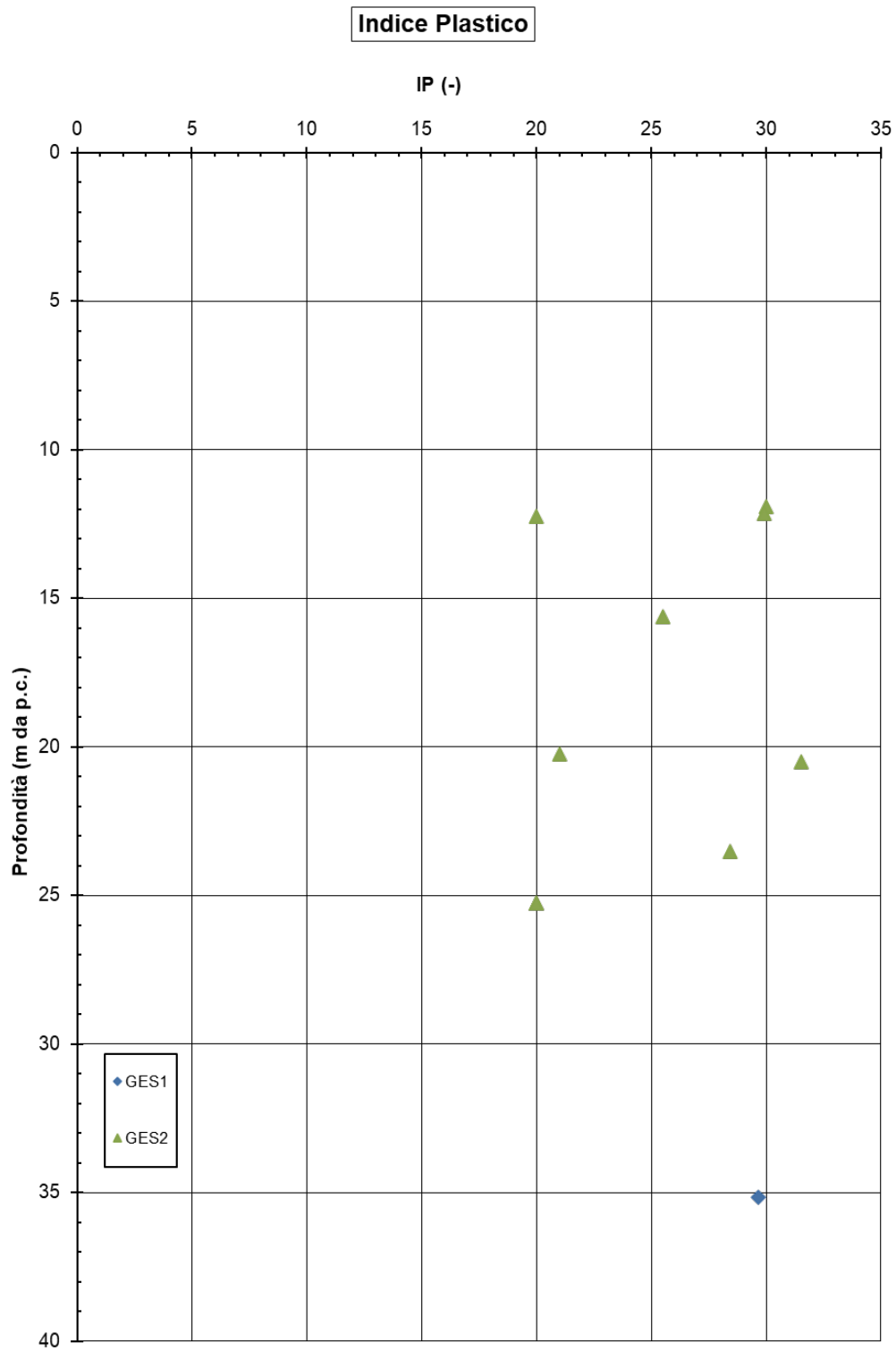
Figura 33: Limite Plastico

Figura 34: Indice di Plasticità

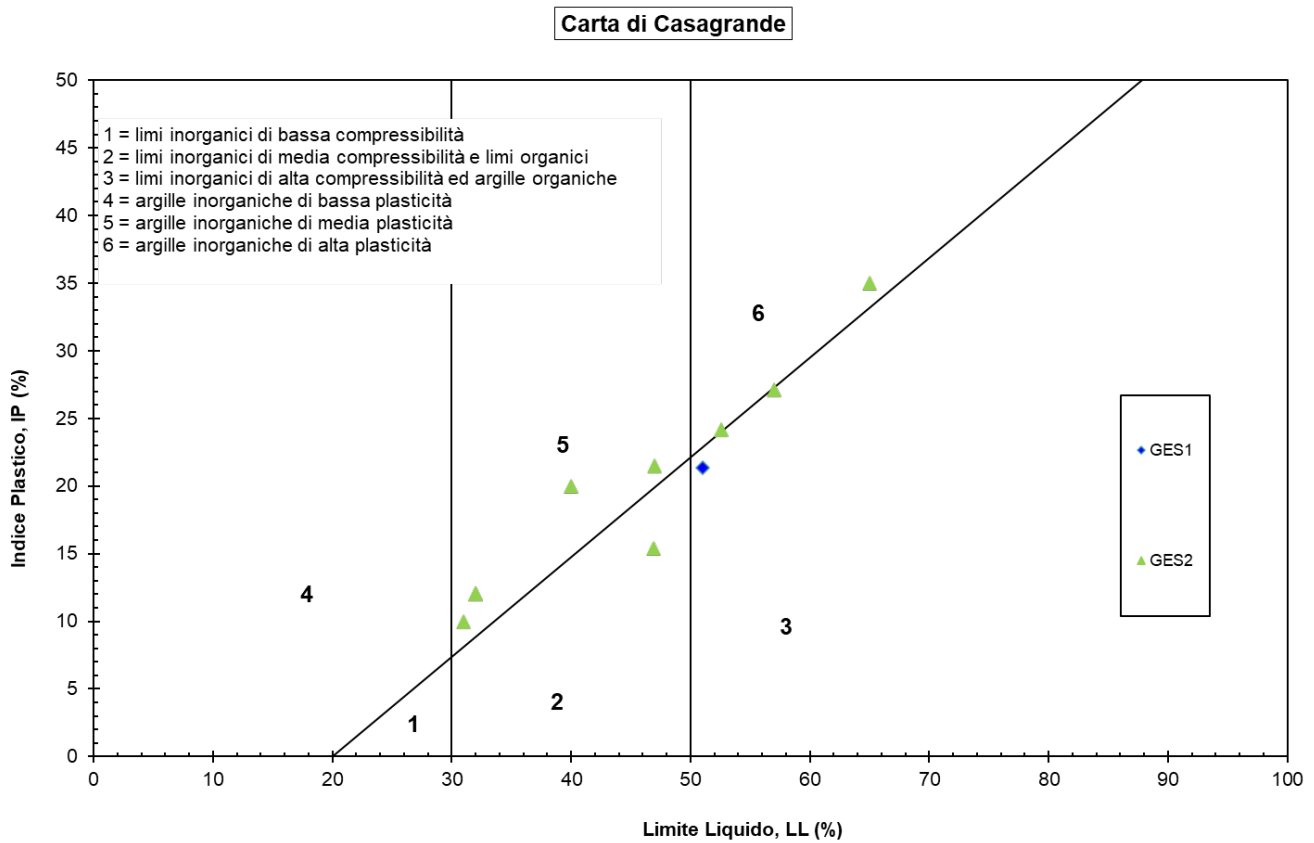


Figura 35: Carta di plasticità di Casagrande

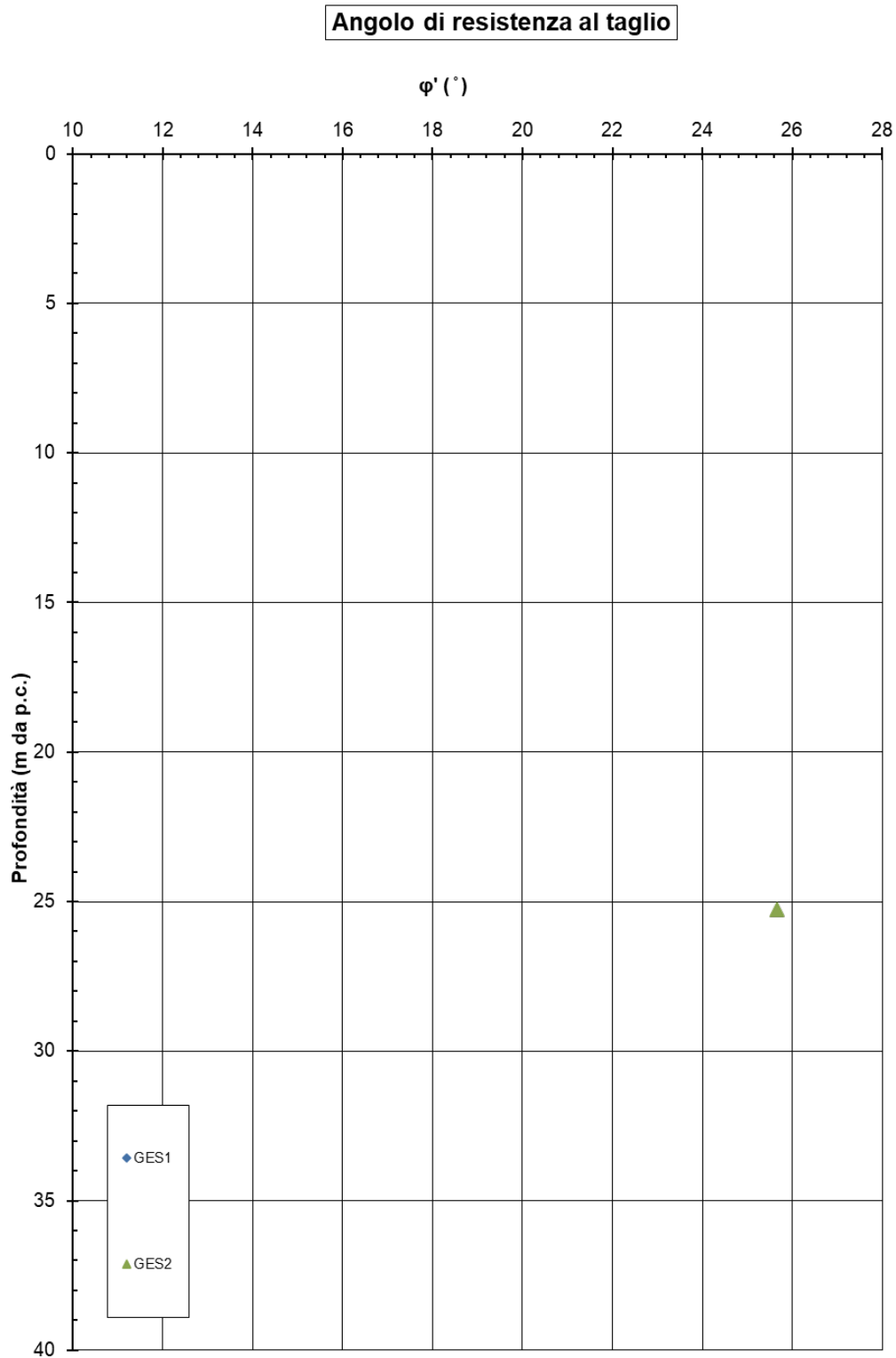


Figura 36: Angolo di resistenza al taglio da prove di laboratorio

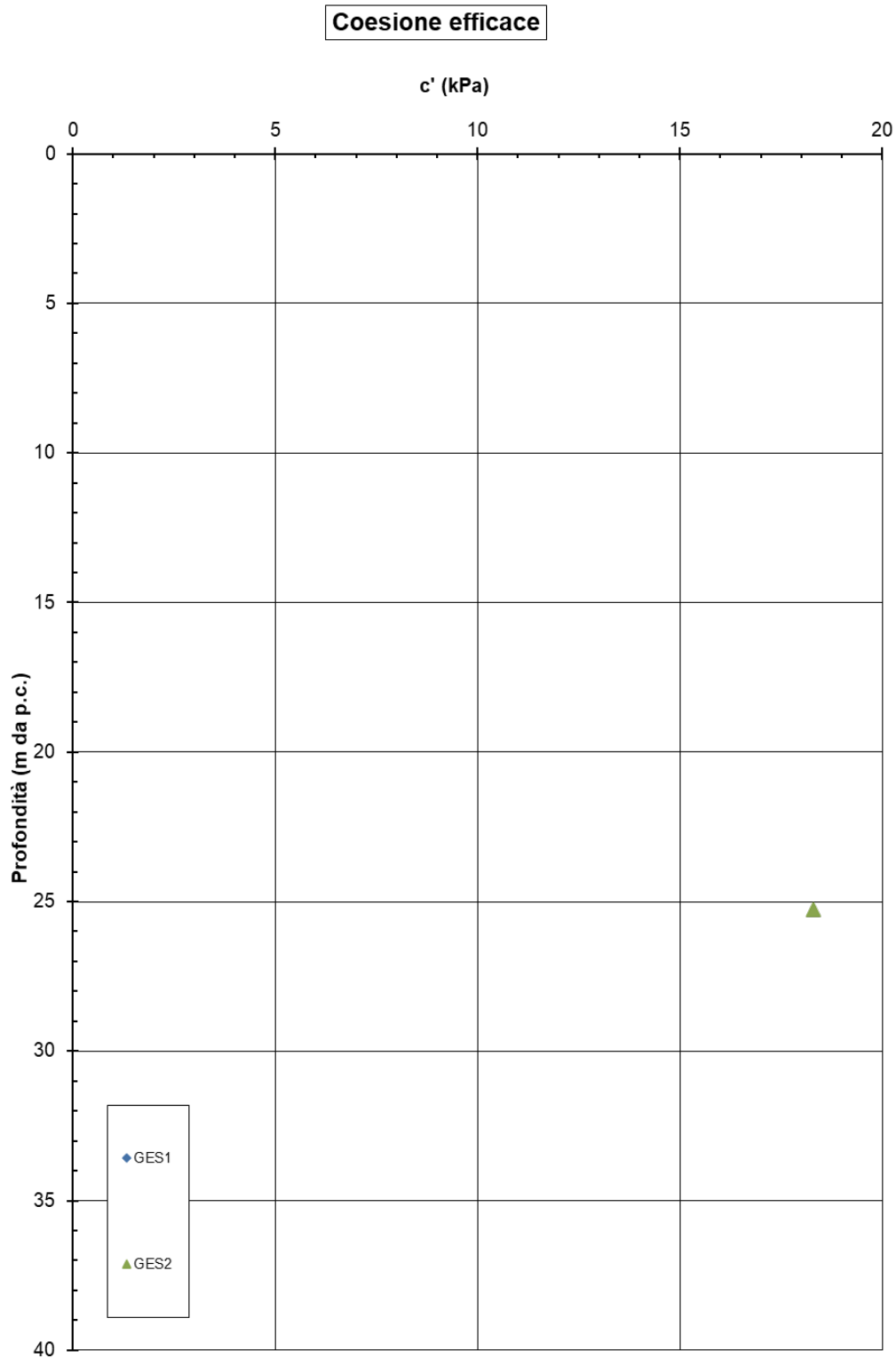


Figura 37: Coesione drenata da prove di laboratorio

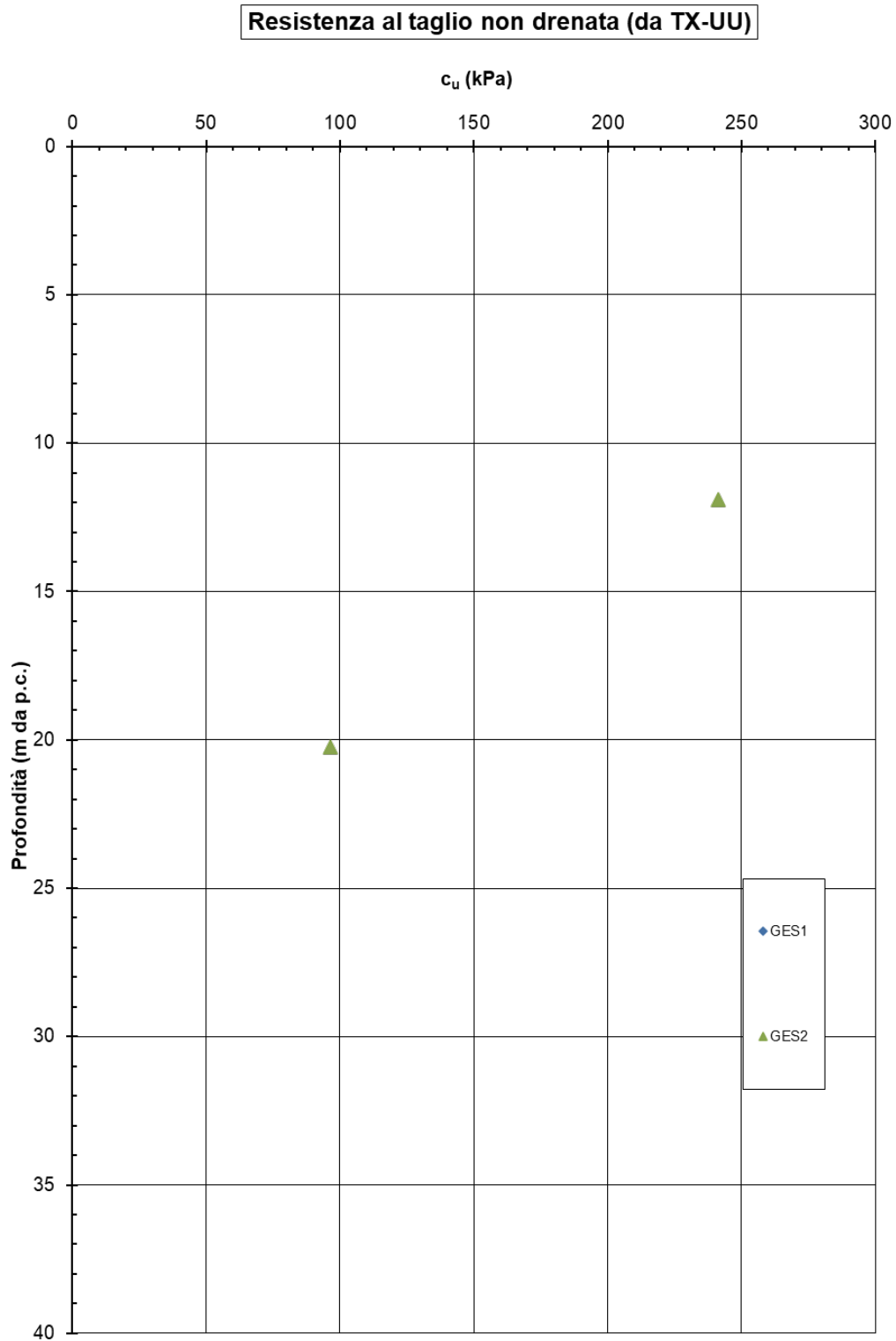


Figura 38: Resistenza a taglio non drenata da prove TX-UU

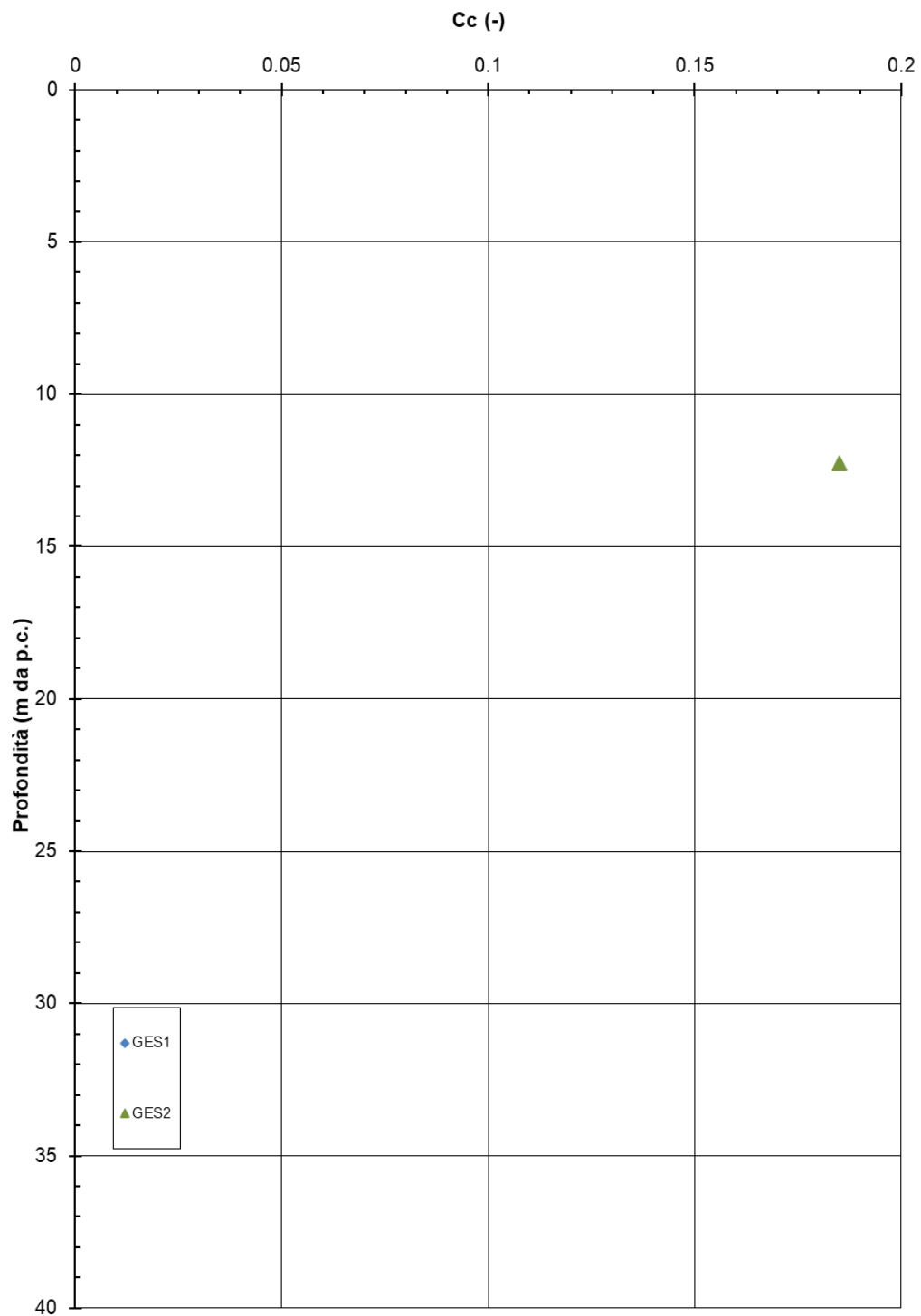
Prove edometriche - Coefficiente di Compressione

Figura 39: Coefficiente di Compressione C_c da prove edometriche

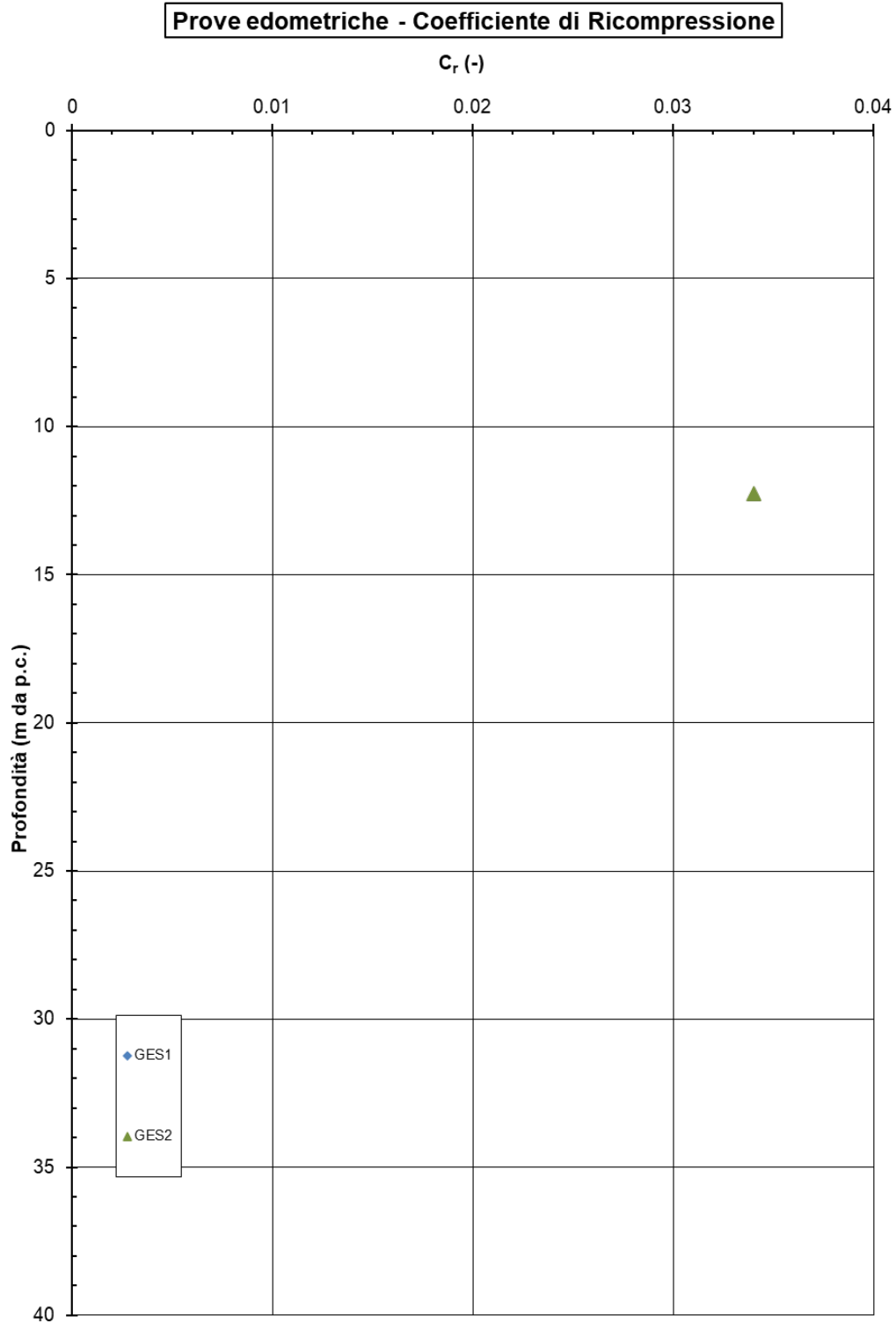


Figura 40: Coefficiente di Ricomprensione C_R da prove edometriche

A partire dai precedenti grafici si possono sintetizzare quanto segue:

- Peso dell'unità di volume: 18÷20 kN/m³ per z = 10÷15m
20÷22 kN/m³ per z = > 15m
- Contenuto d'acqua naturale: 16÷25%
- Limite liquido: 30÷55
- Limite plastico: 20÷30
- Indice di Plasticità: 20÷35 per z = 10÷15m
10÷25 per z = > 15m
- Carta di plasticità di Casagrande: classe 5÷6
- Angolo di resistenza al taglio: 24÷27 °
- Coesione drenata: 15÷20 kPa
- Resistenza al taglio non drenata: 100÷200 kPa

Il primo range è plausibilmente associabile al litotipo GES 2, mentre il secondo range, più profondo, è affine al litotipo GES 1.

Infine dalle analisi delle prove di laboratorio, in particolare delle prove edometriche, si possono definire i seguenti parametri necessari alla stima dei cedimenti:

- Coefficiente di Compressione $C_C = 0.185$
- Coefficiente di Ricomprensione $C_R = 0.034$
- Indice dei vuoti $e_0 = 0.6$
- Grado di sovraconsolidazione $OCR = 2$

I dati di cui sopra sono stimati sulla base di una sola prova edometrica per cui in questo caso particolare andranno confermati e/o meglio definiti tramite indagini integrative nella successiva fase progettuale.

Analizzando lo stato del materiale in sito sul piano di Burland (vedi Figura 32), il materiale risulta tipicamente meccanicamente sovraconsolidato (materiali tipo B1, come da Figura 1), con grado di sovraconsolidazione stimato come $\sigma'_{vICL}/\sigma'_{v0}$ (vedi sempre Figura 1) dell'ordine di 2. I punti sopra la linea di compressibilità intrinseca ICL sono considerati poco rappresentativi del comportamento generale del litotipo in questione.

6.3. UNITÀ B-F E B1-F

La caratterizzazione geotecnica del litotipo è stata condotta sulla scorta delle risultanze delle indagini in sito (SPT e Sismiche) e di laboratorio. Dall'analisi complessiva di tutti i dati vengono poi definiti i range di valori caratteristici da attribuire al materiale.

6.3.1. Risultati prove SPT

A partire dal quadro complessivo delle prove penetrometriche SPT, vedi appendice Allegato 1, nella seguente figura si riporta un grafico di sintesi dei valori di SPT che interessano il solo litotipo in esame:

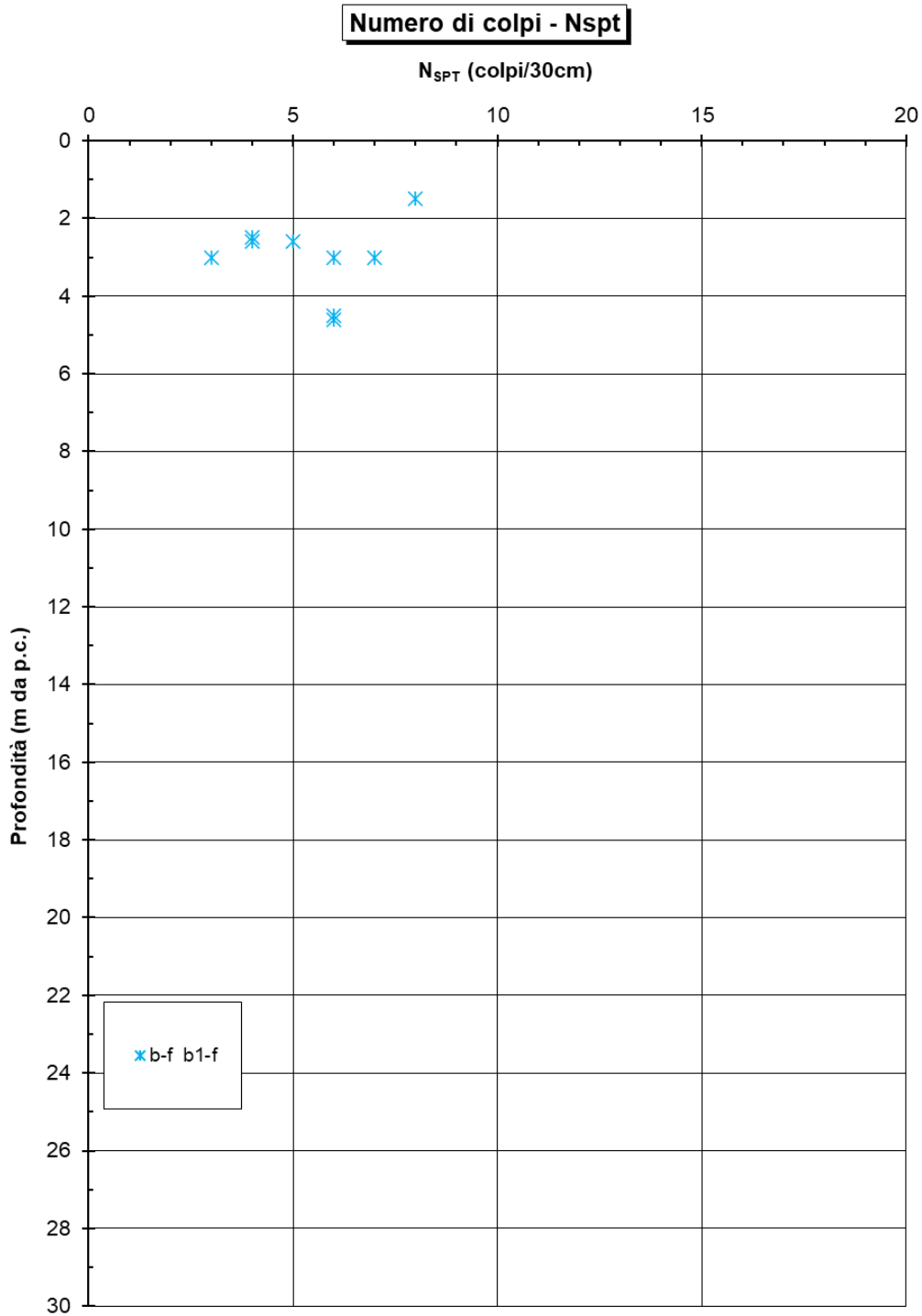


Figura 41: Valori di SPT

A partire dall'interpretazione di tali valori sulla base dei criteri descritti nel Capitolo 5, sono stati valutati i seguenti parametri:

- Resistenza al taglio non drenata (Figura 45);
- Velocità delle onde di taglio (Figura 46);
- Modulo di taglio a piccole deformazioni (Figura 47).
- Modulo di Young operativo (Figura 48).

Di seguito si riportano le figure suddette.

Resistenza a taglio non drenata - C_u

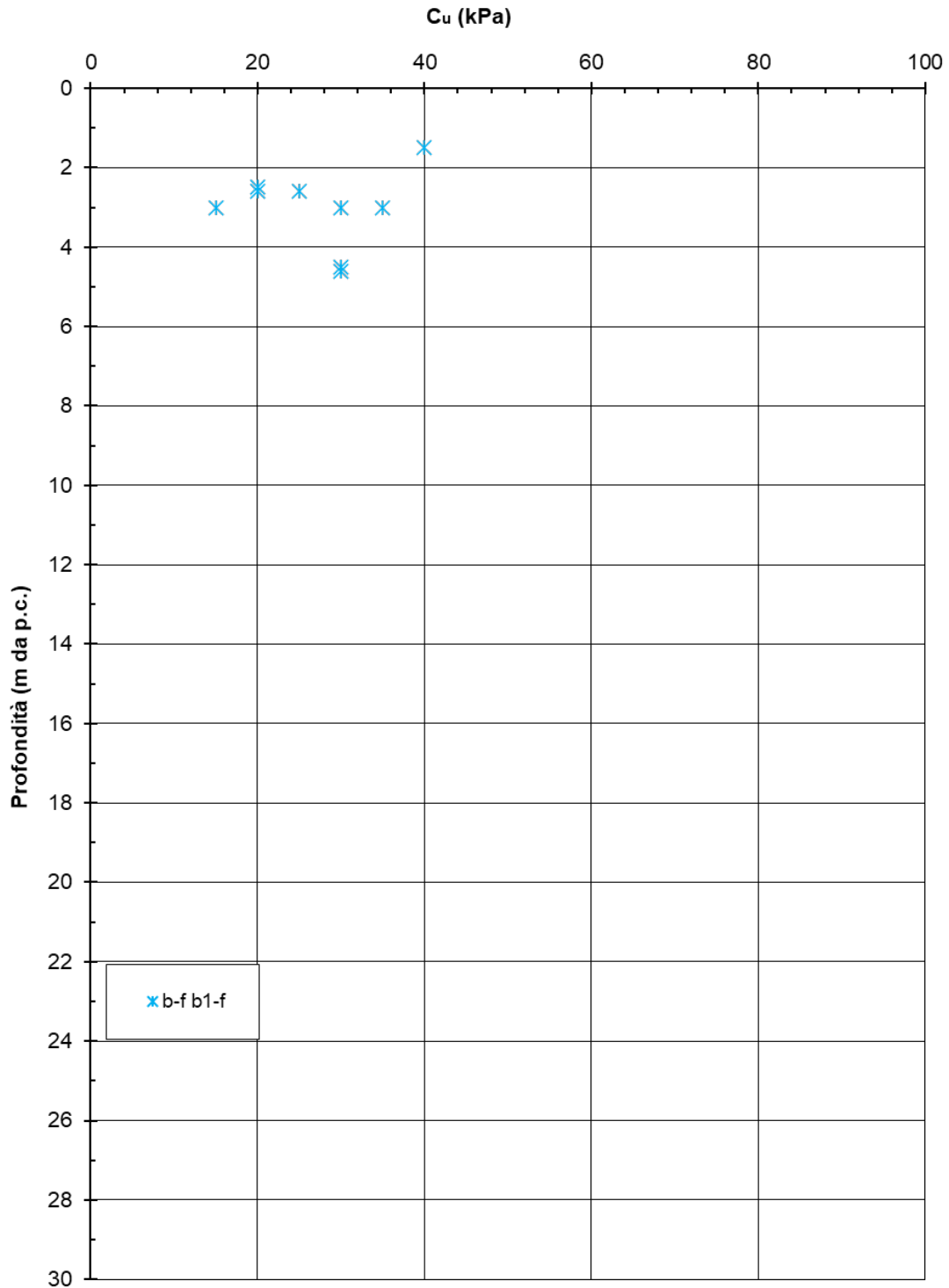


Figura 42: Resistenza a taglio non drenata da SPT

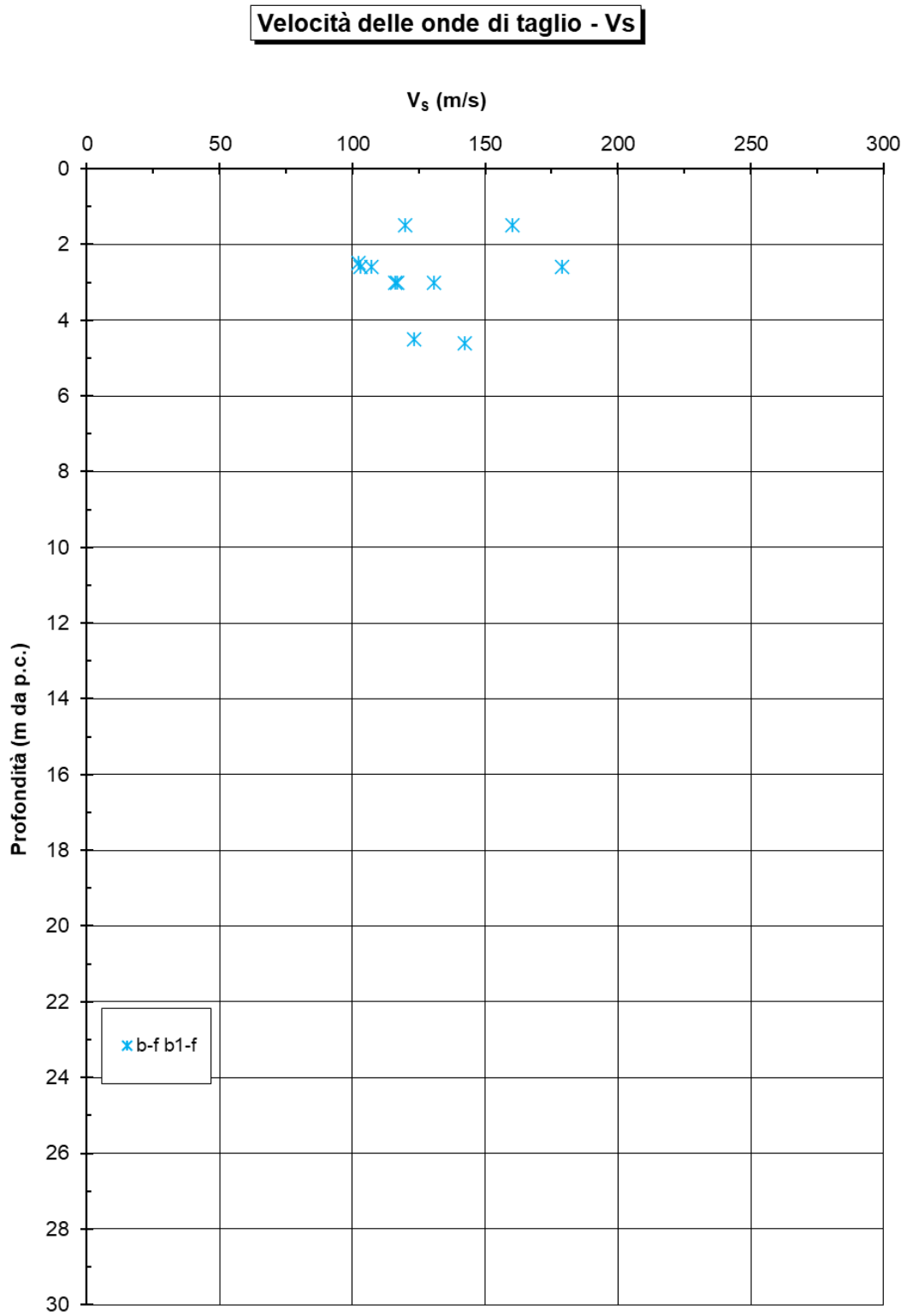


Figura 43: Velocità delle onde di taglio da SPT

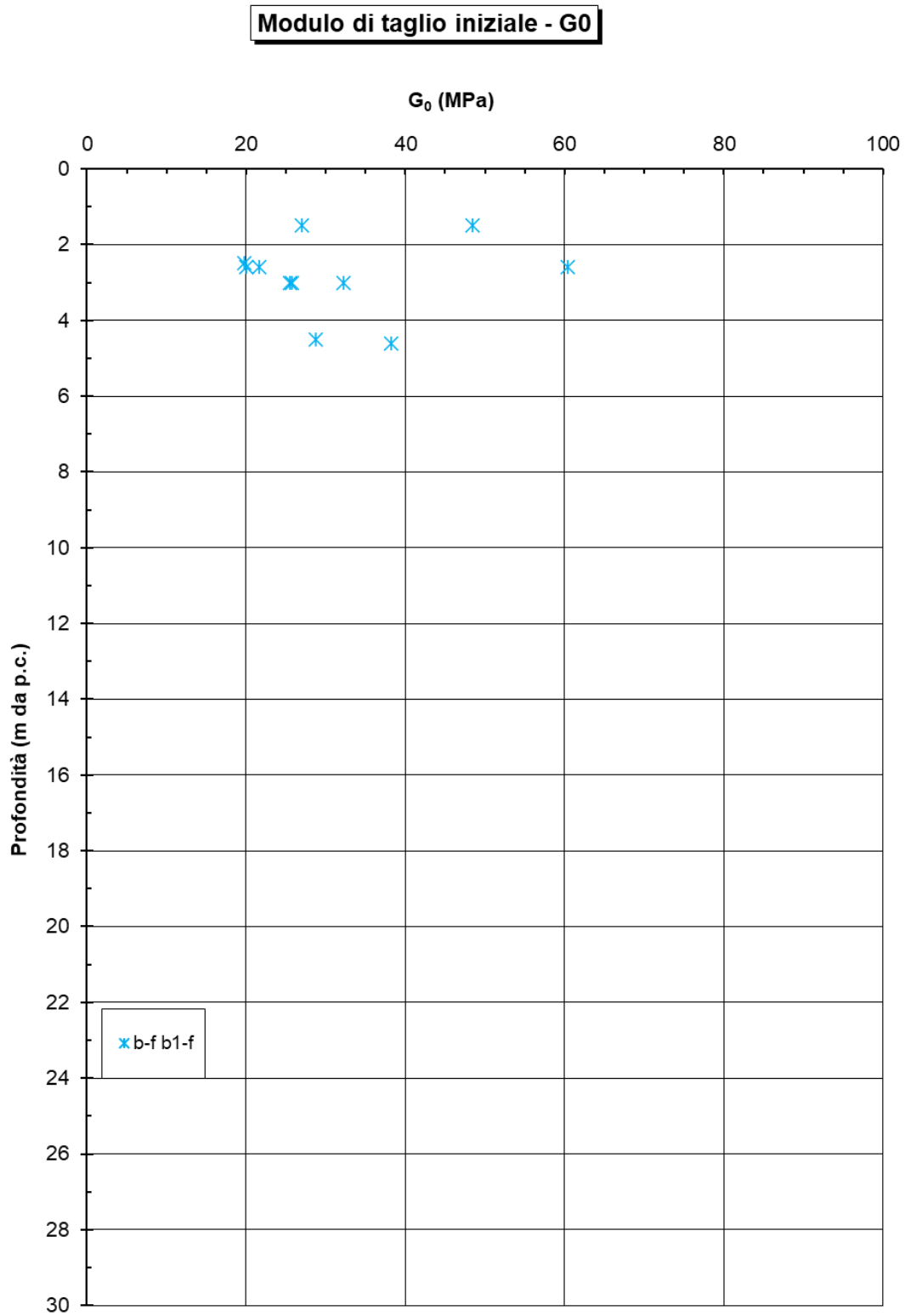


Figura 44: Modulo di taglio a piccole deformazioni da SPT

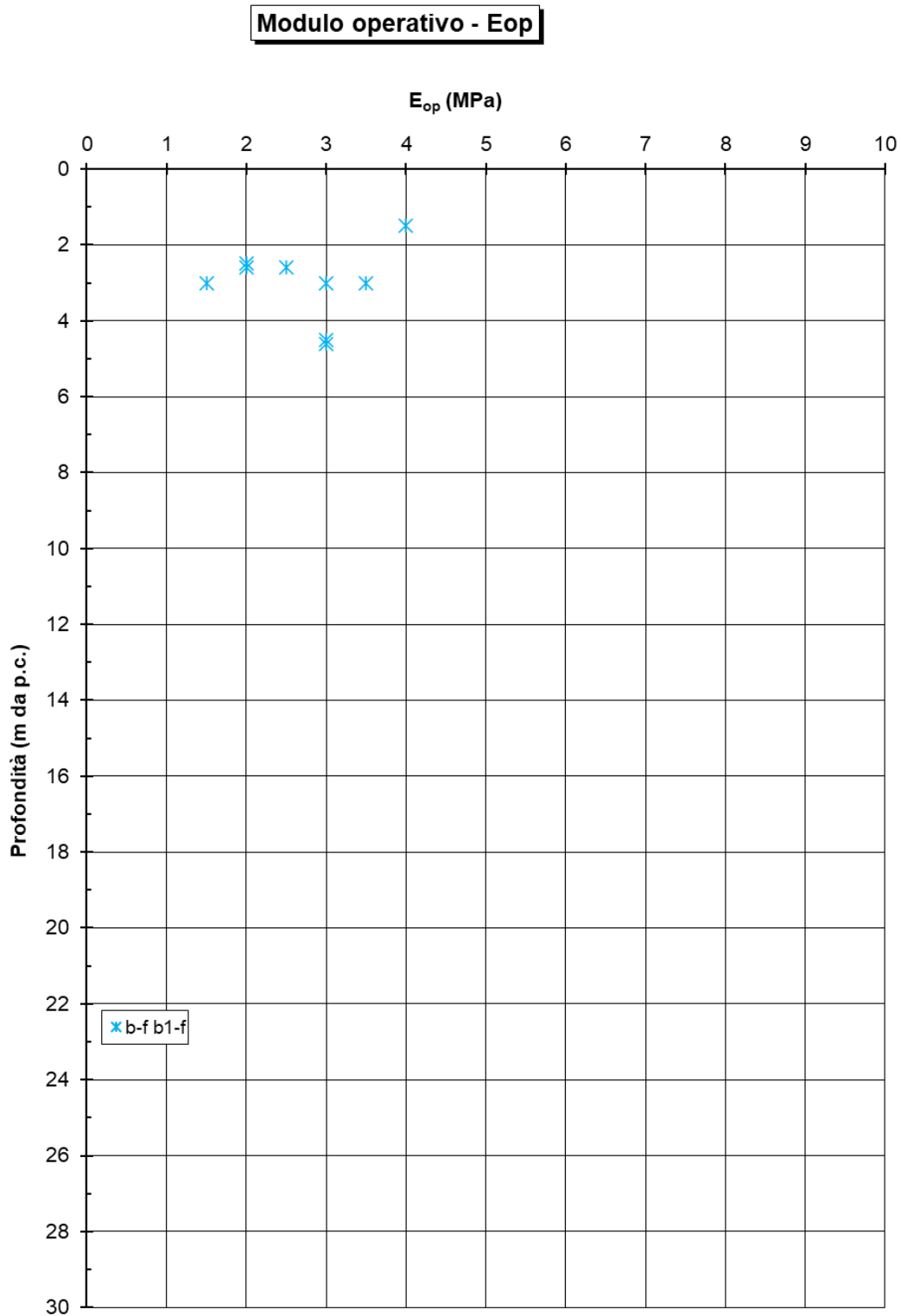


Figura 45: Modulo di Young operativo da SPT (in accordo a Stroud, 1974)

Il litotipo in esame è lo strato superficiale dei Depositi Alluvionali Recenti, costituito dai prodotti della sedimentazione del fiume Tanaro con prevalenza limoso argillosa. Date le scadenti proprietà meccaniche della formazione, il Modulo di Young operativo è stato stimato cautelativamente in accordo a Stroud (1974), come descritto al paragrafo 5.4. Per questo caso, la valutazione effettuata partendo dalla formulazione di Ohta and Goto porterebbe infatti ad una sovrastima del modulo stesso.

Come si evince dai grafici precedenti:

- N_{SPT} : 3÷8
- Resistenza al taglio non drenata: 20÷35 kPa
- Velocità delle onde di taglio: 100÷150 m/s
- Modulo di taglio a piccole deformazioni: 20÷50 MPa
- Modulo di Young operativo: 2÷3.5 MPa

6.3.2. Risultati indagini sismiche

Sulla base dei risultati delle prove Down Hole e Cross Hole condotte su alcuni fori di sondaggio (vedi specifico elaborato di progetto), sono stati determinati i valori del Modulo di Young e del Modulo di Taglio a piccole deformazioni (E_0 , G_0) con la profondità. A partire da questi, nella figura successiva, si riporta un grafico dell'andamento del modulo di taglio G_0 stralciando il tratto di interesse per il litotipo b e b1.

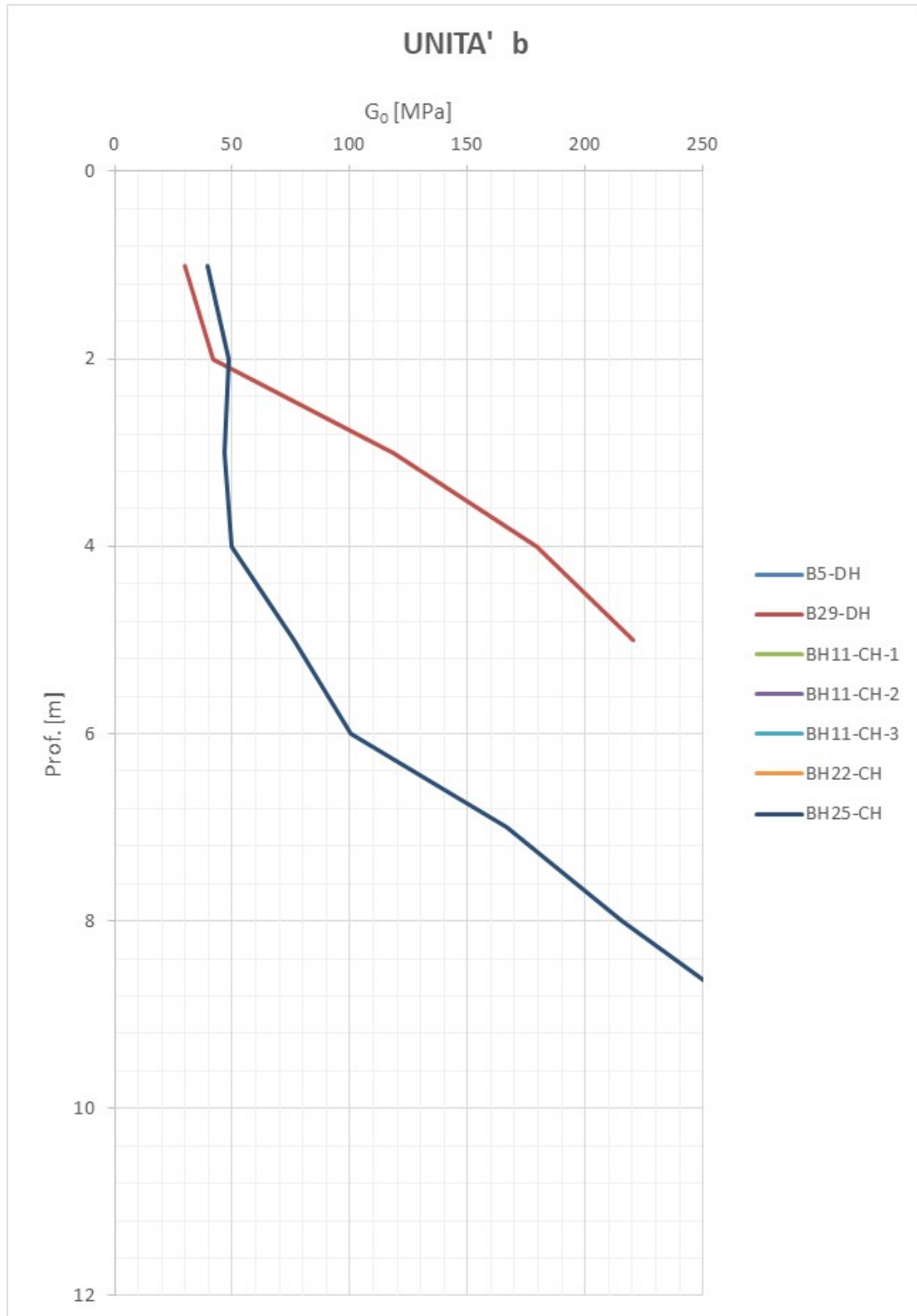


Figura 46: Modulo di taglio a piccole deformazioni da sismica in foro

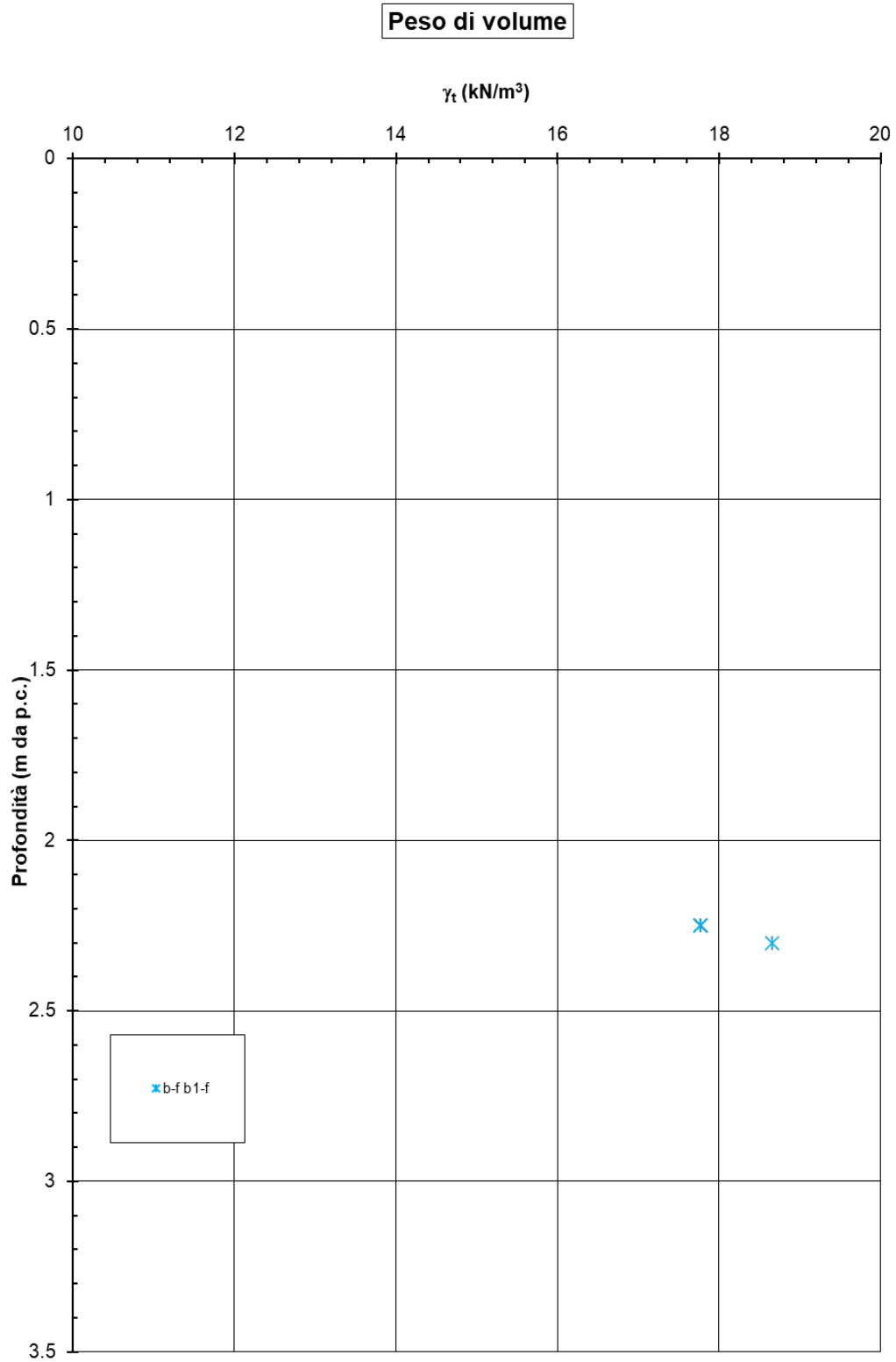
Le prove in sito per la misura dei parametri dinamici, disponibili per questo litotipo, sono la B25-CH e la B29-DH che sono ubicate la prima a ovest del canale Enel, la seconda ad est. Come si evince il litotipo con maggiore prevalenza di materiali a grana fine (b-f, b1-f) presenta valori di G_0 evidentemente inferiori, dell'ordine di 50 Mpa, tutto sommato in linea a quanto ricavato con la correlazione di Ohta e Goto.

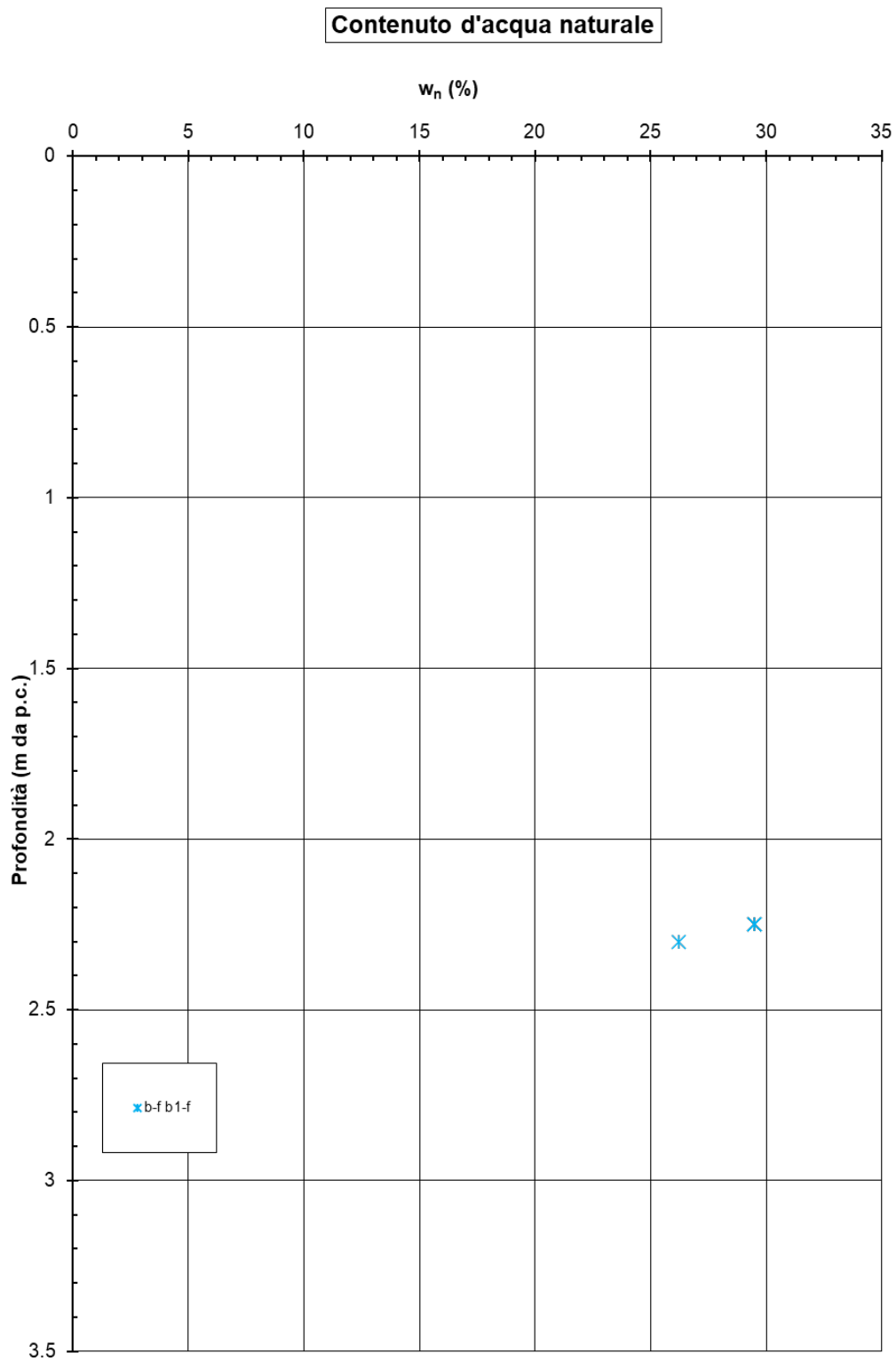
6.3.3. Risultati prove di laboratorio

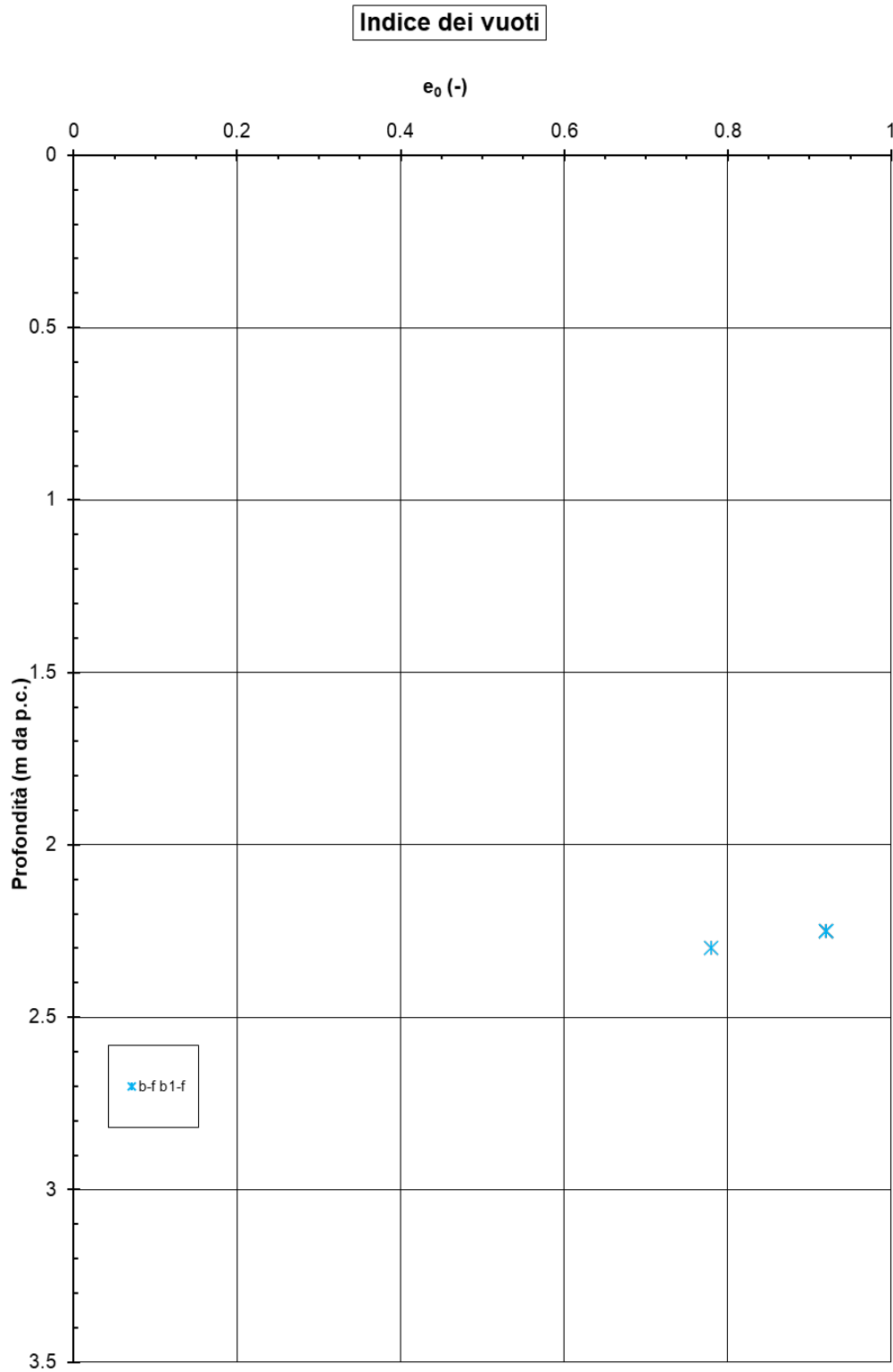
Le prove di laboratorio eseguite sui campioni appartenenti al litotipo in esame (in Allegato 2 è riportato il quadro complessivo delle prove di laboratorio eseguite nelle varie campagne d'indagine) hanno consentito la determinazione dei seguenti parametri:

- Peso dell'unità di volume (Figura 48);
- Contenuto d'acqua naturale (Figura 49);
- Indice dei vuoti (Figura 50);
- Stato in sito sul piano di Burland (Figura 51);
- Limite liquido (Figura 52);
- Limite plastico (Figura 53);
- Indice di Plasticità (Figura 54);
- Carta di plasticità di Casagrande (Figura 55);
- Angolo di resistenza al taglio (Figura 56);
- Coesione drenata (Figura 57).

Di seguito si riportano le figure suddette.

*Figura 47: Peso dell'unità di volume*

*Figura 48: Contenuto d'acqua naturale*

*Figura 49: Indice dei Vuoti*

Indice dei vuoti in sito e linea di compressibilità intrinseca

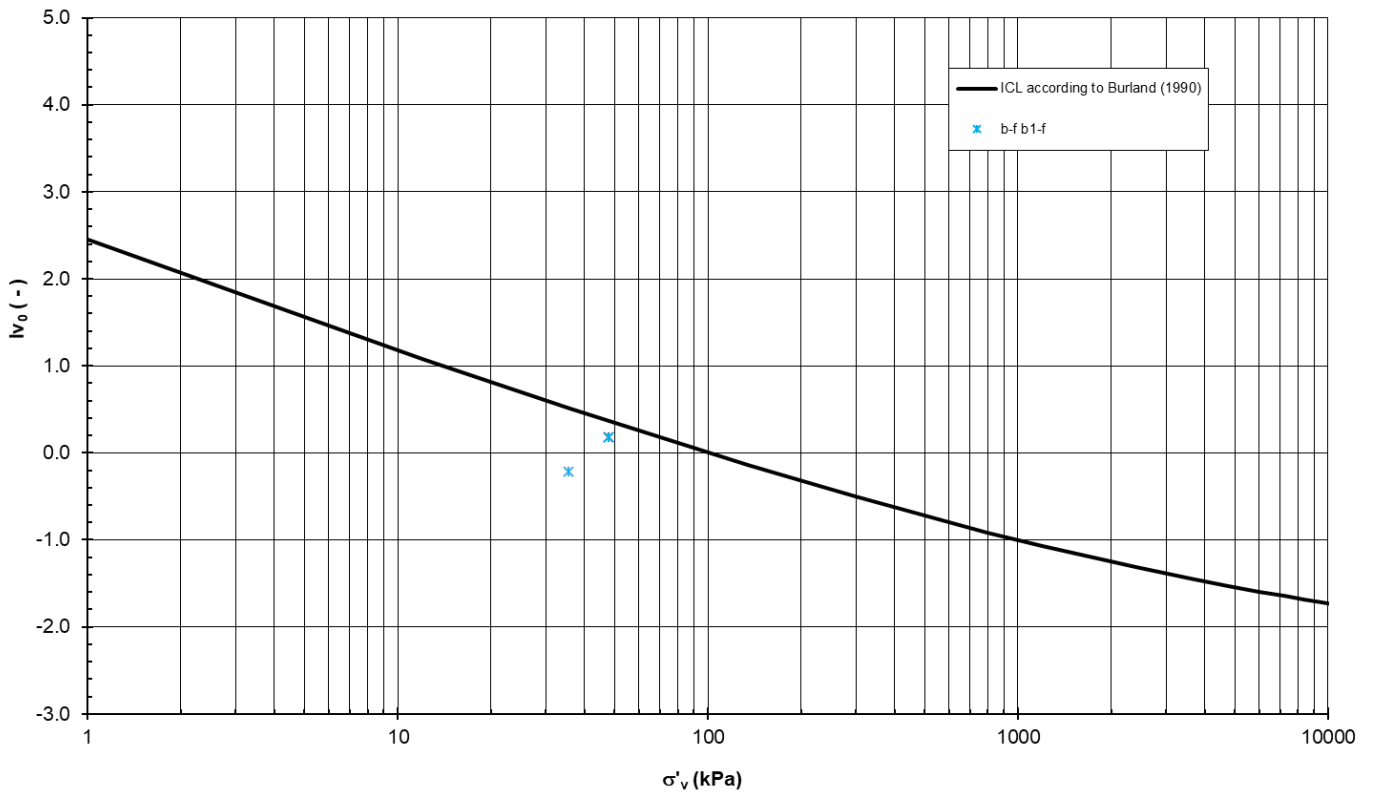
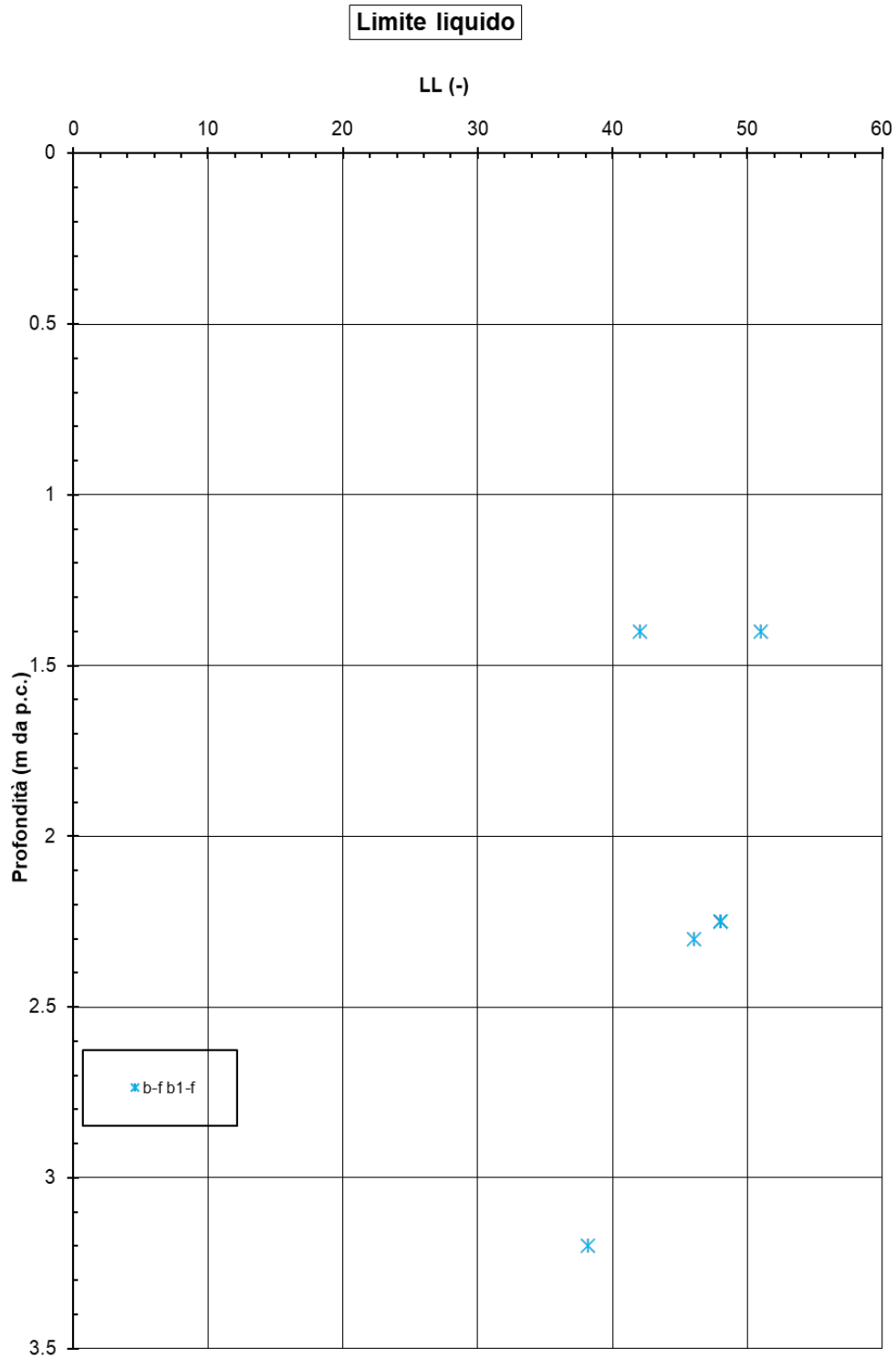
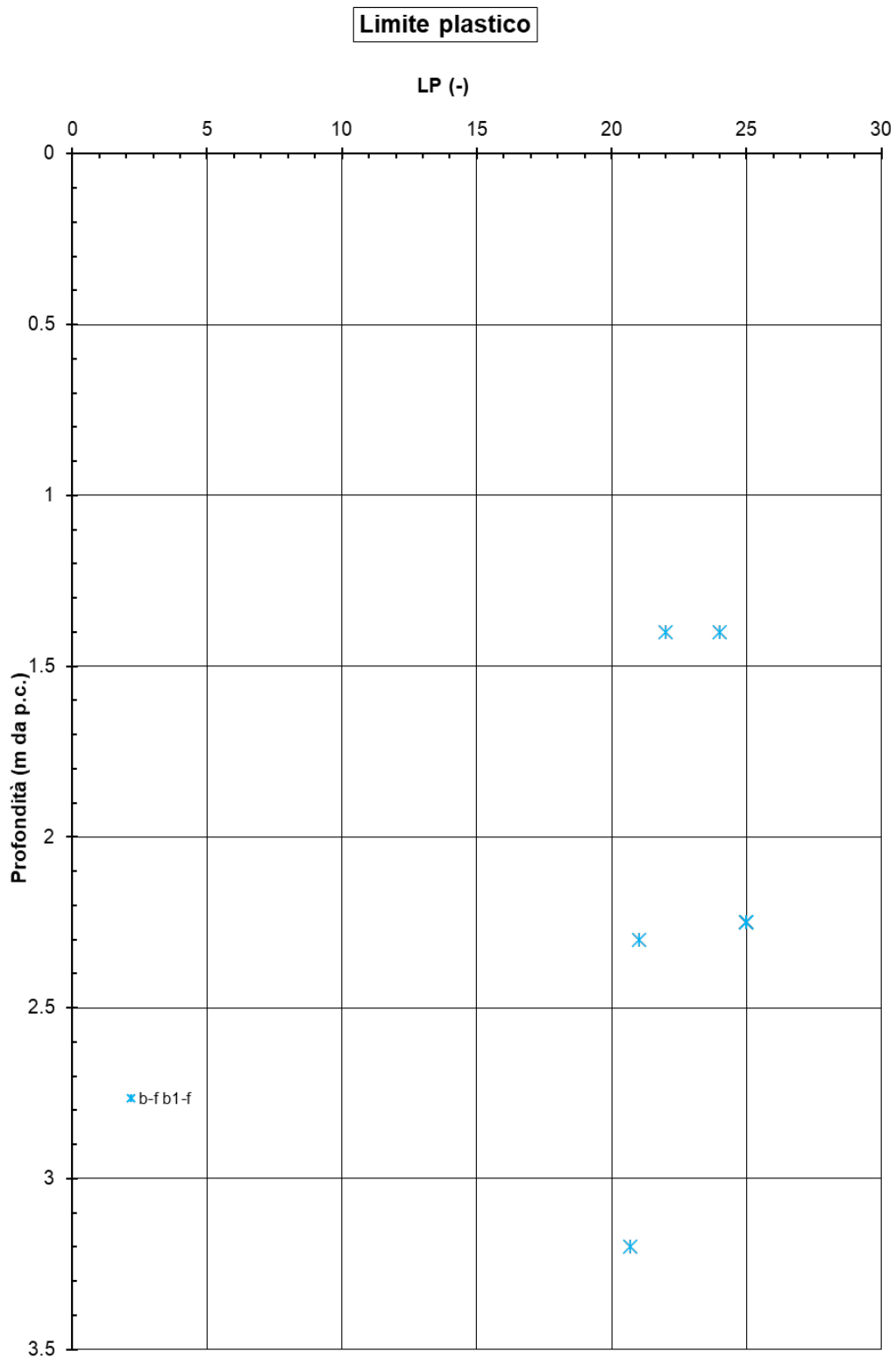


Figura 50: Stato in sito sul piano di Burland

*Figura 51: Limite Liquido*

*Figura 52: Limite Plastico*

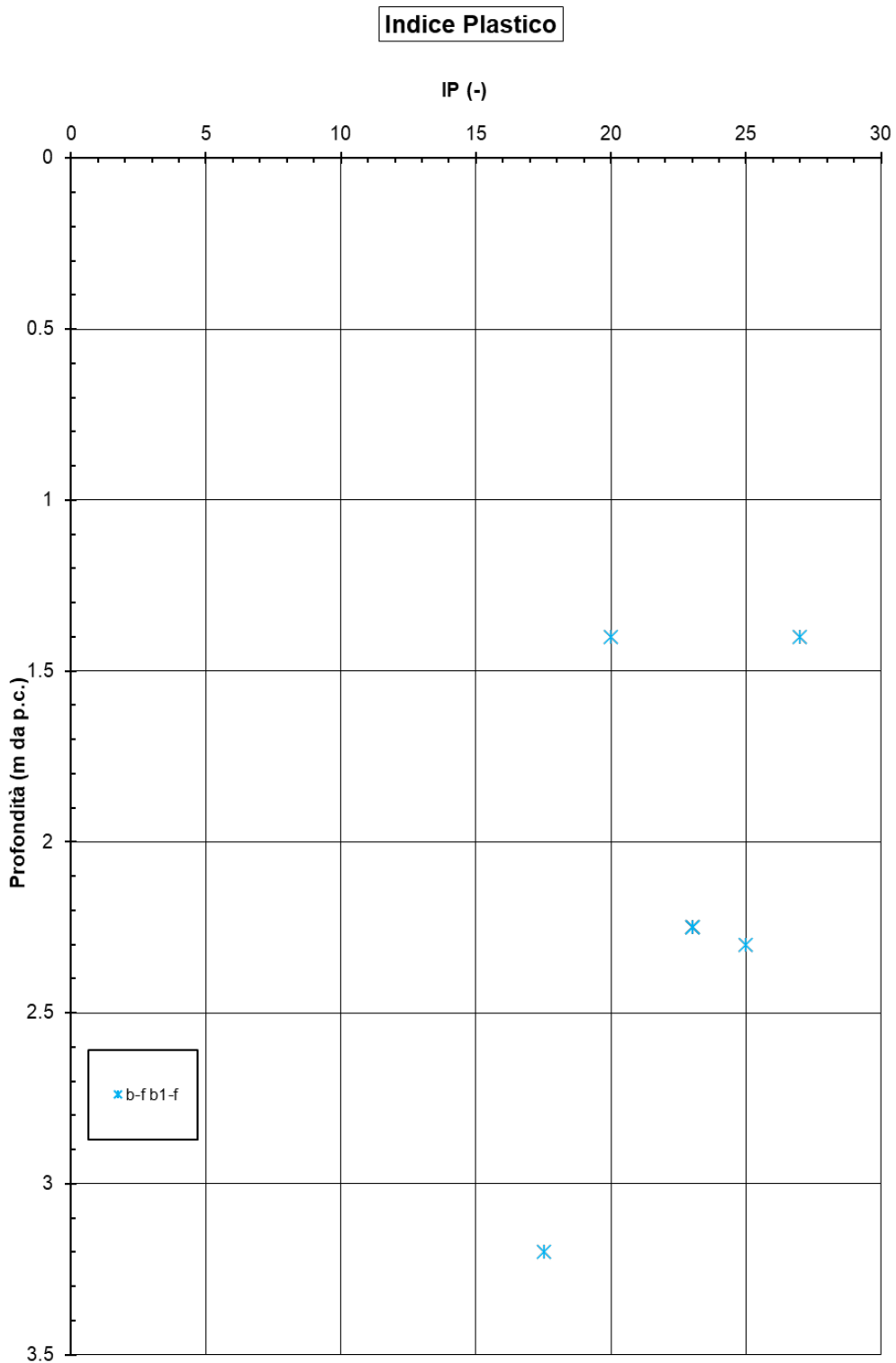
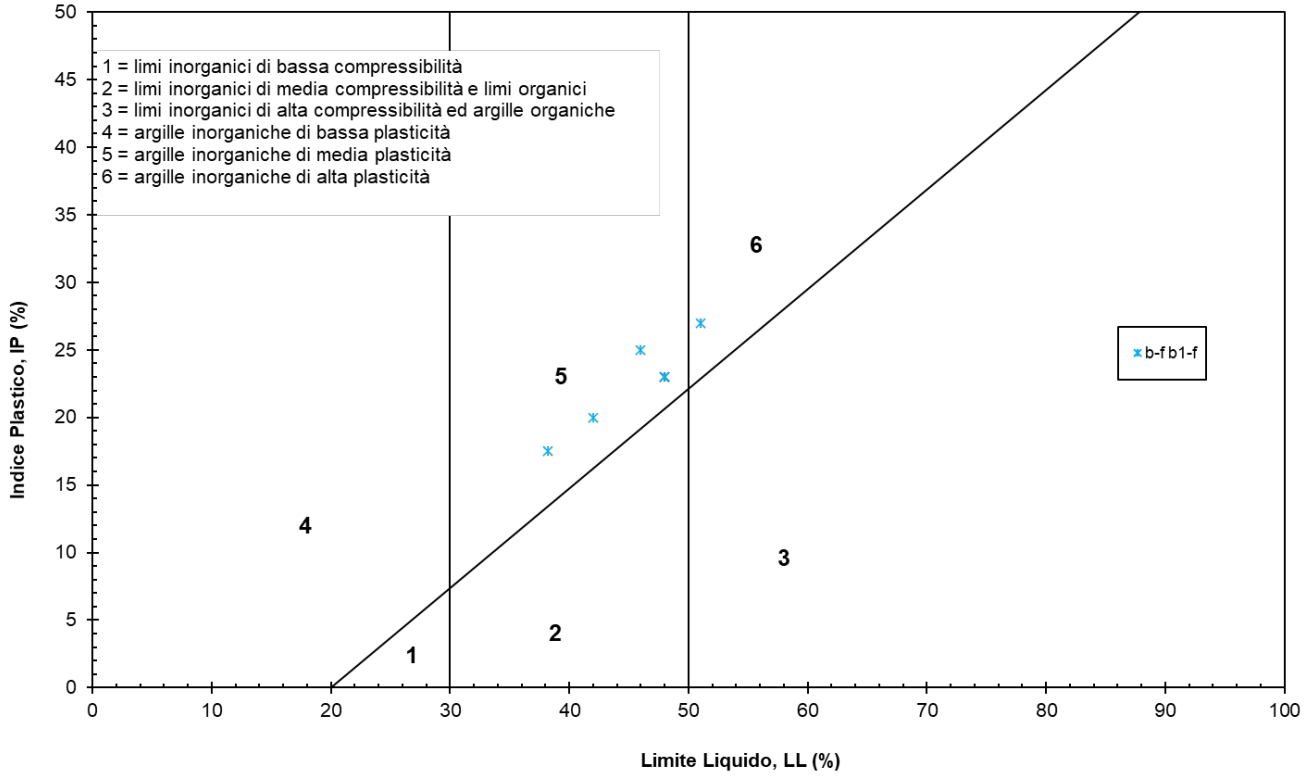
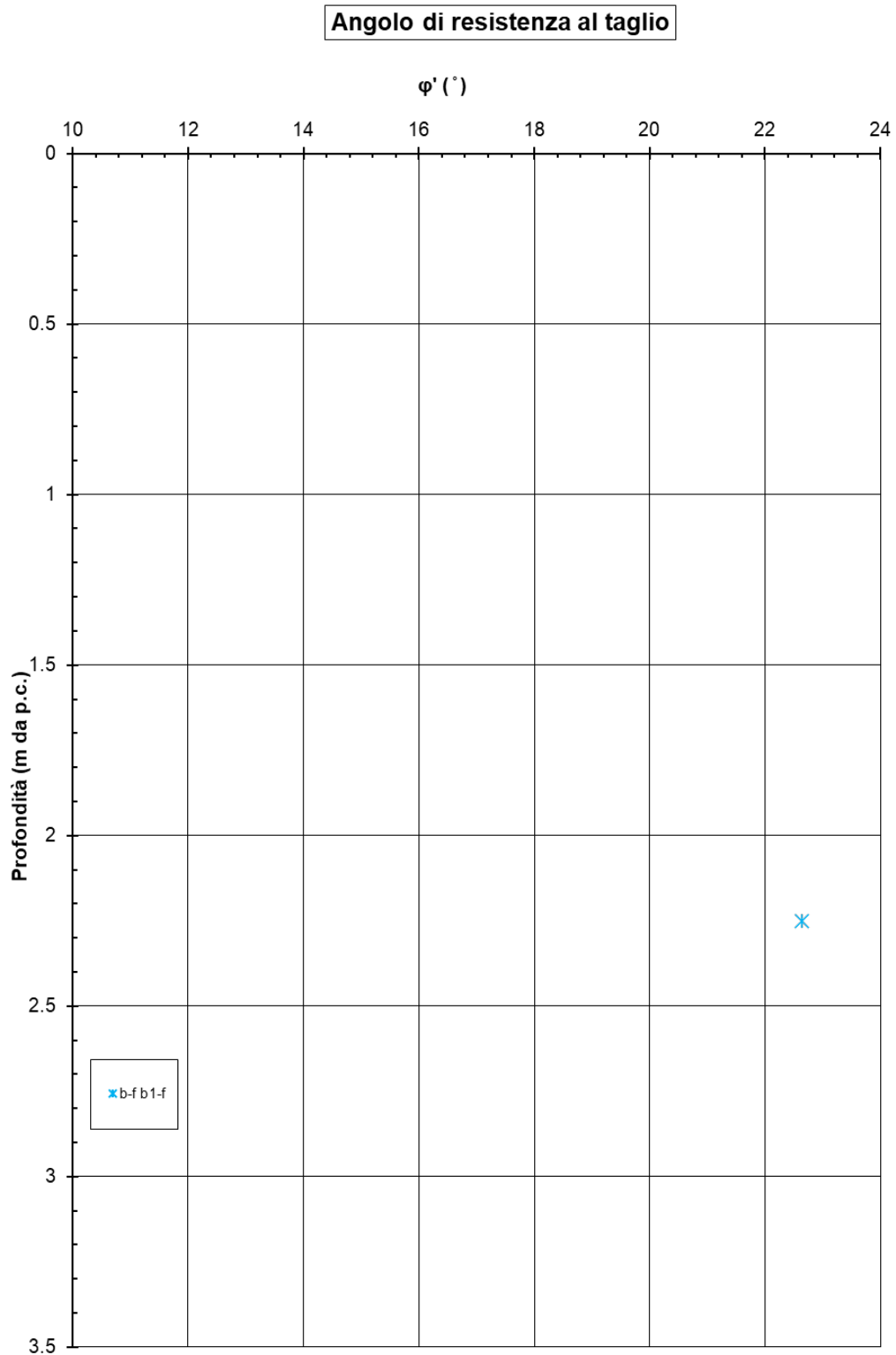
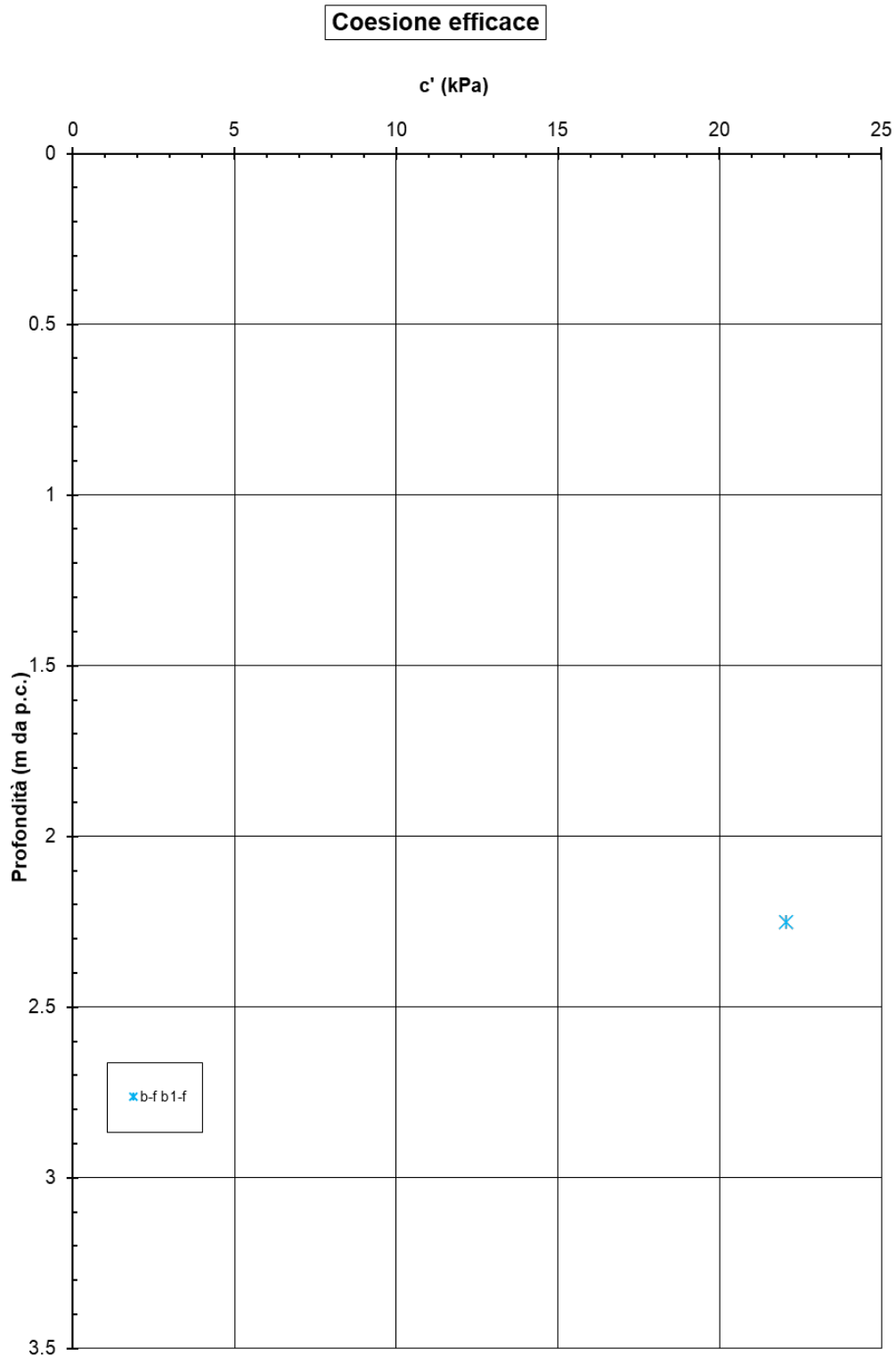


Figura 53: Indice di Plasticità

Carta di Casagrande

Figura 54: Carta di plasticità di Casagrande

*Figura 55:Angolo di resistenza al taglio*

*Figura 56: Coesione drenata*

A partire dai precedenti grafici si ha, per i termini più fini dell'unità:

- Peso dell'unità di volume: 17.5÷19 kN/m³
- Contenuto d'acqua naturale: 25÷30%
- Limite liquido: 38÷50 %
- Limite plastico: 20÷25 %
- Indice di Plasticità: 15÷30
- Carta di plasticità di Casagrande: classe 5 – 6
- Angolo di resistenza al taglio: 22÷23
- Coesione drenata: 22 kPa

Con riferimento ai parametri di resistenza drenati, data la scarsità di dati, in attesa di conferme da indagini integrative da eseguirsi nella successiva fase progettuale, si considerano cautelativamente i parametri di resistenza dell'unità CCS, ovvero $c' = 0$ kPa e $\varphi' = 21^\circ$.

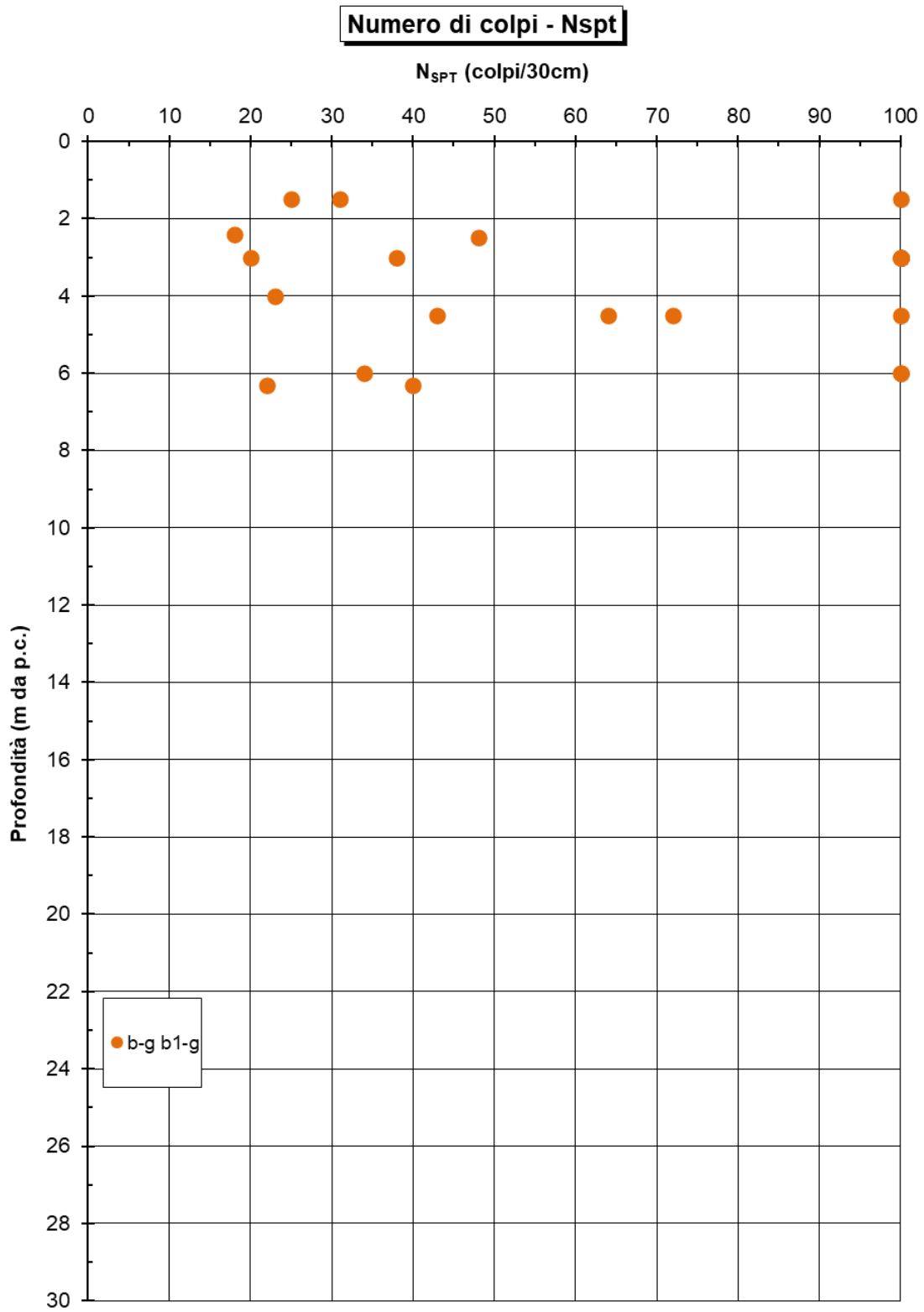
Analizzando lo stato del materiale in sito sul piano di Burland (vedi Figura 51), il materiale risulta meccanicamente sovraconsolidato (materiali tipo B1, come da Figura 1), con grado di sovraconsolidazione stimato come $\sigma'_{VICL}/\sigma'_{v0}$ (vedi sempre Figura 1) dell'ordine di 1.5-2. Anche in questo caso i dati sono molto pochi ed è quindi necessario ricevere conferme sulla base di indagini integrative da eseguirsi nella successiva fase progettuale.

6.4. UNITÀ B-G E B1-G

La caratterizzazione geotecnica del litotipo è stata condotta sulla scorta delle risultanze delle indagini in sito (SPT e Sismiche) e di laboratorio. Dall'analisi complessiva di tutti i dati vengono poi definiti i range di valori caratteristici da attribuire al materiale.

6.4.1. Risultati prove SPT

A partire dal quadro complessivo delle prove penetrometriche SPT, vedi appendice Allegato 1, nella seguente figura si riporta un grafico di sintesi dei valori di SPT che interessano il solo litotipo in esame:

*Figura 57: Valori di SPT*

A partire dall'interpretazione di tali valori sulla base dei criteri descritti nel Capitolo 5, sono stati valutati i seguenti parametri:

- Densità relativa (Figura 59)
- Angolo di resistenza al taglio (Figura 60)
- Velocità delle onde di taglio (Figura 61);
- Modulo di taglio a piccole deformazioni (Figura 61).
- Modulo di Young operativo (Figura 62).

Di seguito si riportano le figure suddette.

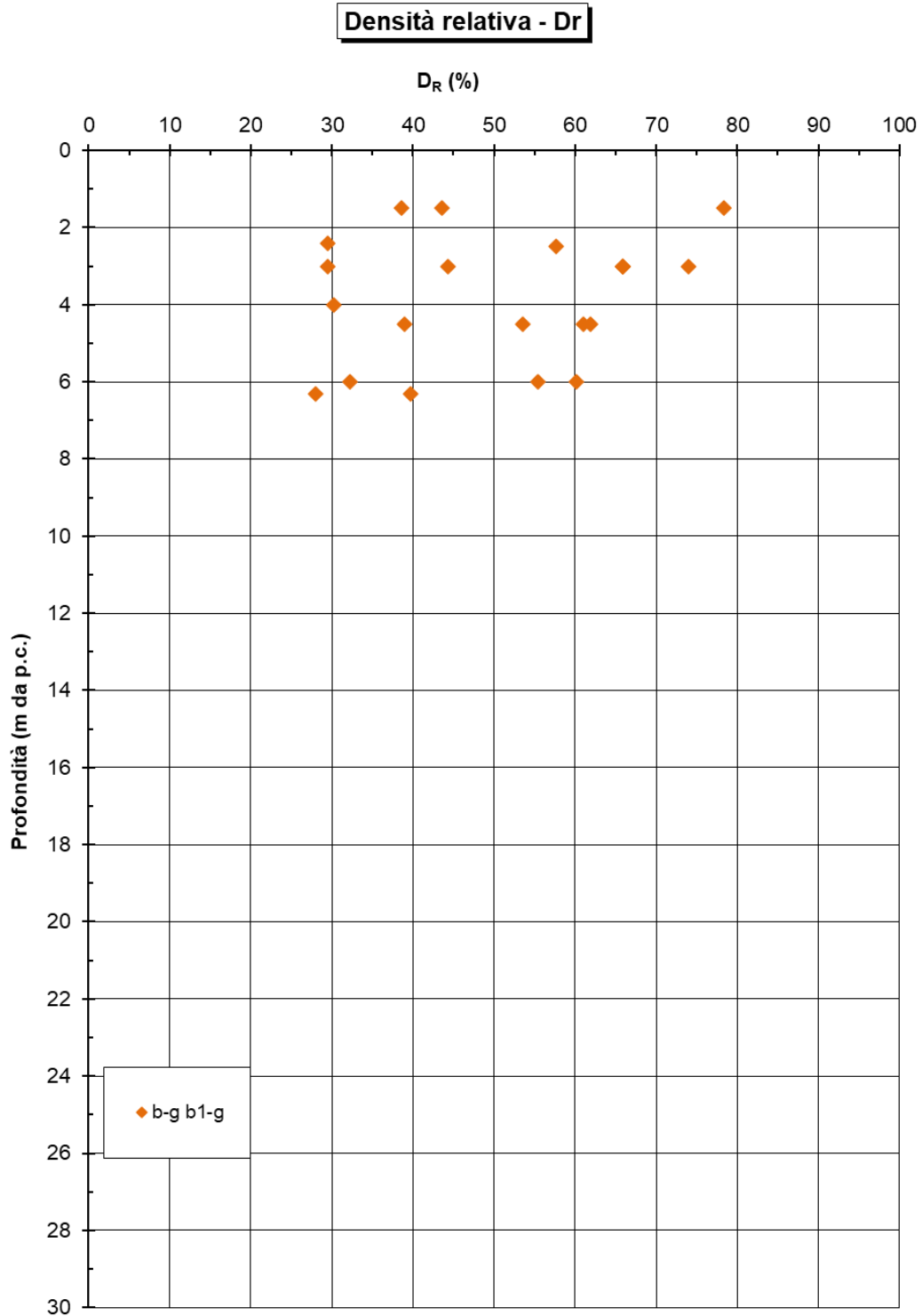


Figura 58: Densità relativa da SPT

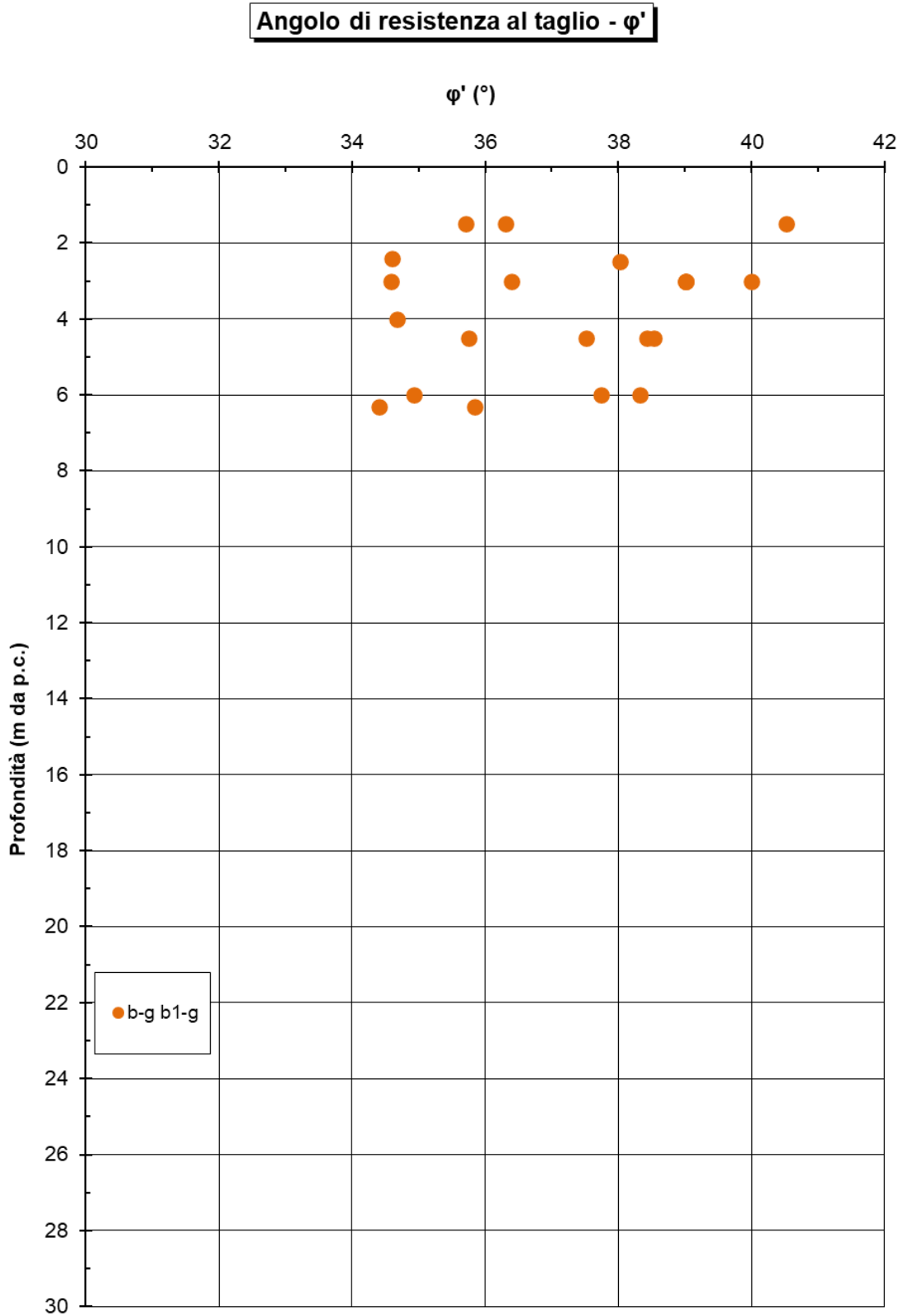


Figura 59: Angolo di resistenza al taglio da SPT

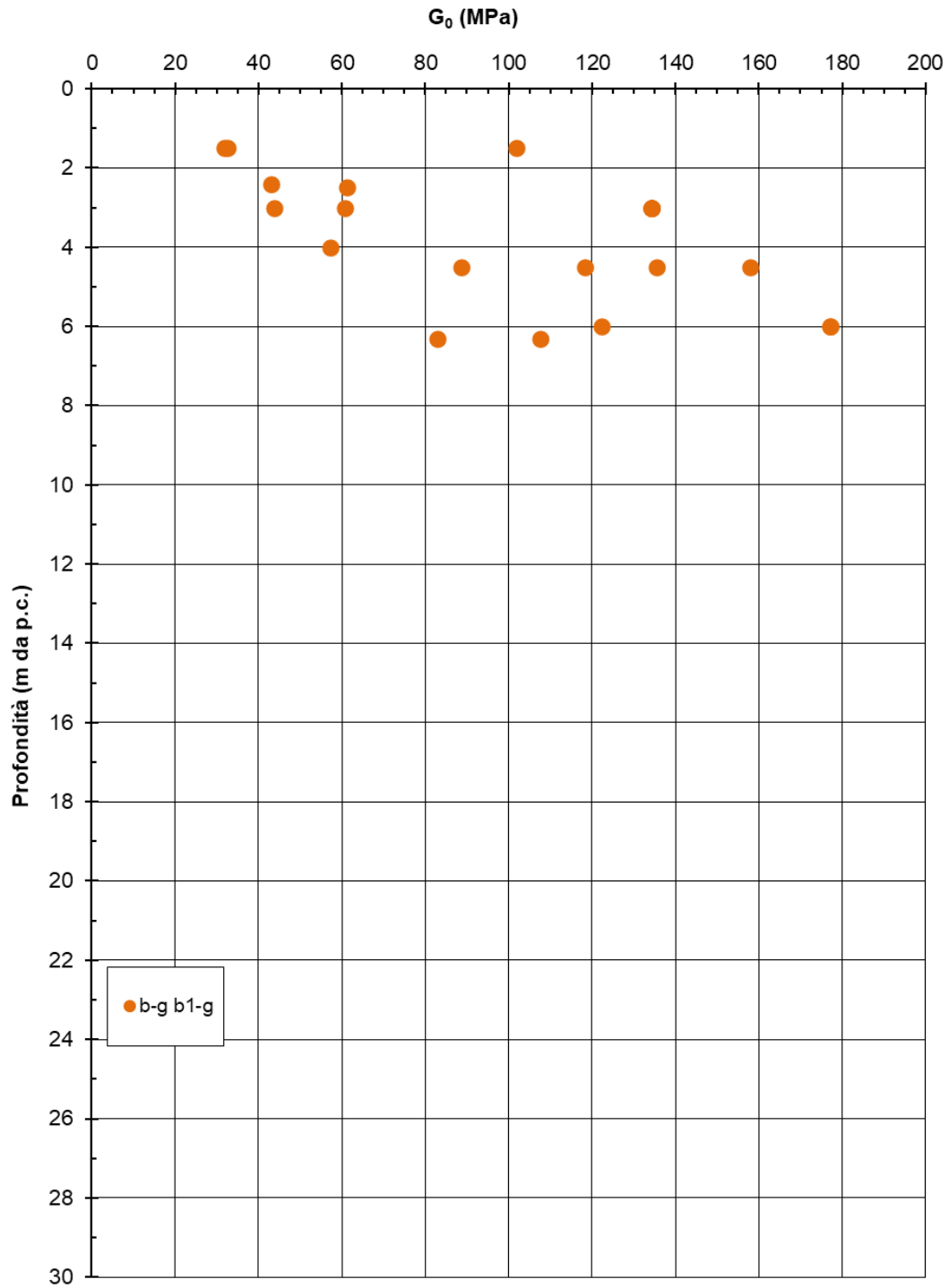
Modulo di taglio iniziale - G₀


Figura 60: Velocità delle onde di taglio da SPT

Velocità delle onde di taglio - Vs

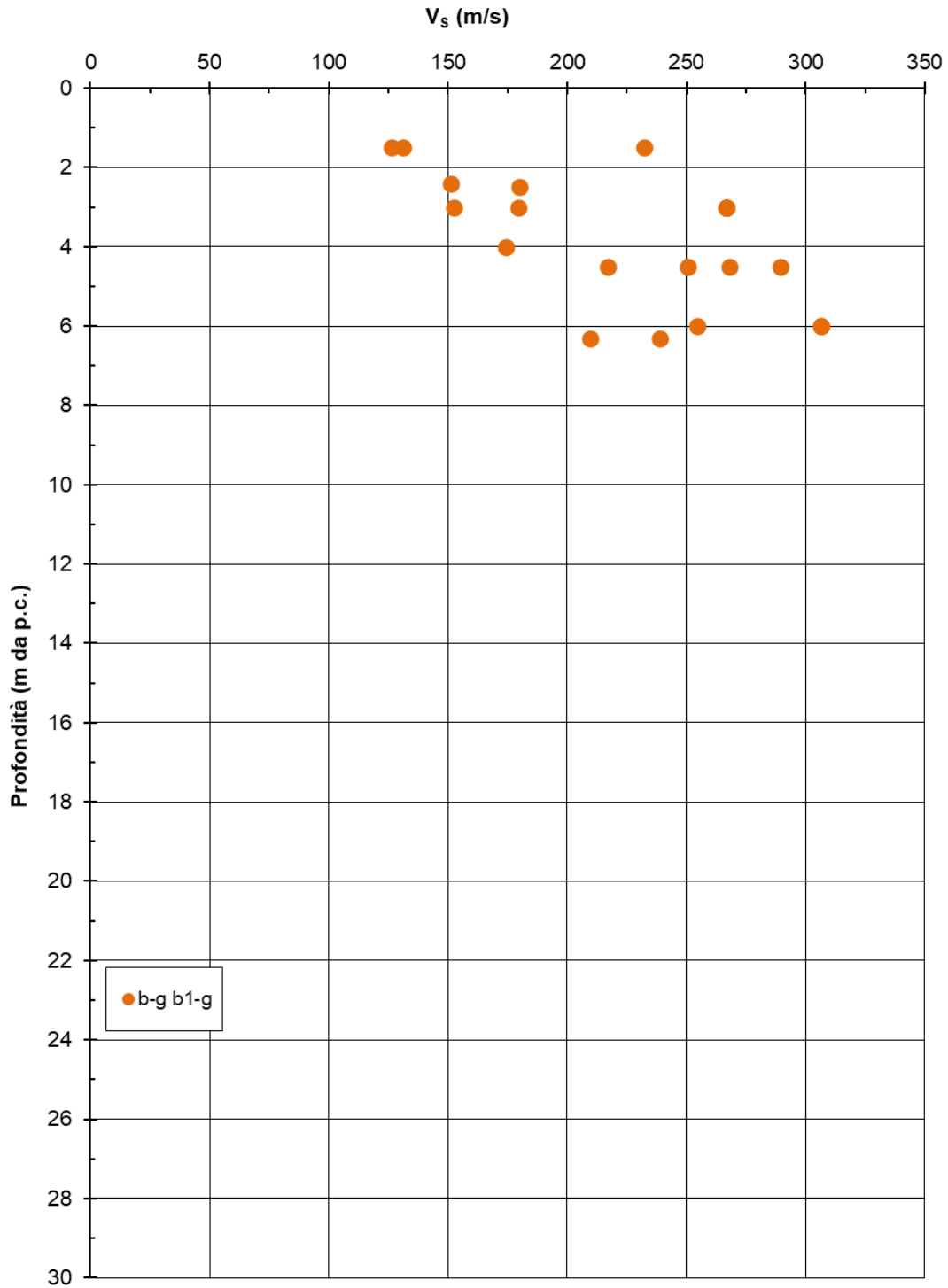


Figura 61: Modulo di taglio a piccole deformazioni da SPT

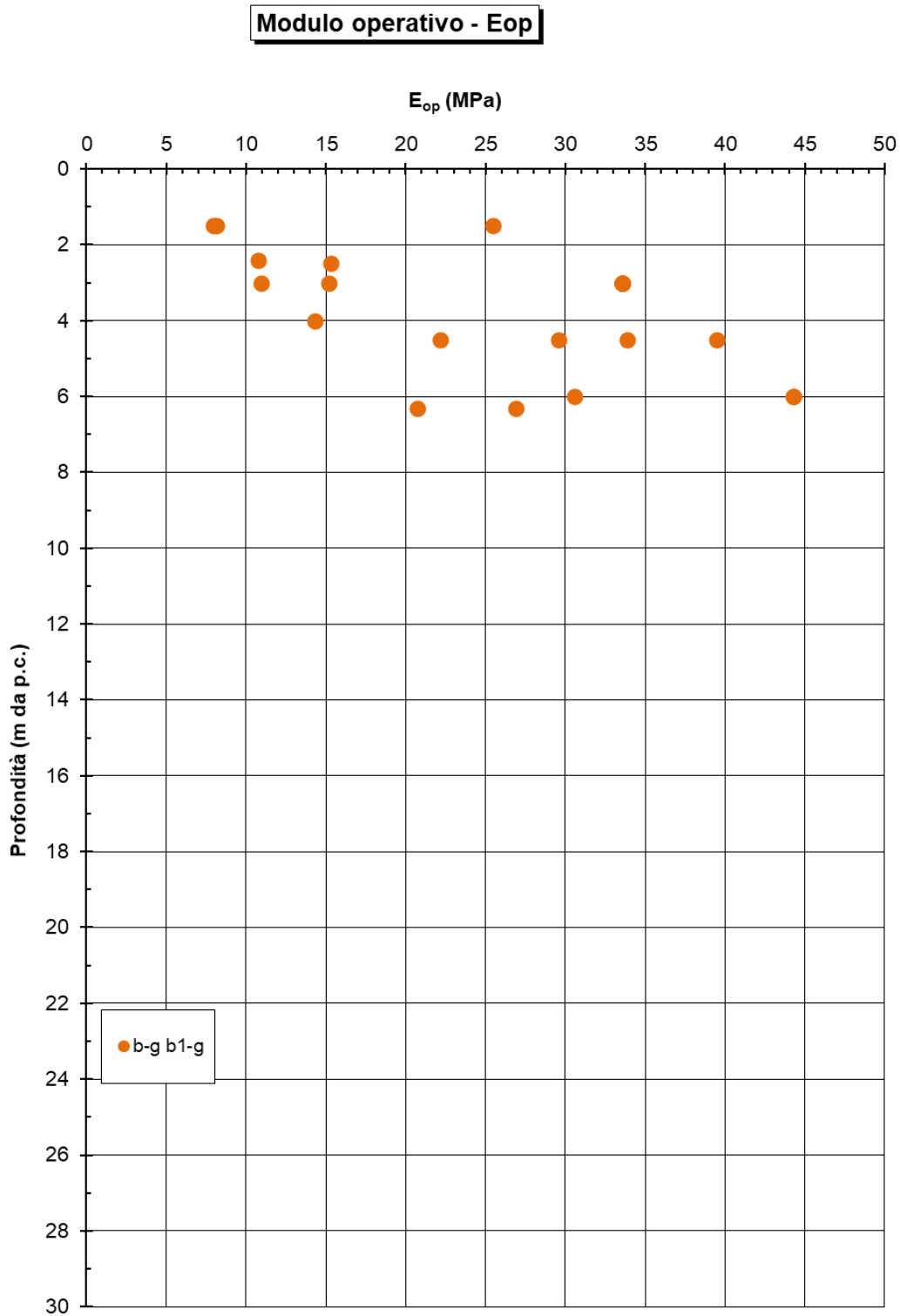


Figura 62: Modulo di Young operativo da SPT

Il litotipo in esame è lo strato più profondo dei Depositi Alluvionali Recenti, costituito dai prodotti della sedimentazione del fiume Tanaro con prevalenza ghiaioso sabbiosa.

Come si evince dai grafici precedenti:

- N_{SPT} : 20-50
- Densità relativa 60-90%
- Angolo di resistenza al taglio: $34\div 40^\circ$
- Velocità delle onde di taglio: 150-270 m/s
- Modulo di taglio a piccole deformazioni: $40\div 140$ MPa
- Modulo di Young operativo: $10\div 35$ MPa

6.4.2. Risultati indagini sismiche

Sulla base dei risultati delle prove Down Hole e Cross Hole condotte su alcuni fori di sondaggio (vedi specifico elaborato di progetto), sono stati determinati i valori del Modulo di Young e del Modulo di Taglio a piccole deformazioni (E_0 , G_0) con la profondità. A partire da questi, nella figura successiva, si riporta un grafico dell'andamento del modulo di taglio G_0 stralciando il tratto di interesse per il litotipo b e b1.

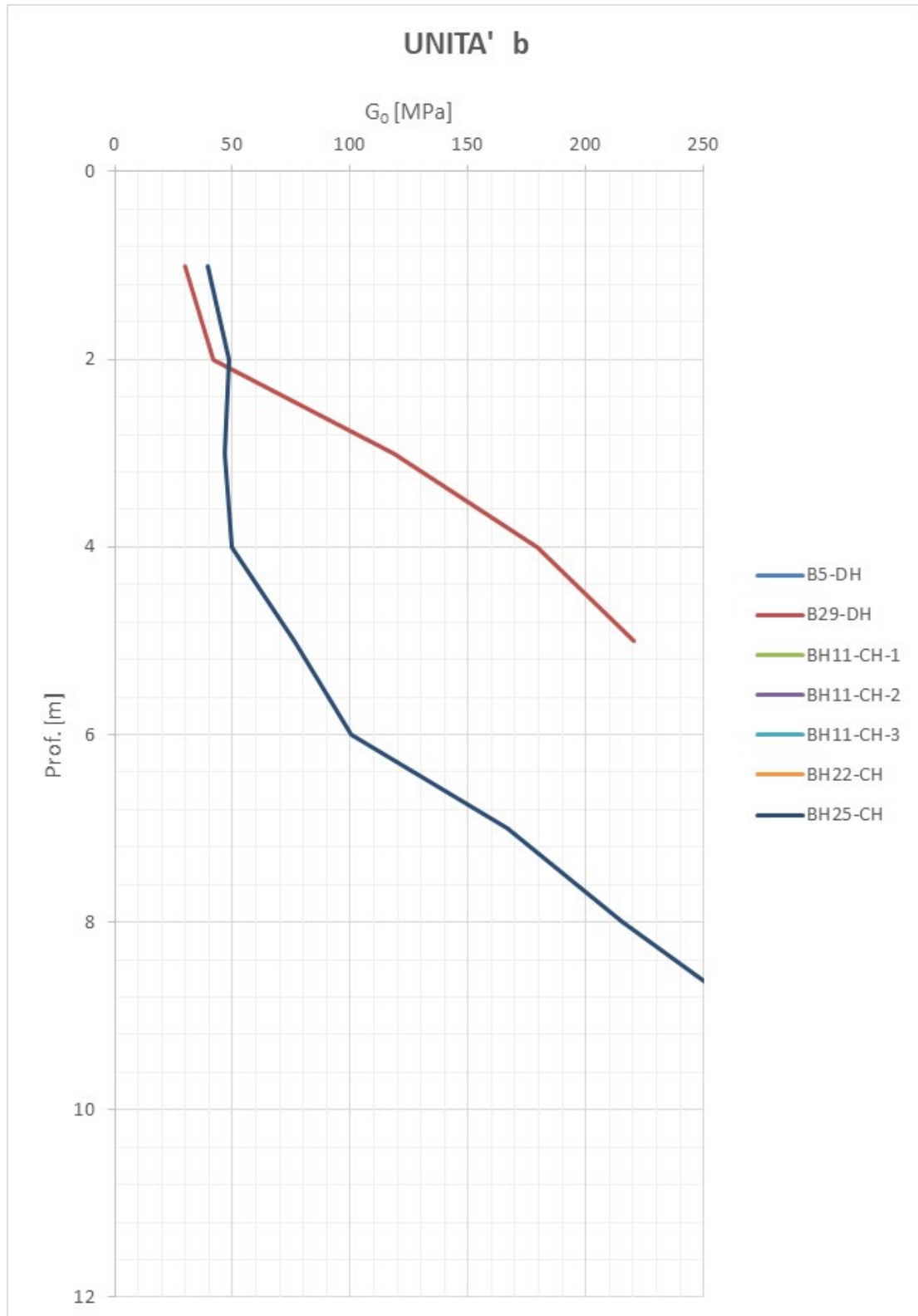


Figura 63: Modulo di taglio a piccole deformazioni da sismica in foro

Le prove in sito per la misura dei parametri dinamici, disponibili per questo litotipo, sono la B25-CH e la B29-DH che sono ubicate la prima a ovest del canale Enel, la seconda ad est. Come si evince il litotipo con maggiore prevalenza di materiali a grana grossa (b-g, b1-g) presenta valori di G_0 evidentemente superiori, dell'ordine di 100 - 200 Mpa, tutto sommato in linea a quanto ricavato con la correlazione di Ohta e Goto.

6.4.3. Risultati prove di laboratorio

Non sono disponibili per questo litotipo prove di laboratorio significative.

6.5. UNITÀ SAF

La caratterizzazione geotecnica del litotipo è stata condotta sulla scorta delle risultanze delle indagini in sito (SPT e Sismiche) e di laboratorio. Dall'analisi complessiva di tutti i dati vengono poi definiti i range di valori caratteristici da attribuire al materiale.

6.5.1. Risultati prove SPT

A partire dal quadro complessivo delle prove penetrometriche dinamiche SPT, vedi Allegato 1, nella seguente figura si riporta un grafico di sintesi dei valori di SPT che interessano il solo litotipo in esame:

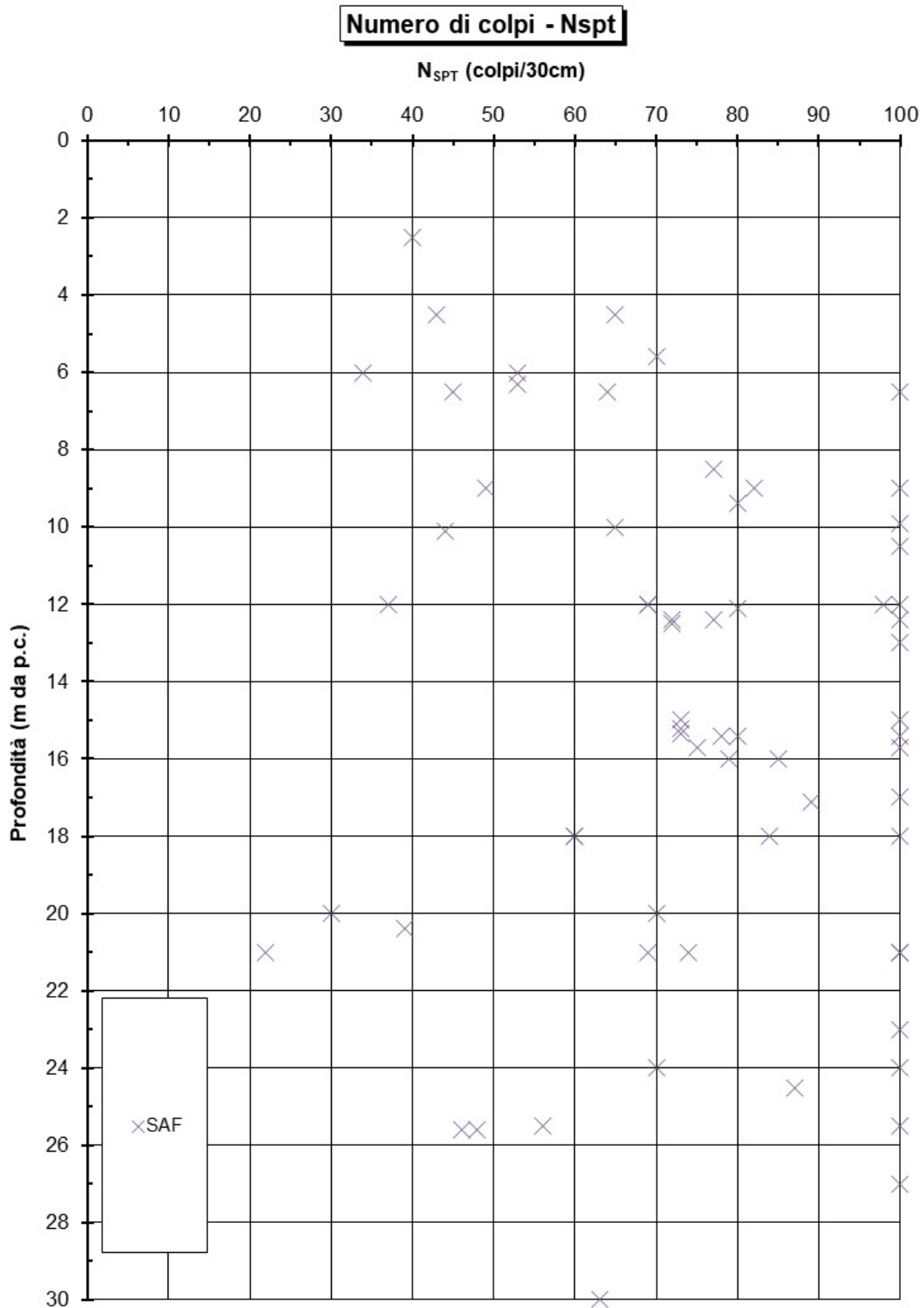


Figura 64: Valori di SPT

Il litotipo in esame è l'unità SAF, ovvero la Formazione di Sant'Agata Fossili, costituita da peliti con abbondante contenuto di carbonati, marne e marne argillose compatte che tendono ad assumere una consistenza tenera quando alterate. I valori di resistenza al taglio non drenata e di Modulo di taglio a piccole deformazioni ricavati dall'interpretazione delle prove SPT sono riportati nelle figure seguenti:

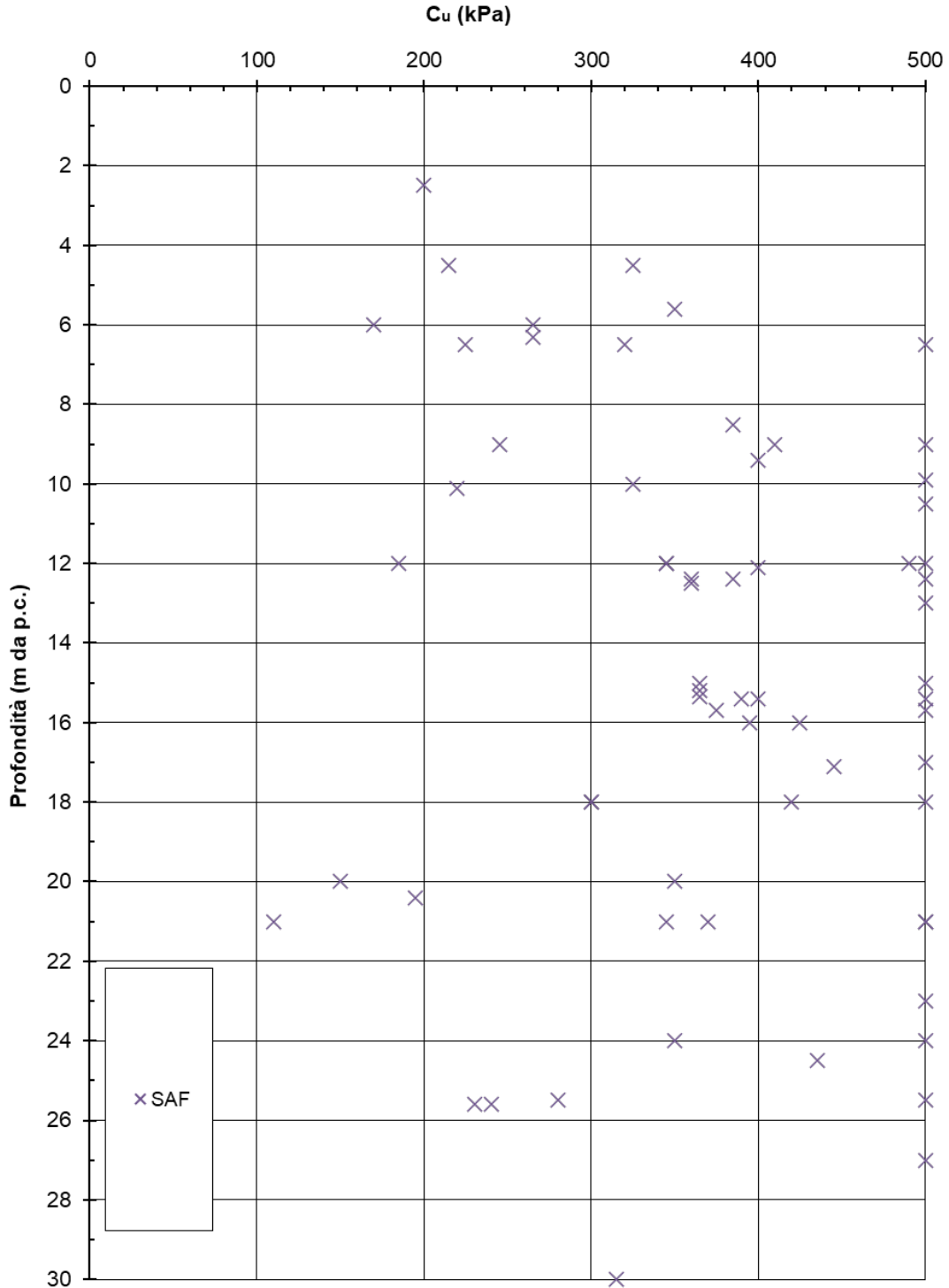
Resistenza a taglio non drenata - C_u


Figura 65: Resistenza a taglio non drenata da SPT

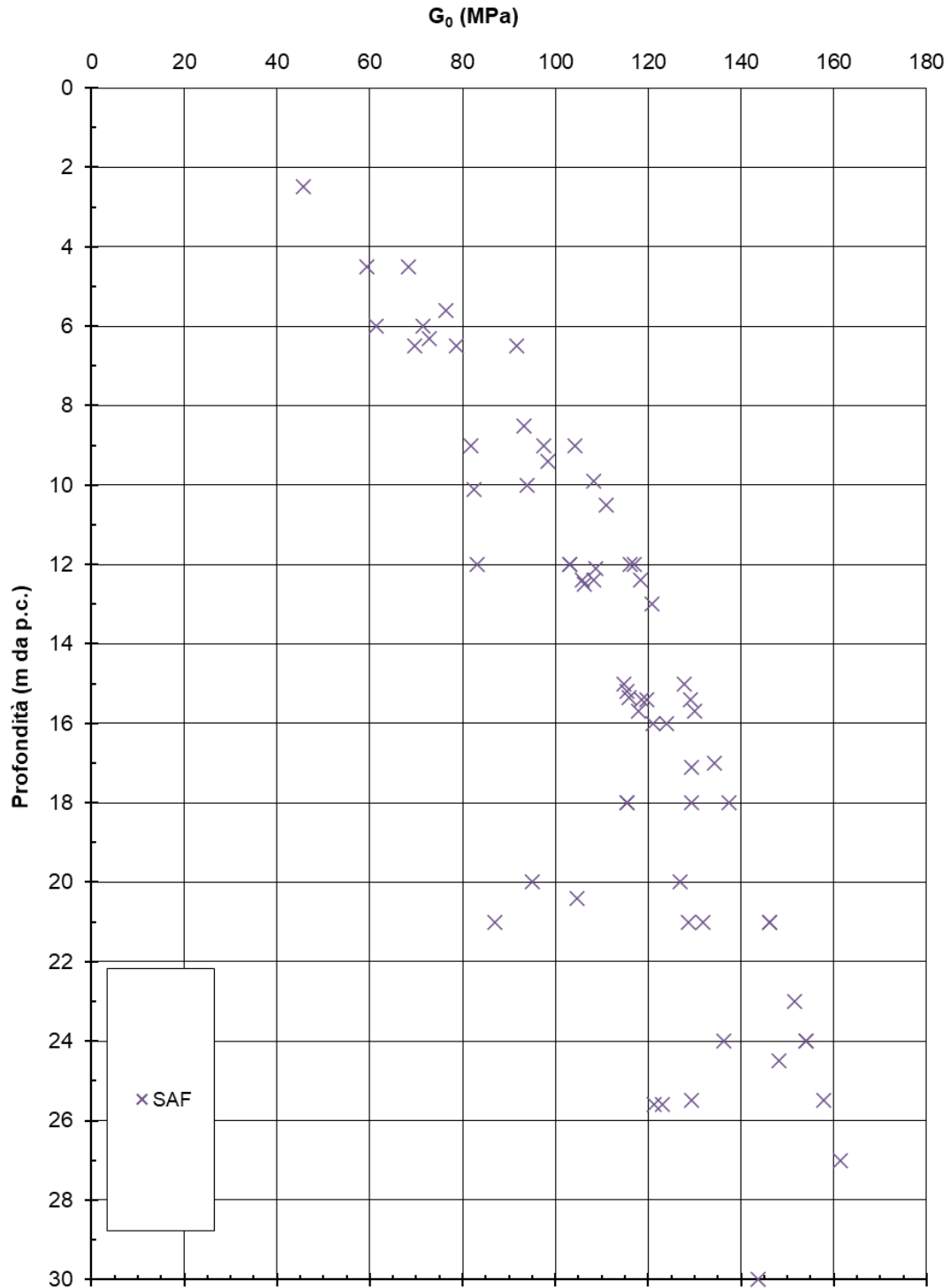
Modulo di taglio iniziale - G₀


Figura 66: Modulo di taglio a piccole deformazioni da SPT

Come si evince dal grafico precedente, trascurando i valori più alti di c_u che sono relativi ai valori a rifiuto delle SPT, è possibile stimare cautelativamente un range di valori di resistenza al taglio non drenata pari a:

- $c_u = 150\div 300$ kPa per $z = 0\div 10$ m
- $c_u = 350\div 500$ kPa per $z = > 10$ m

I valori di Modulo di taglio a piccole deformazioni sono:

- $G_0 = 40\div 140$ MPa

6.5.2. Risultati indagini sismiche

Sulla base dei risultati delle prove Down Hole e Cross Hole condotte su alcuni fori di sondaggio (vedi specifico elaborato di progetto), sono stati determinati i valori del Modulo di Young e del Modulo di Taglio a piccole deformazioni (E_0 , G_0) con la profondità. A partire da questi, nella figura successiva, si riporta un grafico dell'andamento del modulo di taglio G_0 stralciando i soli tratti di interesse del litotipo in esame:

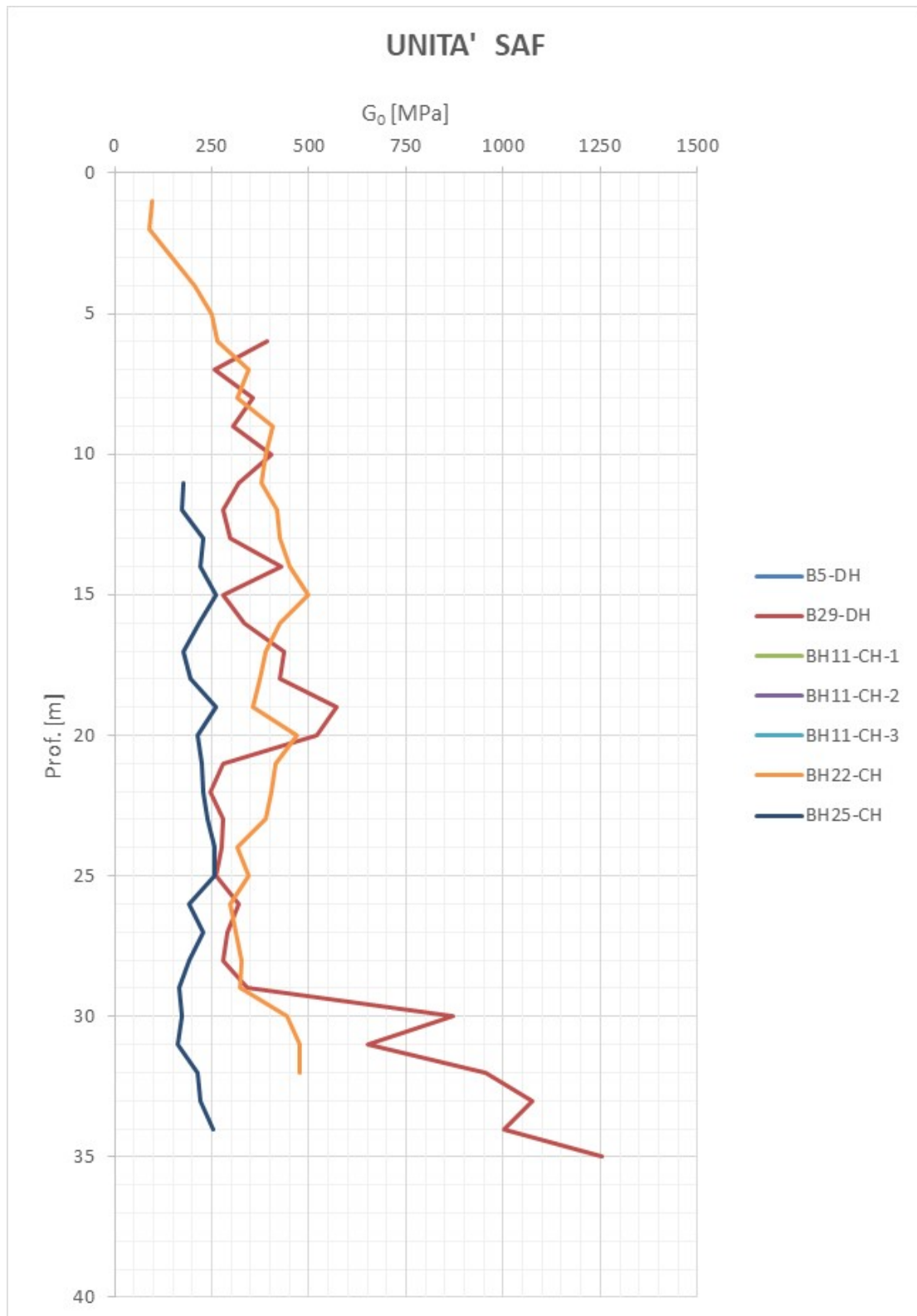


Figura 67: Modulo di taglio a piccole deformazioni da sismica in foro

Come si evince tutte le prove (DH e CH) forniscono un chiaro andamento del modulo G_0 con la profondità. Pertanto è possibile distinguere 2 range di valori del modulo di taglio:

- $G_0 = 200\div 500$ MPa per $z = 0 \div 30$ m
- $G_0 = 700\div 1200$ MPa per $z > 30$ m.

6.5.3. Risultati prove di laboratorio

Le prove di laboratorio eseguite sui campioni appartenenti al litotipo in esame (in Allegato 2 è riportato il quadro complessivo delle prove di laboratorio eseguite nelle varie campagne d'indagine) hanno consentito la determinazione dei seguenti parametri:

- Peso dell'unità di volume (Figura 62);
- Contenuto d'acqua naturale (Figura 63);
- Indice dei vuoti (Figura 64);
- Stato iniziale sul piano di Burland (Figura 65)
- Limite liquido (Figura 66);
- Limite plastico (Figura 67);
- Indice di Plasticità (Figura 68);
- Carta di plasticità di Casagrande (Figura 69);
- Angolo di resistenza al taglio (Figura 70);
- Coesione drenata (Figura 71);
- Resistenza al taglio non drenata (Figura 72);
- Coefficiente di Compressione C_C (Figura 73);
- Coefficiente di Ricompressione C_R (Figura 74);

Di seguito si riportano le figure suddette.

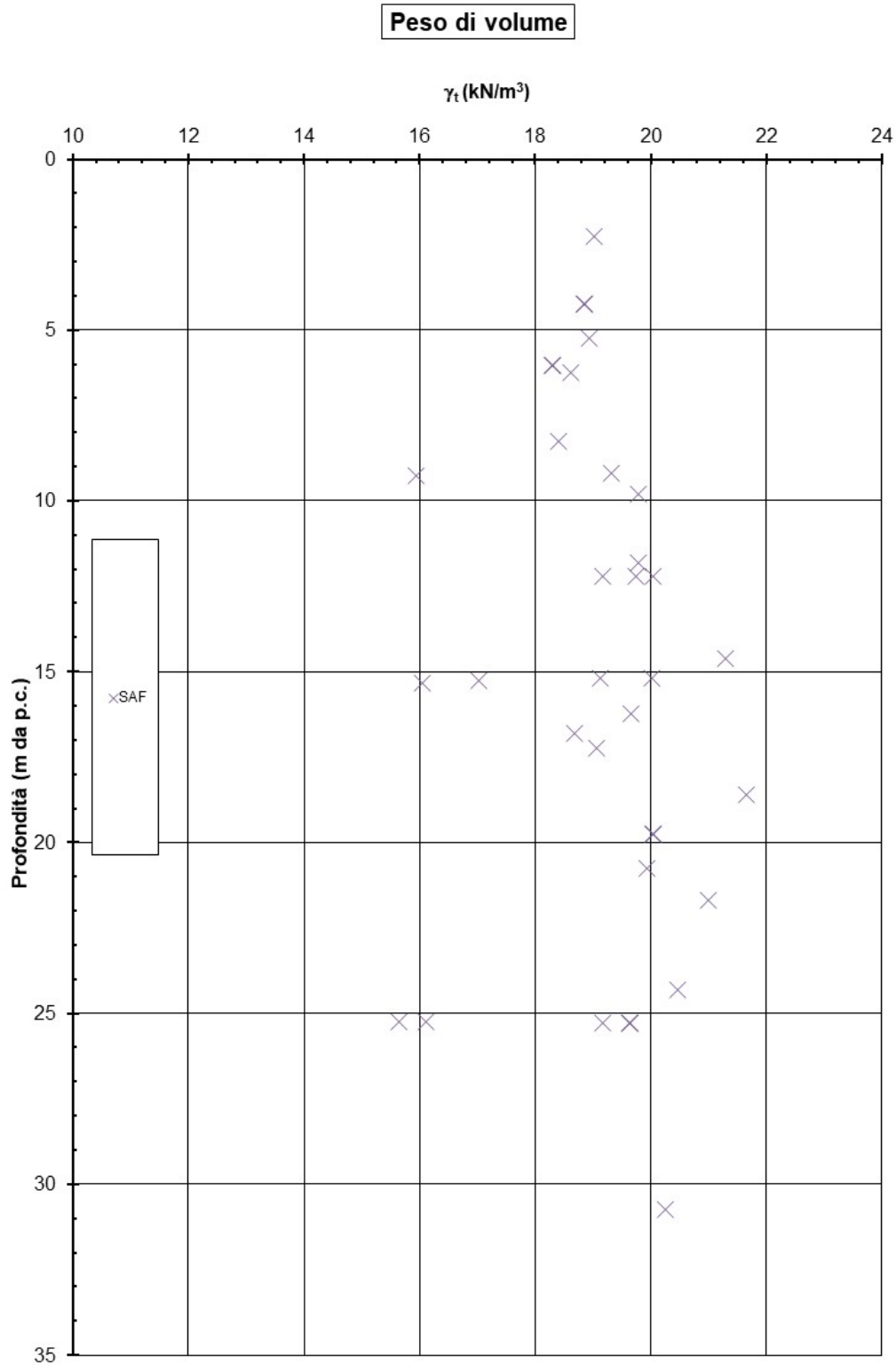


Figura 68: Peso dell'unità di volume

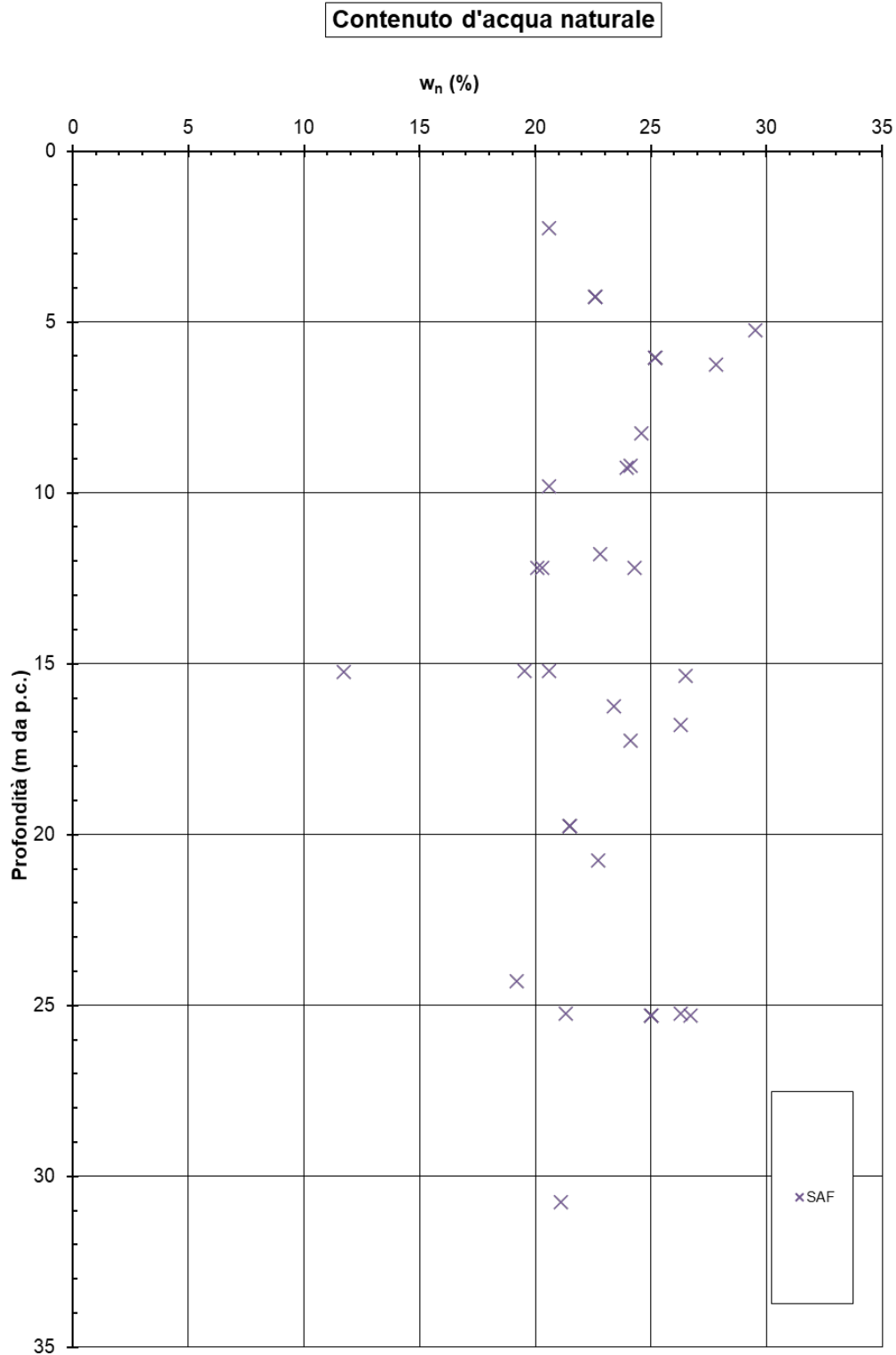


Figura 69: Contenuto d'acqua naturale

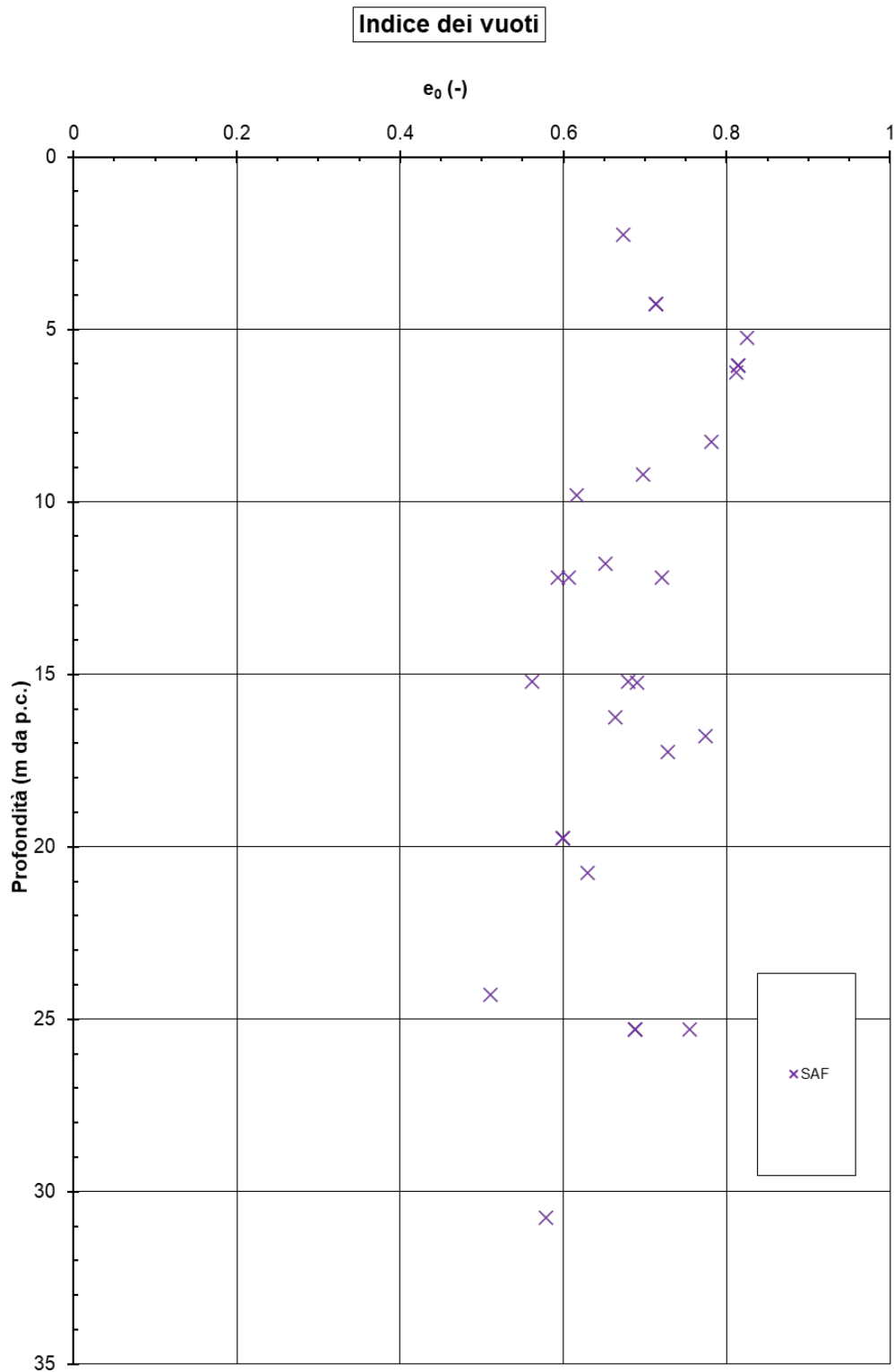


Figura 70: Indice dei vuoti

Indice dei vuoti in sito e linea di compressibilità intrinseca

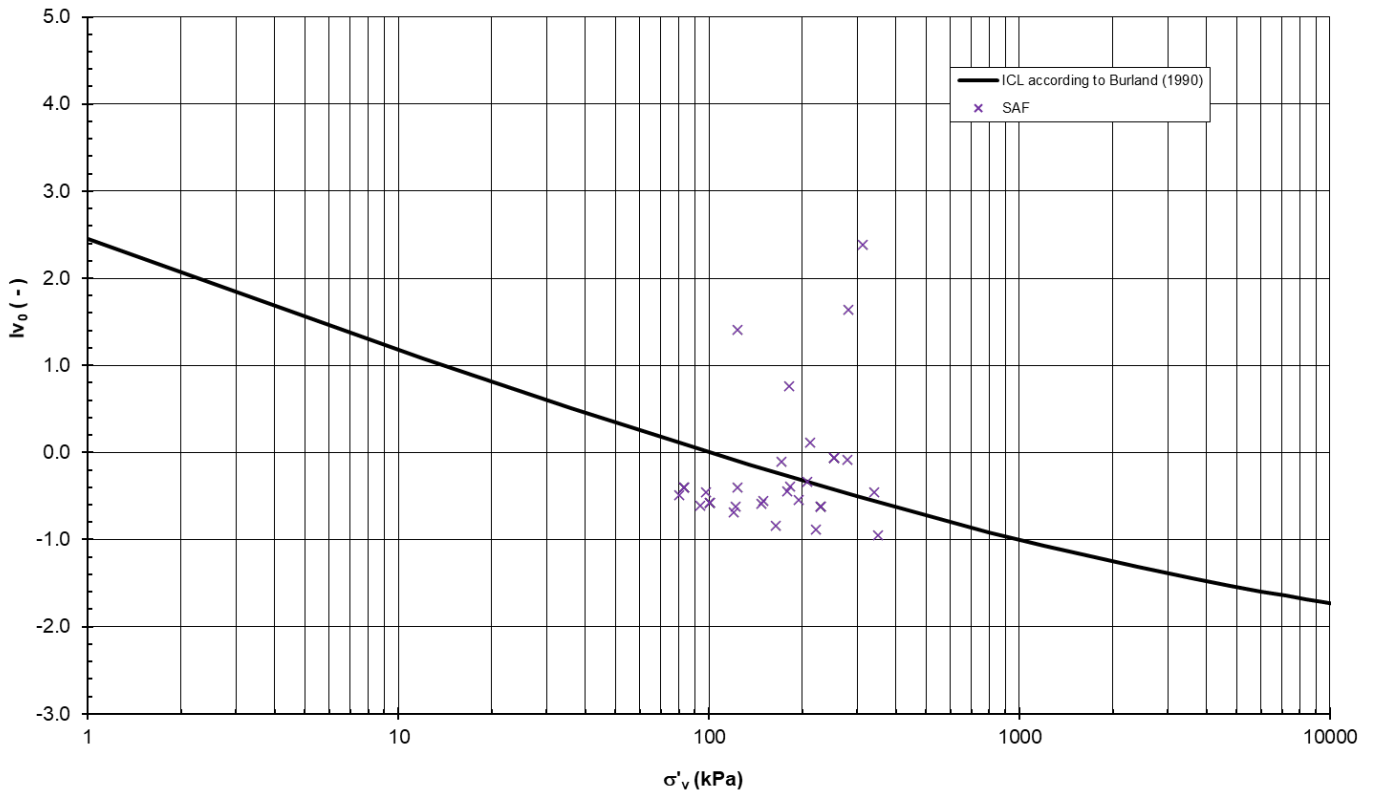


Figura 71: Stato in sito sul piano di Burland

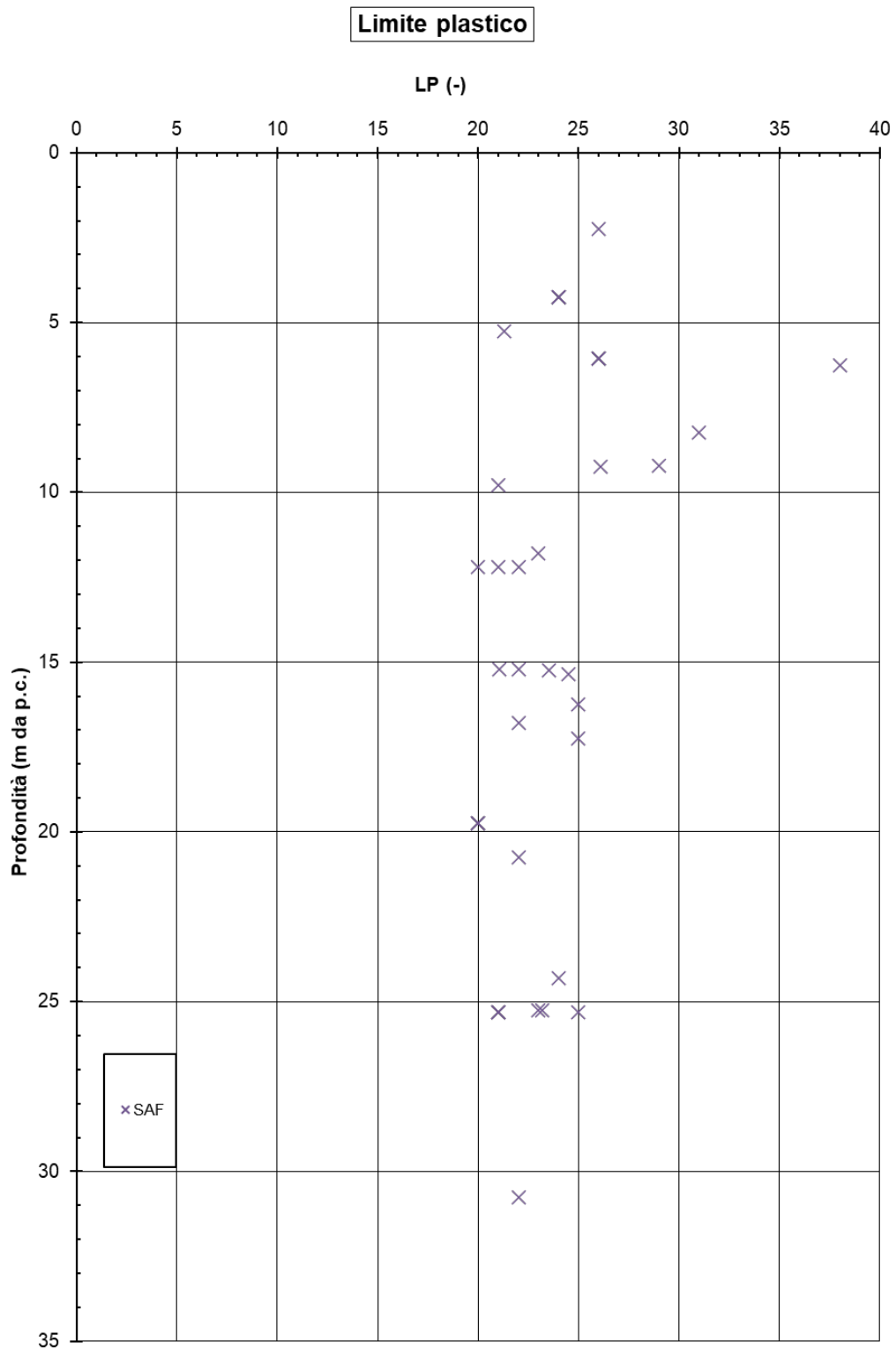


Figura 72: Limite Liquido

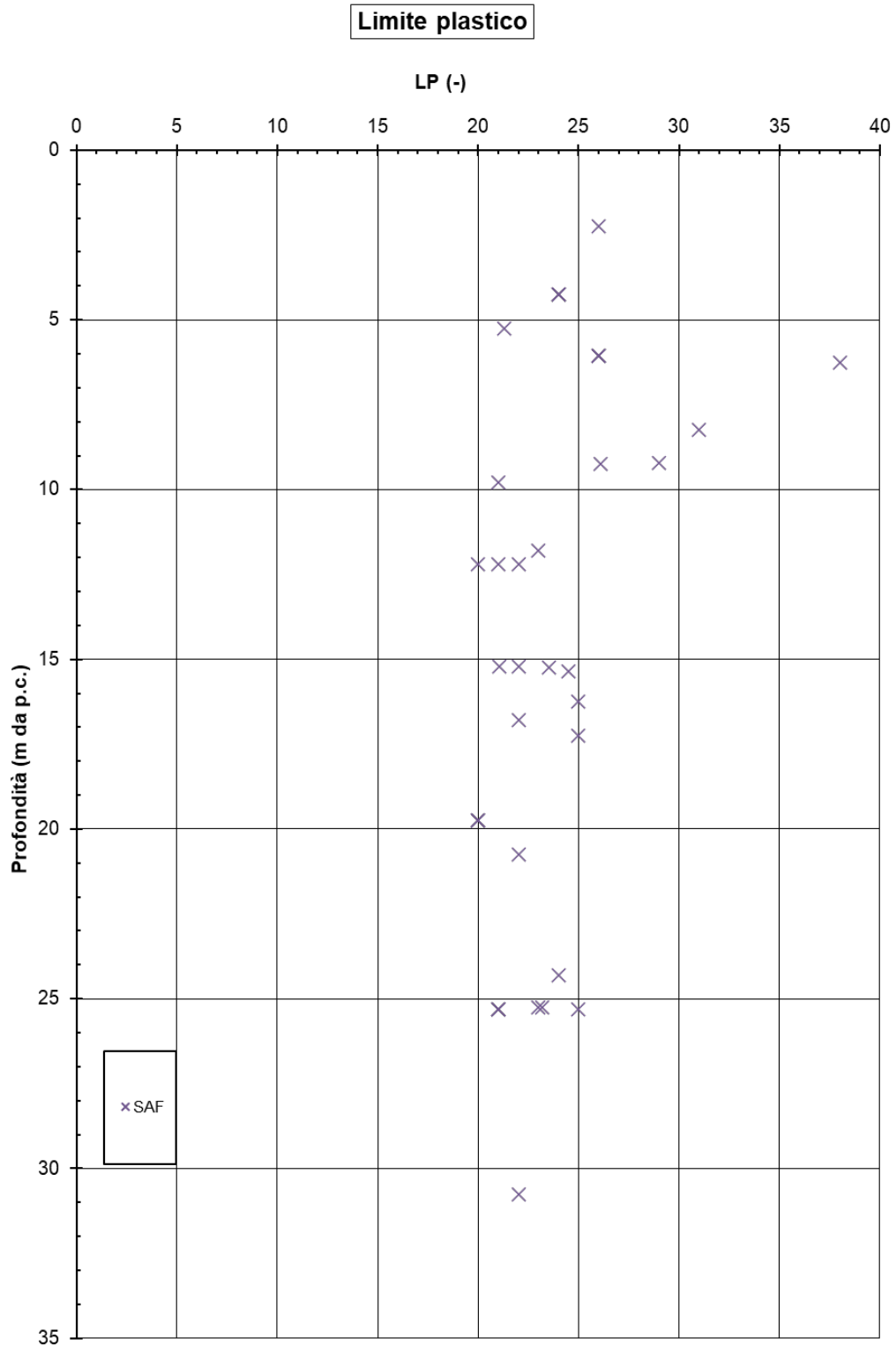


Figura 73: Limite Plastico

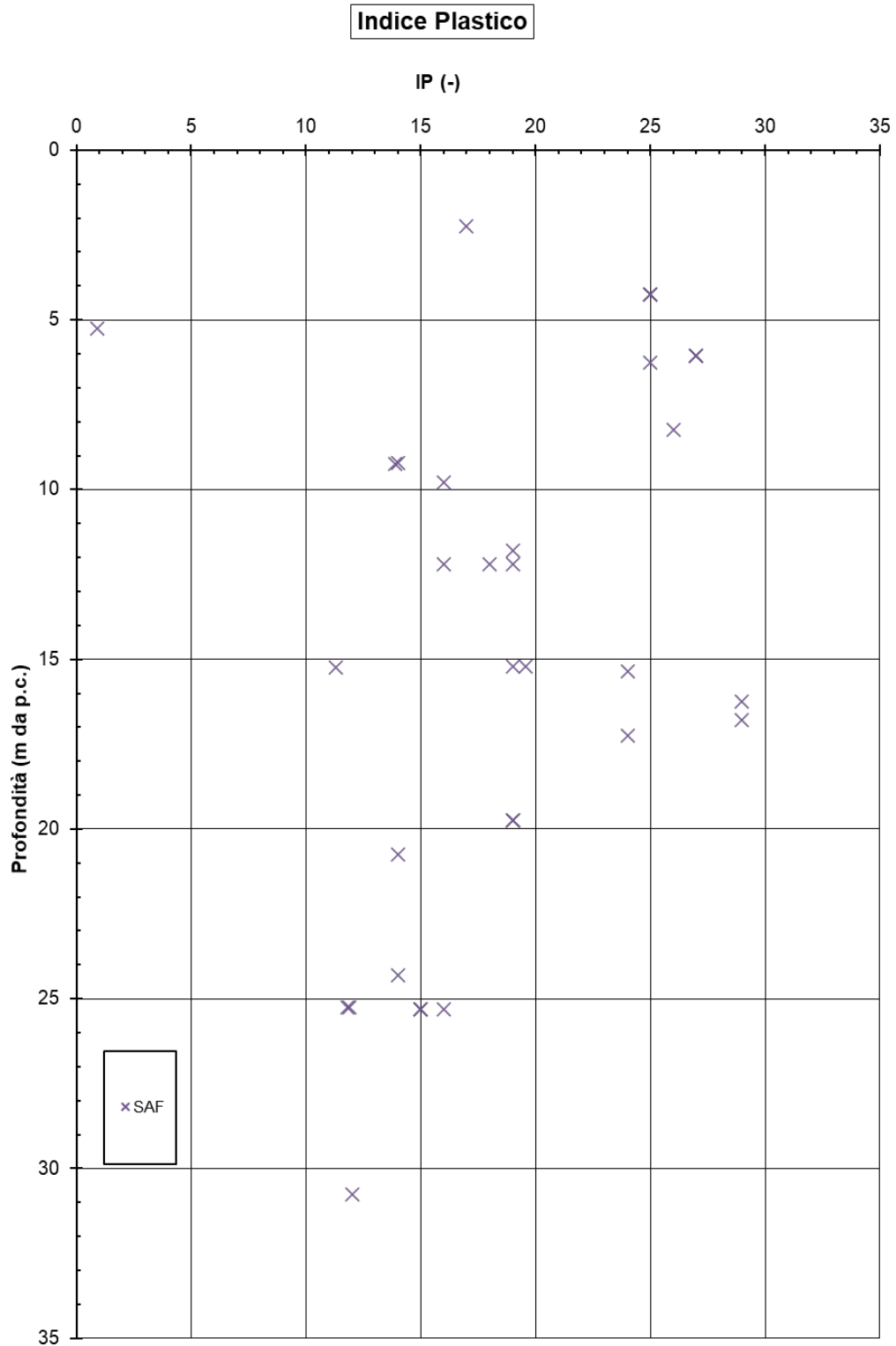


Figura 74: Indice di Plasticità

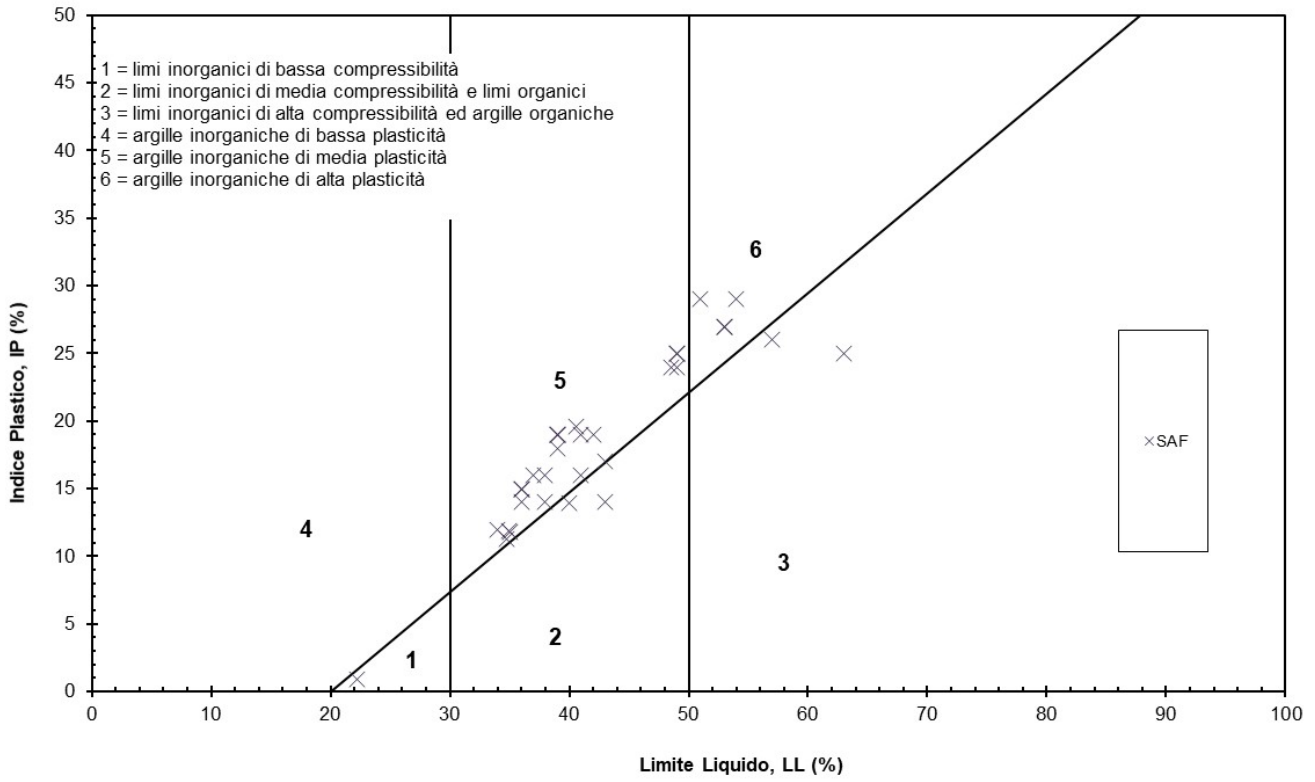
Carta di Casagrande


Figura 75: Carta di plasticità di Casagrande

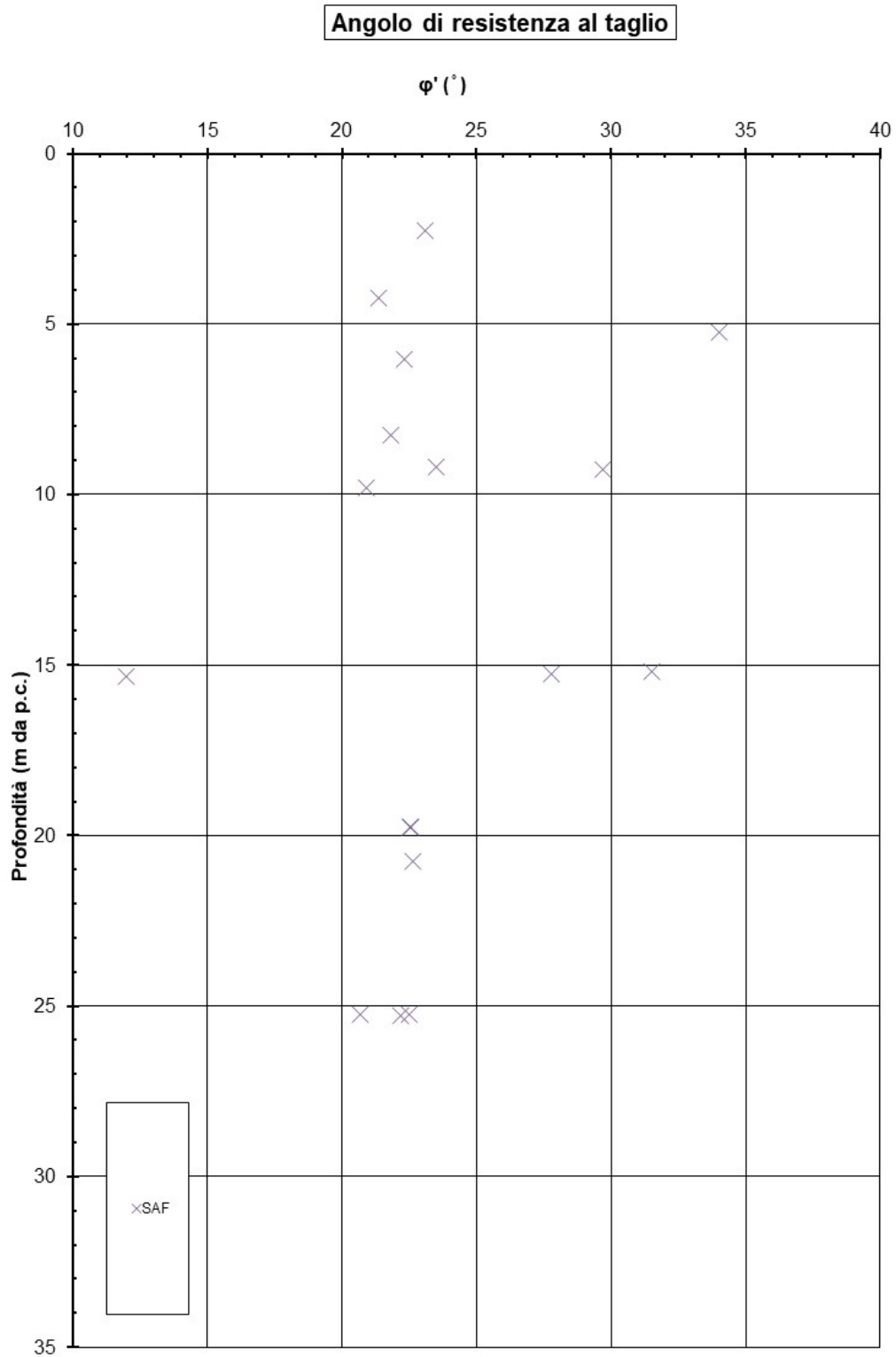


Figura 76: Angolo di resistenza al taglio

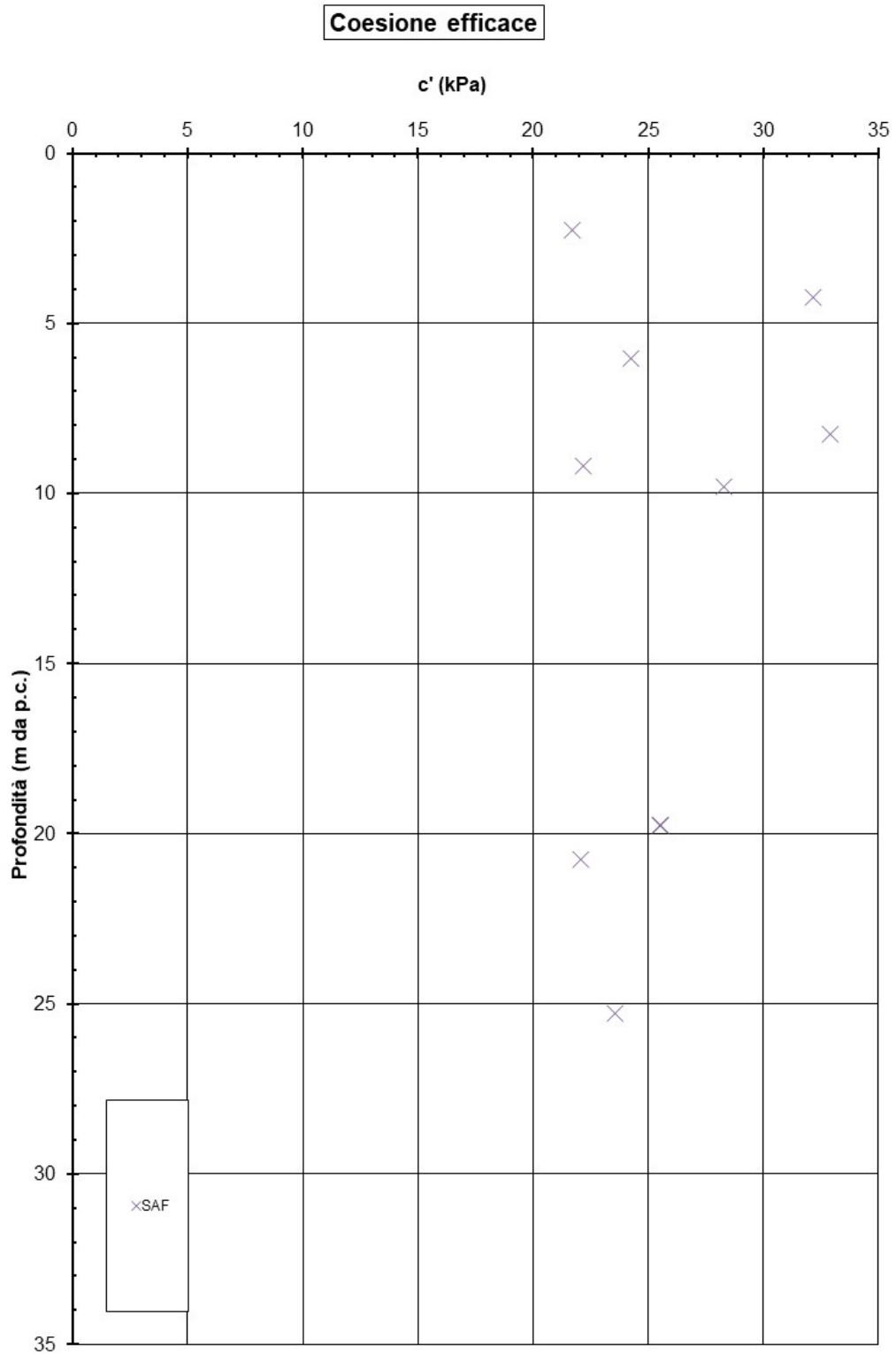


Figura 77: Coesione drenata

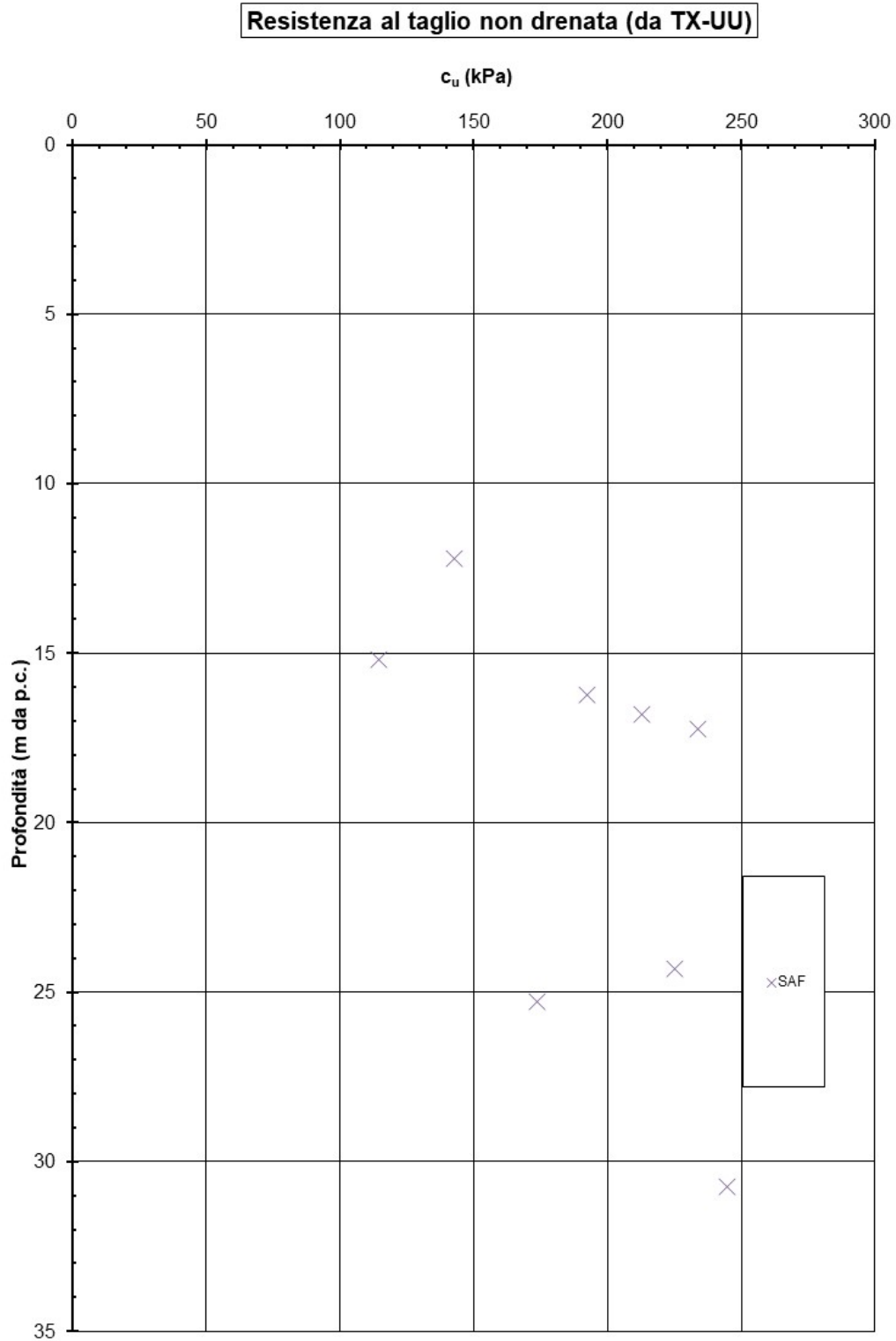
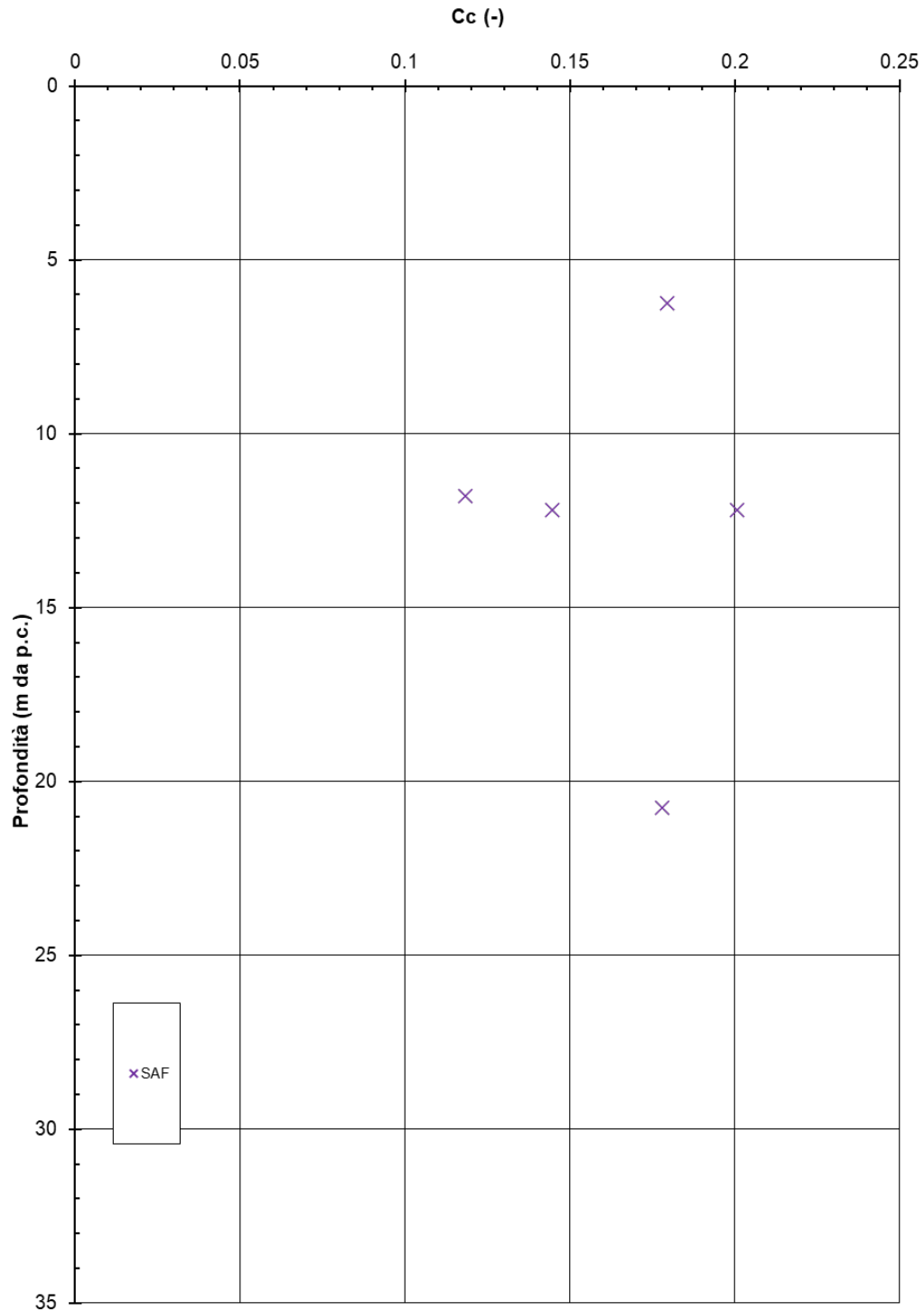


Figura 78: Resistenza a taglio non drenata

Prove edometriche - Coefficiente di Compressione*Figura 79: Coefficiente di Compressione C_c da prove edometriche*

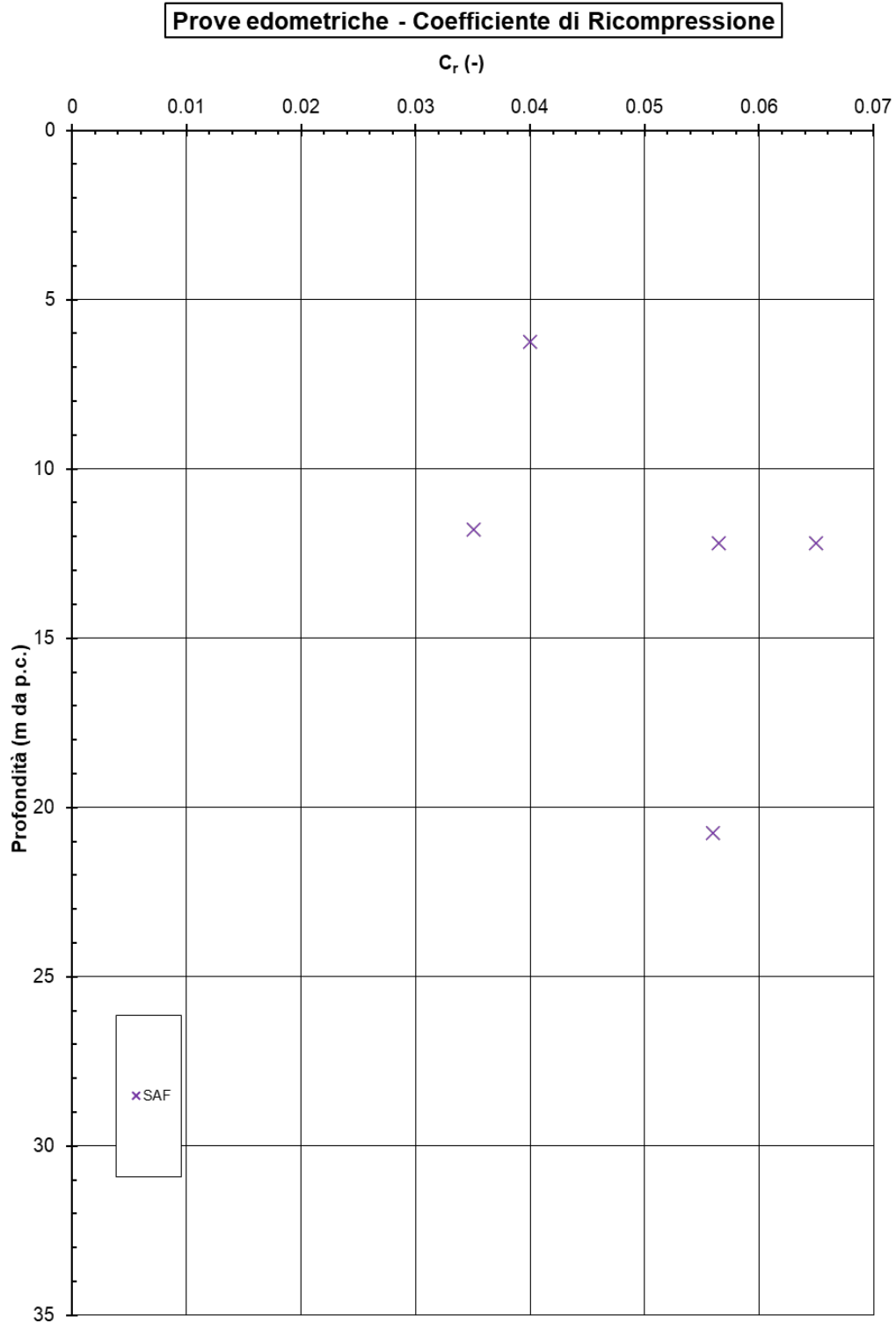


Figura 80: Coefficiente di Ricomprensione C_R da prove edometriche

A partire dai precedenti grafici si ha:

- Peso dell'unità di volume: 17÷22 kN/m³
- Contenuto d'acqua naturale: 18÷25%
- Limite liquido: 35÷60
- Limite plastico: 20÷30
- Indice di Plasticità: 10÷30
- Carta di plasticità di Casagrande: classe 5-6
- Angolo di resistenza al taglio: 20÷25°
- Coesione drenata: 20÷32 kPa
- Resistenza al taglio non drenata: 100÷250 kPa

Infine dalle analisi delle prove di laboratorio, in particolare delle prove edometriche, si possono definire i seguenti parametri necessari alla stima dei cedimenti:

- Coefficiente di Compressione $C_C = 0.118-0.201$
- Coefficiente di Ricompressione $C_R = 0.035-0.065$
- Indice dei vuoti $e_0 = 0.7$
- Grado di sovraconsolidazione $OCR = 2$

In particolare, analizzando lo stato del materiale in sito sul piano di Burland (vedi Figura 65), il materiale risulta tipicamente meccanicamente sovraconsolidato (materiali tipo B1, come da Figura 1), con grado di sovraconsolidazione stimato come $\sigma'_{vICL}/\sigma'_{v0}$ (vedi sempre Figura 1) dell'ordine di 2. I punti sopra la linea di compressibilità intrinseca ICL sono poco significativi in quanto provenienti da campioni prelevati a profondità importanti in sondaggi piuttosto lontani dal tracciato e considerati comunque poco rappresentativi del comportamento generale del litotipo in questione, in confronto anche con i valori di N_{spt} tipicamente elevati come mostrato in Figura 58.

7. SINTESI DEI PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI

Sviluppati i dati delle indagini in situ ed in laboratorio, come illustrato nel capitolo precedente, si precede ad una interpretazione complessiva che sintetizzi i vari risultati in un'unica caratterizzazione geotecnica per ciascun litotipo.

Di seguito pertanto si riporta la parametrizzazione geotecnica dei vari materiali interessati dal progetto.

7.1. UNITÀ CCS

Consiste in limi da debolmente sabbiosi a sabbiosi, passanti verso il basso a limi argillosi ed argilla marnosa da consistente a molto consistente e depositi granulari fini sovrapposti, nel settore ovest del rilievo, all'unità gessosa. A tratti è riconoscibile un assetto stratificato in strati molto sottili, evidenziato dalla presenza di livelli di sabbia fine che spesso presentano patine di alterazione marrone-ocra attribuibili a circolazione di acqua.

Dalle analisi granulometriche si evince un contenuto di limo compreso tra 50÷75% mentre nella parte rimanente prevale una matrice sabbiosa nei metri superficiali dello strato (0÷5 m circa) e via via una matrice più argillosa con la profondità. Tale considerazione viene inoltre confermata dalle risultanze delle prove sismiche in foro che forniscono un modulo di taglio G_0 crescente con la profondità e variabile da un minimo di 200 MPa negli spessori superficiali ad un massimo di circa 700 MPa in profondità.

I valori del contenuto naturale d'acqua (12÷30%) sono mediamente inferiori o uguali al limite plastico (15÷30%). I valori di indice di plasticità variabili dal 10% al 30%, con riferimento alla Carta di plasticità di Casagrande che evidenzia una concentrazione di risultati in classe 5, fa sì che i materiali analizzati sono da considerare come argille di media plasticità.

Relativamente ai parametri di resistenza del litotipo in facies coesiva la resistenza al taglio non drenata varia da 100÷200 kPa, in accordo anche con le risultanze delle prove SPT, mentre il modulo edometrico risulta compreso tra 6÷9 MPa. Considerando invece i parametri di resistenza efficaci solo per i tratti con facies sabbiosa (limitati), l'angolo di resistenza al taglio e la coesione in facies limo/argillosa risultano rispettivamente compresi tra 21÷26° e 20÷25 kPa.

Dalle analisi chimiche del terreno si evidenzia un pH pressoché neutro con presenza di solfiti, sostanze organiche e carbonati in percentuale variabile rispettivamente pari a esigua 0.05÷0.09%, 0.80÷1.70% e 12÷33%.

Fatte le suddette considerazioni e sovrapposti tutti i dati ad oggi disponibili delle varie campagne di indagini, di seguito si riporta una sintesi dei parametri geotecnici caratteristici del litotipo CCS:

- Peso dell'unità di volume $\gamma = 18\div 22 \text{ kN/m}^3$
- Indice di Plasticità: $IP = 10\div 30$
- Angolo di resistenza al taglio: $\varphi' = 22\div 24^\circ$
- Coesione drenata: $c' = 0\div 30 \text{ kPa}$
- Resistenza al taglio non drenata: $c_u = 100\div 200 \text{ kPa}$
- Coefficiente di Poisson: $\nu = 0.25\div 0.30$
- Modulo elastico di Young: $E' = 7\div 40 \text{ MPa}$
- Coefficiente di Compressione $C_C = 0.11\div 0.19$
- Coefficiente di Ricompressione $C_R = 0.030\div 0.055$
- Indice dei vuoti $e_0 = 0,65$
- Grado di sovraconsolidazione $OCR = 3$

7.2. UNITÀ GES

Consiste di corpi gessosi litoidi con spessore sino ad alcuni metri, limi argillosi con intercalato gesso in livelli da millimetri a decimetrici, argille marnose con inclusi di gesso. Il gesso si presenta ben cristallizzato, in individui con dimensioni da submillimetriche (GES 2) a decimetriche (GES 1), generalmente caratterizzati da evidenti superfici di sfaldatura.

Dalle analisi granulometriche si evince un contenuto di limo compreso tra 60÷80% mentre la parte rimanente consta di materiale sabbioso per gli strati più superficiali (GES 2) e di matrice argillosa invece per gli strati profondi (GES 1).

Tale distinzione dei 2 membri del GES risulta evidente nelle risultanze di seguito illustrate così come anche evidenziato nel Profilo Geotecnico di Progetto.

I valori del contenuto naturale d'acqua (16÷25%) sono mediamente inferiori o uguali al limite plastico (20÷30%). I valori di indice di plasticità per i primi 15÷20 m di spessore (GES 2) risultano variabili dal 25% al 35% e con riferimento alla Carta di plasticità di Casagrande che evidenzia una concentrazione di risultati in classe 6, fa sì che i materiali analizzati sono da considerare come argille di media/alta plasticità. Gli strati più profondi (GES 1) invece presentano valori di indice di plasticità variabili dal 10% al 20% e con riferimento alla Carta di plasticità di Casagrande che evidenzia una concentrazione di risultati in classe 5, fa sì che i materiali analizzati sono da considerare come argille di media plasticità.

Relativamente ai parametri di resistenza del litotipo si riscontra un angolo di attrito interno ed una coesione drenata pressoché uniforme nei 2 membri di GES rispettivamente compresi tra 24÷27° e 15÷20 kPa. Per la resistenza a taglio non drenata c_u invece si riscontrano significative differenze tra GES 1 e GES2, infatti in accordo tra prove in situ e di laboratorio il primo strato tra 10÷20 m (GES 2) presenta una variabilità compresa tra 100÷200 kPa mentre a profondità maggiori il litotipo (GES 1) assume valori di coesione non drenata > 350 kPa. Il modulo edometrico è stato stimato sulla sola unità GES 2 e può assumersi cautelativamente compreso tra 5÷6 MPa.

In analogia alla coesione non drenata, possono farsi le medesime considerazioni sul modulo di deformabilità a taglio G_0 che, come si evince dalle risultanze delle prove sismiche in foro, presenta un range di valori compreso tra 300÷750 MPa per i primi 20÷25 m (GES 2) per poi crescere a valori con la profondità (GES 1).

Dalle analisi chimiche del terreno si riscontra la presenza di carbonati in percentuale variabile compresa tra 4÷12%.

Infine dal punto di vista della permeabilità, le indagini pregresse e quelle eseguite nella attuale campagna forniscono i seguenti valori di conducibilità idraulica:

$k = 10^{-7} \div 10^{-8}$ m/s, nei terreni limoso argilloso-marnosi (GES 2);

$k = 10^{-5} \div 10^{-6}$ m/s, nelle intercalazioni a granulometria grossolana (GES 1).

Fatte le suddette considerazioni e sovrapposti tutti i dati ad oggi disponibili delle varie campagne di indagini, di seguito si riporta una sintesi dei parametri geotecnici caratteristici del litotipo GES:

- Peso dell'unità di volume $\gamma = 18 \div 20$ kN/m³ per GES 2
 $\gamma = 20 \div 22$ kN/m³ per GES 1
- Indice di Plasticità: IP = 20÷35 per GES 2
IP = 10÷25 per GES 1
- Angolo di resistenza al taglio: $\phi' = 24 \div 27^\circ$
- Coesione drenata: $c' = 15 \div 20$ kPa

-
- Resistenza al taglio non drenata: $c_u = 100 \div 150$ kPa per GES 2
 $c_u > 150$ kPa per GES 1
 - Coefficiente di Poisson: $\nu = 0.25$
 - Modulo elastico di Young: $E' = 30 \div 60$ MPa per GES 2
 $E' = 60 \div 100$ MPa per GES 1
 - Coefficiente di Compressione $C_C = 0.185$
 - Coefficiente di Ricomprensione $C_R = 0.034$
 - Indice dei vuoti $e_0 = 0.6$
 - Grado di sovraconsolidazione $OCR = 2$

7.3. UNITÀ B-F, B1-F, B-G, B1-G

Sono costituite dai depositi alluvionali attuali, recenti e medio recenti, localizzati al tetto del substrato argilloso-marnoso/argilloso-marnoso-siltoso (SAF). Lo spessore medio significativo è pari a circa 4÷10 m. Le due coppie b-f, b1-f e b-g, b1-g sono geotecnicamente omogenee, quindi saranno caratterizzate senza fare distinzioni. Le unità b-f, b1-f sono costituite da materiali a grana fine (limi e argille), mentre le unità b-g, b1-g sono costituite da materiali a grana grossa (sabbie e ghiaie). Nel tratto a ovest dell'attraversamento del canale ENEL è prevalente la presenza dello strato a grana fine, mentre ad est dello stesso diventa più importante la presenza del sottostante strato a grana grossa (l'unità b1-f è localmente assente).

Le prove di permeabilità condotte nelle pregresse campagne di indagini forniscono per i terreni ghiaioso-sabbiosi e limoso-sabbiosi considerati nel loro insieme valori di k dell'ordine di $10^{-4} \div 10^{-6}$ m/s, dove i valori più alti sono rappresentativi della permeabilità dello strato a grana grossa, mentre quelli più bassi sono rappresentativi della permeabilità dello strato a grana fine.

Fatte le suddette considerazioni e sovrapposti tutti i dati ad oggi disponibili delle varie campagne di indagini, di seguito si riporta una sintesi dei parametri geotecnici caratteristici del litotipo b:

- Peso dell'unità di volume $\gamma = 18 \div 19$ kN/m³
- Angolo di resistenza al taglio: $\varphi' = 21^\circ$ per lo strato b-f, b1-f
 $\varphi' = 34 \div 38^\circ$ per lo strato b-g, b1-g
- Coesione drenata: $c' = 0$ kPa per entrambi gli strati b-f, b1-f e b-g, b1-g
- Coesione non drenata: $c_u = 20 \div 35$ kPa
- Coefficiente di Poisson: $\nu = 0.25$
- Modulo elastico di Young: $E' = 2 \div 3.5$ MPa per lo strato b-f, b1-f
 $E' = 10 \div 30$ MPa per lo strato b-g, b1-g

7.4. UNITÀ SAF

Questa unità, relativa alle Marne di S. Agata Fossili, presenta una sequenza argilloso-marnosa che comprende argille marnose e marne argilloso-siltose con sottili livelli di limo e sabbia, da molto a estremamente consistenti, a tratti semilitoidi.

Dalle analisi granulometriche si evince un contenuto di limo compreso tra 65÷85% mentre la parte rimanente consta di argille; solo localmente nei primi metri dello strato si presentano materiali sabbiosi.

I valori del contenuto naturale d'acqua (18÷57%) sono mediamente uguali al limite plastico (20÷30%). I valori di indice di plasticità risultano variabili in un range ampio che va dal 10% al 30% e con riferimento alla Carta di plasticità di Casagrande che evidenzia una concentrazione di risultati in classe 5-6, i materiali analizzati possono considerarsi come argille di media/alta plasticità.

Relativamente ai parametri di resistenza del litotipo, la resistenza al taglio non drenata risulta crescente con la profondità in un ampio range che varia da 150÷500 kPa; il modulo edometrico risulta compreso tra 6÷9 MPa. Considerando invece i parametri di resistenza efficaci l'angolo di attrito interno e la coesione risultano rispettivamente compresi tra 20÷25° e 20÷30 kPa.

In termini di parametri di deformabilità, a partire dalle risultanze delle prove sismiche in foro, il modulo di taglio G_0 risulta avere un valore crescente con la profondità compreso tra 200÷500 MPa fino a 30 m circa dal piano campagna per poi aumentare repentinamente a profondità maggiori fino a raggiungere valori di 1200 MPa.

Le prove di permeabilità condotte nelle pregresse campagne di indagini forniscono valori del coefficiente di conduttività idraulica dell'ordine di $k = 10^{-7} \div 10^{-9}$ m/s.

Fatte le suddette considerazioni e sovrapposti tutti i dati ad oggi disponibili delle varie campagne di indagini, di seguito si riporta una sintesi dei parametri geotecnici caratteristici del litotipo SAF:

- Peso dell'unità di volume $\gamma = 17 \div 22$ kN/m³
- Indice di Plasticità:
IP = 10÷15 per $z > 20$ m
IP = 20÷30 per $z = 0 \div 20$ m
- Angolo di resistenza al taglio: $\phi' = 20 \div 25^\circ$
- Coesione drenata: $c' = 20 \div 32$ kPa
- Resistenza al taglio non drenata: $c_u = 100 \div 250$ kPa
- Coefficiente di Poisson: $\nu = 0.25$
- Modulo elastico di Young: $E' = 10 \div 40$ MPa
- Coefficiente di Compressione $C_C = 0.118-0.201$
- Coefficiente di Ricompressione $C_R = 0.035-0.065$
- Indice dei vuoti $e_0 = 0.7$
- Grado di sovraconsolidazione $OCR = 2$

8. STRATIGRAFIE E PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO PER LE DIVERSE OPERE

Nel punti successivi si riportano, per le diverse opere di progetto, le stratigrafie ed i parametri geotecnici dei vari materiali proposti per l'esecuzione delle verifiche geotecniche (capacità portante delle fondazioni, analisi di stabilità, calcolo di cedimenti, ecc).

8.1. RILEVATO RLV01 (PROGR. KM 0+100)

Per le verifiche geotecniche relative all'opera in esame si può considerare la seguente stratigrafia con relativi parametri di calcolo.

Il piano campagna per quest'opera (in asse autostrada) è intorno alla +202 m s.l.m..

La falda può essere assunta alla +194 m s.l.m..

Unità	Prof. da [m da p.c.]	Prof. a [m da p.c.]	g kN/m ³	φ' °	c' kPa	c _u kPa	E' MPa	C _C [-]	C _R [-]	e ₀ [-]	OCR [-]
CCS	0	20	19	21	0	80 - 120	7 - 30	0.15	0.04	0.65	3
GES2	20	40	19	21	10	150	40	0.18	0.034	0.6	2
GES1	40	50	21	21	20	200	60	0.18	0.034	0.6	2
SAF	50	60	19	21	25	250	40	0.17	0.05	0.7	2

8.2. TRINCEA TRN01 (PROGR. KM 0+370)

Per le verifiche geotecniche relative all'opera in esame si può considerare la seguente stratigrafia con relativi parametri di calcolo.

Il piano campagna per quest'opera (in asse autostrada) è intorno alla +209 m s.l.m..

La falda può essere assunta alla +197 m s.l.m..

Unità	Prof. da [m da p.c.]	Prof. a [m da p.c.]	g kN/m ³	φ' °	c' kPa	c _u kPa	E' MPa
CCS	0	8	19	21	0	80	7
GES2	8	40	19	21	18 ^(*)	120-150	30
GES1	40	50	21	21	20	200	60
SAF	50	60	19	21	25	250	40

^(*) Definito sulla base di backanalysis del pendio naturale

8.3. PONTE RIO DEI DEGLIA PNT01 (PROGR. KM 0+413)

Per le verifiche geotecniche relative all'opera in esame si può considerare la seguente stratigrafia con relativi parametri di calcolo.

Il piano campagna per quest'opera (in asse autostrada) è intorno alla +209 m s.l.m.. (Fondo valle +198 m s.l.m.)

La falda può essere assunta alla +197 m s.l.m..

Unità	Prof. da [m da p.c.]	Prof. a [m da p.c.]	g kN/m ³	φ' °	c' kPa	c _u kPa
CCS	0	9	19	21	0	100
GES2	9	40	19	21	10	120-150
GES1	40	50	21	21	20	200
SAF	50	60	19	21	25	250

8.4. TRINCEA TRN02 (PROGR. KM 0+500)

Per le verifiche geotecniche relative all'opera in esame si può considerare la seguente stratigrafia con relativi parametri di calcolo.

Il piano campagna per quest'opera (in asse autostrada) è intorno alla +214 m s.l.m..

La falda può essere assunta alla +203 m s.l.m..

Unità	Prof. da [m da p.c.]	Prof. a [m da p.c.]	g kN/m ³	φ' °	c' kPa	c _u kPa	E' MPa
CCS	0	20	19	21	0	60	7
GES2	20	35	19	21	10	100-150	30
SAF	35	60	19	21	25	250	40

8.5. SCATOLARI RIO S. GIACOMO STC01 (PROGR. KM 0+643)

Per le verifiche geotecniche relative all'opera in esame si può considerare la seguente stratigrafia con relativi parametri di calcolo.

Il piano campagna per quest'opera (in asse autostrada) è intorno alla +209 m s.l.m. (Fondo valle +206 m s.l.m.)

La falda può essere assunta alla +205 m s.l.m..

Unità	Prof. da [m da p.c.]	Prof. a [m da p.c.]	g kN/m ³	φ' °	c' kPa	c _u kPa	E' MPa	C _C [-]	C _R [-]	e ₀ [-]	OCR [-]
CCS	0	6	19	21	0	60	7 - 12	0.15	0.04	0.65	3
GES2	6	40	19	21	10	100-150	40	0.18	0.034	0.6	2
GES1	40	50	21	21	20	200	60	0.18	0.034	0.6	2
SAF	50	60	19	21	25	250	40	0.17	0.05	0.7	2

8.6. RILEVATO RLV02 (PROGR. KM 0+690)

Per le verifiche geotecniche relative all'opera in esame si può considerare la seguente stratigrafia con relativi parametri di calcolo.

Il piano campagna per quest'opera (in asse autostrada) è intorno alla +210 m s.l.m..

La falda può essere assunta alla +205 m s.l.m..

Unità	Prof. da [m da p.c.]	Prof. a [m da p.c.]	g kN/m ³	φ' °	c' kPa	c _u kPa	E' MPa	C _C [-]	C _R [-]	e ₀ [-]	OCR [-]
CCS	0	6	19	21	0	60	7 - 12	0.15	0.04	0.65	3
GES2	6	40	19	21	10	100-150	40	0.18	0.034	0.6	2
GES1	40	50	21	21	20	200	60	0.18	0.034	0.6	2
SAF	50	60	19	21	25	250	40	0.17	0.05	0.7	2

8.7. TRINCEA TRN03 (PROGR. KM 0+950)

Per le verifiche geotecniche relative all'opera in esame si può considerare la seguente stratigrafia con relativi parametri di calcolo.

Il piano campagna per quest'opera (in asse autostrada) è intorno alla +225 - 235 m s.l.m..

La falda può essere assunta alla +215 m s.l.m..

Unità	Prof. da [m da p.c.]	Prof. a [m da p.c.]	g kN/m ³	φ' °	c' kPa	c _u kPa	E' MPa
CCS	0	5	19	21	0	50	7
CCS	5	30	19	21	5	100-150	15
GES2	30	40	19	21	10	100-150	30
GES1	40	50	21	21	20	200	60
SAF	50	60	19	21	25	250	40

8.8. RILEVATO RLV03 (PROGR. KM 1+500)

Per le verifiche geotecniche relative all'opera in esame si può considerare la seguente stratigrafia con relativi parametri di calcolo.

Il piano campagna per quest'opera (in asse autostrada) è intorno alla +224 m s.l.m..

La falda può essere assunta alla +215m s.l.m..

Unità	Prof. da [m da p.c.]	Prof. a [m da p.c.]	g kN/m ³	φ' °	c' kPa	c _u kPa	E' MPa	C _C [-]	C _R [-]	e ₀ [-]	OCR [-]
CCS	0	9	19	21	0	100	7 - 15	0.15	0.04	0.65	3
GES2	9	40	19	21	10	120-150	40	0.18	0.034	0.6	2
GES1	40	50	21	21	20	200	60	0.18	0.034	0.6	2
SAF	50	60	19	21	25	250	40	0.17	0.05	0.7	2

8.9. SOTTOPASSO SCATOLARE STRADA PODERALE SOT02 (PROGR. KM 1+700)

Per le verifiche geotecniche relative all'opera in esame si può considerare la seguente stratigrafia con relativi parametri di calcolo.

Il piano campagna per quest'opera (in asse autostrada) è intorno alla +209 m s.l.m..

La falda può essere assunta alla +197 m s.l.m..

Unità	Prof. da [m da p.c.]	Prof. a [m da p.c.]	g kN/m ³	φ' °	c' kPa	c _u kPa	E' MPa	C _C [-]	C _R [-]	e ₀ [-]	OCR [-]
CCS	0	15	19	21	0	80 - 100	7 - 25	0.15	0.04	0.65	3
GES2	15	25	19	21	10	150	40	0.18	0.034	0.6	2
GES1	25	35	21	21	20	200	60	0.18	0.034	0.6	2
SAF	35	60	19	21	25	250	40	0.17	0.05	0.7	2

8.10. RILEVATO RLV04 (PROGR. KM 1+730)

Per le verifiche geotecniche relative all'opera in esame si può considerare la seguente stratigrafia con relativi parametri di calcolo.

Il piano campagna per quest'opera (in asse autostrada) è intorno alla +225 m s.l.m..

La falda può essere assunta alla +209 m s.l.m..

Unità	Prof. da [m da p.c.]	Prof. a [m da p.c.]	g kN/m ³	φ' °	c' kPa	c _u kPa	E' MPa	C _C [-]	C _R [-]	e ₀ [-]	OCR [-]
CCS	0	15	19	21	0	80 - 100	7 - 25	0.15	0.04	0.65	3
GES2	15	25	19	21	10	150	40	0.18	0.034	0.6	2
GES1	25	35	21	21	20	200	60	0.18	0.034	0.6	2
SAF	35	60	19	21	25	250	40	0.17	0.05	0.7	2

8.11. TRINCEA TRN04 (PROGR. KM 1+850)

Per le verifiche geotecniche relative all'opera in esame si può considerare la seguente stratigrafia con relativi parametri di calcolo.

Il piano campagna per quest'opera (in asse autostrada) è intorno alla +231 m s.l.m..

La falda può essere assunta alla +209 m s.l.m..

Unità	Prof. da [m da p.c.]	Prof. a [m da p.c.]	g kN/m ³	φ' °	c' kPa	c _u kPa	E' MPa
CCS	0	30	19	21	0	80 - 100	7
GES2	30	45	19	21	10	150	30
SAF	45	60	19	21	25	250	40

8.12. RILEVATO RLV05 (PROGR. KM 2+140)

Per le verifiche geotecniche relative all'opera in esame si può considerare la seguente stratigrafia con relativi parametri di calcolo.

Il piano campagna per quest'opera (in asse autostrada) è intorno alla +213 m s.l.m..

La falda può essere assunta alla +209 m s.l.m..

Unità	Prof. da [m da p.c.]	Prof. a [m da p.c.]	g kN/m ³	φ' °	c' kPa	c _u kPa	E' MPa	C _C [-]	C _R [-]	e ₀ [-]	OCR [-]
CCS	0	9	19	21	0	100	7 - 15	0.15	0.04	0.65	3
GES2	9	25	19	21	10	150	40	0.18	0.034	0.6	2
GES1	25	35	21	21	20	200	60	0.18	0.034	0.6	2
SAF	35	60	19	21	25	250	40	0.17	0.05	0.7	2

8.13. PONTE OPERA 3 PNT02 (PROGR. KM 2+184)

Per le verifiche geotecniche relative all'opera in esame si può considerare la seguente stratigrafia con relativi parametri di calcolo.

Il piano campagna per quest'opera (in asse autostrada) è intorno alla +209 m s.l.m..

La falda può essere assunta alla +205 m s.l.m..

Unità	Prof. da [m da p.c.]	Prof. a [m da p.c.]	g kN/m ³	φ' °	c' kPa	c _u kPa
CCS	0	9	19	21	0	100
GES2	9	25	19	21	10	150
GES1	25	35	21	21	20	200
SAF	35	60	19	21	25	250

8.14. RILEVATO RLV06 (PROGR. KM 2+250)

Per le verifiche geotecniche relative all'opera in esame si può considerare la seguente stratigrafia con relativi parametri di calcolo.

Il piano campagna per quest'opera (in asse autostrada) è intorno alla +205 m s.l.m..

La falda può essere assunta alla +195 m s.l.m..

Unità	Prof. da [m da p.c.]	Prof. a [m da p.c.]	g kN/m ³	φ' °	c' kPa	c _u kPa	E' MPa	C _C [-]	C _R [-]	e ₀ [-]	OCR [-]
GES2	0	3	19	21	10	100	25				
GES1	3	6	21	21	20	150	40				
SAF	6	60	19	21	25	250	20-40				

8.15. RILEVATO RLV07 (PROGR. KM 2+300)

Per le verifiche geotecniche relative all'opera in esame si può considerare la seguente stratigrafia con relativi parametri di calcolo.

Il piano campagna per quest'opera (in asse autostrada) è intorno alla +196 m s.l.m..

La falda può essere assunta alla +193 m s.l.m..

Unità	Prof. da [m da p.c.]	Prof. a [m da p.c.]	g kN/m ³	φ' °	c' kPa	c _u kPa	E' MPa	C _C [-]	C _R [-]	e ₀ [-]	OCR [-]
b-f, b1-f	0	6	18.5	21	0	25	2.5				
SAF	6	60	19	21	25	200-250	20-40				

8.16. VIADOTTO VERDUNO PNT03 (PROGR. KM 2+670 CIRCA)

Per le verifiche geotecniche relative all'opera in esame si può considerare la seguente stratigrafia con relativi parametri di calcolo.

Il piano campagna per quest'opera (in asse autostrada) è intorno alla +190 - 193 m s.l.m..

La falda può essere assunta alla +190 m s.l.m..

Unità	Prof. da [m da p.c.]	Prof. a [m da p.c.]	g kN/m ³	φ' °	c' kPa	c _u kPa
b-f, b1-f	0	6	18.5	21	0	25
SAF	6	60	19	21	25	200-250

8.17. PONTE CANALE ENEL PNT04 (PROGR. KM 3+546)

Per le verifiche geotecniche relative all'opera in esame si può considerare la seguente stratigrafia con relativi parametri di calcolo.

Il piano campagna per quest'opera (in asse autostrada) è intorno alla +186 m s.l.m..

La falda può essere assunta alla +183 m s.l.m..

Unità	Prof. da [m da p.c.]	Prof. a [m da p.c.]	g kN/m ³	φ' °	c' kPa	c _u kPa
b-f, b1-f	0	3	18.5	21	0	25
b-g, b1-g	3	6	18.5	36	0	-
SAF	6	60	19	21	25	200-250

9. DIMENSIONAMENTO DELLE FONDAZIONI PROFONDE

9.1. DEFINIZIONE DELLA METODOLOGIA DI DIMENSIONAMENTO DELLE FONDAZIONI PROFONDE

Per la definizione delle palificate di fondazione si è proceduto nel seguente modo:

1. definizione delle resistenze del palo singolo, in accordo alle NTC 2018 (Doc. Rif. [6]). Il dettaglio di tale calcolo si riporta al punto 8.5;
2. verifica della palificata, da parte del progettista strutturale utilizzando le combinazioni di carico di Normativa, e ricavando il carico sui pali della palificata facendo riferimento al programma PIGLET, GROUP (o simile), tenendo quindi conto dell'effetto penalizzante del gruppo di pali.
3. Definizione della lunghezza del palo facendo riferimento al palo più caricato (usualmente il palo di spigolo), e verifiche strutturali delle armature, sempre con riferimento al palo più caricato.

Considerando anche le modalità di calcolo della resistenza del palo singolo qui riportate, si ritiene che tale approccio sia, nel suo complesso, da considerarsi cautelativo. Il progetto di dettaglio delle palificate verrà redatto nelle successive fasi di progetto.

9.2. PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE

9.2.1. Verifiche nei confronti degli Stati Limite Ultimi (SLU)

In accordo alla normativa nazionale NTC2018 (Doc. Rif. [6]) per ogni Stato Limite Ultimo (SLU) deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d \quad (\text{Eq. 6.2.1 del Doc. Rif. [6]})$$

dove:

E_d = valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;

R_d = valore di progetto della resistenza.

La verifica della condizione $E_d \leq R_d$ deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3). I coefficienti da adottarsi nelle diverse combinazioni sono definiti in funzione del tipo di verifica da effettuare. Si sottolinea che per quanto concerne le azioni di progetto E_d tali forze possono essere determinate applicando i coefficienti parziali di cui sopra alle azioni caratteristiche, oppure, a posteriori, sulle sollecitazioni prodotte dalle azioni caratteristiche.

Verifiche delle fondazioni profonde

In accordo a quanto definito nel Par. 6.4.3.1 delle NTC2018 (Doc. Rif. [6]), per fondazioni su pali, devono essere prese in considerazione almeno le seguenti verifiche agli stati limite ultimi:

SLU di tipo Geotecnico (GEO), relative a condizioni di:

- stabilità globale;
- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali.

SLU di tipo strutturale (STRU), relative a condizioni di:

- raggiungimento della resistenza dei pali;
- raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali.

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo l'Approccio 1 – Combinazione 2 (A2 + M2 + R2) (Par. 6.4.3.1 delle NTC 2018).

Tutte le altre verifiche (GEO/STRU) di cui sopra, devono essere svolte considerando il seguente approccio:

Approccio 2 (DA2):

Combinazione 1: A1 + M1 + R3

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati in Tab. 6.2.I, 6.2.II, 6.4.II e 6.4.VI delle NTC 2018 (Doc. Rif. [6]) e per comodità riportati rispettivamente nelle Tabella 9.1, Tabella 9.2, Tabella 9.3, Tabella 9.4 del presente documento.

Il peso del palo, in accordo con quanto riportato al paragrafo 6.4.3 delle NTC2018, Doc.Rif. [6], deve essere incluso tra le azioni permanenti di cui alla Tabella 9.1. In condizioni sismiche, in accordo a quanto riportato al paragrafo 7.11. delle NTC2018, Doc.Rif.[6], tutti i coefficienti sulle azioni A1 e A2 e sui parametri geotecnici M1 e M2 sono posti pari a 1 (par.7.11.1).

Per la determinazione delle azioni agenti sugli elementi strutturali da usare per le verifiche strutturali si fa riferimento alla Combinazione DA2-C1, con R3 =1.

Tabella 9.1: Tab. 6.2.I, NTC 2018 (Doc.Rif. [6])

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 9.2: Tab. 6.2.II, NTC 2018 (Doc.Rif. [6])

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 9.3: Tab. 6.4.II, NTC 2018 (Doc.Rif. [6])

 Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi (R3)	Pali trivellati (R3)	Pali ad elica continua (R3)
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale ^(*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

^(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Tabella 9.4: Tab. 6.4.VI, NTC 2018 (Doc.Rif. [6])

 Tab. 6.4.VI - Coefficiente parziale γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

Coefficiente parziale (R3)

$$\gamma_T = 1,3$$

9.2.2. Verifiche nei confronti degli Stati Limite di Esercizio (SLE)

Per quanto riguarda lo stato limite di servizio (SLE), deve essere verificato che gli effetti attesi delle azioni caratteristiche (cedimenti, rotazioni, vibrazioni) sulle strutture proposte (o quelli indotti, se il caso, sulle strutture adiacenti) siano inferiori al massimo di quelli consentiti. Le analisi dovranno essere effettuate considerando i valori caratteristici dei parametri geotecnici dei materiali, con riferimento sia alla resistenza che alla deformabilità.

9.3. TIPI DI PALO

Considerando i costi e la facilità di costruzione, le condizioni geologiche e idrogeologiche del sito, è stato considerato l'impiego di pali trivellati in calcestruzzo armato, gettati in opera.

In questa relazione, è stata determinata la capacità portante del singolo palo avente diametro $D = 1200$ mm.

Nello schema di calcolo la testa palo è posta a 3 m dal piano finito.

9.4. STRATIGRAFIE DI CALCOLO E CONDIZIONI DELLA FALDA

Le stratigrafie di calcolo ed i valori caratteristici dei parametri geotecnici dei terreni, considerati per la valutazione della capacità portante delle fondazioni profonde, sono stati ricavati sulla base dei dati di indagine disponibili lungo lo sviluppo dell'opera e sono riportate nel precedente capitolo □.

Nel medesimo capitolo sono riportate anche le condizioni di falda caratteristiche per le singole opere.

Si sottolinea che in tutte le valutazioni si è assunta una quota di testa palo posta a 3m da p.c..

9.5. CALCOLO DELLA RESISTENZA DI PROGETTO DEL PALO SINGOLO SOGGETTO A CARICHI ASSIALI

In conformità con la normativa NTC2018 (Doc. Rif. [6]), la resistenza geotecnica di progetto del palo soggetto a carichi di compressione $R_{c,d}$ e di trazione $R_{t,d}$ è stata ottenuta partendo dal valore di resistenza caratteristico a compressione $R_{c,k}$ e a trazione $R_{t,k}$, applicando i coefficienti parziali indicati nella Tab. 6.4.II del Doc. Rif. [6] del presente documento.

$$R_{c,d} = R_{c,k} / \gamma_R$$

$$R_{t,d} = R_{t,k} / \gamma_R$$

In particolare, per i pali trivellati in calcestruzzo gettati in opera:

- $\gamma_R = 1.15$ per la resistenza laterale in compressione;
- $\gamma_R = 1.25$ per la resistenza laterale in trazione;
- $\gamma_R = 1.35$ per la resistenza di base.

I valori caratteristici a compressione del palo $R_{c,k}$ e a trazione $R_{t,k}$, sono ottenuti applicando i fattori di correlazione ξ_3 e ξ_4 (si veda Tab. 6.4.IV del Doc. Rif. [6]), Tabella 9.5 nel presente documento) alla resistenza a compressione $R_{c,cal}$ e a trazione $R_{t,cal}$ calcolati partendo dai risultati delle indagini geotecniche. In particolare:

$$R_{c,k} = \min \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

$$R_{t,k} = \min \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

I valori di ξ_3 e ξ_4 da utilizzare nelle analisi sono funzione dal numero di sondaggi indipendenti che sono stati considerati per valutare la resistenza del palo per ogni area omogenea o struttura.

Per l'opera in questione si è scelto di considerare, una stratigrafia di calcolo che fa riferimento ai valori minimi dei parametri geotecnici caratteristici, considerando inoltre la successione stratigrafica peggiore. Si è quindi ritenuto che il valore di resistenza di calcolo così ottenuto rappresenti un minimo fra quelli possibili. Considerato inoltre le prescrizioni di legge, si è utilizzato un coefficiente $\xi_4=1.70$.

Tabella 9.5: Tab. 6.4.IV, NTC 2018 (Doc.Rif. [6])

Tabella 6.4.IV – Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Le resistenze di calcolo $R_{c,cal}$ e $R_{t,cal}$ sono state determinate sulla base delle seguenti relazioni:

$$R_{c,cal} = Q_{c,ult} = Q_{ult,lat} + Q_{ult,base}$$

$$R_{t,cal} = Q_{t,ult} = Q_{ult,lat}$$

con:

$Q_{c,ult}$ = resistenza alla base ultima del singolo palo in compressione;

$Q_{t,ult}$ = resistenza alla base ultima del singolo palo in trazione;

$Q_{ult,shaft}$ = resistenza laterale ultima;

$Q_{ult,base}$ = resistenza alla base ultima.

La resistenza laterale ultima τ_{lim} è stata valutata come segue:

Terreni coesivi

$$\tau_{lim} \text{ (kPa)} = \alpha \cdot C_{uk} \leq 100 \text{ kPa}$$

dove:

α = coefficiente ricavato sulla base di quanto riportato in Figura 75

C_{uk} = resistenza a taglio non drenata.

Terreni sabbiosi

$$\tau_{lim} \text{ (kPa)} = k \cdot \tan \delta \cdot \sigma'_{v0} \leq 120 \text{ kPa}$$

dove:

k = coefficiente di spinta laterale, considerato pari a 0.7 per i pali trivellati;

δ = angolo d'attrito tra palo e terreno;

σ'_{v0} = tensione verticale alla quota di riferimento;

La resistenza ultima di base $q_{b,ult}$ è stata determinata come segue:

Terreni coesivi

$$q_{b,ult} \text{ (kPa)} = 9 \cdot C_{uk}$$

Terreni sabbiosi

$q_{b,ult}$ in accordo alle indicazioni di Fioravante et al. (1995) e Ghionna et al. (1994), sulla base dei dati penetrometrici.

Nei terreni stratificati, come quelli dell'area in oggetto, costituiti da alternanze di strati coesivi e di sabbie o ghiaie, la portata di base negli strati sabbioso-ghiaiosi è stata abbattuta rispetto a quella caratteristica dello strato supposto omogeneo in accordo allo schema riportato in Figura 76. Le stime delle resistenze geotecniche di progetto dei pali soggetti a carichi verticali a compressione $R_{c,d}$ e trazione $R_{t,d}$ sono riportate in Figura 77-Figura 85. Si ricorda che, in accordo a quanto riportato ai paragrafi precedenti, i valori rappresentati considerano anche il peso del palo. Nella condizione di resistenza a compressione è stato assunto come carico permanente sfavorevole, mentre nella condizione di calcolo di resistenza a trazione è stato assunto come azione permanente favorevole.

Si ricorda che le resistenze di progetto consigliate dovranno essere confrontate con i carichi di progetto a testa pali (considerando i coefficienti parziali γ_A sulle azioni caratteristiche), al fine della determinazione della lunghezza utile (lunghezza da intradosso plinto) da adottare per i pali.

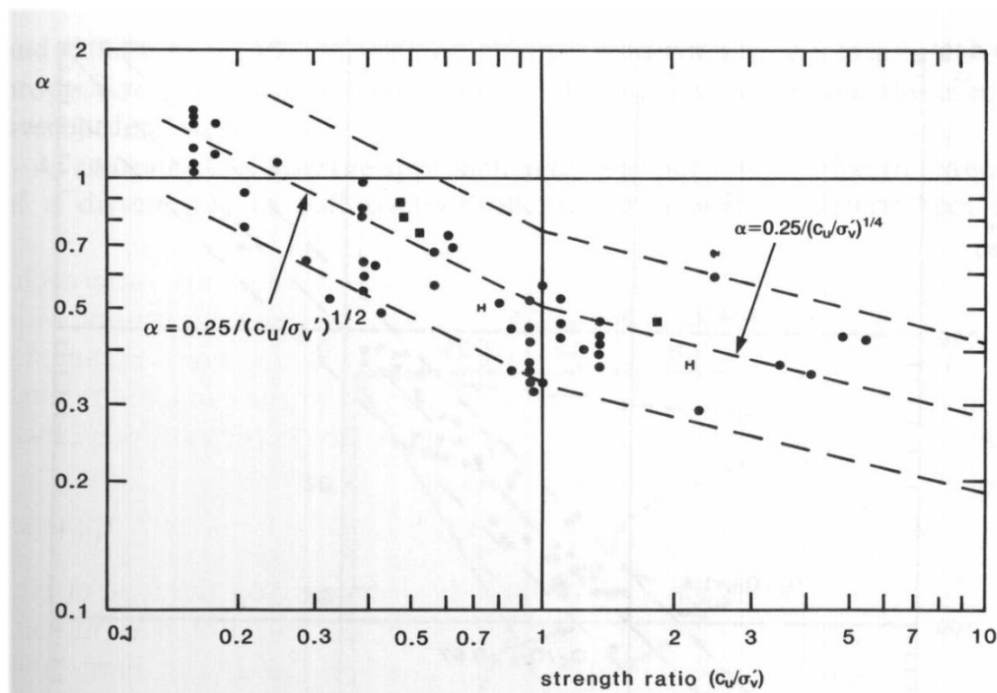


Figura 81: Valore di α in funzione del rapporto c_u/σ'_v (da Fleming. W.G.K., Weltman. A.J., Randolph. M.F., Elson, W.K. (1985))

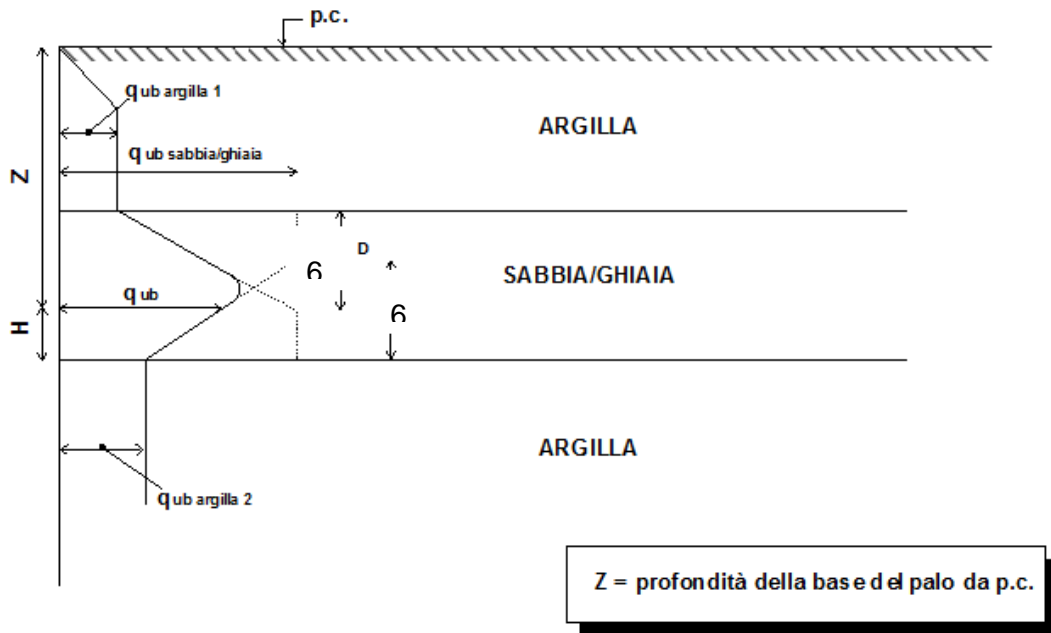


Figura 82: Criterio di valutazione della pressione ultima di base (q_{ub}) in terreni stratificati

**Collegamento autostradale Asti-Cuneo – Tronco II Lotto 6 –
Stralcio a - PROGETTO DEFINITIVO**

Capacità portante a compressione (SLU) [kN]

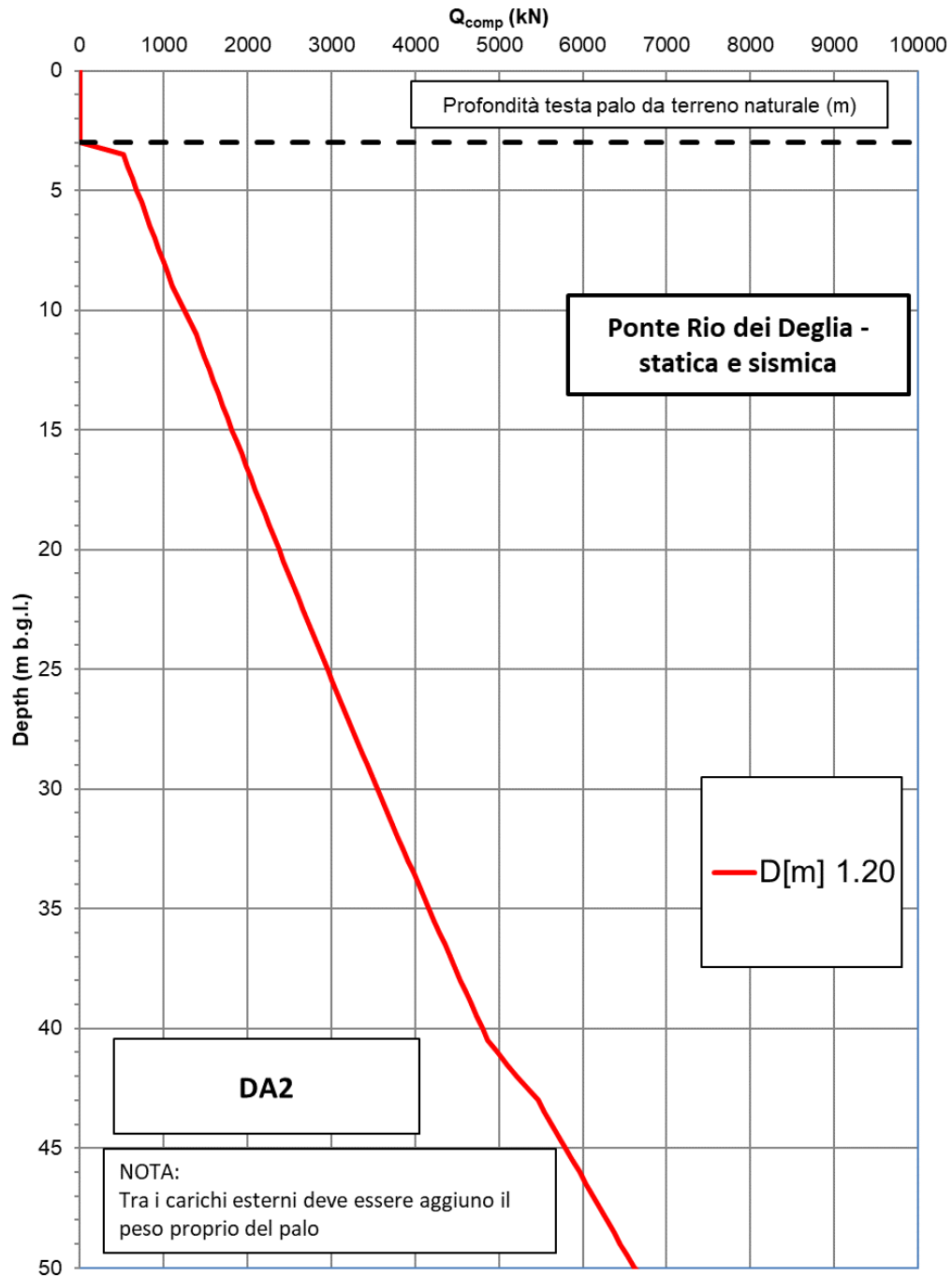


Figura 83: Ponte Rio dei Deglia – DA2-C1: Resistenza di progetto – Compressione

**Collegamento autostradale Asti–Cuneo – Tronco II Lotto 6 –
 Stralcio a - PROGETTO DEFINITIVO
 Capacità portante a trazione (SLU) [kN]**

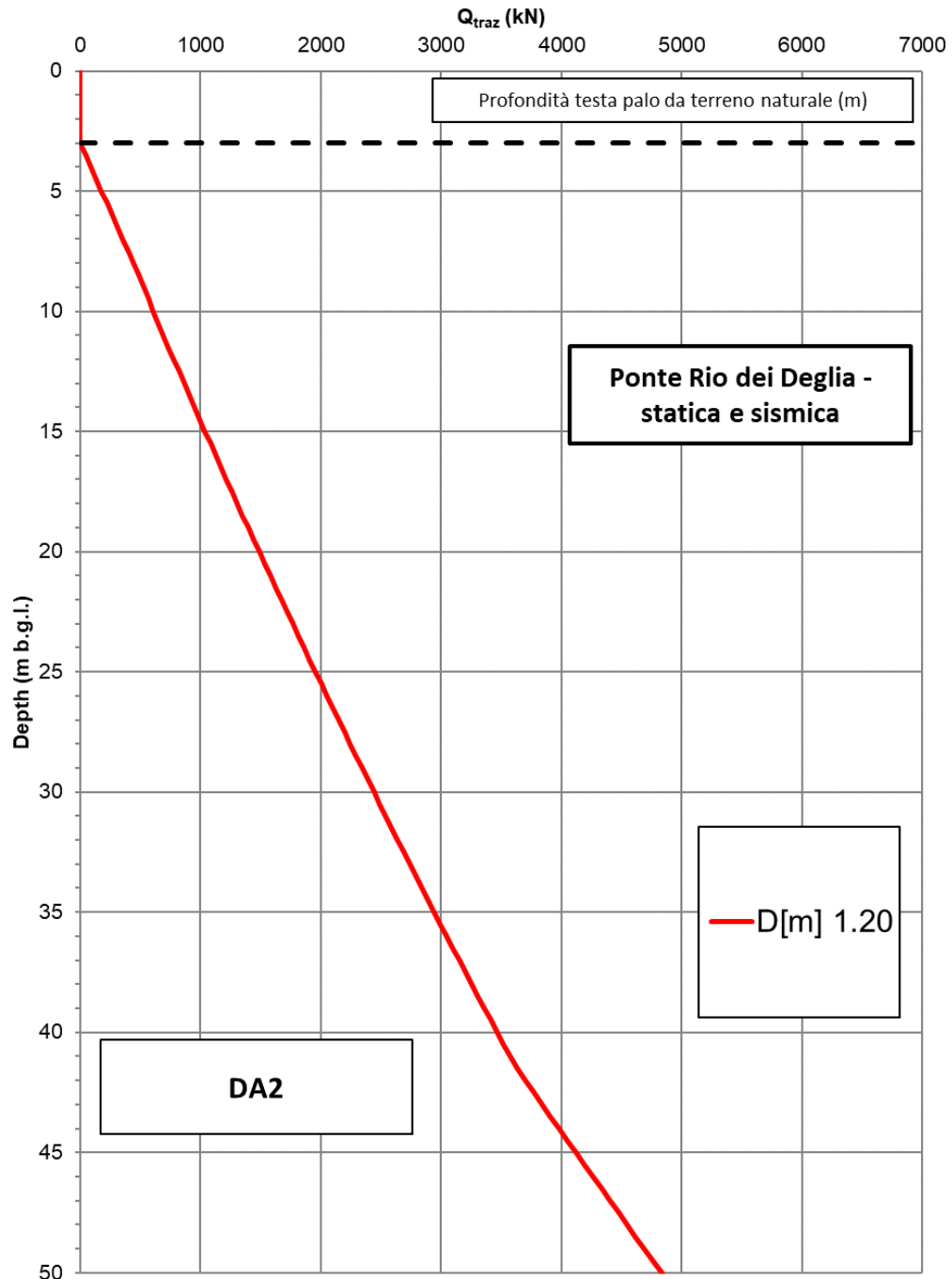


Figura 84: Ponte Rio dei Deglia – DA2-C1: Resistenza di progetto – Trazione

Collegamento autostradale Asti-Cuneo – Tronco II Lotto 6 – Stralcio a - PROGETTO DEFINITIVO

Capacità portante a compressione (SLU) [kN]

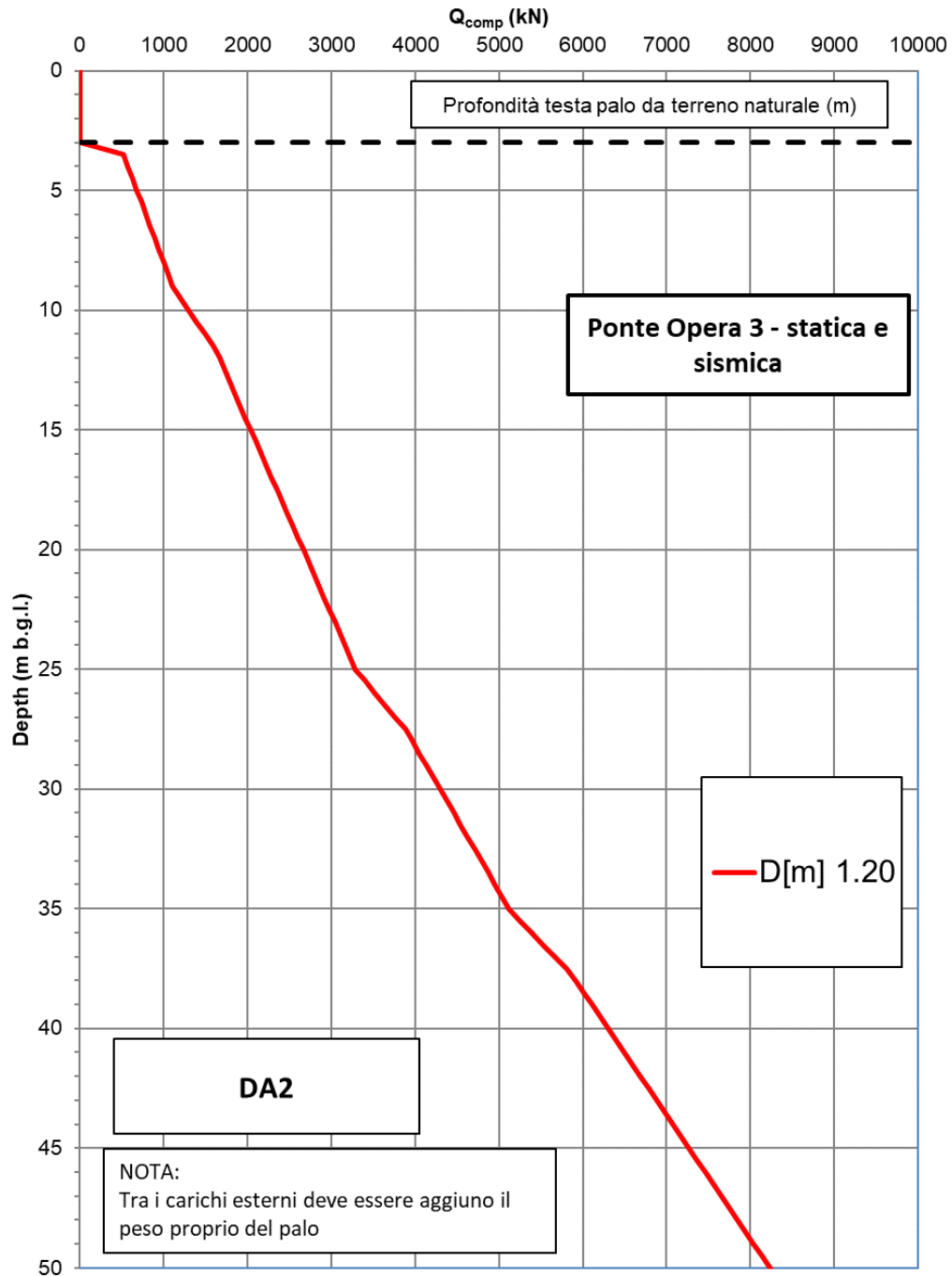


Figura 85: Opera 3 – DA2-C1: Resistenza di progetto – Compressione

**Collegamento autostradale Asti–Cuneo – Tronco II Lotto 6 –
 Stralcio a - PROGETTO DEFINITIVO
 Capacità portante a trazione (SLU) [kN]**

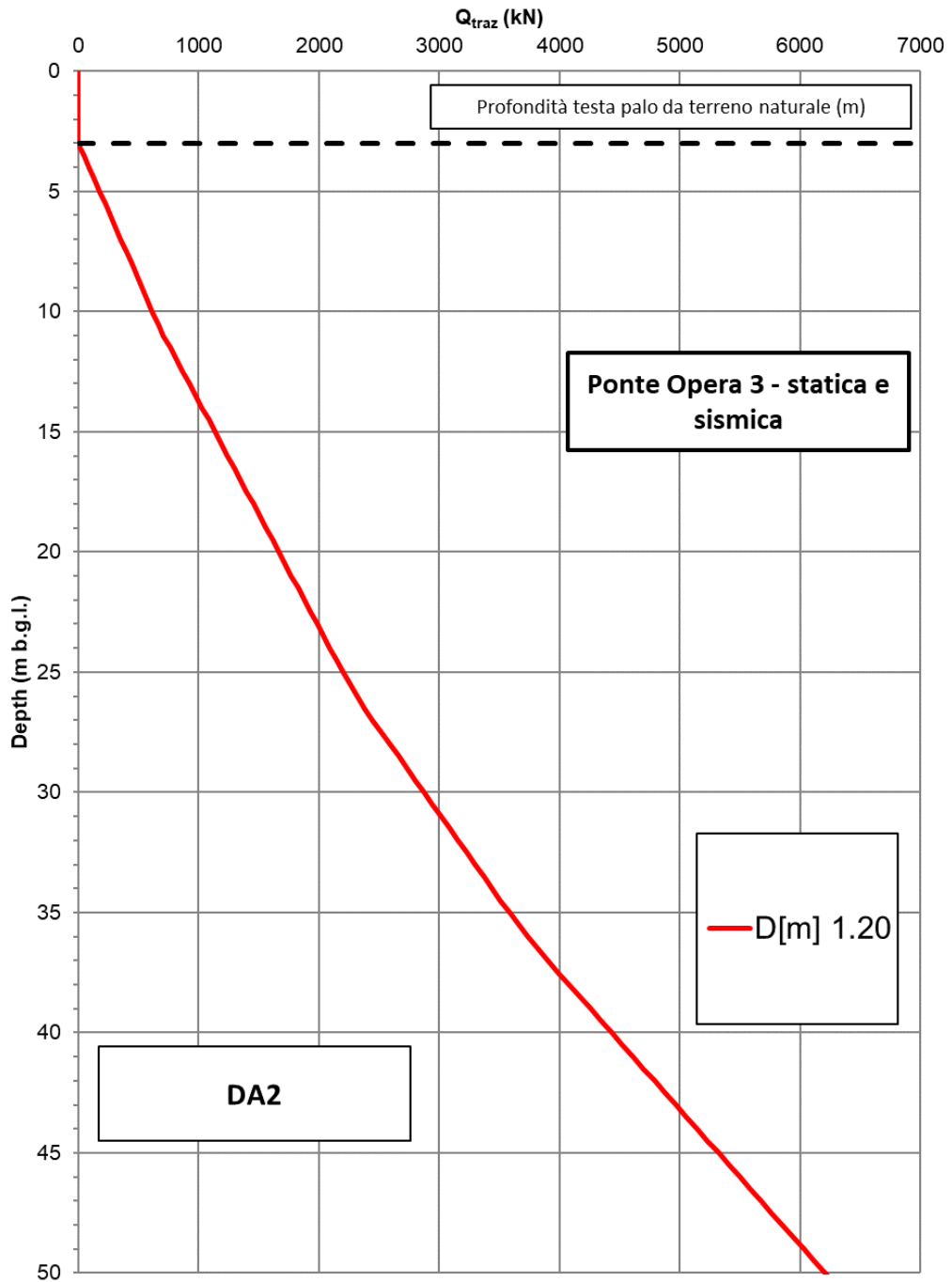


Figura 86: Opera 3 – DA2-C1: Resistenza di progetto – Trazione

Collegamento autostradale Asti–Cuneo – Tronco II Lotto 6 – Stralcio a - PROGETTO DEFINITIVO

Capacità portante a compressione (SLU) [kN]

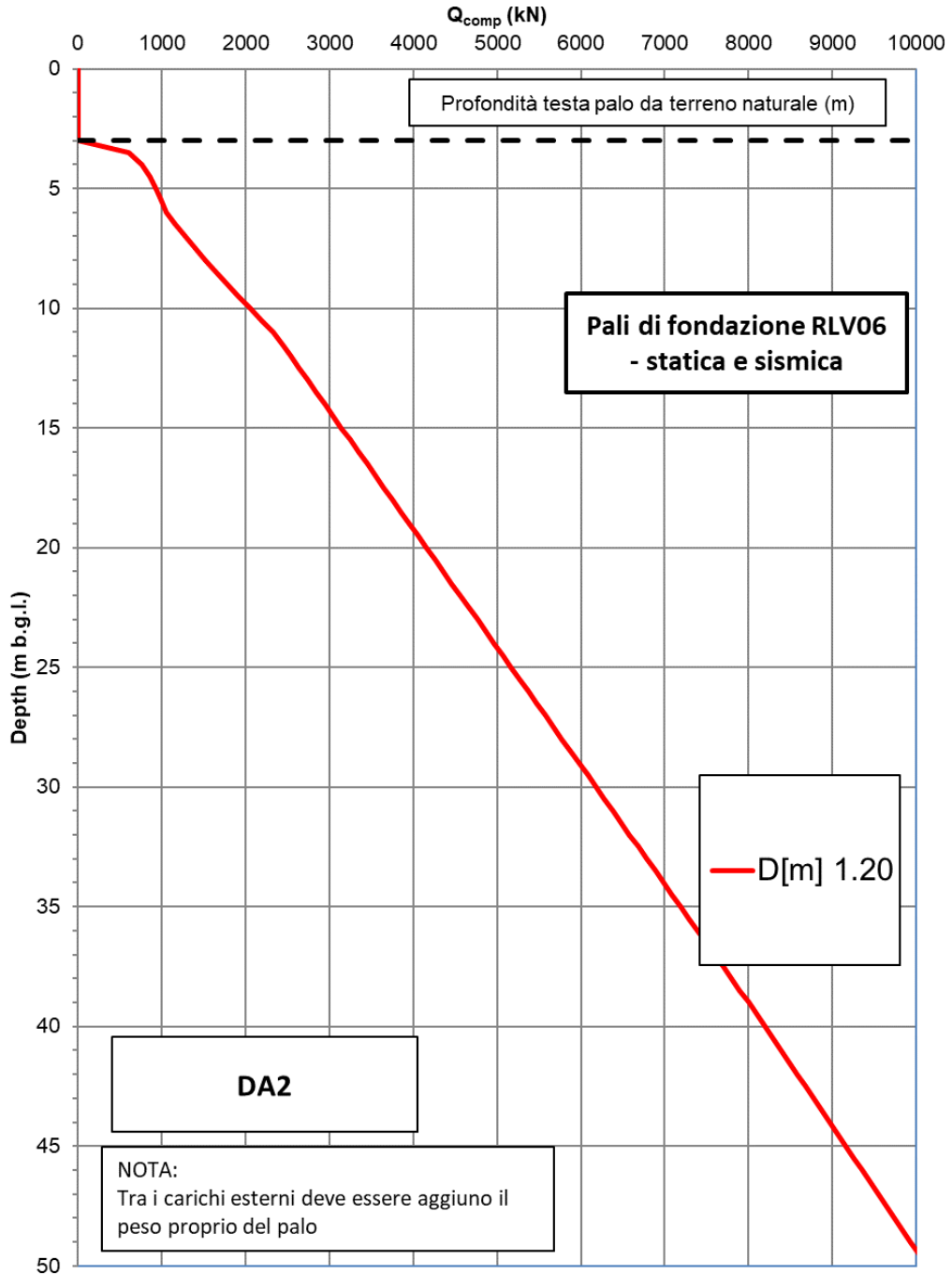


Figura 87: Fondazione rilevato RLV06 – DA2-C1: Resistenza di progetto – Compressione

**Collegamento autostradale Asti–Cuneo – Tronco II Lotto 6 –
 Stralcio a - PROGETTO DEFINITIVO
 Capacità portante a trazione (SLU) [kN]**

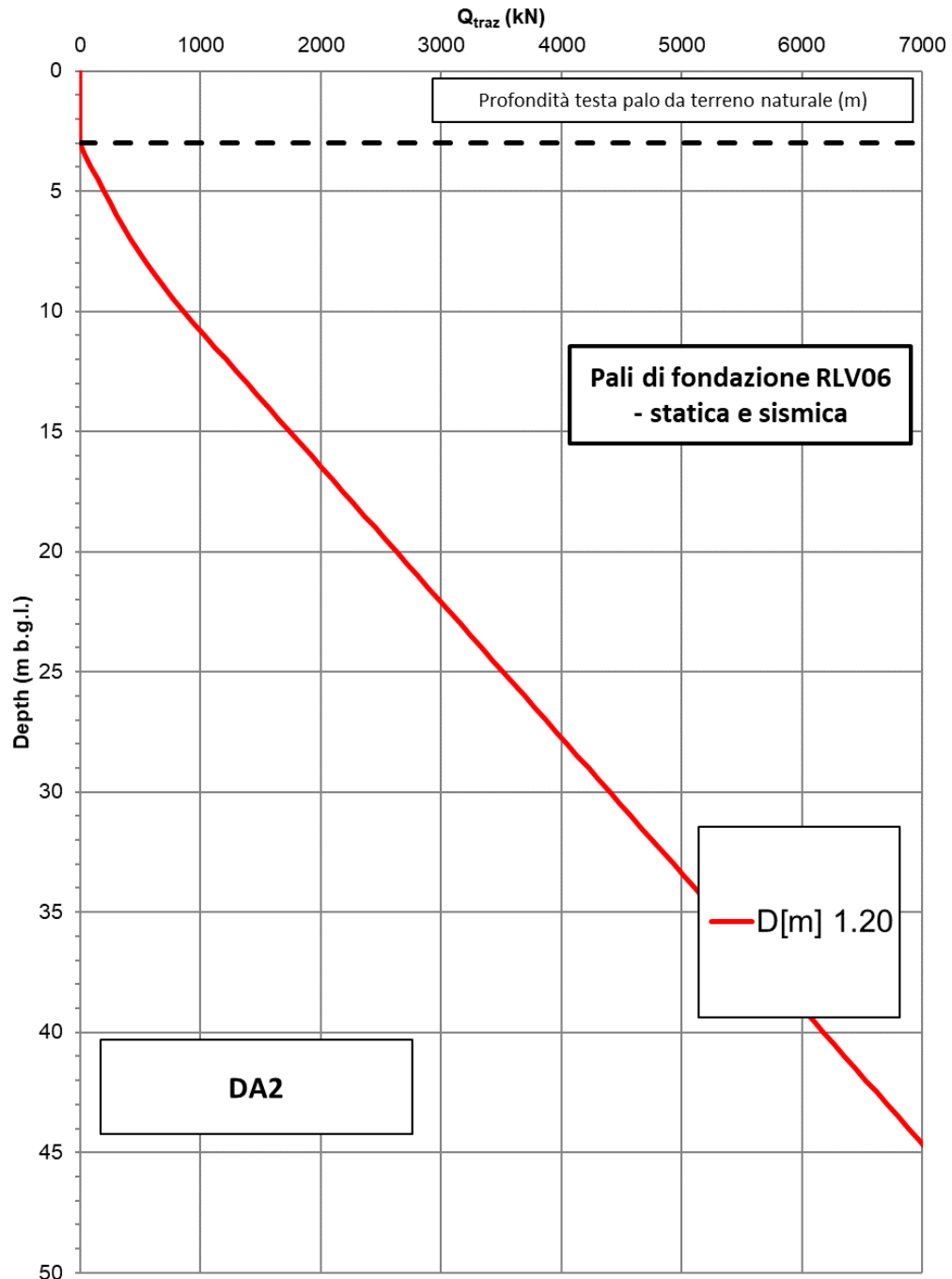


Figura 88: Fondazione rilevato RLV06 – DA2-C1: Resistenza di progetto – Trazione

**Collegamento autostradale Asti–Cuneo – Tronco II Lotto 6 –
Stralcio a - PROGETTO DEFINITIVO**

Capacità portante a compressione (SLU) [kN]

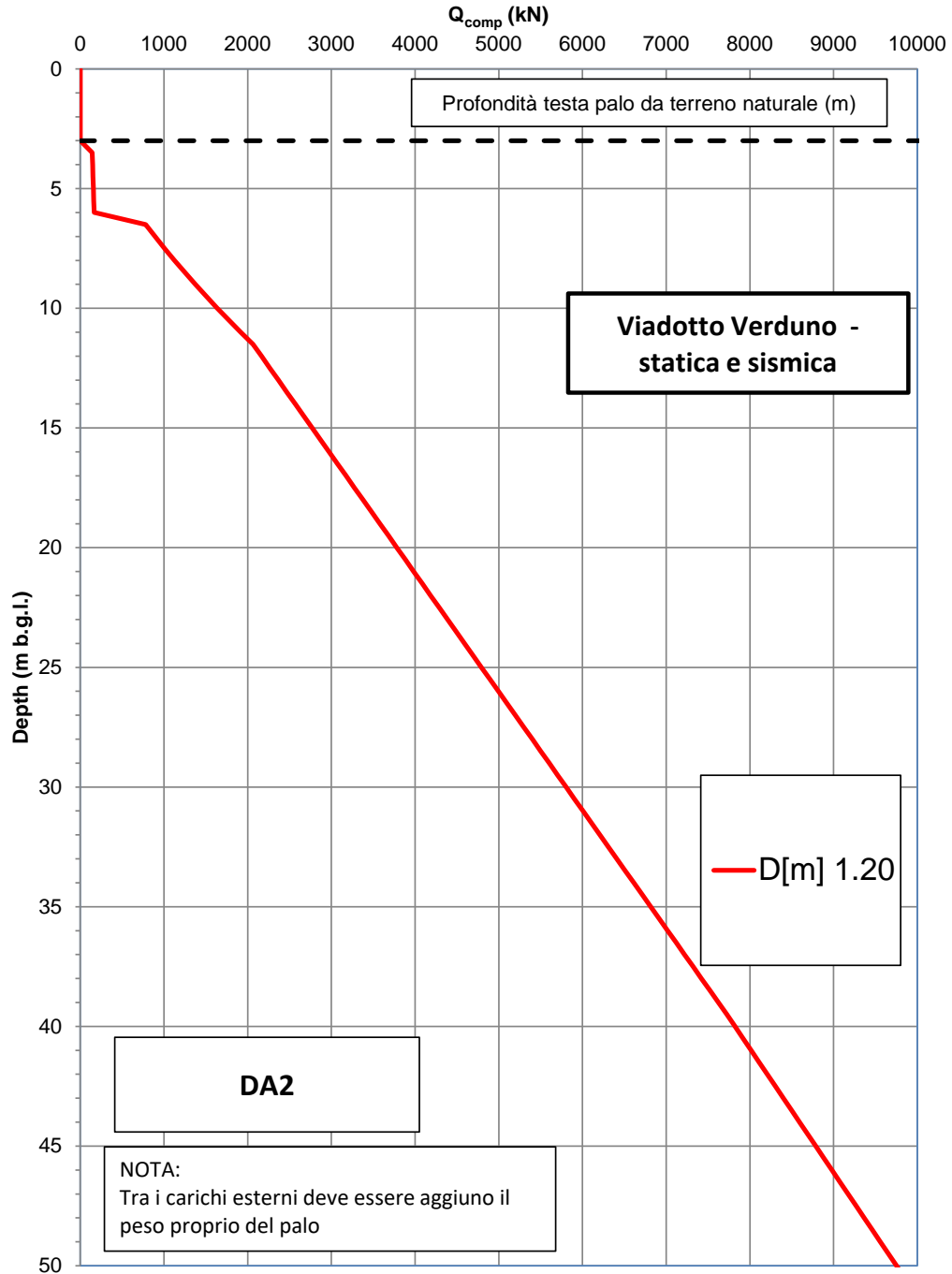


Figura 89: Viadotto Verduno – DA2-C1: Resistenza di progetto – Compressione

**Collegamento autostradale Asti–Cuneo – Tronco II Lotto 6 –
 Stralcio a - PROGETTO DEFINITIVO
 Capacità portante a trazione (SLU) [kN]**

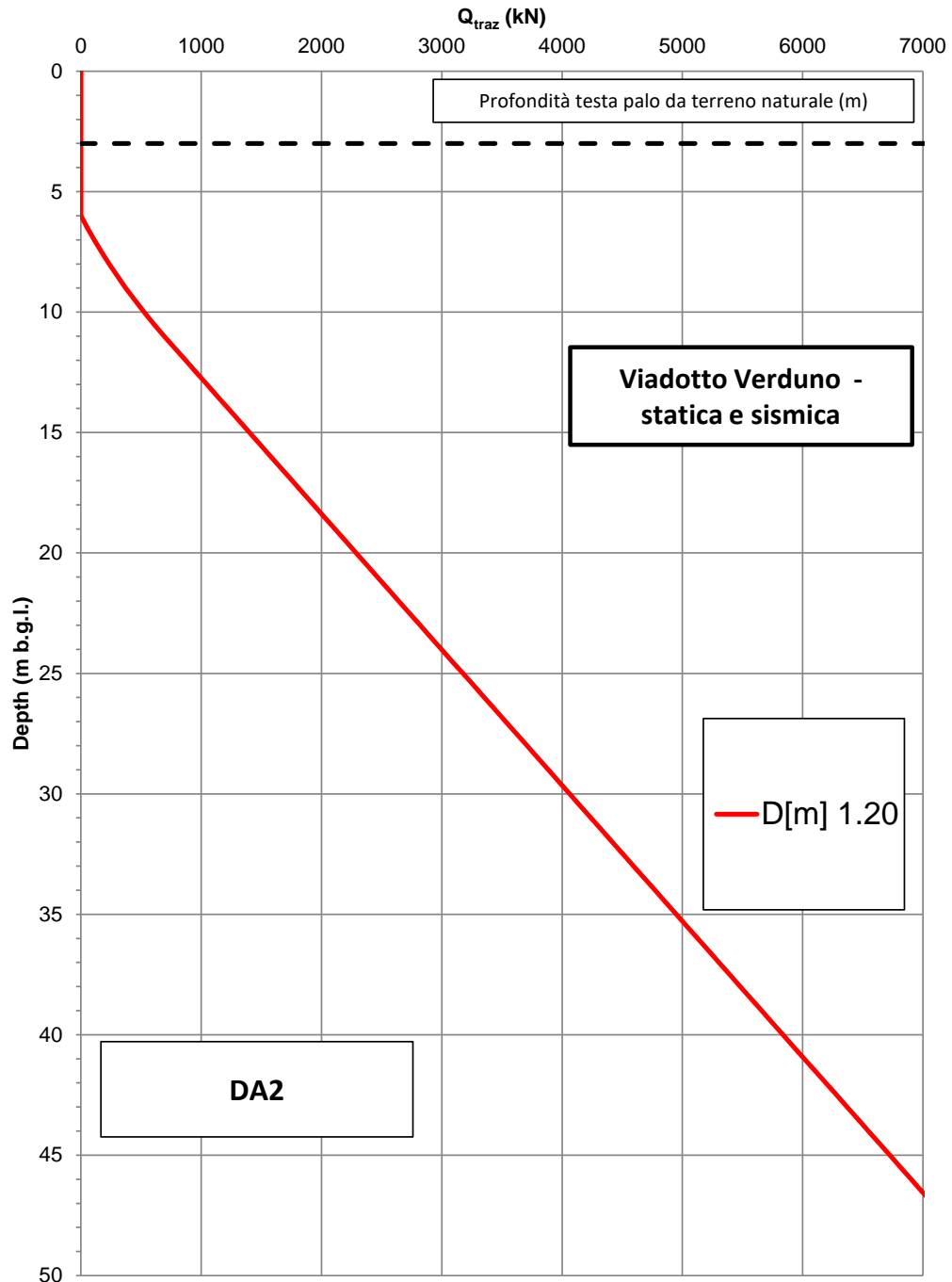


Figura 90: Viadotto Verduno – DA2-C1: Resistenza di progetto – Trazione

Collegamento autostradale Asti–Cuneo – Tronco II Lotto 6 – Stralcio a - PROGETTO DEFINITIVO

Capacità portante a compressione (SLU) [kN]

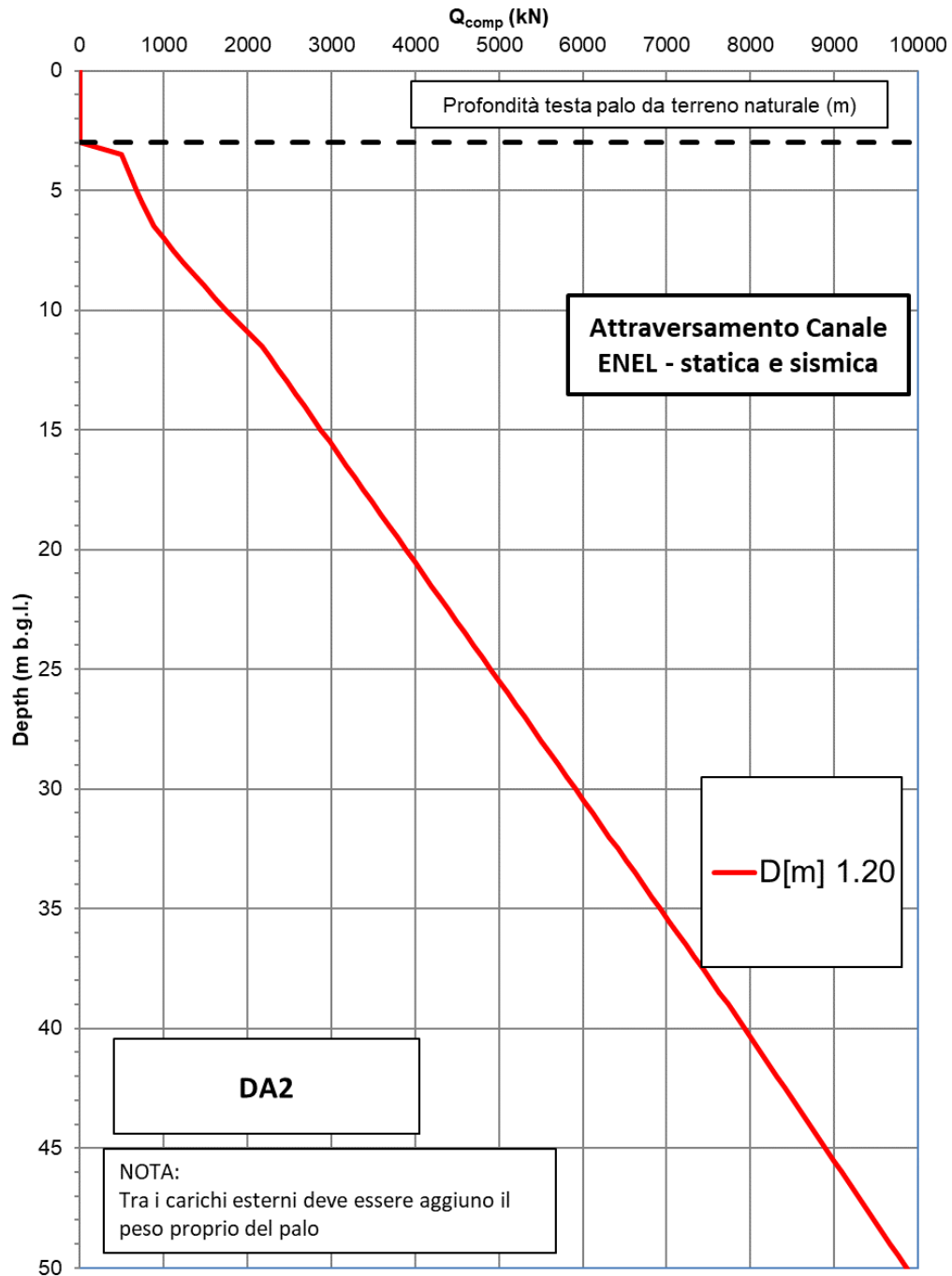


Figura 91: Ponte Canale ENEL – DA2-C1: Resistenza di progetto– Compressione

**Collegamento autostradale Asti–Cuneo – Tronco II Lotto 6 –
 Stralcio a - PROGETTO DEFINITIVO
 Capacità portante a trazione (SLU) [kN]**

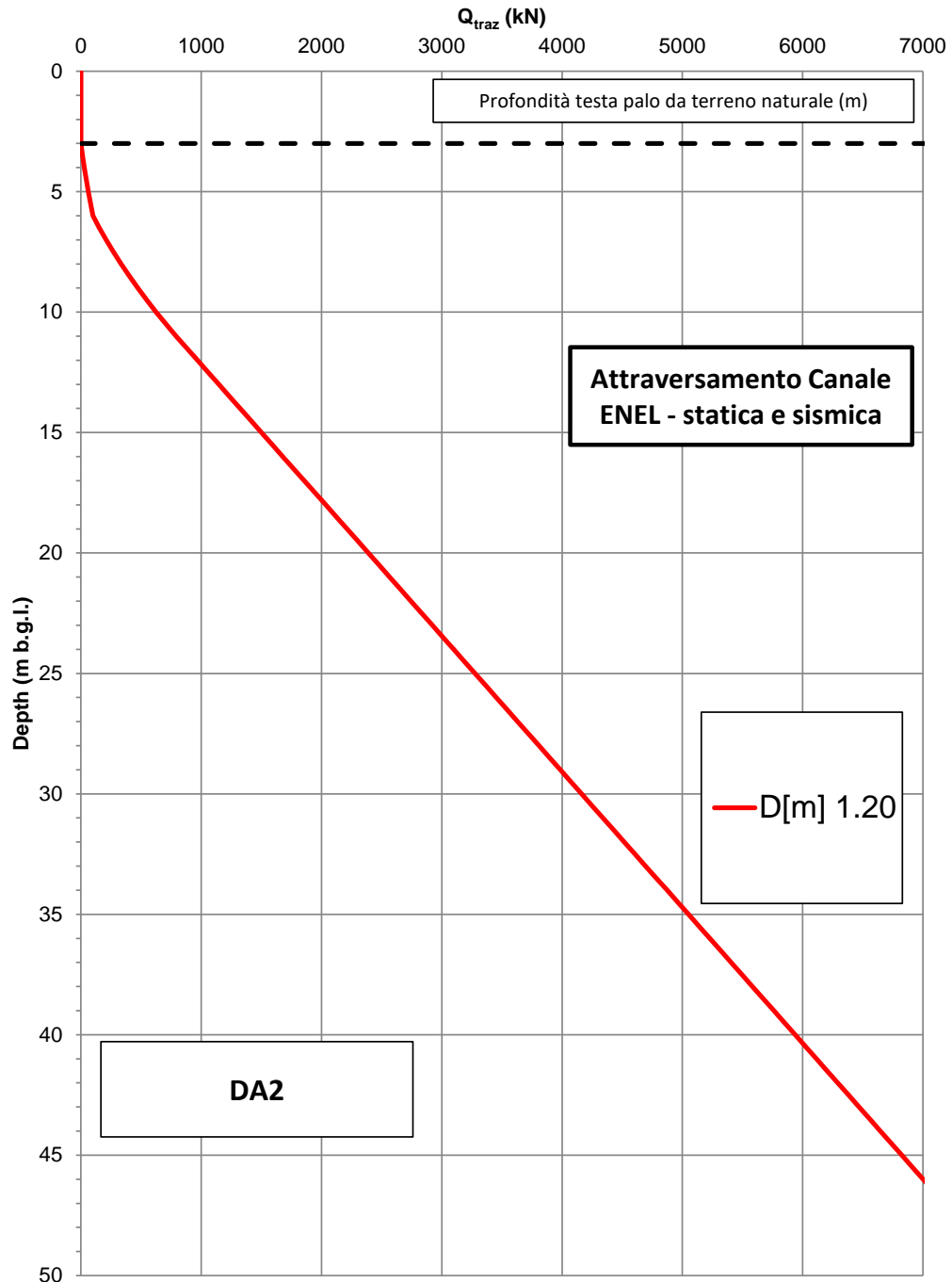


Figura 92: Ponte Canale ENEL – DA2-C1: Resistenza di progetto– Trazione

Allegato 1 – Sintesi dei risultati delle prove penetrometriche dinamiche SPT

Sondaggio		Descrizione	Profondità	SPT
(#)	tipo	(-)	(m da p.c.)	(Colpi/30cm)
B02	CCS	Limo argilloso sabbioso	2.6	18
B02	CCS	Limo argilloso sabbioso	4.6	28
B02	CCS	Limo argilloso sabbioso	6.4	70
B02	CCS	Limo argilloso sabbioso	9.5	44
B02	GES2	Limo argilloso con gesso	11.1	100
B02	GES2	Limo argilloso con gesso	15.6	17
B02	GES2	Limo argilloso con gesso	20.5	62
B03	CCS	Limo argilloso sabbioso	2.6	12
B03	CCS	Limo argilloso sabbioso	4.4	30
B03	CCS	Limo argilloso sabbioso	6.5	24
B03	CCS	Limo argilloso sabbioso	9.4	40
B03	GES2	Limo argilloso con gesso	12.5	52
B04	CCS	Limo argilloso sabbioso	2.6	13
B04	CCS	Limo argilloso sabbioso	4.6	14
B04	CCS	Limo argilloso sabbioso	6.5	17
B04	GES2	Limo argilloso con gesso	9	7
B05	CCS	Limo argilloso sabbioso	2.6	21
B05	CCS	Limo argilloso sabbioso	4.6	100
B06	CCS	Limo argilloso sabbioso	2.50	21
B06	CCS	Limo argilloso sabbioso	4.5	20
B06	CCS	Limo argilloso sabbioso	6.6	17
B06	CCS	Limo argilloso sabbioso	9.6	20
B06	CCS	Limo argilloso sabbioso	12.6	15

Sondaggio		Descrizione	Profondità	SPT
(#)	tipo	(-)	(m da p.c.)	(Colpi/30cm)
B06	CCS	Limo argilloso sabbioso	15.6	21
B06	GES2	Limo argilloso con gesso	20.5	74
B07	CCS	Limo argilloso sabbioso	2.4	11
B07	CCS	Limo argilloso sabbioso	4.6	9
B07	CCS	Limo argilloso sabbioso	6.5	10
B07	CCS	Limo argilloso sabbioso	9.5	7
B07	GES2	Limo argilloso con gesso	10.5	9
B07	GES2	Limo argilloso con gesso	12.6	19
B07	GES2	Limo argilloso con gesso	15.5	15
B07	GES2	Limo argilloso con gesso	20.6	100
B07	GES2	Limo argilloso con gesso	25.5	100
B08	CCS	Limo argilloso sabbioso	2.6	21
B08	CCS	Limo argilloso sabbioso	4.7	19
B08	CCS	Limo argilloso sabbioso	6.5	67
B08	CCS	Limo argilloso sabbioso	9.5	100
B09	CCS	Limo argilloso sabbioso	2.5	39
B09	CCS	Limo argilloso sabbioso	4.6	42
B09	CCS	Limo argilloso sabbioso	6.5	41
B09	CCS	Limo argilloso sabbioso	9.50	
B09	CCS	Limo argilloso sabbioso	12.50	
B09	CCS	Limo argilloso sabbioso		
B09	CCS	Limo argilloso sabbioso		
B09	CCS	Limo argilloso sabbioso		

Sondaggio		Descrizione	Profondità	SPT
(#)	tipo	(-)	(m da p.c.)	(Colpi/30cm)
B09	CCS	Limo argilloso sabbioso		
B09	CCS	Limo argilloso sabbioso		
B09	CCS	Limo argilloso sabbioso		
B09	CCS	Limo argilloso sabbioso		
B09	CCS	Limo argilloso sabbioso		
B09	CCS	Limo argilloso sabbioso		
B09	CCS	Limo argilloso sabbioso		
B09	CCS	Limo argilloso sabbioso		
B09	CCS	Limo argilloso sabbioso		
B09	CCS	Limo argilloso sabbioso		
B09	CCS	Limo argilloso sabbioso		
B09	CCS	Limo argilloso sabbioso		
B09	CCS	Limo argilloso sabbioso		
B09	CCS	Limo argilloso sabbioso		
B09	CCS	Limo argilloso sabbioso	9.5	100
B09	CCS	Limo argilloso sabbioso	12.5	100
B10	CCS	Limo argilloso sabbioso	2.5	57
B10	CCS	Limo argilloso sabbioso	4.5	62
B10	CCS	Limo argilloso sabbioso	6.5	81
B10	CCS	Limo argilloso sabbioso	9	80
B10	CCS	Limo argilloso sabbioso	12.5	100
B11	CCS	Limo argilloso sabbioso	2.4	35
B11	CCS	Limo argilloso sabbioso	4.4	66
B11	CCS	Limo argilloso sabbioso	6.4	69
B11	CCS	Limo argilloso sabbioso	9.4	100

Sondaggio		Descrizione	Profondità	SPT
(#)	tipo	(-)	(m p.c.) da	(Colpi/30cm)
B11	CCS	Limo argilloso sabbioso	12.5	100
B12	CCS	Limo argilloso sabbioso	2.5	22
B12	CCS	Limo argilloso sabbioso	4.5	30
B12	CCS	Limo argilloso sabbioso	6.5	66
B12	CCS	Limo argilloso sabbioso	9.5	100
B12	CCS	Limo argilloso sabbioso	12.5	100
B13	CCS	Limo argilloso sabbioso	2	24
B13	CCS	Limo argilloso sabbioso	4.5	62
B13	CCS	Limo argilloso sabbioso	6.5	100
B13	CCS	Limo argilloso sabbioso	3.5	100
B14	CCS	Limo argilloso sabbioso	2.4	24
B14	CCS	Limo argilloso sabbioso	4.6	22
B14	CCS	Limo argilloso sabbioso	6	14
B14	GES2	Limo argilloso con gesso	3.6	76
B14	GES2	Limo argilloso con gesso	12.3	100
B16	CCS	Limo argilloso sabbioso	2.4	73
B16	CCS	Limo argilloso sabbioso	4.5	82
B16	CCS	Limo argilloso sabbioso	6.25	91
B16	CCS	Limo argilloso sabbioso	9.5	88
B16	CCS	Limo argilloso sabbioso	12	100
B16	GES2	Limo argilloso con gesso	15.5	100
B16	GES1	Limo argilloso con gesso	24.5	90
B19	CCS	Limo argilloso sabbioso	2.6	20

Sondaggio		Descrizione	Profondità	SPT
(#)	tipo	(-)	(m da p.c.)	(Colpi/30cm)
B19	CCS	Limo argilloso sabbioso	4.6	20
B19	CCS	Limo argilloso sabbioso	6.7	26
B19	CCS	Limo argilloso sabbioso	10.2	17
B19	CCS	Limo argilloso sabbioso	12.9	32
B19	GES2	Limo argilloso con gesso	16.4	100
B20	CCS	Limo argilloso sabbioso	2.5	15
B20	CCS	Limo argilloso sabbioso	4.0	29
B20	CCS	Limo argilloso sabbioso	6.3	22
B20	CCS	Limo argilloso sabbioso	9.1	26
B20	CCS	Limo argilloso sabbioso	10.5	36
B20	CCS	Limo argilloso sabbioso	13.0	100
B21	CCS	Limo argilloso sabbioso	2.5	24
B21	CCS	Limo argilloso sabbioso	4.4	29
B21	CCS	Limo argilloso sabbioso	6.4	36
B21	CCS	Limo argilloso sabbioso	90.2	28
B21	CCS	Limo argilloso sabbioso	12.5	48
B21	CCS	Limo argilloso sabbioso	15.4	83
B21	CCS	Limo argilloso sabbioso	20.4	82
B22	SAF	Marne argillose	2.5	40
B22	SAF	Marne argillose	4.5	65
B22	SAF	Marne argillose	6.5	100
B23	b	Sabbia ghiaia con materiale siltoso e argilloso	2.6	4

Sondaggio	tipo	Descrizione	Profondità	SPT
(#)		(-)	(m da p.c.)	(Colpi/30cm)
B23	b	Sabbia ghiaia con materiale siltoso e argilloso	2.6	100
B23	SAF	Marne argillose	6.3	53
B23	SAF	Marne argillose	9.9	100
B23	SAF	Marne argillose	12	100
B24	b	Sabbia ghiaia con materiale siltoso e argilloso	2.5	48
B24	b	Sabbia ghiaia con materiale siltoso e argilloso	4.5	72
B24	SAF	Marne argillose	6.5	45
B24	SAF	Marne argillose	10.1	44
B24	SAF	Marne argillose	12.4	72
B24	SAF	Marne argillose	15.4	78
B24	SAF	Marne argillose	21.0	22
B24	SAF	Marne argillose	25.6	48
B25	b	Sabbia ghiaia con materiale siltoso e argilloso	2.5	4
B25	b	Sabbia ghiaia con materiale siltoso e argilloso	4.5	6
B25	b	Sabbia ghiaia con materiale siltoso e argilloso	6.5	100
B25	b	Sabbia ghiaia con materiale siltoso e argilloso	10	80

Sondaggio		Descrizione	Profondità	SPT
(#)	tipo	(-)	(m p.c.) da	(Colpi/30cm)
B25	SAF	Marne argillose	12.4	100
B25	SAF	Marne argillose	15.4	100
B25	SAF	Marne argillose	20.0	30
B25	SAF	Marne argillose	25.6	46
B26	b	Sabbia ghiaia con materiale siltoso e argilloso	2.6	5
B26	b	Sabbia ghiaia con materiale siltoso e argilloso	4.6	6
B26	b	Sabbia ghiaia con materiale siltoso e argilloso	6.3	40
B26	SAF	Marne argillose	12.5	72
B26	SAF	Marne argillose	15.4	80
B26	SAF	Marne argillose	20.4	39
B26	SAF	Marne argillose	25.5	56
B27	SAF	Marne argillose	5.6	70
B27	SAF	Marne argillose	8.5	77
B27	SAF	Marne argillose	13	100
B27	SAF	Marne argillose	17.1	89
B28	b1	Sabbia e ghiaia con ciottoli	2.4	18
B28	b1	Sabbia e ghiaia con ciottoli	6.9	46
B28	SAF	Marne argillose	10	65
B28	SAF	Marne argillose	12.4	77

Sondaggio	tipo	Descrizione	Profondità	SPT
(#)		(-)	(m p.c.) da	(Colpi/30cm)
B28	SAF	Marne argillose	16	85
B29	b1	Sabbia e ghiaia con ciottoli	4.0	23
B29	SAF	Marne argillose	6.5	64
B29	SAF	Marne argillose	9.4	80
B29	SAF	Marne argillose	12.1	80
B29	SAF	Marne argillose	16.0	79
B29	SAF	Marne argillose	20	70
B29	SAF	Marne argillose	25.5	100
SPE 27-20	b1	Sabbia e ghiaia con ciottoli	1.5	31
SPE 27-20	b1	Sabbia e ghiaia con ciottoli	3.0	20
SPE 27-20	b1	Sabbia e ghiaia con ciottoli	4.5	43
SPE 27-20	b1	Sabbia e ghiaia con ciottoli	6.0	100
SPE 27-20	CCS	Limo argilloso sabbioso	7.5	66
SPE 27-20	CCS	Limo argilloso sabbioso	9.0	59
SPE 27-20	CCS	Limo argilloso sabbioso	10.5	100
SPE 27-20	CCS	Limo argilloso sabbioso	12.0	35
SPE 27-20	CCS	Limo argilloso sabbioso	13.5	100
SPE 27-20	CCS	Limo argilloso sabbioso	15.0	34
SPE 27-20	CCS	Limo argilloso sabbioso	16.5	100
SPE 27-20	CCS	Limo argilloso sabbioso	18.00	100

Sondaggio		Descrizione	Profondità	SPT
(#)	tipo	(-)	(m da p.c.)	(Colpi/30cm)
SPE 27-20	CCS	Limo argilloso sabbioso	19.50	100
SPE 27-20	CCS	Limo argilloso sabbioso	21.00	31
SPE 27-20	CCS	Limo argilloso sabbioso	22.00	15
SPE 27-20	CCS	Limo argilloso sabbioso	24.00	100
SPE 27-20	CCS	Limo argilloso sabbioso	25.50	16
SPE 27-20	CCS	Limo argilloso sabbioso	27.00	100
SPE 27-20	CCS	Limo argilloso sabbioso	28.50	100
SPE 27-20	CCS	Limo argilloso sabbioso	30.00	100
SPE 27-20	CCS	Limo argilloso sabbioso	31.50	31
SPE 27-20	CCS	Limo argilloso sabbioso	33.00	100
SPE 27-20	CCS	Limo argilloso sabbioso	34.50	26
SPE 27-20	CCS	Limo argilloso sabbioso	36.00	100
SPE 27-20	CCS	Limo argilloso sabbioso	37.50	100
SPE 27-20	CCS	Limo argilloso sabbioso	39.00	100
SPE 27-20	CCS	Limo argilloso sabbioso	40.50	100
SPE 27-20	CCS	Limo argilloso sabbioso	42.00	100
SPE 27-20	CCS	Limo argilloso sabbioso	43.50	100
SPE 27-20	CCS	Limo argilloso sabbioso	45.00	100
SFG 10	CCS	Limo argilloso sabbioso	4.70	22
SFG 10	CCS	Limo argilloso sabbioso	10.60	100
SFG 10	GES2	Limo argilloso con gesso	15.20	73
SFG 10	GES2	Limo argilloso con gesso	19.50	100
SFG 24	CCS	Limo argilloso sabbioso	1.50	18

Sondaggio	tipo	Descrizione	Profondità	SPT
(#)		(-)	(m p.c.) da	(Colpi/30cm)
SFG 24	CCS	Limo argilloso sabbioso	4.50	34
SFG 24	CCS	Limo argilloso sabbioso	6.00	25
SFG 24	CCS	Limo argilloso sabbioso	7.50	27
SFG 24	CCS	Limo argilloso sabbioso	9.00	22
SFG 24	GES2	Limo argilloso con gesso	10.50	100
SFG 24	GES2	Limo argilloso con gesso	13.50	100
SFG 24	GES2	Limo argilloso con gesso	15.00	100
SFG 24	GES2	Limo argilloso con gesso	21.00	100
SFG 24	GES2	Limo argilloso con gesso	27.40	71
SPD 26-1	CCS	Limo argilloso sabbioso	3.50	66
SPD 26-1	CCS	Limo argilloso sabbioso	6.00	68
SPD 26-1	CCS	Limo argilloso sabbioso	9.00	25
SPD 26-1	CCS	Limo argilloso sabbioso	12.00	100
SPD 26-1	CCS	Limo argilloso sabbioso	15.50	100
SPD 26-1	CCS	Limo argilloso sabbioso	18.50	100
SPD 26-1	CCS	Limo argilloso sabbioso	22.50	100
SPD 26-1	CCS	Limo argilloso sabbioso	25.00	100
SPD 26-2	GES2	Limo argilloso con gesso	3.00	25
SPD 26-2	GES2	Limo argilloso con gesso	6.50	100
SPD 26-2	GES2	Limo argilloso con gesso	9.00	100
SPD 26-2	GES2	Limo argilloso con gesso	12.50	100
SPD 26-2	GES2	Limo argilloso con gesso	15.00	100
SPD 26-2	GES2	Limo argilloso con gesso	21.00	100

Sondaggio	tipo	Descrizione	Profondità	SPT
(#)		(-)	(m p.c.) da	(Colpi/30cm)
SPE 26-07	CCS	Limo argilloso sabbioso	5.00	25
SPE 26-07	CCS	Limo argilloso sabbioso	10.00	100
SPE 26-07	GES2	Limo argilloso con gesso	15.00	100
6 V	CCS	Limo argilloso sabbioso	2.40	20
6 V	CCS	Limo argilloso sabbioso	4.90	16
6 V	CCS	Limo argilloso sabbioso	6.50	24
6 V	CCS	Limo argilloso sabbioso	8.70	23
6 V	CCS	Limo argilloso sabbioso	11.00	31
6 V	GES2	Limo argilloso con gesso	13.50	54
6 V	GES2	Limo argilloso con gesso	18.30	66
6 V	GES2	Limo argilloso con gesso	21.70	80
SPE 26-09	CCS	Limo argilloso sabbioso	5.00	26
SPE 26-09	CCS	Limo argilloso sabbioso	10.00	100
SPE 26-09	CCS	Limo argilloso sabbioso	15.00	100
SPE 26-09	CCS	Limo argilloso sabbioso	20.00	100
SPE 26-09	GES2	Limo argilloso con gesso	25.00	100
SPE 26-09	GES2	Limo argilloso con gesso	30.00	100
8V	CCS	Limo argilloso sabbioso	2.50	20
8V	CCS	Limo argilloso sabbioso	5.30	21
8V	CCS	Limo argilloso sabbioso	7.50	20
8V	CCS	Limo argilloso sabbioso	10.20	48
8V	CCS	Limo argilloso sabbioso	13.60	54
8V	CCS	Limo argilloso sabbioso	15.90	56

Sondaggio		Descrizione	Profondità	SPT
(#)	tipo	(-)	(m da p.c.)	(Colpi/30cm)
8V	CCS	Limo argilloso sabbioso	18.50	46
8V	CCS	Limo argilloso sabbioso	20.70	43
8V	CCS	Limo argilloso sabbioso	22.30	58
8V	CCS	Limo argilloso sabbioso	25.00	64
12V	CCS	Limo argilloso sabbioso	2.50	15
12V	CCS	Limo argilloso sabbioso	4.40	23
12V	CCS	Limo argilloso sabbioso	6.70	23
12V	CCS	Limo argilloso sabbioso	9.40	56
12V	GES2	Limo argilloso con gesso	12.10	52
12V	GES2	Limo argilloso con gesso	15.60	66
12V	GES2	Limo argilloso con gesso	18.20	100
SPD 26-6	b	Sabbia ghiaia con materiale siltoso e argilloso	3.00	7
SPD 26-6	b	Sabbia ghiaia con materiale siltoso e argilloso	6.00	34
SPD 26-6	SAF	Marne argillose	9	82
SPD 26-6	SAF	Marne argillose	12	98
SPD 26-6	SAF	Marne argillose	15.2	73
SPD 26-6	SAF	Marne argillose	18	60
SPD 26-6	SAF	Marne argillose	21	74
SPD 26-6	SAF	Marne argillose	24	102
SPD 26-7	b	Sabbia ghiaia con materiale siltoso e argilloso	3	6

Sondaggio	tipo	Descrizione	Profondità	SPT
(#)		(-)	(m da p.c.)	(Colpi/30cm)
SPD 26-7	b	Sabbia ghiaia con materiale siltoso e argilloso	6	100
SPD 26-7	b	Sabbia ghiaia con materiale siltoso e argilloso	9	70
SPD 26-7	b	Sabbia ghiaia con materiale siltoso e argilloso	12	82
SPD 26-7	SAF	Marne argillose	15.7	75
SPD 26-7	SAF	Marne argillose	18	84
SPD 26-7	SAF	Marne argillose	21	69
SPD 26-7	SAF	Marne argillose	24.5	87
12 VI	b	Sabbia ghiaia con materiale siltoso e argilloso	3	100
12 VI	b	Sabbia ghiaia con materiale siltoso e argilloso	6	34
12 VI	GES1	Limo argilloso con gesso	9	49
12 VI	SAF	Marne argillose	12	69
12 VI	SAF	Marne argillose	15	73
11 VI	b	Sabbia ghiaia con materiale siltoso e argilloso	1.5	8
11 VI	b	Sabbia ghiaia con materiale siltoso e argilloso	3	38
11 VI	b	Sabbia ghiaia con materiale siltoso e argilloso	4.5	64

Sondaggio	tipo	Descrizione	Profondità	SPT
(#)		(-)	(m da p.c.)	(Colpi/30cm)
11 VI	b	Sabbia ghiaia con materiale siltoso e argilloso	6	75
11 VI	b	Sabbia ghiaia con materiale siltoso e argilloso	7.5	100
SPD 26-9	b	Sabbia ghiaia con materiale siltoso e argilloso	3	3
SPD 26-9	b	Sabbia ghiaia con materiale siltoso e argilloso	6.3	22
SPD 26-9	b	Sabbia ghiaia con materiale siltoso e argilloso	9	35
SPD 26-9	b	Sabbia ghiaia con materiale siltoso e argilloso	12	61
SPD 26-9	SAF	Marne argillose	15.7	100
SPD 26-9	SAF	Marne argillose	18	100
SPD 26-9	SAF	Marne argillose	21	100
SPD 26-9	SAF	Marne argillose	24	100
SPD 26-31	b1	Sabbia e ghiaia con ciottoli	1.5	100
SPD 26-31	b1	Sabbia e ghiaia con ciottoli	3	100
SPD 26-31	b1	Sabbia e ghiaia con ciottoli	4.5	100
SPD 26-31	b1	Sabbia e ghiaia con ciottoli	6	71
SPD 26-31	SAF	Marne argillose	9	100

Sondaggio	tipo	Descrizione	Profondità	SPT
(#)		(-)	(m da p.c.)	(Colpi/30cm)
SPD 26-31	SAF	Marne argillose	15	100
SPD 26-31	SAF	Marne argillose	21	100
SPD 26-31	SAF	Marne argillose	27	100
SPE 26-29	b1	Sabbia e ghiaia con ciottoli	1.5	100
SPE 26-29	b1	Sabbia e ghiaia con ciottoli	3	100
SPE 26-29	SAF	Marne argillose	4.5	43
SPE 26-29	SAF	Marne argillose	10.5	100
SPE 26-29	SAF	Marne argillose	17	100
SPE 26-29	SAF	Marne argillose	23	100
SPD 26-10	b1	Sabbia e ghiaia con ciottoli	3	100
SPD 26-10	SAF	Marne argillose	6	34
SPD 26-10	SAF	Marne argillose	9	49
SPD 26-10	SAF	Marne argillose	12	69
SPD 26-10	SAF	Marne argillose	15.35	73
SPE 26-32	b1	Sabbia e ghiaia con ciottoli	1.5	25
SPE 26-32	b1	Sabbia e ghiaia con ciottoli	3	27
SPE 26-32	SAF	Marne argillose	6	53
SPE 26-32	SAF	Marne argillose	12	37
SPE 26-32	SAF	Marne argillose	18	60
SPE 26-32	SAF	Marne argillose	24	70

Sondaggio		Descrizione	Profondità	SPT
(#)	tipo	(-)	(m da p.c.)	(Colpi/30cm)
SPE 26-32	SAF	Marne argillose	30	63
SFG31	CCS	Limo argilloso sabbioso	3.5	53
SFG31	GES2	Limo argilloso con gesso	8	76
SFG31	GES2	Limo argilloso con gesso	12	60
SFG31	GES2	Limo argilloso con gesso	18	70
SPE 26-11	CCS	Limo argilloso sabbioso	6	76
SPE 26-11	GES2	Limo argilloso con gesso	10.5	62

Allegato 2 – Sintesi dei risultati delle prove di laboratorio

Sondaggio	Materiale	Prof.	quota	CU VT	CU PP	g _n	G _s	w	e ₀	LL	PI	PL	Composizione granulometrica				TD_picco		cnc rock	TX-UU		
													Ghiaia	Sabbia	Limo	Argilla	t	sn	sc	C _u	CR	RR
[n°]	[-]	[m p.c.]	[m NAP]			[kN/m3]		[%]	[-]	[%]	[%]	[-]	[%]	[%]	[%]	[%]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[kPa]		
B02incl	CCS	1.80	207.45			-	2.65	-	-	-	-	-	0.00	12.00	54.00	34.0	-	-	-	-	-	-
B02incl	CCS	2.40	206.85	117	230	20.47	2.67	15.10	0.47	49.00	27.00	22.0	0.00	7.00	62.00	31.0	-	-	-	-	-	-
B02incl	CCS	2.83	206.43			-	2.64	-	-	-	-	-	0.00	3.00	57.00	40.0	-	-	-	-	-	-
B02incl	CCS	9.25	200.00	100	225	20.23	2.67	17.80	0.53	38.00	18.00	20.0	0.00	0.00	71.00	29.0	42.58	50	-	-	-	-
B02incl	CCS	9.25	200.00	100	225	20.23	2.67	17.80	0.53	38.00	18.00	20.0	0.00	0.00	71.00	29.0	65.6	100	-	-	-	-
B02incl	CCS	9.25	200.00	100	225	20.23	2.67	17.80	0.53	38.00	18.00	20.0	0.00	0.00	71.00	29.0	103.8	200	-	-	-	-
B02incl	GES2	11.90	197.35	200	300	19.30	2.68	23.70	0.68	65.00	35.00	30.0	0.00	0.00	62.00	38.0	-	-	-	241.50	-	-
B02incl	GES2	28.25	181.00			20.56	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.57	-	-	-
B03	CCS	1.60	206.03			-	2.66	-	-	-	-	-	4.00	21.00	46.00	29.0	-	-	-	-	-	-
B03	CCS	2.30	205.33	110	225	20.90	2.64	13.30	0.41	35.00	13.00	22.0	5.00	18.00	53.00	24.0	-	-	-	-	-	-
B03	CCS	4.20	203.43	103	180	20.81	2.68	12.60	0.42	32.00	15.00	17.0	4.00	32.00	46.00	18.0	27.2	24.52	-	-	-	-
B03	CCS	4.20	203.43	103	180	20.81	2.68	12.60	0.42	32.00	15.00	17.0	4.00	32.00	46.00	18.0	36.5	49.03	-	-	-	-
B03	CCS	4.20	203.43	103	180	20.81	2.68	12.60	0.42	32.00	15.00	17.0	4.00	32.00	46.00	18.0	61.8	98.07	-	-	-	-
B03	GES2	12.25	195.38	80	155	19.92	2.69	21.20	0.61	40.00	20.00	20.0	0.00	4.00	71.00	25.0	-	-	-	-	0.12	1.34E-02
B04incl	CCS	1.85	205.50			-	2.66	-	-	37.00	17.00	20.0	0.00	17.00	60.00	23.0	-	-	-	-	-	-
B04incl	CCS	4.30	203.05	30	58.5	18.67	2.68	22.10	0.72	28.00	11.00	17.0	23.00	28.00	36.00	13.0	22.83	25	-	-	-	-
B04incl	CCS	4.30	203.05			18.67	2.68	22.10	0.72	28.00	11.00	17.0	23.00	28.00	36.00	13.0	35.84	50	-	-	-	-
B04incl	CCS	4.30	203.05			18.67	2.68	22.10	0.72	28.00	11.00	17.0	23.00	28.00	36.00	13.0	59.22	100	-	-	-	-
B04incl	CCS	6.25	201.10	33	90	19.37	2.69	20.40	0.64	25.00	9.00	16.0	3.00	30.00	49.00	18.0	-	-	-	-	-	-
B05DH	CCS	4.30	205.73	83	156.5	19.43	2.68	23.80	0.68	47.00	26.00	21.0	0.00	0.00	72.00	28.0	40.15	50	-	-	-	-
B05DH	CCS	4.30	205.73			19.43	2.68	23.80	0.68	47.00	26.00	21.0	0.00	0.00	72.00	28.0	64.65	100	-	-	-	-

Sondaggio	Materiale	Prof.	quota	CU VT	CU PP	g _n	G _s	w	e ₀	LL	PI	PL	Composizione granulometrica				TD_picco		cnc rock	TX-UU	CR	RR
													Ghiaia	Sabbia	Limo	Argilla	t	sn	sc	C _u		
[n°]	[-]	[m p.c.]	[m NAP]			[kN/m ³]		[%]	[-]	[%]	[%]	[-]	[%]	[%]	[%]	[%]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[kPa]		
B05DH	CCS	4.30	205.73			19.43	2.68	23.80	0.68	47.00	26.00	21.0	0.00	0.00	72.00	28.0	101.98	200	-	-	-	-
B05DH	CCS	9.00	201.03	97	155	20.42	2.66	19.00	0.52	44.00	22.00	22.0	0.00	1.00	70.00	29.0	-	-	-	103.00	-	-
B05DH	GES2	19.70	190.33			21.08	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.57	-	-	-
B05DH	GES2	35.75	174.28			21.13	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.80	-	-	-
B06incl	CCS	4.25	212.51	53	121.5	18.18	2.64	22.40	0.74	49.00	29.00	20.0	1.00	17.00	51.00	31.0	31.65	25	-	-	-	-
B06incl	CCS	4.25	212.51			18.18	2.64	22.40	0.74	49.00	29.00	20.0	1.00	17.00	51.00	31.0	42.65	50	-	-	-	-
B06incl	CCS	4.25	212.51			18.18	2.64	22.40	0.74	49.00	29.00	20.0	1.00	17.00	51.00	31.0	64.16	100	-	-	-	-
B06incl	CCS	9.30	207.46	50	75	18.51	2.63	25.30	0.75	33.00	13.00	20.0	0.00	8.00	73.00	19.0	38.16	50	-	-	-	-
B06incl	CCS	9.30	207.46			18.51	2.63	25.30	0.75	33.00	13.00	20.0	0.00	8.00	73.00	19.0	62.33	100	-	-	-	-
B06incl	CCS	9.30	207.46			18.51	2.63	25.30	0.75	33.00	13.00	20.0	0.00	8.00	73.00	19.0	102.15	200	-	-	-	-
B06incl	CCS	15.30	201.46	70	81.5	19.85	2.69	23.40	0.64	41.00	22.00	19.0	0.00	15.00	60.00	25.0	-	-	-	-	-	-
B06incl	GES2	24.25	192.51			21.41	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.40	-	-	-
B07	CCS	6.25	201.98	47	60	18.70	2.69	30.80	0.85	42.00	19.00	23.0	1.00	2.00	65.00	32.0	-	-	-	-	-	-
B07	CCS	6.25	201.98			18.70	2.69	30.80	0.85	42.00	19.00	23.0	1.00	2.00	65.00	32.0	-	-	-	-	-	-
B07	CCS	6.25	201.98			18.70	2.69	30.80	0.85	42.00	19.00	23.0	1.00	2.00	65.00	32.0	-	-	-	-	-	-
B07	CCS	9.25	198.98	30	33.5	19.12	2.68	28.10	0.76	37.00	18.00	19.0	0.00	15.00	68.00	17.0	-	-	-	-	0.09	1.38E-02
B07	GES2	20.25	187.98	103	213.5	20.19	2.68	21.00	0.58	31.00	10.00	21.0	0.00	8.00	76.00	16.0	-	-	-	96.30	-	-
B07	GES2	25.25	182.98	93	203.5	20.41	2.68	19.80	0.54	32.00	12.00	20.0	0.00	30.00	59.00	11.0	75.66	100	-	-	-	-
B07	GES2	25.25	182.98			20.41	2.68	19.80	0.54	32.00	12.00	20.0	0.00	30.00	59.00	11.0	97.12	200	-	-	-	-
B07	GES2	25.25	182.98			20.41	2.68	19.80	0.54	32.00	12.00	20.0	0.00	30.00	59.00	11.0	211.84	400	-	-	-	-
B07	GES2	27.65	180.58			20.32	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.75	-	-	-

Sondaggio	Materiale	Prof.	quota	CU VT	CU PP	g _n	G _s	w	e ₀	LL	PI	PL	Composizione granulometrica				TD_picco		cnc rock	TX-UU	CR	RR
													Ghiaia	Sabbia	Limo	Argilla	t	sn	sc	C _u		
[n°]	[-]	[m p.c.]	[m NAP]			[kN/m ³]		[%]	[-]	[%]	[%]	[-]	[%]	[%]	[%]	[%]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[kPa]		
B07	GES2	33.10	175.13			21.02	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.37	-	-	-
B08	CCS	2.30	205.83	53	123.5	18.32	2.69	29.71	0.87	54.00	24.50	29.5	0.00	2.00	56.00	42.0	32.64	25	-	-	-	-
B08	CCS	2.30	205.83			18.32	2.69	29.71	0.87	54.00	24.50	29.5	0.00	2.00	56.00	42.0	47.64	50	-	-	-	-
B08	CCS	2.30	205.83			18.32	2.69	29.71	0.87	54.00	24.50	29.5	0.00	2.00	56.00	42.0	63.2	100	-	-	-	-
B08	CCS	9.25	198.88	200	300	20.54	2.66	17.91	0.50	44.00	19.50	24.5	0.00	0.00	76.00	24.0	-	-	-	-	0.07	1.33E-02
B08	GES2	15.60	192.53	200	300	20.56	2.65	17.76	0.49	47.00	21.50	25.5	0.00	2.00	69.00	29.0	-	-	-	-	-	-
B08	GES2	16.85	191.28			20.63	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.83	-	-	-
B09PZ	CCS	4.25	208.61	53	90	18.06	2.64	25.66	0.80	52.00	24.30	27.7	0.00	3.00	60.00	37.0	33.64	25	-	-	-	-
B09PZ	CCS	4.25	208.61			18.06	2.64	25.66	0.80	52.00	24.30	27.7	0.00	3.00	60.00	37.0	46.15	50	-	-	-	-
B09PZ	CCS	4.25	208.61			18.06	2.64	25.66	0.80	52.00	24.30	27.7	0.00	3.00	60.00	37.0	64.05	100	-	-	-	-
B09PZ	CCS	6.25	206.61	200	300	18.38	2.64	25.24	0.76	53.00	28.30	24.7	0.00	2.00	56.00	42.0	-	-	-	-	0.11	1.13E-02
B09PZ	CCS	15.25	197.61	90	138.5	19.79	2.64	18.15	0.55	31.00	9.80	21.2	0.00	23.00	63.00	14.0	-	-	-	105.70	-	-
B10	CCS	4.25	218.18	200	300	18.31	2.60	25.97	0.75	54.00	28.20	25.8	0.00	1.00	56.00	43.0	-	-	-	-	0.10	1.88E-02
B10	CCS	9.25	214.18	200	300	20.08	2.59	16.46	0.47	43.00	22.60	20.4	0.00	1.00	75.00	24.0	58.8	50	-	-	-	-
B10	CCS	9.25	214.18			20.08	2.59	16.46	0.47	43.00	22.60	20.4	0.00	1.00	75.00	24.0	75.22	100	-	-	-	-
B10	CCS	9.25	214.18			20.08	2.59	16.46	0.47	43.00	22.60	20.4	0.00	1.00	75.00	24.0	119.64	200	-	-	-	-
B10	CCS	12.25	211.18	200	300	20.33	2.62	16.90	0.48	41.00	19.10	21.9	0.00	0.00	76.00	24.0	-	-	-	-	-	-
B10	CCS	20.43	204.01			19.87	2.60	19.22	0.54	41.00	19.40	21.6	0.00	0.00	79.00	21.0	-	-	-	334.30	-	-
B11CH	CCS	2.20	225.05			-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
B11CH	CCS	2.63	224.63			-	2.63	-	-	54.00	29.00	25.0	0.00	1.00	61.00	38.0	-	-	-	-	-	-

Sondaggio	Materiale	Prof.	quota	CU VT	CU PP	g _n	G _s	w	e ₀	LL	PI	PL	Composizione granulometrica				TD_picco		cnc rock	TX-UU	CR	RR
													Ghiaia	Sabbia	Limo	Argilla	t	sn	sc	C _u		
[n°]	[-]	[m p.c.]	[m NAP]			[kN/m ³]		[%]	[-]	[%]	[%]	[-]	[%]	[%]	[%]	[%]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[kPa]		
B11CH	CCS	6.25	221.00	200	300	19.85	2.63	20.55	0.57	46.00	25.30	20.7	1.00	0.00	73.00	26.0	-	-	-	-	-	-
B11CH	CCS	6.25	221.00			19.85	2.63	20.55	0.57	46.00	25.30	20.7	1.00	0.00	73.00	26.0	-	-	-	-	-	-
B11CH	CCS	6.25	221.00			19.85	2.63	20.55	0.57	46.00	25.30	20.7	1.00	0.00	73.00	26.0	-	-	-	-	-	-
B11CH	CCS	12.25	215.00	200	300	21.56	2.64	13.15	0.36	41.00	19.90	21.1	0.00	1.00	82.00	17.0	-	-	-	380.50	-	-
B11CH	CCS	25.20	202.05	200	300	20.17	2.65	20.35	0.55	37.00	16.90	20.1	0.00	9.00	75.00	16.0	-	-	-	-	-	-
B12INCL	CCS	4.25	226.57	107	173.5	20.57	2.61	17.02	0.46	34.00	18.30	15.7	0.00	19.00	61.00	20.0	-	-	-	-	-	-
B12INCL	CCS	4.25	226.57			20.57	2.61	17.02	0.46	34.00	18.30	15.7	0.00	19.00	61.00	20.0	-	-	-	-	-	-
B12INCL	CCS	4.25	226.57			20.57	2.61	17.02	0.46	34.00	18.30	15.7	0.00	19.00	61.00	20.0	-	-	-	-	-	-
B12INCL	CCS	6.25	224.57	117	193.5	20.52	2.65	18.38	0.50	41.00	22.30	18.7	0.00	3.00	77.00	20.0	42.88	50	-	-	-	-
B12INCL	CCS	6.25	224.57			20.52	2.65	18.38	0.50	41.00	22.30	18.7	0.00	3.00	77.00	20.0	66.24	100	-	-	-	-
B12INCL	CCS	6.25	224.57			20.52	2.65	18.38	0.50	41.00	22.30	18.7	0.00	3.00	77.00	20.0	105.12	200	-	-	-	-
B12INCL	CCS	6.68	224.15			-	2.64	-	-	43.00	24.20	18.8	0.00	4.00	76.00	20.0	-	-	-	-	-	-
B12INCL	CCS	12.25	218.57			-	2.65	-	-	39.00	20.40	18.6	0.00	2.00	78.00	20.0	-	-	-	-	-	-
B12INCL	CCS	19.75	211.07			-	2.62	-	-	-	-	-	0.00	2.00	87.00	11.0	-	-	-	-	-	-
B13INCL	CCS	2.25	232.50	93	228.5	19.97	2.69	19.18	0.58	39.00	18.10	20.9	0.00	0.00	81.00	19.0	-	-	-	-	-	-
B13INCL	CCS	9.15	225.60	200	300	20.80	2.68	16.83	0.48	32.00	12.90	19.1	0.00	6.00	73.00	21.0	-	-	-	320.80	-	-
B13INCL	CCS	12.80	221.95	200	300	19.91	2.68	21.81	0.61	59.00	29.10	29.9	0.00	0.00	60.00	40.0	-	-	-	-	0.07	1.06E-02
B13INCL	CCS	24.75	210.00			20.43	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.59	-	-	-
B14	CCS	2.20	219.51	77	170	18.95	2.63	23.00	0.68	46.00	19.60	26.4	0.00	5.00	62.00	33.0	33.66	25	-	-	-	-
B14	CCS	2.20	219.51			18.95	2.63	23.00	0.68	46.00	19.60	26.4	0.00	5.00	62.00	33.0	43.67	50	-	-	-	-
B14	CCS	2.20	219.51			18.95	2.63	23.00	0.68	46.00	19.60	26.4	0.00	5.00	62.00	33.0	65.89	100	-	-	-	-

Sondaggio	Materiale	Prof.	quota	CU VT	CU PP	g _n	G _s	w	e ₀	LL	PI	PL	Composizione granulometrica				TD_picco		cnc rock	TX-UU	CR	RR
													Ghiaia	Sabbia	Limo	Argilla	t	sn	sc	C _u		
[n°]	[-]	[m p.c.]	[m NAP]			[kN/m3]		[%]	[-]	[%]	[%]	[-]	[%]	[%]	[%]	[%]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[kPa]		
B14	CCS	4.83	216.88			-	2.64	-	-	-	-	-	0.00	5.00	65.00	30.0	-	-	-	-	-	-
B14	CCS	6.25	215.46	63	156.5	18.94	2.64	19.51	0.64	46.00	22.40	23.6	0.00	3.00	73.00	24.0	-	-	-	-	-	-
B14	GES2	9.83	211.88			-	2.64	-	-	-	-	-	4.00	6.00	76.00	14.0	-	-	-	-	-	-
B14	GES2	12.15	209.56			19.57	2.65	16.83	0.55	57.00	27.10	29.9	18.00	3.00	54.00	25.0	-	-	-	-	-	-
B14	GES2	22.20	199.51			22.56	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	3.29	-	-	-
B14	GES1	26.20	195.51			23.44	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	6.97	-	-	-
B16INCL	CCS	1.85	209.01			-	2.71	-	-	-	-	-	0.00	0.00	43.00	57.0	-	-	-	-	-	-
B16INCL	CCS	6.08	204.79	200	300	20.00	2.69	18.60	0.57	57.00	29.00	28.0	0.00	0.00	54.00	46.0	-	-	-	-	-	-
B16INCL	CCS	11.80	199.06	200	300	20.87	2.64	16.70	0.45	48.00	27.00	21.0	0.00	0.00	53.00	47.0	-	-	-	169.00	-	-
B16INCL	SAF	24.30	186.56	200	300	20.46	2.64	19.20	0.51	38.00	14.00	24.0	0.00	2.00	67.00	31.0	-	-	-	225.00	-	-
B19PZ	CCS	4.30	204.38	53	166.5	19.53	2.65	21.50	0.61	43.00	21.00	22.0	0.00	12.00	59.00	29.0	31.64	25	-	-	-	-
B19PZ	CCS	4.30	204.38			19.53	2.65	21.50	0.61	43.00	21.00	22.0	0.00	12.00	59.00	29.0	40.22	50	-	-	-	-
B19PZ	CCS	4.30	204.38			19.53	2.65	21.50	0.61	43.00	21.00	22.0	0.00	12.00	59.00	29.0	62.97	100	-	-	-	-
B19PZ	CCS	12.60	196.08	200	175	20.15	2.67	19.50	0.56	37.00	18.00	19.0	0.00	4.00	69.00	27.0	-	-	-	107.20	-	-
B19PZ	GES2	17.65	191.03			20.49	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.95	-	-	-
B19PZ	GES2	18.20	190.48			20.24	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.77	-	-	-
B19PZ	GES2	20.65	188.03			20.52	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.65	-	-	-
B20PZ	CCS	1.95	203.41			-	2.68	-	-	53.00	28.00	25.0	0.00	2.00	53.00	45.0	-	-	-	-	-	-
B20PZ	CCS	4.20	201.16	127	275	19.82	2.66	22.20	0.61	43.00	20.00	23.0	0.00	1.00	58.00	41.0	-	-	-	-	-	-
B20PZ	CCS	4.20	201.16			19.82	2.66	22.20	0.61	43.00	20.00	23.0	0.00	1.00	58.00	41.0	-	-	-	-	-	-
B20PZ	CCS	4.20	201.16			19.82	2.66	22.20	0.61	43.00	20.00	23.0	0.00	1.00	58.00	41.0	-	-	-	-	-	-
B20PZ	CCS	12.75	192.61	97	245	20.35	2.68	20.00	0.55	40.00	20.00	20.0	1.00	0.00	64.00	35.0	42.58	50	-	-	-	-

Sondaggio	Materiale	Prof.	quota	CU VT	CU PP	g _n	G _s	w	e ₀	LL	PI	PL	Composizione granulometrica				TD_picco		cnc rock	TX-UU		RR
													Ghiaia	Sabbia	Limo	Argilla	t	sn		sc	C _u	
[n°]	[-]	[m p.c.]	[m NAP]			[kN/m ³]		[%]	[-]	[%]	[%]	[-]	[%]	[%]	[%]	[%]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[kPa]		
B20PZ	CCS	12.75	192.61			20.35	2.68	20.00	0.55	40.00	20.00	20.0	1.00	0.00	64.00	35.0	65.75	100	-	-	-	-
B20PZ	CCS	12.75	192.61			20.35	2.68	20.00	0.55	40.00	20.00	20.0	1.00	0.00	64.00	35.0	103.08	200	-	-	-	-
B20PZ	CCS	16.20	189.16			24.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	8.08	-	-	-
B20PZ	CCS	18.15	187.21			21.19	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.63	-	-	-
B20PZ	CCS	21.75	183.61			21.06	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.59	-	-	-
B21	CCS	2.25	207.34	107	193.5	19.39	2.70	18.10	0.61	36.00	16.00	20.0	0.00	16.00	60.00	24.0	29.6	25	-	-	-	-
B21	CCS	2.25	207.34	107	193.5	19.39	2.70	18.10	0.61	36.00	16.00	20.0	0.00	16.00	60.00	24.0	39.21	50	-	-	-	-
B21	CCS	2.25	207.34	107	193.5	19.39	2.70	18.10	0.61	36.00	16.00	20.0	0.00	16.00	60.00	24.0	62.22	100	-	-	-	-
B21	CCS	4.20	205.39	133	200	19.57	2.70	19.40	0.62	37.00	18.00	19.0	0.00	13.00	64.00	23.0	-	-	-	-	-	-
B21	CCS	20.20	189.39	100	105	19.98	2.69	19.80	0.58	48.00	25.00	23.0	11.00	10.00	51.00	28.0	-	-	-	195.30	-	-
B21	GES2	27.20	182.39			21.53	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.86	-	-	-
B22CH	SAF	2.25	190.49	60	143.5	19.02	2.69	20.60	0.67	43.00	17.00	26.0	0.00	6.00	70.00	24.0	-	-	-	-	-	-
B22CH	SAF	4.25	188.49	200	300	18.86	2.69	22.60	0.71	49.00	25.00	24.0	0.00	4.00	63.00	33.0	42.44	25	-	-	-	-
B22CH	SAF	4.25	188.49	200	300	18.86	2.69	22.60	0.71	49.00	25.00	24.0	0.00	4.00	63.00	33.0	50.28	50	-	-	-	-
B22CH	SAF	4.25	188.49	200	300	18.86	2.69	22.60	0.71	49.00	25.00	24.0	0.00	4.00	63.00	33.0	70.89	100	-	-	-	-
B22CH	SAF	6.25	186.49	87	186.5	18.61	2.69	27.80	0.81	63.00	25.00	38.0	0.00	6.00	61.00	33.0	-	-	-	-	0.10	1.22E-02
B22CH	SAF	14.60	178.14			21.29	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.52	-	-	-
B22CH	SAF	16.25	176.49	200	300	19.65	2.70	23.40	0.66	54.00	29.00	25.0	0.00	0.00	74.00	26.0	-	-	-	192.40	-	-
B22CH	SAF	18.60	174.14			21.66	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.88	-	-	-
B22CH	SAF	21.70	171.04			21.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.40	-	-	-
B23PZ	b	1.45	187.72			-	2.69	-	-	-	-	-	0.00	16.00	60.00	24.0	-	-	-	-	-	-

Sondaggio	Materiale	Prof.	quota	CU VT	CU PP	g _n	G _s	w	e ₀	LL	PI	PL	Composizione granulometrica				TD_picco		cnc rock	TX-UU	CR	RR
													Ghiaia	Sabbia	Limo	Argilla	t	sn	sc	C _u		
[n°]	[-]	[m p.c.]	[m NAP]			[kN/m ³]		[%]	[-]	[%]	[%]	[-]	[%]	[%]	[%]	[%]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[kPa]		
B23PZ	SAF	6.05	183.12	200	300	18.30	2.70	25.20	0.81	53.00	27.00	26.0	1.00	1.00	62.00	36.0	42.22	50	-	-	-	-
B23PZ	SAF	6.05	183.12	200	300	18.30	2.70	25.20	0.81	53.00	27.00	26.0	1.00	1.00	62.00	36.0	67.65	100	-	-	-	-
B23PZ	SAF	6.05	183.12	200	300	18.30	2.70	25.20	0.81	53.00	27.00	26.0	1.00	1.00	62.00	36.0	103.64	200	-	-	-	-
B23PZ	SAF	12.20	176.97			-	2.67	-	-	-	-	-	1.00	4.00	62.00	33.0	-	-	-	-	-	-
B23PZ	SAF	17.25	171.92	200	300	19.06	2.70	24.10	0.73	49.00	24.00	25.0	0.00	1.00	61.00	38.0	-	-	-	233.70	-	-
B24PZ	SAF	6.73	178.53			-	2.65	-	-	-	-	-	0.00	6.00	63.00	31.0	-	-	-	-	-	-
B24PZ	SAF	9.80	175.45	200	300	19.78	2.70	20.60	0.62	37.00	16.00	21.0	0.00	9.00	62.00	29.0	-	-	-	-	-	-
B24PZ	SAF	12.20	173.05	200	300	20.04	2.71	20.10	0.59	38.00	16.00	22.0	0.00	2.00	73.00	25.0	-	-	-	142.70	-	-
B24PZ	SAF	20.75	164.50	200	300	19.93	2.70	22.70	0.63	36.00	14.00	22.0	0.00	3.00	73.00	24.0	-	-	-	-	0.11	1.40E-02
B24PZ	SAF	21.23	164.03			-	2.70	-	-	-	-	-	0.00	8.00	65.00	27.0	-	-	-	-	-	-
B24PZ	SAF	25.30	159.95			19.63	2.70	25.00	0.69	36.00	15.00	21.0	0.00	8.00	61.00	31.0	65.64	100	-	-	-	-
B24PZ	SAF	25.30	159.95			19.63	2.70	25.00	0.69	36.00	15.00	21.0	0.00	8.00	61.00	31.0	99.34	200	-	-	-	-
B24PZ	SAF	25.30	159.95			19.63	2.70	25.00	0.69	36.00	15.00	21.0	0.00	8.00	61.00	31.0	145.64	400	-	-	-	-
B25CH	b	1.40	187.75			-	2.70	-	-	42.00	20.00	22.0	0.00	6.00	71.00	23.0	-	-	-	-	-	-
B25CH	b	2.25	186.90	57	66.5	17.77	2.69	29.50	0.92	48.00	23.00	25.0	0.00	0.00	69.00	31.0	31.64	25	-	-	-	-
B25CH	b	2.25	186.90	57	66.5	17.77	2.69	29.50	0.92	48.00	23.00	25.0	0.00	0.00	69.00	31.0	43.48	50	-	-	-	-
B25CH	b	2.25	186.90	57	66.5	17.77	2.69	29.50	0.92	48.00	23.00	25.0	0.00	0.00	69.00	31.0	62.64	100	-	-	-	-
B25CH	b	6.25	182.90	27	48.5	17.84	2.67	30.80	0.92	35.00	12.00	23.0	0.00	6.00	60.00	34.0	-	-	-	-	-	-
B25CH	SAF	12.20	176.95	53	88.5	19.74	2.69	20.30	0.61	39.00	18.00	21.0	17.00	15.00	49.00	19.0	-	-	-	-	0.12	2.69E-02
B25CH	SAF	25.30	163.85	83	111.5	19.18	2.71	26.70	0.75	41.00	16.00	25.0	0.00	1.00	68.00	31.0	-	-	-	173.70	-	-
B26PZ	b	2.30	185.01	23	40	18.65	2.69	26.20	0.78	46.00	25.00	21.0	1.00	7.00	60.00	32.0	-	-	-	-	-	-

Sondaggio	Materiale	Prof.	quota	CU VT	CU PP	g _n	G _s	w	e ₀	LL	PI	PL	Composizione granulometrica				TD_picco		cnc rock	TX-UU	CR	RR
													Ghiaia	Sabbia	Limo	Argilla	t	sn	sc	C _u		
[n°]	[-]	[m p.c.]	[m NAP]			[kN/m ³]		[%]	[-]	[%]	[%]	[-]	[%]	[%]	[%]	[%]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[kPa]		
B26PZ	b	4.30	183.01			19.10	2.71	21.70	0.69	27.00	6.00	21.0	0.00	79.00	16.00	5.0	17.15	25	-	-	-	-
B26PZ	b	4.30	183.01			19.10	2.71	21.70	0.69	27.00	6.00	21.0	0.00	79.00	16.00	5.0	36.15	50	-	-	-	-
B26PZ	b	4.30	183.01			19.10	2.71	21.70	0.69	27.00	6.00	21.0	0.00	79.00	16.00	5.0	60.64	100	-	-	-	-
B26PZ	b	4.83	182.49			-	2.69	-	-	-	-	-	1.00	60.00	30.00	9.0	-	-	-	-	-	-
B26PZ	SAF	15.20	172.11	60	158.5	20.02	2.64	20.60	0.56	41.00	19.00	22.0	0.00	1.00	66.00	33.0	-	-	-	114.40	-	-
B27PZ	b	1.35	180.26			-	2.68	-	-	26.00	6.00	20.0	59.00	27.00	11.00	3.0	-	-	-	-	-	-
B27PZ	SAF	8.25	173.36	200	300	18.40	2.68	24.60	0.78	57.00	26.00	31.0	0.00	3.00	60.00	37.0	-	-	-	-	-	-
B27PZ	SAF	16.80	164.81	200	300	18.69	2.68	26.30	0.77	51.00	29.00	22.0	0.00	2.00	58.00	40.0	-	-	-	212.80	-	-
B28PZ	b1	1.40	186.50			-	2.70	-	-	51.00	27.00	24.0	0.00	5.00	54.00	41.0	-	-	-	-	-	-
B28PZ	b1	2.20	185.70			18.04	2.67	4.70	0.52	-	-	-	2.00	94.00	4.00	0.0	13.34	25	-	-	-	-
B28PZ	b1	2.20	185.70			18.04	2.67	4.70	0.52	-	-	-	2.00	94.00	4.00	0.0	33.34	50	-	-	-	-
B28PZ	b1	2.20	185.70			18.04	2.67	4.70	0.52	-	-	-	2.00	94.00	4.00	0.0	58.81	100	-	-	-	-
B28PZ	b1	6.70	181.20	140	258.5	18.17	2.70	26.90	0.85	55.00	31.00	24.0	0.00	1.00	51.00	48.0	46.99	50	-	-	-	-
B28PZ	b1	6.70	181.20	140	258.5	18.17	2.70	26.90	0.85	55.00	31.00	24.0	0.00	1.00	51.00	48.0	62	100	-	-	-	-
B28PZ	b1	6.70	181.20	140	258.5	18.17	2.70	26.90	0.85	55.00	31.00	24.0	0.00	1.00	51.00	48.0	103.99	200	-	-	-	-
B28PZ	SAF	12.20	175.70	147	261.5	19.16	2.70	24.30	0.72	39.00	19.00	20.0	0.00	1.00	54.00	45.0	46.99	50	-	-	0.08	2.61E-02
B29DH	SAF	9.20	176.42	53	163.5	19.32	2.69	24.10	0.70	43.00	14.00	29.0	0.00	3.00	75.00	22.0	-	-	-	-	-	-
B29DH	SAF	11.80	173.82	200	300	19.78	2.71	22.80	0.65	42.00	19.00	23.0	0.00	1.00	63.00	36.0	-	-	-	-	0.07	2.12E-02
B29DH	SAF	19.75	165.87	200	300	20.05	2.69	21.50	0.60	39.00	19.00	20.0	0.00	0.00	69.00	31.0	66.64	100	-	-	-	-
B29DH	SAF	19.75	165.87	200	300	20.05	2.69	21.50	0.60	39.00	19.00	20.0	0.00	0.00	69.00	31.0	106.33	200	-	-	-	-
B29DH	SAF	19.75	165.87	200	300	20.05	2.69	21.50	0.60	39.00	19.00	20.0	0.00	0.00	69.00	31.0	148.15	300	-	-	-	-

Sondaggio	Materiale	Prof.	quota	CU VT	CU PP	g _n	G _s	w	e ₀	LL	PI	PL	Composizione granulometrica				TD_picco		cnc rock	TX-UU	CR	RR
													Ghiaia	Sabbia	Limo	Argilla	t	sn	sc	C _u		
[n°]	[-]	[m p.c.]	[m NAP]			[kN/m ³]		[%]	[-]	[%]	[%]	[-]	[%]	[%]	[%]	[%]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[kPa]		
B29DH	SAF	30.75	154.87			20.25	2.69	21.10	0.58	34.00	12.00	22.0	0.00	0.00	74.00	26.0	-	-	-	244.60	-	-
SFG24	CCS	3.25	206.94			19.82	-	17.23	-	33.38	11.05	22.3	2.44	22.01	63.53	12.0	13	25	-	-	-	-
SFG24	GES2	23.50	186.69			19.82	2.71	24.39	0.67	52.60	24.16	28.4	0.00	6.14	72.27	21.6	-	-	-	-	-	-
SPE26-07	GES2	20.50	200.40			-	-	-	-	46.87	15.36	31.5	0.00	14.92	80.01	5.1	-	-	-	-	-	-
SPE26-07	GES1	35.15	185.75			-	-	-	-	51.01	21.35	29.7	0.08	4.48	67.68	27.8	-	-	-	-	-	-
SPE26-9	CCS	12.10	215.60			-	-	-	-	53.51	26.05	27.5	0.00	0.00	60.00	38.0	-	-	-	-	-	-
SPE26-9	CCS	18.50	209.20			-	-	-	-	43.54	20.57	23.0	0.00	2.43	65.00	33.0	-	-	-	-	-	-
SPE26-9	CCS	17.15	210.55			-	-	-	-	48.66	19.73	28.9	30.00	17.00	44.00	9.0	-	-	-	-	-	-
SPE26-9	CCS	14.75	212.95			-	2.70	20.13	-	40.10	16.57	23.5	0.00	0.47	83.67	15.9	-	-	-	-	-	-
SPD26-6	b	3.20	185.30			-	-	-	-	38.20	17.50	20.7	0.00	10.00	90.00		-	-	-	-	-	-
SPD26-6	b	6.25	182.25			-	-	-	-	-	-	-	47.50	35.90	16.60		-	-	-	-	-	-
SPD26-6	SAF	15.25	173.25			17.02	2.63	11.70	0.51	34.80	11.30	23.5	0.00	5.00	95.00		46	100	-	-	-	-
SPD26-6	SAF	25.25	163.25			15.64	2.76	26.30	0.73	34.90	11.90	23.0	0.00	0.70	99.30		34	50	-	-	-	-
SPD26-7	b	6.20	181.80			-	-	-	-	-	-	-	69.40	28.70	1.90		-	-	-	-	-	-
SPD26-7	b	9.15	178.85			-	-	-	-	49.60	23.00	26.6	0.00	1.00	99.00		-	-	-	-	-	-
SPD26-7	SAF	15.35	172.65			16.05	2.74	26.50	0.68	48.50	24.00	24.5	0.00	1.00	99.30		60	100	-	-	-	-
SPD26-7	SAF	25.25	162.75			16.11	2.75	21.30	0.68	35.00	11.80	23.2	0.00	1.00	99.00		21	50	-	-	-	-
SPD26-9	b	6.15	181.05			-	-	-	-	-	-	-	52.70	41.20	6.10		-	-	-	-	-	-
SPD26-9	b	12.00	175.20			-	-	-	-	42.70	21.70	21.0	0.00	17.70	82.30		-	-	-	-	-	-
SPD26-9	SAF	5.25	181.95			18.93	2.72	29.51	0.83	22.20	0.90	21.3	0.00	68.34	31.66		6.7	25	-	-	-	-
SPD26-10	b1	3.15	182.55			-	-	-	-	-	-	-	75.10	18.80	6.10		-	-	-	-	-	-
SPD26-10	SAF	9.25	176.45			15.95	2.78	23.94	0.71	40.00	13.90	26.1	0.00	2.87	97.13		56.7	100	-	-	-	-

Sondaggio	Materiale	Prof.	quota	CU VT	CU PP	g _n	G _s	w	e ₀	LL	PI	PL	Composizione granulometrica				TD_picco		cnc rock	TX-UU	CR	RR
													Ghiaia	Sabbia	Limo	Argilla	t	sn	sc	C _u		
[n°]	[-]	[m p.c.]	[m NAP]			[kN/m3]		[%]	[-]	[%]	[%]	[-]	[%]	[%]	[%]	[%]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[kPa]		
SPD26-10	SAF	15.20	170.50			19.13	2.74	19.53	0.68	40.61	19.56	21.1	0.00	0.41	99.59		60.49	100	-	-	-	-